

基于一维波动理论的浅埋刚性结构抗爆分析模型 与试验验证

周新军¹, 陈万祥^{1,2,3*}, 潘建军¹, 尹世钰¹, 纪玉国¹

(1.陆军工程大学爆炸冲击防灾减灾全国重点实验室, 南京 210007;

2.中山大学土木工程学院, 珠海 519082;

3.隧道工程灾变防控与智能建养全国重点实验室, 广州 510275)

摘要: 爆炸地冲击是地下防护工程尤其是浅埋防护工程的主要设计荷载。本研究将浅埋刚性结构及其上部覆土看作支承于弹性地基上的等效结构, 建立了基于一维波动理论的浅埋刚性结构抗爆分析模型, 采用分离变量法和加权正交内积法求解非线性波动方程, 得到土体与浅埋刚性结构界面法向位移的驻波解, 分析了荷载特征、结构与地基层压缩波比值对结构动力响应的影响规律。结果表明, 利用一维波动理论可以将浅埋结构的动态位移表达为将动载峰值视作静载作用下的结构位移乘以动力函数的形式, 能够合理解释多种试验现象, 对于刚性较大的地下结构具有较好计算精度, 物理意义明确, 便于工程采用。爆炸荷载的升压时间和持续时间对结构动力函数有重要影响, 升压时间越短, 持续时间越长, 则结构动力反应越大; 结构与地基层压缩波比值对浅埋结构的动力响应有显著影响, 即结构的动力行为由结构与土体抵抗体积变形能力决定。将理论计算结果与现有的三组试验数据进行对比分析, 土中荷载峰值及结构位移峰值与试验值的相对误差分别为 5.57%~17.87% 和 9.86%~13.22%, 验证了本文分析模型的可靠性和预测精度, 因而基于一维波动理论的土与结构相互作用可合理反映地下结构抗爆动态行为, 为定量评估浅埋刚性结构的抗爆动力反应提供一种有效手段。

关键词: 爆炸荷载; 波动理论; 浅埋结构; 动力响应; 试验研究

中图分类号:

国标学科代码:

文献标志码:

Blast-resistance analytical model for shallow-buried rigid structures based on one-dimensional wave theory and its experimental validations

ZHOU Xinjun¹, CHEN Wanxiang^{1,2,3*}, PAN Jianjun¹, YIN Shiyu¹, JI Yuguo¹

(1. State Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation of Explosion and Impact, PLA Army Engineering University, Nanjing 210007, China;

2. School of Civil Engineering, Sun Yat-sen University, Zhuhai 519082, China;

3. State Key Laboratory of Tunnel Engineering, Guangzhou 510275, China)

Abstract: Blast-induced ground shock is considered as the primary design load for underground protective structures, especially those that are shallow-buried. A shallow-buried rigid structure and its overlying soil are regarded as an equivalent structure supported on an elastic foundation and an analytical blast-resistant model based on one-dimensional wave theory is established. By solving the nonlinear wave equation with the separation of variables methods and orthogonal inner product methods, the standing wave solution for normal displacement at the soil-shallow buried rigid structure interface is derived, and the effects of load characteristics and structure-overlying soil compression wave ratio on the structural dynamic response are examined. Results indicate the dynamic displacement of shallow-buried structures can be expressed as the structural displacement yielded by static load being equivalent to peak blast load multiplied by a dynamic function according to one-dimensional wave theory. This method provides a justification for various experimental phenomena, achieves favorable calculation accuracy for underground structure with high rigid, and offers clear physical interpretation, making it well-suited for practical engineering applications. Amplification of structure dynamic response is observed with a shorter rise time and longer duration of blast load, indicating the significant influence of temporal parameters on the dynamic function. The dynamic

*收稿日期: 2026 年 5 月 7 日; 修回日期: 2026 年 7 月 13 日;

基金项目: 国家自然科学基金项目 (52378548; 52508594)

第一作者: 周新军 (1998—), 男, 硕士生, E-mail: 18112979285@163.com;

通信作者: 陈万祥 (1977—), 男, 博士, 教授, 博导, E-mail: chenwx77@mail.sysu.edu.cn。

response of shallow-buried structures is significantly influenced by the ratio of the compression wave between the structure and the ground layer, indicating that the dynamic behavior of the structure is determined by the capacity of the structure and soil to resist volumetric deformation. It is shown the relative errors between the analytical results and measured data for the solid pressure and the structural displacement are varied from 5.57% to 17.87% and from 9.86% to 13.22% respectively and thus the reliability and prediction accuracy of proposed model are validated. Consequently, it is demonstrated that the dynamic behavior of underground structures under blast loading can be reasonably depicted by the soil-structure interaction based on one-dimensional wave theory. The blast-resistance of such structures can be reasonably estimated by taking the interaction between soil and structure into account. It provides an effective tool for the analysis of shallow-buried structure subjected to blast loading.

Keywords: blast loading; wave theory; shallow-buried structure; dynamic response; experimental study

已积累的大量试验资料表明^[1-2], 爆炸地冲击可引起强烈的工程性震动, 造成主体结构、设施和设备的严重损坏, 已引起防护工程界的极大关注。覆土厚度较薄不能满足成拱条件的地下结构称为浅埋结构^[3]。由于上部覆土中的压缩波与结构存在动力相互作用, 且地下结构所受的动载与压缩波传播、土介质特性、覆土厚度、结构反射等因素有关^[4], 其爆炸运动规律及动内力较为复杂, 动态行为有待深入研究。

目前, 土中结构抗爆分析模型可归纳为两类^[5]: (i) 首先确定作用于结构周边的动载, 将土与结构分离开进行动力分析; (ii) 将土和结构作为一个整体进行求解。工程设计中通常采用第一类分析模型, 根据土与结构相互作用法、三系数法或拱效应方法来确定土中结构动载^[6]。因基于一维波动理论的土与结构相互作用能够解释多种试验现象, 对于刚性较大及刚性较小的结构具有较好精度, 因而被广泛采用。多年来, 国内外学者对地下结构的抗爆动力响应进行了系列研究。在国外, Krauthammer 等^[7,8]以 Timoshenko 梁理论为基础, 得到了爆炸荷载作用下钢筋混凝土 (RC) 梁的动力响应; Abedi 等^[9]通过建立考虑多种影响因素的浅埋箱结构多模式耦合抗力函数模型, 采用能量等效法推导了其等效单自由度体系动力响应的解析解, 并结合 P-I 曲线与已知数据验证了模型的合理性; Mussa 等^[10]采用 ALE 技术对爆炸荷载作用下土中压力波传播规律进行精细化模拟, 建立了适用于土介质中远场爆炸峰值压力计算修正公式, 结合单自由度体系揭示了衬砌厚度与埋深对抗爆性能的耦合影响机制; Rigas 等^[11]基于爆源-地面-管道模型分析, 揭示了安全距离与炸药量、管道动力响应的定量关系。国内的钱七虎等^[12]通过国内外试验数据与理论结果的对比分析, 发现一维波动理论在计算顶板荷载时的不足, 提出了基于二维效应的位移修正项; 方秦等^[13]针对爆炸荷载下 RC 结构易发生脆性剪切破坏, 结合考虑应变率效应的二维弹粘塑性混凝土本构模型, 在 FOAM HEST 系列试验结果基础上, 预测了结构的动力响应与失效机理; 夏雨晴等^[14]采用理论分析、数值模拟和全尺寸试验结合的方法, 研究了爆炸冲击荷载作用下埋地管道的动力响应, 建立了一种与试验结果高度吻合的有限元模型; 周强等^[15-16]开展的试验结果表明, BFRP 筋加固可大幅提高隧道的抗爆性能, 发现位移与裂缝宽度相对于传统钢筋混凝土隧道分别降低了 54.9% 和 93.2%; 刘琦等^[17]基于土中压缩波传播机理, 提出了三分区理论, 得到了地冲击作用区角度与空气冲击波超压冲量和直接地冲击应力冲量的线性关系模型, 预测了不同装药条件和炸药类型下结构的动力响应; 康煌等^[18]根据浅埋爆炸载荷的作用特点, 提出了浅埋固支板动力响应的分析模型, 得到了固支方板中心挠度的无量纲关系式。

第二类分析模型能合理描述地下结构动力反应, 计算精度较高, 但计算理论过于复杂, 难以推广应用。本文将浅埋刚性结构及其上部覆土看作支承于弹性地基上的等效结构, 建立一种基于一维波动理论的浅埋刚性结构抗爆分析模型, 采用分离变量法和加权正交内积法求解非线性波动方程, 得到土体与浅埋刚性结构界面法向位移的驻波解, 分析了荷载特征、结构与覆土层压缩波比值等因素对结构动力响应的影响规律, 结合已有的试验结果验证理论模型的可靠性和预测精度。

1 浅埋刚性结构抗爆分析模型

试验及分析^[19]表明, 对于构筑于土壤中的整体式钢筋混凝土结构, 其本身的弯曲、压缩变形远小于结构整体沉陷。大多数情况下, 弯曲变形只占全部变形的 15%~25% 左右, 因此在抗爆动力分析中可将其视为“可动刚体”^[6]。

1.1 基本理论

对于土中浅埋刚性结构动载可以利用一维波动理论进行分析^[20]。根据一维平面波假定, 忽略土中压缩波遇到结构时的二维、三维效应影响, 且加载过程中土-结构界面处的应力和位移保持连续。不失一般性, 设刚性结构上部土壤的长、宽、高分别 $l \times b \times h_e$, 覆土质量 $m_e = \rho_e \times l \times b \times h_e$ 覆土与结构的

