Vol. 39 No. 2 Feb. 2011

文章编号: 0253-374X(2011)02-0194-05

DOI:10.3969/j.issn.0253-374x.2011.02.007

盾构施工引起的超孔隙水压力解析解

肖 立^{1,2},张庆贺^{1,2},朱继文³,姚海明³

(1. 同济大学 地下建筑与工程系,上海 200092; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室,上海 200092;3. 上海市第二市政工程有限公司,上海 200065)

摘要: 基于 Mohr-Coulomb 屈服准则,在考虑土体的内摩擦 角 φ 的情况下,推导了盾构通过时引起的超孔隙水压力的公 式并与 $\varphi=0$ 的情况作了比较,表明 φ 值使得塑性区范围和 超孔隙水压力值变大.塑性区的范围和塑性区内超孔隙水压 力的主要影响因素是盾构土舱压力,但弹塑性区交界处的超 孔隙水压力值为 $a\sqrt{6} c\cos\varphi(a)$ Henkel 系数,c 为土的粘 聚力),与土舱压力无关.以上海地铁 10 号线同济大学站— 国权路站区间隧道为实例,对此进行现场监测,结果显示解 析解与实测值吻合较好;提出开孔释放超孔隙水压力对策, 经实践检验非常有效.

关键词: 盾构; Mohr-Coulomb 屈服准则; 内摩擦角; 超孔隙
 水压力; 解析解; 土舱压力
 中图分类号: U 455.43
 文献标识码: A

Analytical Solution of Excess Pore Water Pressure Caused by Shield Tunneling

XIAO Li^{1,2}, ZHANG Qinghe^{1,2}, ZHU Jiwen³, YAO Haiming³ (1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai No. 2 Municipal Engineering Co., Ltd., Shanghai 200065, China)

Abstract: Based on Mohr-Coulomb yield criterion, an analytical solution of excess pore water pressure caused by shield tunneling is obtained by taking the friction angle into consideration. The formula is compared with that without considering friction angle. Results show that the yield range and excess pore water pressure will increase when friction angle being considered. The main factor of yield range and excess pore water pressure in the range is earth pressure of soil cabin. However, the maximum excess pore water pressure in elastic zone is $a \sqrt{6} c \cos \varphi$ (*a* is Henkel coefficient, *c* is

cohesion of soil), the value is unrelated to earth pressure of soil cabin mentioned above. A case study is made of the tunnel from Tongji Station to Guoquan Station of urban rail transit Line 10 of Shanghai, the analytical solution fits well with the monitoring results. The method of setting holes in the slab is proposed to reduce excess pore water pressure and good results are achieved.

Key words: shield tunneling; Mohr-Coulomb yield criterion; friction angle; excess pore water pressure; analytical solutions; earth pressure of soil cabin

早期国内研究盾构推进对地面沉降的影响多集 中在开挖面平衡及盾尾间隙注浆充填,过多关注受 扰动土体强度和稳定性,往往忽视孔隙水压力的变 化. 盾构在淤泥质粘土、粉质粘土及砂质粉土中推进 时产生的超孔隙水压力以及消散过程对土体扰动很 大,其导致的沉降可占总沉降量的40%^[1-3]. Skempton A W^[4] 推导出了复杂应力下超孔隙压力的 表达式,Henkel D J^[5]对其进行了修正,考虑了中主 应力的影响.应用 Henkel 公式,首先要得到土体受 到扰动后产生的附加应力,Fenner 公式^[6-7]、修正的 Fenner 公式和 Kastner^[8]公式给出了第一主应力为 径向应力时圆形隧洞屈服范围与材料抗剪强度、初 始地应力和洞内周边均布荷载的关系,任青文、邱颖 对其作了修正,讨论了第一主应力为环向应力的情 况^[9]. 徐方京根据 Mohr-Coulomb 弹塑性理论,推导 了盾构通过时引起的附加应力,得到内摩擦角 $\varphi=0$ 时超孔隙水压力的解析解^[10].目前对于盾构推进超 孔隙水压力的研究,多以现场监测[11-12]和数值模 拟^[3,13]为主.现场实测得到的是实际工况下的变化 值,受到现场多种因素的影响,难以判断引起孔隙水

E-mail:zhang_qh@tongji.edu.cn

收稿日期: 2009-10-10

第一作者:肖 立(1986—),男,博士生,主要研究方向为盾构法隧道的理论、设计和施工. E-mail:xiaoliye777@126.com

通讯作者:张庆贺(1944—),男,教授,博士生导师,主要研究方向为隧道和地下建筑的理论、设计和施工.

