

文章编号: 1000-7598 (2010) 04-1217-10

邻近既有隧道的新建大断面隧道施工参数优化分析

杨永波^{1,2}, 刘明贵¹, 张国华¹, 李 祺^{1,2}

(1.中国科学院武汉岩土力学研究所, 武汉 430071; 2.武汉中科智创岩土技术有限公司, 武汉 430071)

摘 要: 结合大帽山隧道 V 级围岩段施工参数优化的试验, 通过爆破震动速度、岩体声波波速和围岩内部位移的现场监控量测工作, 研究既有隧道旁新建大断面隧道双侧壁导坑法施工时岩体的损伤程度和范围, 进而优化导洞的单循环进尺、爆破参数等施工参数。研究表明: 推进式往复爆破作业的双侧壁导坑法开挖的隧道必然导致围岩产生一定程度的损伤、破坏, 尤其是小净距隧道间的中夹岩岩墙; 双侧壁导坑法开挖的大断面隧道, 控制岩体的损伤程度和损伤范围是相互矛盾的, 通过减少单循环开挖进尺来减少爆破震动速度, 只能控制岩体的损伤范围, 多次的重复爆破导致损伤岩体的损伤程度更大, 极大影响围岩稳定; 相反, 通过适当加大单循环开挖进尺来控制损伤程度的同时, 过大的爆破震动速度导致损伤范围更大, 极大影响邻近既有隧道的安全运行。利用现场监测数据, 通过在 UDEC 软件中实现的岩体各向异性爆破损伤模型, 计算导洞推进式开挖全过程围岩压力的变化和既有隧道支护结构的状态, 综合考虑各种因素, 优化得到折中的单循环进尺。

关 键 词: 既有隧道; 大断面隧道; 双侧壁导坑; 施工参数; 累计损伤; 数值模拟

中图分类号: O 319.56

文献标识码: A

Analysis of construction parameter optimization for new large cross-section tunnel next to existing tunnels

YANG Yong-bo^{1,2}, LIU Ming-gui¹, ZHANG Guo-hua¹, LI Qi^{1,2}

(1. Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China;

2. Wuhan RSM Intelligence Geotechnique Co., Ltd., Wuhan 430071, China)

Abstract: Based on the construction parameter optimization test of class V surrounding rock of Damaoshan Tunnel, through the on-site monitoring work of blasting vibration velocity, acoustic wave velocity of rock mass and internal displacements of surrounding rock, the damage extent and scope of rock mass of a new large cross-section tunnel constructed by double side-wall heading excavation method next to existing tunnel was studied; and then the construction parameters such as single-cycle footage of pilot tunnel, blasting parameters and so on were optimized. It is shown that the surrounding rock of the tunnel constructed by double side-wall heading excavation method would unavoidably be damaged in a certain degree because of repeating blasting, especially the interlaid rock wall in tunnel groups with closely-spaced. In construction of large cross-section tunnel with double side-wall heading excavation method, it is contradictory to control both damage extent and damage scope. By reducing the single-cycle footage to reduce the blasting velocity, it could only control the damage scope, however, repeated blasting would lead to a greater damage extent, greatly affecting the stability of surrounding rock. On the contrary, through appropriate increasing of the single-cycle footage to control the damage extent, the excessive blasting vibration velocity would lead to greater damage scopes, which greatly affect the safe operation of existing tunnel. Basing on the monitoring result, Therefore, in engineering practices, we should weigh the advantage and disadvantage of both solutions according to the characteristics of the actual project and to determine an optimal compromise. The research method and analysis method of this study could provide reference for the design, construction, monitoring of tunnel project under similar conditions and further theoretical research.

Key words: existing tunnel; large cross-section tunnel; double side-wall heading excavation method; construction parameter; accumulative damage; numerical simulation

1 引 言

近年来, 随着国民经济的发展, 越来越多的高

速公路由于交通量趋于饱和而被扩建, 如沈大高速公路、京沪高速(江苏段)、泉厦高速公路等^[1]。因此, 高速公路隧道的改建、扩建工程也如火如荼地

收稿日期: 2009-03-03

第一作者简介: 杨永波, 男, 1978 年生, 博士生, 主要从事岩土工程监测、检测理论及方法方面的研究工作。E-mail: stonyang@sohu.com

进行,且多呈现出邻近既有高速公路隧道^[2]、大断面^[3]、小净距^[4]、隧道群和边施工边通车的特点。

对于新建的大断面隧道,由于形状扁平,开挖后围岩最大主应力较原岩应力高很多,并且应力集中程度更大,尤其是拱脚^[5];围岩稳定性变差,如拱顶,容易发生塌方、冒顶等安全事故^[6];由于开挖跨度大,要求围岩成拱的厚度也大,在浅埋条件下无法成拱,会产生大的围岩松弛压力^[7];同时大跨度、扁平形状的支护结构所能提供的承载力相对也小^[8]。基于以上特点,大断面隧道的施工基本上都采用分步法开挖,主要的施工方法有:上半断面超前短台阶分步法^[9]、中壁工法^[10]、单侧壁导坑法^[11-13]、双侧壁导坑法^[14-15]、柱洞法、墙洞法等。而目前在岩质大断面隧道中应用较多的是单侧壁导坑法和双侧壁导坑法。其中,单侧壁导坑法是将整个开挖断面分成4个导洞分步掘进,双侧壁导坑法是将整个开挖断面分成6个导洞分步掘进。

邻近既有隧道的新建隧道施工,往往会改变既有隧道的受力状态,尤其是爆破,爆破震动产生的附加动荷载作用在既有隧道的支护结构上,这种冲击荷载对既有隧道支护结构产生种种不利影响,如结构承载力下降、支护结构(二衬混凝土)的破坏、剥落,变形过大侵入限界等^[4, 16]。同时,新建隧道的爆破施工在造成爆区岩体破碎、剥离的同时,不可避免地造成近区岩体的损伤、中远区岩体的振动等危害。近区损伤岩体由于力学性能劣化,岩体强度降低、完整性变差,从而对隧道的安全稳定造成威胁。尤其是分导洞开挖时,推进式往复爆破作业所造成的围岩累计损伤效应更显著,实际开挖时应引起高度重视。