接触面积为 $A=l \times b$ ，结构等效质量为 $M=\rho_c \times l \times b \times h_c$ 。在覆土表面作用有爆炸荷载 $p(t)=p_m f(t)$ ，其中 p_m 为爆炸荷载峰值， $f(t)$ 时间特征函数。如图 1 所示，假设浅埋结构为具有等效质量 M 的不可压缩刚体，支承于等效刚度为 K 的弹性地基上。由于土与结构之间的非理想接触，两者界面具有存储和耗散能量的能力，通过土和结构体积在时间与空间上的变化来表征他们的位移来^[21]。以覆土层为研究对象，可以建立如下一维波动方程：

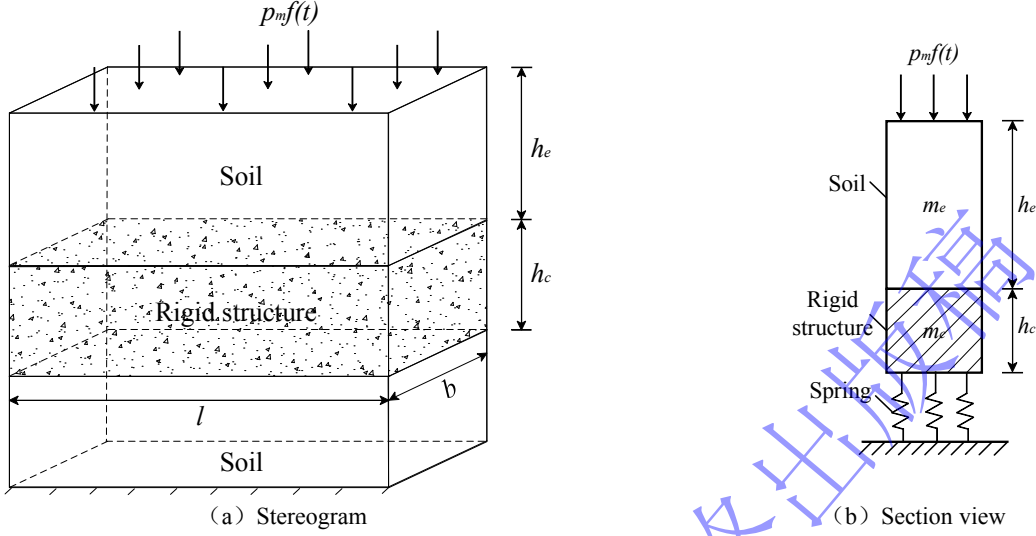


图 1 等效结构示意图
Fig.1 Schematic diagram of equivalent structure

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = C_e^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (1)$$

式中， u 为土壤位移； C_e 为土壤压缩波波速。根据土体瞬态受力情况，覆土表面及土与结构界面处的边界条件分别为：

$$E_e \frac{\partial u}{\partial x} \Big|_{x=0} = -p f(t) \quad (2a)$$

$$E_e \frac{\partial u}{\partial x} \Big|_{x=h_e} = -\frac{M}{A} \frac{\partial^2 u(h_e, t)}{\partial t^2} - \frac{K}{A} u(h_e, t) \quad (2b)$$

初始条件为：

$$u \Big|_{t=0} = \frac{\partial u}{\partial t} \Big|_{t=0} = 0 \quad (3)$$

式中， E_e 为土壤弹性模量； $K = \frac{\rho_c C_p^2 A}{2l}$ 为弹性地基刚度， C_p 为结构压缩波波速。将覆土和土中结构看作一个整体并支承于弹性地基上，覆土中某一点 x 的位移包括土体压缩位移和土中结构刚性位移，因此土壤位移可表示为：

$$u(x, t) = r(x, t) + s(x, t) \quad (4)$$

其中，土体压缩位移为 $s(x, t) = \frac{1}{E_e} \left[\frac{E_e A}{K} + (h_e - x) \right] p_m f(t)$ 。将式 (4) 代入方程 (1) - (3) 可得到波动方程：

$$\frac{\partial^2 r}{\partial t^2} = C_e^2 \frac{\partial^2 r}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 s}{\partial t^2} \quad (5a)$$

$$\frac{\partial^2 r}{\partial t^2} = C_e^2 \frac{\partial^2 r}{\partial x^2} \quad (5b)$$

为了分析方便，工程设计计算时一般假定 $f(t)$ 为线性，故 $\ddot{f}(t) = 0$ ，其波动方程如 (5b) 所示。

本文仅考察土中结构刚性位移，则式（5）的动力边界条件为：

$$\left. \frac{\partial r}{\partial x} \right|_{x=0} = 0 \quad (6a)$$

$$E_e \left. \frac{\partial r}{\partial x} \right|_{x=h_e} = -\frac{M}{A} \frac{\partial^2 r(h_e, t)}{\partial t^2} - \frac{K}{A} r(h_e, t) \quad (6b)$$

初始条件为：

$$r(x, 0) = \frac{p_m f(0)}{E_e} \left(-\frac{E_e A}{K} - h_e + x \right) \quad (7a)$$

$$\frac{\partial r(x, 0)}{\partial t} = \frac{p_m \dot{f}(0)}{E_e} \left(-\frac{E_e A}{K} - h_e + x \right) \quad (7b)$$

显然，一维波动方程（5）描述了弹性波在土介质中的传播规律，其解可以表现为行波（达朗贝尔解）或驻波（分离变量解），具体形式取决于初始条件和边界条件。对于有限深度土壤，其一维波动方程对应的空间方程和时间方程分别为：

$$\frac{\partial^2 X(x)}{\partial x^2} + \beta X(x) = 0 \quad (8a)$$

$$\frac{\partial^2 T(t)}{\partial t^2} + C_e^2 \beta T(t) = 0 \quad (8b)$$

式中， λ 为本征值。满足边界条件式（6a）的分离变量解可表示为 $r(x, t) = X(x)T(t)$ 。利用特征值法分别求解空间方程和时间方程，将所得特解进行线性叠加得到一维波动方程（5）的级数解：

$$r(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} X_n(x) T_n(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \cos\left(\frac{\beta_n x}{h_e}\right) \left[A_n \cos\left(\frac{\beta_n C_e t}{h_e}\right) + B_n \sin\left(\frac{\beta_n C_e t}{h_e}\right) \right] \quad (9)$$

其中， $\omega_n = \frac{\beta_n C_e}{h_e}$ 是第 n 阶模态的角频率。由于本征函数特解的线性独立，将式（9）代入边界条件式（6b）可得到常量方程：

$$\tan \beta_n = \frac{K h_e}{E_e A} \frac{1}{\beta_n} - \frac{M C_e^2}{E_e A h_e} \beta_n \quad (10)$$

假设 β_n 很小，则有 $\tan \beta_n \approx \beta_n$ ，因此 $\beta_n = \left(\frac{K h_e^2}{E_e A h_e + M C_e^2} \right)^{1/2}$ 。由于边界条件式（6b）中涉及可动浅埋刚性结构，其本征函数在标准内积下非正交，因此需要构造包含土中结构贡献的加权内积，即：

$$\int_0^{h_e} X_m(x) X_n(x) dx + \frac{M}{\rho_e A} X_m(h_e) X_n(h_e) = 0 (m \neq n) \quad (11a)$$

$$\int_0^{h_e} X_n^2(x) dx + \frac{M}{\rho_e A} X_n^2(h_e) = \frac{h_e}{2} \left(\frac{\sin 2\beta_n}{2\beta_n} + 1 \right) + \frac{M C_e^2}{E_e A} \cos^2 \beta_n (m = n) \quad (11b)$$

根据初始条件式（7）和式（11），采用内积法确定级数解式（9）的系数：

$$A_n = \frac{\int_0^{h_e} r(x, 0) \cos\left(\frac{\beta_n x}{h_e}\right) dx + \frac{M}{\rho_e A} r(h_e, 0) \cos \beta_n}{N_n} = -\frac{p_m C_n}{N_n} f(0) \quad (12a)$$

$$B_n = \frac{\int_0^{h_e} \frac{\partial r(x, 0)}{\partial t} \cos\left(\frac{\beta_n x}{h_e}\right) dx + \frac{M}{\rho_e A} \frac{\partial r(h_e, 0)}{\partial t} \cos \beta_n}{N_n \omega_n} = -\frac{p_m C_n}{N_n \omega_n} \dot{f}(0) \quad (12b)$$

式中， N_n 和 C_n 的值分别为：

$$N_n = \frac{h_e}{2} \left(\frac{\sin 2\beta_n}{2\beta_n} + 1 \right) + \frac{MC_e^2}{E_e A} \cos^2 \beta_n \quad (13a)$$

$$C_n = \frac{1}{E_e} \left[\frac{E_e h_e A}{K \beta_n} \sin \beta_n + \frac{h_e^2}{\beta_n^2} (1 - \cos \beta_n) \right] + \frac{M}{\rho_e A} \cos \beta_n \quad (13b)$$

