

大断面隧道爆破开挖围岩损伤范围 试验研究及数值计算

张国华¹, 陈礼彪², 夏祥¹, 刘明贵¹, 李祺^{1,3}

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 福建省高速公路建设总指挥部, 福建 福州 350001;
3. 武汉中科智创岩土技术有限公司, 湖北 武汉 430071)

摘要: 结合大帽山大断面隧道群的现场声波监测, 研究推进式往复爆破作业的双侧壁导坑法施工的大断面隧道的围岩累积损伤范围, 声波监测结果表明, 在推进式的多次爆炸荷载作用下, 围岩将产生一定程度和范围的损伤; 侧壁围岩的累积损伤范围主要由与其齐平的导洞 I 的开挖掌子面爆破决定; 其损伤范围随着导洞 I 开挖掌子面的接近而逐渐增大, 当两者齐平时围岩的损失范围达到最大; 但当导洞 I 开挖掌子面逐渐远离和导洞 III 爆破开挖通过时, 围岩的损伤范围并没有扩大, 仅导致损伤围岩的损伤程度增大。基于此, 在模拟推进式往复爆破荷载作用下围岩的损伤范围时, 用与监测断面齐平的单次爆破近似表示推进式的多次爆破, 通过 DYN4 软件将此决定围岩损伤范围的振动速度转化为爆炸压力, 再将爆炸压力传递给用 UDEC 软件实现的各向异性岩体损伤模型, 通过与声波监测结果对比, 此方法可以较好地模拟推进式往复爆破荷载作用下围岩的累积损伤范围, 并可为类似工作提供参考和借鉴。

关键词: 隧道工程; 大断面隧道; 双侧壁导坑法; 爆破; 损伤范围; 声波波速试验; 数值模拟

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2009)08 - 1610 - 10

NUMERICAL SIMULATION AND EXPERIMENTAL STUDY OF DAMAGE RANGE OF SURROUNDING ROCK IN LARGE TUNNEL UNDER BLASTING EXCAVATION

ZHANG Guohua¹, CHEN Libiao², XIA Xiang¹, LIU Minggui¹, LI Qi^{1,3}

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. Fujian Provincial Expressway Construction Headquarters, Fuzhou, Fujian 350001, China; 3. Wuhan RSM Intelligence Geotechnique Co., Ltd., Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: Based on the in-situ monitoring of acoustic velocity in Damaoshan Tunnel with large section, accumulative damage range of surrounding rock is studied in tunnel with large section excavating with two side-wall pilot tunnel method of the advancing to-and-fro blasting operations. Monitoring results of acoustic velocity show that surrounding rock will cause damage at a certain degree and range in advancing to-and-fro blasting load operations. The accumulative damage range of surrounding rock is mainly determined by the blasting of excavating face of pilot tunnel I which is parallel to it. The range increases with the approaching of excavating face of pilot tunnel I, and reaches the maximum value when the two are flushed. However, when the excavating face of pilot tunnel I gradually moves away and the blasting of pilot tunnel III starts to get through, it only leads to

收稿日期: 2009 - 04 - 23; **修回日期:** 2009 - 05 - 19

作者简介: 张国华(1980 -), 男, 2005年毕业于中国地质大学环境工程专业, 现为博士研究生, 主要从事岩土工程监测及检测方面的研究工作。E-mail: zgh8660@126.com

the increase of damage degree; the damage range of surrounding rock does not expand. Therefore, when simulating the damage range of surrounding rock in advancing to-and-fro blasting load operations, single blasting parallel to monitoring section can be simulated as repeated to-and-fro blasting vibrations approximately. The vibration velocity which determines the damage range of surrounding rock can be transformed into explosion pressure through software DYNA; and then the pressure can be transferred to anisotropic damage model of rock realized by UDEC software. Compared with monitoring results, this method can better simulate the accumulative damage range of surrounding rock in advancing to-and-fro blasting load operations so as to provide for reference in similar engineering projects.

Key words: tunnelling engineering; tunnel with large section; two side-wall pilot tunnel method; blasting; damage scale; acoustic velocity experiment; numerical simulation

1 引言

爆破以其经济、高效、快捷的特点广泛应用于矿山开采、地下交通工程、水利水电工程和核电基础的开挖中,然而爆破施工在造成爆区岩体破碎和剥离的同时,不可避免地造成近区岩体的扰动和损伤,以及中远区岩体的振动等危害。推进式往复爆破作业时岩体的损伤效应更为突出,如大断面隧洞双侧壁导坑法爆破开挖时围岩的扰动损伤,核电基础爆破时下卧基岩的扰动损伤。损伤岩体的力学性能劣化,强度降低、完整性变差,从而对岩体的安全稳定造成威胁。因此正确分析爆炸荷载作用下岩体特征进而采取合理的控制方式是工程中关注的问题^[1]。

大断面隧道由于形状扁平,开挖后围岩稳定性变差^[2];围岩应力更集中,松弛压力更大^[3];支护结构所能提供的承载力相对减小^[4]。基于以上特点,目前在岩质大断面隧道中应用较多的工法是单侧壁导坑法^[5~7]和双侧壁导坑法^[8,9]。其中,双侧壁导坑法是将整个开挖断面分成 6 个导洞分部掘进,即一导洞开挖掘进若干米后另一导洞再开挖跟进,因此隧道周边的围岩遭受推进式往复的爆破荷载作用。

关于爆破导致岩体的损伤, U. Langefors 等^[10,11]早在 20 世纪 60~70 年代就有所研究,认为爆炸导致岩体损伤的主要原因是爆炸应力波的传播、反射以及相互之间的作用使岩体的裂纹激活、扩展。T. Kawamoto 等^[12,13]研究认为,宏观上损伤力学理论将岩体视为具有原始缺陷的连续材料,即岩体是包括很多裂隙的连续体,损伤可以看作由于爆炸作用使原有裂隙张开、扩展,从而导致岩体力学性能的