如前所述,邻近既有隧道新建大断面隧道,工程实践中往往采用分导洞爆破掘进,而推进式往复爆破作业不可避免地造成围岩产生累计损伤,而损伤的围岩无论是对新建隧道还是既有隧道都产生不利的影响,所以此类隧道施工组织过程中,控制围岩累计损伤显得至关重要。目前,实际工程实践过程中,多采用减少单循环开挖进尺的办法来减少炸药用量,从而来减小爆破震动。但笔者研究发现,通过此种方法可能导致岩体产生更大的损伤,因为导洞开挖的单循环进尺越小,必然就需要更多次的爆破,而多次的重复爆破同样能导致围岩累计损伤。所以非常有必要研究大断面小净距隧道分导洞开挖的单循环进尺及其相应的爆破参数,在尽量控制爆破震动速度、减小围岩损伤和既有隧道安全的情况下,尽量加快施工进度,简化施工工序。

本文结合大帽山小净距隧道V级围岩段施工参数优化的现场试验,对分导洞开挖时单循环进尺、爆破参数与中夹岩累计损伤情况进行现场试验及数值计算。研究的结果为隧道后续设计和施工优化调整提供了依据,同时也为今后类似工程的实施和深入的理论研究提供参考和借鉴。

2 大帽山隧道群概况

大帽山隧道群的工程概况请参见文献^[17-18]。其开挖步序如图1所示:



图1 V级围岩段开挖步序图

Fig.1 Excavating step graph of V class wall rock

其洞口V级围岩段的支护参数如表1所示:

表1 支护材料计算参数

Table 1 Computational parameters of supporting materials

项目	参数
φ22 mm 锚杆	350@80×69.3
钢筋网	φ6@25×25
喷射混凝土	C25
喷射混凝土厚度/cm	25
二衬厚度/cm	45

3 试验方案

3.1 试验原理与依据

关于推进式往复爆破作业造成围岩的损伤,国际上 Oriard^[19], Law^[20]等人通过监测爆破导致岩体峰值质点振动速度和多次爆破前后岩体声波波速的变化,研究多次重复爆破荷载所致岩体的累积损伤; Doucet et al.^[21]、Villaescusa et al.^[22]、M.Ramulu^[23]等人通过滑动测微计和钻孔摄像等方法定性监测隧道推进式多次爆破后围岩的损伤情况。国内的朱传云和卢文波^[24]、李俊如^[25]、夏祥^[26]等人通过多次爆破前后声波波速的变化率,分别开展了三峡临时船闸和核电基础开挖岩体损伤特性的研究。

Krajeinovic D^[27]、Villaescusa et al.^[22]等人给出了爆破导致岩体损伤声波(超声波)监测的理论依据,即用爆破前后岩体声波波速的变化率来表示岩体的损伤:

$$\eta = \frac{C_0 - C}{C_0} = 1 - \frac{C}{C_0} \quad (1)$$

根据以上理论，我国《水工建筑物岩石基础开挖工程技术规范》(SL47-94) 规定当爆破前后岩体波速变化率 $\eta > 10\%$ 时，即判定岩体发生损伤破坏。

众所周之，爆破震动速度越大，岩体的损失程度也越大。然而，只有岩体发生轻微损伤时，可以通过以上理论来监测爆破震动导致岩体的损伤状态，实践中一般通过其监测结果反应岩体的损伤范围；当爆破后岩体的损伤程度增大到一定程度时，

超声波已经无法在此岩体中传播，已无法监测到此时的超声波波速，一般通过监测岩体的变形来研究爆破震动导致岩体的损伤程度。

3.2 试验方案与组织

根据大帽山隧道的空间布局和双侧壁导坑法的施工特点，选取断面 ZK459+608 为监测断面并提前预埋相应的监测设备。监测断面上开展的监测项目有：围岩内部位移监测、声波波速监测和爆破震动监测。

断面 ZK459+608 的右、左中夹岩岩墙分别布设多点位移计孔 K1、K2，声波监测孔 S1、S2 和爆破震动监测点 Z1、Z2，监测点的具体布设如图 2 所示。

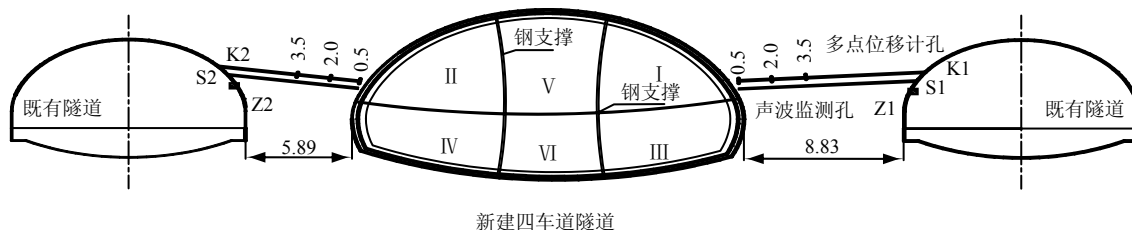


图 2 断面 ZK459+608 监测点埋设剖面图 (单位: m)

Fig.2 Arrangement profile of monitoring points in section ZK459+608 (unit: m)

围岩内部位移监测采用 3 点位移计，多点位移计孔 K1、K2 都是由既有隧道的拱肩向下倾斜打向新建隧道。本文约定以新建隧道的开挖轮廓线为计量基准，因此，K1、K2 的 3 个位移计的埋设位置分别是 0.5、2.0、3.5 m；声波监测孔 S1、S2 分别平行于多点位移计孔 K1、K2 埋设，且距多点位移计孔的距离大于 0.5 m；声波监测孔的孔底深度与多点位移计孔一致，同样距新建隧道开挖轮廓线 0.5 m。爆破震动监测点 Z1、Z2 分别布设在既有隧洞的中夹岩岩墙上，分别监测新建隧道右上 I 导洞、右下 III 导洞和左上 II 导洞、左下 IV 导洞爆破掘进过程中造成监测断面 ZK459+608 处的震动。

