

目 次

论 文

- 非饱和渗流条件下降雨对基坑边坡稳定性的影响..... 韩同春 (3)
- 修正密度法在某复合地基堆场稳定分析中的应用.....刘吉福, 石志兵, 郭舒洋 (12)
- 基于 Surfer 的土方精度的影响因素分析.....李良, 胡安峰, 高静连 (22)
- 砂土注浆的颗粒流细观力学数值模拟研究.....秦鹏飞 (31)
- PHC 管桩在基坑支护结构中的应用..... 吴连祥, 贾华, 吴加祥 (46)

译 文

- 复合地基技术近期研究和发展.....余良贵 译; 周建校 (54)

非饱和渗流条件下降雨对基坑边坡稳定性的影响

韩同春

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 雨水的入渗导致土体含水量增加, 基质吸力降低, 导致基坑整体稳定性降低。非饱和土体中的渗流为液相和气相的二相流动, 在两相流动理论上计算了不同降雨时刻基坑周边孔隙水压力的分布情况, 考虑非饱和土体的强度性质, 用强度折减法计算了基坑的整体稳定性。结果表明随着降雨历时的增加, 表面非饱和区域逐渐减小, 基坑的整体稳定安全系数逐渐降低。在表面喷射混凝土护坡, 可以有效降低雨水的入渗量, 提高边坡的安全度。

1 概述

基坑开挖一般在干燥状态下进行, 在地下水位较高的地区, 进行基坑开挖时需要降低地下水位。基坑开挖需要一个时间过程, 在此过程中不可避免地要受到来自降雨作用的影响。降雨后雨水入渗, 进入土体中, 导致土体含水量增加。由此一方面引起土体的基质吸力降低, 重度增加, 另外水在土体中渗流对基坑边坡土体产生渗透力, 对基坑的整体稳定性产生不利影响, 是在基坑工程实践中需要注意的。

董诚等^[1]利用强度折减法计算了潜水位生成、渗流计算生成水压以及基坑外水位不降 3 种工况下基坑的整体稳定安全系数, 认为渗流对基坑整体稳定影响较大, 而传统规范没有考虑渗流的影响。贾彩虹等^[2]结合工程实例, 采用非稳定渗流-应力耦合的方法对基坑开挖过程中的变形问题进行分析。黄春娥^[3]将有限单元法与条分法结合来计算渗流作用下基坑的稳定性, 通过渗流分析计算作用到土体上的渗透力, 采用的条分法来计算渗透力作用下边坡的稳定性。邱海兵等^[4]针对瞬时暴雨和连阴降雨两种降雨模式, 对安桩支护的基坑边坡渗流进行了数值模拟, 探讨了两种降雨模式下边坡非饱和土体的负孔隙水压力消散规律, 再利用强度折减法对边坡的稳定性进行分析。盛剑龙等^[5]考虑渗流-应力耦合与不耦合两种情况, 计算了边坡的稳定性通过对比渗流场与应力场的耦合对边坡稳定性的影响效果明显, 地下水对边坡的作用不能以简单孔隙水压力来代替。任佳等^[6]将相同降雨量和相同历时的降雨分为 4 种模式, 分析了降雨模式对降雨入渗和稳定性的影响。

基坑的降水引起水的渗流, 渗透力作用到基坑侧壁土体上, 现行基坑规范大多按照静止水压力来考虑基坑整体稳定性^[1], 同时未对饱和区域和非饱和区域的土体的强度参数进行区分, 未能考虑土体基质吸力的变化。本文考虑渗流与土体间的耦合作用, 以二相流动

理论为基础,用数值软件 FLAC 来模拟降雨条件下雨水随时间的入渗情况,来讨论在基坑正常降水状态下,降雨对基坑稳定性变化的影响。

2 水和气体在非饱和土体中的流动

2.1 非饱和流动

土体是由固、液、气三相组成的,饱和土体孔隙全部为液体充满。对于非饱和土体,孔隙水和气体在土体中的流动为两相不混溶流动,流动遵循达西定律:

$$q_i^w = -k_{ij}^w k_r^w \frac{\partial}{\partial x_j} (P_w - \rho_w g_k x_k) \quad (1)$$

$$q_i^g = -k_{ij}^g \frac{\mu_w}{\mu_g} k_r^g \frac{\partial}{\partial x_j} (P_g - \rho_g g_k x_k) \quad (2)$$

式中 k_{ij} 是饱和流动性系数,是一个张量; k_r 是流体的相对渗透率; μ 是动态粘滞度; ρ 是流体密度; g 是重度。

饱和和流动性系数 k 与常用的渗透系数 k_h 间的关系如下式

$$k_h = kg\rho_f \quad (3)$$

要确定非饱和土体中的渗流,从式(1)和(2)可以看到,还有另外一个参数,相对渗透性。相对渗透性与流体的饱和度密切相关,中间的关系可以用 van Genuchten 经验法则来确定^[7]:

$$k_r^w = S_e^b \left[1 - (1 - S_e^{1/a})^a \right]^2 \quad (4)$$

$$k_r^g = (1 - S_e)^c \left[1 - S_e^{1/a} \right]^{2a} \quad (5)$$

上式中 a 、 b 和 c 为常数; S_e 为有效饱和度,由下式确定:

$$S_e = \frac{S_w - S_r^w}{1 - S_r^w} \quad (6)$$

其中 S_r^w 是残余饱和度。

非饱和土条件下基质吸力与饱和度间的关系为

$$p_g - p_w = P_c(S_w) = P_0 \left[S_e^{-1/a} - 1 \right]^{1-a} \quad (7)$$

式中 P_0 是一个与材料有关的系数, 土颗粒越细, 其值越大, 一般粘性土明显大于砂性土。

对于允许轻微压缩的流体, 对于一个微单元体, 单位时间内流入流出单元的量与单元体内流体的变化量是相等的, 可以表示为:

$$\frac{\partial \xi_w}{\partial t} = -\frac{\partial q_i^w}{\partial x_i} + q_v^w \quad (8)$$

$$\frac{\partial \xi_g}{\partial t} = -\frac{\partial q_i^g}{\partial x_i} + q_v^g \quad (9)$$

上式中 ξ 为流体的变化量。

对于流体来说, 在流动过程中其压力的变化量可以表示为:

$$S_w \frac{\partial P_w}{\partial t} = \frac{K_w}{n} \left[\frac{\partial \xi_w}{\partial t} - n \frac{\partial S_w}{\partial t} - S_w \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \right] \quad (10)$$

$$S_g \frac{\partial P_g}{\partial t} = \frac{K_g}{n} \left[\frac{\partial \xi_g}{\partial t} - n \frac{\partial S_g}{\partial t} - S_g \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \right] \quad (11)$$

式中 K_g 、 K_w 分别是气相和液相的体积模量, ε 是体积应变。

将式 (8) 代入式 (10), 式 (9) 代入式 (11), 经变换后可以得到下面的式子:

$$n \left[\frac{S_w}{K_w} \frac{\partial P_w}{\partial t} + \frac{\partial S_w}{\partial t} \right] = - \left[\frac{\partial q_i^w}{\partial x_i} + S_w \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \right] \quad (12)$$

$$n \left[\frac{S_g}{K_g} \frac{\partial P_g}{\partial t} + \frac{\partial S_g}{\partial t} \right] = - \left[\frac{\partial q_i^g}{\partial x_i} + S_g \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \right] \quad (13)$$

在非耦合计算中, 上式中 $\partial \varepsilon / \partial t$ 被忽略掉, 即不考虑单元体的压缩。这样, 式 (11)、(12) 和式 (7), 再加上在非饱和流动过程中, 气体饱和度和液体饱和度的和应为 1, 所有这些条件构成了一个非线性方程组, 水和气体在非饱和土体的流动过程实际上就是要解这个方程组, 这个方程组包含了四个未知量, 分别是气相的压力 (P_g) 和饱和度 (S_g), 液相的压力 (P_w) 和饱和度 (S_w), 一般采用数值方法求解, 求解后可以得到每个节点的这四个数值。

2.2 耦合流动

耦合流动过程中, 流体与固体相互作用。流体的流动除服从上面的规律外, 还需要考虑平衡方程、本构关系以及应变相容性条件, 简要叙述如下:

平衡方程式表示如下:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i = \rho \frac{d\dot{u}_i}{dt} \quad (14)$$

式中 \dot{u} 为速度; ρ 是体积密度, 非饱和流动表示为

$$\rho = \rho_d + n(S_w \rho_w + S_g \rho_g) \quad (15)$$

本构关系以增量形式表示如下:

$$\Delta \sigma'_{ij} = H(\sigma_{ij}, \Delta \varepsilon_{ij}, \kappa) \quad (16)$$

式中 $\Delta \sigma'_{ij}$ 是有效应力增量, κ 是反映应力应变过程的历史参数。

对于二相流动来说, 在效应力的增量形式为

$$\Delta \sigma'_{ij} = \Delta \sigma_{ij} + \overline{\Delta P} \delta_{ij} \quad (17)$$

本文中采用摩尔库仑破坏定律和 Bishop 有效应力来确定基坑的整体稳定性, 屈服准则表示为:

$$\tau_{\max} = \sigma_b \tan \phi' + c' \quad (18)$$

式中 τ_{\max} 是土体抗剪强度, σ_b 是 Bishop 有效应力, 在二相流动条件下表示为:

$$\sigma_b = (\sigma - P_a) + \chi(P_a - P_w) \quad (19)$$

式中 χ 为有效应力系数, 变化范围为 0~1, 对应干燥土体至完全饱和。基质吸力可以在试验室测试得到, 一般条件下可以用饱和度来近似^[8]。由此式 (19) 变为式 (20)

$$\sigma_b = \sigma - (S_w P_w + S_a P_a) \quad (20)$$

式中 $(S_w P_w + S_a P_a)$ 就是孔隙流体压力, 包含了液相和气相两部分。由此库仑强度表达式变为下面式子:

$$\tau_{\max} = (\sigma - P_a) \tan \phi' + S_w (P_a - P_w) \tan \phi' + c' \quad (21)$$

当土体完全干燥或者饱和时, 上式退化为经典的库仑强度表达式。

再结合相容性条件, 以及一定的边界条件, 形成了流体-土体的相互耦合作用。

3 折减法安全系数分析

基坑边坡安全系数可以通过强度折减法进行计算, 由 Zienkiewicz 在 1975 年首先用于边坡稳定分析^[9], 主要是通过逐步增加或减小土体的抗剪强度, 以使边坡达到极限平衡状态, 这时的折系数就是安全系数。

这种方法的主要优点就是不需要事先确定滑动面, 滑动面由计算过程中产生的剪切应变变量等自动确定。一般折减方法如下:

$$c^{trial} = \frac{c}{F_s^{trial}} \quad (22)$$

$$\varphi^{trial} = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{F_s^{trial}}\right) \quad (23)$$

计算过程中使用安全系数的尝试值 F_s^{trial} 来折减强度参数值, 直至边坡破坏产生。

4 数值模拟

4.1 数值模型

为了简单起见, 采用均质边坡进行说明, 边坡高度 6m, 坡率 1:1, 边坡模型见图 1。

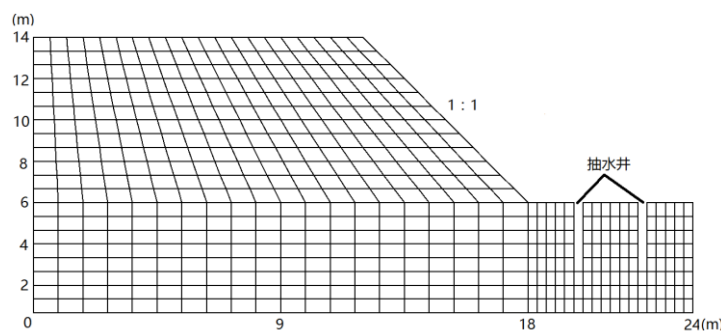


图1 计算模型

土体为粉砂土, 计算参数见表 1。

表1 粉砂土性质参数

体积模量 K/Pa	剪切模量 G/Pa	孔隙率 n	干密度 $\rho/\text{kg/m}^3$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$	渗透系数 $K_s/\text{m/s}$
33e6	11e6	0.35	1660	6	35	1e-5
残余饱和度 $S_r/\%$	a	b	c	水的体积模量 K_w/Pa	气相体积模量 K_g/Pa	
0.0	0.445	0.5	0.5	2e9	1e5	

土体初始水位深度为 1.0m，基坑开挖深度为 6m。在基坑开挖过程中采用深井降水，本论文中采用坑内布置深井的方法进行模拟，保证坑底水位位于地表下面 1.0m 深度。基坑开挖到底时，降水基本稳定时的水流情况，用 FLAC 模拟如图 2 所示。



图 2 基坑降水孔隙水压力分布图

图 2 显示了基坑开挖到底时，在降水条件下孔隙水压力分布图。可以看出，边坡上部一部分土体由于降水而处于非饱和状态，其孔隙水压力小于零，基质吸力大于，对边坡的稳定是有利的。应用强度折减法得到安全系数为 1.31，相应的位移矢量图见图 3。

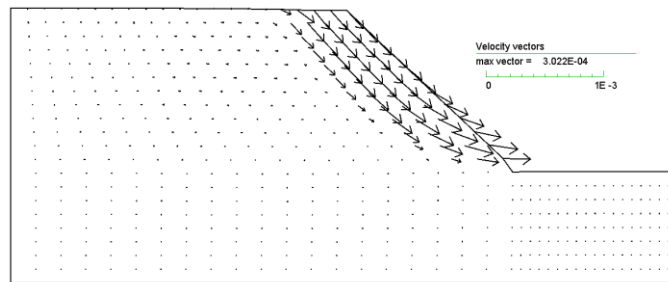


图 3 开挖到坑底时位移矢量图

下面考虑不同降雨时间雨水入渗情况，降雨强度假定为 $1.0 \times 10^{-6} \text{m/s}$ 。

4.2 数值计算

选择降雨历经 2.8h、5h、10h、16.7h、33.3h 的时间进行稳定分析，经历不同时间雨水入渗后孔隙水压力分布分别见较图 4~8。



图 4 降雨 2.8h 后孔隙水压力分布图



图 5 降雨 5.0h 后孔隙水压力分布图



图 6 降雨 10.0h 后孔隙水压力分布图



图 7 降雨 16.7h 后孔隙水压力分布图



图 8 降雨 33.3h 后孔隙水压力分布图

从上图可以看出,随着时间的增加,表面的非饱和区域逐渐减少,饱和区域逐渐增多。相应的土体强度降低,从而降低基坑的整体稳定性。针对不同时间的孔隙水压分布情况,进行稳定性分析,结果见表 2。

表2 安全系数随时间变化

时间/h	0.0	2.8	5.0	10.0	16.7	33.3
安全系数	1.31	1.27	1.22	1.12	1.09	1.01

从图据中可以看出，安全系数在初期降低较快，后期降低速率减小。这和雨水入渗初期部分土体很快进入饱和状态，导致强度降低较快，相应的安全系数降低较多有关。为了明显的观察入渗后非饱和土体分布，图9显示了16.7h时的饱和度分布图。

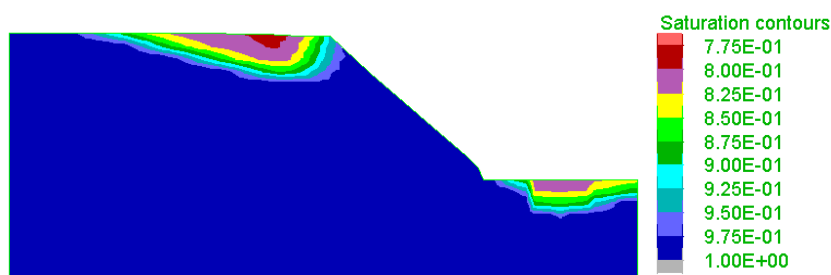


图9 降雨16.7h时饱和度分布图

图9显示了还有部分未饱和区分布在坡顶，对坡体稳定性起到积极性作用。相信随着降雨入渗的进行，未饱和部分的区域会越来越小，相应的安全系数也会越来越低。

在实际工程中，边坡坡面一般喷射混凝土护坡，对雨水入渗起到阻止作用，势必对稳定性起到积极的作用。为了确定护面喷射混凝土对稳定的作用，选择降雨33.3h不在坡面上降雨进行模拟，其余部分仍采用原来的降雨强度，图10为孔隙水压力分布图。



图10 护坡情况下孔隙水压力分布图

根据此时的孔隙水压力分布情况，相应的安全系数为1.21。与有坡面入渗相比，相同时间时的安全系数为1.01，可以看到护面后减少了雨水的入渗，安全系数得到了很大提高。

5 结论

根据两相流动理论，计算了雨水在基坑土体的入渗过程。降雨对基坑的整体稳定性有明显影响，随着时间的增加，雨水逐渐入渗进入土体中，导致非饱和土体逐渐减少，相应

的边坡土体强度降低。且在降雨初期,安全系数降低较快,后期安全系数的降低速率减小。理论上,由雨水入渗引起的对基坑稳定性不利的因素至少来自三个方面:一是土体含水量增加后引起的基质吸力降低,土体完全饱和后基质吸力消失;二是土重度的增加,坡体的滑动重力是主导因素,重度的增加直接导致了下滑力的增加,降低了稳定性;三是渗透力的存在。从孔压分布图可以看到,渗流方向指向坑底,这也表示了渗透力的指向,表明渗透力某种程度上成为下滑力的一部分。其他还包括雨水对坡面的冲刷、侵蚀,以及流砂等,需要根据基坑的具体情况进行分析。

雨水入渗导致基坑稳定安全系数在大大降低,由稳定而进入临界状态。在基坑工程实践中,应注意降雨对基坑稳定性的影响。可以采取的措施,阻止雨水入渗进入土体,计算表明对坡面的覆盖可以有效阻止雨水渗入土体中,导致安全系数有明显提升,可以有效提高基坑的整体稳定性。需要说明的是,在坡面喷射混凝土后,雨水无法入渗,沿坡面表面径流进入基坑,这时需要及时排水。文中是假定降水井可以正常排出地面水和地下水的,从而保证坑底一直处于干燥状态下。

另外护坡阻止雨水入渗,可以对基坑的整体稳定性起到积极的作用,有利于安全系数的提高。但需要注意的是防止喷射混凝土出现空洞,雨水进入其中对边坡土体进行掏蚀,尤其是对于砂性土边坡,很容易形成空洞,导致混凝土面层与下部土体间脱离。

参考文献:

- [1] 董诚, 郑颖人, 唐晓松. 利用有限元强度折减法进行渗流条件下的基坑整体稳定性分析[J]. 土木工程学报, 2009, 42(3):105-110.
- [2] 贾彩虹, 王翔, 王媛. 考虑渗流-应力耦合作用的基坑变形研究[J]. 武汉理工大学学报, 2010, 32(1): 119-122.
- [3] 黄春娥. 考虑渗流作用的基坑稳定性分析[D]. 浙江大学博士学位论文, 2001.
- [4] 邱海兵, 刘增荣, 王海刚. 两种降雨模式下基坑渗流及稳定性研究[J]. 土工基础, 2014, 28(1):64-67.
- [5] 盛建龙, 叶剑. 考渗流-应力耦合作用的基坑边坡稳定性分析[J]. 武汉科技大学学报, 2015, 38(5): 391-395.
- [6] 任佳, 巩立固. 降雨模式对土质边坡稳定性的影响[J]. 人民黄河, 2016, 38(4):85-89.
- [7] van Genuchten, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society America Journal*, 1980, 44 (5):892-898.
- [8] Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., and Clifton, A. W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 1996, 33(3):379-392.
- [9] Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., and Lewis, R. W. Associated and nonassociated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. *Géotechnique* 1975, 25(4):671-689.

修正密度法在某复合地基堆场稳定分析中的应用

刘吉福^{1,2}, 石志兵², 郭舒洋²

(1. 中铁建港航局集团勘察设计院有限公司, 广东 广州 511442; 2. 广州大学土木工程学院, 广东 广州, 510006)

摘要: 在调查分析某混凝土桩复合地基堆场失稳情况、分析混凝土桩复合地基失稳与桩身开裂关系的基础上, 推荐采用修正密度法分析堆场稳定性。对该堆场采用修正密度法进行了稳定分析, 分析表明滑塌工程堆场绕流滑动导致素混凝土桩破坏, 修正密度法分析的稳定安全系数与工程情况相符。

关键词: 路基; 修正密度法; 绕流滑动; 断裂; 失稳

1 前言

堆场荷载较大时, 软土地基堆场需要采用素混凝土桩、CFG 桩、管桩等混凝土桩复合地基^[1-3]。港口工程实践中, 不论堆场采用刚性基础还是柔性基础, 通常按照承载力设计堆场复合地基, 而不验算堆场稳定性, 可能导致堆场失稳事故, 采用柔性基础的某软土地基矿石堆场出现非常典型的失稳事故^[3-5]。文献[3]对该失稳工程通过验算考虑桩身负摩擦力影响的复合地基承载力分析滑塌原因, 其缺点是难以确定负摩擦力的大小, 难以计算成层地基的复合地基承载力。文献[4]对该工程采用桩斜截面抗剪力验算整体滑动稳定性, 其缺点是桩开裂方向与滑动面往往不一致, 且计算安全系数为 1.38, 与实际情况不符, 最后归因于桩受弯断裂导致滑塌。文献[5]通过数值分析认为桩受弯断裂导致滑塌, 但未说明利用强度折减法得到的稳定安全系数 0.98 对应的桩身抗剪强度指标取值。

在对文献[3-5]中失稳矿石堆场资料对比分析的基础上, 采用修正密度法对进行了稳定分析, 得到了堆场失稳的原因。

2 堆场情况调查与分析^[3-5]

由于文献[3-5]对滑塌工程的介绍不完全一致, 在反复对比、询问相关作者和知情人的基础上综合形成以下工程情况。

1.1 工程概况

某钢厂原料堆场长 612m, 其中杂矿堆场宽 37m, 中心堆高 12m; 混均料堆场宽 24m, 中心堆高 9m。

1.2 地质情况

根据文献[3, 4]得到的地层情况见表1。表1中淤泥质黏土层带*的为失稳后调查结果。由文献[3]中包含3个勘察孔的地质剖面可得粉质黏土层顶面平均高程为1.33m, 平均厚度为2.3m; 淤泥质黏土层顶面高程平均为-0.97m, 平均厚度为30m。文献[3, 4]中淤泥质黏土的不排水抗剪强度17.4kPa是根据文献[4]中11m深度范围内的十字板强度得到的平均值, 不能代表整个土层的不排水抗剪强度。由文献[3]可知, 淤泥质黏土层静力触探锥尖阻力随深度基本呈线性增长, 不宜对整个土层的十字板强度进行平均。将淤泥质黏土层按照5m一层, 供划分为6个亚层, 每个亚层土的不排水抗剪强度根据该层中点对应的锥尖阻力按照文献[11]计算得到, 计算结果见表1。其中淤泥质黏土层顶面锥尖阻力为0.080MPa是根据上覆土粉质黏土层厚度2.3m计算得到的。

表1 地层情况

土名	h/m	ρ_s /kg/m ³	e	I_L	w/%	q_c /MPa	f_s /kPa	f_{ak} /kPa	E_s /MPa	c_{cu} /kPa	φ_{cu} /°	C_u /kPa	ρ_{sr} /kg/m ³
精矿	8.0	2500								0	37		1623
垫层	2	1940								0	35		1259
粉质黏土	1.67	1900			32.7			90	4.0	8.5	11.4	39.4	644
	5											9.3	1422
	5											17.0	1188
淤泥质黏土	5	1760	1.251	1.23	44.6	0.60	9.68	60	2.2	6.2	7.8	24.6	958/2451
	5											32.2	2681
	5											39.8	2912
	5											47.5	3146
淤泥质黏土*	30		1.275	1.42	45.4	0.47	10.0			8.7	3.1	21.9	
粉质黏土	7.2	1880			32.5			75	3.0	12.5	13.5		
黏土	>15	1930			30.5			140	6.0	19.0	12.5		

1.3 地基处理情况

每个堆场四周设置3排C2钢筋混凝土桩, 每根桩配6根HRB335级16mm钢筋, 桩顶采用钢筋混凝土纵横梁连接。堆场中部采用426mm直径的C15素混凝土桩, 素混凝土桩排距为3.0m, 列距为1.5m, 等效桩间距为2.121m, 桩置换率为3.17% (不是文献[3]中的6.33%)。桩顶高程为0.7m, 中间桩底高程为-27.3m, 向两侧逐列按照2m之差减少桩长, 最短的桩桩底高程为-14.3m。桩顶铺1层格栅、0.5m厚砂卵石褥垫层和1.5m厚碎石垫层。格栅抗拉强度为60kN/m, 抗拉刚度为2000kN/m。

