

文章编号:1000-582X(2007)06-0097-05

高地应力区深埋隧道三维应力场数值模拟

靳晓光^a, 李晓红^b

(重庆大学 a. 土木工程学院; b. 西南资源开发及环境灾害控制工程教育部重点实验室, 重庆 400030)

摘要:结合高地应力区某深埋隧道工程,通过三维弹塑性有限元数值模拟,分析隧道掌子面推进过程中的围岩空间应力场状态和演化趋势。结果表明:当掌子面接近和通过某一断面时,围岩主应力大小和方向发生相应的变化。隧道开挖对平面 σ_x 、 σ_y 的主要影响范围约为 $0.5B$,对围岩空间主应力和剪应力的影响范围约 $1.0B$,对围岩位移和屈服接近度的影响范围分别为 $2.0B$ 和 $1.0B$ 。对高地应力区深埋隧道围岩稳定性分析、确定合理的支护措施以及制定合理的开挖方案具有重要的意义。

关键词:高地应力区;深埋隧道;应力场;数值模拟

中图分类号:U459.2

文献标志码:A

在隧道或地下硐室开挖过程中,因开挖卸荷引起围岩应力场的扰动和重分布,导致围岩应力值和方向发生变化。而在影响范围(一般5倍隧道最大宽度)之外,岩体应力维持初始地应力状态。在高地应力区,岩体强度高,储存的弹性应变能大,由于应力场的变化造成高强度脆性岩石内部破裂,引起弹性应变能的突然释放,甚至引起岩爆,影响围岩的稳定性^[1]。因此,研究隧道开挖引起的三维应力场重分布状态对隧道围岩稳定性分析、确定合理的支护措施以及制定合理的开挖方案具有重要的意义。

近年来,三维有限元分析在隧道工程中已得到较广泛的应用^[2-4]。结合高地应力区某深埋隧道工程,通过三维弹塑性有限元数值模拟,分析隧道掌子面推进过程中围岩空间应力场状态和演化趋势。

1 数值分析模型

三维数值分析模型根据隧道的结构特征和工程地质特征建立。隧道断面形状为曲墙拱形,开挖断面最大宽度 $B=10\text{ m}$,洞高 $H=7.6\text{ m}$;隧道最大埋深 760 m ,最大水平地应力 35 MPa ,属于高地应力区。

数值分析模型如图1所示。计算域 $xyz=110\text{ m}\times 100\text{ m}\times 40\text{ m}$,模型边界 x 方向位移面约束, z 方向位移

面约束,沿隧道轴线和垂直隧道轴线的水平地应力通过侧压力系数 K_x 和 K_z 施加;上覆地层厚度 700 m 的荷载压力,底部边界 y 方向位移面约束。有限元分析本构模型为弹塑性,采用Mohr-Coulomb屈服准则,经过有限元网格划分共产生 $6\ 820$ 个单元和 $29\ 891$ 个节点。

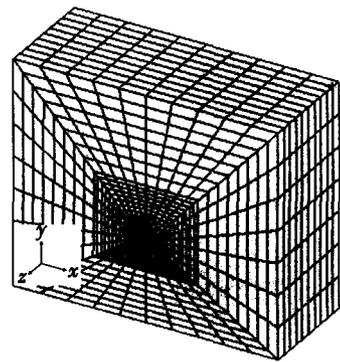


图1 三维有限元模型

根据地应力测试结果,计算得到与隧道轴线平行和垂直的水平初始地应力如表1所列,据此得到侧压力系数 $K_x=1.38$, $K_z=1.54$ 。由工程地质报告和试验测试提供的材料参数如表2所示^[1,5]。隧道施工按全断面开挖,每次进尺 4.0 m 。