试验过程中，保持右侧 I、III 导洞的单循环开挖进尺 1.6 m，保持左侧 II、IV 导洞的单循环开挖进尺 0.8 m。

各导洞爆破掘进过程中始终保持爆破参数不变。其中 I 导洞的爆破参数及爆孔布置分别如表 2 及图 3 所示：

表 2 I 导洞爆破开挖参数表

Table 2 Blasting parameters table of I pilot drift

炮眼名称	眼深/m	炮眼/个	总装药量/kg	雷管段数	爆破序号
掏槽眼	2.0	8	4.00	1	1
辅助眼	1.6	8	4.00	3	2
辅助眼	1.6	9	5.40	5	3
内圈眼	1.6	19	11.40	7	4
周边眼	1.6	32	12.80	9	5
二台眼	1.6	7	4.20	11	6
底板眼	1.8	11	6.60	13	7
合计		94	48.40		

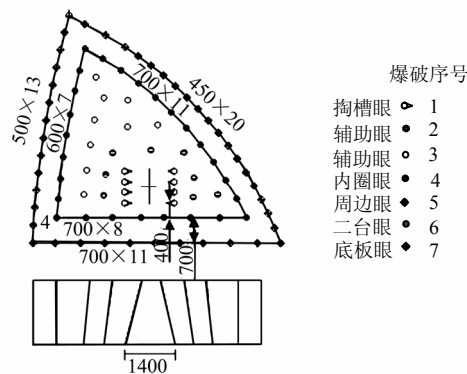


图 3 I 导洞炮眼布置图 (单位: m)

Fig.3 Blasting hole arrangement of I pilot drift (unit: m)

III 导洞的爆破参数及爆孔布置分别如表 3 及图 4 所示：

表3 III导洞爆破开挖参数表

Table 3 Blasting parameters of III pilot drift

炮眼名称	眼深/m	炮眼个数	总装药量/kg	雷管段数	爆破序号
拾炮眼 1	1.8	6	3.00	1	1
拾炮眼 2	1.8	10	5.00	3	2
拾炮眼 3	1.6	10	4.00	5	3
拾炮眼 4	1.6	10	4.00	7	4
拾炮眼 5	1.6	9	3.60	9	5
二台眼	1.6	14	5.60	11	6
周边眼	1.8	16	6.40	13	7
合计		75	31.60		

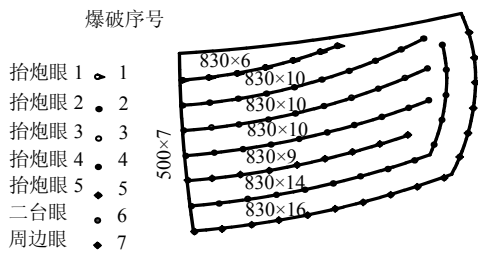


图4 III导洞炮眼布置图(单位: m)

Fig.4 Blasting hole arrangement of III pilot drift (unit: m)

按照以上的爆破参数及炮眼布置形式, I 导洞从断面 ZK459+600 开始到通过断面 ZK459+615 总计爆破 9 次, 每次平均掘进 1.67 m。III 导洞总计爆破 8 次, 每次平均掘进 1.88 m。

左侧 II、IV 导洞的单循环开挖进尺仅是右侧的 1/2, 因此, II、IV 导洞的炮眼布置形式与 I、III 导洞完全相同, 仅有爆破参数表中的眼深和相应炮眼的装药参数是 I、III 导洞的 1/2, 其他的参数也是相同, 故文中不再列出。II 导洞从断面 ZK459+600 开始到通过断面 ZK459+615 总计爆破 21 次, 每次平均掘进 0.71 m。IV 导洞总计爆破 18 次, 每次平均掘进 0.83 m。

4 试验结果

4.1 爆破震动监测结果与分析

根据试验方案, 试验区间内每一次爆破均实施爆破震动监测。

区间 ZK459+600 至 ZK459+615 的 I、III 导洞爆破掘进过程中, 既有右洞内震动监测点 Z1 监测到的爆破震动速度如图 5 所示。

I、III 导洞在爆破掘进过程中, 最大爆破震动速度分别为 29.63、36.53 cm/s, 分别是 I 导洞掌子面 ZK459+608、III 导洞掌子面 ZK459+607.4 的爆破所致。

II、IV 导洞爆破掘进过程中, 既有左洞内震动监测点 Z2 监测到的爆破震动速度如图 6 所示。

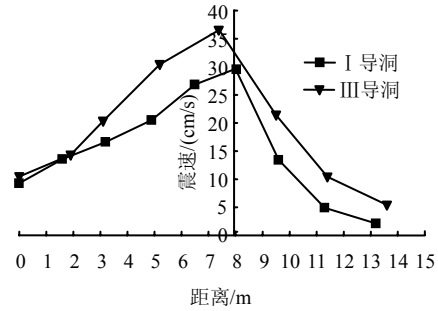


图5 既有右洞断面 ZK460+608 处震动速度曲线图
Fig.5 Vibration velocity variation of section ZK460+608 of existing right tunnel

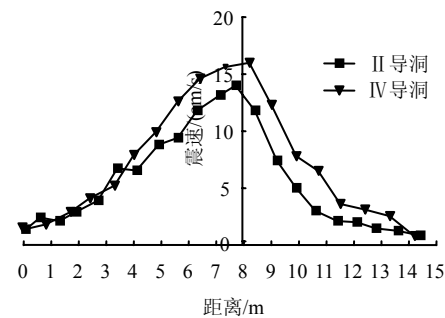


图6 既有左洞断面 ZK459+608 处震动速度曲线图
Fig.6 Vibration velocity variation of section ZK459+608 of existing left tunnel

II、IV 导洞在爆破掘进过程中, 最大爆破震动速度分别为 14.06、15.60 cm/s, 分别是 II 导洞掌子面 ZK459+607.7、IV 导洞掌子面 ZK459+608.2 的爆破所致。