堆场的堆料和取料机械采用PHC管桩梁板基础。

1.4 失稳情况

杂矿堆场精矿高5m时中段100m范围水平位移速率连续多天超过5mm/d, 6.5m时位移速率为37~38mm/d, 最大沉降2.41m, 堆取料基础最大位移384mm, 10~15m范围内孔

压平均值为 150kPa, 两侧地面隆起并出现多条纵向裂缝, 地面下 5~8m 的土体有明显的侧向位移。卸载 1.5m 位移又趋于稳定。混均矿堆场堆高为设计堆高的 40% 时出现类似情况。后期处理时发现桩头破裂, 格栅破坏。

2 稳定分析方法选择

散体材料桩复合地基是传统的复合地基, 其桩、土沉降一致, 位移协调, 桩、土整体剪切滑动, 桩体沿滑动面剪切破坏 (如图 1 所示), 在滑动面处桩身竖向荷载 V (图 1) 或法向力 N (图 2) 作用下, 桩体抗剪强度提供抗滑力 T , 滑动面以下桩段对上部桩段的桩身抗剪强度 T 与法向力 N 的合力 F_p'' 方向往往与桩体轴向不一致, 如图 1 所示。

混凝土桩复合地基桩、土整体剪切滑动时, 由于桩身抗剪强度非常大, 其抗滑力多如图 1 中的 F_p' , 桩、土整体剪切滑动的稳定安全系数非常大, 通常不会产生整体剪切滑动, F_p' 的方向也往往与桩体轴向不一致。

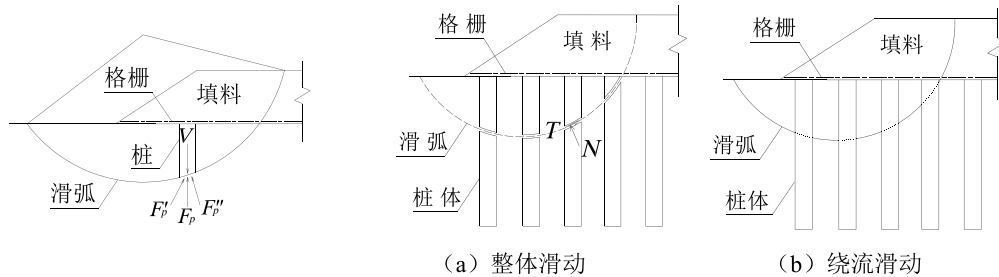


图 1 桩体抗滑力示意图

图 2 堆场破坏模式

离心模型试验及大量工程实例均表明混凝土桩复合地基采用柔性基础时, 堆场的主要破坏模式为绕流滑动, 混凝土桩的主要破坏模式是受弯断裂, 混凝土桩受弯断裂后仍能继续承受竖向荷载^[6]。桩身混凝土可能沿滑动面之外的方向剪切破坏或受拉破坏^[7] (图 3)。

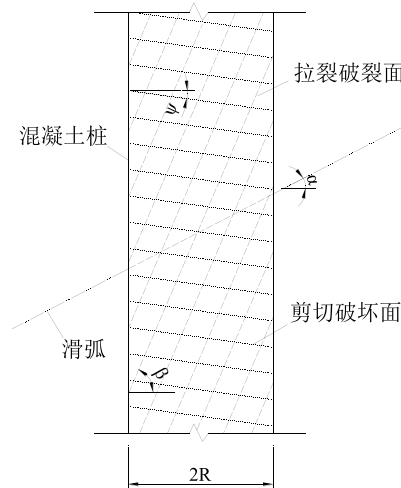


图 3 潜在滑动面与破坏面的关系

桩身混凝土受拉或受剪破坏面往往与剪切面方向不一致,与岩石中的多组节理类似,这些破裂面不会降低滑动面上的抗剪强度,也不会导致整体滑动。因此,由桩身混凝土受拉或受剪破坏推断堆场整体滑动的作法不合适,根据数值分析得到的塑性区是否贯通判定滑动与否的作法也不合适。

基于绕流滑动的修正密度法更适合柔性基础下混凝土桩复合地基稳定分析^[6]。修正密度法将堆场填料和桩间土作为分析对象,通过修正路基密度对桩顶反力 P_p 和桩侧摩阻力 τ 进行等效处理,可以利用现有常规稳定分析软件分析混凝土桩复合地基堆场的稳定性。

3 修正密度法

修正密度法计算步骤为:计算桩顶荷载→确定中性面→计算修正密度、桩间土抗剪强度指标处理→堆场绕流稳定验算→堆场填料稳定验算。

3.1 桩顶荷载计算

土拱效应控制荷载 P_{pa} 可采用改进 HEWLETT 法计算^[8]。由于形成完整土拱时桩土沉降差小于 15mm ^[9], P_{pa} 大于 Q_{uk} 时桩身负摩擦力很小,可近似地取桩顶荷载 $P_p = Q_{uk}$ 。如果 P_{pa} 小于单桩竖向极限承载力 Q_{uk} ,桩顶荷载 P_p 等于 P_{pa} 与格栅向桩顶转移荷载 P_r 之和。可按照格栅挠度等于桩土沉降差的原则计算 P_r 。由文献[10]推导得到

$$\varepsilon = \frac{8S_g^2}{3(D-b)^2} \quad (1)$$

$$T_{rp} = E_g \varepsilon \quad (2)$$

$$\sigma_g = \frac{2bT_{rp}}{(D-b)D} \sqrt{\frac{6\varepsilon}{1+6\varepsilon}} \quad (3)$$

$$\sigma_{sd} = \sigma_{su} - \sigma_g \quad (4)$$

$$P_r = 2T_{rp}(D+b) \frac{b}{D} \sqrt{\frac{6T_{rp}}{E_g + 6T_{rp}}} \quad (5)$$

$$P_p = P_{pa} + P_r \quad (6)$$

式中, ε 为格栅应变, S_g 为格栅挠度, D 为桩间距, b 为桩边长, T_{rp} 为格栅兜提力, E_g 为格栅模量, σ_g 为格栅承担荷载集度, σ_{sd} 为格栅下桩间土荷载集度, σ_{su} 为格栅上桩间土荷载集度。

为计算桩土沉降差,应先确定中性面。相对堆场宽度,软土层深度较小,可近似认为桩、土荷载之和沿深度不变化,因此桩间土附加应力为

$$\sigma_{si} = \sigma_{sd} \frac{D^2 - b^2}{D^2 - A} + \gamma_f z + \frac{U_p}{D^2 - A} \sum_{j=1}^i \Delta z_j \tau_j, \quad z < H_d \quad (7)$$

$$\sigma_{si} = \sigma_{sd} \frac{D^2 - b^2}{D^2 - A} + \gamma_f H_d + \frac{U_p}{D^2 - A} \sum_{j=1}^i \Delta z_j \tau_j, \quad z \geq H_d \quad (8)$$

式中, σ_{si} 为第 i 层土界面处的附加应力, A 为桩截面面积, γ_f 为填料重度, z 为桩顶面至第 i 层桩间土界面的距离, U_p 为桩周长, Δz_j 为第 j 层地基土厚度, τ_j 为第 j 层土桩侧摩阻力(负摩擦力取负值), H_d 为格栅下填料厚度。

混凝土桩身压缩性可忽略不计,可近似假设式(7)或式(8)计算的桩间土附加应力为零处为中性面。当桩底端刺入破坏时,根据混凝土桩竖向受力平衡条件可得

$$P_p + Q_s^n = Q_{uk} - Q_s^n \quad (9)$$

式中, Q_s^n 为负摩擦力。

Q_{uk} 应自桩帽顶面开始起算,且不考虑负摩擦力影响。由式(9)可得

$$Q_s^n = \frac{Q_{uk} - P_p}{2} \quad (10)$$

由于摩擦力充分发挥需要的桩土沉降差较小,为简便起见,可假设桩身等沉面之上桩土摩擦力达到极限摩擦力,从而由 Q_s^n 可较方便地计算得到中性面位置。

应分别按照上述两种方法计算中性面深度,并取小值。

稳定分析工况对应的地基不但产生瞬时沉降,也可能产生部分固结沉降。可以分别计算瞬时沉降和固结沉降,然后计算稳定分析工况对应的沉降,也可按照式(11)计算土体综合模量,按照综合模量计算稳定分析工况对应的沉降。

$$E_c = \frac{E_u E_s}{E_s + U E_u} \quad (11)$$

式中, E_c 为综合模量, E_u 为变形模量, E_s 为压缩模量, U 为稳定分析工况对应的固结度。

不设竖向排水体时,为便于稳定分析通常取 $U=0$, $E_c = E_u$ 。根据 σ_{si} 和 E_c 采用分层总和法可得中性面以上桩土沉降差 S_f 。

P_p 通过试算得到:假设 $S_g \rightarrow \varepsilon$ 、 $T_{rp} \rightarrow \sigma_g$ 、 σ_{sd} 、 P_r 、 $P_p \rightarrow$ 中性 $\rightarrow S_f$ 。当 S_g 等于 S_f 时得到 P_p 。

如果 $\sigma_{sd}=0$ 时 s_g 仍小于 s_f , 则采用 $\sigma_{sd}=0$ 时的 T_{rp} , 且 $P_p = P_u$ (P_u 为格栅以上单桩负责范围内荷载), 此时需分别验算格栅下地基绕流稳定性和格栅上堆场的稳定性。

如果 T_{rp} 大于格栅抗拉强度 T_f , 则取 $T_{rp}=0$, $P_p = P_{pa}$ 。

上述计算过程中, s_f 不包括格栅铺设前已经完成的沉降。

3.2 用于稳定分析的中性面确定方法

堆场地基绕流滑动时, 如果桩底端刺入破坏, 则中性面以上为负摩擦力, 中性面以下为正摩擦力, 可按照式 (10) 确定中性面。如果桩底端不刺入破坏, 桩间土沉陷量大于桩身沉降, 滑动面内均为负摩擦力, 滑动面以下均为正摩擦力, 中性面位于滑动面处, 按式 (10) 确定的中性面位置低于滑动面, 不是真正中性面, 但可以保证堆场绕流滑动稳定分析时滑动面内均为负摩擦力。因此, 为合理反映堆场地基绕流滑动时滑动面内桩土摩擦力分布, 应按照式 (10) 确定稳定分析时的中性面。

3.3 修正密度计算

(1) 桩顶面以上堆场填料修正密度

P_p 对滑动面圆心的力矩与自重等于 P_p 、且自重力与 P_p 同一条竖直线上的桩顶上方的堆场填料对滑动面圆心的力矩大小相等, 方向相反, 可以相互抵消, 促使堆场绕流滑动的是桩间土承担的荷载。

直接计算 P_p 对滑动面圆心的力矩需要修改现有稳定分析软件, 采用式 (12) 对桩顶以上堆场填料密度进行修正可以直接利用现有稳定分析软件。

$$\rho_{fr} = R_s \rho_f \tag{12}$$

$$R_s = \frac{P_u - P_p}{P_u} \tag{13}$$

式中 ρ_{fr} 为桩顶以上填料修正密度, R_s 为桩间土荷载率, ρ_f 为堆场填料设计密度, P_u 为格栅以上单桩负责范围内荷载。

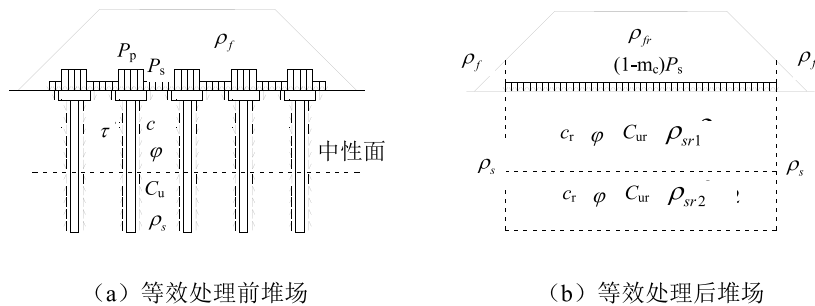


图4 混凝土桩复合地基堆场等效处理

(2) 桩顶面以下加固区土体修正密度

桩身负摩擦力阻止桩间土绕流滑动, 正摩擦力促进桩间土绕流滑动。直接计算桩土摩

擦力的对滑动面圆心的力矩需要修改现有稳定分析软件,采用式(14)将桩土摩擦力转换到桩间土密度中可以直接利用现有稳定分析软件。

$$\rho'_{sr} = \rho_s + \frac{U_p \tau}{D^2 (1-m) g} \quad (14)$$

式中 ρ'_{sr} 为桩间土修正密度, ρ_s 为桩间土密度, U_p 为桩周长, τ 为桩土摩擦力(负摩擦力取负值), D 为桩间距, m 为桩置换率, g 为重力加速度。

堆场地基绕流滑动稳定分析时桩所占空间需要以桩间土代替,因此需按式(15)将 ρ'_{sr} 均化到整个加固区以保持整个加固区内桩间土质量不变。

$$\rho_{sr} = \rho'_{sr} (1-m) \quad (15)$$

式中 ρ_{sr} 为加固区土体修正密度。

3.4 桩间土抗剪强度指标处理

为便于稳定分析,桩所占空间需要以桩间土代替,因此需按式(16)、式(17)将桩间土黏聚力或不排水抗剪强度均化到整个加固区以保持整个加固区内桩间土黏聚力不变。由于桩间土质量不变,因此桩间土内摩擦角不需要变化。

$$c_r = c(1-m) \quad (16)$$

$$C_{ur} = C_u(1-m) \quad (17)$$

式中 c_r 为桩间土黏聚力修正值, c 为桩间土黏聚力, C_{ur} 为桩间土不排水抗剪强度修正值, C_u 为桩间土不排水抗剪强度。

3.5 堆场绕流滑动稳定性

堆场的填料、加固区土体采用修正密度、加固区外采用天然密度时可忽略桩的存在,直接利用现有常规稳定分析软件分析堆场绕流滑动稳定安全系数 F_f 。如果格栅未断裂,绕流滑动稳定分析时格栅抗滑力 T_r 可采用 T_f ,按照文献[10]抗滑力方向可采用格栅铺设方向。

由于 p_p 和正负摩擦力范围随堆场填料荷载增大而变化,参考文献[10]作法,可先对堆场填料设计密度乘以地基稳定安全系数 F_s 再按照前面方法验算堆场绕流滑动稳定安全系数 F_f 。验算堆场是否绕流滑动时 F_s 取 1, $F_f < 1$ 时堆场绕流滑动;验算是否满足规定的安全系数 $[F_s]$ 时 F_s 取 $[F_s]$, $F_f > 1$ 时堆场满足规定安全系数;验算 F_s 具体值时, F_s 取不同值进行试算直至 $F_f = 1$ 。

计算 F_s 具体值时,为避免试算,可先计算复合地基上部散体材料设计密度对应的 F_f ,

然后近似采用下式估算 F_s 。

$$F_s = R_s F_f + (1 - R_s) K \quad (18)$$

$$K = \frac{Q_{uk} - 2Q_s^n}{P_p} \quad (19)$$

式中, K 为单桩承载力安全系数。

当桩底端不刺入破坏时, 式(19)中负摩擦力 Q_s^n 取桩间土荷载。

3.6 堆场填料滑动稳定性

修正密度法对堆场填料采用修正密度, 位于桩顶以上的堆场填料内的滑动面安全系数比实际大。因此需单独分析桩顶以上堆场填料滑动稳定安全系数 F_e 。堆场填料自身滑动稳定分析时采用填料实际密度, 地基土强度取大值以确保滑动面不经过复合地基。

4 分析验算及失稳原因分析

4.1 参数确定

精矿和垫层物理力学指标按照文献[4]取值, 黏聚力精矿和砂石料均取 0kPa, 内摩擦角精矿取 37° , 砂石料取 35° 。粉质黏土、淤泥质黏土为饱和黏性土, 且未设置竖向排水体, 在堆载作用下排水固结作用可以忽略不计, 堆场失稳后调查结果也证实了这一点^[3,4], 稳定分析采用表1中地基处理前的不排水抗剪强度。

根据淤泥质黏土层锥尖阻力随深度基本呈线性增长的特点, 计算得到 28m 桩长范围内淤泥质黏土的平均锥尖阻力和桩底面处的锥尖阻力, 然后根据文献[11]计算桩长范围内淤泥质黏土平均极限侧阻力, 根据文献[12]计算总极限端阻力, 单桩极限承载力计算过程见表2。

表2 单桩极限承载力计算过程

项目	粉质黏土	淤泥质黏土
h/m	1.67	26.33
桩身 q_c 平均/MPa		0.536
C_u 平均值/MPa	39.4	25.6
Q_{sk} /kN	88.1	902.1
桩底 q_c /MPa		0.993
Q_{pk} /kN		94.4
Q_{uk} /kN	1084.5	

粉质黏土变形模量取表1中压缩模量的10倍, 淤泥质黏土的变形模量取表1中 C_u 的1200倍^[13]。

4.2 修正密度法稳定分析结果

精矿填筑高度为 6.5m 时,按照文献[8]方法计算的堆场中线附近桩顶荷载为 311.30kN。按照 3 节方法计算得格栅挠度为 79.76mm,兜提力为 11.16kN/m,转移荷载为 1.79kN,桩顶荷载为 313.09kN,桩间土荷载率为 64.7%,桩身中性点位于桩顶面以下 15.37m 处,桩底刺入破坏。根据式(12)、式(15)计算的修正密度见表 1。表 1 中淤泥质黏土“/”前后数据分别为中性面上下的修正密度。

堆场外采用天然密度,堆场内采用修正密度,利用理正软土地基路基设计软件得到的绕流稳定安全系数 F_f 为 0.965,考虑稳定分析未考虑堆场周围钢筋混凝土桩、管桩的水平抗力的因素,稳定分析结果与水平位移速率 37~38mm/d、最大沉降达到 2.41m 的工程情况吻合较好。另外,稳定分析最危险滑动面深度均为 8.67m,与测斜管测试的明显位移位置接近。综上所述,修正密度法计算结果与实际情况吻合良好。

4.3 失稳原因分析

本工程单桩极限承载力高达 1084.5kN,如果采用刚性基础,则复合地基破坏顺序为桩刺入破坏后桩间土再破坏,复合地基极限承载力高达 357.2kPa,相对最大荷载 3000kPa 安全系数为 1.19。

但是采用柔性基础时,桩间土荷载承担大部分荷载,过大的桩间土荷载导致桩间土产生绕流滑动,进而导致素混凝土桩受弯断裂,而不是素混凝土桩断裂导致滑动。因此,滑塌的原因是桩间土荷载过大,堆场破坏形式是绕流滑动,素混凝土桩破坏形式是受弯断裂。

5 结 语

(1) 混凝土桩内出现与滑动面方向不同的破裂面不会降低桩体沿滑动面的抗剪强度,不会导致路基整体滑动。

(2) 滑塌工程堆场绕流滑动导致素混凝土桩破坏,而不是素混凝土桩破坏导致路基滑塌。

(3) 修正密度法分析柔性基础下混凝土桩复合地基稳定性是合适的。

参考文献:

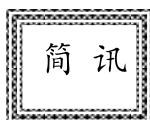
- [1] 曾荣. 桩网复合地基圆形储煤堆场库心地基处理中的应用[J]. 工程建设与设计, 2014,10:65-67.
- [2] 曹晓天. 北仑港区矿石堆场软基处理方案的综合分析[D]. 上海: 上海海事大学硕士学位论文, 2006.
- [3] 吕文志. 柔性基础下桩体复合地基性状与设计方法研究[D]. 杭州: 浙江大学博士学位论文, 2009.
- [4] 莫景逸, 黄向平. 某矿料堆场地基失稳原因分析[J]. 水运工程, 2013, 10:212-217.
- [5] 田武成, 胡立科, 蒋军. 某堆料场桩网复合地基失稳事故分析[J]. 低温建筑技术, 2014, 9:135-141.
- [6] 刘吉福. 刚性桩地基路基稳定性研究[R]. 天津大学博士后研究报告. 2015.
- [7] 苗德山, 刘吉福, 石志兵. 表观抗剪强度法分析路基复合地基桩身混凝土破坏[J]. 广东公路交通, 2015,6:34-38,43.
- [8] 陈云敏, 贾宁, 陈仁朋. 桩承式路堤土拱效应分析[J]. 中国公路学报, 2004, 17(4):1-6.
- [9] 曹卫平, 胡伟伟. 桩承式加筋路堤三维土拱效应试验研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(2):351-358.
- [10] BS8006-1:2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. BSi Raising Standard

Worldwide.193-193.

[11] TB10018-2003. 铁路工程地质原位测试规程[S]. 北京:中国铁道出版社, 2003,6:63-66.

[12] JGJ94-2008. 建筑桩基技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2008,8:30-33.

[13] 龚晓南. 土塑性力学[M]. 杭州:浙江大学出版社, 1990.



