zDOI: 10.11883/bzycj-2016-0295 文章编号: 1001-1455(2018)03-0639-08

侧向点爆炸作用下地下拱结构的动力响应*

周忠欣,金丰年,袁小军,陈海龙,周健南,徐 迎,孔新立
(陆军工程大学国防工程学院爆炸冲击防灾减灾国家重点实验室,江苏 南京 210007)

摘要: 首先,利用几何关系与介质中超压、位移衰减公式得出结构表面自由场荷载和位移的分布形式,并对衰减因数、爆距等参数进行讨论;其次,利用 MSSI(modified soil-structure interaction)相互作用模型对拱的振动方程进行正交求解,得到任意角度荷载作用下的结构弹性动力响应解析解。基于动力响应解析解,得到了土体的声阻抗对结构位移、速度、加速度时程响应曲线的影响。研究结果表明:侧向爆炸荷载作用下,岩土介质声阻抗越大,埋设其中的地下结构的位移、速度和加速度变化越大。为此,建议地下防护结构应修建在声阻抗小的岩土介质中。

关键词: 任意角度;点爆炸;动力响应;相互作用;地下拱结构
中图分类号: O383.2 **国标学科代码**: 13035 **文献标志码**: A

目前针对地下结构除基于核爆炸或模拟核爆炸作用外的研究,基于常规武器爆炸的研究也逐渐备受重视[1-3]。但由于结构与介质之间复杂的相互作用,对地下拱形结构的研究较少。陈海龙等[4]利用简化的拱形振动方程,给出爆点位于拱形结构正上方处的弹性动力响应解析解。然而,由于爆炸荷载位置的不确定性,侧向爆炸荷载作用对结构的响应研究更具有适用性。杨昇田等[5]根据大量试验和数值分析得到侧向爆炸作用下直墙拱顶衬砌动力响应解析解,同时给出压力函数的解析表达式。计算结构-介质之间的相互作用常见于 2 种方式:MSSI(modified soil-structure interaction)理论和 Constantino 相互作用理论。Miller 等[6]、Weidlinger 等[7]利用这 2 种理论计算了结构和介质之间的动力响应。陈海龙等[8]将爆炸荷载简化为侧向均布荷载,对远场情况任意角度荷载作用下结构响应进行计算,得到了侧向荷载作用下结构的位移分布曲线。孙惠香等[9]、Henrych[10]利用有限元等方法对爆炸荷载作用下地下拱形结构与围岩的相互作用进行了研究。本文中,采用 Henrych 振型假设[10]与 MSSI 模型,理论推导非均布侧向爆炸荷载作用下拱结构的位移、速度和加速度等时程响应,以期获得更符合实际工况的响应结果。计算中假设爆点距离结构较远,对结构未造成较大程度破坏,结构处于弹性响应阶段。

1 侧向爆炸土中自由场荷载和位移

1.1 土中自由场荷载和位移

计算土中自由场峰值压力 $p_0(R)$和峰值位移 $w_0(R)$时,采用 TM5-855-1[11]中给出的公式:

$$p_0(R)=48.77f(\rho_s c_s)\left(\frac{2.78R}{\sqrt[3]{W_{TNT}}}\right)^{-n} \tag{1}$$

$$w_0(R)=152.4f\left(\frac{2.78R}{\sqrt[3]{W_{TNT}}}\right)^{-n}\frac{R}{c_s} \tag{2}$$

式中:f 为耦合因数,其与比例爆距有关; ρ_s 为土体介质密度,kg/m^3;c_s 为地震波波速,m/s;R 为考察点至装药中心的距离,m;W_{TNT}为等效 TNT 装药的质量,kg;n 为直接地冲击在介质中的衰减因数。

一般,地下爆炸产生的自由场荷载的时程函数和位移的时程函数可用指数衰减函数形式来表示:

$$\sigma_i(R,t)=p_0(R)\mathrm{e}^{-t/t_0} \tag{3}$$

* **收稿日期**: 2016-09-27; **修回日期**: 2017-03-28
基金项目: 国家自然科学基金项目(51478465,51308544,51508567);江苏省自然科学基金项目(BK20151448)
第一作者: 周忠欣(1992—),男,硕士; **通信作者**: 陈海龙,lona1185@126.com;周健南,zjn_0414@163.com。

$$w_i(R,t)=w_0(R)\mathrm{e}^{-t/t_0} \tag{4}$$

式中：t 为作用时间，s；t_0 为冲击波从爆点至结构的传播时间，s。

在工程应用时，通常可将指数衰减函数简化为突加三角形荷载：

$$f(t)=\begin{cases}1-\dfrac{t}{t_\mathrm{d}} & 0\leqslant t\leqslant t_\mathrm{d}\\ 0 & t>t_\mathrm{d}\end{cases} \tag{5}$$