压力变化的主要机理;而数值模拟得到的结果受输 入参数和计算模型偏差影响,缺乏对其变化规律深 刻认识,所以采用理论分析获得一种简单的预测超 孔隙水压力的表达式是十分必要的.

1 盾构通过引起的附加应力

基本假设:①土体符合 Mindlin 假定^[14],可视为各向同性无限体;②土体本构关系采用 Mohr-Coulomb 弹塑性模型;③不考虑时间效应.超孔隙水压力的公式推导同样符合以上假设,后面不再重复说明.

1.1 $\varphi = 0$

徐方京^[10]推导了盾构隧道通过时引起的附加 应力.对于弹性区

$$\sigma_{\rm r} = \frac{R_0^2 c}{r^2} \exp\left(\frac{P_{\rm i} - P_0 - c}{c}\right) \tag{1}$$

$$\sigma_{\theta} = -\frac{R_0^2 c}{r^2} \exp\left(\frac{P_i - P_0 - c}{c}\right)$$
(2)

对于塑性区

$$R_{\rm p} = R_0 \exp[(P_{\rm i} - P_0 - c)/2c] \qquad (3)$$

$$\sigma_{\rm rp} = 2c \ln(R_0/r) + P_{\rm i} - P_0 \tag{4}$$



Fig.1 Cylindrical cavity expansion model

实际上,土体的摩擦角 φ 不为零,若 $P_i > P_0$, 第一主应力为环向应力^[9], Mohr – Coulomb 屈服准则^[15]可以表示为

$$\sigma_{\theta p} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \sigma_{rp} + \frac{2c\cos\varphi}{1 - \sin\varphi}$$
(6)

$$r \mathrm{d}\sigma_{\mathrm{rp}}/\mathrm{d}r + \sigma_{\mathrm{rp}} - \sigma_{\mathrm{\theta p}} = 0$$
 (7)
当 $r = R_0$ 时,有

$$\sigma_{\rm rp} |_{r=R_0} = P_0 - P_{\rm i}$$
 (8)

根据式(6)和式(8)解微分方程(7),得到弹性区
$$r = c \cos \alpha (R/r)^2$$
 (9)

$$\sigma_{\rm r} = -\cos\varphi(R_{\rm p}/r)$$
(9)
$$\sigma_{\rm \theta} = \cos\varphi(R_{\rm p}/r)^2$$
(10)

月性区,今
$$M = P_0 - P_1 + c \cot \varphi$$
,有

$$\frac{R_{\rm p}}{R_{\rm 0}} = \left(\frac{c\cot\varphi(1-\sin\varphi)}{M}\right)^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}} \tag{11}$$

$$\sigma_{\rm rp} = M \left(\frac{r}{R_0}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} - c\cot\varphi \qquad (12)$$

$$\sigma_{\theta p} = M \Big(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \Big) \Big(\frac{r}{R_0} \Big)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} - c \cot \varphi \quad (13)$$

2 超孔隙水压力理论

Skempton A W^[4]超孔隙压力的表达式如下:

 $\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$ (14) 式中: u 为孔隙压力; B 为等向应力和偏应力共同作 用下孔隙水压力系数,与土体的饱和度有关,对于饱 和软土, B = 1.0; $\Delta \sigma_3$ 为等向应力; A 为偏应力作用 下孔隙水压力系数,与土的应力历史、应力水平、初 始应力状态及应变大小等有关; $\Delta \sigma_1$ 为最大主应力; $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$ 为偏应力.

Henkel D J^[5]认为,利用三轴试验确定孔隙压力 系数,应考虑中主应力的影响.他引用了应力不变量 或八面体应力对饱和土提出了下列表达式:

 $\Delta u = (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)/3 +$

$$a\sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2}$$
(15)

式中: $\Delta \sigma_2$ 为中主应力; α 为 Henkel 系数,反映剪应 力改变引起的孔隙水压力变化.

对于三轴压缩试验,有 $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3$,代入式(15), 可得

 $\Delta u = \Delta \sigma_3 + (1/3 + a\sqrt{2})(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) (16)$ 与 Skempton A W 公式对比可知

$$A = 1/3 + a\sqrt{2}$$
 (17)

A 的经验取值以及转换的α 值见表 1.

