

厦门海底隧道的流固耦合分析 Coupled fluid-mechanical analysis of Xiamen subsea tunnel

李廷春^{1,2}, 李术才¹, 陈卫忠¹, 邱祥波¹

(1. 中国科学院 武汉岩土力学研究所岩土力学重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 山东科技大学 土木建筑学院, 山东 泰安 271019)

摘要: 为了验证厦门海底隧道最小顶板厚度比设计厚度减小时隧道的稳定性。在厦门海底隧道轴线的地质剖面图上, 选取了 4 个典型剖面, 根据设计方案, 将隧道轴线高程比原设计升高 4 m, 依据流固耦合理论, 应用三维快速拉格朗日法进行数值分析。从隧道轴线升高 4 m 时, 开挖后的应力分布、洞周位移、塑性区、孔隙水压力分布等结果, 可以得出将设计方案的轴线位置升高后, 隧道是稳定的。同时, 得到一些对后续施工和其他工程有一定的指导意义的有益结论。

关键词: 厦门海底隧道; 流固耦合理论; 快速拉格朗日法; 稳定性

中图分类号: TU 451

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2004)03-0397-05

作者简介: 李廷春(1968-), 男, 副教授, 在读博士, 主要从事裂隙岩体力学特性及岩土工程爆破研究。

LI Ting-chun, LI Shu-cai, CHEN Wei-zhong, QIU Xiang-bo

(1. Key Laboratory of Rock and Soil Mechanics, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Tai'an 271019, China)

Abstract: In order to verify the stability and rock cover of Xiamen subsea tunnel which is under design now. According to coupled fluid-mechanical theorem, FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) numerical analysis for 4 profiles has been done along the longitudinal of the tunnel. Based on original design of the tunnel, rock covers with a decrease of 4 m is considered in the numerical simulations. From the numerical results of stress distribution, displacements, plastic zones of rock mass and pore-pressure distributions after excavation with rock cover decreasing 4 m, it can be concluded that the tunnel is stable even the rock cover of the subsea tunnel decreases 4 m compared to the original design elevation. Some conclusions are obtained which are useful for the future construction and other rock engineering.

Key word: Xiamen subsea tunnel; coupled fluid-mechanics theorem; FLAC^{3D}; stability

0 引言*

中国大陆海岸线北起鸭绿江口, 南至北仑河口, 长约 1.8 万 km。加上岛屿海岸线, 总长约 3 万 km。沿岸多优良海湾和港口城市, 自北向南依次有大连、秦皇岛、天津、烟台、青岛、连云港、南通、上海、宁波、温州、福州、厦门、广州、湛江、北海等, 但可惜的是中国仍没有一条海底隧道, 严重限制了沿海城市的发展。现在, 厦门开始了中国第一条海底隧道的论证工作, 其中涉及到很多岩石力学问题, 给岩石力学工作者带来了机遇和挑战。目前, 在隧道工程设计和施工中主要采用经验类比法。三维显式有限差分法程序 FLAC^{3D} 在模拟岩土材料的流固耦合方面的可靠性已被岩石力学界认可, 该程序为模拟岩体内渗流状态提供了有效的分析工具。

厦门东通道工程跨海通道主体工程第三轴线暗挖隧道方案, 主体隧道长约 6000 m, 起点位于厦门岛下边村南侧, 在厦门岛内西接仙岳路, 从五通码头以北沿北偏东约 39° 方向跨海, 至下店村东北角, 接大陆岸连接线, 与福厦高速公路连接。在研究中使用美国 Itasca Consulting Group Inc 开发的商用软件 FLAC^{3D}, 对厦门海

底隧道的开挖施工过程进行流固耦合分析, 研究成果对后续施工设计有一定指导意义。

1 流固耦合计算原理

FLAC^{3D} 模拟岩体的流固耦合机理时, 将岩体视作多孔介质, 流体在孔隙介质中的流动依据 Darcy 定律, 同时满足 Biot 方程。使用有限差分进行流固耦合计算时, 几个关键方程简要介绍如下:

1.1 平衡方程

对于小变形, 流体质点平衡方程为:

$$-q_{i,i} + q_v = \frac{\partial \zeta}{\partial t}, \quad (1)$$

式中 q_i 是渗流速度 (m/s); q_v 是被测体积的流体源强度 (1/s); ζ 是单位体积孔隙介质的流体体积变化量。

$$\text{而 } \frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} + \alpha \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \beta \frac{\partial T}{\partial t}, \quad (2)$$