式中：t_d 为等效荷载持续时间，s。此时空间自由场荷载和位移可以表示为

$$\sigma_i(R,t)=p_0(R)f(t) \tag{6}$$

$$w_i(R,t)=w_0(R)f(t) \tag{7}$$

1.2 结构表面自由场荷载和位移

如图 1 所示，当爆炸点发生在 C 点时，产生的冲击波在土中传播，作用在拱结构表面，在结构上 i 点处承受爆炸方向土压力 $\sigma_i(R,t)$，由于土壤与结构的相互作用，会产生侧向土压力 $\nu\sigma_i(R,t)/(1-\nu)$。因此，结构表面实际载荷、位移关系为：

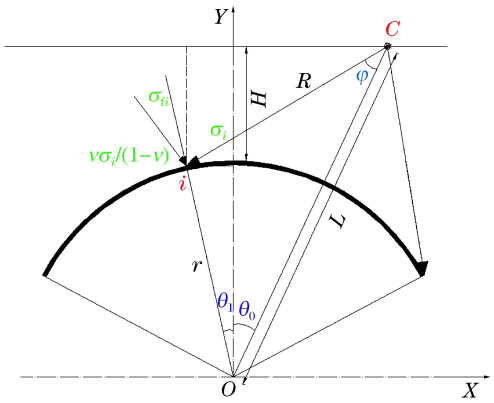


图 1 侧向爆炸时拱形结构受力情况

Fig. 1 Force geometry of the lateral point blast-loaded arch structure

$$\sigma_{\mathrm{f}i}(\varphi,\theta,t)=\sigma_i(R,t)\left[\frac{\nu}{1-\nu}\sin^2(\theta+\varphi)+\cos^2(\theta+\varphi)\right] \tag{8}$$

$$w_{\mathrm{f}i}(\varphi,\theta,t)=w_i(R,t)\cos(\theta+\varphi) \tag{9}$$

式中：ν 为土壤泊松比；$\theta=\theta_1+\theta_0$；θ_1 为作用点法线方向与竖直方向夹角，计算中规定 θ_1 以 Y 轴为起始点，向第二象限旋转为正，向第一象限旋转为负；θ_0 为拱顶点方向与起爆点方向之间的夹角，规定 θ_0 在第一象限为正，在第二象限为负；φ 为入射应力波方向与起爆点法线方向之间的夹角。

由几何关系可以得到：

$$(r\sin\theta_1+x)^2+[H+r(1-\cos\theta_1)]^2=R^2,\qquad \tan(\varphi+\theta_0)=\frac{x+r\sin\theta_1}{H+r(1-\cos\theta_1)}$$

$$\frac{\sin\varphi}{r}=\frac{\sin(\theta_1+\theta_0)}{R},\qquad \cos\varphi=\frac{R^2+(H+r)^2+x^2-r^2}{2R\sqrt{(H+r)^2+x^2}},\qquad \tan\theta_0=\frac{x}{H+r}$$

根据几何关系，将式(8)、(9)化为关于 θ_1、θ_0 的函数：

$$\sigma_{\mathrm{f}i}(\theta_0,\theta_1,t)=\sigma_i(R,t)\left[\frac{1}{2(1-\nu)}+\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}\left(1-2\frac{S^4}{R^2L^2}\sin^2(\theta_1+\theta_0)\right)\right] \tag{10}$$

$$w_{\mathrm{f}i}(\theta_0,\theta_1,t)=w_i(R,t)\left[\frac{L^2-S^2}{2RL}\cos(\theta_1+\theta_0)-\frac{r}{R}\sin^2(\theta_1+\theta_0)\right] \tag{11}$$

式中：$L^2=x^2+(H+r)^2$，r 为拱的半径，R 为起爆点到作用点的距离，H 为拱的埋深，x 为起爆点到拱正上方点的水平距离，L 为起爆点与拱心之间的距离，定义 $S^2=r^2-R^2$。

当 $\theta_1=-\theta_0$ 时，即作用点与起爆点之间的连线为法线方向时，可得到拱结构上距离起爆点最近距离处自由场荷载和位移：

$$\sigma_{\mathrm{f}i}(-\theta_0,\theta_0,t)=\sigma_i(L-r,t) \tag{12}$$

$$w_{\mathrm{f}i}(-\theta_0,\theta_0,t)=w_i(L-r,t) \tag{13}$$

设 $\xi=r/H$，将方程(11)化为关于 ξ、θ_1、θ_0 的载荷分布形式：

$$f_1(\theta_1)=\frac{\sigma_{\mathrm{f}i}(\theta_1,\theta_0,t)}{\sigma_{\mathrm{f}i}(-\theta_0,\theta_0,t)}$$

$$=\left(\frac{R^2}{(L-r)^2}\right)^{\frac{-n}{2}}\left[\frac{1}{2(1-\nu)}+\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}\left(1-2\,\frac{r^2-R^2}{R^2}\,\frac{r^2-R^2}{L^2}\,\sin^2(\theta_1+\theta_0)\right)\right] \tag{14}$$