在上述研究的基础上,把推得的盾构通过时引起的附加应力公式代入式(15),可以计算出盾构通过时盾壳正上方产生的超孔隙水压力.按作用于塑性区的土舱压力 P_i(实际工程中,取 P_i>P₀)大小分

成以下2种情况讨论.

表 1 A 的经验取值及对应的 a 值				
Tab. 1	Experiential A and a			

土的类别	A	a
松的细沙	$2.00 \sim 3.00$	$1.18{\sim}1.89$
高灵敏度软粘土	$0.75 {\sim} 1.50$	$0.29 \sim 0.82$
正常固结粘土	$0.50 \sim 1.00$	$0.12 {\sim} 0.47$
压实砂质粘土	$0.25 {\sim} 0.75$	$-0.06{\sim}0.29$
轻微超固结粘土	$0.20 \sim 0.50$	$-0.09{\sim}0.12$
一般超固结粘土	$0 \sim 0.20$	$-0.24 \sim -0.09$
重超固结粘土	$-0.50 \sim 0$	$-0.59 \sim -0.24$

2.1 $\varphi = 0^{[10]}$

弾性区

$$\Delta u = a \sqrt{6} c \left(\frac{R_0}{r}\right)^2 \exp\left(\frac{P_i - P_0 - c}{c}\right)$$
 (18)

塑性区

$$\Delta u = P_{\rm i} - P_0 - c \left(1 + 2\ln \frac{r}{R_0} - a \sqrt{6} \right)$$
(19)

2.2 *φ*≠0

式(12)和(13)得到的是拉应力,取负号变为压 应力,将附加应力式(12)和(13)代入 Henkel 公式 (15),令

$$\sigma_{z(zp)} = (\sigma_{r(rp)} + \sigma_{\theta(\theta p)})/2$$
(20)

有

$$\Delta u = \left[\sigma_{r(rp)} + \sigma_{\theta(\theta p)} + \sigma_{z(zp)}\right]/3 + a\left[(\sigma_{r(rp)} - \sigma_{\theta(\theta p)})^2 + (\sigma_{r(rp)} - \sigma_{z(zp)})^2 + (\sigma_{\theta(\theta p)} - \sigma_{z(zp)})^2\right]^{\frac{1}{2}}$$
(21)

弹性区

$$\Delta u = a \sqrt{6} c \cos \varphi \left(\frac{R_0}{r}\right)^2 \left(\frac{c \cot \varphi (1 - \sin \varphi)}{M}\right)^{\frac{1 - \sin \varphi}{\sin \varphi}}$$
(22)

塑性区

$$\Delta u = \frac{1}{1 - \sin\varphi} (-M) \left(\frac{r}{R_0}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1 - \sin\varphi}} + c\cot\varphi + a\sqrt{6} \frac{\sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \left| (-M) \left(\frac{r}{R_0}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1 - \sin\varphi}} \right|$$
(23)

由以上的推导结果可以得到以下结论: (1)令

$$N = \frac{(P_{\rm i} - P_{\rm 0}) - c\cos\varphi}{(1 - \sin\varphi)c\cot\varphi}$$
(24)

则 $R_p(\varphi \neq 0)$ 经变换后得

$$R_{\mathrm{p}}(\varphi \neq 0) = R_{\mathrm{0}} \Big(rac{1}{1-N} \Big)^{rac{1}{N} \cdot N \cdot rac{1-\sin \varphi}{2\sin \varphi}} >$$

$$R_{0} \exp\left[\frac{N(1-\sin\varphi)}{2\sin\varphi}\right] > R_{0} \exp\left(\frac{(P_{i}-P_{0})(1-\sin\varphi)-c\cos\varphi}{2c\cos\varphi}\right) > R_{0} \exp\left(\frac{P_{i}-P_{0}-c\cos\varphi}{2c}\right) = R_{p}(\varphi=0)$$
(25)
(2) $\stackrel{\text{H}}{\rightrightarrows} r = R_{p} \stackrel{\text{H}}{\Rightarrow}, \stackrel{\text{H}}{\Rightarrow} \Delta u \Big|_{r=R_{p}(\varphi=0)} = a \sqrt{6} c \cos\varphi < \Delta u \Big|_{r=R_{p}(\varphi=0)} = a \sqrt{6} c$ (26)

(3) *φ*≠0 时推得的应力以及超孔隙水压力更具 有一般性,*φ*=0 时的应力以及超孔隙水压力是 *φ*≠ 0 时的一个特解.