联立常量方程 (10) 可得到 $C_n = \frac{h_e^2}{E_e \beta_n^2}$ 。综上所述, 土壤中任意点的总位移及应力分别为:

$$u(x, t) = r(x, t) + s(x, t) = \frac{1}{E_e} \left[\frac{E_e A}{K} + (h_e - x) \right] p_m f(t) + \sum_{n=1}^{\infty} \cos \left(\frac{\beta_n x}{h_e} \right) \cdot \left[A_n \cos \left(\frac{\beta_n C_e t}{h_e} \right) + B_n \sin \left(\frac{\beta_n C_e t}{h_e} \right) \right] \quad (14a)$$

$$\sigma(x, t) = E_e \frac{\partial u(x, t)}{\partial x} = -p_m f(t) - E_e \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\beta_n}{h_e} \sin \left(\frac{\beta_n x}{h_e} \right) \cdot \left[A_n \cos \left(\frac{\beta_n C_e t}{h_e} \right) + B_n \sin \left(\frac{\beta_n C_e t}{h_e} \right) \right] \quad (14b)$$

由此得到覆土与刚性结构界面处的位移为:

$$u(h_e, t) = r(h_e, t) + s(h_e, t) = \frac{p_m f(t) A}{K} + \sum_{n=1}^{\infty} \cos \beta_n \cdot \left[A_n \cos \left(\frac{\beta_n C_e t}{h_e} \right) + B_n \sin \left(\frac{\beta_n C_e t}{h_e} \right) \right] \quad (15)$$

1.2 动力函数简化

由于式 (6b) 惯性力和弹性力的存在, 模态方程无法解耦, 故将式 (9) 代入到式 (5a) 并对等式两边进行加权内积, 根据正交性得:

$$\ddot{T}_n + \omega_n^2 T_n = -\frac{p_m C_n}{N_n} \ddot{f}(t) \quad (16)$$

通过 Duhamel 积分可解得式 (16) 通解为:

$$T_n(t) = -\frac{p_m C_n}{N_n} f(0) \cos \omega_n t - \frac{p_m C_n}{N_n \omega_n} \dot{f}(0) \sin \omega_n t - \frac{p_m C_n}{\omega_n N_n} \int_0^t \ddot{f}(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau \quad (17)$$

对上式积分项求解有:

$$\int_0^t \ddot{f}(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau = -\dot{f}(0) \sin \omega_n t + \omega_n \int_0^t \dot{f}(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau \quad (18a)$$

$$\int_0^t \dot{f}(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau = f(t) - f(0) \cos \omega_n t + \omega_n \int_0^t f(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau \quad (18b)$$

联立式 (17) 可得:

$$T_n(t) = \frac{-p_m C_n}{N_n} f(t) + \frac{p_m C_n \omega_n}{N_n} \int_0^t f(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau \quad (19)$$

对 $s(x, t)$ 按照特征函数展开, 有:

$$s(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} q_n(t) X_n(x) \quad (20)$$

同理可解得:

$$s(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{p_m C_n}{N_n} f(t) \quad (21)$$

将式 (9)、(19) 和 (21) 代入式 (4) 得到土壤任一点的总位移和应力分别为:

$$u(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{p_m C_n}{N_n} \omega_n \int_0^t f(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{p_m h_e \cos\left(\frac{\beta_n x}{h_e}\right) \omega_n \int_0^t f(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau}{E_e \beta_n^2 \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sin 2\beta_n}{2\beta_n} + 1 \right) + \frac{MC_e^2}{E_e A h_e} \cos^2 \beta_n \right]} \quad (22a)$$

$$= \frac{p_m A}{K} \cdot k(x, t)$$

$$\sigma(x, t) = E_e \frac{\partial u}{\partial x} = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{p_m \sin\left(\frac{\beta_n x}{h_e}\right) \omega_n \int_0^t f(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau}{\beta_n \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sin 2\beta_n}{2\beta_n} + 1 \right) + \frac{MC_e^2}{E_e A h_e} \cos^2 \beta_n \right]} \quad (22b)$$

$$= p_m \cdot \varphi(x, t)$$

式中, $k(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{K h_e \cos\left(\frac{\beta_n x}{h_e}\right) \omega_n \int_0^t f(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau}{E_e A \beta_n^2 \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sin 2\beta_n}{2\beta_n} + 1 \right) + \frac{MC_e^2}{E_e A h_e} \cos^2 \beta_n \right]}$ 为位移动力函数;

$$\varphi(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\sin\left(\frac{\beta_n x}{h_e}\right) \omega_n \int_0^t f(\tau) \sin \omega_n (t - \tau) d\tau}{\beta_n \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sin 2\beta_n}{2\beta_n} + 1 \right) + \frac{MC_e^2}{E_e A h_e} \cos^2 \beta_n \right]}$$
 为应力动力函数。

1.3 抗爆动力反应

由式(22)可知, 浅埋刚性结构的动态位移可简化为弹性地基上等效结构的最大静位移乘以动力函数。空气冲击波作用于地面时, 压缩土壤形成压缩波向下传播, 并在土与结构界面发生相互作用, 而土壤表面的爆炸荷载峰值及特征时间是影响结构动态反应的重要因素。基于爆炸相似定律定义比例距离 Z , 得到爆炸空气冲击波超压峰值及持续时间与比例距离的关系:

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{Q}} \quad (23a)$$

$$p_m = f(Z) \quad (23b)$$

$$\theta = \sqrt[3]{Q} g(Z) \quad (23c)$$

式中, p_m 为空气中冲击波的峰值超压; Q 为 TNT 质量; R 为到爆心的距离。因空气中爆炸冲击波峰值计算非常复杂, 且现有公式对于比例爆距较小时离散性较大。目前, 对于球形炸药应用较多的超压峰值计算方法有 TM5-1300 公式、Henrych 公式、Baker 公式及 Brode 公式等, 正压作用时间的计算方法有 Henrych 公式、Baker 公式和 Wu 公式^[22], 具体见表 1 和表 2。

表 1 爆炸空气冲击波峰值超压经验公式

Table 1 Empirical formulas for peak overpressure of airblast

学者	超压峰值/MPa	适用条件
TM5-1300	$p_m = \begin{cases} \frac{1.8629}{Z} + \frac{11.19933}{Z^2} - \frac{0.9315}{Z^3} + \frac{0.02665}{Z^4} \\ \frac{1.24033}{Z} + \frac{3.92737}{Z^2} + \frac{7.29823}{Z^3} - \frac{1.94425}{Z^4} \\ \frac{0.15797}{Z} + \frac{1.96958}{Z^2} - \frac{6.27228}{Z^3} + \frac{24.89097}{Z^4} \end{cases}$	$0.037 \leq Z \leq 0.3967$
		$0.3967 \leq Z \leq 3.967$
		$3.967 \leq Z \leq 39.67$

爆 炸 与 冲 击
Explosion and Shock Waves

Henrych	$p_m = \begin{cases} \frac{1.40717}{Z} + \frac{0.55397}{Z^2} - \frac{0.03572}{Z^3} + \frac{0.000625}{Z^4} \\ \frac{0.61938}{Z} - \frac{0.03262}{Z^2} + \frac{0.21324}{Z^3} \\ \frac{0.0662}{Z} + \frac{0.405}{Z^2} + \frac{0.3288}{Z^3} \end{cases}$	$0.05 \leq Z \leq 0.3$
		$0.3 \leq Z \leq 1$
		$1 \leq Z \leq 10$
Baker	$p_m = \begin{cases} \frac{2.006}{Z} + \frac{0.194}{Z^2} - \frac{0.004}{Z^3} \\ \frac{0.067}{Z} + \frac{0.301}{Z^2} + \frac{0.431}{Z^3} \end{cases}$	$0.05 \leq Z \leq 0.5$
		$0.5 \leq Z \leq 70.9$
Brode	$p_m = \begin{cases} \frac{0.67}{Z^3} + 0.1 \\ \frac{0.975}{Z} + \frac{0.1455}{Z^2} + \frac{0.585}{Z^3} - 0.0019 \end{cases}$	$p_m > 1\text{Mpa}$
		$0.01 \leq p_m \leq 1\text{Mpa}$

表 2 正压作用时间
Table 2 Positive phase duration

学者	正压作用时间/ms
Henrych	$\theta = (0.107 + 0.444Z + 0.264Z^2 - 0.129Z^3 + 0.0335Z^4) \sqrt[3]{Q}$
Baker	$\theta = 1.5 \times 10^{-3} Q^{1/6} \sqrt{R}$
Chegnwing Wu	$\theta = 1.9Z^{1.3} + 0.5Z^{0.72} Q^{0.16}$

当炸药置于刚性地面爆炸时，由于地面的阻挡，爆炸的初始冲击波被地面反射并得到加强，在这种情况下 $Q_q=2Q$ ；当炸药置于普通土壤地面爆炸时，地面土壤受到高温、高压爆炸产物的作用发生变形，破坏。因此，需考虑地面消耗一部分爆炸能量，在这种情况下 $Q_q=(1.7\sim1.8)Q$ 。

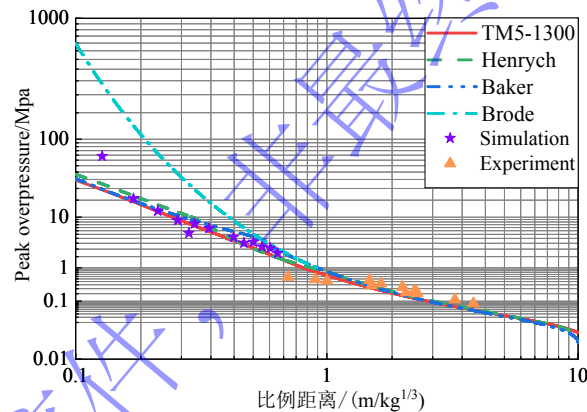


图 2 经验公式与试验值、模拟值对比图^[23-24]