第十四届全国地基处理学术研讨会 (1号通知)

为加强地基处理技术的学术交流,提供新理论、新技术、新理念、新设备的探讨平台,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会将于2016年11月中旬在江西南昌市举办第十四届全国地基处理学术研讨会,会议旨在展示地基处理领域的最新研究成果和发展趋势。

主办单位: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会

承办单位: 江西理工大学; 华东交通大学; 中恒建设集团有限公司

会议地址: 江西南昌

论文集: 会议论文集将收录大会主题报告及所有被学术委员会录用的论文,并出版正式论文集。

重要日期: 提交全文截止日期: 2016年7月15日

全文录用截止日期: 2016年8月5日

修改稿提交截止日期: 2016年8月15日

会议时间: 2016年11月中旬

论文投稿及其他事宜请联系: 邓通发: 13970783208

胡文韬: 18679135796

龚良勇: 13870607175

投稿邮箱: cgis2016@163.com

详情见网站: <http://jc.jxust.edu.cn/jcweb/>

基于 Surfer 的土方精度的影响因素分析

李良^{1,2}, 胡安峰^{1,2}, 高静连^{1,2}

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058)

摘要: 文章通过 Matlab 软件和 Surfer 软件结合模拟了土方计算并建立数学模型, 对 surfer 提供两种插值方法 Kriging 和加权反距离插值法进行研究, 根据随机数组分别采用两种插值方法进行体积计算并分析精度。试验结果表明: 增加角点后 Kriging 插值的绝对误差有较大幅度的下降趋势, 加权反距离插值法的精度随机性较大, 并未对精度的提高做出贡献。采集点密度对精度影响较大, Kriging 插值在采集点个数为 70 时, 精度较高, 即其临界密度点在 70 左右。加权反距离插值采集点个数为 50 左右时精度最高, 其临界密度点大致可判断为 50 左右, 当采集点个数继续增多时, 增加测量工作量, 且精度提高不明显甚至下降, 与经验相反。同时, 特征点的引入和在稀疏数据源处增加数据点可使等高线图更接近实际情况。

关键词: Kriging 插值; 加权反距离插值; Surfer; 土方精度; Matlab

1 前言

土方计算和土地平整具有重要意义, 而土方计算精度的高低直接影响着工期和经济效益, 因此有必要对土方计算精度的影响因素进行分析, 采取合理的手段以提高计算精度。Surfer 软件是美国 Golden Software 开发的三维制图软件, 其提供的十二中插值方法^[1]在不同领域均有着重要的应用价值。当前已有关于 surfer 体积计算的相关文献^[2], 对其工程应用及计算理论的精确度进行了可靠的分析。Robinson^[3]、谢恒星等^[4]采用均方根误差 (Root Mean Square Error, RMSE) 对加权反距离法、克里格法等插值方法的精度进行了评估。由于不同的插值方法采用的计算原理不同, 各种插值方法应用就有一定的针对性和局限性。Schloeder^[5]比较了有限样本条件下的几种插值方法, 指出普通克里格法、反距离加权法适用于有限样本的空间插值。但对于两种插值方法的精度分析及如何通过该方法提高其精度仍然具有重要意义。本文以建立与实际地形符合的模型为例, 采用 Matlab 和 Surfer 结合对 Kriging 插值和加权反距离插值进行了研究, 通过分析样本容量、取样密度以及样点空间分布等对插值精度影响提出提高精度的方法, 以便更好地应用于工程。

2 插值方法及原理概述

在软件提供的 12 中插值方法中, 相对来说, Kriging 插值能较好地反映各种地形变化^[6],

Kriging插值和反距离加权插值法 (Inverse Distance To A Power) 在插值点与取样点重合时, 插值点的值就是样本点的值, 使原始数据中包含的地理特征无明显损失的传到估算出的网点数据, 构造出的模型更逼近真实的模型, 而其他方法不能保证如此^[7]。

2.1 kriging插值^[8]

$$Z(x_0) = \sum_{i=1}^N \lambda_i Z(x_i) \quad (1)$$

式中: $Z(x_0)$ 为插值点处的高程值, $Z(x_i)$ 为实测高程值, λ_i 为权重系数, 表示各空间样本点处的高程值对估计值 $Z(x_0)$ 的贡献程度。估计方差的计算公式为:

$$\sigma^2 = c(x, x) + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \lambda_i \lambda_j c(x_i, x_j) - 2 \sum_{i=1}^n \lambda_i c(x_i, x) \quad (2)$$

使方估计差 σ^2 最小, 通过拉格朗日乘数法即可就出权重系数 λ_i , 令

$$F = \sigma^2 - 2\mu \left(\sum_{i=1}^n \lambda_i - 1 \right) \quad (3)$$

分别求偏导数:

$$\frac{\partial F}{\partial \lambda_i} = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \mu} = 0 \quad (5)$$

解方程组可得到权重系数 λ_i 和拉格朗日系数 μ 。

2.2 反距离加权插值法

反距离加权插值原理^[9]是待插值点邻域内已知散乱点属性的加权平均, 插值点越近的样本点赋予的权重越大, 其权重贡献与距离成反比, 根据距离加权值求 Z 的值:

$$Z = \sum_{i=1}^n \frac{z_i}{d_i^k} / \sum_{i=1}^n \frac{1}{d_i^k} \quad (6)$$

式中: Z 为插值点的估计值; z_i 为控制点 i 的值; d_i 为控制点与待求插值点间的距离; n 为邻

域内控制点的数目。 k 为指定的幂次。

3 模型建立及试验

3.1 数学模型建立

由于真实的地形往往高低起伏, 尤其在一些山岭、河道中比较突出, 为模拟与实际相符的地形条件, 本文通过Matlab提供的函数以及测量数据结合进行拟合, 拟合函数分别如图1、2所示。拟合后出三维图如图3所示, 函数公式如下:

$$f(x, y) = \frac{(\sin \frac{\pi x}{30} + 7) \sin \frac{\pi y}{30} + 4.5}{\frac{2 + \pi x}{10} + 2} \cdot \frac{2 + \pi y}{10} + 2 \quad (0 \leq x \leq 100; 0 \leq y \leq 100) \quad (7)$$

利用Matlab得到拟合后图像的真实体积 $V=40184$, 以此作为体积精度计算的依据。图3中蓝色的点位由Matlab给出, 可根据试验需要进行随机取样。

3.2 角点以及边界点对精度的影响

根据函数可得出四个角点的 (x, y, z) 坐标如表1。

为保证数据的精确性, 本试验均采用由Matlab提供的原始数据进行研究。随机生成20组数据, 位置如图3。将其给出的采集点的 (x, y, z) 坐标提取, 通过Surfer软件的数据网格化功能, 分别对为未增加角点的数据以及增加角点后的数据进行网格化处理, 在两种插值方法下通过体积计算功能分别得到计算体积, 与真实体积进行对比得到表2结果。

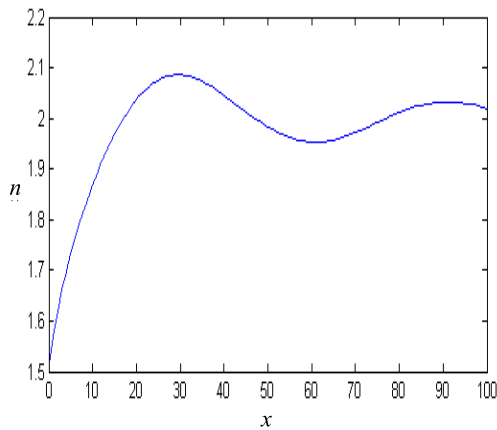


图1 拟合函数1

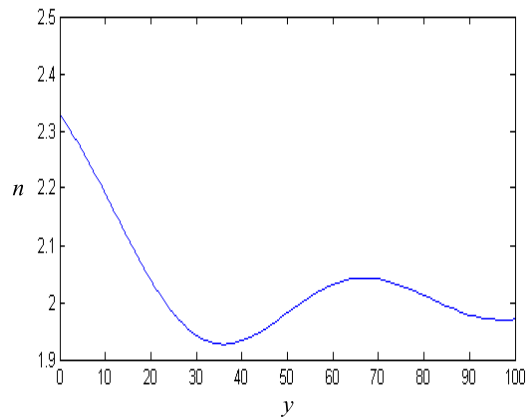


图2 拟合函数2

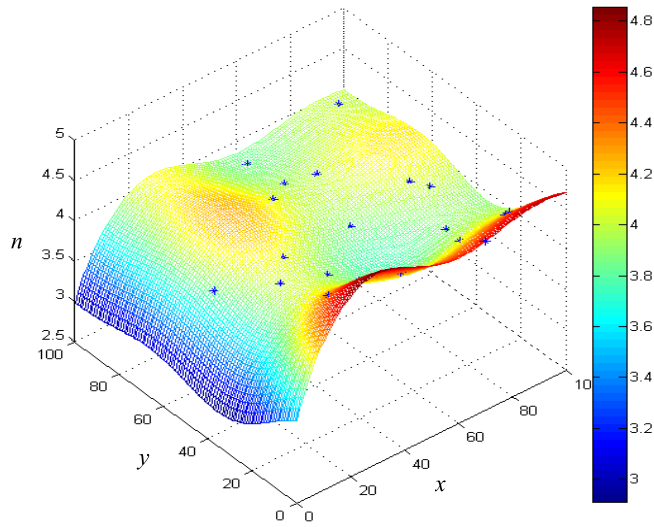


图 3 Matlab 模拟的三维地形图

表 1 角点坐标

x, y 坐标	z 坐标
(0,0)	3.51890043426620
(0,100)	2.97808644789777
(100,0)	4.70376558397650
(100,100)	3.98085163289069

从实验结果看,增加角点后Kriging插值的绝对误差绝对值分别从0.77%, 0.56%, 0.01%增加到1.31%, 1.14%, 0.07%, 都有不同程度的下降且变化幅度较大,加权反距离插值法的精度在试验1中精度有所提升,但其余两组试验均出现不同程度下降,角点的增加并未对精度的提高做出贡献。

表2 采集点密度对精度的影响

	Kriging 插值				加权反距离插值			
	未增加角点的体积 V	相对误差 /%	增加角点后的体积 V	绝对误差 /%	未增加角点的体积 V	绝对误差 /%	增加角点后的体积 V	绝对误差 /%
试验 1	40495.05	0.77	39657.35	-1.31	40563.42	0.09	40126.89	-0.01
试验 2	39957.66	-0.56	39727.80	-1.14	39828.63	-0.09	39640.14	-1.35
试验 3	40188.37	0.01	39884.21	-0.07	40203.83	0.05	39917.64	-0.07

3.3 采集点密度及网格化间距对数据精度的影响

合理的选点密度不仅可以提高精度,并可以减少工作量,选点密度过大,点位过多,会造成测量工作的极大浪费。为此,针对点位个数即选点密度加以研究,并得

到如下计算结果:

表3 采集点密度对精度的影响

选点个数	Kriging		加权反距离	
	体积	绝对误差/%	体积	绝对误差/%
10	39554.86	1.566	39502.47	1.696
20	39851.24	0.828	39989.48	0.484
50	40183.54	0.0011	40160.82	0.0597
80	40217.01	-0.082	40114.80	0.174
100	40152.91	0.079	40041.73	0.356

从试验结果可以看出, 试验次数10次时, 计算精度较低, 但其精度也能满足标准中3%的要求。两种插值方法的精度均随着采集点数的增加而增大, 50组数据时, 精度较高, 分别达到0.0011%和0.0597%。50个点之后, 精度变化趋于平稳, 甚至相对降低, 即相对误差增大。由以上数据分析可知: 选点时并不是越多越好。

适当的样本点密度不仅可以提高精度, 且可以节省测量工作。在实际操作时应当引起注意。对Kriging插值中10, 20, 50个点分别采用x, y方向2m, 5m, 10m间距网格化数据后计算体积, 结果如图4、5所示, 并可以分析得到如下结果:

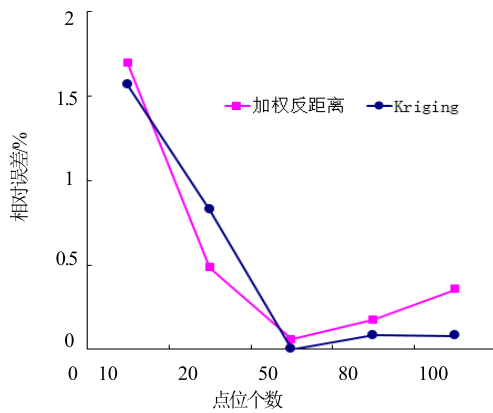


图4 采集点个数对精度的影响

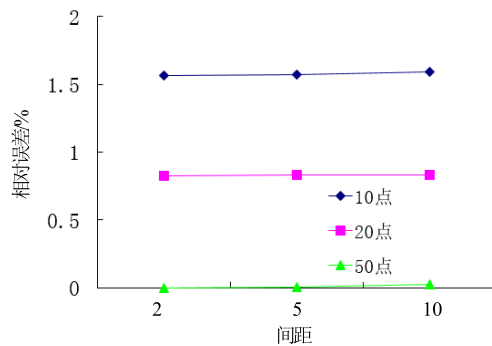


图5 Kriging 不同间距的精度

同一种插值方法下不同间距的网格化数据对计算结果影响不大, 并且相同间距下, 点数增加, 相对误差降低, 精度提高。

3.4 从采集点密度到临界密度点

根据3.3的试验可知, 采集点密度的增加对精度的提高起到较为显著的影响, 当密度增加到一定程度时, 其精度反而下降, 但下降并不明显。由于采集点密度是影响不同插值方法的插值精度的主要因素, 各插值方法对某一地形均存在一个“密度临界点”^[10], 为尽量提高插值精度以适应工程实际的需求, 数据采集时应根据地形等综合考虑,

条件允许时尽量使采集点密度接近“密度临界点”。由于真实地形千差万别，本地形为100×100且较为平坦的场地，对此类地表具有一定代表性。为保证试验的可靠性，采用Matlab分别随机三组数据，每组数据为100个，并分别取用其中10、20（包含前10个）、30（包含前20个）……以此类推，将不同组别的数据同样利用Surfer将其网格化处理，处理后分别采用Kriging插值和加权反距离插值方法进行插值并得到其体积，体积趋势变化如图6、7所示，计算其绝对精度分别如表4所示。

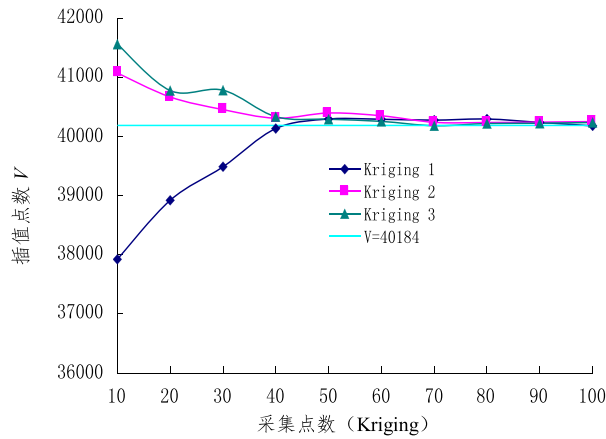


图6 采集点数对Kriging试验结果的影响

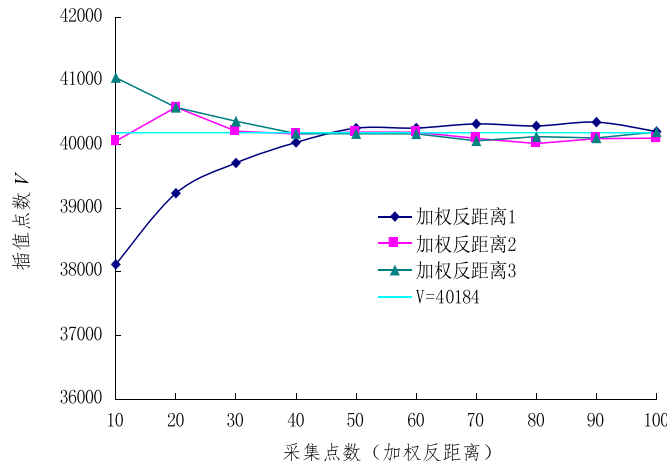


图7 采集点数对加权反距离试验结果的影响

根据计算结果，Kriging插值的精度随着点位数的增加基本呈先增加后趋于稳定或伴随略微下降的趋势，采集点个数为70时，三组分别为0.23%、0.13%和-0.01%，相对于处于较低或最低值，精度趋于稳定，而后伴随点位密度的继续增大，精度呈稳定不变或略微下降，由此可判断其临界密度点基本处于70左右。

表4 临界点试验结果

采集点数	Kriging 绝对误差/%			加权反距离绝对误差/%		
	试验 1	试验 2	试验 3	试验 1	试验 2	试验 3
10	-5.630545661	2.207565793	3.426661	-5.14317608	-0.3193348	2.156916
20	-3.14624181	1.196422404	1.466058	-2.362735769	1.00133946	0.995624
30	-1.734053774	0.670157629	1.474722	-1.176637463	0.06261972	0.452945
40	-0.128705319	0.303559557	0.367773	-0.375843843	-0.0435927	-0.03243
50	0.270008836	0.524146726	0.262361	0.179544349	0.03032886	-0.03635
60	0.258106175	0.408728152	0.175945	0.186712009	0.02547716	-0.04002
70	0.227164182	0.1343772	-0.01221	0.35128713	-0.2188061	-0.3114
80	0.26991229	0.123365509	0.081717	0.270192864	-0.4214293	-0.14714
90	0.126974197	0.139049987	0.093554	0.419221563	-0.226122	-0.19942
100	-0.013448708	0.165328081	0.126766	0.049870118	-0.2087903	0.036013

反距离加权插值的精度与Kriging插值变化趋势基本一致,根据差值体积变化图可以看出采集点个数为40~50时最接近 $V=40184$ 直线,此时,采集点个数为50时,三组试验的精度分别为0.18%, 0.03%, -0.03%。由以上可大致判断其临界密度点基本处于50左右。

3.5 特征点

X轴投影如图8,下面三组试验源数据点分别为10, 20, 50,根据插值试验的等值线图和影像图。可以看出,在数据较少时,得到的结果与实际情况相差甚远,通过增加特征点以及加大稀疏数据处的数据密度,图像更接近实际情况,说明在增加特征点可以使结果更加精确。

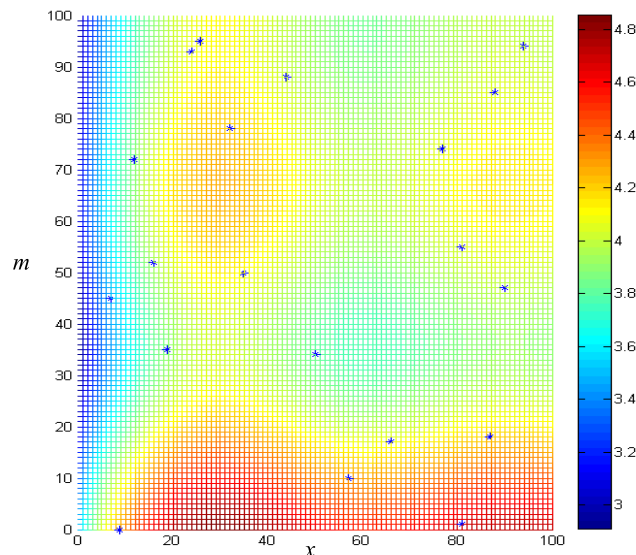
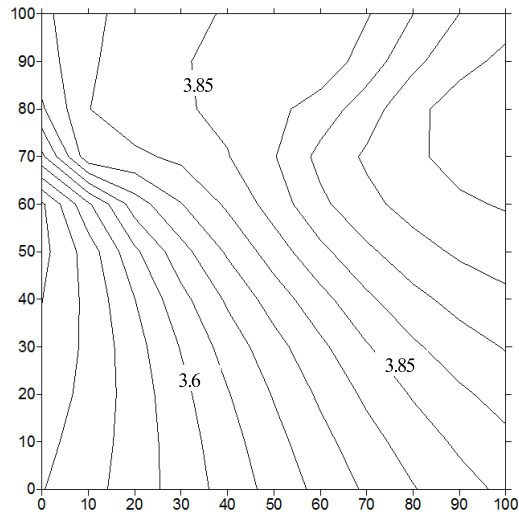


图8 X轴投影

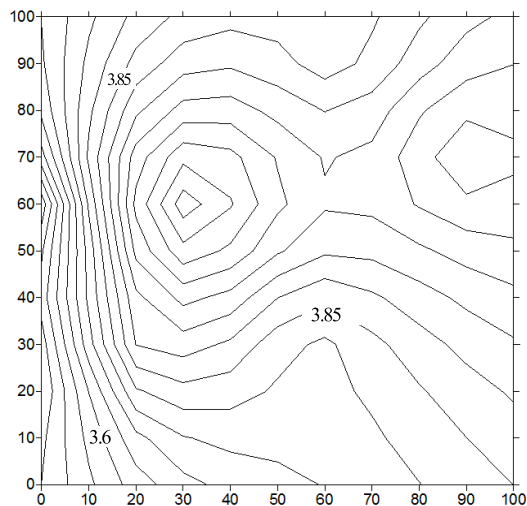
4 结语

通过Matlab建立模型，以其给出的 (x, y, z) 坐标为样本点，并通过Surfer的插值功能，研究了Kriging插值和加权反距离插值的精度和提高精度的措施并得到以下结论：

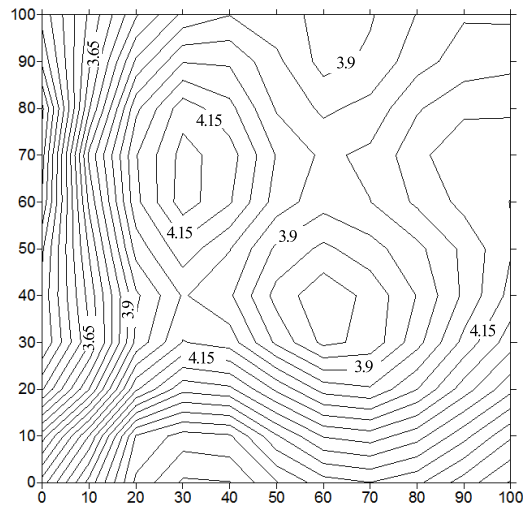
增加角点后Kringing插值的绝对误差分均有较大程度的下降趋势，加权反距离插值法的精度随机性较大，并未对精度的提高做出贡献。采集点密度对精度影响较大，Kriging插值在采集点个数为70时，精度较高，即其临界密度点在70左右。加权反距离插值采集点个数为50左右时精度最高，其临界密度点大致可判断为50左右，当采集点个数继续增多时，增加测量工作量，且精度提高不明显甚至下降，与经验相反。同时，特征点的引入和在稀疏数据源处增加数据点可使等高线图更接近实际情况。



(a) 试验源数据点分别为 10



(b) 试验源数据点分别为 20



(c) 试验源数据点分别为 50

图 9 X 轴投影影像图

试验建立在数学模型的基础上,通过连续的点的高程的变化反应其精度变化是较难实现,故只能采用离散点进行研究。同时,模型在一定程度上能反映一些实际情况,但由于不同地质条件复杂多变,需要进行大量的试验才能具备代表性并为土方工程,采矿工程,地表沉陷等科学工作提供依据。

参考文献:

- [1] 陈欢欢,李星等. Surfer 8.0 等值线绘制中的十二种插值方法[J]. 工程地球物理学报. 2007, 4(1): 52-57.
- [2] 罗亦泳,张立亭等. 基于 Surfer 的数据网格化与体积计算精度分析[J]. 测绘科学. 2009, 34(5): 97-99.
- [3] Robinson T P, Metternicht G. Testing the performance of spatial interpolation techniques for mapping soil properties[J]. Computers and electronics in agriculture. 2006, 50(2): 997-1081.
- [4] 谢恒星,张振华,刘继龙等. 苹果园土壤含水量测定取样点数目及插值方法研究[J]. 莱阳农学院学报, 2005, 22(4): 298-302.
- [5] Schloeder C A, Zimmerman N E, Jacobs M J. Comparison of methods for interpolating soil properties using limited data[J]. Soil Science Society of America Journal, 2001, 65(2): 470-479.
- [6] 周冠男,塔西甫拉提·特依拜等. DEM内插算法对坡度的影响[J/OL]. 2010, 11.
- [7] 韩乾坤,万宁等. 基于Kriging插值的3D地形可视化[J]. 四川理工学院学报. 2009, 22(6): 47-53.
- [8] 曹俊茹,刘强等. 基于Kriging 插值DEM的计算土方量方法的研究[J]. 测绘科学. 36(3): 98-99.
- [9] 邓晓斌. 基于ArcGIS 两种空间插值方法的比较[J]. 地理空间信息. 2008,6: 85-87.
- [10] 罗亦泳,张立亭等. 露天矿采剥工程量计算与可视化新方法研究[J]. 采矿工程. 2008, 29(5):30-33.