震动监测结果表明, 开挖掌子面距监测断面 ZK459+608 越近, 爆破震动速度越大, 越远越小; 当监测断面在开挖掌子面前方时, 爆破震动速度总体上大于并落后于开挖掌子面时的速度, 且随着两者距离的减小, 震动速度平缓上升, 而当开挖掌子面在监测断面前方时, 随着两者距离的增大, 震动速度迅速下降。尽管右侧监测点 Z1 距爆源的位置要较左侧监测点 Z2 的大, 但右侧 I、III 导洞爆破引起的监测点 Z1 的震动速度远大于 II、IV 导洞爆破引起的 Z2 点震动速度。如 I 导洞内最大爆破震动速度约是 II 导洞内的 2.1 倍; III 导洞内最大爆破震动速度约是 IV 导洞内的 2.3 倍。这是由于 I、III 导洞的开挖进尺和用药量基本是 II、IV 导洞的 2 倍, 所以前者引起的震动速度较后者大。

4.2 声波波速监测结果与分析

根据试验方案, 爆破前后的声波波速监测点每 10 cm 采样一次, 每次监测采样位置严格保持一致。第 1 次爆破前, 在断面 ZK459+600 得到的岩体

声波波速为爆前波速，选取爆前波速和监测区间内每一次爆破后有代表性的监测结果来分析。将各导洞的爆破掌子面根据开挖顺序进行编号，其中代表性的掌子面编号表 4 所示。

表 4 各导洞的代表性掌子面编号
Table 4 Number of representational excavating plane of each pilot drift

编号	I 导洞掌子面里程	编号	III 导洞掌子面里程
I 1	ZK459+600	III1	ZK459+600
I 5	ZK459+606.5	III5	ZK459+607.4
I 6	ZK459+608	III8	ZK459+613.6
编号	II 导洞掌子面里程	编号	IV 导洞掌子面里程
II 1	ZK459+600	IV 1	ZK459+600.8
II 8	ZK459+605.6	IV 9	ZK459+607.3
II 9	ZK459+606.3	IV 17	ZK459+614.2

声波孔 S1 的波速--深度曲线如图 7 所示：

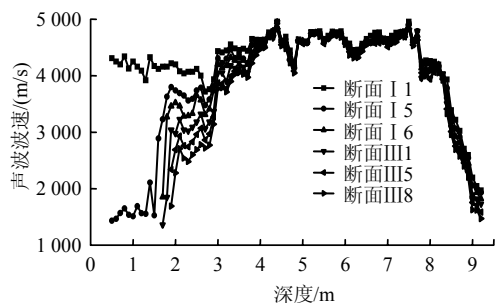


图 7 不同爆破次数后的波速-深度曲线图
Fig.7 Relation curves between wave velocity and depth after different blasting times

图 7 所示的声波监测结果表明，爆前，新建隧道的开挖轮廓线至 8.4 m 范围内声波波速在 4 000 m/s 以上，波速较高，说明此段围岩相对较完整，且强度较高；8.5~9.2 m 范围内围岩波速从 4 000 m/s 迅速下降到 2 000 m/s 以下，波速急剧变低，表明此段围岩变得越来越差，且围岩波速是越靠近既有隧道越低，究其原因既有隧道爆破开挖时造成此段围岩的损伤破坏；9.3~9.8 m 范围内没有采集到声波波形，这是由于此段围岩紧靠既有隧道的开挖轮廓线，受既有隧道爆破影响最大，围岩损伤程度大已呈破坏状，声波衰减过快造成无法采集到声波；9.9~10.4 m 范围内为既有隧道的混凝土二衬。

图 7 表明，新建隧道开挖轮廓线附近 3.8 m 范围内围岩的声波波速随着爆破次数的增加而显著下降，表明岩体发生明显的损伤，且距离开挖轮廓线越近，波速下降的幅度越大，下降的速度也越快，累计损伤效应也越显著。故右侧中夹岩岩墙的累计损伤范围近于 4.1 m。

声波孔 S2 的波速-深度曲线如图 8 所示：

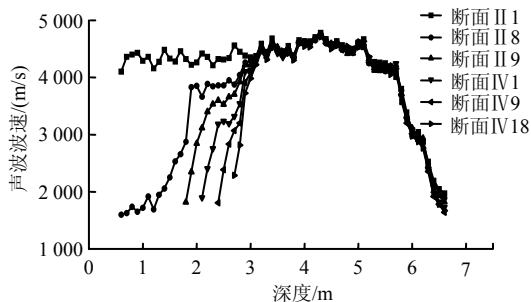


图 8 不同爆破次数后的波速-深度曲线图
Fig.8 Relation curves between wave velocity and depth after different blasting times

图 8 所示的声波孔 S2 的监测结果与图 7 所示的声波孔 S1 的监测结果的变化趋势基本一致，爆前大部分岩体声波波速在 4 000 m/s 以上，靠近既有隧洞同样存在受既有隧道开挖影响的损伤圈。

图 8 表明，新建隧道开挖轮廓线附近 2.8 m 范围内围岩的声波波速随着爆破次数的增加而显著下降，此数值较右侧岩墙 3.8 m 的损伤范围小将近 1 m。由此可见，推进式往复爆破作业的双侧壁导坑法开挖时，单循环进尺越小、装药量越小，岩体的累计损伤范围越小。因此，可以通过减小单循环进尺和炸药装药量，来减小围岩损伤的范围。

由图 7、8 可以看出，各导洞在爆破掘进过程中，随着开挖掌子面逐渐接近监测断面，爆破导致岩体的损伤程度越来越大。I 导洞在爆破掘进到编号为 I 5 的断面 ZK459+606.5 时 1.5 m 范围内的岩体声波波速已经低于 2 000 m/s，当掘进到编号为 I 6 的断面 ZK459+608 时 1.7 m 范围内围岩已经采集不到声波，当 III 导洞爆破通过编号为 III 8 的断面 ZK459+613.6 时采集不到声波的围岩范围已经扩大到了 1.9 m，表明此段围岩已经产生明显的累计损伤，围岩已破碎。而左侧的 II 导洞在爆破掘进到编号为 II 8 的断面 ZK459+605.5 时 1.3 m 范围内的岩体声波波速已经低于 2 000 m/s，当掘进到编号为 II 9 的断面 ZK459+606.3 时 1.8m 范围内围岩已经采集不到声波，当 IV 导洞爆破通过编号为 IV 17 的断面 ZK459+614.2 时采集不到声波的围岩范围已经扩大到了 2.6 m，此损伤破碎的范围较右侧 I、III 导洞大得多。由此可见，推进式往复爆破作业的双侧壁导坑法开挖时，虽然单循环进尺越小、装药量越小，岩体的累计损伤范围越小，但一定范围内岩体的累计损伤程度却越大，相反，单循环进尺越大、装药量越大，岩体的累计损伤程度越小。