式中：

$$\frac{r^2-R^2}{L^2}=\frac{2\xi\cos^2\theta_0\cos\theta_1-\xi\sin\theta_1\sin(2\theta_0)}{1+\xi}-1$$

$$\frac{r^2-R^2}{R^2}=\frac{\xi^2\cos^2\theta_0}{(1+\xi)^2+(\xi\cos\theta_0)^2+\xi(1+\xi)\sin\theta_1\sin(2\theta_0)-2\xi(1+\xi)\cos\theta_1\cos^2\theta_0}-1$$

$$\frac{R}{L-r}=\left[\frac{\left(\frac{1+\xi}{\cos\theta_0}\right)^2+\xi^2+2\xi(1+\xi)\sin\theta_1\tan\theta_0-2\xi(1+\xi)\cos\theta_1}{\left(\frac{1+\xi}{\cos\theta_0}-\xi\right)^2}\right]^{\frac{1}{2}}$$

设 $\xi=r/H$，将方程(12)化为关于 ξ、θ_1、θ_0 位移分布形式：

$$f_2(\theta_1)=\frac{w_{\mathrm{fi}}(\theta_1,\theta_0,t)}{w_{\mathrm{fi}}(-\theta_0,\theta_0,t)}=\left(\frac{R}{L-r}\right)^{1-n}\left[\frac{L^2-S^2}{2RL}\cos(\theta_1+\theta_0)-\frac{r}{R}\sin^2(\theta_1+\theta_0)\right] \tag{15}$$

式中：

$$\frac{L^2-S^2}{2RL}=\frac{\frac{(1+\xi)^2}{\cos^2\theta_0}-\xi^2+\left(\frac{R}{H}\right)^2}{2\,\frac{R}{H}\,\frac{1+\xi}{\cos\theta_0}},\qquad \frac{r}{R}=\frac{\xi}{\frac{R}{H}}$$

$$\frac{R^2}{H^2}=\left(\frac{1+\xi}{\cos\theta_0}\right)^2+\xi^2+2\xi(1+\xi)\sin\theta_1\tan\theta_0-2\xi(1+\xi)\cos\theta_1$$

结构表面自由场荷载和位移的分布是有一定范围的，即 $\theta_1\in\left(-\arccos\frac{r}{L}-\theta_0,\arccos\frac{r}{L}-\theta_0\right)$，当 $\left(-\arccos\frac{r}{L}-\theta_0\right)\leqslant-\frac{\pi}{2}$ 时，$\theta_{1\min}$ 取值为 $-\frac{\pi}{2}$。

根据式(14)、(15)，在当 $\theta_0=30°$，给定 ξ 时，可以得到对应作用在结构处自由场荷载、位移的分布形式。如图 2(a)所示，当 ξ 不变时，随着衰减系数 n 的减小，结构表面自由场荷载的分布趋于平缓，局部荷载效应减弱，且最大值作用点对应的位置为起爆点的法线方向。图 2(b)所示，随着衰减系数减小，位移的分布形式也趋于平缓，局部变形作用减弱。

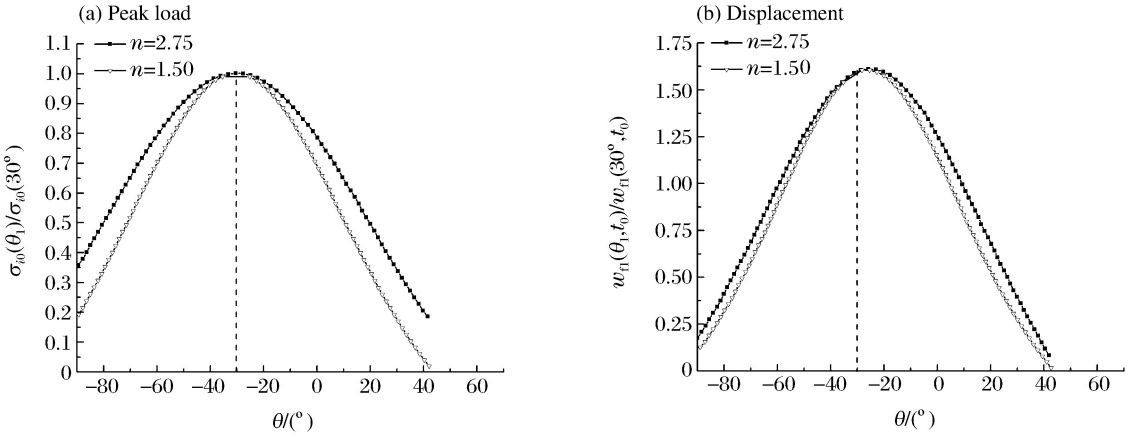


图 2　不同衰减系数的情况下作用在结构表面自由场荷载和位移的分布

Fig. 2　Peak load and displacement distribution along the arch surface with different decay coefficients