砂土注浆的颗粒流细观力学数值模拟研究

秦鹏飞

(郑州工业应用技术学院建筑工程学院, 河南 郑州 467300)

摘要: 灌浆工程隐蔽性较强, 浆液扩散机理远不成熟。基于细观力学理论的 PFC2D 数值仿真试验技术, 可以从细观角度研究灌浆过程中土颗粒的位移、变形运动及与浆液的耦合作用过程, 为注浆机理研究开辟了一条新的途径。基于流固耦合原理的 PFC2D 颗粒流数值模拟程序, 运用其内置 FISHTANK 函数库和 FISH 语言, 分别定义流体域的流动方程和压力方程, 对灌浆过程中浆液在地层中的扩散过程和形态进行了数值模拟计算。通过调节 PFC 命令流中的注浆压力、时间步长、水力传导系数等参数对浆液的注浆过程进行了模拟计算。模拟结果表明, 灌浆过程中浆液与地基土的作用形式与灌浆压力大小密切相关, 为达到理想的劈裂灌浆效果需要适当提高注浆压力, 但过高的注浆压力会对地层结构造成一定的破坏。对钻孔周围土体的应力状态进行了理论推导和分析, 指出土体环向拉应力的增加导致钻孔周围产生劈裂缝, 浆液由渗透作用方式向劈裂作用方式转变, 数值模拟结果与理论推导结果相符。劈裂灌浆作用发生时, 孔隙率和应变率均增加。流动性能差的稠浆适于压密灌浆和劈裂灌浆, 流动性能好的稀浆则适于渗透性灌浆, 而浆液的渗透性能对高压劈裂灌浆的作用效果影响不明显。

关键词: 砂砾石土; 注浆; 颗粒流; 数值模拟; 注浆压力; 注浆时间; 渗透性质

1 引言

自 19 世纪初以来, 灌浆技术以其设备简单、施工灵活、适应地基变形能力好等特点得到了广泛应用^[1-3]。浆液灌入到地层后, 通过渗透、压密和劈裂等方式与土体相互作用, 以改善砂砾石土等不良地质体的性能, 其作用机理非常复杂。由于浆液在地层中的扩散过程和形态是隐藏的, 浆液与土体间的渗透、压密或劈裂等作用方式的发生发展进程无法直接观测, 使得灌浆理论的研究远落后于工程实践的需要^[4-6]。灌浆理论研究的相对滞后严重制约着水利等重大国民经济项目的建设, 因此亟需开展此方面的相关理论研究。

在数字信息技术高速发展的背景下, 作为对土工现场或室内试验技术的一种补充, 深入开展土工试验的数值仿真研究具有重要的意义和价值^[7]。现场或室内物理试验往往存在试验周期长、费用高等不利因素的影响, 而对注浆过程进行细观力学数值模拟分析研究, 可以克服这些缺点^[8]。数值分析法能够保证地层结构的完全“同一性”, 任意时刻地层内部应力场及应变等物理力学参数的分布状态与统计信息也可以准确完整反映出来, 因此数值仿真模拟研究已成为注浆工程中令人瞩目的研究方法, 并得到了广泛的关注和应用^[9]。

周健^[10-11]基于颗粒流理论, 运用 PFC2D 计算程序的 FISHTANK 函数库和 FISH 语言,

对砂土的工程力学性质和土中的渗流过程进行了模拟；吴顺川^[12]采用岩土颗粒流程序，从微观上模拟了单孔和多孔条件下不同注浆压力对土体改性效果的影响，模拟结果与现场注浆试验取得了较为一致的结果；孙锋^[13]对致密土体的劈裂注浆过程进行细观模拟研究，分别对比了不同注浆压力和不同土体性质下浆体压力扩散及劈裂缝的发生、发展规律；袁敬强^[14]基于散体介质理论的颗粒流方法，运用 PFC2D 软件对软弱地层注浆过程进行了细观力学模拟，研究了注浆压力、注浆时间、渗透性质及颗粒黏结强度对浆液扩散半径和注浆类型的影响规律。

针对中低压至高压灌浆压力作用下浆液在砂砾石土中扩散机理方面的研究亟需加强，劈裂灌浆作用的机理也尚不明确，同时考虑孔隙率、应力应变率及浆液渗透性质等细观参数变化对土体灌浆效果的影响也需要开展进一步有意义的研究工作。本文基于流固耦合的原理，采用 Itasca 公司开发的 PFC2D 颗粒流数值模拟程序，从细观层面模拟研究了浆液在地层中的扩散和分布形态，并对不同渗透性质浆液、不同注浆时间不同注浆压力下的灌浆效果进行了初步探索。

2 注浆细观模拟的基本理论

二维颗粒流 (PFC2D) 程序通过离散单元法来模拟圆形颗粒介质的运动及其相互作用，其基本解题思路是将实际土工问题的物理模型进行抽象和简化，从细观角度建立符合工程特点的数学模型，并对模型赋予一定的物理力学参数和初始条件、边界条件，从而实现对工程问题的仿真求解。颗粒流方法在计算循环中，交替应用牛顿第二定律与力-位移定律，将牛顿第二定律重复应用于颗粒上，力-位移定律重复应用于接触上，并且不断更新颗粒或墙体的位置^[15-16]。颗粒与颗粒间的接触或颗粒与墙体之间的接触，在计算过程中自动形成或破坏。

2.1 流体流动基本方程

PFC2D 程序采用颗粒集合模拟岩土体，但并没有实际的流体存在。在 PFC2D 数值模型中，假想颗粒接触处存在一个相切于两个颗粒的管道 (pipe)，作为流体流动的通道；而颗粒间的孔隙形成一个贮存流体的流体域 (domain)，相当于一个“水库”承受水压，并与管道连通。储存于其中的流体压力在灌浆模拟过程中不断更新，以实现流体与固体之间的相互耦合作用。每个管道都是一个潜在的裂隙，相当于长度为 L 、厚度为 a ，单位宽度的平板通道。若浆液在管道内的流速恒定，流体介质内部分子在流动过程中无杂乱，基本呈层流状态，则其流动规律遵从平板缝隙立方定理，浆液的流量为

$$q = ka^3 \frac{P_2 - P_1}{L} \quad (1)$$

式中 k 为缝隙内的水力传导系数； a 为缝隙高度； L 为缝隙长度； $P_2 - P_1$ 为两相邻流体的压力差，正值使域 2 的流体流入域 1。

由式 (1) 可以看出，管道孔径 a 的大小决定着管道内流量的大小，管道孔径越大则

流经模型的渗流量就越大。管道孔径的大小不是固定不变的,它会随着周围介质受力情况的变化而产生变化。颗粒间接触力为拉力时孔径增大,接触力为压力时孔径缩小。颗粒间没有接触力产生时的管道孔径称为残余孔径,用 a_0 表示,代表管道孔径的初始大小。式(2)列出了颗粒间接触力为拉力时管道孔径的计算方法:

$$a = a_0 + mg \quad (2)$$

式中: m 和 g 所代表的含义与物理学科理论中常指代的意义稍有不同, g 为两颗粒表面间的法向距离,数值上等于两颗粒圆心连线的长度减掉两个圆的半径长; m 为缩放因子。当管道周围颗粒间的法向接触力为压力时,管道孔径受到挤压减小,此时可按式(3)进行计算:

$$a = \frac{a_0 F_0}{F + F_0} \quad (3)$$

式中: F 为当前荷载作用下的法向接触力; F_0 则为管道孔径从 a 减小到 $a_0/2$ 时的法向压力。

模型中的流体域在流固耦合计算过程中,能不断地接收从其周围管道流进来的浆液。流体域内的流体压力会随浆液的流入而不断增加,其增量的计算公式如下式所示。

$$\Delta p = \frac{K_d}{V_d} (\sum q \Delta t - \Delta V_d) \quad (4)$$

式中: $\sum q$ 为流量, Δt 为时间, V_d 为该流体域的表现体积,而 K_d 为浆液的体积模量。

2.2 求解方法

若模型的某一流体域内存在扰动压力 ΔP_p ,根据PFC2D计算原理,由于压力扰动而流入该域的流量可计算得出

$$q = \frac{Nk_d^3 \Delta p_p}{2R} \quad (5)$$

式中: N 为连接到单个域的管道的数量; R 为该流体域周围颗粒的平均半径。而这些浆液流入后又会引起该流体域内压力的增加,由式(4)可计算得出

$$\Delta P_r = \frac{K_d q \Delta t}{V_d} \quad (6)$$

系统为了保持自身的稳定状态,要求由浆液流入引起的压力变化必须小于扰动压力,即 $\Delta P_r < \Delta P_p$ 。若令浆液流入引起的压力变化等于扰动压力,即 $\Delta P_r = \Delta P_p$,则据此可以求出系统保持稳定的时间步长

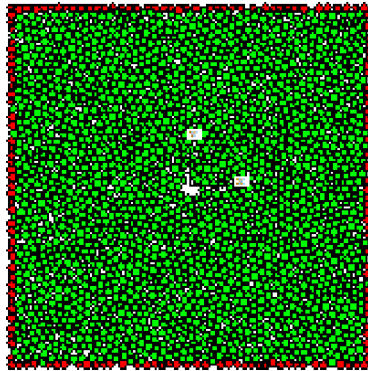
$$\Delta t = \frac{2RV_d}{NK_dka^3} \quad (7)$$

3 二维颗粒流数值模拟计算

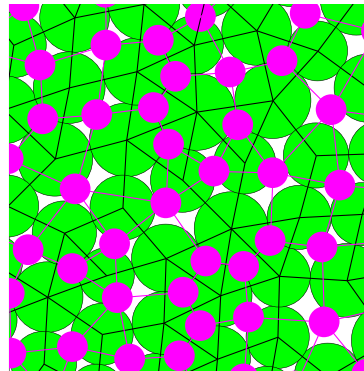
3.1 计算模型及方案

本次数值试验共生成 1226 个颗粒单元，请见图 1 (a) 所示。颗粒单元的最小半径 $R_{min}=3.5\text{cm}$ ，最大半径 $R_{max}=5\text{cm}$ 。在颗粒生成过程中，为了防止由于颗粒粘结强度不足而出现四处逃逸的情况，PFC2D 程序允许在生成颗粒前先生成四面墙体 (wall)，等颗粒间的不平衡力通过循环消除后，再将墙去掉。

本计算模型的长和宽各为 4m，内部充填密实的圆盘颗粒以模拟实际的地层结构，如图 1 (a) 所示。模型的边界由一圈红色颗粒围成，代表不透水边界。图 1 (b) 中浅紫色的圆点代表流体域 (domain)，由域间的紫色线段构成颗粒间的缝隙通道。模型中浅绿色的圆盘代表地层结构中的土体颗粒，连接圆颗粒间的黑色线段则代表颗粒间的接触连接。



(a) 土体颗粒流模拟图



(b) 流体域与颗粒单元关系

图 1 二维颗粒流计算模型

颗粒的细观参数决定着土质的类型以及地层所处的物理状态，对数值模拟计算的结果及其准确性有直接的影响。尽管 PFC 模型赋值相对简单，但如何选取细观参数，以便模型介质能够重现岩石材料的宏观力学响应却并不容易，这是因为模型介质的细观参数无法由室内试验直接获取，而必须通过参数校准过程得到^[17]。在此过程中，需要进行一系列与室内试验或现场条件类似的模型试验，并将模型试件的宏观力学响应与室内试验或原位测试结果进行对比，满足要求则进入下一步调试，否则更改参数重新校准。这种试错法需反复进行，直到模型介质的宏观力学响应满足要求为止。

在本次模拟计算前，通过开展双轴压缩试验对砂砾石土的法向接触刚度 k_n 、切向接触刚度 k_s 和摩擦系数 c 等细观参数进行了测试，并开展 Darcy 渗流试验测试了砂砾石土的孔

隙率。模型的颗粒细观参数如表 1 所示。

表 1 颗粒细观参数

最小粒径 R_{min}/cm	粒径比 R_{max}/R_{min}	法向接触刚度 $k_n/\text{N/m}$	刚度比 k_n/k_s	摩擦系数 c	孔隙率 n	法向黏结强度 n_bond/N	切向黏结强度 s_bond/N
3.5	1.43	5×10^7	1	0.1	0.25	5×10^5	5×10^5

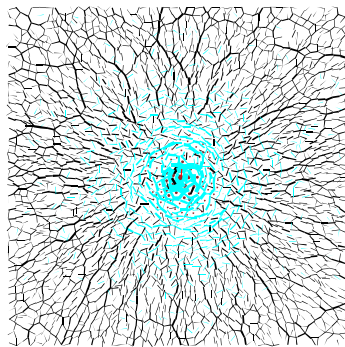
3.2 计算方案

本次 PFC2D 颗粒流数值计算，共设计了两种模拟方案：（1）保持土体模型和细观参数不变，对注浆压力进行调节，研究不同注浆压力对注浆效果的影响；（2）不同注浆时间、不同渗透性质浆液在特定注浆压力下的注浆效果。

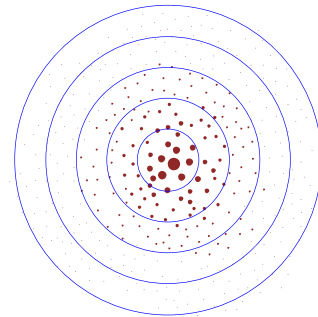
4 灌浆压力对灌浆效果的影响

4.1 不同灌浆压力的计算结果

图 2 给出了压力 $p=1\text{MPa}$ 作用下土体内部的应力场及浆液的扩散范围分布情况。数值模拟计算中注浆点的位置位于模型的正中心。图中的棕色圆球代表着注浆压力的分布，而圆半径的大小则代表着注浆压力的大小。在图 2 (a) 的应力场中，黑色线条代表压应力，青色线条代表拉应力。从图中可以看出，在注浆压力的作用下，土体内部颗粒互相挤压并向外膨胀，模型的外围出现了较大的压应力，而在注浆孔环向附近则出现了张拉应力。钻孔附近有大量浆液聚集，对土体形成压密作用，而钻孔外围浆液则主要是渗透和充填作用。图 2 (b) 中设置了一系列测量圆对浆液的扩散范围进行了监测，从图中可以看出，浆液的扩散范围大约达到 100cm（每个测量圈各间隔 20cm）。



(a) 土体应力场



(b) 浆液扩散范围分布

图 2 $p=1\text{MPa}$ 压力下土体应力场及浆液扩散范围

图 3 为压力 $p=2\text{MPa}$ 作用下土体内部的应力场及浆液的扩散范围分布情况。从图中可以看出，2MPa 的注浆压力已将地层启劈，地层内出现劈裂缝（红色线条代表劈裂缝）。由于土颗粒粒径大小不均匀，土体内部应力场较杂乱，劈裂缝基本沿应力薄弱面产生（对

应于模型上部和下部土体)。模型左侧和右侧部分土体所处应力状态较高,几乎未被注浆压力劈开,仍然表现为渗透注浆形式。图3(b)显示,劈裂缝在各方向上的扩展长度不等,大体分布在40~80cm之间。

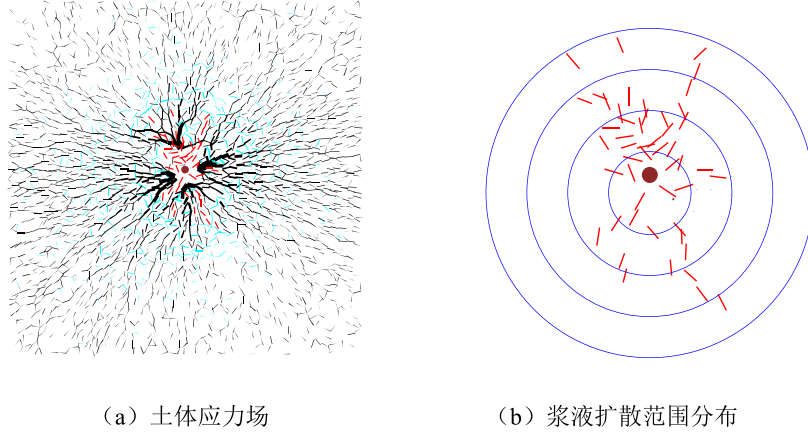


图3 $p=2\text{MPa}$ 压力下土体应力场及浆液扩散范围

图4为压力 $p=3\text{MPa}$ 作用下土体内部的应力场及浆液的扩散范围分布情况。从图中可以看出,随着注浆压力的增加,土体内部劈裂的范围不断扩大。劈裂缝的扩展形态更加全面完善,在土体内部形成了纵横交错的网状浆脉,土体劈裂灌浆达到最为理想的效果。但劈裂灌浆过程中不宜过度地提高注浆压力,注浆压力太高易产生地层结构的严重破坏,甚至会出现冒浆、地面隆起等现象。本计算模型中钻孔附近的土体受 3MPa 高注浆压力的作用产生了一定的位移,对土体的原状结构造成了一定的破坏。

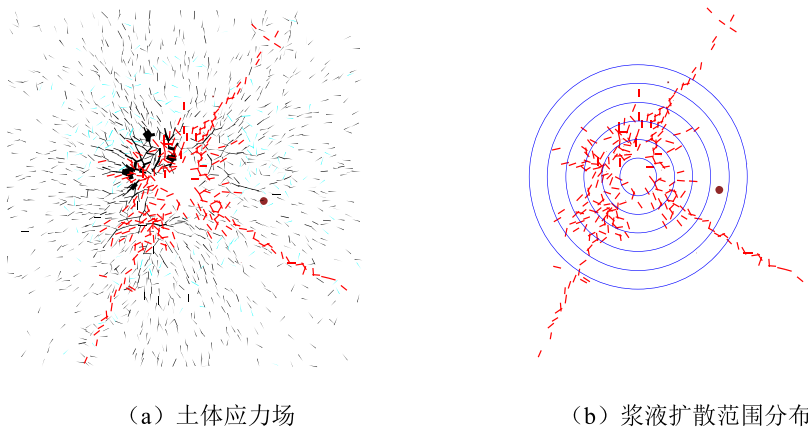


图4 $p=3\text{MPa}$ 压力下土体应力场及浆液扩散范围

4.2 土体应力状态分析

由弹性理论^[18]可知,灌浆孔四周土体在自重应力场中径向和环向承受的应力分别为

$$\sigma_{\rho} = -\frac{1-\frac{r^2}{R^2}}{1-\frac{r^2}{\rho^2}} p_0, \quad \sigma_{\phi} = -\frac{1+\frac{r^2}{R^2}}{1-\frac{r^2}{\rho^2}} p_0 \quad (8)$$

式中： σ_{ρ} 为径向应力； σ_{ϕ} 为环向应力； p_0 为土体侧向自重应力； r 为钻孔半径； R 为灌浆影响半径； ρ 为劈裂灌浆扩散半径。从式中可以看出，土体在自重应力场中环向和径向均承受压应力。而在灌浆压力作用下 p 作用下，土体环向承受拉应力而径向承受压应力，如式(9)所示。受力分析如图5所示。

$$\sigma_{\rho} = -\frac{\frac{R^2}{r^2}-1}{\frac{R^2}{r^2}-1} p - \frac{1-\frac{r^2}{R^2}}{1-\frac{r^2}{\rho^2}} p_0, \quad \sigma_{\phi} = \frac{\frac{R^2}{r^2}+1}{\frac{R^2}{r^2}-1} p - \frac{1+\frac{r^2}{R^2}}{1-\frac{r^2}{\rho^2}} p_0 \quad (9)$$

土体的环向拉应力抵消了土体自重应力场中形成的初始环向压应力。随着注浆压力的提高，土体的环向受拉的范围不断增大。由于土体的抗拉强度很小，环向拉应力增加到一定程度时土体便被拉裂，产生劈裂缝，此时浆液由渗透作用方式向劈裂作用方式转变。图2(a)至图4(a)土体的应力场分布图基本表征了这一转变过程。

5 细观注浆结果分析

5.1 孔隙率变化

图5(a)、(b)为注浆压力1MPa作用下，监测半径分别为0.5m、1m和1.5m范围内土体孔隙率的变化趋势线。从图中整体可以看出，与注浆前土体的孔隙率相比，注浆压力作用下土体孔隙率增加约2.3%~7.0%。这是由于1MPa的注浆压力对土体具有一定的压密作用，土体颗粒向外移动孔隙率增加，浆液充填了这部分孔隙。0.5m监测范围内的孔隙率增加较1m和1.5m监测范围显著，表明注浆压力影响区域具有一定局限性。

图5(c)、(d)为注浆压力2MPa作用下，监测半径分别为0.5m、1m和1.5m范围内土体孔隙率的变化趋势线。从图中可以看出，注浆压力作用下土体孔隙率整体也有所增加，增加幅度约为5.7%~10.1%。这是由于劈裂缝产生扩大了土体空间，浆液充填了这部分空间结构。

图5(e)、(f)为注浆压力3MPa作用下，监测半径分别为0.5、1和1.5m范围内土体孔隙率的变化趋势线。从图中可以看出，3MPa注浆压力作用下土体孔隙率大幅增加，增加幅度约为23.5%~33.3%。这是由于劈裂作用过程更加全面深入，劈裂缝形态更加密集，进一步扩大了土体空间。

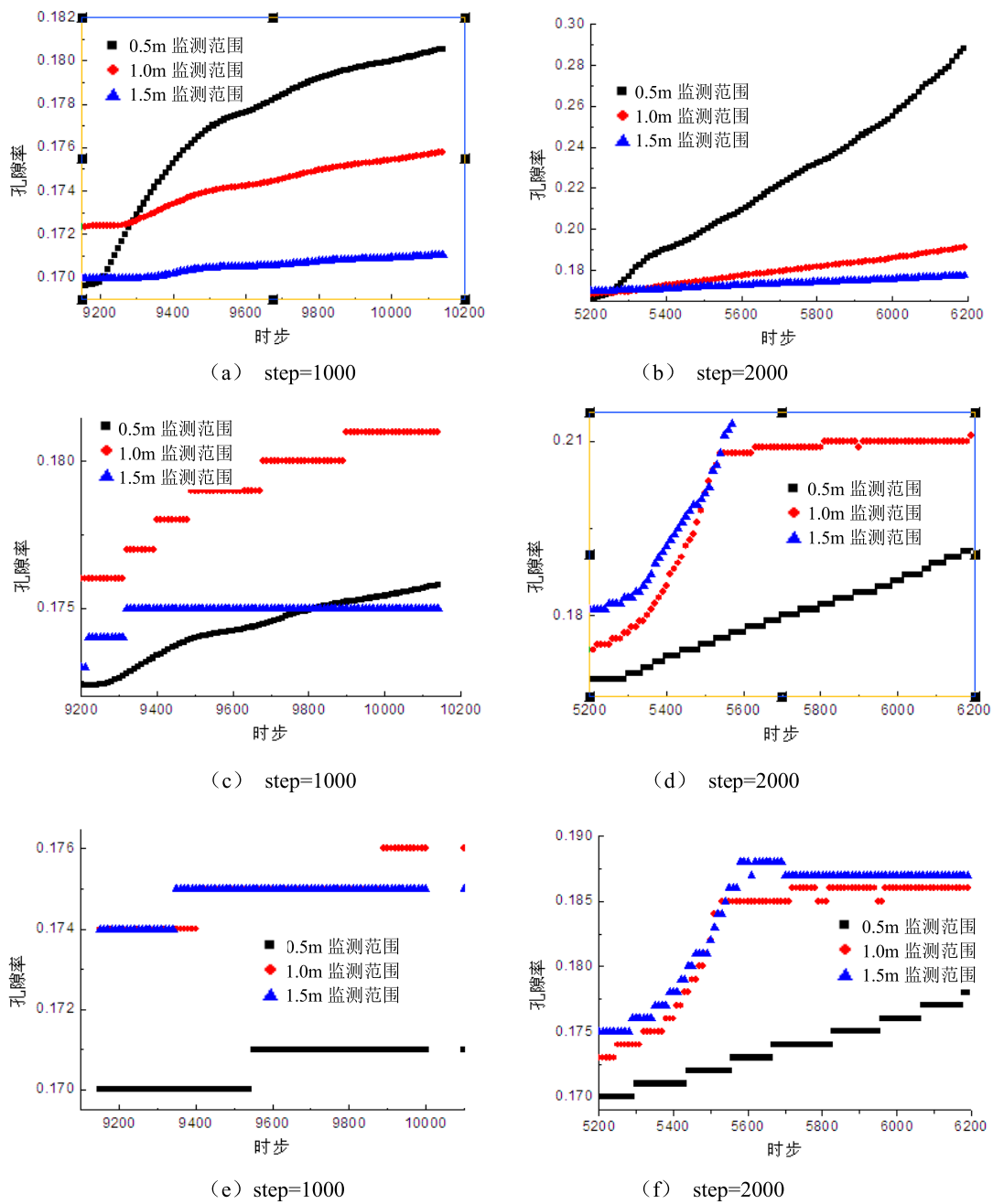


图5 土体内部孔隙率变化

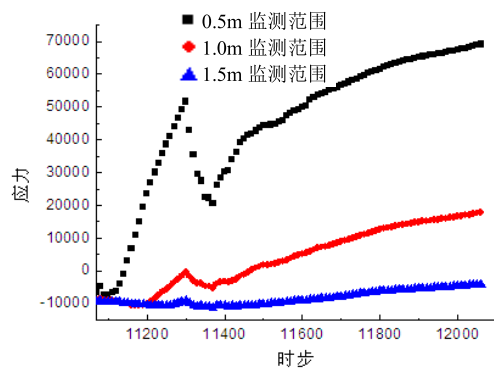
5.2 应力变化

图6 (a)、(b)为注浆压力1MPa作用下,监测半径分别为0.5m、1m和1.5m范围内土体颗粒间 x 向应力的变化趋势线。从图中可以看出,离注浆孔越近则注浆过程中土体颗粒间的最终应力越大。半径0.5m监测范围内, x 方向最大应力约为9.916万Pa;半径

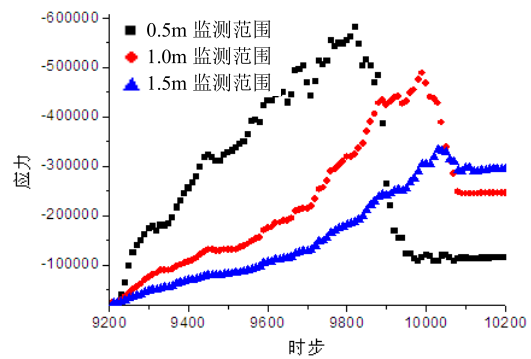
1m 监测范围内, x 方向最大应力约为 3.308 万 Pa; 而半径为 1.5 m 时, x 方向最大应力约 1.052 万 Pa。

图 6 (c)、(d) 为注浆压力 2MPa 作用下, 监测半径分别为 0.5m、1m 和 1.5m 范围内砂砾石土颗粒间 x 向应力的变化趋势线。土颗粒间 x 向应力的变化规律与上图基本相同, 0.5m 监测范围最大应力约为 1.709 万 Pa, 1.5 m 监测范围最大应力约为 3.172 万 Pa。