收稿日期:2007-02-04。

基金项目:国家自然科学基金重点资助项目(50334060);重庆市科委自然科学基金计划资助项目(CSTC,2006BB6167)。

作者简介:靳晓光(1967-),男,重庆大学副教授,博士后,主要从事隧道与地下工程、道路工程方面的研究

(Tel)023-60659622;(E-mail):xgcqu@163.com。

表 1 隧道轴线初始地应力状态 MPa

竖向地应力	水平地应力	
	平行隧道轴线	垂直隧道直线
19.0	29.2	26.2

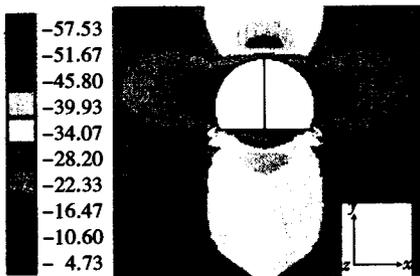
表 2 有限元输入的材料参数

E/GPa	μ	$\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	c_1/MPa	$\varphi_1/(^\circ)$	τ/MPa
20.00	0.25	25.00	5.00	35.00	2.50

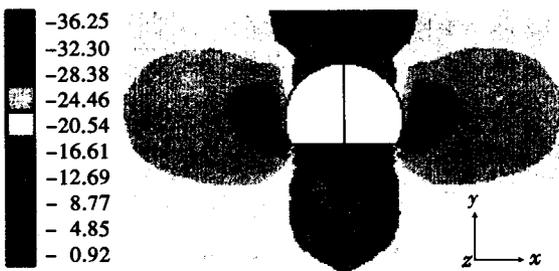
2 数值模拟结果分析

2.1 xy 平面应力

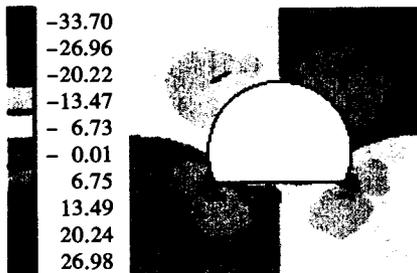
在垂直隧道轴线的 xy 平面, 应力特征如图 2 所示。水平二次应力 σ_x 在隧道顶部 1.5 m、隧道底部 4.0 m 和边墙底部出现应力集中, 最大值为 -50.0 MPa; 竖向二次应力 σ_y 在两侧边墙偏下部外侧 2.0 m 左右出现应力集中, 最大值为 -36.2 MPa; τ_{xy} 在右拱肩外侧 2.0 m 左右和左边墙底部出现拉剪应力集中, 在左拱肩外侧 2.0 m 左右和右边墙底部出现压剪应力集中。除边墙底部外, 应力集中向围岩深处转移, 减小了应力集中的破坏作用。隧道表面其破坏形式多为张裂, 对于围岩内部, 由于受到一定的围压作用, 岩石多为剪切破坏。



(a) σ_x / MPa



(b) σ_y / MPa



(c) τ_{xy} / MPa

图 2 xy 平面应力分布

2.2 围岩空间应力

在隧道掌子面推进过程中, 选择断面 ($S=0$) 隧道边墙处的 σ_x 和拱顶处的 σ_y 变化特征如图 3 所示。

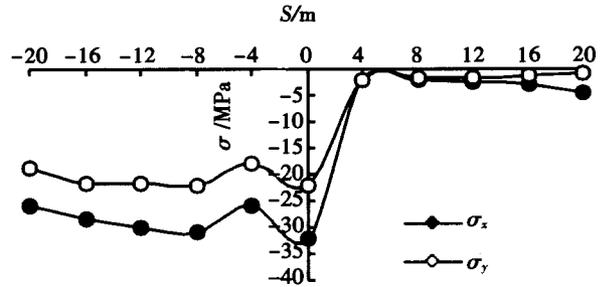


图 3 隧道边墙 σ_x 和拱顶 σ_y 随掌子面推进过程的变化

可以看出: 在隧道掌子面接近选择断面的进程中 ($S < 0$), 曲边墙 σ_x 和拱顶 σ_y 的总体趋势是比初始地应力状态下的 σ_x 、 σ_y 的略有增加; 在靠近约 $0.5B$ 选择断面时, σ_x 、 σ_y 约减小 19%; 隧道掌子面跨过选择断面 ($S > 0$) $0.5B$ 范围内, σ_x 、 σ_y 快速减小; 掌子面距选择断面的距离 S 大于 $0.5B$ 时, 随掌子面的推进变化不大。

