

文章编号: 1000-7598-(2006) 04-0648-05

有明黏土中搅拌桩施工时的孔隙水压力

沈水龙¹, 蔡丰锡¹, 顾伟华²

(1. 上海交通大学 土木工程系, 上海 200030; 2. 上海申通集团有限公司, 上海 200030)

摘 要: 深层搅拌桩施工时, 固化剂的注入与叶片的搅拌作用不可避免地会扰动周围土体, 改变桩周土体中的应力状态, 产生超静孔隙水压力。在高灵敏性的日本有明黏土中搅拌桩施工时对周围土体中的孔隙水压力进行了现场监测。监测结果表明周围土体中产生了很高的超静孔隙水压力, 其量值较土体的初始上覆压力还要大, 使土体中的有效应力为零, 处于张拉状态, 但是该超静孔隙水压力在初始阶段消散得非常快。为分析施工引起的超静孔隙水压力, 将搅拌桩施工时和周围土体的相互作用采用受剪的孔穴扩张过程来模拟, 提出一种简单的方法来计算搅拌桩施工时周围土体中的超静孔隙水压力, 同时考虑了固化剂注入时的膨胀压力与旋转叶片在搅拌时所产生的剪切力的作用。超静孔隙水压力由土的不排水抗剪强度、剪切力、注浆压力和孔隙压力系数所确定。所提出的计算方法得到实测数据的验证。

关 键 词: 有明软黏土; 深层搅拌桩; 超静孔隙水压力; 剪切膨胀过程; 现场测试; 力学分析

中图分类号: TU 435

文献标识码: A

Excess pore pressure around deep mixing column in soft Ariake clay

SHEN Shui-long¹, CAI Feng-xi¹, GU Wei-hua²

(1. Department of Civil Engineering, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200030, China;

2. Shanghai Shentong Inc. Ltd., Shanghai 200030, China)

Abstract: Deep mixed (DM) column is installed in field through mixing the injected chemical binder with in-situ soft soil using rotating blades. The injection of chemical binder and rotating mixing disturb the surrounding clay, change the stress state, and cause excess pore water pressure in the surrounding ground. The excess pore water pressure was measured during installation of DM columns in sensitive Ariake clay, Japan. Field measured results showed that significant excess pore water pressure was generated in the surrounding clay and its value was greater than its effective overburden stress to make the surrounding clay under tension state. However, at the initial stage (5 minutes), the excess pore water pressure dissipated very fast. The interaction mechanism between deep mixing column and the surrounding clay during installation can be simulated by using shearing-expanding process of cylindrical cavity. An approach is presented for the calculation of excess pore water pressure around DM column. The proposed method considers the effect of shearing force caused by the rotation of blades during mixing. In the proposed approach, the excess pore water pressure is determined in terms of undrained strength of clay, shearing force, injection pressure and pore water pressure parameter. The proposed method is verified by the laboratory test and field measured data.

Key words: soft Ariake clay; deep mixing column; excess pore water pressure; shearing-expanding process; field investigation; mechanical analysis

1 前 言

深层搅拌桩施工技术于 20 世纪 70 年代初同时在日本^[1]与瑞典^[2]开发成功后得到进一步的发展和应用^[3]。应用深层搅拌法处理软弱地基在我国也有 20 多年的历史^[4]。在黏性土中, 对单根搅拌桩作承

载力评价时一般沿用刚性桩的方法, 即桩的周边阻力为原状土的不排水抗剪强度 s_u 乘以一个影响系数 α , 即 $f_{\max} = \alpha s_u$ 被称为 α 法^[5]。对于大部分正常固结黏土中的打入桩和钻孔灌注桩, $\alpha < 1.0$ 。而对于有明黏土中的深层搅拌桩在桩周土的破坏模式下, 实测承载力比按桩体搅拌叶片的名义直径计算得到