式中 M 是 Biot 模量 (N/m²); p 是孔隙压力; α 是 Biot 系数; ε 是体积应变; T 是温度; β 是考虑流体和

* 基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (50379052; 50004007)

收稿日期: 2003-12-16

颗粒热膨胀系数($1/^\circ\text{C}$)。

1.2 运动方程

流体的运动用 Darcy 定律来描述。对于均质、各向同性固体和流体密度是常数的情况, 这个方程具有如下形式:

$$q_i = -k[p - \theta x_j g_j], \quad (3)$$

式中 k 是介质的渗透系数($\text{m}^2/\text{pa}\cdot\text{s}$); θ 是流体密度(kg/m^3); g_i ($i = 1, 3$) 是重力加速度的三个分量(m/s^2)。

1.3 本构方程

体积应变的改变引起流体孔隙压力的变化, 反过来, 孔隙压力的变化也会导致体积应变的发生。孔隙介质本构方程的增量形式为:

$$\Delta \tilde{\epsilon}_{ij} + \alpha \Delta p \delta_{ij} = H_{ij}^* (\alpha_{ij}, \Delta \epsilon_{ij}), \quad (4)$$

式中 $\Delta \tilde{\epsilon}_{ij}$ 应力增量; H_{ij}^* 是给定函数; ϵ_{ij} 是总应变。

1.4 相容方程

应变率和速度梯度之间的关系为:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = (v_{i,j} + v_{j,i})/2, \quad (5)$$

式中 v_i 是介质中某点的速度。

1.5 边界条件

在计算中有四种类型的边界条件, 他们分别是: ① 给定孔隙水压力; ② 给定边界外法线方向流速分量; ③ 透水边界; ④ 不透水边界。不透水边界程序中默认, 透水边界采用如下形式给出:

$$q_n = h(p - p_e), \quad (6)$$

式中 q_n 是边界外法线方向流速分量; h 是渗透系数($\text{m}^3/\text{N}\cdot\text{s}$); p 是边界面处的孔隙水压力; p_e 是渗流出口处的孔隙水压力。

2 数值计算方案

2.1 岩体物理力学参数

根据地质勘察和设计院提供的参数分析报告, 在进行数值模拟计算时, 岩体基本物理力学参数见表 1。

表 1 岩体物理力学参数

Table 1 Mechanical parameters of rock mass

岩性	弹性模量 / GPa	泊松比 μ	凝聚力 c / MPa	摩擦角 φ / ($^\circ$)	密度 / ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	渗透系数 γ ($\text{m}\cdot\text{d}^{-1}$)
①	0.05	0.40	0.033	23	1950	0.064
②	1.0	0.35	0.2	30	2650	6.4×10^{-4}
③	15.0	0.25	1.0	39	2650	6.4×10^{-6}
④	10.0	0.30	0.7	35	2650	6.4×10^{-6}

注: ①全风化花岗岩; ②强风化花岗岩; ③弱风化 微新花岗岩; ④爆破影响区。

2.2 初始地应力场

按照业主提供的地应力资料, 初始地应力在垂直

方向按岩体自重考虑, 水平地应力按侧压力系数 $\lambda = 0.6$ 和 0.9 考虑, 海水的静压按自重考虑。

2.3 数值分析模型

计算时取隧道轴线方向为 Y 轴, 水平面内垂直隧道轴线方向为 X 轴, 铅直向上为 Z 轴。计算范围取 $-75 \text{ m} \leq X \leq 75 \text{ m}$, $-10 \text{ m} \leq Y \leq 10 \text{ m}$ 。为方便建模, 垂直(Z 方向) 零平面选择在海平面下 -100 m 位置。隧道拱顶至模型底边距离为定值 54 m 。K8+350 剖面共分割了 6610 个单元, 8274 个节点; K8+750 剖面共分割了 6180 个单元, 7724 个节点; K9+450 剖面共分割了 6310 个单元, 7890 个节点; K11+120 剖面共分割了 6300 个单元, 7890 个节点。侧边界和底边为不透水边界, 隧道开挖边界为透水边界。

2.4 计算方案

根据国内外工程类比和设计院的初选方案, 给定了隧道底板的基准方案, 从技术和经济的角度, 建议将隧道底板高程升高 4 m , 本文将讨论底板升高后, 隧道岩体内的渗流场特征。

