DOI: 10.11883/1001-1455(2017)04-0670-07

爆炸冲击波作用下围岩与被覆结构的动力相互作用*

孙惠香[1],路 锋[2],迟维胜[1],康 婷[1],刘远飞[1]
(1.空军工程大学航空航天工程学院,陕西 西安 710038;
2.西安天风建筑安装工程有限公司,陕西 西安 710025)

摘要:爆炸作用下围岩与被覆结构的动力相互作用对于合理确定防护结构荷载、科学设计被覆结构具有重要意义。运用 ANSYS/LS-DYNA 非线性显式动力有限元程序和流-固耦合算法,对垂直爆炸作用下不同爆距、不同跨度的地下结构与围岩的动力相互作用进行了数值模拟,应用波动理论进行了动力相互作用力分析,讨论了相互作用动载计算公式在岩石结构中的适用性,得到了围岩与被覆结构的最大相互作用力变化规律。研究结果表明:在距拱顶 1~25 m 垂直爆炸作用下,14~25 m 跨地下结构都发生了拱顶局部破坏,整个拱的混凝土均会产生震动裂缝;当爆距为 4 m 时,围岩与结构的动力耦合作用最大,可以作为确定最大荷载的依据。

关键词:爆炸冲击波;地下结构;数值模拟;动力相互作用
中图分类号:O383.1 **国标学科代码**:1303520 **文献标志码**:A

武器爆炸荷载是地下防护结构设计中必须考虑的重要荷载。爆炸荷载作用下,结构变形受到周围岩石的约束,爆炸冲击波在岩石与结构中反复传播,动力特性复杂,因此确定结构动荷载极为困难[1]。考虑爆炸引起的围岩与被覆结构的动力相互作用,可以准确掌握作用在结构上的荷载特性,对于合理设计被覆结构、完善防护结构设计理论具有重要意义。

国外的许多学者对围岩与结构的静力相互作用理论开展了大量有价值的研究[2-3],国内的孙钧等[4]也在此方面取得了卓越的成绩。然而,到目前为止关于动力相互作用的研究成果相对较少,曹志远等[5-7]、房营光等[8-9]对岩土介质与地下结构的动力相互作用进行了系统研究,赵瑜等[10]通过现场实验对隧道围岩与支护结构相互作用的动力学特性进行了研究。由于赋存环境和爆炸荷载的特殊性,爆炸作用下围岩与结构的动力相互作用规律还不明确[11],为此本文中采用数值模拟方法,结合现场监测数据验证,对围岩与结构的破坏进行分析,以期获得围岩与结构的动力相互作用规律。

1 围岩与结构的动力相互作用分析

掌握地下防护工程在战时武器爆炸作用下的动荷载是确定结构的动变位及动内力的关键,此时必须考虑围岩与结构的动力相互作用,一般采用波动理论进行分析。

对于岩土中的结构,其弹性极限 σ_s 较小,质点运动速度可近似取为:

$$v_h=\frac{\sigma_s}{c_0\rho}+\frac{p_h-\sigma_s}{c_1\rho}\approx\frac{p_h}{c_1\rho} \tag{1}$$

式中:v_h 为质点速度,ρ 为质点密度,p_h 为土中压缩波压力,c_0 和 c_1 分别为土壤的弹性和塑性波速。

当压缩波作用于结构(可视为运动刚体)时,假设界面处的应力和速度在加载过程中保持连续,结构表面的运动速度为 v,则结构表面上的相互作用力 p_j 为:

* **收稿日期**:2015-11-28;**修回日期**:2016-06-02
基金项目:国家自然科学基金项目(51208506,51308540)
第一作者:孙惠香(1975—),女,博士,副教授,sunhx7504@sina.com。

$$p_j = 2p_h - \rho c_1 v \tag{2}$$

式(2)对土中结构动荷载的计算误差较小，本文中将通过数值模拟验证式(2)在计算岩石中结构动荷载的适用性。

2　数值模拟工况和参数

2.1　模型与参数

数值模拟背景为某工程。该工程为直墙拱结构，最大埋深 62.57 m，岩性以白云岩为主，模拟段岩体以Ⅳ类围岩为主体，隧道内轮廓跨度为 14.5 m，高度为 5.0 m。为了研究围岩与被覆结构的动力相互作用，模拟跨度(l)的范围为 14～40 m，直墙高 2.0 m，验证模拟中拱高(f)为 3.0 m，后期模拟中拱高为 3.7 m。锚杆采用直径为 22 mm 的早强砂浆锚杆，被覆结构为厚 50 cm 的 C40 混凝土，混凝土内配置直径为 18 mm 的钢筋。具体参数见表 1，其中 E 为弹性模量，ν 为泊松比，f_c 为抗压强度，f_t 为抗拉强度，ε_u 为极限压应变。

表 1　材料参数

Table 1　Material parameters

材料	ρ/(kg·m^{-3})	E/GPa	ν	f_c/MPa	ε_u	f_t/MPa
白云岩	2 500	34.0	0.31	83.0	0.003 0	2.45
混凝土	2 400	32.5	0.20	26.8	0.003 2	2.39
钢筋	7 850	200.0	0.27	400.0	6.750 0	400.00

模拟炸药为 TNT 炸药，垂直拱顶集中装药，质量为 101.875 kg，中心起爆。炸药参数如表 2 所示，其中 D 为爆速，A、B、R_1、R_2、ω 为炸药 JWL 状态方程参数，E_0 为初始内能，p_{CJ} 为爆轰压力。应用 ANSYS/LS-DYNA 有限元非线性动力分析程序，采用流-固耦合算法[12]，进行了多次数值模拟。数值模拟模型及单元划分见图 1 和图 2，其中图 1 中的黄色区域为锚杆加固围岩。为了模拟无限大岩体，在侧面和底面施加无反射边界，钢筋采用梁单元，混凝土、炸药和岩石采用实体单元。TNT 炸药采用 LS-DYNA 中的高能炸药本构关系 * Mat_High_Explosive_Burn 和状态方程 * EOS_JWL[12] 模拟。岩石、锚杆和钢筋采用 * Mat_Plastic_Kinematic(双线性硬化弹塑性)模型模拟，即材料屈服后，沿线性硬化。混凝土采用 Johnson-Holmquist-Concrete 材料模型模拟。该模型综合考虑了大应变、高应变率和高压效应，并且考虑了损伤及损伤积累，是一种适合模拟爆炸冲击作用下的混凝土的动态本构模型。

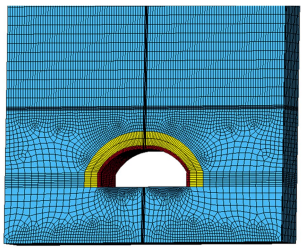

图 1　模拟模型及单元划分

Fig. 1　Simulation model and elements divided

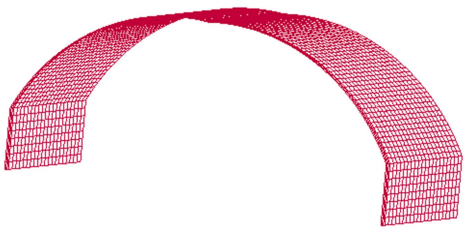

图 2　钢筋单元

Fig. 2　Steel elements

表 2　炸药材料参数

Table 2　Material parameter of explosive

ρ/(kg·m^{-3})	D/(m·s^{-1})	A/GPa	B/GPa	R_1	R_2	ω	E_0/GPa	p_{CJ}/GPa
930	3 200	371	7.43	4.15	0.95	0.3	7.0	18.5