的承载力要大得多, 即 $\alpha > 1.0$ ^[6], 其原因有: (1) 桩的实际直径较搅拌叶片的名义直径要大^[6]; (2) 桩周土体的强度较原地基要大^[7]。试验结果表明, 施工期间桩周围土体的抗剪强度有所下降, 但是在短期养护之后强度开始恢复并超过它的原始强度^[8]。事实上, 当旋转叶片将注入的固化剂与软黏土搅拌混合时, 不可避免地会扰动周围的高灵敏性黏土, 改变桩周土体中的应力场, 在周围土体中产生超静孔隙水压力^[9]。超静孔隙水压力的消散引起周围土体的再固结, 从而使周围土的抗剪强度有明显增强。对在日本有明黏土中施工的深层搅拌桩引起的周围土体中的超静孔隙水压力进行了现场测试并作了详细地分析, 然后将搅拌桩施工过程模拟为剪切条件下的孔穴扩张来分析周围土体中的应力变化及孔隙压力的变化, 超静孔隙水压力由土的不排水抗剪强度、搅拌叶片剪切力、注浆膨胀压力、孔隙压力系数来表达, 采用该方法被用来分析实测数据, 取得了良好的结果。

2 有明黏土中孔隙水压力现场测试

2.1 施工过程

试验现场位于日本九州岛的佐贺县, 软土是海洋环境下的沉积物称为有明黏土^[10], 其土层分布如图 1 所示。图中, w_p 为塑限; w_L 为含水量; γ_t 为湿重度; q_u 为无侧限抗压强度; q_c 为静力触探阻力; s_t 为灵敏度。最上面一层 (0.0~0.6 m) 为非饱和土层, 由风化作用而形成; 其下层 (0.6~13.5 m) 是有明黏土层, 呈青灰色; 有明黏土层下面是砂层。有明黏土是一种结构性黏土^[10], 灵敏度极高, 其值一般大于 10, 最高可达 1 000。现场试验中共有 12 根搅拌桩, 直径为 1.14 m, 桩长 7.0 m, 按中心距为 1.5 m 的三角形布置, 如图 2 所示。搅拌桩由 SDM 搅拌机施工^[6], 化学加固剂采用水灰比为 1.0 的水泥浆, 水泥用量为 140 kg/m³, 置换率为 50%。第 1~8 根桩的向下施工速度为 1 m/min, 而第 9~12 根桩的施工速度为 0.71 m/min, 提升速度为 1.0 m/min, 搅拌时的旋转速度是 30 转/分, 注浆压力控制在 50~150 kPa 之间。12 根桩在 310 min 内施工完成。为了测得周围土体中的孔隙水压力变化, 在 3 根桩的中间距离桩边 0.33 m, 深 1.5, 3.5, 5.5, 7.0 m 的位置设置 4 个孔隙水压计, 在施工时每隔 30 s 测一次孔隙水压力。

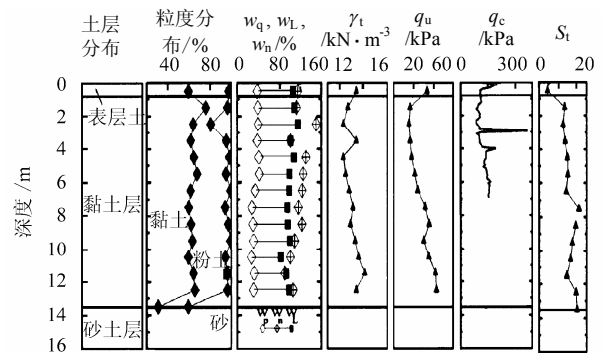


图 1 试验现场的土层分布情况和土体性质

Fig.1 Geotechnical profiles and soil properties at test site

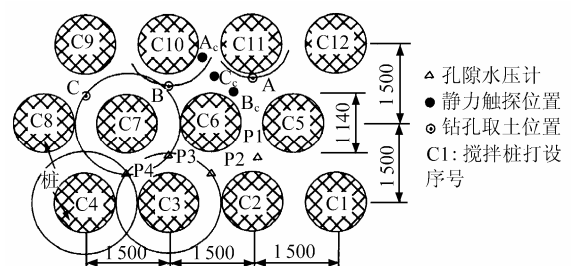


图 2 搅拌桩与孔隙水压计的布置 (单位: mm)

Fig.2 Layout of DM column and piezometer (unit: mm)

2.2 超静孔隙水压力的产生与消散

图 3 为不同深度超静孔隙水压力在 12 根桩施工过程中的变化情况。施工过程中超静孔隙水压力逐渐增加, 当搅拌头到达压力计位置时达到最大值。超静孔隙水压力在深度为 7 m 处达到最大, 其值为 36.6 kPa, 比上覆有效应力还要大, 见图 4。超静孔隙水压力在初始 5 min 内快速消散, 大约为最大超静孔隙水压力的 20%~30%, 最大值见图 3 中 $\Delta u-t$ 曲线的峰值。