“劣化”。岩体的宏观缺陷与岩石细观损伤存在密切关系,而损伤变量是两者间相互联系的纽带,是岩体损伤力学定量分析的前提^[14,15]。基于以上认识,很多学者对爆炸荷载作用下岩体损伤变量的定义、损伤模型、损伤演化和损伤特性进行了研究,比较有代表性的成果有 Sandia 实验室提出的 NAG-FRAG 和 BCM 岩体损伤模型; D. E. Grady 等^[16~18]提出的 GK 模型,即各向同性损伤模型,该模型是采用一个标量描述被拉应力激活的微裂纹所引起的岩石刚度的劣化;后来 L. M. Taylor 等^[19]提出 TCK 模型,该模型对爆炸荷载作用下岩体的损伤分布特征进行分析,并将损伤变量以概率的形式耦合到动态本构方程中,研究了岩体在体积拉伸荷载下的动态响应; J. S. Kuszmaul^[20]提出 KUS 模型,该模型考虑高密度微裂纹的屏蔽作用,即在裂纹的激活率中考虑了由于损伤引起的裂纹减少;以上模型都是通过裂纹密度来定义岩体的损伤变量, Q. Liu 和 P. D. Katsabanis^[21]研究认为只有当体积应变和作用时间都大于某一临界值时裂纹才有可能激活,损伤才有可能发生;而 W. Zhang 等^[22~25]在此基础上,充分考虑岩体内部的节理、裂隙等不连续面,将岩体看做具有初始损伤的连续体,通过等效的岩体性质,提出岩体在爆炸荷载作用下的各向异性损伤模型,并通过数值方法实现了岩体损伤的模拟。

以上关于爆破导致岩体损伤的模型及其数值模拟都是在单孔装药,单次爆破等较简单、较理想的情况下提出并实现的,而对于像双侧壁导坑法施工的大断面隧道,在推进式、往复的多次爆炸荷载作用下岩体的累积损伤状态少有人做相关的研究工作。国外, L. L. Oriard 等^[26,27]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; C. Doucet 等^[28-30]通过滑动测微计和钻孔摄像等方法定性的监测隧道推进式多次爆破后围岩的损伤情况。国内, 夏祥等^[1, 31, 32]通过多次爆破前后声波波速的变化率, 分别开展三峡临时船闸和核电基础开挖岩体的损伤特性研究。

本文以大帽山大断面小净距隧道群现场监控量测、试验为依据, 研究大断面隧道在推进式往复爆破荷载作用下围岩的累积损伤范围。利用现场声波监测的基本结论, 和已有岩体损伤的研究成果, 引入爆炸荷载作用下岩体的各向异性损伤模型, 通过 DYNA、UDEC 软件模拟分部开挖时侧壁围岩的累积损伤范围。

2 大帽山隧道群概况

2.1 工程概况

大帽山隧道群的工程概况见刘明贵等^[33]的研究。其断面如图 1 所示:

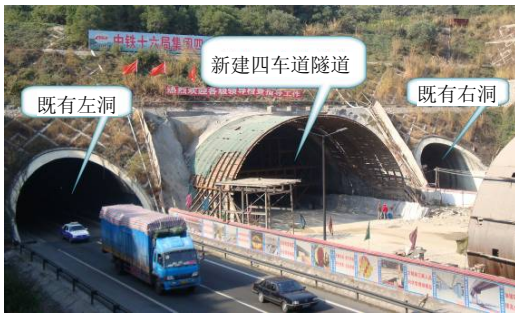


图 1 大帽山隧道群断面图

Fig.1 Designing sectional drawing of Damaoshan tunnel group

2.2 施工概况

新建四车道隧道采用新奥法设计和施工, 钻爆法开挖。关于隧道开挖工艺、施工步序、支护参数、导洞 I 的爆破参数及爆孔布置请参见刘明贵等^[33]的研究。

导洞 III 的爆破参数及爆孔布置分别如表 1 及图 2 所示(图中, 830×6 表示孔间距为 830 mm, 孔数为 6 个)。

按照以上的爆破参数及炮眼布置形式, 每次爆破均分 7 段起爆。I, III 导洞在爆破掘进过程中始终保持爆破参数不变, 单循环开挖进尺均为 1.2 m。

3 监测方案及结果

3.1 监测方案

表 1 导洞 III 爆破开挖参数表

Table 1 Blasting parameters of pilot drift III

| 炮眼名称 | 眼深/m | 炮眼个数/个 | 总装药量/kg | 雷管段数 | 爆破序号 |
|-------|------|--------|---------|------|------|
| 拾炮眼 1 | 1.4 | 6 | 2.40 | 1 | 1 |
| 拾炮眼 2 | 1.4 | 10 | 4.00 | 3 | 2 |
| 拾炮眼 3 | 1.2 | 10 | 3.00 | 5 | 3 |
| 拾炮眼 4 | 1.2 | 10 | 3.00 | 7 | 4 |
| 拾炮眼 5 | 1.4 | 9 | 2.70 | 9 | 5 |
| 二台眼 | 1.4 | 14 | 4.20 | 11 | 6 |
| 周边眼 | 1.6 | 16 | 4.80 | 13 | 7 |
| 合计 | | 75 | 24.10 | | |

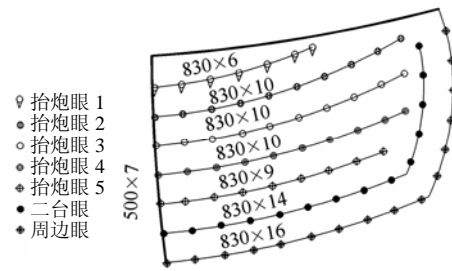
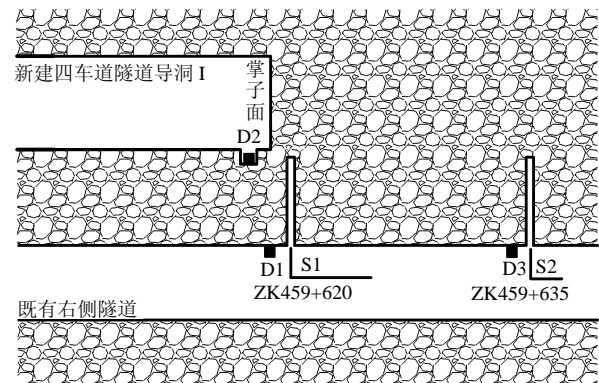


图 2 III 导洞炮眼布置图

Fig.2 Blasting hole arrangement of pilot drift III

根据隧道的空间布局及施工组织, 共设置 2 个监测断面, 里程分别为 ZK459+620, ZK459+635, 每个断面上布设有声波监测孔和爆破振动监测点。声波监测孔由既有右洞的拱肩处向下倾斜指向新建隧道, 声波孔编号分别为 S1 和 S2, 声波孔孔底距新建隧道的开挖轮廓线均为 0.5 m, 孔径为 50 mm, 声波孔的实际深度分别为 10.3 m 和 7.2 m。