2.2 数值模拟验证

由于爆炸荷载具有破坏性，因此采用爆破开挖监测数据进行验证。首先对工程开挖进行相同材料、单元和算法的数值模拟；然后保持开挖后的应力状态，建立被覆模型，将数值模拟得到的拱顶位移与现场测量的拱顶位移进行对比，如图 3 所示。由于模拟时未考虑围岩的应力释放，因此数值模拟得到的拱顶位移偏大，但是从整体上看模拟结果与工程现场监测数据基本一致，说明材料模型和参数选取合理，可以用于后续模拟研究。如图 4 所示，炸药爆炸后，应力波无反射地向外传播，说明无反射边界施加正确，可以模拟无限大岩体。

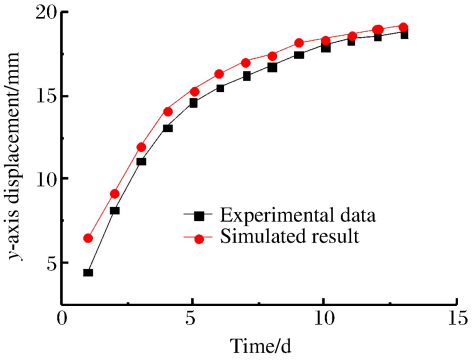

图 3 拱顶竖向位移对比

Fig. 3 Vertical displacement of vault

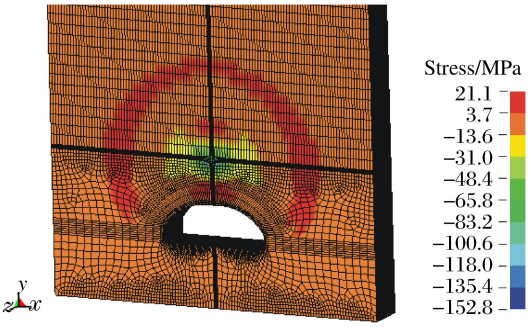

图 4 应力分布云图

Fig. 4 Nephogram of stress distribution

3 模拟结果分析

3.1 围岩与结构的动力相互作用

在距锚杆加固围岩 1～10 m 的垂直爆距(d)条件下，对跨度(l)为 14 m 的地下拱形结构进行模拟。当爆距为 1 m 时，按照式(2)，取被覆拱顶单元 21，根据一维波动理论，其入射波从加固围岩传入，塑性波波速 c_1 与入射质点的应力-应变曲线斜率有关，本模拟中采用双线性硬化模型，塑性硬化段斜率 E_1 取 0.1E，由应力-应变曲线斜率和岩石密度，可求得塑性波波速为常数，即：

$$c_1=\sqrt{\frac{1}{\rho}\frac{\mathrm{d}\sigma}{\mathrm{d}\varepsilon}}=\sqrt{\frac{E_1}{\rho}}=1\,166.2\ \mathrm{m/s} \tag{3}$$

模拟中入射波的冲击压力见图 5。被覆结构的运动速度见图 6，可见结构的整体运动速度很小，因此可忽略不计。拱顶压力变化曲线如图 7 所示。取最大冲击压力和最大运动速度，由式(2)计算得到拱顶的最大压力动载为 143 MPa，与图 7 所示的模拟值 121 MPa 相比，相对误差为 17.9%。

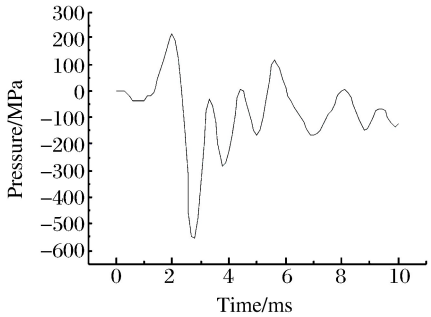

图 5 冲击波压力时程曲线

Fig. 5 Shock wave pressure versus time

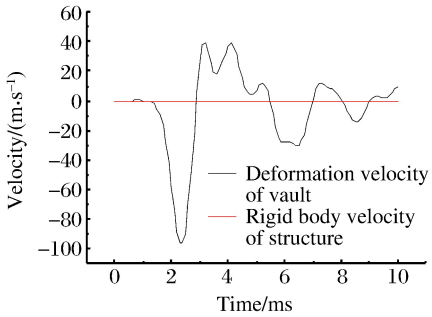

图 6 结构运动速度曲线

Fig. 6 Structure velocity versus time

表 3 列出了当爆距和结构跨度变化时由式(2)得到的最大动力相互作用荷载计算结果与模拟结果的对比。由表 3 可见：当跨度和爆距都较小时，由式(2) 得到的最大动力相互作用荷载的计算精度较高，跨度为 15 m、爆距为 1 m 时的相对误差只有 17.2%，且计算值比模拟值偏大；随着爆距的增加，计算