4.3 围岩内部位移监测结果与分析

根据试验方案，围岩内部位移的监测频率是每

次爆破后监测 2 次，第 1 次是爆破后立即进行，第 2 次是下一次爆破前进行，并将监测次数按照掌子面开挖顺序进行编号，加上试验段开挖结束后的跟踪监测，K1、K2 的监测次数分别是 40 和 85 次。

右侧 I、III 导洞、左侧 II、IV 导洞爆破掘进过程中围岩内部位移监测结果分别如图 9、10 所示。

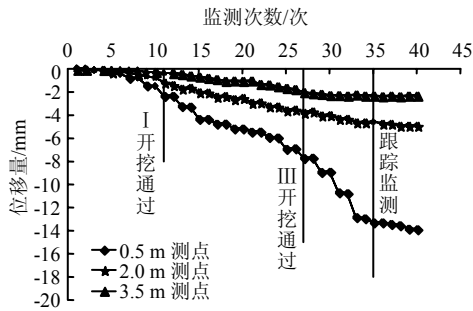


图 9 K1 点不同爆破次数后围岩内部位移量
Fig.9 Internal displacements of surrounding rock after different blasting times of K1 point

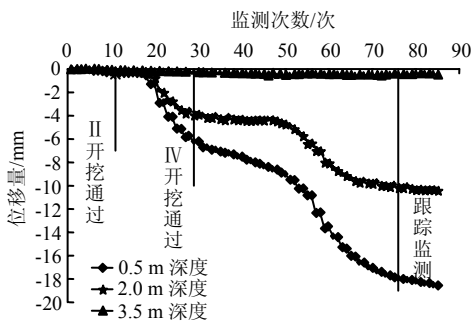


图 10 K2 点不同爆破次数后围岩内部位移量
Fig.10 Internal displacements of surrounding rock after different blasting times of K2 point

图 9、10 中竖坐标的负值表示围岩向新建隧道净空方向移动。

图 9、10 表明，越靠近开挖轮廓线位移量越大，越远位移量越小，如图 10 的 3.5 m 深度处位移量很小，整个爆破过程中此处基本没有发生移动，而深度 0.5 m 处的位移达到了 -18.56 mm。图 9 的基本规律与此相同，但不同深度处围岩的位移量与此却不完全相同，如图 9 的 3.5 m 深度处位移量是 -2.3 mm，较图 10 中相同深度处的位移量要大；0.5 m 深度处位移量是 -13.85 mm，又小于图 10 中相同深度处的位移量。即左侧中夹岩墙上损伤岩体的累计位移量较右侧要大，但左侧中夹岩墙上发生明显位移的范围要小于右侧。由此可见，进一步验证了声波监测的结论，推进式往复爆破作业的双侧壁导坑法开挖时，单循环进尺越小、装药量越小，岩体的累计损伤范围越小，但损伤岩体的位移量更大，所以

损伤程度也更大。

可见，双侧壁导坑法开挖的大断面隧道，控制岩体的损伤程度和损伤范围是相互矛盾的，在控制损伤程度的同时，必然带来损伤范围的增大，在控制损伤范围的同时，必然带来损伤程度的增大，所以工程实践中应该权衡两者的利弊，来折中确定最优方案。

由图 9、10 所示的位移量和爆破次数的曲线可以看出，当位移量显著变大时，曲线呈现阶梯状下降，即爆破后第 1 次监测时位移量变化大，而下一次爆破之前进行的第 2 次监测位移基本没有发展，由此可见，围岩的内部位移都是爆破时发生的，两次爆破之间岩体基本没有发生位移。跟踪监测结果表明，围岩内部位移已经呈现明显的收敛趋势，施工初期支护后围岩内部位移没有再发展，而变得稳定。

5 优化计算

Yang^[28]，HAO^[29-30]等人的研究表明，岩体中的等效体积拉应变是决定微裂纹是否激活和扩展的重要参考指标，岩体爆破损伤是应力和荷载作用时间的函数，即各向异性岩体爆破损伤模型。笔者通过 FISH 语言在 UDEC 软件中实现了此各向异性岩体爆炸损伤模型。其二维 UDEC 计算模型如图 11 所示。

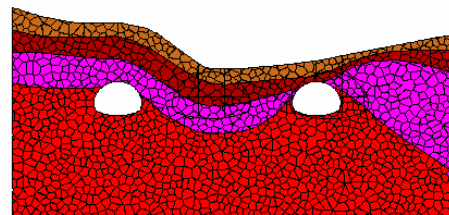


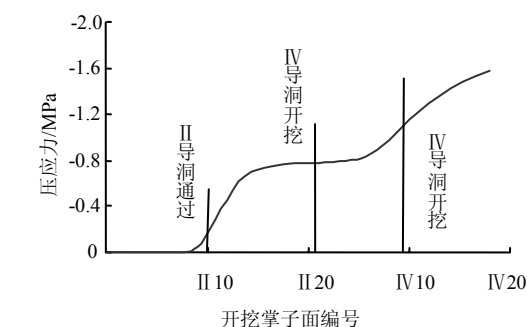
图 11 围岩损伤范围数值计算模型
Fig.11 Computational model of surrounding rock damage range

其岩体主要参数如表 5 所示。

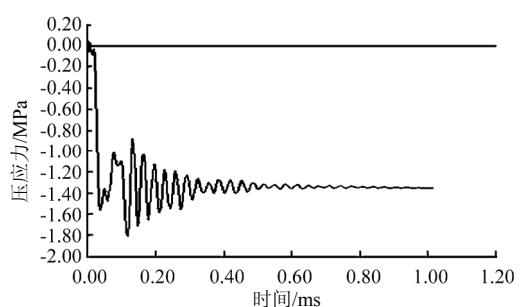
表 5 岩体计算参数	
Table 5 Computational parameters of rock	
参数	微风化花岗岩
密度/(kg/m ³)	2 700
体积模量/GPa	41
剪切模量/GPa	25
黏聚力/MPa	20.7
摩擦角/(°)	55
静态抗拉强度/MPa	5.3
泊松比 ν	0.213