数值分析的隧道剖面关键点的位置见图 1。模型中双线隧道的中心距为 50 m , 本次计算考虑一次全断面开挖。地质剖面 and 设计隧道轴线布置示意图如图 2 所示。为便于结果分析, 在隧道全程共选取 4 个典型剖面进行结果提取和分析, 分别是: K8+350 K8+750、K9+450 和 K11+120。

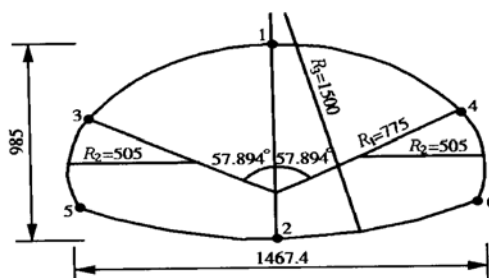


图 1 隧道横剖面及洞周关键点位置示意图(长度单位: cm)

Fig. 1 Sketch of tunnel section and positions of key points around the tunnel(unit: cm and degree)

3 三维流固耦合计算结果

3.1 孔隙水压力分布特征

隧道轴线高程升高 4 m 开挖 70 d 后, 侧压系数为 0.6 和 0.9 的孔隙水压力分布见图 3 所示。从隧道横剖面内的孔隙水压力变化来看, 隧道开挖后, 远场孔隙水在水压作用下向临空面流动, 最终达到稳态。受篇幅限制, 图中只给出了双洞中的左洞。由图可见, 在孔隙水压力分布方面, 双洞的相互影响比较大。从本次计算

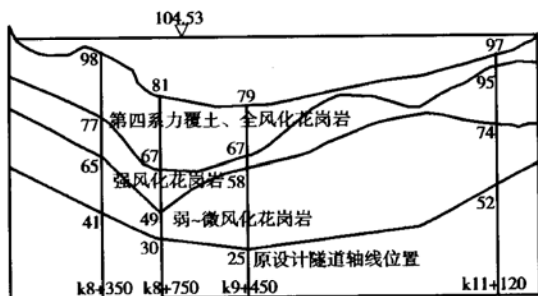


图2 第三轴线地质剖面 and 原设计隧道
轴线布置示意图(单位: m)

Fig. 2 Sketch of geological profile for the third axial and
tunnel position of original design(unit: m)

结果来看: 由于岩体的渗透性较差, 侧压系数 0.9 时的孔隙水压力分布与侧压系数 0.6 时的差别很微小。

3.2 应力结果

隧道轴线高程升高 4 m 后, 各剖面流固耦合计算的应力结果见图 4。限于篇幅, 这里只给出了侧压系数 0.6 单洞的应力结果。由计算结果最大主应力图可以看出: 在 K8+ 750 和 K9+ 450 剖面出现的拉应力较大, 最大达到 0.366 MPa, 主要位于隧道底板仰拱。但量值不会超过岩石的抗拉强度, 若考虑衬砌支护后, 拉应力还会降低。另外, 在洞室两侧底角附近均产生压

应力集中, 其最大压应力的量值为 3 MPa 左右。

以 K8+ 750 剖面在侧压系数 0.6 时的计算结果为例, 考虑渗流作用与不考虑渗流作用相比, 最大拉应力由 0.03 MPa 增大到 0.335 MPa, 压应力的量值也有所减小, 说明孔隙水压力的存在, 不利于隧道围岩的稳定性。

根据应力计算结果分析, 应力扰动范围最大在 13 m 左右。考虑顶板微风化层厚度最小剖面 K8+ 750, 隧道轴线升高 4 m 后, 其顶板微风化层厚 15 m, 可满足隧道稳定性要求。在此位置的顶板微风化层顶分界线存在向下突出的尖点, 而隧道轴线其他区域的安全系数均较大。若采取局部加固方法, 仍可保证隧道开挖后的稳定。

3.3 位移结果

从位移量值的比较可看出, 各剖面最大位移均在洞室顶、底部。这里也只给出轴线高程升高 4 m 后隧道顶和底的位移值, 见表 2。

位移的总体趋势来讲, 侧压系数 0.6 大于侧压系数 0.9 时顶底的位移。最大位移发生在 K8+ 750 剖面, 其顶拱沉降量达 1.662 mm, 说明此剖面受渗流影响最大。原因是 K8+ 750 剖面顶板强风化岩层较厚, 计算中强风化层的渗透系数较大, 渗流影响必然要大。但各剖面都没有大的位移出现。