精度逐渐下降，计算值小于模拟值，到 7 m 爆距时，相对误差达到 78.9%。公式计算结果显示，随着爆距的增大，最大动力相互作用荷载不断减小；而模拟结果表明，当爆距增大到某值时，最大动力相互作用荷载最大。从表 3 还可以看出，当跨度从 14 m 增大到 40 m 时，计算精度逐渐降低，计算结果与模拟结果的相对偏差随着跨度的增加而增大。相对偏差较大的原因在于：在爆炸荷载作用下，围岩具有自承载能力，围岩的变形速度与结构的变形速度不一致；爆距不同，岩石坍塌情况不同，围岩与结构的动力相互作用机理更复杂。综合以上分析可知，式(2)在计算岩石与结构的动力相互作用时，只适合小跨度结构的近距离爆炸情况。

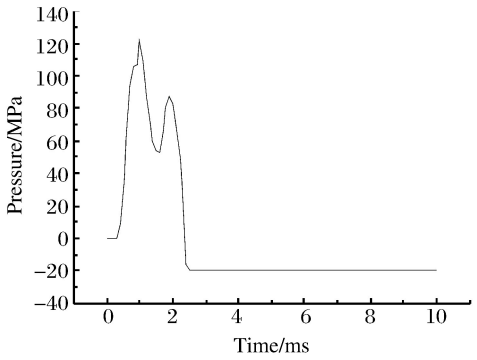

图 7　结构拱顶压力时程曲线

Fig. 7　Pressure-time curve of the vault

表 3　动力相互作用荷载计算结果与模拟结果的对比

Table 3　Comparison of experimental and simulation of dynamic interaction load

l/m	d/m	p/MPa		相对误差/%	l/m	d/m	p/MPa		相对误差/%
		计算	模拟				计算	模拟	
14	1	142.9	121.2	17.9	14	6	63.1	266.5	−76.3
14	2	156.5	197.1	−20.6	14	7	38.8	183.8	−78.9
14	3	186.5	317.1	−41.2	15	1	138.9	118.6	17.2
14	4	201.4	320.5	−37.1	24	1	140.8	105.7	33.3
14	5	90.9	314.5	−71.1	40	1	135.5	100.1	35.4

3.2　围岩与结构的动力响应分析

当拱跨度为 14 m、装药距锚杆加固围岩 1 m 时，装药起爆后，最大主拉应力在冲击波的挤压作用下迅速增大至峰值(见图 8)，拱顶混凝土主拉应力大于抗拉强度，塑性变形较大，有效塑性应变持续增大(见图 9)，拱顶混凝土破坏；在距拱顶 1/2 弧长处，拱肩与围岩的相互作用力最大；直墙顶部 627 单元的峰值压力为拱肩峰值压力的 1/2 左右，但是有效塑性应变较小，直墙根部混凝土未进入塑性阶段，混凝土的损伤破坏较轻。