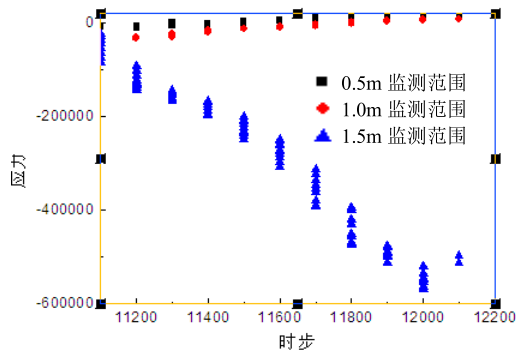
图 6 (e)、(f) 为注浆压力 3MPa 作用下, 监测半径分别为 0.5m、1m 和 1.5m 范围内土体颗粒间 x 向应力的变化趋势线。土体颗粒间最大应力约为 $2.5 \times 10^5 \sim 6.5 \times 10^5$ Pa, 外侧土颗粒应力变化较内侧有一定规律性延迟。



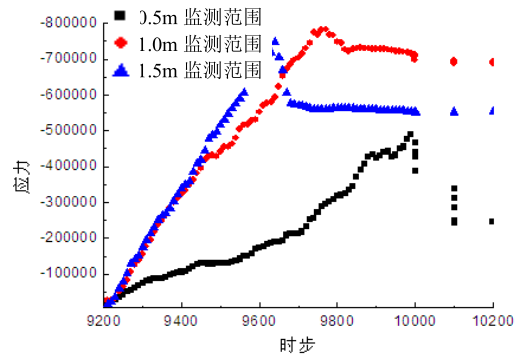
(a) step=1000



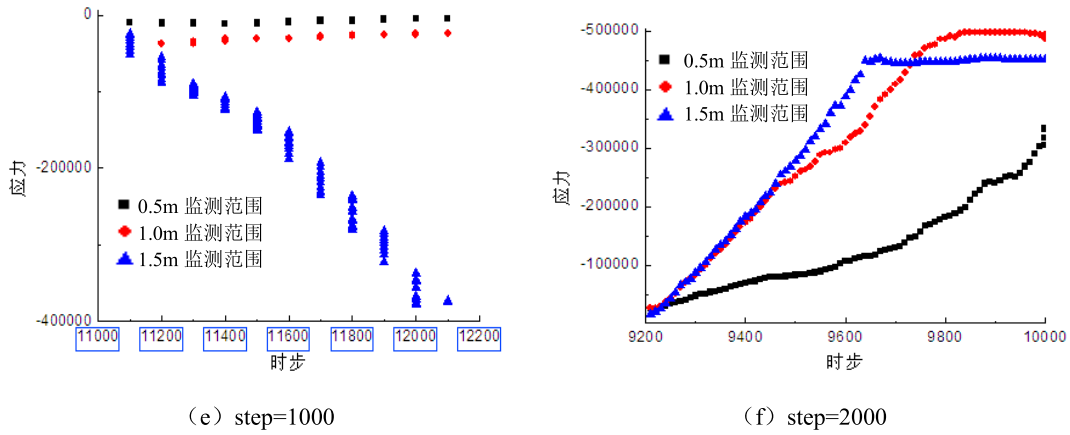
(b) step=2000



(c) step=1000

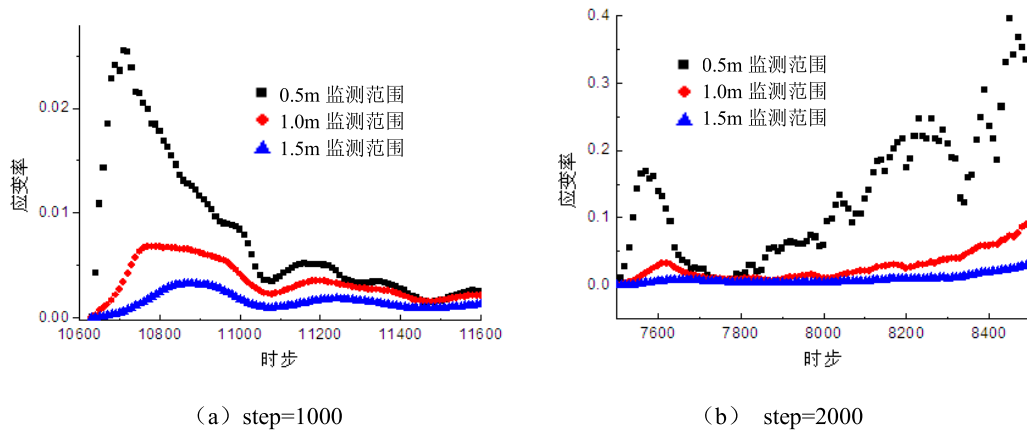


(d) step=2000

图6 土体内部 x 向应力变化

5.3 应变率变化

图7为不同监测范围内土体颗粒 x 方向应变率的变化过程曲线。其中(a)、(b)为1MPa压力作用下的变化趋势，(c)、(d)为2MPa压力作用下的变化趋势，(e)、(f)为3MPa压力作用下的变化趋势。从图中可以看出，各不同监测范围内土体应变率的最大变化值及变化趋势基本相同，反映浆液的扩散过程比较平稳。1MPa注浆压力下 x 向应变率较小，仅为4.5%，2MPa注浆压力下 x 向应变率约为12%，而3MPa注浆压力下 x 向应变率约为34%。



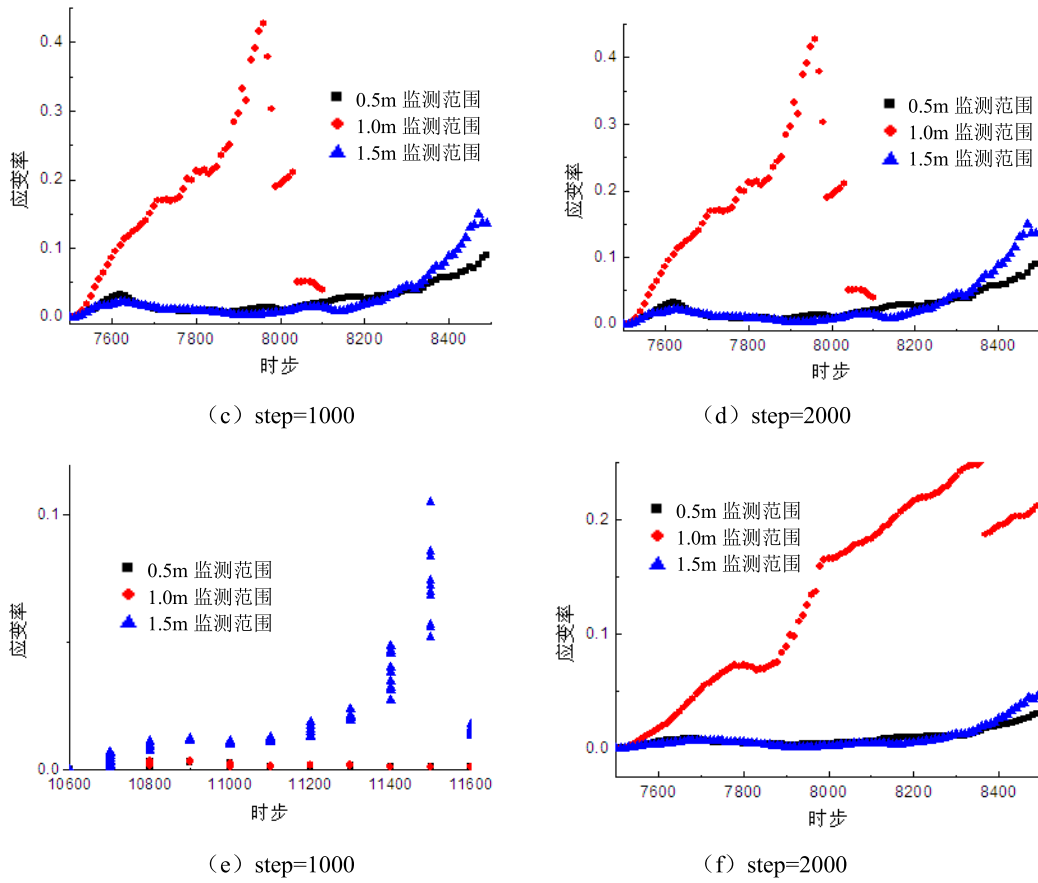


图 7 土体内部 x 向应变率变化

6 渗透性质对灌浆效果的影响

通过调节 PFC 命令流中的 perm 参数对不同渗透性质浆液的注浆过程进行了模拟计算。图 8 (a)、(b) 为注浆压力 1MPa 下浆液在土体中的扩散情况，其中图 (a)、图 (b) 的水力传导系数分别为 perm=0.1 和 perm=1.0。从图中可以看出，当浆液的水力传导系数较小时，浆液的流动扩散速度较慢，基本以压密形式与地基土相互作用，浆液扩散范围十分有限；当浆液的渗透性能提高时，浆液以注浆孔为中心向四周渗透扩散，注浆扩散范围大大增加。

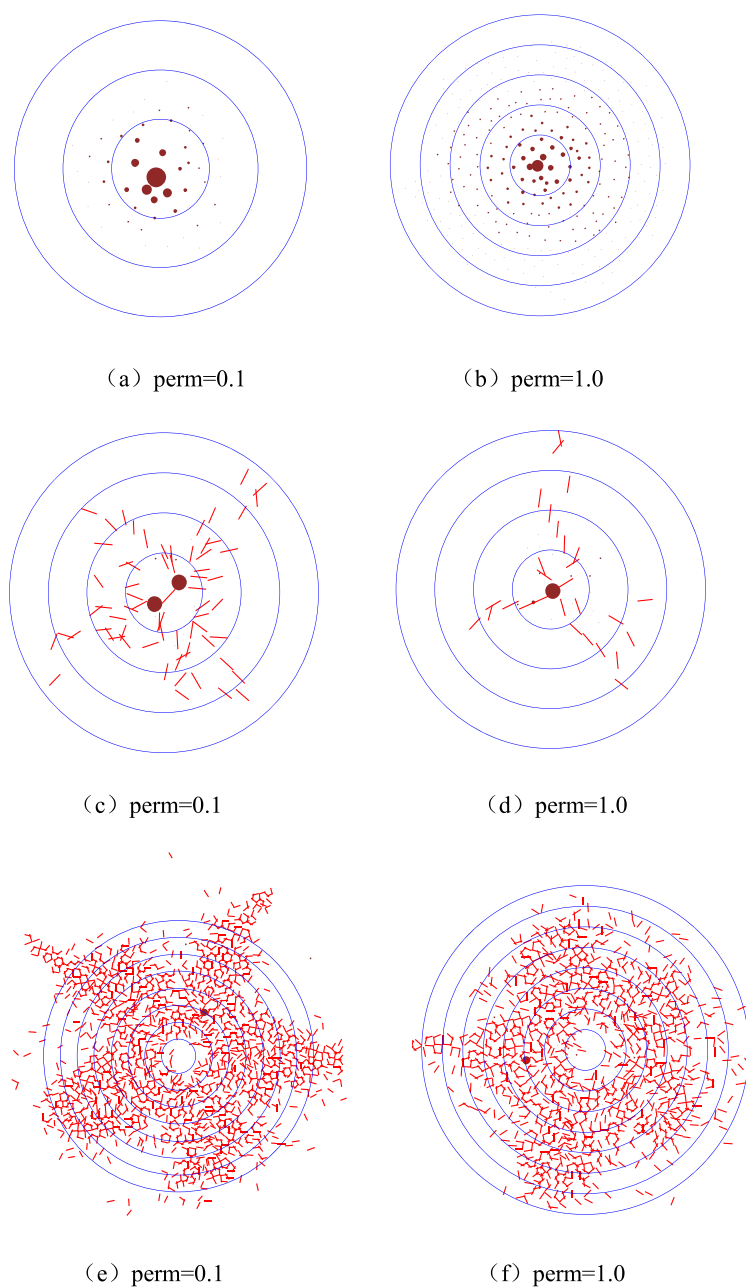


图8 不同注浆压力下浆液扩散情况

图8(c)、(d)为注浆压力2MPa作用下不同渗透性质浆液在土体中的扩散情况，图(c)、图(d)的水力传导系数仍然分别设置为perm=0.1和perm=1.0。由于图(c)浆液的渗透性质较差，浆液向四周流动扩散的速度较慢，灌浆压力在浆液流动过程中几乎没有衰减，浆液所到之处能轻易将地层劈开，并在地基土内形成纵横交错的网状浆脉，起到良好的劈裂灌浆效果；而图(d)的浆液渗透性能较好，浆液以较快速度向四周扩散，浆

液很难在流动路径上聚集形成浆泡并起压，劈裂缝的扩展形态不完整不全面，劈裂灌浆效果稍差于图(c)模型的土体。流动性能差的稠浆适于压密灌浆和劈裂灌浆，流动性能好的稀浆则适于渗透性灌浆。

图8(e)、(f)为注浆压力3MPa作用下不同渗透性质浆液在土体中的扩散情况。由于3MPa的注浆压力属于高压灌浆，无论浆液渗透性质如何浆液均能轻易将地层劈开。因此浆液的渗透性能已不是决定灌浆效果的重要因素，perm=0.1和perm=1.0这两种情况下的劈裂灌浆效果没有明显差别。这些计算结果与文献[19]-[21]中的结果相符，对灌浆施工具有一定指导意义。

7 数值计算结果与试验结果对比分析

图9分别给出了不同注浆压力作用下所得到的结石体试样。图(a)所示为松散砂砾石土渗透注浆所得结石试样。注浆压力较小仅为50kPa，浆液在注浆压力作用下以注浆孔为中心向四周扩散，浆液基本以渗透方式充填砂砾石土的孔隙。注浆后形成完好结石体，结石试样可以承受约2MPa的竖向荷载作用。图(b)所示为致密黏土冲积层劈裂灌浆所得结石试样。注浆压力约为2.5MPa，注浆后开挖填料，发现黏土层内部形成纵横交错的网状浆脉。填土的各项指标均有一定程度的提高，其中土的平均密度提高5.53%，天然土孔隙比减小14.5%；注浆有效地改善了填土的力学性能，其粘聚力和内摩擦角分别增长了35.7%和14.6%；压缩系数减小40%，而压缩模量则增加54.6%。



(a) 渗透注浆试验^[22]

(b) 劈裂注浆试验^[23]

图9 结石试样对比

8 结论

对灌浆过程中浆液在地层中的扩散过程和形态进行了数值模拟计算，通过调节注浆压力、时步、水力传导系数等参数从细观角度对注浆效果的分析，所得结论主要如下：

(1) 灌浆过程中浆液与地基土的作用形式与灌浆压力大小密切相关。为达到理想的

劈裂灌浆效果需要适当提高注浆压力,但过高的注浆压力会对地层结构造成一定的破坏。

(2)对钻孔周围土体的应力状态进行了理论推导和分析,指出土体环向拉应力的增加导致钻孔周围产生劈裂缝,浆液由渗透作用方式向劈裂作用方式转变。

(3)劈裂灌浆作用发生时,注浆压力拓展了土体空间,孔隙率增加。劈裂灌浆对土体结构具有一定破坏作用,应变率也有较大增加。

(4)流动性能差的稠浆适于压密灌浆和劈裂灌浆,流动性能好的稀浆则适于渗透性灌浆。而高压劈裂灌浆时,浆液的渗透性能对灌浆效果的影响不明显。

参考文献:

- [1] Duan Hongfei, Jiang Zhenquan, Zhu Shuyun. New composite grouting materials: Modified reagent-formaldehyde resin with cement[J]. International Journal of Mining Science and Technology, 2012(22):195-200.
- [2] G.S. Zhao, G.Q. Zhou, G.R. Zhong. Analysis of stratum grouting influence on shaft lining stress with the methods of simulation and in site measurements[J]. Procedia Earth and Planetary Science, 2009(1):497-502.
- [3] Stille, H, Gustafson, G, Hässler, L. Application of new theories and technology for grouting of dams and foundations on rock. Geotechnical and Geological Engineering, 2012, 30(3): 603-624.
- [4] Hernqvist, L, Fransson Å, Gustafson G, Emmelin A, Eriksson M, Stille H. Analyses of the grouting results for a section of the APSE tunnel at Äspö Hard Rock Laboratory. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009, 46(3): 439-449.
- [5] Gustafson, G. & Stille, H., Prediction of groutability from grout properties and hydrogeological data. Tunneling and Underground Space Technology, 1996, 11(3):325- 332.
- [6] Fransson, Å., Non-parametric method for transmissivity distributions along boreholes. Ground Water, 2001, 40 (2):201-204.
- [7] 廖雄华, 周健, 徐建平, 林利敏. 粘性土室内平面应变试验的颗粒流模拟[J]. 水利学报, 2002, 12:11-16.
- [8] 蒋应军, 任蛟龙, 徐寅善. 级配碎石力学性能的颗粒流数值模拟方法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, 39(5):699-704.
- [9] CUNDALLPE, HARTRG. Numerical modeling of discontinue[J]. Engineering Computations, 1992,9(2): 101-113.
- [10] 周健, 池永. 砂土力学性质的细观模拟[J]. 岩土力学, 2003, 24(6):901-906.
- [11] 周健, 张刚, 孔戈. 渗流的颗粒流细观模拟[J]. 岩土力学, 2006, 37(1):28-32.
- [12] 吴顺川, 金爱兵, 高永涛. 袖阀管注浆技术改性土体研究及效果评价[J]. 岩土力学, 2007, 28(7): 1353-1359.
- [13] 孙锋, 张顶立, 陈铁林等. 土体劈裂注浆过程的细观模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(3):474-480.
- [14] 袁敬强, 陈卫忠, 谭贤君等. 软弱地层注浆的细观力学模拟研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(增):653-659.
- [15] 周健, 池永, 池毓蔚等. 颗粒流方法及 PFC2D 程序[J]. 岩土力学, 2000, 21(3):271-274.
- [16] Itasca Consulting Group. PFC2D user's manual (version3.1)[M]. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group, Inc, 2004.
- [17] Itasca Consulting Group Inc.. PFC2D(particle flow code in 2D) theory and background[R]. Minnesota,

USA:Itasca Consulting Group Inc., 2008.

[18] 徐芝纶. 弹性力学简明教程[M]. 北京:高等教育出版社, 2005.

[19] 曾胜, 赵健, 邹金锋. 压密注浆极限注浆压力研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2008, 40(7):1173-1176.

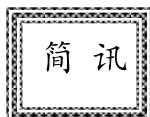
[20] 王广国, 杜明芳, 苗兴城. 压密注浆机理研究及效果检验[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(5): 670-673.

[21] 岩土注浆理论与工程实例协作组. 岩土注浆理论与工程实例[M]. 北京:科学出版社, 2001.

[22] 宁博, 吴时强, 谢兴华, 严忠民. 渗流作用对砂砾石层灌浆的影响试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(S): 285-289.

[23] 程盼, 邹金锋, 李亮. 冲积层中劈裂注浆现场模型试验[J]. 地球科学-中国地质大学学报, 2013, 38(3): 649-655.

基金项目: 国家自然科学基金(51279217)



2016年岩土工程西湖论坛(1号通知)

随着我国新型城镇化的推进, 城市地下工程快速发展, 呈现出巨大的社会需求, 对地下空间资源的开发利用及城市安全也提出了更高的要求。针对城市岩土工程中重大国家需求, 定于2016年10月10~11号(9日报到)在杭州浙江饭店召开“2016年岩土工程西湖论坛”, 讨论城市化发展中遇到的岩土工程热点问题和重点问题。

会议主题: 城市地下综合体、城市地下管廊、城市地下交通和城市地质灾害防治

专题研讨会: 岩土本构理论前沿问题

主办单位: 中国工程院土木水利与建筑工程学部;
中国土木工程学会土力学及岩土工程分会;
浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心

协办单位: 中铁四局集团城市轨道交通分公司(待增加)

联系人: 陆水琴(0571-88208775, lusq87@163.com)

王笑笑(0571-88208775, wangxiuxiu713@163.com)

浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心网址: <http://www.zjdxyt.com>

PHC管桩在基坑支护结构中的应用

吴连祥¹, 贾华¹, 吴加祥²

(1.启东市建筑设计院有限公司, 启东, 226200; 2.振龙建设集团有限公司, 启东, 226200)

摘要: PHC管桩用作基坑支护挡土结构, 主要承担水平荷载, 本文探讨管桩用作基坑支护结构的设计要点, 结合工程实例, 介绍单支点管桩支护结构在基坑支护工程的应用。

关键词: PHC管桩; 基坑支护; 设计要点; 工程实例

1 概述

PHC管桩由于单桩承载力高、施工速度快、工期短、造价低、施工现场文明、整洁等许多优点在基础工程中得到了广泛应用。目前PHC管桩大量用作抗压桩, 承受竖向压力, 少量用作抗拔桩, 承受竖向拉力, 但用作基坑支护的抗弯桩, 承受水平力, 用量还很少。近年来理论研究和工程应用表明, PHC管桩在适宜条件下用作基坑支护结构是可行的, 且同样具有工效快, 工期短, 造价低, 环境佳等优点, 应大力推广应用。

2 管桩支护结构设计要点

2.1 搜集设计资料

首先详细分析工程地质资料, 特别是基坑影响深度范围内的地质情况, 熟悉地下室结构施工图和桩基施工图, 根据地下室要求确定基坑的挖土范围和挖土深度, 摸清基坑周边建筑物及各种地下管线的详细资料, 在此基础上, 确定基坑支护结构安全等级。

2.2 确定结构类型

管桩支护结构属于排桩支护结构的一种形式, 可分为三种结构类型: 悬臂结构、单支点结构、多支点结构。

悬臂结构: 无锚无撑, 依靠自身的刚度和强度维持稳定的支护结构。当重力式挡墙因场地宽度不够而不能采用时, 悬臂式挡墙就能克服这个缺点, 但悬臂式挡墙的位移比较大, 难以满足周边环境的严格要求, 一般只能用于浅基坑。

单支点结构: 依靠一道撑或一道锚来维持基坑稳定, 一般用于挖深不大的基坑工程。锚一般采用土层锚杆; 土层锚杆要求具有比较好的地质条件, 同时还必须有足够开阔的场地条件或者容许锚杆可以伸入红线以外的土层中。

多支点结构: 依靠多道撑或多道锚来维持基坑稳定, 对于深基坑可以采用多道撑或

多道锚来平衡土压力，因而可以适用于开挖较深的基坑。

根据基坑挖深、周边环境和地质条件，选择管桩支护结构类型。

2.3 计算侧向荷载

(1) 土压力、水压力

关于土压力的计算，建筑基坑支护技术规程（JGJ120-2012）规定：采用朗肯理论计算，在考虑土中水对侧向压力的影响时，砂土和粉土采用水土分算，粘性土采用水土合算。

所谓水土合算和水土分算，就是在计算公式中，土的重度是用天然重度还是浮重度，在物理概念上是土中水对挡墙的作用如何考虑的问题。假定不同，采用的强度指标不同，计算方法也不同。

(2) 施工荷载产生的侧压力

施工荷载通常按 20kPa 考虑，如果过大的荷载无法避免，则应在设计时加以考虑。设计时没有考虑的超载，施工过程中必须严格禁止出现。

(3) 永久性荷载产生的侧压力

基坑设计的永久性荷载主要是：基坑周边建筑物的基底荷载，这种荷载对基坑稳定性有一定的影响。当建筑物距基坑比较近，由这些永久性荷载产生的土压力就不能忽视。

2.4 计算结构内力及变形

管桩支护结构内力及变形的计算方法很多，包括古典分析方法、解析方法和数值分析方法。

古典分析方法不考虑挡墙变形及挡墙与土的相互作用，将土压力作为外力施加于支护结构，然后通过求解水平方向合力及支撑点的弯矩为零的方程得到结构内力。主要有：静力平衡法、等值梁法。

解析方法是通过将挡土结构分成有限个区间，建立弹性微分方程，再根据边界条件和连续条件，求解挡土结构内力和支撑轴力。

古典分析方法和解析方法由于在理论上存在各自的局限性而难以满足复杂基坑工程的设计要求，随着基坑工程的发展和计算技术的进步，目前常用的数值分析方法主要有平面弹性地基梁法和平面连续介质有限元法，如北京理正，同济启明星等软件都是采用此类数值分析方法。

管桩挡墙虽然由单个桩体组成，但其竖向受力形式与壁式地下连续墙是类似的，其区别在于分离布置的管桩之间不能传递剪力和水平向的弯矩，在设计中一般通过在水平向设置围檩来加强桩墙的整体性。