将现场监测的岩体损伤范围和围岩内部位移插入此模型，反分析得到如下的模型参数： β_i 值均取 $2(i=1,2,3)$ ； α_1 取 4.81×10^{10} ， α_2 取 3.58×10^{10} ， α_3 取 3.27×10^{10} 。损伤门槛值取 $D_{min} = 0.2$ 。

在地下隧道工程中，围岩变形及支护结构的受力状态是隧道稳定性的直接表现。通过以上模型可以分别计算左侧 II、IV 导洞，右侧 I、III 导洞开挖通过监测断面过程的围岩压力变化，图 12 是左侧导洞开挖时围岩压力与开挖掌子面间的关系曲线：



(a) 围岩压力变化曲线图（压应力为负）



(b) IV 导洞开挖通过时围岩压应力时程曲线

图 12 围岩压应力曲线

Fig.12 Stress curve of surrounding rock

由图 12 (a) 所示，当 II、IV 导洞的开挖掌子面通过监测断面时，断面上的围岩压力显著增大，最终围岩最大压应力达到 -1.58 MPa，图 12 (b) 是 IV 导洞开挖通过监测断面时围岩压应力的时程曲线，此时的围岩压力达到 -1.28 MPa。

通过以上模型计算得到既有隧道围岩支护结构的状态如图 13 所示。

由图 13 可知，既有隧道的支护结构及界面完好，没有发生失效情况。

应用同样的方法计算得到右侧 I、III 导洞爆破开挖通过监测断面过程的围岩压力变化情况，其最大压应力为 -0.67 MPa，压应力小于左侧的 -1.58 MPa，但变化趋势与图 12 (a) 相似，同样是当开挖掌子面通过监测断面时压应力变化最大。既

有隧道围岩支护结构的状态如图 14 所示。

图 14 表明，既有隧道迎爆侧的大部分锚杆及界面已经失效，提供的支护抗力大幅降低，极大的威胁既有隧道的安全运营。

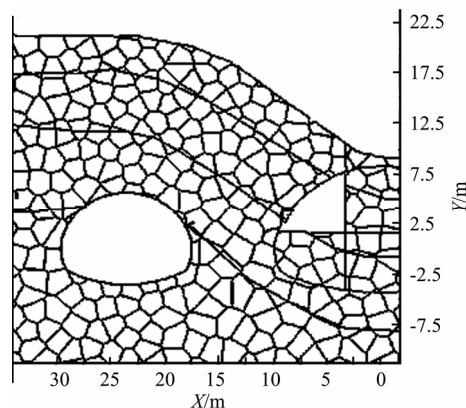


图 13 支护结构及界面状态

Fig.13 Support structure and interface state

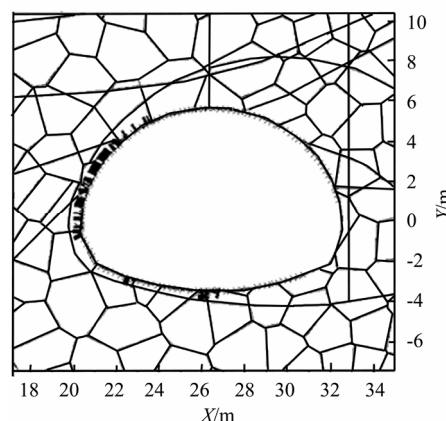


图 14 支护结构及界面状态（红色部分为失效部分）

Fig.14 Support structure and interface state

因此，当隧道以 0.8 m 的单循环进尺爆破开挖时，围岩损伤程度较大，导致新建隧道的围岩压力较高，但既有隧道的支护结构及界面完好，没有发生显著的失效；相反，当隧道以 1.6 m 的单循环进尺爆破开挖时，围岩损伤程度较小，新建隧道的围岩压力也较小，但既有隧道的支护结构及界面显著失效，能够提高的支护抗力显著下降，影响支护结构的支护效果。

鉴于以上事实，用同样的方法进行一系列数值计算，模拟不同开挖进尺（装药参数与 0.8 m 进尺时成比例）时围岩的损伤和既有隧道的安全状态。经过一系列的数值计算，当开挖进尺为 1.32 m 时，其损伤范围、压应力变化情况和既有隧道支护结构的安全状态分别如图 15~17 所示。

由图可知，围岩的损伤范围为 3.4 m，小于岩

墙厚度的 1/2; 最大压应力为-0.99 MPa, 小于新建隧道初期支护所能提供的压应力-1.2 MPa^[31]; 既有隧道的支护结构及界面处于失效与起作用的临界状态。

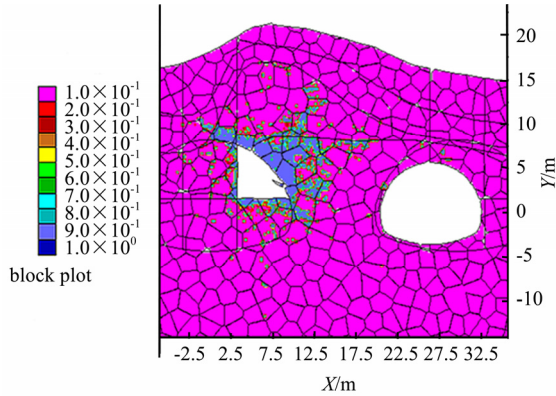


图 15 岩体损伤范围图

Fig.15 Damage scale of rock mass

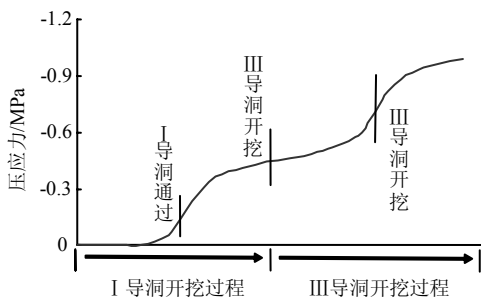


图 16 围岩压力曲线图(压应力为负)