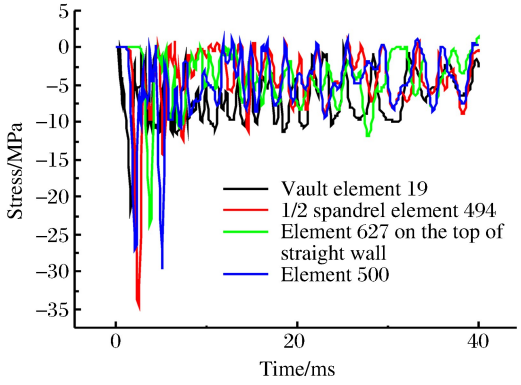

图 8　单元最大主应力时程曲线

Fig. 8　Maximum principal stress of elements versus time

在距拱顶 0.5～4.5 m 的弧长范围内，最大主拉应力迅速增大到峰值后，随着距拱顶距离的增大而逐渐衰减；但是在距拱顶 4.5 m 弧长处，最大主拉应力突然增大，并出现第 2 个峰值(第 1 个主拉应力峰值出现在距拱顶 1/2 弧长即单元 494 处，第 2 个峰值出现在单元 500 处)。在距拱顶 1/4～3/4 弧长范围内，最大主拉应力最大，变化趋势为先增大后减小，且变化幅值不大。拱肩围岩与被覆结构的动力相互作用最显著。整个拱的最大主拉应力均超出混凝土抗拉强度的 10 倍以上，根据最大拉应力破坏准则，混凝土已发生受拉破坏。

由图 10 可见：拱顶钢筋的主拉应力超过其抗拉强度，钢筋已经屈服；而拱肩和直墙根部钢筋的应力还很小。由以上分析可见，近距离爆炸时，围岩与被覆结构在距拱顶 1/4～3/4 弧度处的相互作用力最大，拱顶支护结构发生局部破坏，整个拱的混凝土均受拉开裂。

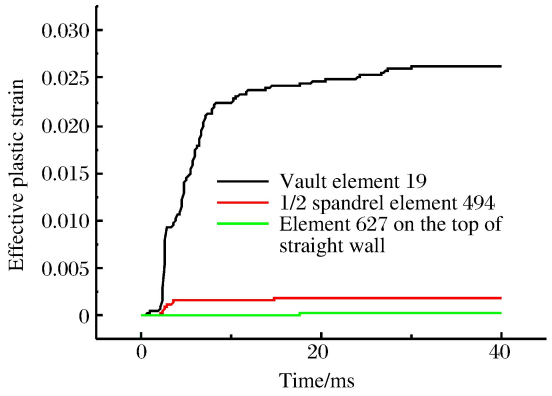

图 9 混凝土单元的有效塑性应变时程曲线

Fig. 9 Effective plastic strain-time curve of concrete elements

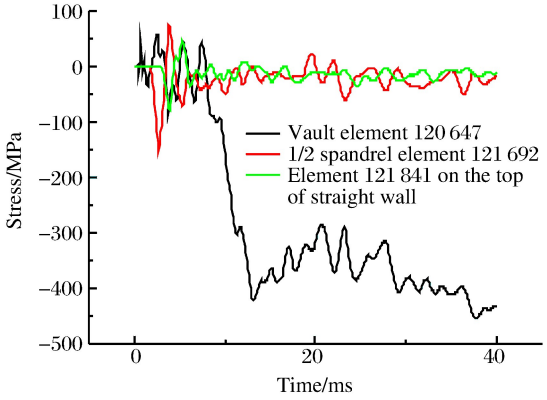

图 10 钢筋单元主应力时程曲线

Fig. 10 Principal stress-time curve of steel elements

3.3 相互作用力的变化规律分析

由图 11 可见，拱顶和拱肩处的压力峰值有滞后现象，拱顶压力的第 5 峰值和拱肩压力的第 2 峰值明显大于其第 1 峰值。这是由于爆距增大，拱顶岩石破碎坍塌，从而导致压力突增。在爆距低于 4 m 的条件下，随着爆距的增大，由于被覆结构承担破碎岩石重量，拱顶处的相互作用力将逐渐增大；爆距为 4 m 时拱顶围岩与被覆结构的动力相互作用最显著；随着爆距的继续增大，围岩自承载能力增强，相互作用力随着爆距的增大而逐渐减小。最大主拉应力在爆距为 2～4 m 时有增大的趋势，然后随爆距的继续增大而逐渐衰减，说明前面的分析正确。