计算时，一般将桩墙按抗弯刚度相等的原则等价于一定厚度的壁式地下连续墙进行内力分析，仅考虑桩体竖向受力和变形。

采用北京理正或同济启明星等软件可以方便地对管桩支护结构进行内力和位移计算，自动绘出内力及位移包络图，有撑或有锚时还给出水平力。

2.5 验算管桩强度

PHC 管桩的抗弯性能是用作支护桩的重要指标，一般 PHC 管桩图集中对各种规格的 PHC 管桩设计弯矩值和设计剪力值均在力学性能参数表中给出。

根据管桩支护结构的内力计算结果，将 PHC 管桩所受的最大弯矩标准值及最大剪力标准值，换算成最大弯矩设计值及最大剪力设计值，与参数表中对应型号的桩比对，选定 PHC 管桩型号，如果前者小于后者，则所选管桩桩身强度满足要求。

2.6 验算稳定性

稳定性验算，实际上就是验算支护结构在土压力和水压力作用下是否满足静力平衡条件，并是否具有所要求的、必要的设计安全度。

验算包括：悬臂结构嵌固稳定性；单支点结构嵌固稳定性；悬臂结构、锚拉式结构整体稳定性（圆弧滑动）；支护结构的抗隆起稳定性；多支点结构最下层支点为轴心的圆弧滑动稳定性（小圆弧滑动）；地下水渗透稳定性等。

目前常用的北京理正，同济启明星等软件均可对上述各种稳定性进行验算，重要的是设计人员应用时必须要有清晰的结构概念和土力学概念。

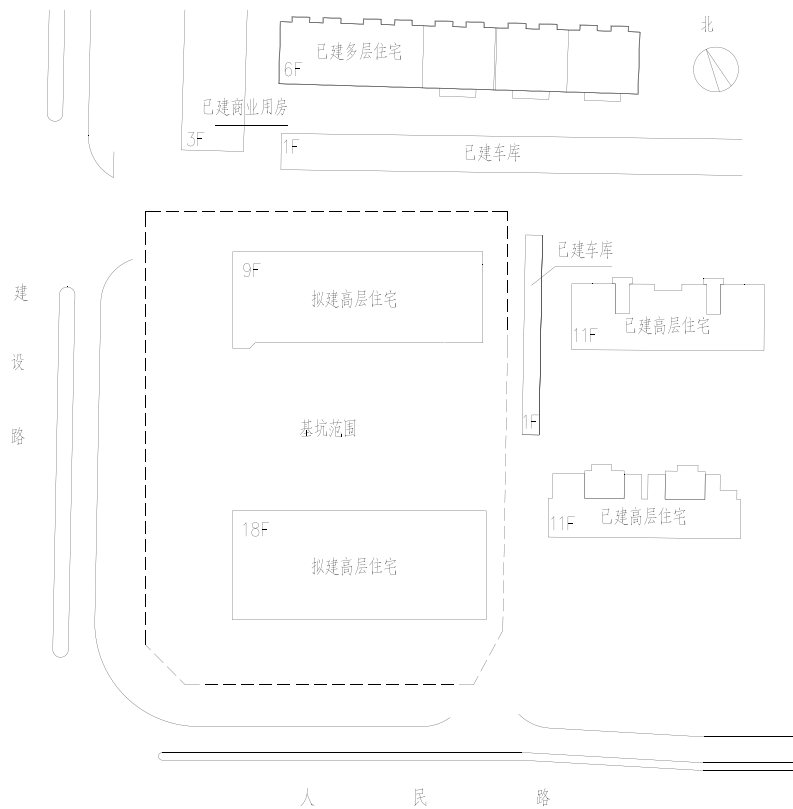


图1 基坑周边环境示意图

3 工程实例

3.1 工程概况

启东市东辰公寓二期工程由2栋高层住宅和沿街商业建筑组成,建筑面积21870m²,设一层地下室,建筑面积5780m²。该工程采用静压桩,整体桩筏基础,基坑呈矩形,南北向长92m,东西向宽70m,基坑周长324m,基坑面积约6500m²。±0.00相当于绝对标高(85高程)3.07m,自然地面整平后标高约为2.47m,相对标高为-0.60m,基坑挖深5.6m,拟建高层住宅楼处挖深6.3m,坑中坑挖深达7.6m。

3.2 环境条件

拟建场地位于启东市人民路北侧,建设路东侧,原为镇卫生院,经拆除后场地平坦。基坑南侧距人民路边线最近处9.05m;西侧为建设路,基坑边离用地红线最近处3m,用地红线与道路边线相距6m;北侧为正在施工的住宅区,距最近的建筑8.2m;基坑东侧为住宅区,最近处离车库3.8m、距高层住宅楼8.7m。如图1所示。

3.3 地质条件

基坑影响深度范围内,各土层分层描述如下:

① 填土:褐黄色,土质不均匀,主要成分为粉质粘土,含碎砖、砼块和植物根茎,结构松散,力学性质较差。

② 淤泥质粉质粘土:灰色,流塑,土质不均匀,夹淤泥质粉土、粉质粘土,属高压缩性土。

③ 粉土:灰色,土很湿,稍密,土质不均匀,夹淤泥质粉土、粉质粘土,含云母碎片,属中压缩性土。

④ 粉砂:灰色,饱和,稍密,土质不均匀,含贝壳碎屑,云母,属中~低压缩性土。

⑤ 粉土:灰色,土很湿,稍密,土质不均匀,夹淤泥质粉土、粉质粘土,含云母碎片,属中压缩性土。

场地地下水类型为孔隙潜水,埋藏较浅,为自然地面下0.5~1.8m左右。

表1 地基土分层特性

分层	土层名称	土层厚度/m	重度/kNm ³	直剪固结快剪	
				$\varphi_c/^\circ$	c_c/kPa
①	填土	0.75	18.0	8.0	12.00
②	淤泥质粉质粘土	1.45	17.7	5.4	14.3
③	粉土	3.6	18.5	22.6	2.1
④	粉砂	3.5	19.3	34.3	2.5
⑤	粉土	4.35	18.3	18.7	6.9
⑥	粉砂	3.05	19.0	31.3	1.8
⑦	淤泥质粉质粘土	26.1	17.7	32.0	15.0

3.4 基坑支护的方案选择和设计

(1) 基坑支护方案选择

根据基坑挖深、周边环境和地质情况，支护结构安全等级除放坡开挖段为三级外，其余均为二级。

针对本基坑的特点，区别不同的环境条件，因地制宜采用不同的支护方案。

对具备放坡条件的南侧地段优先采用自然放坡细石混凝土挂网抹面方案，对放坡坡比受到限制的西侧地段，采用土钉墙挂网喷锚支护方案；北侧距分隔围墙 6m，采用重力式水泥土挡墙方案，格栅式布置，纵横向搭接 200，挡墙宽 3.2m。

东侧距分隔围墙最近处仅 2.3m，经过多方案的比较，决定采用预应力混凝土管桩加一道水泥土旋喷加筋锚桩挡土，管桩外侧设两排 $\Phi 700$ 水泥土搅拌桩作止水帷幕的方案，管桩支护剖面图见图 2。

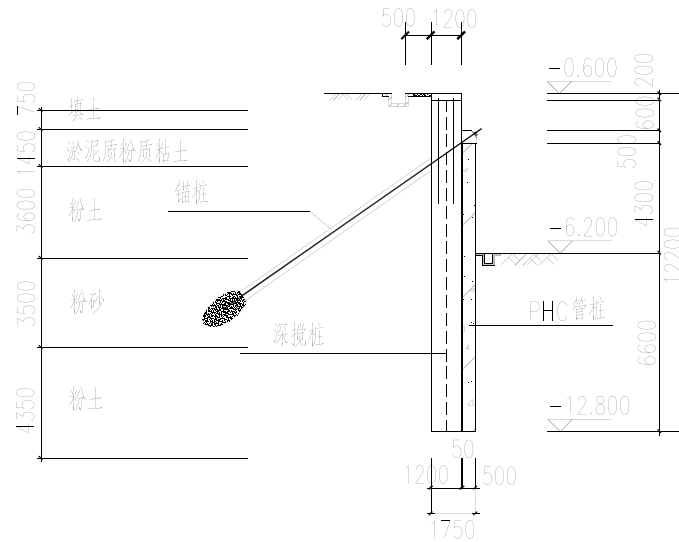


图 2 管桩支护剖面图 (单位: mm)

(2) 东侧管桩支护结构设计

a) 内力变形计算

管桩挡土结构采用同济启明星 FRWS7 软件分析计算。内力变形计算结果如图 3 所示，每根桩抗弯刚度 $EI=47752\text{kN}\cdot\text{m}^2$ 。内力计算结果是每根桩的；支撑反力是每延米的。

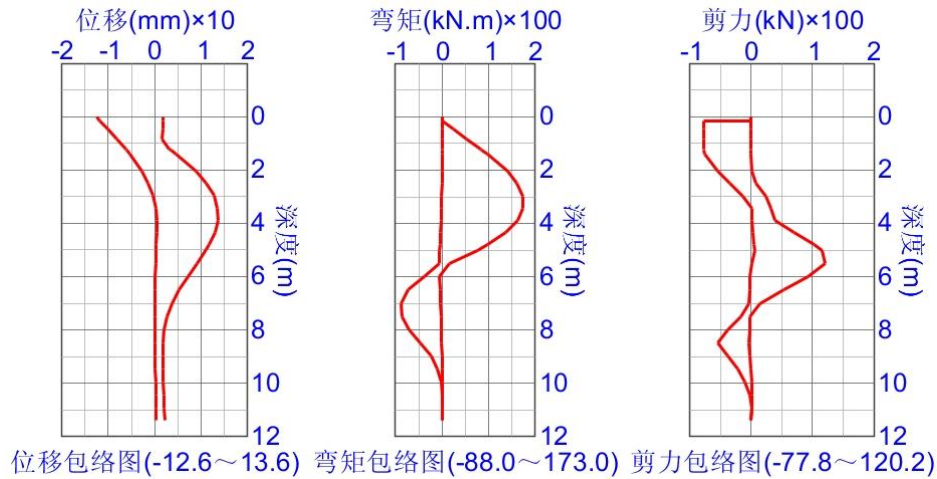


图3 内力变形计算结果

表2 支撑（锚）反力范围

抗力	相对桩顶深度/m	最小值/kN/m	最大值/kN/m
支撑 第1道支撑（锚）	0.15	35.0	48.6

b) 锚桩抗拔计算

表3锚桩抗拔计算

锚杆轴向拉力标准值/kN	锚杆轴向拉力设计值/kN	抗拔承载力标准值/kN	抗拉强度设计值/kN	抗拔安全系数	抗拔要求安全系数
95.00	118.75	217.3	184.8	2.29	1.6

c) PHC管桩强度验算

管桩选用 PHC-500 (125) B-C80-11, 从图 3.3 中可以看出, PHC 管桩的桩身最大弯矩标准值为 173kN.m, 作用点位于桩顶下 3m 左右处。PHC 管桩的桩身最大剪力标准值为 120.2kN, 作用点位于桩顶下 5.8m 处。由《预应力混凝土管桩》(苏 G03-2012) 图集可查得, PHC-500 (125) B-C80 管桩的弯矩设计值为 254kN.m, 剪力设计值为 307kN。最大弯矩验算: $173 \times 1.25 \times 1 = 216.25 \text{ kN.m} < 254 \text{ kN.m}$, 最大剪力验算: $120.2 \times 1.25 \times 1 = 150.25 \text{ kN} < 307 \text{ kN}$ 。表明以 PHC-500 (125) B-C80 作为该基坑支护桩时, 桩身强度满足要求。

根据图 3 计算结果, PHC 管桩的最大位移为 13.6mm, 满足基坑设计最大位移小于 30mm 的限值要求。支护结构的变形和基坑侧壁的位移均满足规范要求, 基坑的稳定性验算也都满足要求, 说明本基坑东侧采用 PHC 管桩作支护桩的桩锚体系是合理的。

3.5 支护方案细节设计

(1) 选用 PHC-500 (125) B-C80 管桩, 桩顶位于地表下 1.3m, 桩长 11.0m, 单节桩压入, 无接头; 间距 1.6m。

(2) 桩顶设置冠梁, 加强支护结构的整体性。冠梁顶面为自然地面下 0.8m, 冠梁截面: 600X500mm, 支护 PHC 管桩伸入冠梁 100mm, 冠梁混凝土强度采用 C30。

(3) 深层搅拌水泥土桩桩径 700mm, 搭接长度 200mm, 桩顶埋深与自然地面平, 桩长 12.m; 水泥采用 32.5 普硅水泥, 水泥掺入比 14%。

(4) 锚桩采用旋喷搅拌加劲水泥土桩, 锁定于管桩顶的冠梁侧面, 水平间距 1.6m, 为减少对地面沉降的影响, 锚桩的倾角: 35~45 度, 桩径选定 400mm, 扩大头直径 650mm, 锚筋用 2 根 ϕ^s 12.7 钢绞线, 抗拉强度设计值 1320MPa, 锚桩长 13m。在冠梁及锚桩强度达设计强度 70%后, 施加预应力, 用锚具锁定。

(5) 管桩布桩尽量形成封闭, 特别是在转角处, 如不能封闭在端部加角撑。

3.6 基坑监测

基坑在开挖过程中, 监测周围土体及建筑物的动态变化, 确保支护结构及邻近建筑物的安全。在坡顶每 20~40m 设一监测点, 观测支护结构的位移, 并在隔水帷幕的外侧, 管桩挡墙边长的中间附近布置测斜孔, 及时获取支护结构及深层土体位移变化信息。监测结果显示: 从基坑开挖至地下室施工结束, 支护桩桩顶最大的水平位移在挡墙边长的中点附近, 位移值为 10mm, PHC 管桩桩身的裂缝很小, 管桩质量完好, 基坑开挖后的情况参见图 4。

管桩支护边的东侧, 4 号高层住宅楼平均沉降 5.65mm, 最大沉降 10.15mm, 2 号高层住宅楼平均沉降 5.24mm, 最大沉降 9.78mm。北车库平均沉降 21.2mm, 西车库平均沉降 31.4mm, 同时, 基坑的止水情况良好。单锚式 PHC 管桩支护方案, 达到了预期效果。



图 4 基坑开挖后的效果

4 小结

(1) 在挖深 5~8m 的基坑支护工程中, 采用单锚式 PHC 管桩支护结构, 具有较好的技术效益、经济效益, 同时还具有较好的环境效益、社会效益。

(2) PHC 管桩用于基坑支护, 一般选用单节桩。因为管桩接头处的抗弯能力较弱, 在弯矩作用下容易发生断裂。单节管桩的长度通常与生产厂家的生产设备、技术水平、材料性能等有关。

(3) 管桩支护结构在锚或撑的支点处为集中力, 故应对该处进行局部承压验算, 如锚或撑支点力过大会使空心管桩产生局部受压破坏, 致使管桩压碎, 必要时为了提高管桩的局部抗压强度可把空心管桩集中力处一定范围内灌实混凝土。

(4) PHC 管桩应用于基坑支护, 目前, 还在摸索探讨阶段, PHC 管桩本身的材料性能、力学性能、抗弯性能等, 基坑在开挖过程中 PHC 管桩的变形情况、桩土之间的相互关系等, 这些都有待于进一步研究。

参考文献:

- [1] JGJ120-2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京, 中国建筑工业出版社, 2012.
- [2] GB50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京, 中国建筑工业出版社, 2010.
- [3] 刘国彬, 王卫东主编. 基坑工程手册[M]. 北京, 中国建筑工业出版社, 2009.

复合地基技术近期研究和发展

Recent research and development of ground column technologies

Jie Han, 选自 Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 2015, 168(G14):246-264

译: 余良贵 校: 周建

近年来, 复合地基(诸如振动混凝土桩和土工合成材料加固碎石桩)广泛用于软土地基上部建筑和路堤工程中。复合地基技术不断丰富, 包括不同形状的混凝土桩和复合桩的出现。为了提高工程效益, 复合地基技术也经常和其他技术相结合。然而复合桩和复合地基联合技术(复合地基和其他技术的结合)在设计和施工过程中也存在很多问题。本文总结了复合地基的类型、功能、施工和运用, 讨论了设计中的问题, 回顾了复合地基技术在软土地基加固中的研究和发展, 包括破坏模式、荷载传递机理、承载力、沉降、固结和稳定。最近研究表明, 在分析地基中荷载传递, 变形和固结时, 需在复合土体单元模式下考虑桩的侧向变形和屈服强度。本文给出了一些复合地基固结速率的理论解。研究认为评估复合地基路堤稳定性应在不同的破坏模式下进行。剪切破坏模式下, 软土地基中采用刚性或是半刚性复合地基, 由极限平衡法得到的安全系数均偏大。

1 简介

岩土工程, 复合地基中竖向增强体通过地基改良技术(置换, 挤压, 化学剂)经过压缩, 剪切, 弯曲, 旋转等方式, 将荷载从上部结构或土工构筑物传递到地基持力层下面及周边。复合地基大部分是通过增加承载力, 减少总沉降和不均匀沉降, 加快固结, 提高稳定性等方式来改善软土地基。有时复合地基也用于加密砂, 黄土湿陷土等松散堆积物, 降低其液化和塌陷的可能性。本文讨论复合地基改良技术适用的软土地基范围, 仅包括软粘土, 淤泥, 粉土和泥炭土等。

近年来, 复合地基在软土上路堤中的运用越来越多, 尤其是在不均匀沉降明显和建造速率不同的工程中。不同类型复合地基施工技术, 材料和刚度都不相同。为了充分利用各类竖向增强体的优势, 复合技术在工程中开始出现并得以运用, 如复合地基和土工合成材料联合使用, 塑料排水板和素混凝土桩等相互结合, 从而提高复合地基的工程性能。本文总结了复合地基的类型、功能、施工和运用, 解决设计中的问题, 回顾了复合地基技术改

收稿日期: 2015 年 8 月

善软土地基的研究和发展，包括破坏模式、荷载传递机理、承载力、沉降、固结和稳定。

2 复合地基类型

工程中，运用较广的复合地基有以下几类：挤密砂桩（SCPs），碎石桩，深层搅拌桩（DM），灌注桩和振动混凝土桩（VCCs）。水泥粉煤灰碎石桩（CFG）在中国运用较广，而夯实材料桩常用于美国。近年来，加筋碎石桩和控制模量桩的运用增多。此外，也出现了一些新类型的桩，如空心混凝土桩（Liu等人，2003）、变截面桩（Borel，2007；Liu，2007a），X型（Liu，2007b）或Y型（Chen等，2010）混凝土桩，灌浆碎石桩（Liu，2007）和T型DM桩（Liu等，2012）。这些新式复合地基多数为混凝土桩，具有较高的强度和刚度，可通过改变桩体形状减少混凝土用量，从而创造出效益更好的工程解决方案。与此同时，桩也以复合形式出现在工程中，即所谓的复合桩，如图1所示。复合桩融合其他单一桩体优势，例如，综合利用混凝土桩强度和刚度大以及砂桩的排水优势，加筋碎石桩、DM桩（Jamsawang等，2008）以及复合旋成喷桩（Bhandari和Han，2009）都属于复合桩。Chu等学者（2009）对岩土工程施工技术做了详尽的概述，其中也涉及到了复合地基技术。上述桩当中，素混凝土桩在改善软土地基工程运用中得到的认可较高，但对其研究还十分有限，可供参考的设计方法也几乎没有。加筋碎石桩引起了众多学者（例如，Castro 和 Sagaseta，2011a；Gniel 和 Bouazza，2009；Khabbazian等，2010；Raithel 和 Kempfert，2000；Raithel等，2005；Zhang等，2012）的关注，但对其研究还局限于模型实验和数值分析，现场研究少之又少。因此，素混凝土桩和加筋碎石桩还需要进一步研究。

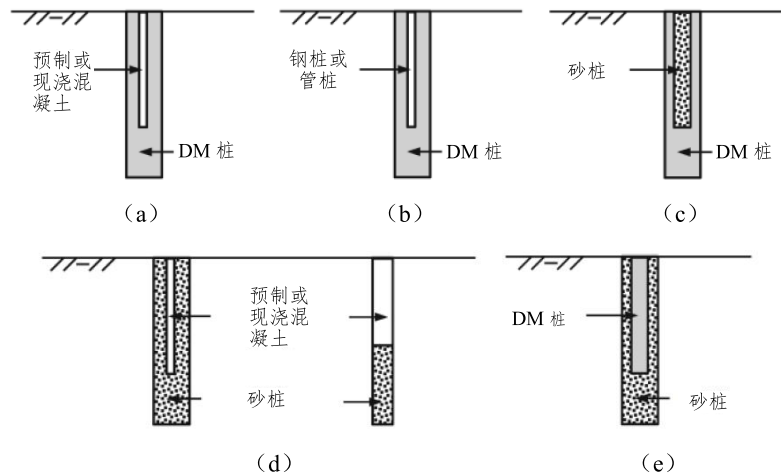


图1 组合桩（来源 Zheng 等人，经修改）

Han和Ye（1991）提出了桩的三种分类方法，分别以施工方法，选用材料和刚度为分类依据。这些方法经过适当修改列于表1中后，仍然适用。和刚性桩对比，柔性桩的承载力和刚度相对较低。半刚性桩的承载力和刚度介于二者之间，与选用材料的类型和特性（例如水泥含量以及土工合成材料等）相关，这是半刚性桩的一个重要特征。含刚性或半刚性

的组合桩，其性能和半刚性桩相近。基于施工方式进行分类的方法和其他两种分类方法关联不大。

表1 桩的分类

方法	类型	实例
施工	置换法	碎石桩
	强夯置换法	挤密砂桩，碎石桩
	化学剂混合法	DM 桩，灌注桩
	联合法	夯实碎石桩
材料	松散颗粒	挤密砂桩，碎石桩，夯实碎石桩
	化学剂稳定	DM 桩，灌注桩
	混凝土	混凝土桩，CFG 桩
	复合	土工材料包裹碎石桩，刚性 DM 桩，复合搅拌桩
刚度	柔性	挤密砂桩，碎石桩，夯实碎石桩
	半刚性	DM 桩，灌注桩，复合桩
	刚性	混凝土桩

但是，另外两种分类方法是相互关联的。本文将采用基于材料和刚度的分类法，对复合地基进行划分并做相应分析。

3 机理、施工和应用

3.1 机理

岩土工程中复合地基能够承担工程荷载，加固地基或限制地基排水或排水。在建成之后，竖向增强体至少需要为工程提供以上所述功能中的一种。

和周围土体相比，竖向增强体（桩）具有较高的强度和刚度。因此，工程中桩常常作为一种承重构件。上部结构荷载大部分通过桩传递至深层土中，或通过桩侧摩阻力承载，这种现象称为桩体作用。桩体作用能够增加软土地基的承载力，减少地基沉降。

类似于钢筋混凝土，竖向增强体（桩）能够用于加固软土层，并和软土层共同形成复合地基。在复合地基中，竖向增强体（桩）和土共同作用，承担竖向荷载或提供抗滑移剪力。

软土中散体材料桩可以作为排水路径。最近研究表明，化学加固桩和素混凝土桩有助于软土中孔隙水压力消散（如 Huang 等）。Han 和 Ye（2011）发现，碎石桩加固地基后的固结速率变快，主要原因是桩的排水功能较好，及软土上竖向应力减小。在低渗透性复合地基，固结速率的提高主要是因竖向应力减小所致。内含砂桩（用于排水）的复合桩如图 1（b）和图 1（c）所示。

化学加固桩和素混凝土桩渗透性比软土低，工程中这两类桩能以墙体或块体形式作为

开挖时防止污染物渗透的屏障。

经增强体加固后的复合地基就像一个加劲平台，具有较高的等效强度和刚度。这使得竖向荷载在软土上分布的面积更广，降低软土上的竖向应力，降低了下部软土破坏的可能性，也减小了软土的变形。

3.2 施工

如表1所示，根据竖向增强体在施工中使用方法的不同，可分为四类：置换法、强夯置换法、化学加固法和复合法。

置换法是指将原位土挖除，并用工程性能更高的材料进行回填置换。可采用水枪喷射或是钻孔等方法去除原位土。置换法对周围土体无明显扰动。强夯置换法是通过高压气体，套管和强捣等方法，将原位土挤开，然后用工程性能更好的材料回填。复合法，如部分置换部分，挤密法将一部分原位土挖除，剩下的原位土通过桩的施工将其挤开。除了置换法和挤密法，竖向增强体（桩）还能通过往土体中添加化学剂，和原位土反应形成。该方法需要机械（深层搅拌）和灌浆来帮助实现。散体材料桩和混凝土桩多数是用置换法和强夯法施工，而搅拌桩则多数通过化学加固法建成。