3 解析解与监测对比

上海市轨道交通 10 号线同济大学站—国权路 站区间隧道采用单圆土压平衡盾构施工,盾构在下 立交隧道下长距离推进,为掌握盾构推进过程中产 生的超孔隙水压力变化规律,在盾构通过前预先埋 设了孔隙水压力计,*a*—*a* 断面如图 1. *b*—*b*,*c*—*c* 断面与 *a*—*a* 断面相同,三者沿隧道纵向相互间隔 15 m 布设.





下立交底板与盾构中心之间的土层为灰色淤泥 质粘土,根据勘察报告和实际施工参数选取的计算 参数如表2所示.

	表	2 计算参数	女			
	Tab.2Calculation parameters					
c/MPa	$arphi/(^\circ)$	$P_{\rm i}/~{\rm MPa}$	P_0 / MPa	a		
0.0102	9	0.18	0.153	0.3		

计算与实测值如图 3 所示.图中 K_b 指位于盾壳 正上方的一组孔压测点.

196



图 5 月元止上77 ft/正府初府 Fig.3 Analytical solutions for pore pressure

(1) 从图 3a 和 3b 对比可以看出, φ≠0 时超孔 隙水压力的预测值与实测值更吻合.

(2) 从图 3b 可以看出,弹性区内,超孔隙水压力 随埋深的增加沿弹性区解增加;进入塑性区后,超孔 隙水压力随埋深的增加沿塑性区解增加.

(3) 塑性区与弹性区的分界处($r = R_p$),塑性区 解与弹性区解相等,即 $\Delta u = a \sqrt{6} c \cos \varphi$,说明此处 Δu 只与土的性质有关,而不受土舱压力的影响.在 弹性区内,土舱压力影响超孔隙水压力的变化过程, 但不影响极值.土舱压力改变的是弹性区和塑性区 的范围以及塑性区超孔隙水压力的最大值(仅考虑 $r \ge R_0$ 的情况).

(4)图 3a和 3b的预测值差别不大,原因是 φ 值较小(φ=9°);实测值变化趋势与解析解一致, 但是数值上有差异,这与盾构推进速度等施工参 数以及地面的堆载、降水因素有关,有待进一步 研究.

(5)为降低盾构通过时对下立交底板的扰动, 设置了卸压孔,如图4所示.现场监测时发现,在盾 构通过时,卸压孔有水涌出,说明卸压孔的设置能够 有效降低超孔隙水压力和土压力对下立交底板的挤 压力.



图 4 下立交卸压孔冒水



4 结论

(1)超孔隙水压力的解析解能够很好地预测盾 壳正上方超孔隙水压力的大小及变化,可以作为盾 构机土舱压力等施工参数设定时的参考.

(2)考虑 φ 时超孔隙水压力的预测值较为合理, $\varphi \neq 0$ 使得塑性区半径、相同深度时的超孔隙水压力较 $\varphi = 0$ 时有所增加,增加的幅度取决于 φ 的大小.

(3) 土舱压力大,造成的塑性区范围大,并且处 于塑性区中的超孔隙水压力值也大,反之亦然.

(4) 弹性区与塑性区分界处 $\Delta u = a \sqrt{6} c \cos \varphi$, 与土舱压力无关. 超孔隙水压力在塑性区中的变化 速率比弹性区慢.

(5) 底板中设置卸压孔,对降低盾构通过对周 围的结构扰动有显著效果,可以在类似工程中推广 应用.

参考文献:

[1] 刘建航,侯学渊. 盾构法隧道[M]. 北京:中国铁道出版 社,1991.

LIU Jianhang, HOU Xueyuan. Shield tunneling [M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1991.

- [2] 蒋洪胜,侯学渊. 盾构掘进对隧道周围土层扰动的理论与实测 分析 [J]. 岩石力学与工程学报,2003,22(9):1514.
 JIANG Hongsheng, HOU Xueyuan. The oretical study and analysis of site observation on the influence of shield excavation on soft clays around tunnel [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2003,22(9):1514.
- 【3】 林志.盾构隧道施工引起的超孔隙水压力规律研究【J】.公路 隧道,2007,60(4):46.
 LIN Zhi. Excess pore pressure caused by shield tunneling [J].
 Highway Tunnel,2007,60(4):46.
- $[\ 4\]$ Skempton A W. The pore pressure coefficients A and B $[\ J\].$

Geotechnique, 1954(3): 225.