爆破振动监测点采用两种方式布设, 当导洞 I 的开挖掌子面没有开挖到监测断面时, 爆破振动监测点布设在既有隧道的迎侧边墙上, 如图 3 所示



(a)

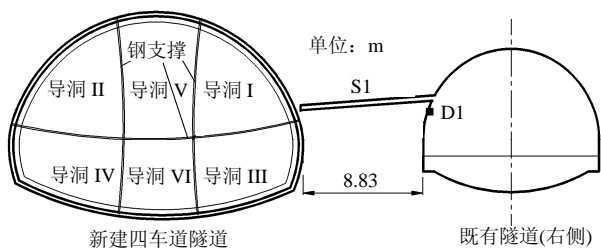


图 3 断面监测点埋设剖面图

Fig.3 Arrangement profile of sectional monitoring points

的振动监测点 D1 和 D3; 当开挖掌子面通过监测断面后, 爆破振动监测点与监测断面里程相同的新建隧道上, 如振动监测点 D2, 监测当导洞 I 的爆破逐渐远离断面时的振动速度。其具体布置见图 3。

声波孔超前于开挖掌子面 10 m 以上提前布设, 成孔后测试的声波波速作为爆前波速, 影响区域内每次爆破后均进行声波波速监测, 当导洞 III 通过监测断面 10 m 以上时, 监测得到的声波波速作为爆后波速。声波波速监测每 10 cm 采样一次, 每次监测采样位置严格保持一致, 影响区域内每次爆破后均进行爆破振动监测。

3.2 振动监测结果

本文给出导洞 I, III 开挖通过断面 ZK459+620 时的振动速度, 详细结果如表 2 所示。

表 2 通过断面 ZK459+620 爆破振动速度

Table 2 Blasting vibration velocities when getting through cross-section ZK459+620

| 爆破次数/次 | 断面编号 | 导洞 I 断面里程 ZK459+ | 振动速度/(cm·s ⁻¹) | 爆破次数/次 | 断面编号 | 导洞 III 断面里程 ZK459+ | 振动速度/(cm·s ⁻¹) |
|--------|------|------------------|----------------------------|--------|-------|--------------------|----------------------------|
| 1 | I1 | 611.4 | 3.68 | 15 | III1 | 612.1 | 3.87 |
| 2 | I2 | 612.7 | 6.43 | 16 | III2 | 613.6 | 6.41 |
| 3 | I3 | 613.9 | 9.77 | 17 | III3 | 615.0 | 8.47 |
| 4 | I4 | 615.2 | 16.45 | 18 | III4 | 616.4 | 14.73 |
| 5 | I5 | 616.6 | 31.11 | 19 | III5 | 617.7 | 27.76 |
| 6 | I6 | 618.8 | 36.07 | 20 | III6 | 619.1 | 38.99 |
| 7 | I7 | 619.0 | 59.40 | 21 | III7 | 620.5 | 47.67 |
| 8 | I8 | 620.2 | 48.86 | 22 | III8 | 621.7 | 35.31 |
| 9 | I9 | 621.5 | 39.36 | 23 | III9 | 623.0 | 22.41 |
| 10 | I10 | 622.7 | 21.32 | 24 | III10 | 624.3 | 13.89 |
| 11 | I11 | 624.0 | 14.37 | 25 | III11 | 625.6 | 7.53 |
| 12 | I12 | 625.3 | 11.69 | 26 | III12 | 627.0 | 5.77 |
| 13 | I13 | 626.5 | 9.01 | | | | |
| 14 | I14 | 627.8 | 6.77 | | | | |

振动监测结果表明, 导洞 I 在爆破通过监测断面时, 最大爆破振动速度为 59.40 cm/s, 发生在掏槽孔的爆破上。其爆破振动速度波形如图 4 所示。

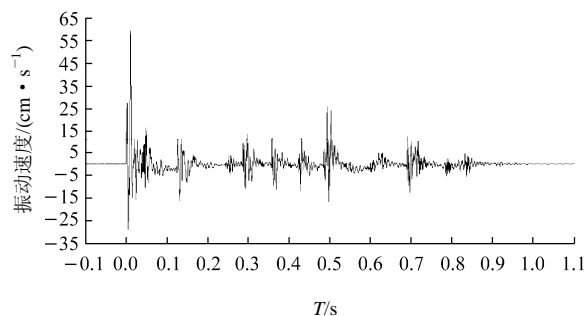


图 4 爆破振动速度波形

Fig.4 Wave of blasting vibration velocity

导洞 III 在爆破通过监测断面时, 最大振动速度为 47.67 cm/s, 发生在周边孔的爆破上。

3.3 声波监测结果

大帽山隧道埋深较浅, 原岩应力较低, 因此隧道开挖所致应力释放引起的围岩损伤与爆破所致围岩损伤相比可以忽略不计。

监测断面 ZK459+620 处声波监测孔 S1 爆破前后代表性的波速 - 深度曲线如图 5 所示。

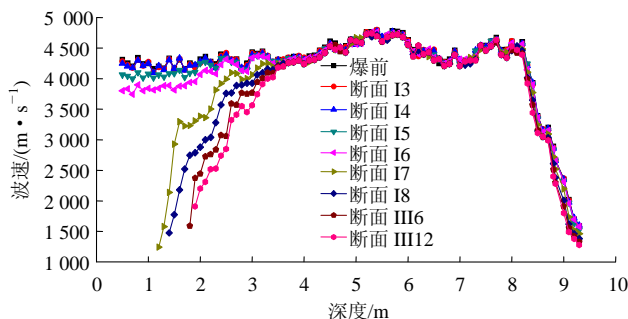


图 5 S1 爆破前后的波速 - 深度曲线图

Fig.5 Curves of wave velocity-depth of S1 before and after blasting

由图 5 可知, 爆前新建隧道的开挖轮廓线至 8.3 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, 强度较高; 8.4~9.3 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, 究其原因既是既有隧道爆破开挖时造成此段围岩的损伤破坏; 9.4~9.7 m 范围内没有采集到声波波形, 可能是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；9.8~10.3 m 范围内为既有隧道的混凝土二衬。