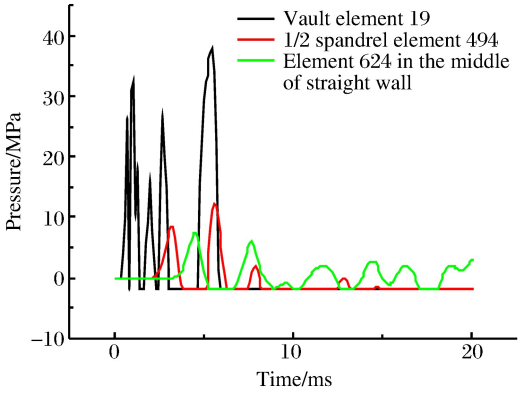

图 11 拱跨度为 14 m、爆距为 3 m 时的压力时程曲线

Fig. 11 Pressure-time curve of the structure with 14 m span at the explosion distance of 3 m

当结构跨度为 14 m 时，最大相互作用力、混凝土最小主应力、拱顶钢筋最小主应力的变化规律见图 12、图 13 和图 14。当爆距为 9 m 时，钢筋主应力为 347.21 MPa，小于屈服强度 400 MPa，钢筋未屈服，此时拱顶、拱肩和直墙根部混凝土的最大主拉应力依然超出其抗拉强度，说明被覆结构未发生拱顶局部破坏，但爆炸震动依然引起混凝土开裂。

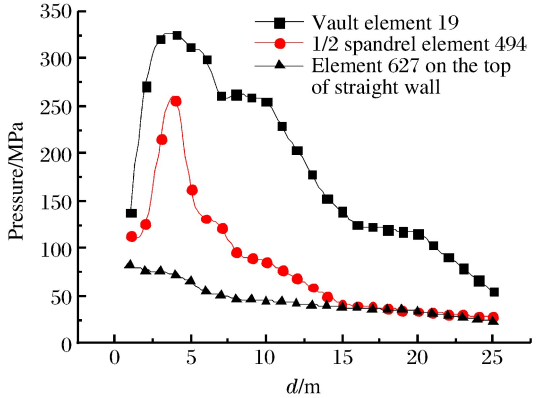

图 12 拱跨度为 14 m 时的最大相互作用力变化

Fig. 12 Variation of maximum interaction force of the structure with 14 m span

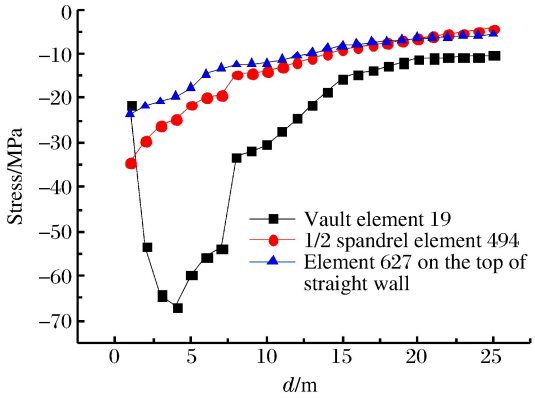

图 13 跨度为 14 m 时混凝土的最小主应力变化

Fig. 13 Variation of minimum principal stress of the concrete with 14 m span

图 15 和图 16 显示了爆距为 1 m、跨度为 14～25 m 时混凝土与围岩的最大相互作用力以及混凝土最小主应力变化规律。从图 15 和图 16 可以看出，当爆距为 1 m、结构跨度由 14 m 增大到 25 m 时，拱顶围岩与结构的相互作用力和最大主拉应力逐渐增大，且增幅较快，拱肩和拱脚处的相互作用力和最大主拉应力均随着跨度的增加逐渐减小。拱肩处的相互作用力和主拉应力的降低速度较低，随跨度的增加逐渐趋于定值，说明小跨度结构在近距离爆炸时，整个结构震动明显，大跨度结构的拱顶将发生局部破坏。