Fig.2 Comparison of peak overpressure values between empirical formulas and experiment & simulation

图 2 给出了四种典型经验公式与文献[23]试验值和文献[24]数值模拟值的对比关系。各经验公式预测结果随比例距离呈现出非线性特征，当比距离大于 $1 \text{ m/kg}^{1/3}$ 时，各公式基于相似理论拟合的结果趋于一致，随着比例距离的减小至 $0.3 \text{ m/kg}^{1/3}$ 以下时，压力峰值存在较大离散性，其中 Baker 公式计算结果明显偏高。这是由于小比例距离爆炸时，不同的参数，无论是现场试验的炸药形状、炸药类型还是数值模拟时的材料参数、网格大小等都会对压力峰值产生很大的影响。此外，在相同比例距离下，当药量和爆距不同时，也会得到不同的压力峰值。

总体上看，随着比例距离增大，各公式变化趋势接近。当比例距离小于 $0.6 \text{ m/kg}^{1/3}$ 时，TM5-1300 公式和 Baker 公式给出的超压值十分接近，相对误差分别在 15.29%和 22.94%以内；而 Brode 公式结果显著偏高，误差随比例距离减少呈递增趋势。当比例距离小于 $0.3 \text{ m/kg}^{1/3}$ 时，TM5-1300 较于其他公式吻合性最好。因此，在小比例距离情况下，由于压力峰值的敏感性，选取 TM5-1300 的预测值较为保守，更适合于工程设计计算采用^[25]。

考虑土中压缩波的传播特性与土壤厚度及孔隙率密切相关，当土壤厚度较薄时，应力波传播路径较短，故升压时间较短；当孔隙率较大时，波在土中的传播速度降低，升压时间相应延长。基于这一物理特征，本研究采用有、无升压的三角形荷载及升压平台形荷载进行对比分析，以考察不同荷载形式下结构响应的差异。试验研究^[26]表明，空气中爆炸冲击波升压时间极短，通常将爆炸荷载简化为无升压三角形荷载。基于上述对比分析，本文采用 TM5-1300 公式和 Baker 公式分别估算超压峰值及作用时间。相应于爆

炸冲击波经过在非饱和土中传播而作用于地下结构的动载，可近似用图 3 中无升压时间的三角形荷载，其中 θ 为等冲量作用时间。

$$p(t) = \begin{cases} p_m \left(1 - \frac{t}{\theta}\right) & (0 \leq t \leq \theta) \\ 0 & (t > \theta) \end{cases} \quad (24)$$

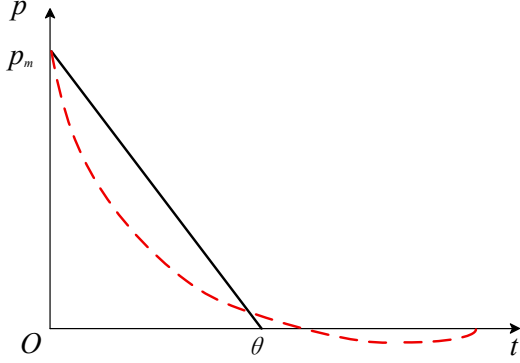


图 3 无升压三角形荷载

Fig.3 Triangular load with zero rising time

因土壤介质压缩性影响，土中压缩波峰值到达时间较空气中冲击波长。为便于确定结构上的荷载及进行结构分析，工程设计中可将爆炸冲击波简化为有升压时间的三角形荷载（如图 4），其中 t_r 为土中压缩波升压时间。

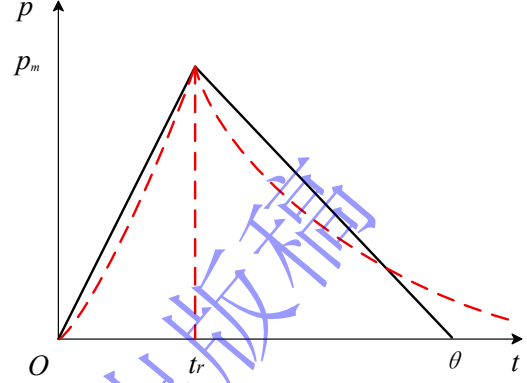


图 4 有升压三角形荷载

Fig.4 Triangular load with finite rising time

$$p(t) = \begin{cases} p_m \frac{t}{t_r} & (0 < t \leq t_r) \\ p_m \left(1 - \frac{t - t_r}{t_1}\right) & (t_r < t \leq t_r + t_1 = \theta) \\ 0 & (t > \theta) \end{cases} \quad (25)$$

地下 RC 结构刚度较大，如果正压作用时 θ 较长，结构最大位移时间出现在 $t_m > t_r$ ，但非常接近 t_r ，故可近似用水平线代替斜线。计算结果^[21]表明，当 $\omega t_r > 30$ 时，有升压平台形荷载计算误差很小。实际工程设计中，通常采用如图 5 所示的升压平台形荷载。

$$p(t) = \begin{cases} p_m \frac{t}{t_r} & (0 \leq t \leq t_r) \\ p_m & (t > t_r) \end{cases} \quad (26)$$

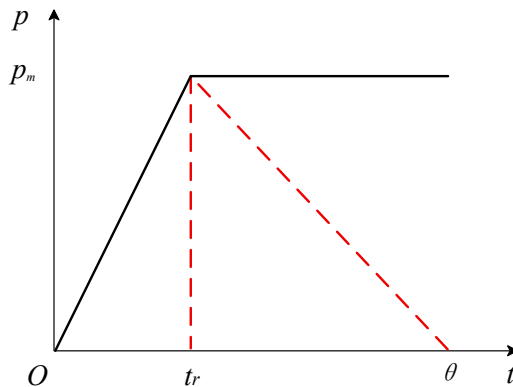


图 5 升压平台形荷载

Fig.5 Ramp-plateau load

2 影响参数分析

试验和分析^[27]表明, 地下结构所受的动载与许多因素有关。地面空气冲击波及其引起的土压缩波, 或武器爆炸直接产生的压缩波、荷载作用时间、土介质性质和结构埋深是决定结构动态响应的关键因素。因此, 本文重点分析荷载特征及结构与覆土压缩波比值对结构位移动力函数的影响规律, 以揭示不同条件下浅埋结构的响应特征。

定义无量纲参数 $s_0 = \frac{Kh_e}{E_e A}$, $\phi_0 = \frac{MC_e^2}{E_e A h_e}$, 则有常量方程 $\tan \beta_n = \frac{s_0}{\beta_n} - \phi_0 \beta_n$, 基于弹性波传播理论, 可得 s_0 与 ϕ_0 的关系为 $s_0 = \frac{Kh_e}{E_e A} = \frac{Kh_e \phi_0 h_e}{MC_e^2} = \phi_0 \frac{m_e}{M} \frac{Kh_e}{E_e A} = \phi_0 \frac{m_e}{M} s_0$, 解得 $\phi_0 = \frac{M}{m_e}$ 。假设覆土质量与浅埋结构等效质量相同时, 有 $\phi_0 = 1$, 则动力响应均取决于 s_0 的值, 所以当 s_0 确定时, β_n 也能

确定。 $s_0 = \frac{Kh_e}{E_e A} = \frac{\rho_e C_p^2 A}{2l} h_e = \frac{h_e}{2l} \cdot \left(\frac{C_p}{C_e} \right)^2$ 。由公式可以看出, s_0 表征了结构与土壤压缩波速的比值, 反映了结构与土壤抵抗体积变形的相对大小, 因此位移动力函数和应力动力函数分别表达为:

$$k(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} s_0 \cdot \frac{\cos\left(\frac{\beta_n x}{h_e}\right) T(t)}{\beta_n^2 \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sin 2\beta_n}{2\beta_n} + 1 \right) + \phi_0 \cos^2 \beta_n \right]} \quad (27a)$$

$$\varphi(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\sin\left(\frac{\beta_n x}{h_e}\right) T(t)}{\beta_n \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sin 2\beta_n}{2\beta_n} + 1 \right) + \phi_0 \cos^2 \beta_n \right]} \quad (27b)$$

式中, $T(t) = \omega_n \int_0^t f(\tau) \omega_n \sin(t - \tau) d\tau$ 。

对埋深为 h_e 的结构, 位移动力函数和应力动力函数分别为:

$$k(t) = k(h_e, t) = \sum_{i=1}^{\infty} s_0 \cdot \frac{\cos \beta_n T(t)}{\beta_n^2 \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sin 2\beta_n}{2\beta_n} + 1 \right) + \phi_0 \cos^2 \beta_n \right]}$$

$$\varphi(t) = \varphi(h_e, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\sin \beta_n T(t)}{\beta_n \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sin 2\beta_n}{2\beta_n} + 1 \right) + \phi_0 \cos^2 \beta_n \right]}$$

当 β_n 很小, 由常量方程 (10) 得到 $\beta_n = \left(\frac{Kh_e^2}{E_e A h_e + MC_e^2} \right)^{\frac{1}{2}}$, 代入 $s_0 = \frac{Kh_e}{E_e A}$ 和 $\phi_0 = 0.1$ 解得