图 6 为监测断面 ZK459+620 处围岩爆破次数 - 损伤范围的关系曲线图。

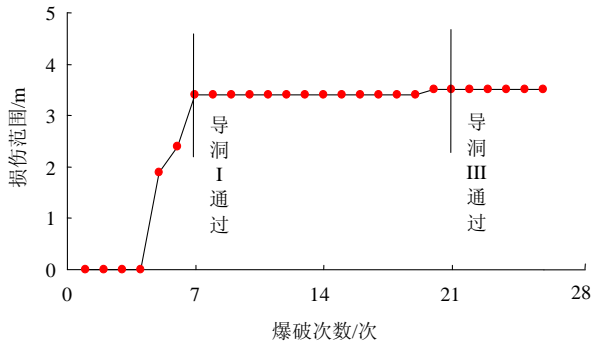
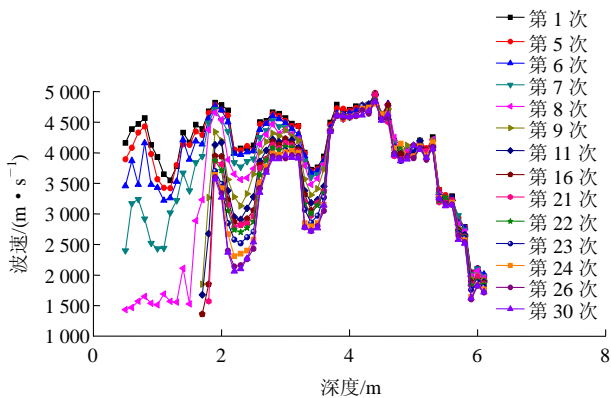


图 6 爆破次数 - 损伤范围曲线图
Fig.6 Curve of blasting times-damage range

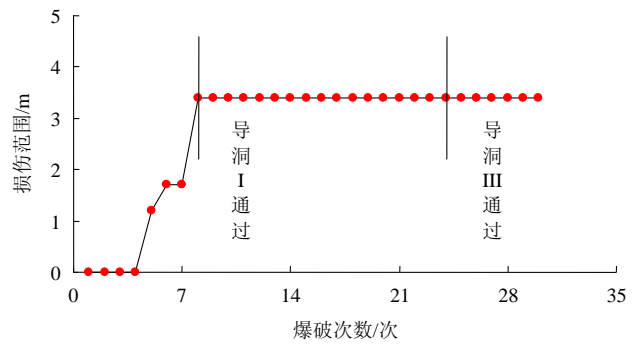
图 6 表明，声波监测孔 S1 处围岩的累积损伤范围为 3.5 m，且仅前 7 次的爆破造成岩体损伤范围逐渐扩大，以后的爆破岩体损伤范围并没有再增大，即伴随着开挖掌子面逐渐接近监测断面，断面处围岩损伤范围逐渐扩大，当两者齐平时损伤范围达到最大，当开挖掌子面逐渐远离监测断面和下侧 III 导洞爆破开挖时，声波孔 S1 处围岩的损伤范围并没有再次扩大，仅是损伤围岩的损伤程度在增大。

监测断面 ZK459+635 处声波孔 S2 爆破前后代表性的波速 - 深度曲线和损伤范围 - 爆破次数曲线如图 7 所示。

由图 7 可以看出声波孔 S2 爆破前后的波速 - 深度曲线与 S1 的变化趋势基本一致。声波监测孔 S2 所示的围岩累积损伤范围为 3.6 m，最大的损伤范围同样是在导洞 I 的开挖掌子面最接近监测断面时达到。



(a) 波速 - 深度曲线



(b) 损伤范围 - 爆破次数

图 7 S2 爆破前后的曲线图

Fig.7 Curves of S2 before and after blasting

4 数值计算模型及结果

监测结果表明，当导洞 I 的开挖掌子面与监测断面齐平时，围岩的爆破振动速度和损伤范围均达到最大，随着导洞 I 的开挖掌子面逐渐远离监测断面和后续导洞 III 的爆破开挖，围岩的损伤范围并没有扩大，仅是损伤围岩的损伤程度在增大。基于此，在模拟推进式往复爆破荷载作用下围岩的损伤范围时，可以用与监测断面齐平的单次爆破来近似表示推进式的多次爆破。

4.1 围岩损伤计算模型

数值计算将实际监测的决定围岩损伤范围的爆破振动速度输入 DYNA 软件，DYNA 软件将此振动速度转化为作用在围岩上的压力。然后，将此压力传递给用离散元程序 UDEC^[34]实现的各向异性岩体损伤模型，作为模型的输入动荷载，计算岩体的累积损伤范围。

按照统计断裂力学的观点，H. Hao 等^[24, 35~37]，研究表明，当单位岩体体积中微裂隙扩展到某一程度时岩体开始产生损伤，并随裂纹的不断扩张而累积，可以通过概率形式表示岩体裂纹的扩展过程。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；当岩体承受的荷载小于其静力强度时，岩体不会发生破坏；只有外荷载增大到超过静力强度后岩体中的裂纹才开始扩展。并且，如果一个岩体承受大于其静力强度的荷载，但荷载作用时间足够短，岩体也不会发生破坏。所以岩体爆破损伤是应力和荷载作用时间的函数。概括起来，对于岩体损伤有以下共识：

- (1) 如果施加的应力低于岩石的静力强度，岩

体不会发生破坏。

(2) 当应力大于岩石的静力强度时, 岩石的破裂需要一个过程。

以概率形式表示岩体损伤发展方程:

$$D_i = p_f = 1 - e^{-C_{di}^2} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (1)$$

式中: p_f 为岩体损伤破坏的几率; C_{di} 为 i 方向的裂纹密度, 表示单位体积 V_0 中包含的裂纹数。可以看出损伤参数 D_i 取值在 0 和 1 之间, 分别对应于完整、无损材料和裂纹充分发展的材料。裂纹密度定义如下:

$$C_{di} = \begin{cases} \alpha_i(\varepsilon_i - \varepsilon_{cri})\beta_i t & (\varepsilon_i > \varepsilon_{cri}) \\ 0 & (\varepsilon_i \leq \varepsilon_{cri}) \end{cases} \quad (2)$$