图 3 表明，当衰减系数保持不变时，随着 ξ 的减小，爆点与结构之间的距离增大，结构的局部效应减弱，分布范围增大。当 ξ 增大时，位移变形的分布规律更类似于三角形分布，位移变形较为集中，对结构局部的损害较明显。

如图 4(a)所示，随着角度的增加，偏移距离增大，各自由场冲击荷载的分布曲线的峰值点也随之偏移，且随着距离的增大，峰值逐渐降低，分布范围增加，局部效应减弱。如图 4(b)所示，随着角度的增大，各位移曲线的峰值点也随之偏移，且随着距离的增大，峰值逐渐降低，出现位移的范围增加，结构的局部效应减弱。对结构的破坏影响较小。

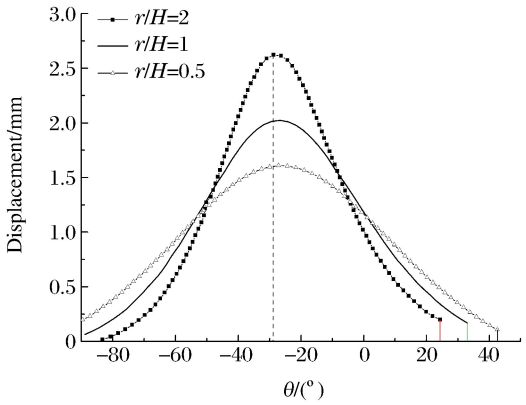


图 3 不同 ξ 下作用在结构表面自由场位移分布

Fig. 3 The displacement distribution on structure surface with the different distance ratios

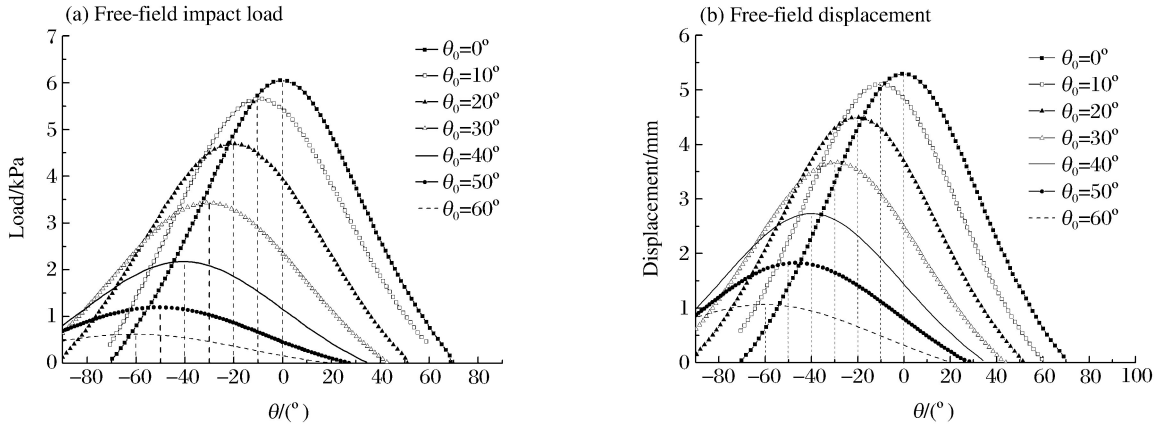


图 4 $\theta_0=0°\sim60°$对应的荷载与位移分布曲线

Fig. 4 Stress and displacement distribution when the angle is 0°−60

2 结构振动方程

埋地拱结构与周围土体之间有一定的相互作用，运用 MSSI 理论得到结构表面的荷载分布形式：

$$p_i(\theta_1,t)=2\sigma_{fi}(\theta_1,\theta_0,t)-\rho_s c_s\dot{w} \tag{16}$$

式中：$p_i(\theta_1,t)$为结构 i 点表面径向外力，$\dot{w}$ 为 i 点处结构质点的速度，$\sigma_{fi}(\theta_1,\theta_0,t)$为自由场入射荷载。