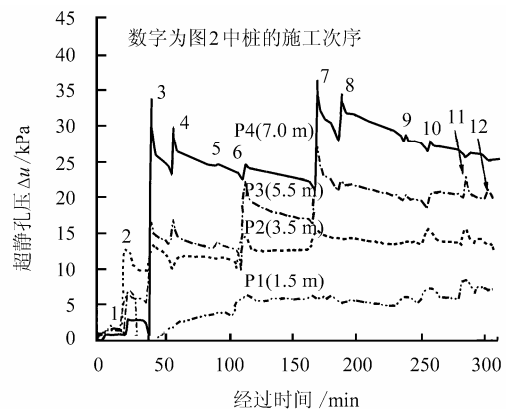


图 3 搅拌桩施工过程中的实测超静孔隙水压力

Fig.3 Excess pore water pressure measured during SDM column installation

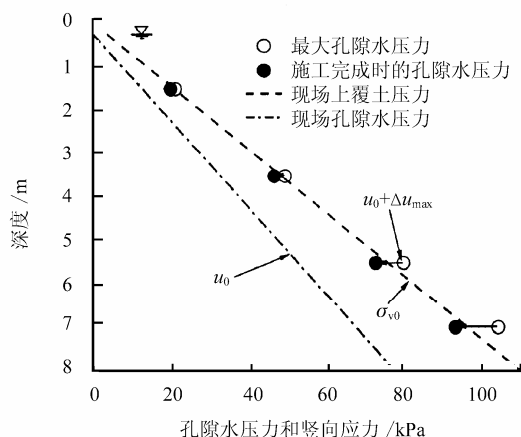


图 4 孔隙水压力的变化及其与初始竖向应力的关系
Fig.4 Variation of pore water pressure and its relation to initial vertical stresses

图 5 为施工之后超静孔隙水压力的消散过程。顶部与底部的消散速度比中间部分的消散速度快。8 d 之后超静孔隙水压力只剩下最大值的 10%，施工完成 16 d 后超静孔隙水压力完全消散。

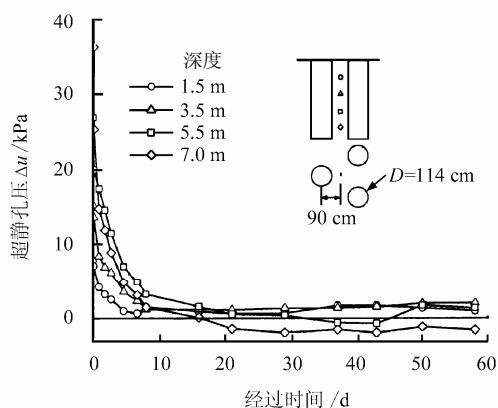


图 5 搅拌桩施工完成后超静孔隙水压力的消散
Fig.5 Dissipation of excess pore water pressure after installation

3 周围土体中的应力变化分析

3.1 受剪的孔穴扩张过程

由于搅拌桩施工时对周围土体施加了两种力的作用^[6,9] (图 6)，一种是由固化剂的注浆压力 P_j 产生的膨胀作用而引起的，另一种是由叶片旋转产生的剪切作用 T_Q 引起的。因此，搅拌桩施工过程中周围土体中的应力变化可以通过受剪的孔穴扩张过程来模拟分析。分析中假设受剪的孔穴扩张过程是在各向同性的、均匀的、理想弹塑性材料中发生的，该材料强度关系符合摩尔-库仑准则。通常情况下搅拌桩是在很短时间里施工完成的，因此可以认为剪切膨胀过程是在不排水条件下进行的。