$\beta_n = \sqrt{\frac{s_0}{1.1}}$ 。因此, 位移动力函数 (27a) 和应力动力函数 (27b) 进一步简化为:

$$k(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} s_0 \cdot \frac{\cos\left(\sqrt{\frac{s_0}{1.1}} \frac{x}{h_e}\right) T(t)}{\frac{s_0}{1.1} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sin 2\sqrt{\frac{s_0}{1.1}}}{2\sqrt{\frac{s_0}{1.1}}} + 1 \right) + \phi_0 \cos^2 \sqrt{\frac{s_0}{1.1}} \right]}, \quad \varphi(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\sin\left(\sqrt{\frac{s_0}{1.1}} \frac{x}{h_e}\right) T(t)}{\sqrt{\frac{s_0}{1.1}} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sin 2\sqrt{\frac{s_0}{1.1}}}{2\sqrt{\frac{s_0}{1.1}}} + 1 \right) + \phi_0 \cos^2 \sqrt{\frac{s_0}{1.1}} \right]}。$$

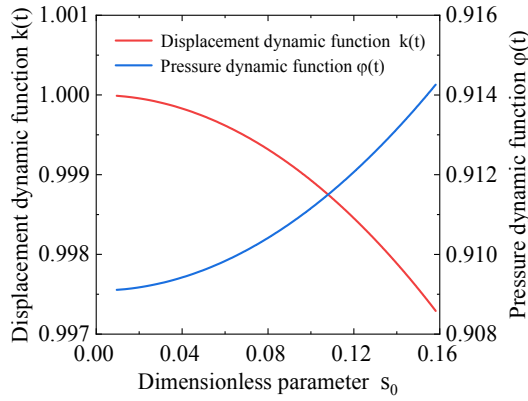


图6 s_0 较小时, 动力函数与 s_0 的关系曲线

Fig.6 Relationship curve between dynamic amplification factor and s_0 for small β values

为更直观反映 β_n 较小时 s_0 对动力函数的影响, 图6为 $T(t)=1$ 时动力函数与 s_0 之间的关系。从图中可以看出, 位移动力函数的范围为 0.9096~1, 在 β_n 较小时随 s_0 增大而减小; 应力动力函数的范围为 0.9092~0.9144, 在 β_n 较小时, 随 s_0 增大有小幅度递增趋势。对于特定性质的土壤介质, 埋深较浅或土-结构接触面积较大的结构, 位移动力函数对 s_0 的变化更敏感。

2.1 荷载形式的影响

对于式 (24) - (26) 所示的爆炸荷载, 可以得到相应的结构位移动力系数 K_d ^[6], 式 (28a)、(28b) 分别是无升压三角形荷载在最大位移出现时间 $t_m > \theta$, 即结构达到最大变位时间大于荷载作用时间时及 $t_m < \theta$ 时位移动力系数与 K_d 的关系; 对于升压平台形荷载和荷载持续时间 t_l 很长的升压三角形荷载, K_d 用式 (28c) 表示:

$$K_d = \sqrt{\left(\frac{\omega\theta - \sin\omega\theta}{\omega\theta}\right)^2 + \left(\frac{1 - \cos\omega\theta}{\omega\theta}\right)^2} \quad (28a)$$

$$K_d = 2 \left(1 - \frac{\tan^{-1}\omega\theta}{\omega\theta}\right) \quad (28b)$$

$$K_d = 1 + 2 \frac{\left|\sin \frac{\omega t_r}{2}\right|}{\omega t_r} \quad (28c)$$

式 (29) 表示 $t_r \leq t \leq \theta$ 时升压三角形荷载的动力函数 D_l , 在该阶段, D_l 可能会达到最大值。此时 $K_d = D_l(t_{\max})$, $t_{\max}$ 由 $\dot{D}_l(t_{\max}) = 0$ 求得。

$$\begin{aligned} D_l &= 1 - \frac{t-t_r}{t_l} + \left(\frac{1}{\omega t_r} + \frac{1}{\omega t_l}\right) \sin[\omega(t-t_r)] - \frac{\sin(\omega t)}{\omega t_r} \\ \dot{D}_l &= \left(\frac{1}{t_r} + \frac{1}{t_l}\right) \cos[\omega(t_{\max}-t_r)] - \frac{\cos(\omega t_{\max})}{t_r} - \frac{1}{t_l} \end{aligned} \quad (29)$$

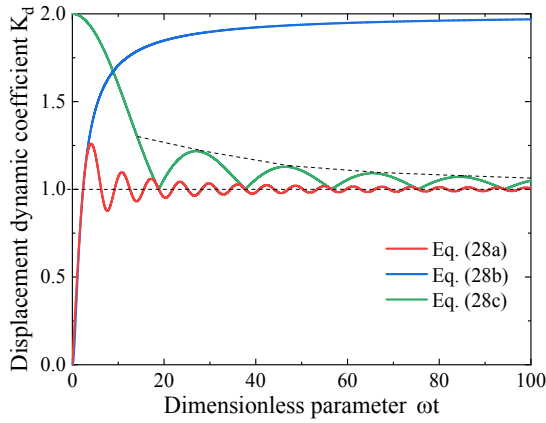


图7 不同荷载形式下动力系数 K_d

Fig.7 Variations of K_d versus ωt under various load types

图7为 $t_l=2t_r$ 时, 式(28)位移动力系数 K_d 与 $\omega\theta$ 关系图。从图中可以发现, 对于 $t_m>\theta$ 的无升压三角形荷载, 当 $\omega\theta$ 较小时, 位移动力函数 K_d 随 $\omega\theta$ 增大而显著增大; 当 $\omega\theta$ 较大时, K_d 的变化趋于平缓; 当荷载作用时间足够长时, 可近似认为荷载的值不随时间变化。对于 $t_m<\theta$ 的无升压三角形荷载, 动力系数 K_d 随 $\omega\theta$ 呈振荡变化, 并随着 $\omega\theta$ 的增大逐渐趋于1。升压平台形荷载最大值减小, 由于 t_r 为近似确定, 因此由其得到的 K_d 剧烈变化与事实不符, 考虑到工程设计安全, 取该波浪形曲线的包络线进行计算。

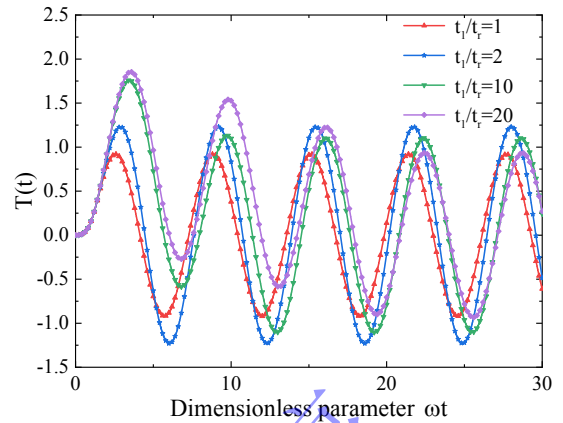


图8 有升压三角形荷载 $T(t)$ 与 ωt 关系曲线

Fig.8 Variations of $T(t)$ versus ωt

图8给出了有升压三角型荷载 $t_r \leq t \leq \theta$ 段, 不同 t_l/t_r 比值下 $T(t)$ 与 ωt 的关系曲线。由图可知, 动力系数随着 t_l/t_r 比值的增大而增大。当 t_l/t_r 比值一定时, 动力函数后续峰值逐渐递减。一般爆炸荷载并非突然达到峰值, 而是在一定时间段 t_r 内逐渐上升。当 ωt_r 较小, t_l/t_r 比值较大时, 放大系数 K_d 趋近于2, 可忽略荷载的升压时间, 认为荷载是突然增加上去的。当 ωt_r 较大时, 动力系数趋近于1, 可认为荷载作用是静荷载的作用。

研究表明^[28], 结构响应与荷载的时间历程密切相关, 因而荷载作用形式对结构动力函数有显著影响。对于特定性质的土壤介质, 图9对比分析了当 s_0 和 ϕ_0 相同、 $\omega\theta$ 为1、5和30、 $t_l=2t_r$ 时, 三种不同的荷载形式对结构动力响应的影响。可以发现在升压平台形荷载作用下结构未发生反弹, 此时结构主要在动荷载作用下做强迫振动; 无升压三角形荷载作用下结构产生了严重的反弹, 构件主要在动荷载消失后做自由振动; 升压三角形荷载经一段时间后发生反弹。这是由于无升压三角形荷载瞬间达到峰值后迅速衰减, 能量集中在初期, 荷载形式接近于冲量荷载, 惯性作用尚未激发, 因此位移动力函数 $k(t)$ 较小; 而升压平台形荷载通过升压时间将部分能量延迟至平台端持续输入, 结构达到最大位移时荷载衰减较少。此外, 荷载作用过程用结构惯性效应几乎伴随结构动态响应全过程, 导致结构动态位移被放大。当外荷载频率接近结构自振频率时, 动态位移将明显被放大, 因而动力函数最大值接近于2。结合图7可见, 当 $\omega\theta$ 较小时, 平台形荷载相当于突加平台形荷载, 动力放大系数 K_d 趋近于2, 对结构持续作用, 总冲量显著大于无升压三角形荷载; 当 $\omega\theta$ 适中时, 由于升压段的缓冲作用, 平台形荷载的放大系数可能低于无升压三角形荷载; 当 $\omega\theta$ 较大时, 平台形荷载升压时间过长, 此时 K_d 趋近于1, 荷载已无明显的动力作用而相当于静载。无升压三角形荷载因瞬间达到峰值, 冲量最初大于平台形荷载, 荷载消失后进入自由振动阶段, 随 $\omega\theta$ 的增大, 二者动力函数趋于1。