式中: α_i, β_i 均为材料常数; ε_i 是 i 方向的主应变(拉为正); ε_{cri} 为相对应的临界拉应变; t 为达到断裂应力所经历的时间。式(2)中主应变为岩体等效拉应变:

$$\bar{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle^2} \quad (3a)$$

式中: $\langle \rangle$ 为当方括号中的变量大于零时有效, 即

$$\langle \varepsilon_i \rangle = \frac{|\varepsilon_i| + \varepsilon_i}{2} \quad (3b)$$

对于材料常数 α_i, β_i 和 ε_{cri} , 需由岩体的动态裂纹特性决定, 一般地也可以通过岩体三轴拉伸试验结果得到。但实际中岩体三轴拉伸试验很难实现, 因为岩体在应力波作用下其主轴方向不仅发生拉伸应变, 同时也发生压缩应变。根据相关研究成果, 岩体的损伤往往由拉应变产生, 所以材料常数 α_i, β_i 和 ε_{cri} 可通过岩体单轴抗拉试验近似确定^[24, 35~37]。所以, 岩体临界拉应变可以通过单轴静态抗拉试验计算如下:

$$\varepsilon_{cri} = \frac{1 - 2\nu}{E_i} \sigma_{si} \quad (4)$$

式中: σ_{si} 为岩体在 i 方向的静态抗拉强度, E_i 为岩体材料的等效弹性模量, ν 为泊松比。

对于式(2), 将 i 方向的对应于岩体开裂应力的拉应变和裂纹密度分别记为 ε_{fi} 和 C_{dfi} , 则对应于岩体开裂应力的裂纹密度可表示为

$$C_{dfi} = \alpha_i(\varepsilon_{fi} - \varepsilon_{cri})\beta_i(t_i - t_{ci}) \quad (i = 1, 2, 3) \quad (5)$$

式中: t_i, t_{ci} 分别为岩体由初始状态达到开裂应力的所需要的总时间和由开裂应力对应的应变状态达

到临界状态时间, 且有

$$t_i = \frac{\varepsilon_{fi}}{\dot{\varepsilon}_i} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (6)$$

$$t_{ci} = \frac{\varepsilon_{cri}}{\dot{\varepsilon}_i} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (7)$$

式中: $\dot{\varepsilon}_i$ 为岩体单轴拉伸应变率。从而式(5)可以表示为

$$C_{dfi} = \alpha_i(t_i \dot{\varepsilon}_i - t_{ci} \dot{\varepsilon}_i)^{\beta_i} (t_i - t_{ci}) \quad (i = 1, 2, 3) \quad (8)$$

岩体由临界损伤状态到破裂状态的时间为

$$t = t_i - t_{ci} = \left(\frac{C_{dfi}}{\alpha_i} \right)^{\frac{1}{1+\beta_i}} \dot{\varepsilon}_i^{-\frac{\beta_i}{1+\beta_i}} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (9)$$

岩体破裂应力与对应的应变之间的关系为

$$\sigma_{fi} = \frac{E_i(1 - D_{fi})}{1 - 2\nu} \varepsilon_{fi} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (10)$$

根据式(4), (9), (10)得岩体损伤相关本构方程为

$$\sigma_{fi} = (1 - D_{fi})\sigma_{si} + \frac{E_i(1 - D_{fi})}{1 - 2\nu} \left(\frac{C_{dfi}}{\alpha_i} \right)^{\frac{1}{1+\beta_i}} \dot{\varepsilon}_i^{-\frac{1}{1+\beta_i}} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (11)$$

式中: D_{fi} 为材料破坏时的损伤变量。根据已有岩体损伤研究成果^[24, 35~38], 这里取 $\beta_i = 2; \alpha_1 = 4.81 \times 10^{10}, \alpha_2 = 3.58 \times 10^{10}, \alpha_3 = 3.27 \times 10^{10}$, 损伤门槛值 $D_{min} = 0.2$ 。

对于岩体动态抗拉强度, 由于缺乏相应的试验数据, 根据已有岩体损伤研究成果^[24, 35~38], 一般地认为, 岩石动态抗拉强度与静态抗拉强度之间存在如下关系: 可以通过单轴静态抗拉试验计算:

$$\sigma_{tdi} = \sigma_{si} \sqrt[3]{\dot{\varepsilon}_i} \quad (12)$$

式中: σ_{tdi} 为岩体在 i 方向的动态抗拉强度。 $\dot{\varepsilon}_i$ 在爆源附近较高, 可取为 $10^2 \sim 10^4 \text{ s}^{-1}$, 本文取为 10^3 s^{-1} 。

4.2 计算模型及参数

断面 ZK459+620 处的地层从地表向下依次为残积黏性土、强~微风化花岗岩。鉴于损伤范围的影响有限, 实际建模时并没有考虑地表残积黏性土层, 围岩损伤范围的二维 UDEC 计算模型如图 8 所示。

隧道导洞 I, II, III, IV 爆破开挖后, 其 UDEC 计算模型如图 9 所示。

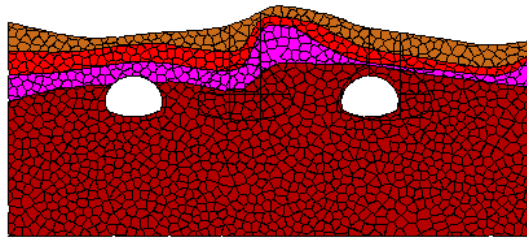


图8 围岩损伤范围数值计算模型

Fig.8 Computational model of surrounding rock damage range

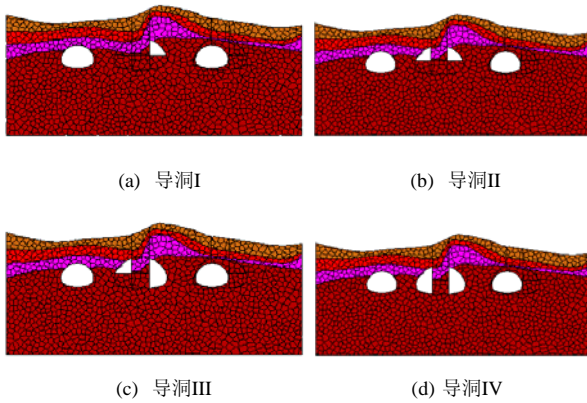


图9 导洞开挖后的数值计算模型

Fig.9 Computational models after excavation of pilot tunnel

鉴于现场声波监测结果反应的是位于侧壁的微风化花岗岩的累积损伤情况，因此，数值计算时假设整个隧道围岩均为微风化花岗岩。其主要岩体参数如表3所示。

表3 微风化花岗岩岩体计算参数

Table 3 Computational parameters of slightly weathered granite

| 密度 ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) | 体积模量 /GPa | 剪切模量 /GPa | 黏聚力 /MPa | 内摩擦 角/($^\circ$) | 静态抗 拉强度 /MPa | 泊松比 ν |
|---|--------------|--------------|-------------|-----------------------|--------------------|--------------|
| 2 700 | 41 | 25 | 20.7 | 55 | 5.3 | 0.213 |