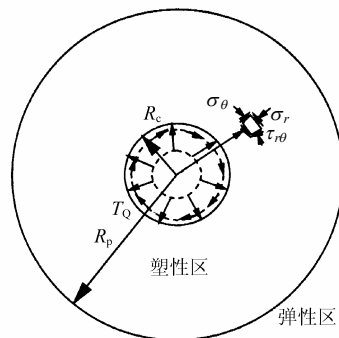


图 6 受剪圆柱孔穴的扩张模型
Fig.6 Shearing and expanding of cylindrical cavity

3.2 总应力增量

在不排水的条件下，受剪扩张孔穴周围塑性区内的主应力增量可以通过下述公式计算：

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta\sigma_1}{c_u} &= \frac{\Delta p'_c}{c_u} - 2\ln\left(\frac{r}{R_c}\right) - \ln\left(\frac{1+B_{r1}}{1+B_{r1}}\right) - B_{r1} + 1; \\ \frac{\Delta\sigma_2}{c_u} &= \frac{\Delta p'_c}{c_u} - 2\ln\left(\frac{r}{R_c}\right) - \ln\left(\frac{1+B_{r1}}{1+B_{r1}}\right) - B_{r1} - 1; \\ \frac{\Delta\sigma_z}{c_u} &= \frac{\Delta p'_c}{c_u} - 2\ln\left(\frac{r}{R_c}\right) - \ln\left(\frac{1+B_{r1}}{1+B_{r1}}\right) - B_{r1} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ 分别为水平方向上的最大、最小主应力增量； $\Delta\sigma_z$ 为垂直方向上的主应力增量； c_u 为土的不排水抗剪强度； $\Delta p'_c = P_j - p_0$ 为注浆压力增量，其中 P_j 为注浆压力， $p_0 = \sigma_{h0}$ 为静止土压力；

r 为离桩中心的距离； $B_{r1} = \sqrt{1 - \left(\frac{T_Q}{c_u}\right)^2 \left(\frac{R_c}{r}\right)^4}$ ；

$B_{r1} = \sqrt{1 - \left(\frac{T_Q}{c_u}\right)^2}$ ； T_Q 为作用于桩周的剪切力，

$T_Q = \frac{c_u}{S_t} - c_u$ ； S_t 为土的灵敏度。

3.3 超静孔隙水压力

对于受剪扩张的孔穴，在塑性区内的超静孔隙水压力为

$$\Delta u = \beta \Delta \sigma_{oct} + \alpha \Delta \tau_{oct} \quad (2)$$

式中 $\Delta \sigma_{oct}$ 为平均法向应力变化量； $\Delta \tau_{oct}$ 为平均剪切力变化量； α 和 β 为孔隙压力系数。

若是饱和土，取 $\beta=1$ ，有

$$\frac{\Delta u}{c_u} = \frac{\Delta p'_c}{c_u} - 2\ln\left(\frac{r}{R_c}\right) - \ln\left(\frac{1+B_{r1}}{1+B_{r1}}\right) - B_{r1} + 0.816\alpha_f \quad (3)$$

式中 α_f 为破坏时的 Henkel 孔隙压力系数，可以由 Skempton 压力系数 A_f 计算得到， $\alpha_f = 0.707 \times (3A_f - 1)$ 。

弹性区域孔隙压力系数为

$$\frac{\Delta u}{c_u} = 0.816\alpha \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \quad (4)$$

式中 α 为 Henkel 孔隙压力系数, $\alpha < \alpha_f$ 。

3.4 有效应力增量

由式 (1) 和式 (3) 可以得到有效应力增量的表达式:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta \sigma_1'}{c_u} &= 1.577 - 1.733 A_f; \\ \frac{\Delta \sigma_2'}{c_u} &= -0.428 - 1.733 A_f; \\ \frac{\Delta \sigma_z'}{c_u} &= 0.577 - 1.733 A_f \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

从上述公式可知, 虽然受剪孔穴扩张的总应力增量比纯孔穴扩张引起^[11]的总应力增量要大, 但是有效应力的增量是相同的^[12], 这是因为剪切只引起孔隙水压力的增加。

3.5 讨论

由式 (3) 及式 (5) 可知, 有 3 个因素影响超静孔隙压力和有效应力增量的计算结果, 它们分别是剪切力 T_Q 、注入压力 P_j 和孔隙压力系数 A_f 。