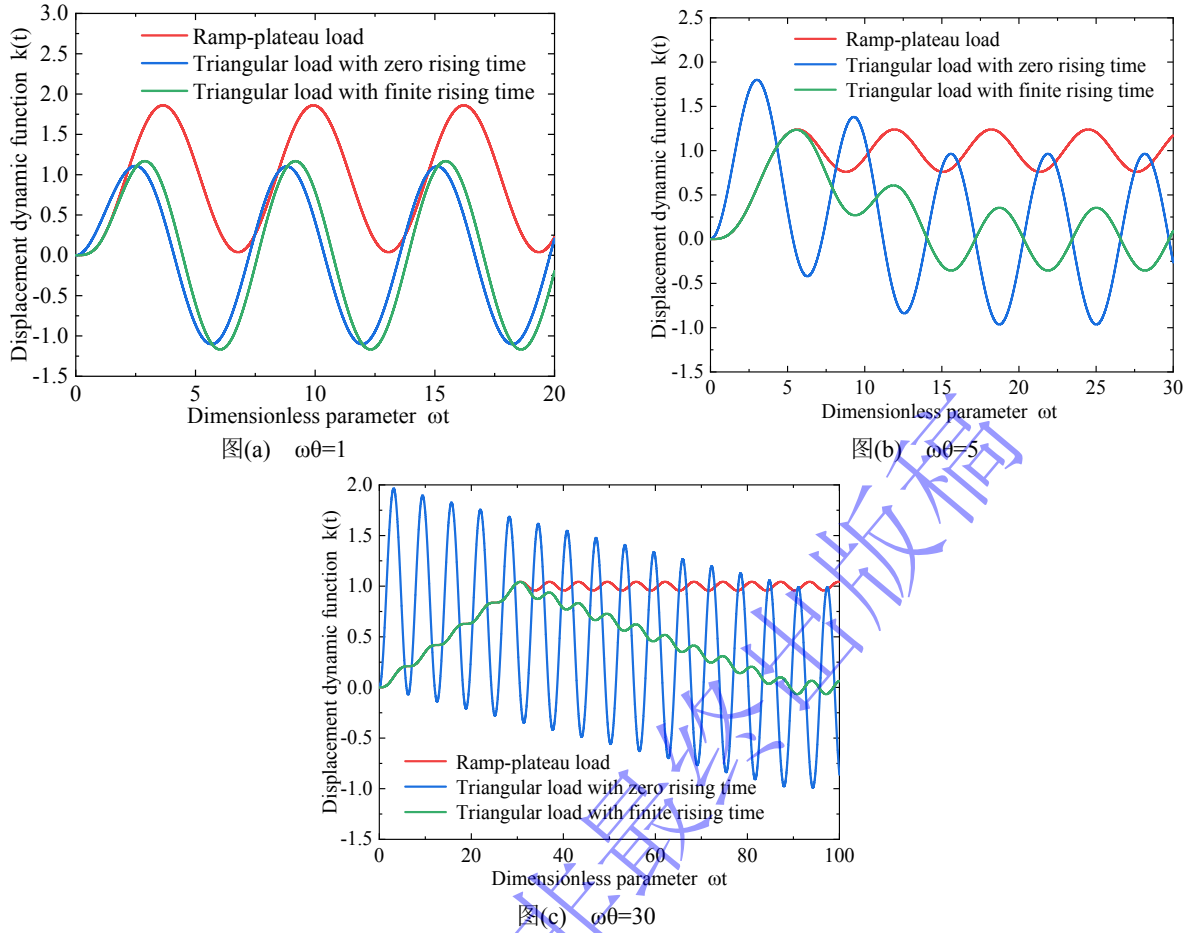
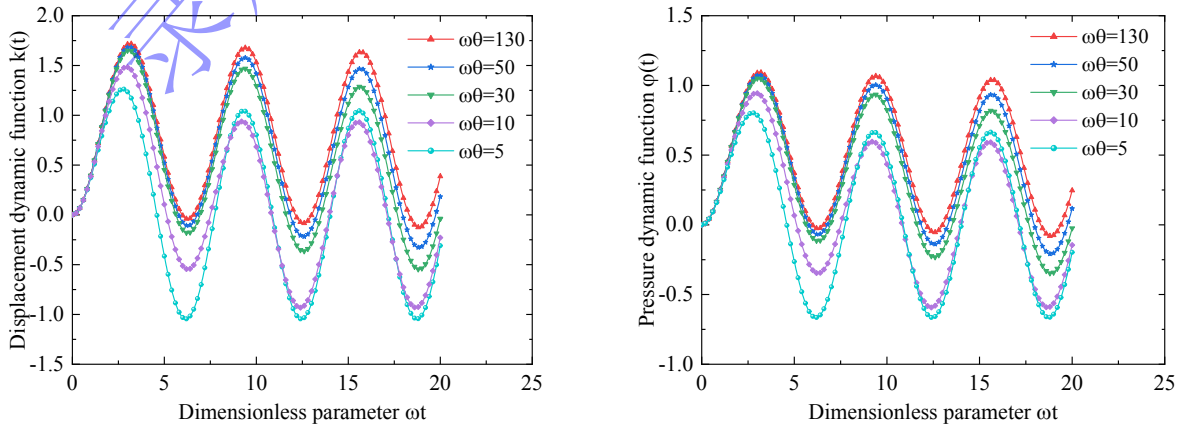


图9 荷载形式对动力函数的影响

Fig.9 Variations of dynamic function versus ωt under various loads types

2.2 参数 $\omega\theta$ 的影响

从图8可以看出,除荷载形式外,位移动力函数也取决于无量纲参数 $\omega\theta$ 。图10对比分析了当 $s_0=1$, $\phi_0=0.1$, 无升压三角型荷载作用下不同 $\omega\theta$ 参数对动力函数的影响。当 $\omega\theta$ 分别为5、10、30和50时,位移动力函数最大值为1.2627、1.4850、1.6523和1.6875;当 $\omega\theta$ 为130时,位移动力函数最大值为1.7206;当 $\omega\theta$ 值较小时,位移动力函数随 $\omega\theta$ 增大而增大的趋势显著;当 $\omega\theta$ 较大时,动力函数的变化趋于平缓,应力动力函数增减趋势随位移动力函数基本一致。这种现象说明随着无量纲参数 $\omega\theta$ 增大结构的动力函数也有所增大,增加荷载作用时间结构会承受更大的冲击荷载峰值,但作用时间增加至一定程度后,进一步增加作用时间对结构承受更大的冲击荷载峰值能力有限。因此,缩短冲击荷载的作用时间可以有效减小结构的动力函数值,有利于提高结构的抗动载能力。



图(a) Variations of $k(t)$ versus ωt under different $\omega\theta$ values

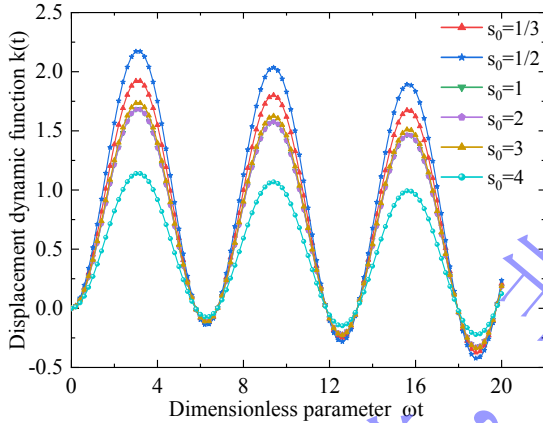
图(b) Variations of $\phi(t)$ versus ωt under different $\omega\theta$

图 10 $\omega\theta$ 对动力函数的影响

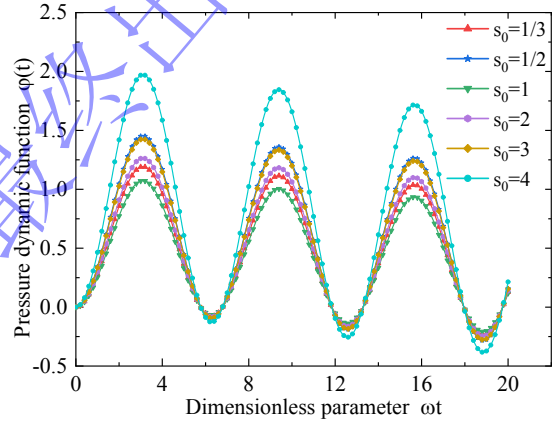
Fig.10 Variations of dynamic function versus ωt under different $\omega\theta$ values