不同的施工方式对周围土体的影响不同。土体扰动程度取决于周围土体类型和地下水位高低。置换法和化学加固法对周围土体的影响有限。强夯法对周围土体的影响较为显著，经强夯法施工置换后，周围土体变得密实坚硬，出现地面隆起等情况。在松散砂土中，强夯置换法施工过程会使其致密；而软粘土中，周围土体会产生超孔隙水压力，并在土体固结过程中消散。

Debats等（2003）认为，强夯置换法施工时，作用在碎石桩上竖向有效应力和径向有效应力（距离桩轴线5m内）随时间推移不断增大。Guétif等（2007）通过数值分析证实了这一结果。Chen等人（2009）通过实验和数值模拟结果分析得到，在预制孔洞中捣实填料，会使填料径向扩张，增加周围土体的水平应力，使桩的承载力增加，沉降减少。McCabe等（2013）研究强夯置换法施工的碎石桩后发现，该施工法造成的地面隆起影响半径达到桩体半径的20倍。Shen等（2008）通过实验表明，深层搅拌作用下敏感粘土的强度降低。粘土的大部分强度会在桩施工过程中得到恢复，最终强度甚至会超过初始强度。Shen等（2008）认为，土体短时间内的性质变化（即敏感粘土强度降低）是土体扰动和土体结构破坏造成的，而长时间的硬化过程是由于粘土的触变硬化，固结和固化剂中离子在土体中扩散。

3.3 工程应用

桩在软土地基中的应用有：支撑上部结构（包括建筑物，城墙，堤坝等）；稳定边坡；侧向支撑和控制污染物渗透。在工程实际中，桩主要提高地基承载力，减少沉降，提高边坡稳定性，提供横向支撑和控制污染物渗透等作用。

近年来，桩在软土路堤工程中应用较广（Filz等，2012；Han等，2002；Springman等，2014；Van Eekelen等，2013）。复合地基技术和其他技术结合也越来越频繁，主要有土工合成材料加筋土，塑料排水板（PVDs）和刚性桩等技术。竖向桩上铺设土工合成材料加筋层，将路堤荷载传递到桩上，从而减少桩体间不均匀沉降。这种桩网结构主要应用

于：桥头段、道路拓宽段、储蓄池地基（Han 和 Gabr, 2002）等。混凝土板也可以代替土工合成材料运用，形成桩板结构应用于软土地基中（如 Zheng 等, 2011）。

深厚软土上建造路堤，软土没有足够的承载力支撑路堤荷载，此时竖向增强体（桩）可以提高软土承载力。但是，除非整个影响深度范围内软土都通过桩体加强（需要相当长的桩，造价高），否则加固区以下部分软土仍会以较小的速率发生变形。为了减小桩的长度，加快未加固区软土的固结速率，Xu 等（2006）提出了 DM 和 PVDs 技术结合的方案。DM 桩用于改善浅层软土性能，PVDs 用于加快较深处区域软土固结速率，这一组合如图 2（a）所示。Liu 等（2008）提出了类似方法，即采用粉喷桩和 PVDs 相结合的方式，如图 2（b）所示，PVDs 的主要目的是加速消散由粉喷桩施工过程中引起的超孔隙水压力，减小施工对土体扰动的影响，另外该技术也可加速桩体之间软土的固结。

短桩也可结合长桩、刚性桩（或长桩）使用，以提高浅层软土的承载力，减小长刚性桩（或长桩）上荷载，加大桩（或桩）之间的间距，提高经济效益（Huang 和 Li, 2009；Zheng 等, 2009b）。短桩和长桩（或长桩）组合方案如图 3 所示。

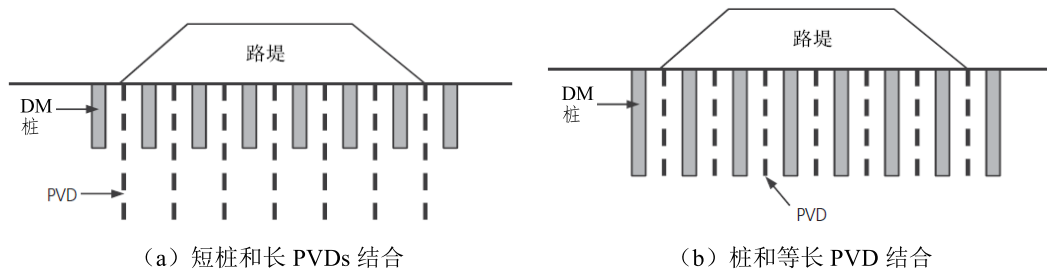


图 2 深层搅拌桩——PVD 联合使用法

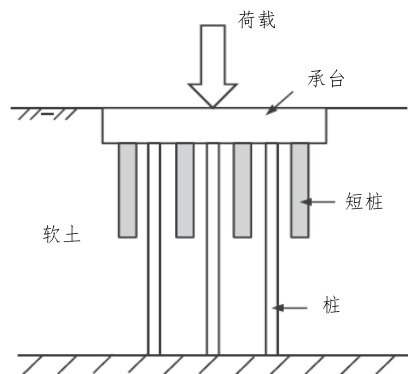


图 3 长短桩结合

4 破坏模式和荷载传递机制

4.1 破坏模式

复合地基中桩在工程中主要用于承载竖向荷载,有些时候,为了保证深处的土体稳定,也用于提高软土地基抗剪强度。

某些情况下,桩也用于承受水平荷载和抵抗水平位移,如基坑过程中的桩或是路堤下的桩,这些情况下桩的破坏模式不同。

竖向荷载作用下,桩通过周围土体和摩擦力承受荷载,这种情况下,桩可能发生的破坏模式如图4所示。

4.2 荷载传递机制

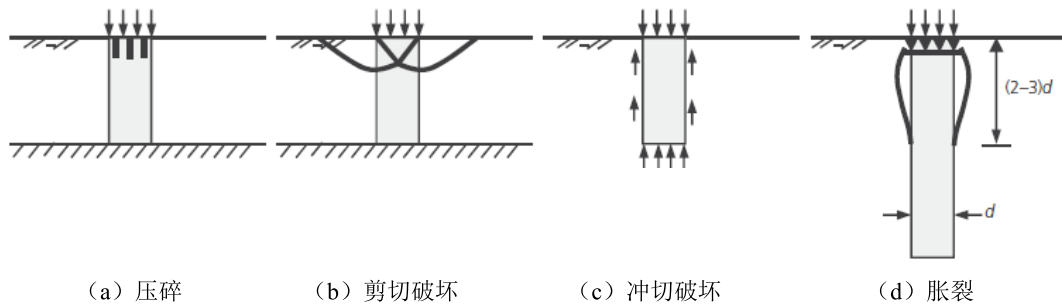


图4 竖向荷载下可能发生的破坏模式

当施加的竖向荷载大于桩体抗压强度,桩可能会压碎。这种破坏模式一般发生与化学加固桩,因为化学加固桩脆性较大。固化剂含量较少的化学加固桩和散体材料桩可能会发生剪切破坏;散体材料桩、短桩、化学加固桩或有压缩下卧层的混凝土桩可能会发生冲切破坏;建造在软土上的散体材料桩一般会发生隆起破坏。Broms (1999)指出,位于路堤下的桩可能会发生受拉破坏,可用夯实桩抗拔,在桩底部预先安装一个钢板,为桩提供抗拔力(Farrell等,2008)。土工合成材料组合桩还会发生加筋层破坏。

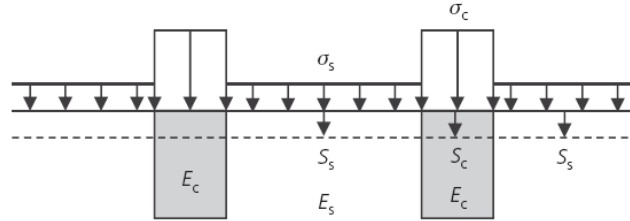
桩在水平荷载或水平位移作用下受到剪力或弯矩,可能会因剪切、弯曲或旋转而破坏。散体材料桩容易发生剪切破坏;弯曲破坏一般发生在长桩、化学加固桩和混凝土桩,尤其是没有钢筋加固的素混凝土桩中。旋转对短桩、化学加固桩和混凝土桩影响较大。在散体材料桩和化学加固桩中提高骨料刚度能够增加桩的抗弯强度和抗剪强度。

路堤下桩不仅要承受竖向荷载,也要承受水平荷载,因此这类桩可能在压缩,张拉,弯曲和旋转下发生破坏(Broms,1999; Filz和Navin,2006; Han等,2005; Zheng等,2010a,2010b)。

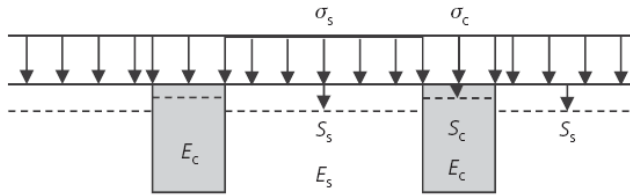
(1) 等应力边界条件和等应变边界条件

岩土工程分析中有两类理想边界条件:等应力边界条件和等应变边界条件。刚性荷载(如刚性基础)条件下使用等应变边界条件;柔性荷载下(如轮胎压力)使用等应力边界条件。桩体加固软土地基,若采用等应变(即桩和周围土体的沉降相同)边界条件,由于桩和周围土体刚度不同,桩承受的应力比土体大(如图5所示)。常用桩土应力比 n ,即桩上应力 σ_c 与土体上应力 σ_s 比值,描述荷载在软土和桩间的传递规律。在等应力边界条件下,桩和土体承受相同的应力(即 $n=1$),产生不同的沉降,即桩和土体之间存在的不均匀

沉降。桩承堤工程中,不仅会出现桩土应力比大于1的应力集中情况,也会出现不均匀沉降(如 Han 和 Gabr, 2002; Huang 等, 2009)。可见,桩支撑路堤工程的边界条件介于等应变边界条件和等应力边界条件之间。



(a) 等应变边界条件, 刚性荷载



(b) 等应力边界条件, 柔性荷载

图5 等应变与等应力条件

(2) 有侧向变形和无侧向变形单元

软土地基常用的分析单元由单桩和周围土体组成。过去许多学者(如 Han 和 Ye, 2001, 2002; Xie 等, 2009a, 2009b)都将桩假设为无侧向变形的一维(1D)桩,一维桩如图6(a)所示。Han 和 Ye (2001)指出,桩环向应力的增加会影响周围土体超孔隙水压力的变化。Castro 和 Sagaseta (2011b)和 Jiang 等(2013)研究发现,单元中允许桩侧向变形会影响软土地基的沉降和固结速率,该类型单元如图6(b)所示。

竖向等应变边界条件下,一维单元中

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_c}{D_c} = \frac{\sigma_s}{D_s} \quad (1a)$$

$$n = \frac{D_c}{D_s} \quad (1b)$$

其中, ε_z 表示在 z 深度处的竖向应变; σ_c 表示桩的竖向应力; σ_s 表示土体的竖向应力; D_c 表示桩的压缩模量; D_s 表示土体的压缩模量; n 为桩土应力比。等应变边界条件下,桩土应力比也可用桩体压缩模量和土体压缩模量比值表示,在等应变边界条件下,当桩单元考虑侧向变形时,有如下的关系式:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_{cz} - \nu_c(\sigma_{cx} + \sigma_{cy})}{E_c} = \frac{\sigma_{sz} - \nu_s(\sigma_{sx} + \sigma_{sy})}{E_s} \quad (2a)$$

$$n' \neq \frac{E_c}{E_s} \quad (2b)$$

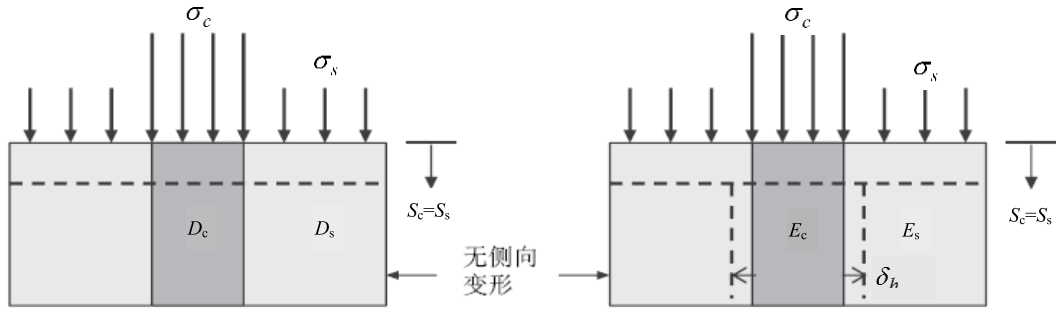


图6 无侧向变形单元 (a) 和有侧向变形单元 (b)

其中, ε_z 表示在 z 深度处竖向应变; σ_{cx} 、 σ_{cy} 和 σ_{cz} 分别表示桩在 x, y, z 三个方向的应力; σ_{sx} 、 σ_{sy} 和 σ_{sz} 分别表示土体在 x, y, z 三个方向的应力; E_c 表示桩的弹性模量, E_s 表示土体的弹性模量; ν_c 和 ν_s 分别表示桩和土体的泊松比; n' 表示考虑桩侧向变形下的桩土应力比。等应变边界条件下, 如果允许桩有侧向变形, 此时桩土应力比和桩的弹性模量与土的弹性模量比值不等。在集中力作用下, 桩侧向变形沿着周围土体方向发展, 使得桩上应力比一维单元下桩上应力要小, 而周围土体上的应力比一维单元下周围土体应力要大。这样考虑侧向变形单元的桩土应力比要小一些。图7表明, 在不考虑侧向变形的情况下, 固结完成之后桩土应力比和桩体弹性模量与土体弹性模量比值大小相等。柔性桩(允许侧向变形的桩)的桩土应力比小于无侧向变形桩的桩土应力比。

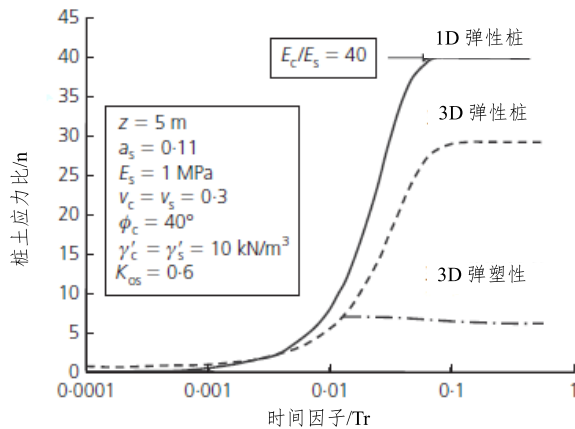


图7 不同条件下桩土应力比

桩和土体具有不同的应力-应变关系,因此桩土应力比取决于桩和土体性质,及应力或应变水平。图8表明,桩土应力比开始随着应变增加而增加,桩体屈服之后,随着应变增加减小。 n 的增加表明,应力从土体传递到桩上,减小则说明桩上应力传递到土上。对于柔性桩来说,桩和土体应变水平相近,而对于半刚性桩和刚性桩而言,土体还未全部发挥强度前,桩体往往已经发生破坏。图7表明,基础中弹塑性桩土应力比弹性桩小。图7也表明,桩土应力比受固结作用影响随着时间增加而增加,但在桩体屈服后,桩土应力比开始减小。这一发现与 Han 和 Ye 二人(2001),及 Jiang(2013)的结论一致。

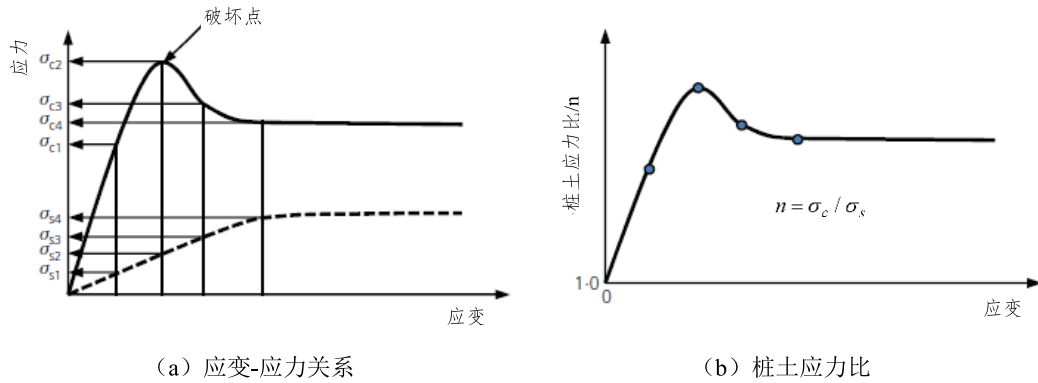


图8 不同应变下的桩土应力比

(3) 不等应变情况下的应力传递

Simon 和 Schlosser (2006) 详细描述了桩承堤工程中荷载和变形的传递机理,如图9 中所示。如果路堤高度超过临界高度,则存在两个等沉面,一个在填土中,一个在软土中。Chen 等(2010)根据实测结果分析认为,临界高度一般为桩间距的1.0~1.5倍。Filz 等(2012)基于模型实验和现场实验,建立了一定对角净间距下填土临界高度和桩径的关系。由于桩和软土的沉降不同,负剪应力沿着桩在两个等沉降平面之间发展,正剪力仅在较低的等沉面下发展。负剪应力能够增加桩的平均竖向应力,减小软土平均竖向应力。负剪应力比初始上覆应力大,但是比超载后填土平均应力小。图9 还表明,桩土应力比随深度变化。桩上方的竖向应力和上层等沉面中土体应力相等;桩上应力最集中的地方是在下层等沉面位置。Chen 等(2008)分析模型中也是采用这种荷载转移机制。

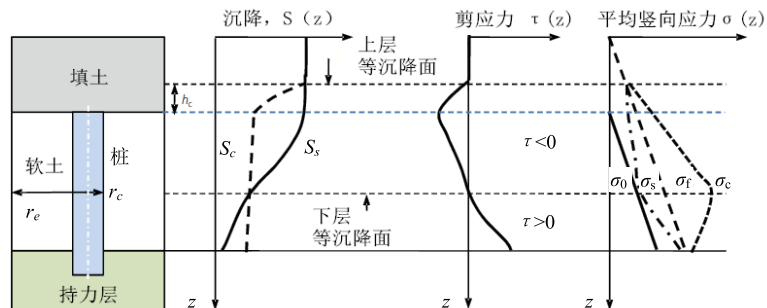


图9 桩承堤工程中的应力传递图

图 10 是根据现场测得数据绘成的桩土应力比曲线。图中表明, 桩上施加应力后, 桩土应力比从 1 开始增加到某一值, 之后开始出现下降。桩土应力比达到定值(即峰值)时, 对应的桩体也达到其屈服强度。桩屈服后, 桩上应力开始转移到土体中, 直到二者均达到定值。

图 10 表明, 没有土工加筋层的桩承堤(CSE)工程, 对应的桩土应力比较低。有土工合成材料加筋层的 CSE 能够提高桩土应力比, Han 和 Gabr (2002) 的数值计算和 Brianc 等 (2012) 的现场实验均证实这一结论。从图 10 也可以看出, 柔性桩的桩土应力比大概在 1.0~5.0; 半刚性桩桩土应力比变化范围在 5.0 至 10.0 之间; 有刚性承载板或采用土工合成材料的刚性桩, 其桩土应力比则会超过 10.0。Zheng 等 (2012) 研究发现, 路堤荷载作用下, 在土工格栅加筋层下区域和混凝土桩帽上的桩土应力比变化类似, 都在 8.0~16.0 变动。

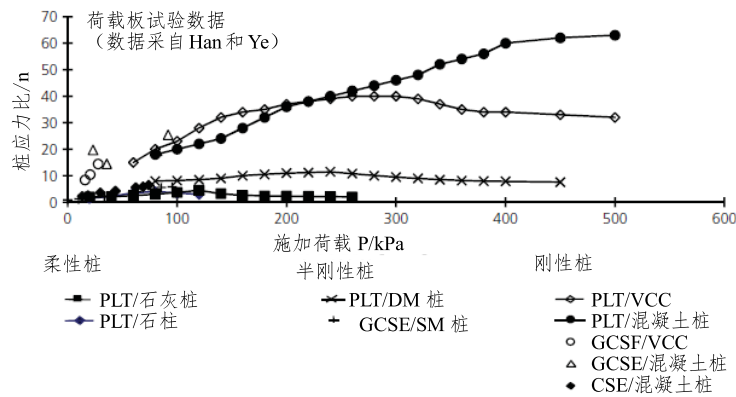


图 10 现场测量桩土应力比(载荷板试验)

5 设计问题

一般情况下, 柔性桩加固和半刚性桩加固常计成复合地基, 刚性桩设计成桩。在复合地基设计中, 为简化起见常用到单元体概念。本文主要基于桩的刚度讨论以下几个问题: 桩的承载力, 沉降, 固结和稳定。

5.1 承载力

软土地基桩体承载力估算主要有以下三种方法: 单桩, 复合单元和群桩。复合单元包含桩及桩周土体, 承载力由桩和周围土体提供。

(1) 柔性桩

柔性单桩极限承载力 ($q_{ult,c}$) 主要受颗粒材料的摩擦角和侧向限制的影响, 侧向限制又和周围软土不排水剪强度相关。Brauns (1978) 得出了碎石桩单桩极限承载力理论解; 另外一些学者(如 Hughes 和 Withers, 1974) 也得到了一些其他解。这些碎石桩单桩极限承载力理论解可简化为:

$$q_{ult,c} = Kc_u \quad (3)$$

其中, 系数 K 在 15~25 之间, 平均值为 20 (Ye 等, 1994)。系数 K 主要受到桩材料

质量的影响。材料质量越高, K 值越大。

由于柔性桩和周围土体发挥强度时的应变水平相近, 因此柔性桩加固地基的极限承载力可以用下列公式估算:

$$q_{ult} = q_{ult,c} a_s + q_{ult,s} (1 - a_s) \quad (4)$$

其中, $q_{ult,s}$ 表示周围土体极限承载力。单元中, 面积置换率 a_s 定义为桩横截面面积与单元总横截面面积比值。桩极限承载力可以根据公式 (3) 得出, 但是由于公式 (3) 中不考虑周围土体作用, 因此得到结果偏于保守。

Bouassida 等 (1995) 得到了群桩加固地基的承载力理论解。

(2) 刚性桩

单个刚性桩极限承载力 ($Q_{ult,c}$) 可用类似的单桩极限承载力方法计算, 即,

$$Q_{ult,c} = f_s A_s + q_t A_t \quad (5)$$

其中, f_s 是桩侧摩阻力, q_t 为桩端阻力; A_s 为桩侧面面积; A_t 为桩端面积。在部分刚性桩中, 以 VCCs 为例, 其桩端面积比桩身截面面积大。

刚性桩复合地基极限承载力估计可采用 Poulos (2001) 提出的桩筏基础承载力公式。即取以下两种计算值中的较小值: (a) 筏板和所有刚性桩承载力之和; (b) 等效桩和等效桩外筏板的承载力之和。

(3) 半刚性桩

半刚性桩介于柔性桩和刚性桩之间, 其极限承载力和桩体强度、桩与土的侧摩阻力以及桩端阻力有关。半刚性单桩极限承载力取以下两值中的小值 (Han 等, 2002):

$$Q_{ult,c} = q_u A_c \quad (6)$$

$$Q_{ult,c} = f_s A_s + \lambda q_t A_t \quad (7)$$

其中, q_u 是桩的无侧限抗压强度; A_c 桩的横截面面积; λ 是桩端承载力发挥度 (通常在 0.4 到 0.6 之间)。对于化学加固桩而言, 现场测得的强度通常只有实验室强度的 20%~50%。

半刚性桩复合地基极限承载力 ($q_{ult,c}$) 可通过下式得到 (Han 等, 2002):

$$q_{ult,c} = a_s \frac{Q_{ult,c}}{A_c} + \beta (1 - a_s) q_{ult,s} \quad (8)$$

其中, β 为土体承载力发挥度, 摩擦桩通常在 0.5 至 1.0 之间; 端承桩通常在 0.1 至 0.4 之间。如图 8 所示, 桩破坏时土体强度还未全部发挥, 承载力发挥度可以反映此现象。

土工合成材料包裹的桩, 需要考虑由土工合成材料提供的环向强度, 柔性桩中不考虑周围土体提供的侧限 (Raithel 和 Kempfert, 2000)。Gniel 和 Bouazza (2009) 认为, 包裹