隧道拱顶、拱肩和边墙底部剪应力 τ_{xy} 随掌子面推进过程的变化特征如图 4 所示。可以看出, 在隧道掌子面接近选择断面的进程中, 隧道开挖在进深方向对 τ_{xy} 的影响范围为 $1.0B$ 。掌子面跨过选择断面 $0.5B$ 范围内, 隧顶和拱肩的剪应力略有减小, 超过 $0.5B$ 后随掌子面的推进变化很小; 边墙底部剪应力随掌子面的推进逐渐增大, 其主要影响集中在距掌子面前后 $0.5B$ 的范围。

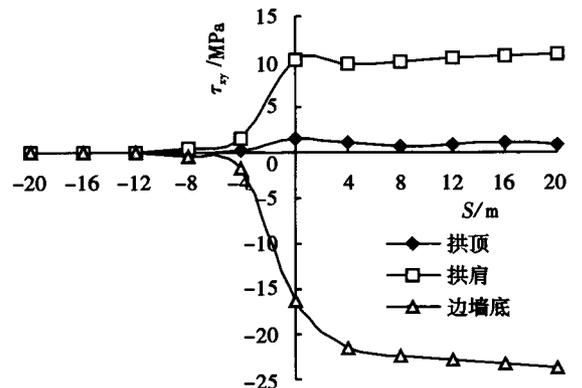
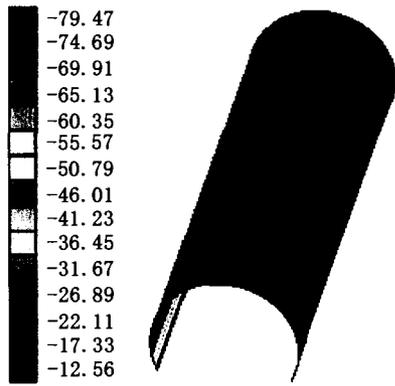


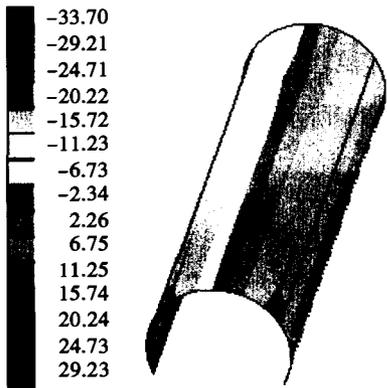
图 4 剪应力 τ_{xy} 随掌子面推进过程的变化

隧道开挖完成后, 隧道周边最大、最小主应力分布如图 5 所示, 隧顶、边墙和边墙底部的主应力 (σ_1 、 σ_2 、 σ_3) 随掌子面推进过程的变化特征如图 6 所示。