2.3 参数 s_0 的影响

图 11 对比分析了 $\phi_0=0.1$, $\omega\theta=50$ 时, 在不同的 s_0 的条件下, 结构动力函数的变化规律。由于 β_n 关于 s_0 的方程是超越方程, 无法直接表出 β_n 关于 s_0 的解, 故采用常见典型数值进行求解分析。计算表明, 无论是结构所受荷载还是位移随时间变化的性质, 还是其最大值都与 s_0 有关。对于位移动力函数, 当 $s_0=0.5$ 时, 位移动力函数最大为 2.1767; 当 $s_0=4$ 时, 位移动力函数取最小值为 1.1414; 当 s_0 分别为 1 和 2 时, 位移动力函数值相同, 取 1.6856; s_0 取 0.33 和 3 时, 位移动力函数为 1.9261 和 1.7387, 说明位移动力函数基本随 s_0 的增大而减小。应力动力函数与其有很大的差异, 当 $s_0<1$ 时, 应力动力函数随 s_0 的增大而增大; s_0 为 0.33 和 0.5 时, 应力动力函数最大值分别为 1.1927 和 1.4549; 当 $s_0=1$ 时, 应力动力函数最小, 其最大值为 1.0735; 当 $s_0>1$ 时, 应力动力函数随 s_0 的增大而增大; s_0 为 2、3 和 4 时, 应力动力函数最大值分别为 1.2646、1.4270 和 1.9371。通过改变 s_0 的大小可以降低冲击荷载作用下结构的动力响应, 有利于提高结构的承载性能, 由于不同工程材料的位移变形敏感性与应力强度特征存在显著差异, 因此针对结构材料特性优化 s_0 的取值, 可充分发挥结构的抗爆能力。



图(a) Variations of $k(t)$ versus ωt under different s_0 values



图(b) Variations of $\varphi(t)$ versus ωt under different s_0 values

图 11 s_0 对动力函数的影响

Fig.11 Variations of dynamic function versus ωt under different s_0 values

3. 抗爆分析模型试验验证与对比分析

受试验条件和试验技术限制, 目前国内外关于已知爆炸荷载作用下地冲击引起浅埋结构动力响应的试验资料较少。下面将计算结果与文献[29-31]的量测结果进行对比分析, 以验证本文分析模型的可靠性和预测精度。

3.1 试验概况

文献[29]利用高抗力制式抗爆试验坑对若干根 CFRP 加固钢筋混凝土梁的浅埋抗爆动力响应进行了试验研究, 试验布置及量测方案如图 12 所示, 图 13 和图 14 分别为高抗力制式抗爆试验坑和梁配筋图。本文选用试验梁 (编号: L-1-1-0) 的试验结果进行理论可靠性验证, 其具体参数为: 埋深为 0.4m, 截面尺寸为 100mm×120mm, 跨度为 1300mm, C30 混凝土的弹性模量 30Gpa, 纵向主筋为 2 ϕ 8, 箍筋为 ϕ 6@100, 架立钢筋为 2 ϕ 6; 土壤取中密砂基本参数, 弹性模量为 60Mpa, 压实密度为 1700 kg/m³。由弹性纵波在不同介质中的传播特性[6]计算得土体表面作用均布的爆炸荷载, 第一次爆炸按等冲量简化为升压三角形荷载。因为经两次爆炸作用后, 砂土在反射拉伸波作用下密度降低、压缩性增大, 很大程度上延长了冲击荷载的升压时程; 与此同时, L1-1-0 梁经两次爆炸后可能产生微小裂缝, 结构不再保持完全弹性, 残余损伤导致刚度下降, 自振频率降低, 振动周期延长, 即 $\omega t_p > 30$, 因此第三次爆炸荷载形式简化为升压平台形荷载。

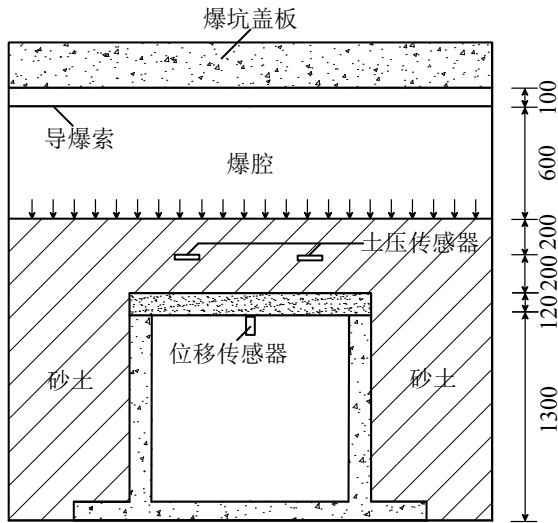


图 12 L1-1-0 梁试验示意图/mm
Fig.12 Schematic diagram for beam L1-1-0 under blast loading



图 13 高抗力制式抗爆试验坑^[29]
Fig.13 Blast-resistance standard test pit

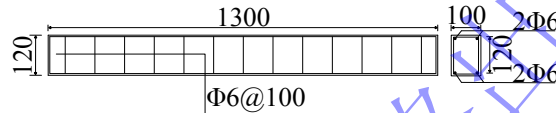


图 14 L1-1-0 梁配筋图/mm^[29]
Fig.14 Reinforcement detailing of beam L1-1-0

文献[30]在三种不同剪切配筋布置的浅埋石灰质砂土中的钢筋混凝土板进行了表面爆炸试验，试验布置及量测方案如图 15 所示。本文选取试验板（编号：S1），具体参数为：几何尺寸为 1.7m×2m，厚度为 0.1m，净跨厚比为 15，混凝土抗压强度为 54.2Mpa，由直径 10 mm 的主筋（间距 100 mm）、直径 6 mm 的次筋（间距 200 mm）、直径 6 mm 的剪力钢筋和直径 6 mm 的对角钢筋（间距 200 mm）加固，其中剪力钢筋呈 100mm×100mm 双向网格状密布。埋置于压实钙质砂土层中，埋深 0.66m。土壤实测密度为 1400kg/m³，含水率 14%，主要成分为 CaCO₃，体积模量为 17.5Mpa，剪切模量为 1.75Mpa。地表采用当量为 7.2kg 的 TNT 正对板心引爆，模拟近区地表爆炸荷载，比例距离 0.38kg/m^{1/3}，图 16 为 S1 板爆炸后的裂缝图。由于 TNT 爆炸产生的冲击波为球面波，采用均布荷载计算公式^[6]得到等效均布荷载进行本文理论分析。同时，鉴于荷载作用时间极短，荷载形式简化为无升压三角形荷载。

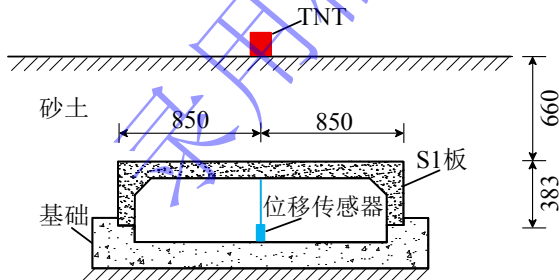


图 15 S1 板试验示意图/mm^[30]
Fig.15 Schematic diagram for slab S1 under blast loading

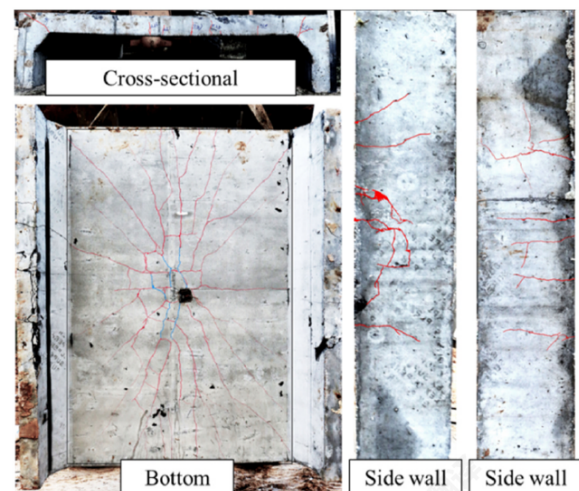


图 16 S1 板爆炸后的裂缝图^[30]
Fig.16 Crack figures after explosion

文献[31]中提出了一种用于承受空气爆炸荷载的浅埋钢筋混凝土箱型结构动态分析方法，并利用来自其他研究者所测试的多个埋设钢筋混凝土箱的现有试验数据进行验证，试验布置及量测方案如图 17 所示。本文选取结构（编号：FH5）进行理论可靠性验证，试件具体参数为：箱型结构截面尺寸

为 $1.22\text{m} \times 1.22\text{m}$ ，跨度为 4.88m ，厚度为 0.343m ，净跨与有效厚度之比为 4，混凝土抗压强度为 41.4Mpa 。纵向每 0.127m 间距布置直径 9.5mm 钢筋；横向每 0.140m 间距布置直径 12.7mm 钢筋。采用砂土回填，埋深为 0.244m ，回填砂土密度为 1725kg/m^3 ，压缩波波 457m/s 。爆炸采用高爆炸药模拟技术，药包密度为 57.7kg/m^3 ，地表作用均布荷载，峰值压力为 124Mpa ，荷载形式简化为无升压三角形荷载。