部分以下碎石桩鼓胀是部分包裹碎石桩破坏的主要形式。

5.2 沉降

(1) 柔性桩

Han (2010) 总结了碎石桩复合地基沉降计算方法, 对柔性桩也适用。这些计算方法有应力折减法、加固系数法和弹-塑性法。

应力折减法: 应力折减法由 Aboshi 等 (1979) 提出, 可用下式表示,

$$S = \frac{1}{1 + a_s(n-1)} S_s \quad (9)$$

其中, S 是复合地基的沉降; S_s 是指加固前软土地基的沉降。Barksdale 和 Bachus (1983) 引入了图表法, 用于确定碎石桩加固的桩土应力比, 大致可以用下式表示 (Han, 2010),

$$n = 1 + 0.217 \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad (10)$$

其中, E_c 为桩的弹性模量; E_s 是土体的弹性模量。根据实测数据发现, 一般模量比 $\left(\frac{E_c}{E_s} \right)$ 都在 20 以内。

加固系数法:

Priebe (1995) 提出加固系数法, 用于计算振冲置换碎石桩的沉降, 该法考虑了桩长范围内桩的刚度和不可压缩性, 如下式所示,

$$S = \frac{1}{I_f}, \quad I_f = 1 + a_s \left[\frac{5 - a_s}{4(1 - a_s) \tan^2(45^\circ - \phi_c / 2)} \right] \quad (11)$$

其中, I_f 是加固系数; ϕ_c 为桩材料的摩擦角。Priebe (1995) 建议考虑桩的压缩性和上覆压力, 出于这种考虑的公式和图表可在 Priebe (1995) 发表成果中查找。

弹塑性法: Pulko 和 Majes (2005) 以及 Castro 和 Sagaseta (2009) 提出一种基于弹塑性本构模型计算碎石桩加固软土地基沉降的方法。该法中将软土地基假设为线弹性, 桩假设为线弹性-完全塑性, 且桩符合剪胀角为常数的摩尔-库伦破坏准则。桩的塑性从上部开始出现, 随着荷载施加, 塑性开始向下延伸, 直至整个桩都表现为塑性。上述沉降估算法中, Priebe (1995) 的方法运用较广 (McCabe 和 Egan, 2010; Douglas 和 Schaefer)。

(2) 刚性桩

刚性桩加固软土地基的沉降可通过桩筏或群桩沉降算法估算。Horikoshi 和 Randolph (1999) 以及 Poulos (2001) 在桩和筏相互作用基础上, 提出了桩筏沉降计算简化法。Horikoshi 和 Randolph (1999) 在桩筏算法中提出了等效桩概念, 如图 11 所示。该法中等效弹性模量 (当量弹性模量) 可通过下式计算得到:

$$E_{eq} = E_s + (E_c - E_s) \frac{A_c}{A_g} \quad (12)$$

其中, E_{eq} 为桩的当量弹性模量; E_s 为土体的弹性模量; E_c 为桩的弹性模量; A_c 单桩总横截面面积; A_g 为群桩的总面积 (包括所有单桩面积之和以及桩间土体面积之和)。

如图 11 (b) 所示, 桩筏体系的刚度可通过下式计算:

$$K_{pr} = \frac{P_{eq} + P_r}{S_{pr}} = \frac{K_{eq} + K_r(1 - 2\alpha_{pr})}{1 - (K_r / K_{eq})\alpha_{pr}^2} \quad (13)$$

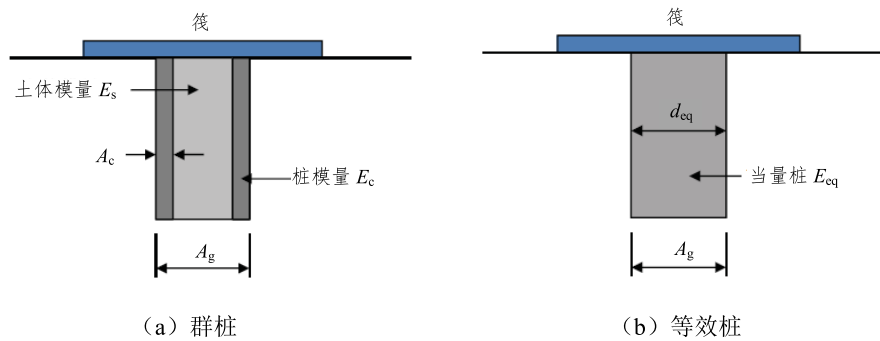


图 11 桩筏中的等效桩

其中, K_{pr} 为桩筏刚度; P_{eq} 等效桩承受的荷载大小; P_r 为筏所承受的荷载大小; S_{pr} 为桩筏系统沉降; K_{eq} 为等效桩刚度; K_r 为土体上筏板的刚度; α_{pr} 为桩筏相互影响因子。刚性桩加固软土地基沉降 (S_{pr}) 可通过桩筏系统刚度 (K_{pr}) 和总荷载 ($P_{eq} + P_r$) 计算。

以上所述计算方法可参考 Aashto (2006) 所提出的群桩应力分布法。

(3) 半刚性桩

半刚性桩刚度介于柔性桩和刚性桩之间, 可以采用柔性桩或是刚性桩的办法估计半刚性桩加固软土地基沉降, 两种方法的选用由半刚性桩刚度确定。Jiang 等 (2013) 使用应力折算法计算得到 DM 加固地基沉降与数值结果进行对比, 发现二者误差在 10% 以内。Khabbazian 等 (2010) 数值分析表明土工合成材料包裹后的桩体能显著减小碎石桩的侧向位移。Raithel 等 (2005) 表明土工织物包裹处理的加固地基, 其加固系数比未包裹情况大, 这主要是受到土工织物拉伸刚度的影响。Castro 和 Sagaseta (2011a) 考虑了土工织物包裹的影响, 对估算沉降的弹塑性法进行修改。他们发现, 土工合成材料的作用在桩出现屈服时变得尤为重要, 土工合成材料对沉降影响大小受到土工合成材料刚度系数的影响。刚度系数用符号 $J/(r_c E_s)$ 表示, 其中 J 是土工材料的受拉刚度; r_c 为桩的半径; E_s 为土体模量。

Han 等 (2009) 论证了 Horikoshi 和 Randolph (1999) 提出用桩筏沉降算法也可用于计算 DM 桩加固软土地基的沉降。由于 Horikoshi 和 Randolph (1999) 方法不考虑桩的侧向变形, 而柔性桩侧向变形较大, 因此该法不能用于柔性桩的沉降计算。Chai 等 (2010) 和 Pongsivasathit 等人 (2013) 提出了软土地基下 DM 桩加固地基的沉降算法。在该法中, 贯入桩的下部分区域视为“未加固层”, 如图 12 所示。Chai 等 (2010) 和 Pongsicasathit 等 (2013) 提出了估算“未加固层”厚度的简化公式。该方法主要受面积置换率、加固深

度比（即桩的深度和软土厚度的比值）和压力-强度比影响，如下式所示。

$$H_c = H_L f(a_s) g(\beta) h(\gamma) \quad (14)$$

其中， H_c 为桩贯入厚度（“未加固区”厚度）； H_L 为桩长度； $f(a_s)$ 为面积置换率的影响因子； $g(\beta)$ 为加固深度的影响因子； $h(\gamma)$ 为施加应力与土体强度比的影响因子。加固区内的沉降按照复合地基进行计算，而加固区下（包括贯入区）利用 Aashto（2006）中提及的群桩应力分布法计算。

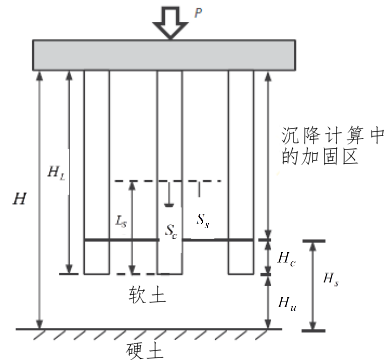


图 12 桩贯入法

5.3 固结

(1) 柔性桩

Han 和 Ye（2001，2002）考虑了井阻和涂抹作用的影响，提出桩加固软土地基的固结速率简化计算，如图 13 所示。这些理论解是以等应变、一维桩体变形及单元中包含土体等假设为基础。引入软土径向固结修正系数，如下式所示：

$$c_{rm} = c_r \left(1 + n \frac{1}{N^2 - 1}\right) = c_r \left(1 + n \frac{a_s}{1 - a_s}\right) \quad (15)$$

其中， c_r 是软土径向固结系数； c_{rm} 是软土径向固结修正系数； N 为直径比，是指复合单元中受影响区域的直径和桩体直径的比值。软土固结修正系数可以解释桩上应力集中现象的原因，即由桩和土体之间的模量差造成。软土径向固结修正系数也可用于计算径向固结时间因子。Han 和 Ye（2001）认为，孔隙水压力消散速率或固结速度不仅受到桩排水的影响，也与软土中应力降低有关。

Baez 和 Martin（1995）与 Boulanger 等（1998）提出施工过程中会有原位土体渗入碎石桩中，渗入比例大概达到桩最终重量的 20%。现场实验表明，碎石桩和原位土的渗透性比在 15 至 40 之间；实验室得到比值在 40~100 之间。Han（2010）建议使用美联邦公路管理局排水设计手册（Moulton，1980）中提到的用于确定细颗粒渗透性的公式，来估算散体材料桩的渗透性。Han（2010）将考虑井阻和不考虑井阻的预测值和现场数据比较后发现，考虑井阻作用预测得到的沉降比不考虑井阻作用的更准确，如图 14 所示。

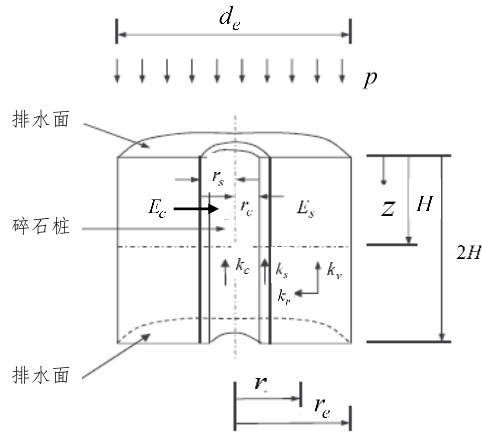


图 13 碎石桩加固软土地基单元模型

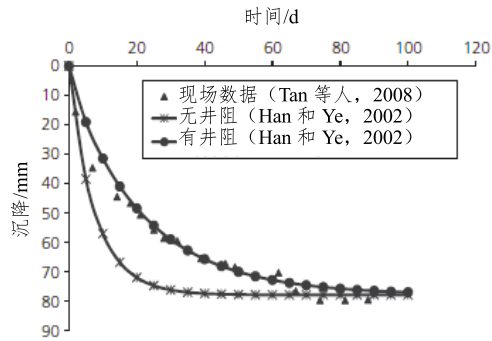


图 14 有井阻和无井阻的沉降速率对比

Xie 等 (2009b) 给出了碎石桩加固地基固结速率公式, 该公式考虑了桩和土体交界面处到单元边界上土体渗透性的变化。但是, 现场中测定土体渗透性变化比较难。

Xie 等 (2009) 为了更好模拟施工荷载, 如路堤填筑, 考虑了分级加载和线性加载工况。除了分级加载和线性加载, Wang (2009) 还提出了循环荷载下碎石桩加固软土地基固结速率理论解, 循环荷载能够有效模拟车辆荷载。在瞬时荷载作用下, 将 Xie 等 (2009a) 和 Wang (2009) 的两种方法和 Han 与 Ye (2002) 方法进行对比, 发现结果吻合度较高。以上所提到的方法均是建立在桩与土体等应变假设, 及桩体竖向一维弹性变形的假设之上。

Castro 和 Sagaseta (2009) 提出了竖向荷载下考虑碎石桩侧向变形的固结速率理论解。桩侧向变形降低了桩的承载力, 固结速度也放缓。此外, Castro 和 Sagaseta (2009) 将碎石桩视为线弹性-完全塑性材料, 在一定荷载下, 桩上部区域先屈服, 随着荷载增加, 塑性区向下蔓延, 直至整根桩全部达到塑性状态。他们还基于弹塑性变形理论提出了修正固结系数。但是, Castro 和 Sagaseta (2009) 的固结理论解没有考虑井阻和涂抹作用的影响。

(2) 刚性桩

由于刚性桩承载大部分荷载, 而且沉降完成时间较短, 因此端承刚性桩加固软土地基固结速率一般不考虑其他因素影响。当刚性桩部分贯入软土区, 固结速率才成为一个需要

考虑的问题。Zheng 等 (2011) 表明, 当路堤施加荷载后, CFG 刚性桩间软土中的超孔隙水压力消散很快。对于刚性桩加固地基中出现部分桩贯入软土区中的工况, 其固结速率的理论解还有待进一步研究。

(3) 半刚性桩

基于“复合单元”概念, Lorenzo 和 Bergado (2003) 提出了 DM 桩加固软土地基的固结速率解析解。在他们提出的模型中, DM 桩渗透性比周围土体渗透性好, 水从土中向桩内渗透, 再顺着桩沿着垂直方向渗透。太沙基一维固结解可用于计算 DM 桩固结速率。和 Han 和 Ye (2001, 0, 22) 实验方案不同的是, Lorenzo 和 Bergado (2003) 没有模拟碎石桩加固地基的侧向排水条件。Miao 等人 (2008) 将 DM 桩加固地基模拟为复合地基。由于复合地基的当量模量比未处理的土体模量要大。因此, 在分析软土层上的 DM 桩加固地基沉降时, 需将其视为双层地基, 他们将 DM 桩假定为不透水。和 Miao 等人 (2008) 的作法类似, Chai 和 Pongsivasathit (2009) 将 DM 桩加固地基视为具有更高当量模量的复合地基。Chai 和 Pongsivasathit (2009) 提出了复合地基等效渗透理论, 这又和 Chai 等人 (2001) 提出的竖向排水公式一致, 如图 15 所示。复合地基的当量体积压缩系数和当量渗透系数可通过下式计算得到,

$$m_{v1} = \frac{1}{a_s D_c + (1 - a_s) D_s} \quad (16a)$$

$$k_{v1} = \left(1 + \frac{1.5 H_1^2 k_r}{\mu d_e^2 k_v}\right) k_v \quad (16b)$$

$$\mu = \ln \frac{N}{s} + \frac{k_r}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \frac{8 H_1^2 k_r}{3 d_c^2 k_c} \quad (16c)$$

其中, m_{v1} 当量层的体积压缩系数, D_c 和 D_s 分别为桩和土体的压缩模量; H_1 为当量层厚度; d_e 为等效单元体直径; d_c 为桩体直径; k_r 和 k_v 分别为土体径向和竖向渗透系数; k_s 为涂抹区渗透系数; k_c 为桩的渗透系数; N 为单元直径和桩直径之比; s 为涂抹区直径和桩直径之比。利用上当量参数, Zhu 和 Yin (1999) 提出的理论解可用于计算双层土固结速率。

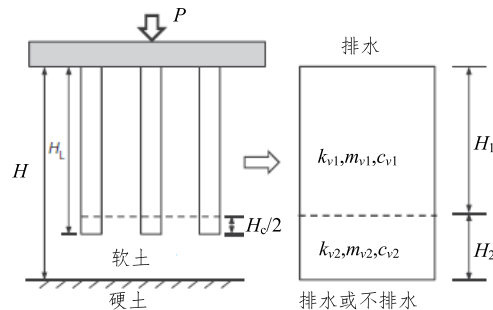


图 15 桩加固软土地基的固结

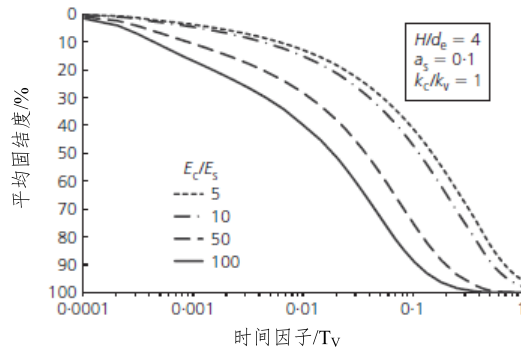


图 16 模量比对固结速率的影响

Huang 等人 (2009) 发现, DM 桩加固地基中, 采用刚度比软土刚度大的桩能够加快固结, 即便二者的渗透性一样。Jiang 等人 (2013) 在他们的数值研究中也证实了这一结论。图 16 表明, 当桩的渗透性与土层渗透性相同时, 土体的固结速率随桩体模量与土体模量比值的增大而增大。Zhang 等 (2012) 考虑了土工合成材料的渗透对固结速率影响, 提出了土工合成材料包裹桩加固地基的固结速率的弹性解。结果发现, 该因素对固结速率影响十分有限, 主要原因是土工产品的渗透性高。

5.4 稳定性

(1) 破坏模式

如图 17 所示, 路堤下桩可能发生破坏的模式有: 滑移破坏, 失稳 (旋转) 破坏, 弯曲破坏, 圆弧滑动失稳, 水平受剪破坏以及组合形式破坏 (同时出现以上破坏形式)。桩的破坏模式取决于其强度、刚度、长度、直径、位置和间距, 同时也受到端承条件、软土强度和刚度、路堤高度和坡角的影响。一些特定情况下, 还会出现组合形式的破坏模式, 如图 17 (f) 所示。

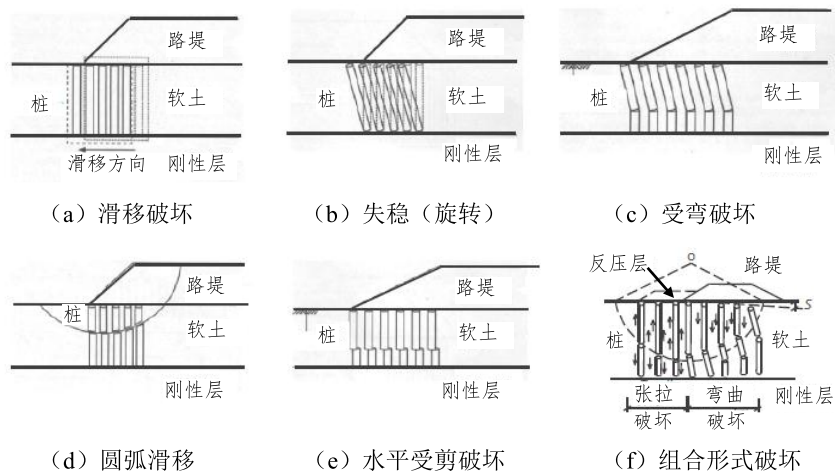


图 17 路堤荷载作用下可能破坏模式

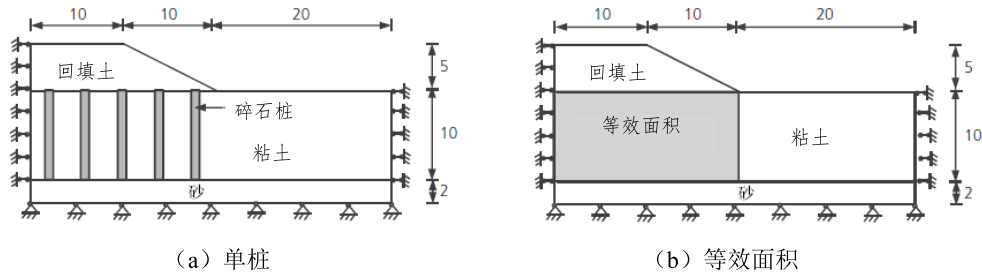


图 18 桩体等效法稳定性分析 (单位: m)

(2) 柔性桩

柔性桩软土地基加固中,一般采用抗剪强度指标(粘聚力和摩擦角)对软土地基进行稳定性分析,抗剪强度指标一般选取碎石桩和软土抗剪强度指标的平均值(如 Abusharar 和 Han, 2011; Cooper 和 Rose, 1999)。图 18 为 Abusharar 和 Han (2011) 研究中采用的单桩数值模型和等效面积。他们采用强度折减法进行数值分析的结果表明,单桩加固思路计算得到的安全系数约为等效加固安全系数的 90%,其中等效土体参数采取不排水指标。稳定分析中有时需要考虑桩上的应力集中效应(Kitazume, 2005)。

(3) 刚性桩

Zheng 等(2010a)量化分析了刚性桩加固地基的稳定性。他们发现,刚性桩上弯矩和剪力随着路堤荷载增加而增加。刚性桩上一般会出现弯曲破坏。软土中桩在一定深度处会发生弯曲破坏,破坏位置以上的桩发生旋转,但仍为路堤稳定做贡献。在相对较硬的土体中,较高位置上的桩可能会发生二次弯曲破坏。

(4) 半刚性桩

Kitazume 等(2000)利用离心机实验,研究 DM 桩在竖向荷载下以及竖向和环向荷载联合作用下的破坏模式。结果表明,DM 桩加固地基在耦合荷载作用下的承载力比仅在竖向荷载作用下承载力要小。耦合荷载下 DM 桩强度较小时会发生破裂;强度较大时发生旋转破坏。Han 等(2005)、Filz 和 Navin (2006)、Han 等(2010)数值分析发现,路堤荷载下 DM 桩可能会因受剪、受弯或因旋转失稳而破坏,破坏形式取决于桩体度。散体材料桩或化学加固桩加入刚性骨料,可以提高其抗剪和抗弯强度。

Kitazume (2008)提出两种面外破坏模式(滑动破坏和失稳破坏)和三种面内破坏模式(圆弧滑动失稳,水平受剪破坏和弯曲破坏),并提出了路堤在失稳破坏、水平受剪破坏和受弯破坏时压力简化计算方法。提出组合破坏模式下统一的理论解比较难,现在组合破坏形式模式下的安全系数计算建立在强度折减法理论上。Han 等(2005)表明,DM 桩加固地基中,采用圆弧滑动面(如 Bishop 简化法)的极限平衡法得到的安全系数比上述强度折减法高,如图 19 所示。

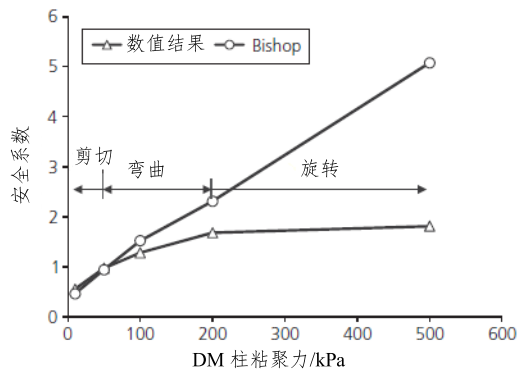


图 19 DM 桩加固路堤中，使用极限平衡法和数值分析法确定安全系数

6 结论

本文总结了复合地基加固地基技术的发展和最近研究成果，得出以下结论。

近年来，各类复合地基技术得以迅速发展，并在实际工程中成功运用，其中在桩承堤中应用最多。为了加深对路堤体系的了解，学者们对其做了大量的研究。在所有类型的桩中，素混凝土桩在改善软土地基工程效果上得到广泛认可。但是，完善混凝土桩工程的相关设计方案还需要做更多的研究。众多学者已经关注土工合成材料包裹桩技术，但是，实验结果和理论发展还需要现场研究来完善。

桩的分类可根据施工方法、桩体材料以及桩体刚度进行。基于桩体刚度进行的分类方法，可将桩分为柔性桩、半刚性桩和刚性桩。

研究表明，在压缩荷载下，单桩可能会发生破碎、剪切、冲切或隆起等形式的破坏；群桩在垂直荷载和水平荷载耦合作用下（路堤荷载），可能会发生剪切破坏、弯曲破坏、旋转失稳、受拉破坏或组合破坏。软土地基中半刚性桩或刚性桩用极限平衡法计算得到的安全系数偏大。

桩具有承载、加固地基、排水和阻碍渗透等功能，可用于提高地基承载力、减少沉降、加快固结及提高地基稳定性。基于上述功能，可以用理论或近似方法设计单桩或复合地基。目前不同类型桩在软土地基固结速率计算方法方面取得了很大进展。

桩的侧向变形和屈服对软土地基中应力传递、沉降和固结速率均有影响。因此，在理论研究和实际设计中，需考虑这两个因素的作用。

桩体加固时，桩体间存在不均匀沉降情况下，仍采用基于等应变条件下的理论解对其进行估算，这方面研究需要加强以提高。

复合桩技术或不同桩的组合使用能够有效利用不同类型桩的优势，创造出效益更高的工程解决方案，因此复合桩的运用也越来越广。但是，由于复合桩也存在着复杂的岩土工程问题，因此对设计和施工来说是一个较大的挑战，同时也为该技术深入研究和运用提供机遇。