可以看出, 隧道周边最大主压应力分布在边墙底部, 最小主应力的拉应力区在隧道周边均匀分布, 隧道围岩以拉破坏和剪切破坏为主。

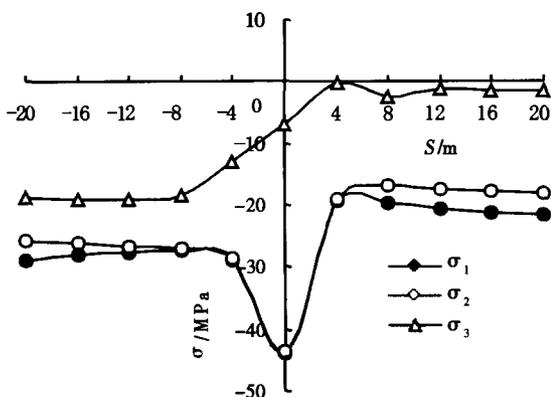


(a) 最大主应力 σ_1 / MPa

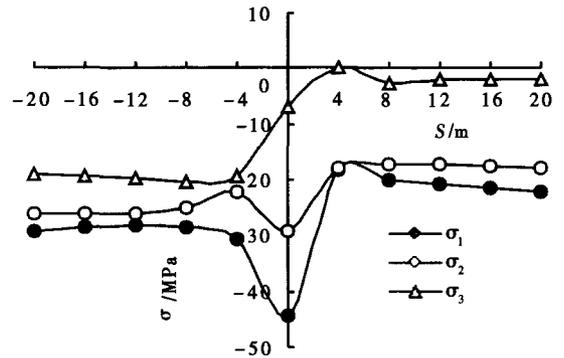


(b) 最小主应力 σ_3 / MPa

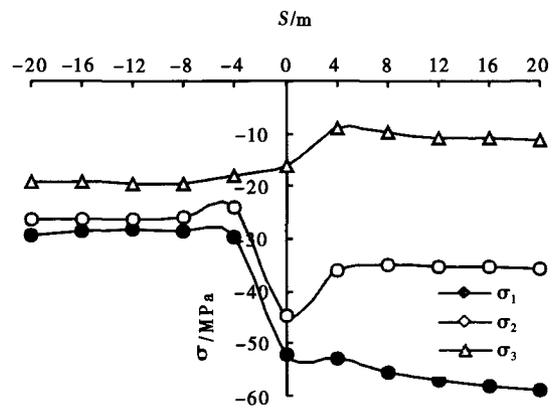
图5 隧道周边主应力分布



(a) 隧道顶 (坐标: 0.236, 7.893, 0.845)



(b) 隧道边墙 (坐标: 5.580, 2.438, 0.845)



(c) 边墙底部 (坐标: 5.128, -0.043, 0.845)

图6 围岩主应力随掌子面推进过程的变化

较大,最大达 15.0 MPa。在边墙底部,当掌子面接近选择断时(0.5 B),最大主应力和中间主应力值快速增大,通过选择断面后减小缓慢,跨过 0.5 B 后呈相对缓慢增大趋势。

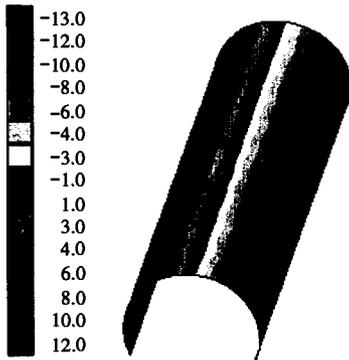
2.3 围岩位移

隧道开挖完成后,隧道周边水平位移 U_x 和竖向位移 U_y 分布特征如图 7 所示,隧顶、边墙和边墙底部的位移随掌子面推进过程的变化特征如图 8、9 所示。

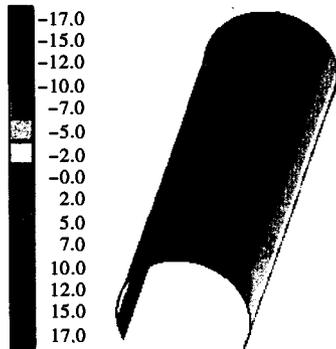
可以看出,隧道最大位移皆分布在每次开挖进尺的中心,形成一个中心圆;水平方向的最大位移分布在曲边墙中心,最大值为 ± 12 mm;竖向最大位移分布在拱顶,最大值为 -17 mm。与隧道监控量测结果位移值基本一致^[1,6]。

在隧道掌子面接近选择断面的进程中,选择断面隧道顶和边墙的位移逐渐增大,但增长缓慢,到掌子面与选择断面一致时,位移仅为 2.0 mm 左右,占总位移的 9% (隧道顶) ~ 17% (边墙)。跨过选择断面近 1 倍洞径范围内,位移增长最快,占总位移的 84% (隧道顶) ~ 77% (边墙);超过 1 倍洞径后位移随掌子面的推进增长缓慢,只占总位移的 7% (隧道顶) ~ 6% (边墙)。

在掌子面接近和通过选择断面时 ($\pm 0.5 B$),在隧道顶和边墙处的最大主应力和中间主应力值快速增大后又快速减小,跨过 0.5 B 后又呈相对缓慢增大趋势;最小主应力呈基本稳定—逐渐减小—基本稳定的趋势。在隧道顶,掌子面距选择断面 $\pm 0.5 B$ 范围内,最大主应力和中间主应力基本相等;在隧道边墙相差