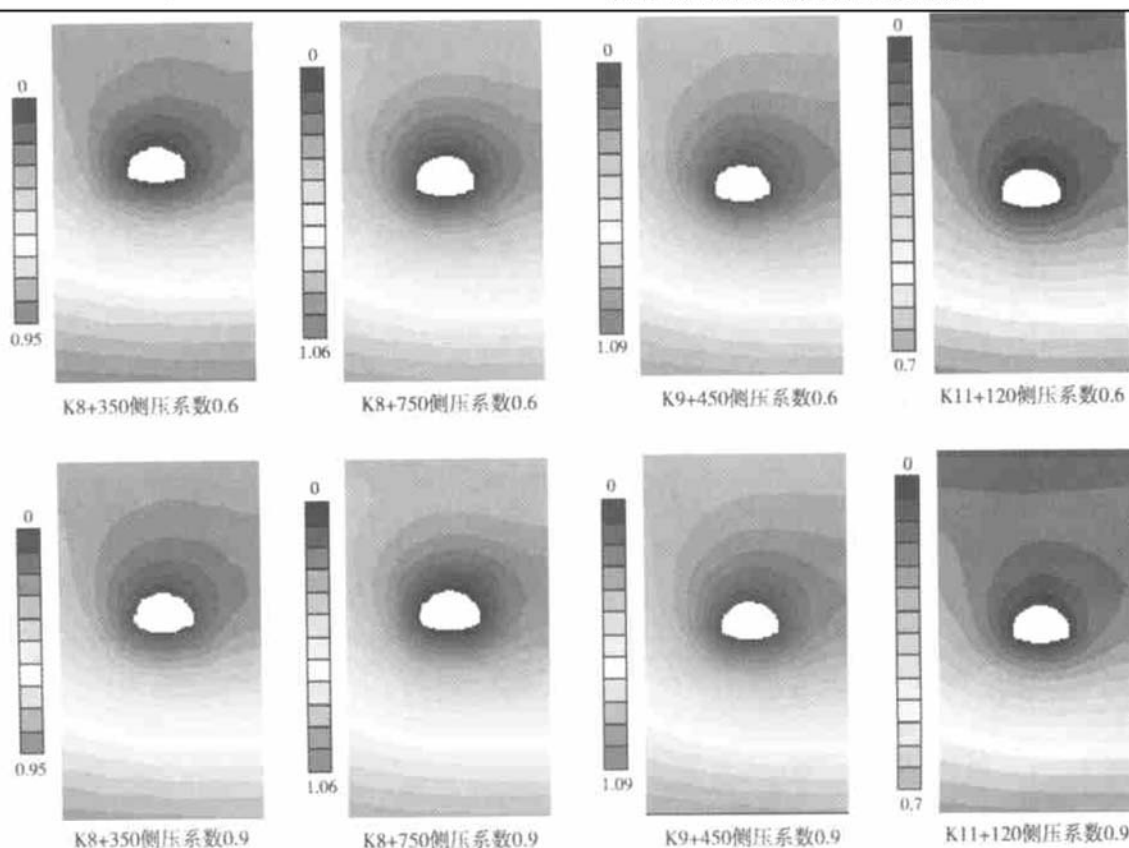


图3 隧道开挖 70 天孔隙水压力分布图(单位: MPa)

Fig. 3 Distributions of the pore- pressure of the tunnel after excavation for 70 days(unit: MPa)