- [5] Henkel D J. The shear strength of saturated remoulded clays [C]//Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. Colorado; ASCE, 1960, 533 - 554.
- [6] Talobre J A. Mecanique des roches [M]. Paris: Dunod, 1967.
- [7] 李咏偕,施泽华.塑性力学[M].北京:水利电力出版社,1987. LI Yongxie, SHI Zehua. Plasticity [M]. Beijing: Water Conservancy and Electricity Press,1987.
- [8] Kastner H. Statik des tunel und stollenbauess [M]. Berlin: Springer-Verlag, 1962.
- [9] 任青文,邱颖.具有衬砌圆形隧洞的弹塑性解[J].工程力学, 2005,22(2):212.
 REN Qingwen, QIU Ying. Elastic-plastic solution of circular tunnel with liner [J]. Engineering Mechanics, 2005, 22 (2):212.
- [10] 徐方京.软土中盾构隧道与深基坑开挖的孔隙水压力与地层移动分析 [D].上海:同济大学土木工程学院,1991.
 XU Fangjing. The analysis of pore water pressure and ground settlement caused by shield tunneling and deep excavation in soft clay [D]. Shanghai; Tongji University. College of Civil Engineering,1991.
- [11] 郑宜枫,丁志诚,戴仕敏.超大直径盾构推进引起周围土体变 形和土水压力变化分析 [J].地下空间与工程学报,2006,2 (8):1349.

ZHENG Yifeng, DING Zhicheng, DAI Shimin. An analysis on

surrounding ground deformation and ground/water pressure fluctuations caused by a super large diameter TBM [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2006, 2(8), 1349.

- [12] 孙统立,张庆贺,胡向东,等.双圆盾构隧道施工土体扰动特性 及实测分析 [J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(S2):5950.
 SUN Tongli, ZHANG Qinghe, HU Xiangdong, et al. Measurement and analysis of soil disturbance characteristics induced by double-o-tube shield construction [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24 (S2):5950.
- [13] Yasuhiko Okada, Hirotaka Ochiai. Coupling pore-water pressure with distinct element method and steady state strengths in numerical triaxial compression tests under undrained conditions [J]. Landslides, 2007 (4):357.
- [14] Mindlin R D. Stress distribution around a tunnel [J]. Trans ASCE, 1940, 105:1117.
- 【15】 钱家欢,殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京:水利水电出版 社,1996.
 QIAN Jiahuan, YIN Zongze. Principle and calculation of geotechnical [M]. Beijing: Water Conservancy and Electric Power Publishing House,1996.
- [16] Vesic A S. Expansion of cavities in infinite soil mass[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1972, 98:265.

(上接第 171 页)

- [10] 苏永华,方祖烈,高谦.用响应面方法分析特殊地下岩体空间的可靠性[J].岩石力学与工程学报,2000,19(1):55.
 SU Yonghua, FANG Zulie, GAO qian. Reliability analysis on special underground rockmass space by response surface method [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2000,19(1):55.
- [11] 武清玺,俞晓正,赵魁芝.影响面法及其在混凝土面板堆石坝 可靠度分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24 (9):1506.

WU Qingxi, YU Xiaozheng, ZHAO Kuizhi. Response surface method and its application in reliability analysis of concrete-faced rockfill dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(9): 1506.

 [12] 田浩. 给定寿命期内混凝土桥梁性能演变分析[D]. 上海:同 济大学土木工程学院,2009.
 TIAN Hao. Research on performance evolution of concrete bridges in given service life[D]. Shanghai: Tongji University.
 College of Civil Engineering,2009. [13] Biondini F, Frangopol D M. Probabilistic limit analysis and lifetime prediction of concrete structures [J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2008, 4(5): 399.

- [14] Darmawan M S, Stewart M G. Spatial time-dependent reliability analysis of corroding pretensioned prestressed concrete bridge girders[J]. Structural Safety, 2007, 29(1):16.
- [15] Enright M, Frangopol D M. Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion[J]. Engineering Structure, 1998, 20(11): 960.
- [16] 胡斌.考虑空间变异性的钢筋混凝土桥梁性能退化研究[D]. 上海:同济大学土木工程学院,2008.
 HU Bin. Research on the condition degeneration of RC bridges considering spatial variability [D]. Shanghai: Tongji University. College of Civil Engineering, 2009.
- [17] 赵国藩,曹居易,张宽权.工程结构可靠度[M].北京:水利电力出版社,1984.
 ZHAO Guofan, CAO Juyi, ZHANG Kuanquan. Engineering structure reliability [M]. Beijing: Hydraulic & Electric Engineering,1984.