(a) 水平位移 U_x /mm



(b) 竖向位移 U_y /mm

图 7 隧道周边位移特征

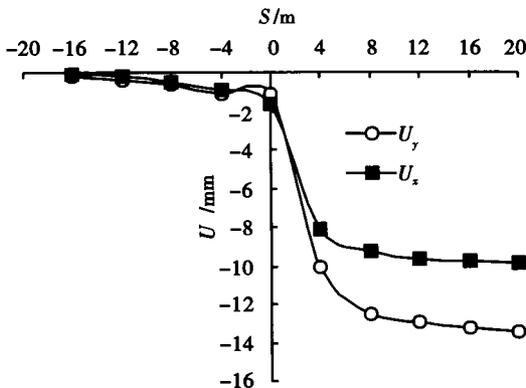


图 8 拱顶 U_y 和边墙 U_x 随掌子面推进过程的变化

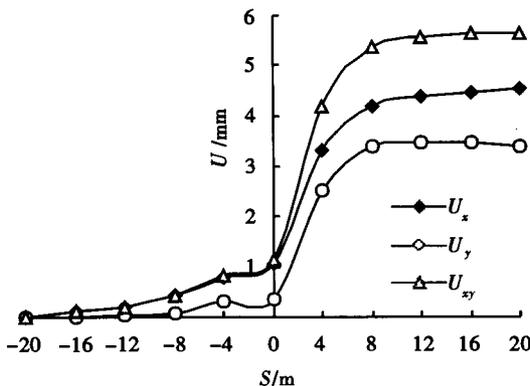


图 9 边墙底部位移随掌子面推进过程的变化

选择断面边墙底部的位移随掌子面的接近水平方向的位移较竖向位移增长快,到掌子面与选择断面一致时位移仅为 1.14 mm,占水平方向总位移的 25%,占总位移(x,y 方向合位移)的 20%。跨过选择断面近 1 倍洞径范围内,位移增长最快,超过 1 倍洞径后位移趋于稳定。

2.4 围岩屈服接近度

假设应力值满足一定条件时材料发生屈服,此时的条件称为屈服(破坏)条件。即

$$f(\sigma) = K(\kappa) \quad (1)$$

屈服接近度 $\eta = f(\sigma)/K(\kappa)$ 。当 $\eta < 1$,未破坏(屈服曲面内部);当 $\eta \geq 1$,已破坏(屈服曲面上部或屈服曲面外部)。