3.5.1 固化剂注入压力和剪切力

图 7 给出了超静孔隙压力随着半径变化的关系。可以看到, 在桩的附近计算所得的超静孔隙压力非常大并随着距离增大而下降。固化剂注入压力越大, 引起的超静孔隙水压力也越大。同样剪切力对超静孔隙压力的变化也有很大影响。以水泥浆搅拌桩为例, 注入压力增量约为的现场土体抗剪强度的 2~4 倍, 在这种情况下由 T_Q 引起的超静孔隙压力 Δu 约为总超静孔隙压力的 20%~40%。图 7 也给出了注入压力引起的塑性区的范围。

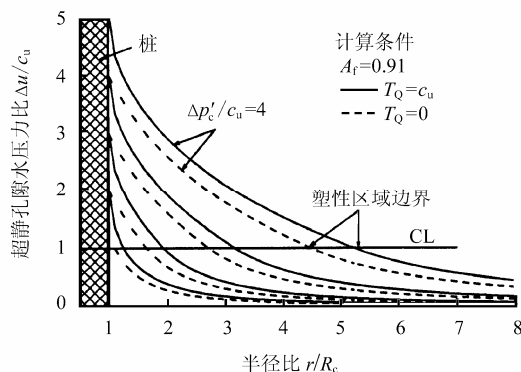


图 7 受剪的孔穴扩张过程中的超静孔隙压力
Fig.7 Excess pore water pressure during shearing-expanding of cavity

3.5.2 孔隙压力系数

由式 (3) 和式 (5) 可见, 孔隙压力系数 α_f 或 A_f 对超静孔隙压力和有效应力增量的分析结果都有显著的影响, A_f 可由三轴压缩试验得到。孔隙压力系数同样可以用剑桥模型计算得到, Wood^[13]给出了具体计算方法。对于正常固结和轻度超固结的黏性土, 计算与观测得到的 A_f 值大于 0.33。图 8 为采用各种不同取土方法得到的有明黏土的孔隙水压力系数值。用块状取样器所采取的原状土的 A_f 值在 1.1~1.4 之间, 用薄壁取样器所采取的原状土的 A_f 值在 0.8~1.2 之间, 重塑土的 A_f 值在 0.3~0.6 之间。

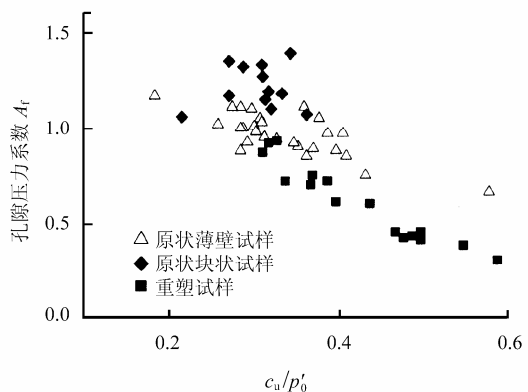


图 8 有明黏土的孔隙压力系数
Fig.8 Skempton's pore water pressure parameter of soft ariake clays

4 现场测试结果的分析

图 9 比较了式 (3) 和式 (4) 的计算值和试验测得的结果。用公式计算时, 剪切应力 $T_Q = c_u$ 取为一常数, 而注浆压力和 Skempton 孔隙压力系数取为变量便于分析比较。在图 9 中, 虚线为 $A_f=0.91$, 而 $\Delta p'_c/c_u$ 为 1~3 三种情况下的计算结果; 实线为取 $\Delta p'_c/c_u=3$, 而 A_f 为 0.3, 0.6 和 1.1 时的计算结果, 由图可见, 超静孔隙压力随着 A_f 值的增大而增大, 如果 A_f 从 0.3 增到 1.1, 超静孔隙压力将增加 20% 到 50% 不等, 计算结果对测试结果的变化趋势的预测相当好。室内试验中由于能很好的控制注浆压力和搅拌情况, 计算值与试验所得的值相差不到 10%, 而且试验数据更可靠, 因为试验数据是每隔 5 s 测一次所得的。然而现场所测数据比较离散, 并且与计算值相距甚远, 而且测值时间间隔越长数据就越离散, 前面提到有明黏土试验中时间间隔为 30 s, 在东京黏土试验中则为 1 800 s^[14], 计算值与实测值的不同是由于: (1) 剪切力不可能是定值; (2) 在现场搅拌时很难控制注浆压力保持不变; (3) 孔隙压力系数随着应力状态的改变而变化。