岩体破裂强度判别值由式(12)计算得到，其值为 53 MPa。

4.3 计算结果及分析

当导洞 I 开挖通过监测断面 ZK459+620 时，最大爆破振动速度为 59.40 cm/s，将此速度输入 DYNA 软件，计算得到作用在围岩上的动荷载，其压应力 - 时间曲线如图 10 所示。

由图 10 可知，当爆破振动速度为 59.4 cm/s 时，洞壁围岩上的最大压应力值为 0.42 GPa。将此爆炸荷载输入 UDEC 软件中用 FISH 语言实现的各向异性岩体损伤计算模型，计算得到导洞 I 爆破开挖通过时，围岩损伤范围的计算结果，如图 11 所示。

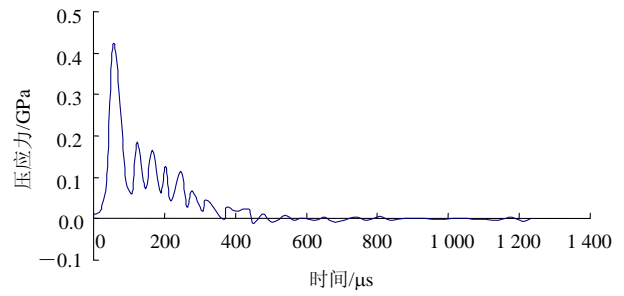
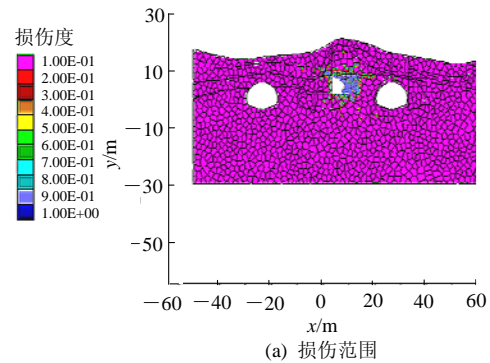
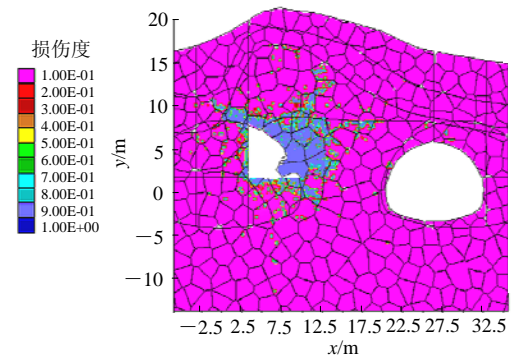


图10 岩体压应力 - 时间曲线

Fig.10 Compressive stress-time curve acting of rock mass



(a) 损伤范围



(b) 局部放大

图11 导洞 I 开挖后岩体损伤范围及局部放大图

Fig.11 Damage range and its of rock mass after excavation of pilot drift local amplification

当岩体损伤阈值取 0.2 时，图 11 表明，导洞 I 开挖通过后，侧壁围岩损伤范围约 3.4 m。此值与声波监测结果图 5 所示的 3.5 m 损伤范围基本吻合。

当导洞 II 开挖通过监测断面 ZK459+620 时，监测得到最大爆破振动速度为 68.9 cm/s，应用同样的方法计算得到此时围岩的损伤范围，如图 12 所示。

图 12 表明，当导洞 II 开挖通过后，左侧侧壁围岩的损伤范围为 4.1 m，与图 11 相比，此时导洞 I 侧壁围岩的损伤范围并没有增大。

当导洞 III, IV 开挖通过监测断面 ZK459+620 时，监测得到最大爆破振动速度分别为 47.7, 56.3

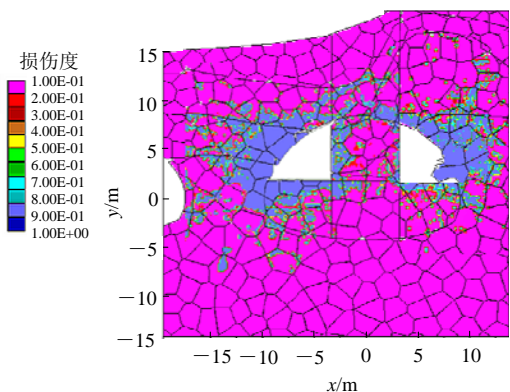


图 12 II 导洞开挖后岩体损伤范围图

Fig.12 Damage range of rock mass after excavation of pilot drift II

cm/s, 应用同样的方法计算得到围岩损伤范围分别如图 13, 14 所示。

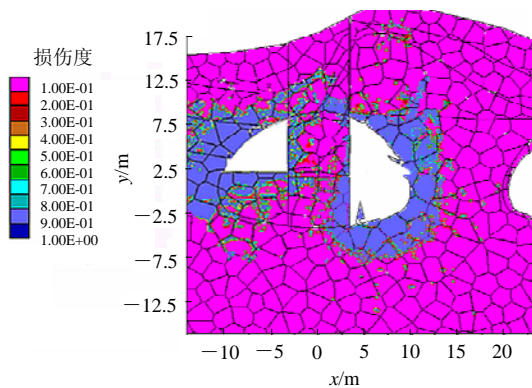


图 13 导洞 III 开挖后岩体损伤范围图

Fig.13 Damage range of rock mass after excavation of pilot drift III

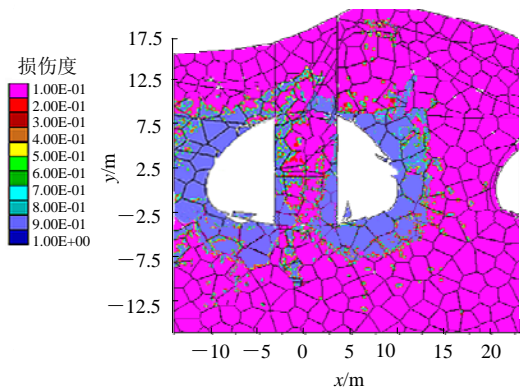


图 14 导洞 IV 开挖后岩体损伤范围图

Fig.14 Damage range of rock mass after excavation of pilot drift IV

由图 13 可知, 当导洞 III 开挖通过后, 其周边围岩的损伤范围约 3.2 m, 其上方导洞 I 周边围岩的损伤范围与图 11 相比并没有显著增大。由此可见,