2.1 薄拱的振动方程

对 Henrych 的拱的振动方程[10]进行简化，得：

$$\frac{\partial^6 v(\theta_1,t)}{\partial^6\theta_1}+2\frac{\partial^4 v(\theta_1,t)}{\partial^4\theta_1}+\frac{\partial^2 v(\theta_1,t)}{\partial^2\theta_1}+\frac{mr^4}{EI}\frac{\partial^4 v(\theta_1,t)}{\partial^2\theta_1\partial^2 t}-\frac{r^4}{EI}\frac{\partial q_w}{\partial\theta_1}=0 \tag{17}$$

式中：r 为圆拱结构单元半径，E 为杨氏模量；ω 为自振频率；A 为矩形截面，I 为截面惯性矩；m 为单元质量，$m=\rho A$，ρ 为密度；$v(\theta_1,t)$为切向位移；q_w 为径向外力。且：

$$q_w=p_i(\theta_1,t)=2\sigma_{fi}(\theta_1,\theta_0,t)-\rho_s c_s\dot{w}=2p_0(L-r)f_1(\theta_1)f(t)-\rho_s c_s\dot{w}$$

对于弹性拱结构，$w(\theta_1)=\dfrac{\mathrm{d}v(\theta_1)}{\mathrm{d}\theta_1}$，当 $q_w=0$ 时，即外加荷载为零时，所解结果为自由振动下径向位移函数 $w(\theta_1)$ 和切向位移函数 $v(\theta_1)$：

$$\begin{cases} w(\theta_1)=C_1\sin(r_1\theta_1)+C_2\cos(r_1\theta_1)+C_3\sinh(r_2\theta_1)+C_4\cosh(r_2\theta_1)+C_5 \\ v(\theta_1)=\dfrac{-C_1}{r_1}\cos(r_1\theta_1)+\dfrac{C_2}{r_1}\sin(r_1\theta_1)-\dfrac{C_3}{r_2}\cos(r_2\theta_1)+\dfrac{C_4}{r_2}\sin(r_2\theta_1)+C_5\theta_1+C_6 \end{cases} \tag{18}$$

式中：$r_2=\sqrt{\chi-1}$，$r_1=\mathrm{i}\sqrt{1+\chi}$，$\chi^2=\dfrac{mr^4\omega^2}{EI}$，$C_1$、$C_2$、$C_3$、$C_4$、$C_5$、$C_6$ 为积分常数。

对于弹性拱结构，利用振型的叠加，结构的位移函数可以表示为：

$$\begin{cases} w(\theta_1,t)=\sum\limits_{k=1}^{\infty}f_k(t)w_k(\theta_1) \\ v(\theta_1,t)=\sum\limits_{k=1}^{\infty}f_k(t)v_k(\theta_1) \end{cases} \tag{19}$$

式中：k 为序数。将方程(16)、(17)代入方程(18)中，化简可得：

$$\sum_{k=1}^{\infty}\left\{\frac{EI}{r^4}\left[\frac{\partial^6 v(\theta_1,t)}{\partial^6\theta_1}+2\frac{\partial^4 v(\theta_1,t)}{\partial^4\theta_1}+\frac{\partial^2 v(\theta_1,t)}{\partial^2\theta_1}\right]f_k(t)+m\frac{\partial^2 v_k(\theta_1)}{\partial^2\theta_1}f'_k(t)+\rho_s c_s f'_k(t)\frac{\partial^2 v_k(\theta_1)}{\partial^2\theta_1}\right\}=$$
$$2p_0(L-r)f'_1(\theta_1)f(t) \tag{20}$$

根据振型的正交性，将公式(20)化简，得：

$$f''_k(t)+2\xi_k\bar{\omega}_k f'_k(t)+\bar{\omega}_k^2 f_k(t)=\frac{q_k}{\rho AD_k}f(t) \tag{21}$$

当对荷载时程函数不做简化时，$f(t)=\mathrm{e}^{-t/t_0}$，因此在计算结构动力响应时，式(21)为：

$$f''_k(t)+2\xi_k\bar{\omega}_k f'_k(t)+\bar{\omega}_k^2 f_k(t)=\frac{q_k}{\rho AD_k}\mathrm{e}^{\frac{-t}{t_0}} \tag{22}$$