模型隧道开挖完成后,隧道周边围岩屈服接近度特征如图 10 所示,隧顶、边墙和边墙底部的屈服接近度特征如图 11 所示。

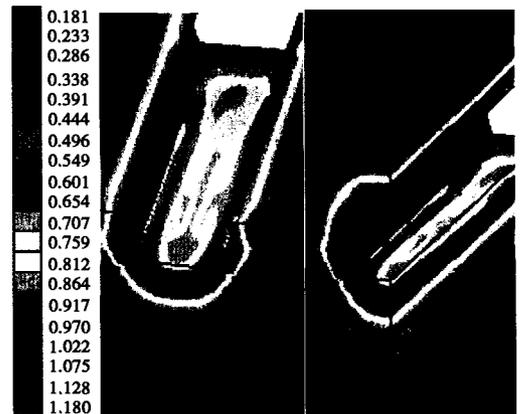


图 10 隧道围岩屈服接近度特征

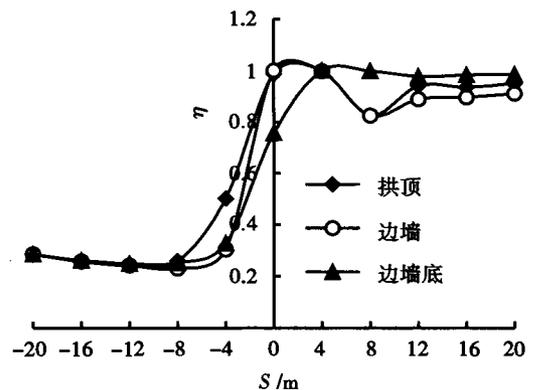


图 11 围岩屈服接近度随掌子面推进过程的变化

可以看出,隧道周边围岩屈服接近度值接近于 1.0,隧道周边围岩接近屈服。

在隧道掌子面接推进过程中,在掌子面距选择断面 1.0 B 范围随其推进屈服接近度增长很快,特别是在 0.5 B 范围随掌子面的推进增长更快,当掌子面与

选择断面一致时达到最大值。跨过选择断面后,隧顶和边墙屈服接近度随掌子面的推进(小于 $1.0B$)有所降低,超过 $1.0B$ 后又缓慢增大,最后在 2 倍洞径($2.0B$)处趋于稳定,稳定值小于最大值,与隧道围岩应力的转移和重分布密切相关。

边墙底部围岩的屈服接近度当掌子面跨过选择断面 $0.5B$ 时达到最大,过后随掌子面的推进缓慢减小,最后趋于稳定在 2 倍洞径处。

3 结 论

高地应力区深埋隧道施工过程三维应力场弹塑性有限元数值分析表明,隧道开挖后围岩应力场的重分布引起围岩应力、位移和屈服接近度的变化。当施工掌子面接近和通过某一选择断面时,隧道开挖对平面应力 σ_x 、 σ_y 的影响范围约为 $0.5B$,对剪应力 τ_{xy} 的影响范围约为 $1.0B$;对围岩空间主应力的影响范围约为 $1.0B$;对围岩位移和屈服接近度的影响范围分别为 $2.0B$ 和 $1.0B$ 。分析结论对高地应力区深埋隧道围岩稳定性分析、确定合理的支护措施以及制定合理的

开挖方案具有重要的指导作用。

参考文献:

- [1] 靳晓光. 山区公路建设中的岩土工程监测与信息化控制[D]. 成都:成都理工大学环境与土木工程学院,2000.
- [2] EBERHARTDT E. Numerical modeling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face[J]. Rock Mechanics and Mining Sciences,2001,38:499-518.
- [3] 余健,何川. 软弱围岩段隧道施工过程中围岩位移的三维弹塑性数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报,2006,25(3):623-629.
- [4] 孙钧,刘洪洲. 交叠隧道盾构法施工土体变形的三维数值模拟[J]. 同济大学学报:自然科学版,2002,30(4):379-385.
- [5] JTG D70—2004,公路隧道设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [6] 靳晓光,李晓红,王兰生,等. 高地应力区公路隧道不同围岩类别的变形特征及应用实践[J]. 岩石力学与工程学报,2001,20(S1):932-935.

Numerical Modeling of Three-dimension Stress Field in Deep Tunnel of High Geo-stress Area

JIN Xiao-guang^a, LI Xiao-hong^b

(a. College of Civil Engineering; b. Key Laboratory for the Exploitation of Southwestern Resources and the Environmental Disaster Control Engineering, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400030, China)

Abstract: As mountain tunnel engineering construction progress in deeply buried and complex geological environment, understanding three-dimensional redistribution of tunnel excavation-induced stress becomes essential for studying stability of tunnel surrounding rock, confirming reasonable support measures and making reasonable scheme of excavation. Combining a deep tunnel project in high geo-stress area, the results are obtained through three-dimensional elasto-plastic finite-element numerical modeling and three-dimensional spatial stress field state and evolution trend analysis during the progress advancement of a tunnel face. These results demonstrate that the principal stress magnitudes and axes orientation of surrounding rock takes corresponding changes as the tunnel face approaches and pass through a section. Primary influence area for plane σ_x and σ_y is $0.5B$ by tunneling, Tunneling for influence area of spatial principal stress and shear stress of surrounding rock is $1.0B$, influence area for displacements and yielding of surrounding rock are $2.0B$ and $1.0B$ respectively.

Key words: high geo-stress area; deep tunnel; stress field; numerical modeling