数值计算结果表明, 导洞 I 周边围岩的损伤范围主要由导洞 I 的爆破开挖决定, 其下方导洞 III 的爆破开挖并不引起导洞 I 周边围岩损伤范围的显著增大, 此规律与前方声波监测结果相吻合。图 14 所示的损伤范围约 3.0 m, 其规律与图 13 基本相同。

断面 ZK459+620 处在全断面形成后, 隧道侧壁围岩的累计损伤状况如图 15 所示。

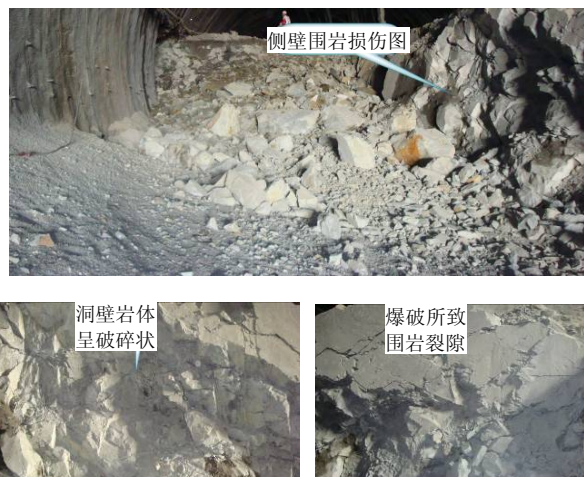


图 15 围岩累计损伤图

Fig.15 Accumulative damage of surrounding rock

图 15 表明, 隧道在全断面形成后, 侧壁围岩已发生明显的累积损伤, 爆炸所致裂隙纵横交错、广泛发育, 岩体变得更破碎。

应用此模型进行一系列的数值计算, 模拟不同爆破振动速度下, 围岩的累计损伤范围。将数值计算的结果与实际声波监测结果相比较, 得到如图 16 所示的计算与实测围岩损伤范围关系图。

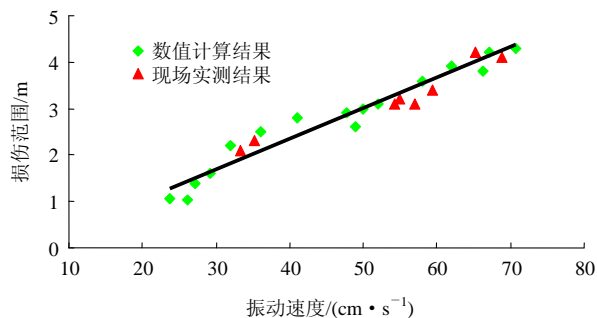


图 16 计算与实测围岩损伤范围图

Fig.16 Numerical and monitoring damage range of surrounding rock

图 16 表明, 数值计算的围岩损伤范围与现场声波监测结果基本吻合。由此可见, 推进式往复爆破

作业的双侧壁导坑法施工的大断面隧道,在围岩爆破振动速度监测的技术上,将决定围岩损伤范围的最大爆破振动速度输入此数值模型,可以很好地模拟并预测围岩的累计损伤范围。此研究方法和结论可为类似工程提供参考和借鉴。

5 结 论

通过大帽山隧道的现场声波监测和数值计算,得到以下基本结论:

(1) 声波现场监测结果表明,推进式往复爆破作业的双侧壁导坑法施工的大断面隧道,在推进式的多次爆破荷载作用下,侧壁围岩将产生一定程度和范围的累积损伤;侧壁围岩的损伤范围主要由与其齐平的掌子面爆破决定;侧壁围岩的损伤范围随着开挖掌子面(爆源)的接近而逐渐增大,当两者齐平时围岩的损伤范围达到最大;但当导洞 I 的开挖掌子面逐渐远离和导洞 III 爆破开挖通过时,围岩的损伤范围并没有扩大,爆破仅导致损伤围岩的损伤程度增大。

(2) 推进式往复爆破作业的双侧壁导坑法施工的大断面隧道,在研究围岩损伤范围时,可以用与监测断面齐平的爆破振动近似的表示推进式的往复的多次爆破。

(3) 围岩损伤范围数值计算结果表明,可以通过 DYNA 软件将决定围岩损伤范围的最大振动速度转化为爆炸压力,将此压力传递给用 UDEC 软件实现的各向异性岩体损伤模型,可以较好地模拟推进式往复爆破荷载作用下围岩的累积损伤范围。

参考文献(References):