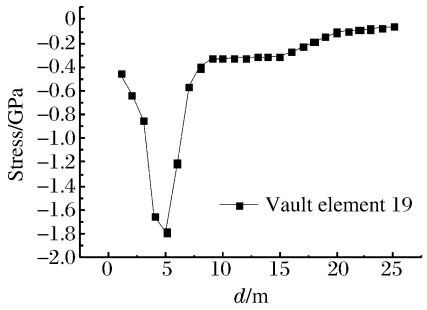

图 14　跨度为 14 m 时拱顶钢筋的最小主应力变化

Fig. 14　Variation of minimum principal stress of the steel with 14 m span

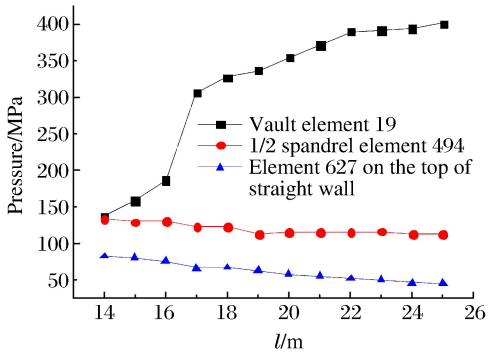

图 15　跨度为 14～25 m 时混凝土的最大相互作用力变化

Fig. 15　Variation of maximum interaction force of the concrete with 14～25 m span

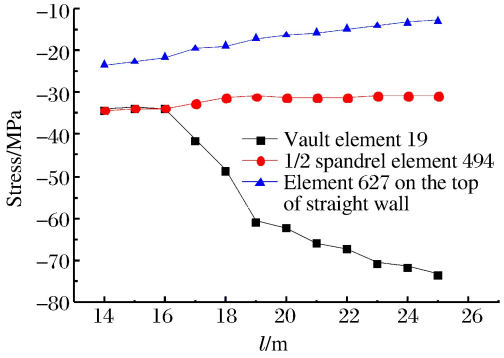

图 16　跨度为 14～25 m 时混凝土的最小主应力变化

Fig. 16　Variation of minimum principal stress of the concrete with 14～25 m span

4　结　论

（1）由于岩石的自承载能力，采用动载计算公式计算岩石与结构的动力相互作用时，对于小跨度、近距离爆炸情况较为适用，而对于跨度和爆距较大的情况，计算误差很大，计算结果偏小；

（2）对于跨度为 14 m 的地下结构，在装药质量为 101.875 kg、爆距为 1～9 m 的垂直爆炸下，拱顶钢筋屈服，支护结构发生了拱顶局部破坏，但是整个支护结构中混凝土的最大主拉应力均超出混凝土的抗拉强度，说明爆炸震动会引起整体结构混凝土开裂；

（3）围岩与被覆结构的相互作用力在爆距为 4 m 时达到最大，可以作为确定最大荷载的依据；不同跨度、不同爆距被覆结构在近距离爆炸时的最大相互作用力及最大主拉应力变化规律显示，跨度越大，拱顶围岩与支护结构的相互作用力越大，结构可能由整体破坏转为局部破坏。

参考文献：

[1]　方秦，柳锦春. 地下防护结构[M]. 北京：中国水利水电出版社，2010：122-137.

[2]　唐雄俊. 隧道收敛约束法的理论研究与应用[D]. 武汉：华中科技大学，2009：2-10.

[3]　Давыдов С С. 地下结构的计算与设计[M]. 军事工程学院科学研究部，译. 北京：高等教育出版社，1957：86-103.

[4]　孙钧，张玉生. 大断面地下结构粘弹塑性有限元解析[J]. 同济大学学报，1983(2)：10-25.
Sun Jun, Zhang Yusheng. Visco-elastic plastic finite element analysis of underground structures with large cross-sections[J]. Journal of Tongji University, 1983(2):10-25.