Fig.16 Stress curve of surrounding rock

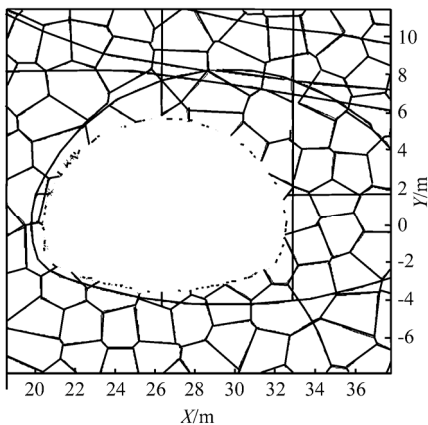


图 17 支护结构及界面状态

Fig.17 Support structure and interface state

计算结果表明, 1.32 m 的单循环开挖进尺是比较理想的。但综合既有隧道的安全状况、新建隧道施工、支护参数等因素, 提出优化后的单循环开挖进尺是 1.2 m, 其装药参数取进尺 1.6 m 时的 3/4, 炮眼布置方式不变。

隧道 V 级围岩段开挖的工程实践证明, 按照优化后的方案施工, 既保证了既有隧道的安全畅通, 又实现了新建隧道围岩变形的可控, 支护结构具有足够的安全储备, 同时又最大程度加快了施工进度, 节约了工期。

6 结论

(1) 推进式往复爆破作业的双侧壁导坑法开挖的隧道必然导致围岩产生一定程度的损伤、破坏, 尤其是隧道间的中夹岩岩墙, 但损伤的围岩并不意味着完全失稳, 只要将围岩的损伤控制在一定的程度和范围内, 损伤的围岩在成拱效应、竖向荷载、内摩擦和初期支护等因素综合作用下, 仍具有一定的强度, 可以承担一定的荷载。

(2) 双侧壁导坑法开挖的大断面隧道, 越靠近开挖轮廓线, 岩体的损伤程度越大, 位移量也越大, 越远越小, 并且其变化呈现非线性规律。

(3) 双侧壁导坑法开挖的大断面隧道, 导洞开挖的单循环进尺越小, 相应的炸药用量也越小, 累计爆破的次数就越多, 开挖轮廓线附近岩体的累计损伤程度就越大, 位移量也越大, 但损伤岩体的损伤范围却较小。相反, 导洞开挖的单循环进尺越大, 相应的炸药用量也越大, 累计爆破次数就越少, 损伤岩体的损伤程度也越小, 但岩体的损伤范围却较大。

(4) 双侧壁导坑法开挖的大断面隧道, 控制岩体的损伤程度和损伤范围是相互矛盾的, 通过减少单循环开挖进尺来减少炸药用量, 进而减少爆破震动速度, 只能控制岩体的损伤范围, 但多次的重复爆破导致损伤岩体的损伤程度更大; 相反, 通过适当加大单循环开挖进尺来控制损伤程度, 则过大的爆破震动速度会导致损伤范围更大, 所以工程实践中, 应根据实际工程的特点, 开展相关的研究工作。

(5) 利用现场监测数据, 通过在 UDEC 软件中实现的岩体各向异性爆破损伤模型, 计算导洞推进式开挖全过程围岩压力的变化和既有隧道支护结构的支护状态, 综合考虑既有隧道的安全状况、新建隧道施工、支护参数等因素, 提出优化后的单循环开挖进尺是 1.2 m。

参考文献

[1] 蒋树屏. 我国公路隧道建设技术的现状及展望[J]. 交通世界, 2003, (2): 22-27.
JIANG Shu-ping. Present situation and for China highway tunnel construction technique[J]. **Transport**

- World**, 2003, (2): 22—27.
- [2] 黄拔洲, 陈少华, 秦峰. 小净距隧道在京福高速公路上的实践[J]. 重庆大学学报, 2003, 26(10): 19—22.
HUANG Ba-zhou, CHEN Shao-hua, QIN Feng. Development of parallel tunnels with super-small clear space in Beijing—Fuzhou Freeway Engineering[J]. **Journal of Chongqing University**, 2003, 26(10): 19—22.
- [3] 夏才初, 龚建伍, 唐颖. 大断面小净距公路隧道现场监测分析研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(1): 44—50.
XIA Cai-chu, GONG Jian-wu, TANG Ying. Study On Site Monitoring Of Large-Section Highway Tunnels With Small Clear Spacing[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(1): 44—50.
- [4] 刘艳青, 钟世航. 小净距并行隧道力学状态试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 15(9): 590—594.
LIU Yang-qing, ZHONG Shi-hang. Experimental study on mechanical characteristics of twin tunnels with small spacing[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2000, 15(9): 590—594.
- [5] SWOBODA G, MOUSSA A. Numerical modeling of shotcrete and concrete tunnel linings[C]//Proceedings of the International Congress on Tunneling and Ground Conditions. Cairo, Egypt: A. A. Balkema, 1994: 427—439.
- [6] 孙钧, 侯学渊. 地下工程[M]. 北京: 科学出版社, 1988.
- [7] 周江天. 四连拱隧道围岩稳定性分析[J]. 工程力学, 2000, (增): 604—610.
ZHOU Jiang-tian. Analysis of the surrounding stability of four multiple-arch tunnel[J]. **Engineering Mechanics**, 2000, (Supp): 604—610.
- [8] 李利平, 李术才, 张庆松. 浅埋大跨隧道现场试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(7): 3555—3571.
Li Li-ping, LI Shu-cai, ZHANG Qing-song. In-situ testing study of shallow-buried large-span tunnel[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(7): 3555—3571.
- [9] 高璋生. 软弱围岩条件下的大断面小净距浅埋隧道施工方案研究[J]. 福建建设科技, 2007, (2): 5—6.
GAO Zhang-sheng. Construction scheme research for large section low net-distance and shallow tunnel under weakened surrounding-rock condition[J]. **Fujian Construction Science and Technology**, 2007, (2): 5—6.
- [10] 丁文其, 王晓彤, 李志刚, 等. 龙山浅埋大跨度连拱隧道施工方案优化分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(22): 4042—4047.
DING Wen-qi, WANG Xiao-xing, LI Zhi-gang, et al. Optimal analysis of construction schemes for shallow large span Longshan twin tunnel[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(22): 4042—4047.
- [11] 梁巍, 黄明利. 大跨度隧 CRD 法穿越含水软弱层沉降变形控制[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增 2): 3738—3742.
LIANG Wei, HUANG Ming-li. Subsidence and deformation control of large-span tunnel in water-bearing unfavorable geological conditions with CRD method[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(Supp.2): 3738—3742.
- [12] 涂碧海, 李正文, 冯金海. CRD 法在大跨度隧道掘进中的应用[J]. 中国市政工程, 2005, (5): 39—41.
TU Bi-hai, LI Zheng-wen, FENG Jin-hai. The application of CRD construction method to large-section tunnel[J]. **China Municipal Engineering**, 2005, (5): 39—41.
- [13] 黄明琦, 付贤伦, 李云超. 大断面海底隧道软弱地层 CRD 法施工稳定性控制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增 2): 3084—3089.
HUANG Ming-qi, FU Xian-lun, LI Yun-chao. Study on stability control of large-section subsea tunnels in weak strata by CRD construction method[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(Supp.2): 3084—3089.
- [14] 郝小苏, 金露, 何远康. 双向八车道公路隧道双侧壁导坑法施工优化[J]. 现代交通技术, 2008, 5(1): 61—64.
HAO Xiao-su, JIN Lu, HE Yuan-kang. Highway tunnel construction optimization of double-side drift method[J]. **Modern Transportation Technology**, 2008, 5(1): 61—64.
- [15] 黄伦海. 双洞八车道公路隧道施工方案研究[J]. 公路, 2005, (9): 206—211.
HUANG Lun-hai. A study on construction schemes of highway twin tunnel with eight traffic lanes[J]. **Highway**, 2005, (9): 206—211.
- [16] 袁勇, 王胜辉, 杜国平, 等. 双连拱隧道支护体系现场监测试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(3): 480—485.
YUAN Yong, WANG Sheng-hui, DU Guo-ping, et al. In-situ testing study on lining system of double-arched tunnel[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(3): 480—485.