- [1] 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): 2 510 - 2 517. (XIA Xiang, LI Junru, LI Haibo, et al, Study of damage characteristics of rock mass under blasting load in Ling'ao Nuclear Power Station, Guangdong Province[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(12): 2 510 - 2 517.(in Chinese))
- [2] SWOBODA G, MOUSSA A. Numerical modeling of shotcrete and concrete tunnel linings[J] International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1995, 32(3): 124.
- [3] 周江天. 四连拱隧道围岩稳定性分析[J]. 工程力学, 2000, 17(增): 604 - 610.(ZHOU Jiangtian. Analysis of the surrounding stability of four multiple-arch tunnel[J]. Engineering Mechanics, 2000, 17(Supp.): 604 - 610.(in Chinese))
- [4] 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(增 1): 3 565 - 3 571.(LI Liping, LI Shucai, ZHANG Qingsong. In-situ testing study on shallow-buried large-span tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(Supp1.): 3 565 - 3 571.(in Chinese))
- [5] 梁 巍, 黄明利. 大跨度隧道 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): 3 738 - 3 742.(LIANG Wei, HUANG Mingli. 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): 3 738 - 3 742.(in Chinese))
- [6] 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, 12(6): 39 - 41.(TU Bihai, LI Zhengwen, FENG Jinhai. The application of CRD construction method to large-section tunnel[J]. China Municipal Engineering, 2005, 12(6): 39 - 41.(in Chinese))
- [7] 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): 3 084 - 3 089.(HUANG Mingqi, FU Xianlun, LI Yunchao. 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): 3 084 - 3 089.(in Chinese))
- [8] 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 Xiaosu, JIN Lu, HE Yuankang. Highway tunnel construction optimization of double-sidewalls[J]. Modern Transportation Technology, 2008, 5(1): 61 - 64.(in Chinese))
- [9] 黄伦海. 双洞八车道公路隧道施工方案研究[J]. 公路, 2005, 34(9): 206 - 211.(HUANG Lunhai. A study on construction schemes of highway twin tunnel with eight travelled lanes[J]. Highway, 2005, 34(9): 206 - 211.(in Chinese))
- [10] LANGFORS U, KIHLLSTROAM B. The modern technique of rock blasting[M]. New York: John Wiley and Sons Inc., 1963.
- [11] HENDRON A J. Engineering of rock blasting on civil projects[C]// Structural and Geotechnical Mechanics: A Volume Honoring N. M Newmark. New Jersey: Prentice Hall, 1989: 242 - 277.
- [12] KAWMAOTO T, ICHIKAWA Y, KYOYA T. Deformation and fracturing behavior of discontinuous rock mass and damage mechanics theory[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1987, 12(1): 1 - 30.

- [13] KRAJACINOVIC D, FONSEKA G U. The continuous damage theory of brittle materials[J]. *Journal of Applied Mechanics*, 1981, 48(4): 809 - 815.
- [14] 高文学, 刘运通, 杨 军. 脆性岩石冲击损伤模型研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2000, 19(2): 153 - 156.(GAO Wenxue, LIU Yuntong, YANG Jun. A study on shock damage model of brittle rock[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2000, 19(2): 153 - 156.(in Chinese))
- [15] VALLIAPPAN S, MURTI V, ZHANG W H. Finite element analysis of anisotropic damage mechanics problems[J]. *Engineering Fracture Mechanics*, 1990, 35(6): 1 061 - 1 071.
- [16] GRADY D E. The mechanics of fracture under high-rate stress loading[C]// *Preprints of the William Prager Symposium on Mechanics of Geomaterials: Rocks Concretes and Soils*. Evanston: Northwestern University, 1985: 129 - 155.
- [17] GRADY D E, KIPP M E. Continuum modeling of explosive fracture in oil shale[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 1980, 17(2): 147 - 157.
- [18] GRADY D E, KIPP M E. Dynamic rock fragmentation[C]// *Fracture Mechanics of Rock*. London: Academic Press, 1987: 429 - 475.
- [19] TAYLOR L M, CHEN E P, KUSZMAUL J S. Microcrack-induced damage accumulation in brittle rock under dynamic loading[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 1986, 55(3): 301 - 320.
- [20] KUSZMAUL J S. A new constitutive model for fragmentation of rock under dynamic loading[C]// *Proceedings of the 2nd International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting*. Columbia: [s. n.], 1987: 412 - 423.
- [21] LIU Q, KATSABANIS P D. Development of a continuum damage model for blasting analysis[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 1997, 34(2): 217 - 231.
- [22] ZHANG W, VALLIAPPAN S. Continuum damage mechanics theory and application, part I: theory[J]. *International Journal of Damage Mechanics*, 1998, 7(3): 250 - 273.
- [23] ZHANG W, VALLIAPPAN S. Continuum damage mechanics theory and application, part II: application[J]. *International Journal of Damage Mechanics*, 1998, 7(3): 274 - 297.
- [24] HAO H, WU C, ZHOU Y. Numerical analysis of blasting-induced stress waves in a rock mass with anisotropic continuum damage models part 1: equivalent material property approach[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2002, 35(2): 79 - 94.
- [25] WU C Q, HAO H. Numerical prediction of rock mass damage due to accidental explosion in an underground ammunition storage chamber[J]. *Shock Waves*, 2006, 15(1): 43 - 54.
- [26] ORIAD L L. The scale of effects in evaluating vibration damage potential[C]// *Proceedings of the 15th Annual Conference on Explosives and Blasting Research*. New Orleans: [s. n.], 1989, 5(10): 161 - 176.
- [27] LAW T M, MAY J, SPATHIS A T, et al. Blast damage and blast dilution control: the application of bulk emulsion systems at the WMC St Ives Junction Mine[J]. *International Journal for Blasting and Fragmentation*, 2001, 5(1): 1 - 20.
- [28] DOUCET C, CAMERON A, LIZOTTE Y. The effects of rock mass characteristics on fragmentation in controlled blasting experiments in small development headings[C]// *ISEE's 22nd Annual Conference*. Orlando: [s. n.], 1996: 1 - 11.
- [29] VILLAESCUSA E, ONEDERRA L, SCOTT C. Blast-induced damage and dynamic behavior of hanging walls in bench stoping[J]. *Fragblast*, 2004, 8(1): 23 - 40.
- [30] RAMULU M, CHAKRABORTY A K, SITHARAM T G. 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, 24(2): 208 - 221.
- [31] 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 Chuanyun, LU Wenbo. 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.(in Chinese))
- [32] 李俊如, 夏 祥, 李海波. 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): 4 674 - 4 678.(LI Junru, XIA Xiang, LI Haibo. 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): 4 674 - 4 678.(in Chinese))
- [33] 刘明贵, 张国华, 刘绍波, 等. 大帽山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 Mingui, ZHANG Guohua, LIU Shaobo, et al. Research on accumulative damage effect of interlaid rock in Damaoshan tunnel group with small clear distance[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2009, 28(7): 1363 - 1370.(in Chinese))
- [34] Itasca Consulting Group, Inc.. *Fast Lagrangian analysis of continua in three dimensions(version 3.0), user's manual*[R]. [S. l.]: Itasca Consulting Group, Inc., 2003.
- [35] 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.
- [36] 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.
- [37] 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.
- [38] 李夕兵, 古德生. *岩石冲击动力学*[M]. 长沙: 中南大学出版社, 1994: 151 - 155.(LI Xibing, GU Desheng. *Rock impact dynamics*[M]. Changsha: Central South University Press, 1994: 151 - 155.(in Chinese))