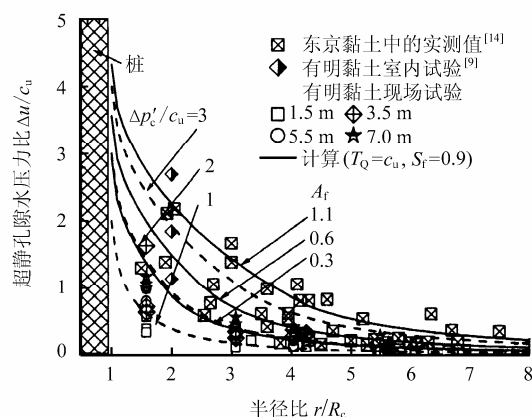


图9 单桩周围土体中的超静孔隙压力的测试值与计算值
Fig.9 Measured and predicted excess pore water pressures around a single column

5 结 论

(1) 现场实测结果表明, 在高灵敏性的有明黏土中施工搅拌桩可以在周围土体中引起很高的超静孔隙水压力, 其大小可能比土体的初始上覆压力还要大, 使土体中的有效应力为零, 处于张拉状态。

(2) 深层搅拌桩的施工过程可以用不排水条件下受剪的孔穴扩张来模拟。

(3) 搅拌桩施工时, 叶片的旋转所产生的剪切力对超静孔隙水压力的产生起很重要的作用。

(4) 深层搅拌桩施工引起的周围土体中的超静孔隙水压力可以由土的不排水抗剪强度、剪切力、注浆膨胀压力和孔隙压力系数以显式表示。

(5) 提出的方法可以较好地预测高灵敏性有明黏土中单根搅拌桩施工时超静孔隙水压力的变化规律, 尤其是与控制较好的室内试验结果吻合得非常好。该方法也可以对现场实测值的变化趋势作较好的预测。

参 考 文 献

- [1] Terashi M, Tanaka H, Okumura T. Engineering properties of lime treated marine soils and DMM[A]. *Proceedings 6th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*[C]. Bangkok: AIT Press, 1979. 191—194.
- [2] Broms B B, Boman P O. Lime column-a new foundation method[J]. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1979, 105(GT4): 539—556.
- [3] Terashi M. The State of Practice in Deep Mixing Methods[A]. *Geotechnical Special Publication*[C]. Reston: American Society of Civil Engineers, 2003. 25—49.
- [4] 龚晓南. 地基处理新技术[M]. 陕西: 陕西科学技术出版社, 1997.
- [5] O'Neill MW. Side resistance in piles and drilled shafts[J]. *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 2001, 127(1): 1—16.
- [6] Shen S L. Behaviour of deep mixing columns in composite clay ground[Ph.D. Thesis, D]. Japan: Saga University, 1998.
- [7] Shen S L, Huang X C, Han J, Du S J. Laboratory studies on property changes in surrounding clays due to installation of deep mixing columns[J]. *Marine Georesources and Geotechnology*, 2003, 21(1): 15—35.
- [8] Shen S L, Miura N, Han J, Koga H. Evaluation of property changes in surrounding clays due to installation of deep mixing columns[A]. *Grouting and Ground Treatment*[C]. eds L F. Johnsen, Bruce D A, Byle M J. USA: American Society of Civil Engineers Press Geotechnical Special Publication, 2003, 120(1): 634—645.
- [9] Shen S L, Miura N, Koga H. Interaction mechanism between deep mixing column and surrounding clay during installation[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, 40(2): 293—307.
- [10] 洪振舜, 刘松玉, 于小军. 关于结构土屈服破坏的探讨[J]. *岩土力学*, 2004, 25(5): 684—687.
HONG Zhen-shun, LIU Song-yu, YU Xiao-jun. On destructuration of structured soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, 25(5): 684—687.
- [11] Vesic A S. Expansion of cavities in infinite soil mass[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 1972, 98(SM3): 265—290.
- [12] Massarsch K R. New aspects of soil fracturing in clay[J]. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1978, 104(GT8): 1 109—1 123.
- [13] Wood D M. Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics[M]. England: Cambridge University Press, 1990.
- [14] Sakai K, Tanaka H. The influence of execution of DMM on the surrounding ground[A]. *Proceedings 21st National Conference of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*[C]. Japan: Sapporo, 1986. 1 191—1 192.