- [17] 刘明贵, 张国华, 刘绍波, 等. 大帽山小净距隧道群中夹岩累计损伤效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(7): 1363—1370.
LIU Ming-gui, ZHANG Guo-hua, LIU Shao-bo, et al. Study of accumulative damage effect of interlaid rock in Damaoshan Tunnel Groups with small clear spacing[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2009, 28(7): 1363—1370.
- [18] 张国华, 陈礼彪. 大断面隧道爆破开挖围岩损伤范围试验研究及数值计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(8): 1610—1619.
ZHANG Guo-hua, CHEN Li-biao. Numerical Simulation and experimental study of damage range of surrounding rock in large tunnel under Blasting excavating[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2009, 28(8): 1610—1619.
- [19] ORIAD L L. The scale of effects in evaluating vibration damage potential[C]//Proceedings of the 15th Annual Conference on Explosives and Blasting Research. International Society of Explosives Engineers. New Orleans: LA, 1989: 161—176.
- [20] LAW T M, MAY J, SPATHIS A T, Du plessis, et al. Blast damage and blast dilution control: the application of bulk emulsion systems at the WMC St Ives junction mine[J]. **Fragblast**, 2001, 5 (1—2): 1—20.
- [21] DOUCET C, CAMERON A, LIZOTTE Y. The effects of rock mass characteristics on fragmentation in controlled blasting experiments in small development headings[J]. IN: ISEE's 22nd Annual Conference, Orlando:[s. n.], 1996: 1—11.
- [22] VILLAESCUSA E, ONEDERRA L, SCOTT C. Blast induced damage and dynamic behaviour of hangingwalls in bench stoping[J]. **Fragblast**, 2004, 8(1): 23—40.
- [23] RAMULU M, CHAKRABORTY A K, G.SITHARAM T. Damage assessment of basaltic rock mass due to repeated blasting in a railway tunneling project—A case study[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2008, in press.
- [24] 朱传云, 卢文波. 三峡工程临时船闸与升船机中隔墩爆破安全判据的研究[J]. 爆炸与冲击, 1998, 18(4): 375—380.
ZHU Chuan-yun, LU Wen-bo. Blasting safety criterion for the rock wall between temporary shiplock and shiplift in the Three Gorges Project[J]. **Explosion and Shock Waves**, 1998, 18(4): 375—380.
- [25] 李俊如, 夏祥, 李海波, 等. 核电站基岩爆破开挖损伤区研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增 1): 4674—4678.
LI Jun-ru, XIA Xiang, LI Hai-bo, et al. Study on blast-induced bedrock damage extension for a nuclear power station project[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(Supp.1): 4674—4678.
- [26] 夏祥, 李俊如, 李海波, 等. 广东岭澳核电站爆破开挖岩体损伤特征研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(12): 2510—2516.
XIA Xiang, LI Jun-ru, LI Hai-bo, et al. Study on damage characteristics of rock mass under blast load in ling'ao nuclear power station Guangdong province[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(12): 2510—2516.
- [27] KRAJEINOVIE D. Continuum damage mechanics[J]. **Appl. Mech. Rev.**, 1984, 37(1): 1—32.
- [28] YANG R, BAWDEN W F, KATSABANIS P D. A new constitutive model for blast damage[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts**, 1996, 33(3): 245—254.
- [29] HAO H, MA G W, ZHOU Y X. Numerical simulation of underground explosion[J]. **International Journal of Blasting and Fragmentation**, 1998, 2(5): 383—395.
- [30] HAO H, WU C Q. Scaled-distance relationship for chamber blast accident in underground storage of explosives[J]. **International Journal of Blasting and Fragmentation**, 2001, 5(1/2): 57—90.
- [31] 福建省交通规划设计研究院. 泉厦高速公路扩建工程大帽山隧道(A8 标段)两阶段施工图设计[R]. 福州: 福建省交通规划设计研究院, 2008.