式中：

$$D_k=\int_{\theta_{1\min}}^{\theta_{1\max}}\frac{\mathrm{d}^2 v_k(\theta_1)}{\mathrm{d}^2\theta_1}v_k(\theta_1)\mathrm{d}\theta_1,\qquad 2\xi_k\bar{\omega}_k=\frac{\rho_s c_s}{m}=\frac{\rho_s c_s}{\rho A}$$

$$q_k=\int_{\theta_{1\min}}^{\theta_{1\max}}2p(L-r)f'_1(\theta_1)v_k(\theta_1)\mathrm{d}\theta_1,\qquad \xi_k=\frac{\dfrac{\rho_s c_s}{\rho A}}{2\sqrt{\dfrac{EI\chi_k^2}{r^4\rho A}}},\qquad \bar{\omega}_k=\sqrt{\frac{EI\chi_k^2}{r^4\rho A}}$$

2.2　结构弹性动力响应

(1)过阻尼情况时，$\xi_k>1$，对式(22)进行求解：

$$f_k(t)=c_1\mathrm{e}^{r_3 t}+c_2\mathrm{e}^{r_4 t}+\frac{q_k}{\rho AD_k}\frac{t_0^2}{\bar{\omega}_k^2 t_0^2-2\xi_k t_0\bar{\omega}_k+1}\mathrm{e}^{\frac{-t}{t_0}} \tag{23}$$

式中：$r_3=\bar{\omega}_k(\sqrt{\xi_k^2-1}-\xi_k)$，$r_4=\bar{\omega}_k(-\sqrt{\xi_k^2-1}-\xi_k)$，$c_1$、$c_2$ 为常数。

由初始条件可知，$f_k(t=0)=0$，$f'_k(t=0)=0$，求得：

$$c_1=\frac{M_k t_0(t_0 r_3+1)}{Q_k(r_3-r_4)},\qquad c_2=\frac{M_k t_0(t_0 r_3+1)}{Q_k(r_4-r_3)}$$

式中：$M_k=\dfrac{q_k}{\rho AD_k}$，$Q_k=\bar{\omega}_k^2 t_0^2-2\xi_k t_0\bar{\omega}_k+1$。

根据公式(7)，有：

$$w_k(\theta_1,t)=w_k(\theta_1)f_k(t)=w_k(\theta_1)(c_1\mathrm{e}^{r_3 t}+c_2\mathrm{e}^{r_4 t}+\frac{q_k}{\rho AD_k}\frac{t_0^2}{\bar{\omega}_k^2 t_0^2 2-2\xi_k t_0\bar{\omega}_k+1}\mathrm{e}^{\frac{-t}{t_0}}) \tag{24}$$

速度函数、加速度函数分别为：

$$w'_k(\theta_1,t)=\sum_{k=1}^{\infty}w_k(\theta_1)f'_k(t),\qquad w''_k(\theta_1,t)=\sum_{k=1}^{\infty}w_k(\theta_1)f''_k(t)$$

(2)欠阻尼情况时，$\xi_k<1$，对方程(22)进行求解：

$$f_k(t)=\mathrm{e}^{\alpha t}\left[c_3\cos(\beta t)+c_4\sin(\beta t)\right]+\frac{q_k}{\rho AD_k}\frac{t_0^2}{\bar{\omega}_k^2 t_0^2-2\xi_k t_0\bar{\omega}_k+1}\mathrm{e}^{\frac{-t}{t_0}} \tag{25}$$

式中：$\alpha=-2\xi_k\bar{\omega}_k$，$\beta=2\bar{\omega}_k\sqrt{1-\xi_k^2}$，$c_3$ 和 c_4 为常数。

由于初始条件可知，$f_k(t=0)=0$，$f'_k(t=0)=0$，求得：

$$c_3=-\frac{q_k}{\rho AD_k}\frac{t_0^2}{\bar{\omega}_k^2t_0^2-2\xi_kt_0\bar{\omega}_k+1},\qquad c_4=\frac{\dfrac{q_k}{\rho AD_k}\dfrac{t_0^2}{\bar{\omega}_k^2t_0^2-2\xi_kt_0\bar{\omega}_k+1}}{-t_0(4\omega_k^2\xi_k\sqrt{1-\xi_k^2})}$$

根据公式(7),有:

$$w_k(\theta_1,t)=w_k(\theta_1)f_k(t)=$$

$$w_k(\theta_1)\left\{e^{\alpha t}\left[c_3\cos(\beta t)+c_4\sin(\beta t)\right]+\frac{q_k}{\rho AD_k}\frac{t_0^2}{\bar{\omega}_k^2t_0^2-2\xi_kt_0\bar{\omega}_k+1}e^{\frac{-t}{t_0}}\right\}\tag{26}$$