[5]　曹志远，张耀勤. 计入结构-介质动力相互作用的地下结构抗爆计算[J]. 爆炸与冲击，1985，5(1)：16-23.
Cao Zhiyuan, Zhang Yaoqin. Response analysis on the underground structures including structure-soil dynamic interaction under blast loading[J]. Explosion and Shock Waves, 1985,5(1):16-23.

[6] 吕安军,曹志远.地下结构和岩土介质弹塑性耦合分析的摄动半解析法[J].应用数学和力学,1998,19(4):57-61.
Lü Anjun, Cao Zhiyuan. Elasto_plastic coupled analysis of buried structure and soil medium by perturbational semi-analytic method[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 1998,19(4):57-61.

[7] 曹志远,曾三平.爆炸波作用下地下防护结构与围岩的非线性动力相互作用分析[J].爆炸与冲击,2003,23(5):385-390.
Cao Zhiyuan, Zeng Sanping. Nonlinear dynamic interaction between underground structure and surrounding medium under blast loading[J]. Explosion and Shock Waves, 2003,23(5):385-390.

[8] 房营光,孙钧.在冲击波下非线性岩土与圆柱结构的相互作用[J].地震工程与工程振动,1992,12(3):55-64.
Fang Yingguang, Sun Jun. Interaction between nonlinear soil and cylindrical structure due to shock wave[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1992,12(3):55-64.

[9] 房营光,孙钧.瞬态波作用下非线性岩土与非圆结构的相互作用[J].爆炸与冲击,1993,13(1):55-64.
Fang Yingguang, Sun Jun. Interaction between nonlinear geo-medium and non-circular structure due to transient wave[J]. Explosion and Shock Waves, 1993,13(1):55-64.

[10] 赵瑜,彭海游,卢义玉.深埋隧道围岩与支护结构相互作用的非线性动力学特性研究[J].公路交通科技,2009,26(11):98-102.
Zhao yu, Peng Haiyou, Lu Yiyu. Study on nonlinear dynamic character of interaction between surrounding rock and support structure of deep buried tunnel [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2009,26(11):98-102.

[11] 孙惠香,许金余,朱国富,等.爆炸作用下跨度对地下结构破坏形态的影响[J].空军工程大学学报(自然科学版),2013,14(2):90-94.
Sun Huixiang, Xu Jinyu, Zhu Guofu, et al. The influence of span for deep underground arch structure on failure modes under blast loading[J]. Journal of Air Force Engineering University (Natural Science Edition),2013,14(2):90-94.

[12] 白金泽.LS-DYNA3D 理论基础与实例分析[M].北京:科学出版社,2005:75-103.

Dynamic interaction between surrounding rock and initial supporting structure subjected to explosion shock wave

Sun Huixiang[1], Lu Feng[2], Chi Weisheng[1], Kang Ting[1], Liu Yuanfei[1]

(1. *Aeronautics and Astronautics Engineering College, Air Force Engineering University, Xi'an* 710038, *Shaanxi*, *China*;
2. *Xi'an Tianfeng Construction and Installation Engineering Company, Xi'an* 710025, *Shaanxi*, *China*)

Abstract: The dynamic interaction between the surrounding rock and the initial supporting structure is essential for determining the load of the underground structure and designing the supporting structure. Using the nonlinear dynamic finite element procedure of ANSYS/LS-DYNA and the fluid-solid coupling algorithm, we simulated the underground arch structures with different spans subjected to the shock wave produced by an explosion perpendicular to the vault. Based on the wave theory we also analyzed the dynamic interaction force between the surrounding rock and the supporting structure and the applicability of the dynamic load equation, and obtained the variation of the maximum interaction. The results show that, at a perpendicular explosion that occurs 1～25 m away from the vault, the structures with 14～25 m spans experience partial failure on the vault while the concrete structure of the whole structure forms overall cracks. The maximum dynamic interaction force is observed when the explosion occurs at a distance 4 m. Our study can serve as a basis in determining the maximum load for the design of the surrounding rock and the underground structure.

Keywords: explosion shock wave; underground structure; numerical simulation; dynamic interaction

(责任编辑 王 影)