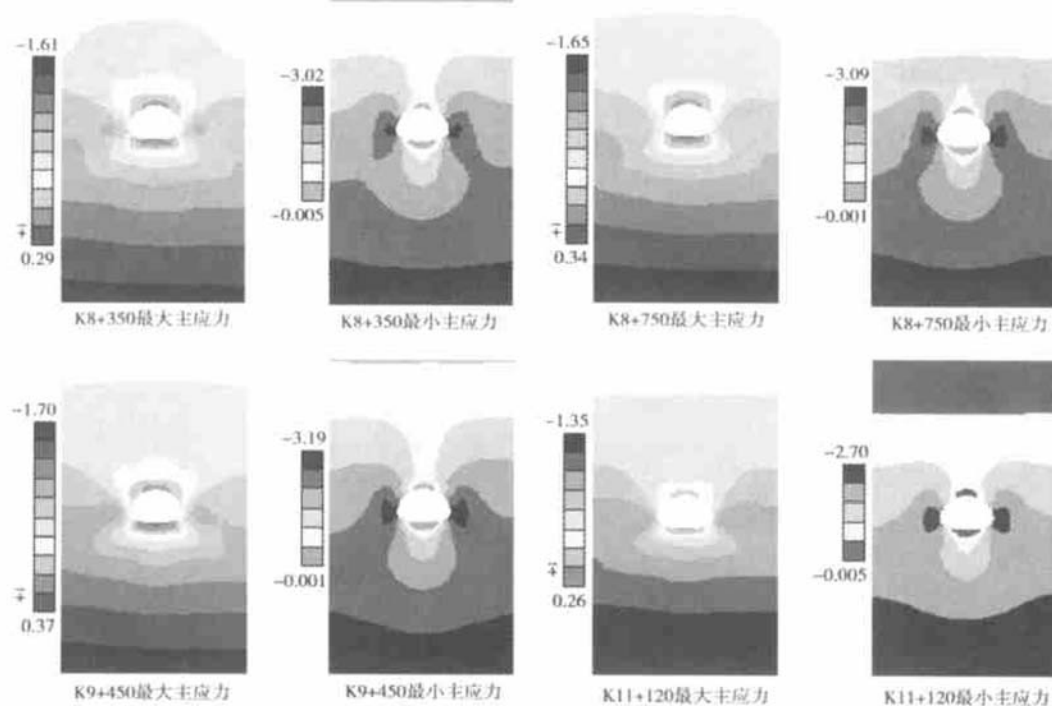


图 4 各剖面侧压系数 0.6 时开挖 70 天应力图(单位: MPa)

Fig. 4 Principal distributions of stress of the tunnel after excavation for 70 days with lateral coefficient 0.6 (unit: MPa)

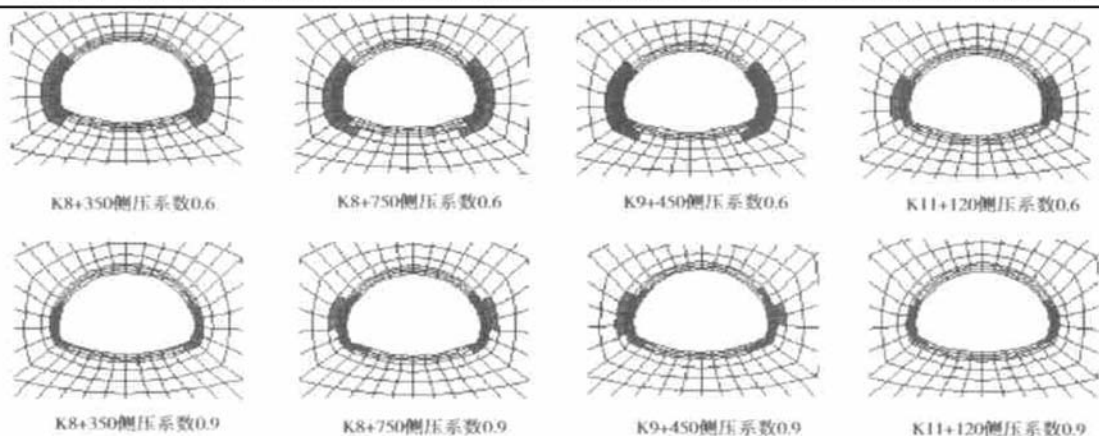


图 5 隧道轴线升高 4 m 后塑性区分布图

Fig. 5 Plastic zones of the tunnel after excavation with the axial line level raising 4 m

表 2 流固耦合分析位移结果(单位: mm)

Table 2 Displacements of crown and bottom of the tunnel after excavation in different profiles (unit: mm)

剖面	侧压系数 0.6		侧压系数 0.9	
	顶拱沉降	底拱上抬	顶拱沉降	底拱上抬
K8+ 350	- 1.334	1.453	- 1.244	1.412
K8+ 750	- 1.662	1.397	- 1.549	1.352
K9+ 450	- 1.496	1.563	- 1.401	1.516
K11+ 120	- 0.954	1.472	- 0.880	1.432

3.4 塑性区

考虑流固耦合作用的计算稳定收敛后, 隧道轴线高程升高 4 m 后洞周的塑性区分布见图 5。从塑性区

分布上来看, 主要发生在洞室两侧底部角部, 进入塑性的单元厚度约有 2 m。与弹塑性分析结果相比, 塑性区分布的位置基本相同, 但范围增加较大, 主要原因是渗流对洞周单元的应力分布状态不利, 单元的压应力减小而拉应力增大, 从而使得单元更容易达到剪切破坏。在隧道施工时, 应采取防渗措施, 防止洞周产生较大范围的破坏。