速度函数、加速度函数为 $w_k(\theta_1,t)$ 的一阶、二阶导数。

3 算 例

3.1 土体声阻抗的影响

结构两端固支,拱的整体角度为 110°,在计算侧向偏移过程中,$\xi_k=2$,拱的半径为 6 m,水平偏移距离为 5.2 m,即 $\theta_0=30°$,杨氏模量为 29 GPa,炸药量为 8 kg,拱的埋深为 3 m,混凝土拱截面 $A=1$ mm $\times 0.8$ mm,设爆炸荷载作用时间为 15 ms。选择 3 种土壤进行比较,3 种土的性质见表 1,当土体声阻抗不同时,对爆炸点与拱圆心连线处拱上的拱点的位移、速度、加速度进行比较。

表 1 3 种土壤的相关参数

Table 1 Properties of three soils

土壤类型	ρ_s/(kg·m^{-3})	$\rho_s c_s$/(kg·m^{-2}·s^{-1})	n
Bukit Timah soil	1 800	2.97×10^6	2.25
Kallang soil	1 420	1.917×10^6	2.50
Dry sand	1 630	4.98×10^6	2.75

从图 5 可以看出,不同土壤有不同的声阻抗,声阻抗越大结构在土中的位移越大,结构速度达到最大值的时间越短。而声阻抗对加速度影响更为明显,加速度在荷载作用的瞬间即达到最大值,然后随着时间的推移,加速度逐渐减小。可以得出,在结构承受荷载时,当结构所在的土体声阻抗越小,对结构造成的影响越小。

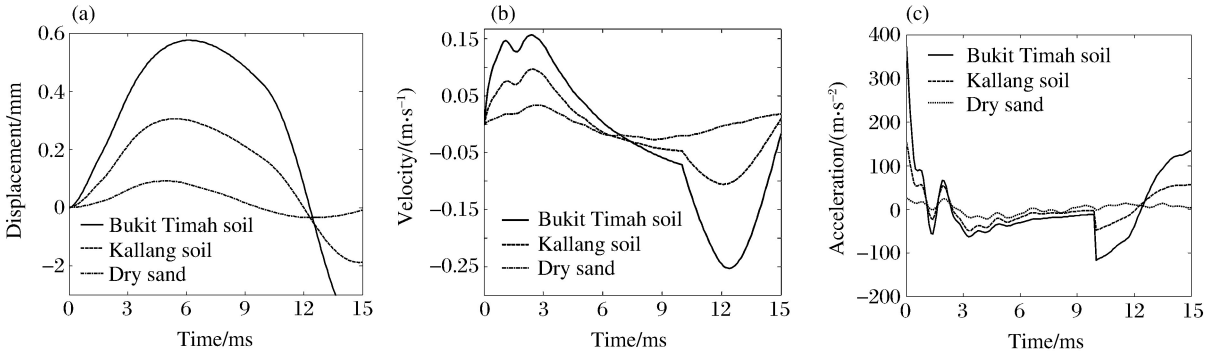


图 5 爆炸点与拱心连线处拱上点的动力响应时程曲线

Fig. 5 Dynamic response-time curves of a certain point at the the arch

3.2 比例爆距对结构动力响应的影响

在计算时,比例爆距选择的范围为 0.5～3.0 m/kg$^{1/3}$,爆炸计算模型取远场爆炸进行研究。不同比例爆距下结构动力响应最大值如图 6 所示。从图 6 可以得出,土体声阻抗越大,结构在各比例爆距下的位移、速度、加速度均增大;且随着比例爆距的增大,结构响应在减小。当比例爆距值为 3.0 m/kg$^{1/3}$时,结构上的最大动力响应趋于零,呈收敛趋势。

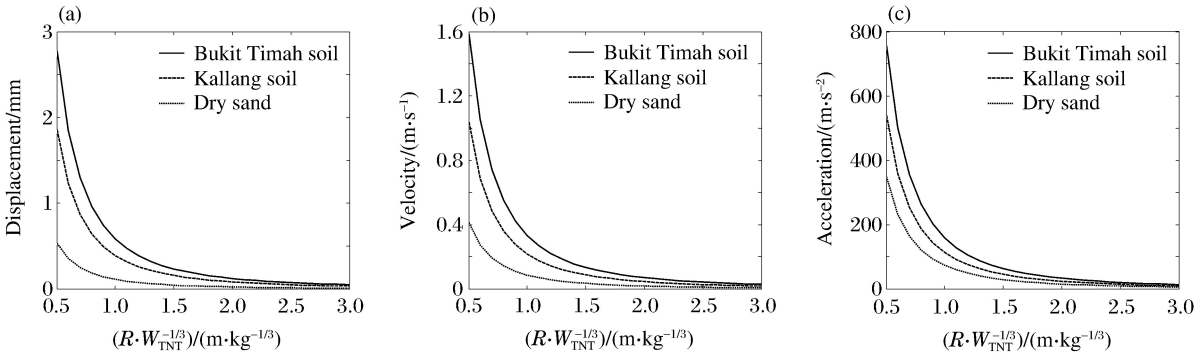


图 6 爆炸点与拱心连线处拱上点的时程响应与比例爆距的关系曲线

Fig. 6 Dynamic response of a certain point at the the arch varying with scale distance