4 结 论

(1) 最大拉应力发生在洞室的顶部和底部, 而底部拉应力大于顶部的拉应力, 最大压应力发生在隧道

的两侧底角附近。较先前不考虑渗流作用的计算结果相比,顶部和底部最大拉应力约增大 0.005 MPa,而压应力的量值却有所减小。说明孔隙水压力的存在,更不利于洞室的稳定。因此,在隧道施工时,还需对开挖隧道断面形式进行进一步优化处理。

(2) 从位移量值的比较可看出,侧压系数 0.6 大于侧压系数 0.9 时顶底的位移,而最大位移发生在 K8 + 750 剖面,为所有剖面中变化最大,说明此剖面受渗流影响最大。

(3) 从塑性区分布上来看,侧压系数 0.6 大于侧压系数 0.9 时的塑性区,较先前不考虑渗流作用的计算结果相比,塑性区分布的位置基本相同,但范围增加较大,说明渗流对洞周单元的应力分布状态较为不利。在隧道施工时,应采取防渗措施,防止洞周产生较大范围的破坏。

(4) 根据数值分析结果,隧道开挖后洞周应力量值较小,也不会产生较大位移和塑性区,可以认为将隧道轴线提高 4 m 后,隧道是稳定的。

(5) 厦门东通道工程暗挖海底隧道的最小岩石覆盖厚度与世界主要海峡海底隧道工程类比相对偏于安全。隧道轴线抬升 4 m 后,仍能满足挪威经验公式^[2,3]的要求。可以认为将隧道轴线提高 4 m 方案为最经济合理的方案,且有一定的安全储备量。

参考文献:

[1] Itasca Consulting Group, Inc. FLAC^{3D} 使用手册[M]. USA,

1999.

- [2] Dahlo T S, Nilsen B. Stability and rock cover of hard rock subsea tunnels[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1994, 9(2): 151- 158.
- [3] Einar Broch, et al. Support of large rock caverns in norway[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1996, 11(1): 11 - 19.
- [4] 赵阳升, 杨 栋, 郑少河. 三维应力作用下岩石裂缝水渗流物性规律的实验研究[J]. 中国科学(E 辑), 1999, 29(1): 82 - 86.
- [5] 王 媛, 徐志英, 速宝玉. 复杂裂隙岩体渗流与应力弹塑性全耦合分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(2): 1- 5.
- [6] Hart R D, Fully A. Coupled thermal- mechanical- fluid flow model for nonlinear geologicsystem(PH D Thesis)[D]. Univ of Minnesota, 1981.
- [7] 李术才, 邱祥波. 厦门暗挖海底隧道方案最小安全顶板厚度研究[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2002.
- [8] Chen X, Tan C P, Haberfield C M. Numerical evaluation of the deformation behaviour of thick walled hollow cylinders of shale[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2000, 37(6): 947- 961.
- [9] Hakami H. Rock characterisation facility (RCF) shaft sinking numerical computations using FLAC[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, 38(1): 59- 65.
- [10] 盛金昌, 速宝玉, 王 媛. 裂隙岩体渗流- 弹塑性应力耦合分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(3): 304- 309.
- [11] 陈 平, 张有天. 裂隙岩体渗流与应力耦合分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1994, 13(4): 299- 308.

关于举行《'04 全国基桩、无损检测及岩土工程新技术研讨会》的通知(第 1 号)

由中国科学院武汉岩土力学研究所、山东省建筑科学研究院、山东大学岩土与结构工程研究中心、湖北·武汉无损检测学会联合发起与组织的《'04 全国基桩、无损检测及岩土工程新技术研讨会》拟于 2004 年 10 月 15~ 20 日在济南举行。内容包括: ①基桩大、小应变的测试技术及新规范的宣传贯彻; ②基桩及非金属结构物声波无损检测工程应用; ③钢结构检测的应

用; ④岩土工程设计、施工与监测新技术; ⑤岩土测试设备最新发展。会务联系人: 王金辉、宋义忠、李祺; 通讯地址: 武汉市武昌区小洪山中国科学院武汉岩土力学研究所; 邮政编码: 430071; 传真: 027- 87198699; 电话: 027- 87198502/ 87884304- 818 0531- 559526; 电子信箱: rsm@ whrsm. ac. cn, 网址: <http://www.whrsm.com>。

(中国科学院武汉岩土力学研究所 供稿)