4 结　论

(1)当爆点位于不同位置时，荷载作用范围也会发生变化，导致不同的结构动力响应。

(2)随着衰减系数的减小，结构表面自由场荷载的分布趋于平缓，局部荷载效应减弱，且最大值作用点对应的位置为起爆点的法线方向。

(3)随着偏移距离的增大，荷载与位移的各分布曲线的峰值点也随之偏移，且随着距离的增大，峰值逐渐降低，分布范围增加，局部效应减弱，对结构的损伤也在衰减。

(4)声阻抗与结构动力响应呈正比，比例爆距与结构动力响应呈反比；因此防护结构周围应选择在声阻抗较小的介质中构筑。

参考文献：

[1] WANG Zhongqi, LU Yong, HAO Hong, et al. A full coupled numerical analysis approach for buried structures subjected to subsurface blast[J]. Computers and Structures, 2005,83(4/5):339-356.

[2] MA Guowei, ZHOU Hongyuan, LU Yong, et al. In-structure shock of underground structures: A theoretical approach[J]. Engineering Structures, 2010,32(12):3836-3844.

[3] KIGER S A, DALLRIVA F D, HALL R L. Dynamic skin-friction effects on buried arches[J]. Journal of Structural Engineering, 1989,115(7):1768-1781.

[4] 陈海龙，范华林，金丰年. 爆炸荷载作用下地下拱结构动力分析[J]. 工程力学, 2012,30(4):169-174.
CHEN Hailong, FAN Hualin, JIN Fengnian. Forced vibration of underground clamped arch under arch under blast load[J]. Engineering Mechanics, 2012,30(4):169-174.

[5] 杨昇田，曹志远. 地下结构与岩体动力相互作用的一种解析解[J]. 应用数学和力学，1983,6:861-868.
YANG Shengtian, CAO Zhiyuan. An analytical solution for underground structure-country rock dynamic interaction[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 1983,6:861-868.

[6] MILLER C A, COSTANTINO C J. Structure- foundation interaction of a nuclear power plant with a seismic disturbance[J]. Nuclear Engineering and Design, 1970,14(2):332-342.

[7] WEIDLINGER P, HINMAN E. Analysis of underground protective structures[J]. Journal of Structural Engineering, 1988,114(7):1658-1673.

[8] 陈海龙，金丰年，夏志成，等. 侧向爆炸作用下地下拱结构动力响应[J]. 岩石力学与工程学报，2012,31(增刊 2):3478-3481.
CHEN Hailong, JIN Fengnian, XIA Zhicheng, et al. Dynamic response of underground arch structure under side blast load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012,31(suppl 2):3478- 3481.

[9] 孙惠香，许金余. 爆炸荷载作用下地下结构与围岩动力相互作用研究[J]. 土木工程学报，2011,44(增刊):148-151.
SUN Huixiang, XU Jinyu. Dynamic action study between structure and rock of underground structure subjected to

blast load[J]. China Civil Engineering Journal, 2011,4(suppl):148-151.

[10] HENRYCH J. The dynamics of arches and frames[M]. Amsterdam: Elsevier, 1981.

[11] Department of the Army. Technical Manual TM 5-855-1: Fundamentals of protective design for conventional weapons[M]. Washington, DC, USA: Department of the Army, 1986.

Dynamic response of underground arch structure under lateral point blast loads

ZHOU Zhongxin, JIN Fengnian, YUAN Xiaojun, CHEN Hailong,
ZHOU Jiannan, XU Ying, KONG Xinli

(*State Key Laboratory for Disaster Prevention and Mitigation of Explosion and Impact, College of Defense Engineering, The Army Engineering University of PLA, Nanjing* 210007, *Jiangsu, China*)

Abstract: Firstly, the distribution of load and displacement of the free surface of the arch were obtained by using the geometrical relation and the empirical formula, and the related parameters were discussed. Secondly, the modified soil-structure interaction model was used to solve the vibration equation of the arch orthogonally, and get the analytic solution of the elastic dynamic response of the structure under arbitrary angle loading. Then the time histories curve of displacement, velocity and acceleration were predicted. The analysis results indicate that the responses of the arch are greatly influenced by the acoustic impedance. The larger the acoustic impedance, the greater the displacement, velocity and acceleration of the structure. So the protective structures are better to be constructed in a site with low acoustic impedance.

Keywords: arbitrary angle; point explosion; dynamic response; soil-structure interaction; buried arch structure

(责任编辑 张凌云)