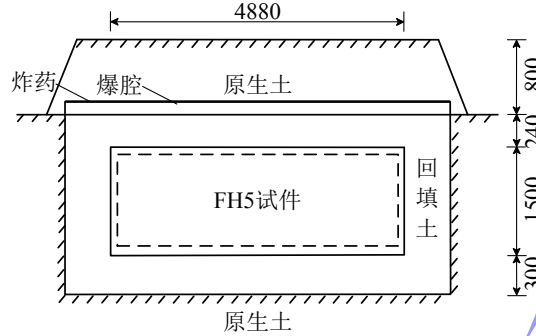
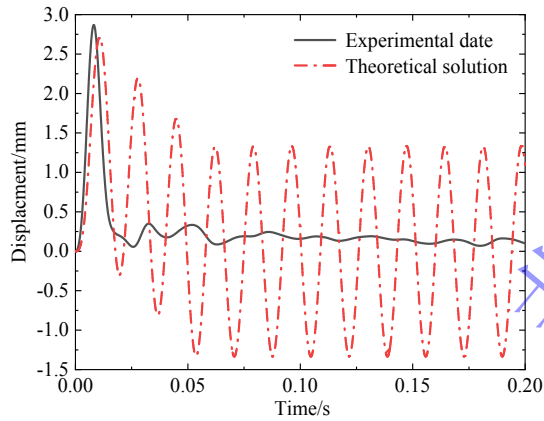


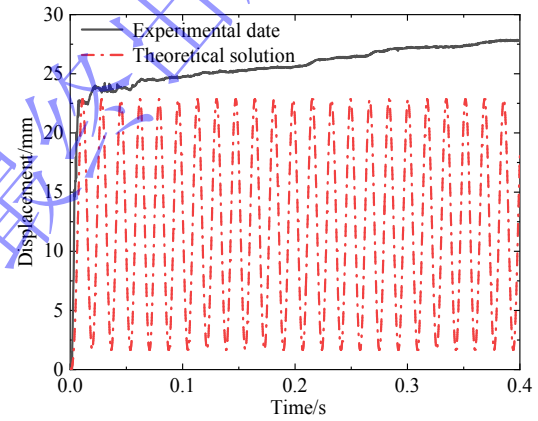
图 17 FH5 结构试验示意图/mm^[31]

Fig.17 Schematic diagram for structure FH5 under blast loading

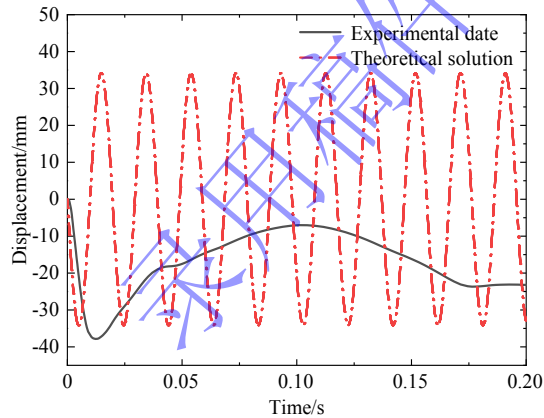
3.2 计算结果和试验结果对比分析



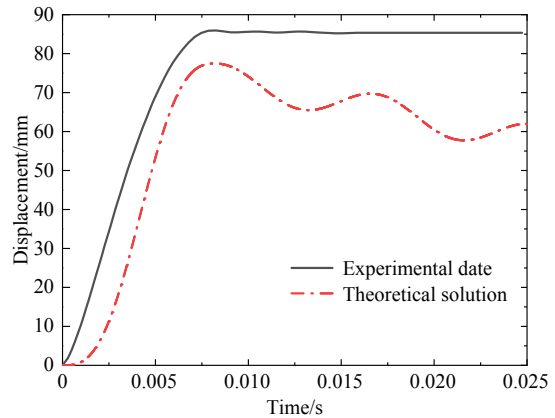
图(a) Beam L1-1-0-1 (The first explosion)



图(b) Beam L1-1-0-3 (The third explosion)



图(c) Slab S1



图(d) Structure FH5

图 18 结构位移时程曲线对比图^[29-31]

Fig.18 Comparison of displacement time history curves

根据上述试验工况和试验参数，利用公式 (22) 对相应结构或构件的抗爆动力反应进行计算。图 18 和图 19 为基于一维波动模型计算位移时程曲线与试验结果对比，由于不考虑阻尼，结构随后进入自由振动状态，上升段基本吻合。

表 3 跨中最大位移对比

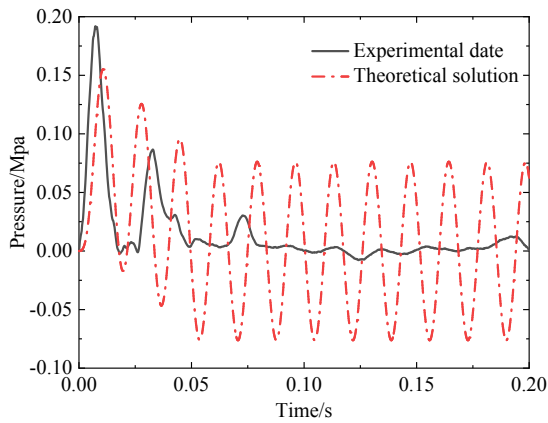
Table 3 Comparison of mid-span displacements

爆 炸 与 冲 击
Explosion and Shock Waves

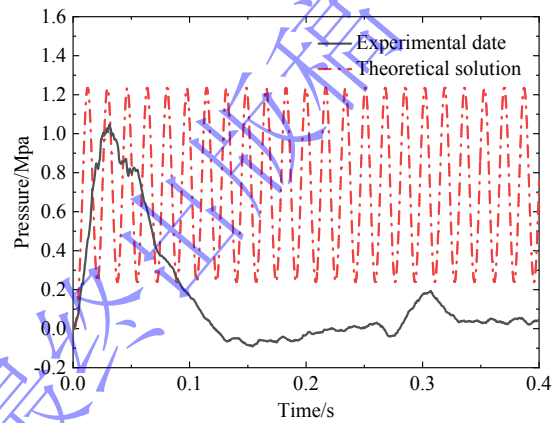
试件编号	荷载形式	跨中最大位移/mm		相对误差/%
		理论值	试验值	
L1-1-0-1	均布荷载	2.71	2.91	-5.57
L1-1-0-3	均布荷载	22.84	27.81	-17.87
S1	球面荷载	34.15	37.86	-9.80
FH5	均布荷载	77.47	85.94	-9.86

表 4 峰值压力到达时间对比^[29-31]
Table 4 Comparison of arrival time for peak overpressure

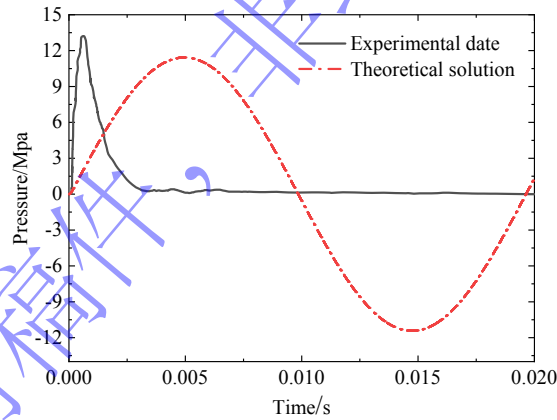
试件编号	理论值/ms	试验值/ms	相对差值/ms
L1-1-0-1	12.20	7.90	4.3
S1	5.18	12.27	7.09
FH5	7.61	7.85	-0.24



图(a) 梁 L1-1-0-1



图(b) 梁 L1-1-0-3



图(c) 板 S1

图 19 压力时程曲线对比图^[29-31]
Fig.19 Comparison of stress time history curves

表 5 土中峰值压力^[29-31]
Table 5 Peak overpressure in soil

试件编号	土中峰值压力/MPa		相对误差/%
	理论值	试验值	
L1-1-0-1	0.155	0.190	-18.42
L1-1-0-3	1.226	1.048	16.98
S1	11.424	13.217	-13.57

从表 3 和表 4 可以发现三种工况理论与试验曲线峰值相对误差控制在 10%以内，但这种相对误差对于梁 L1-1-0-3 达到了 17.87%。这是由于理论模型采用等效线性化土体参数，难以反映高应变率

条件下土壤的非线性动力特性,并且经过多次爆炸后,土壤的密度降低、孔隙率增大,导致其压缩性变大,应力波传播特性进一步改变。此外,经前两次爆炸作用后,结构可能产生微小裂缝导致其整体刚度和承载能力有所退化,从而进一步增大了误差。值得注意的是,总体上理论峰值略低于试验峰值。对比发现,试验值的爆炸荷载与理论值相对误差控制在 18.42%以内,主要原因为:① 一维波动理论采用平面波假定,忽略了浅埋结构中实际存在的二维波动效应以及波在自由地表与结构界面的多次反射与透射,从而低估了实际结构的承载能力;② 理论模型将爆炸荷载简化为三角形或平台形荷载,升压时间依照经验公式或等冲量公式确定,而爆炸荷载实际升压时间受炸药形状,土壤性质,比例距离等多种因素影响^[32,33],简化理论模型难以准确表出多种参数的影响,同时忽略了土与结构的相互作用及砂土在高应变率条件下的动态压缩特性^[34],从而低估了冲击作用下的峰值与上升速度。③ 试验通常采用有限尺寸的模型箱,使得爆炸应力波产生强反射,而理论模型忽略了边界反射效应,导致理论位移峰值与荷载峰值均低于试验值;④ 土壤的非线性压缩性以及多次爆炸后土壤的密度降低,压缩性变大,结构可能产生微小裂缝,使得第三次爆炸作用下梁 L1-1-0 的理论升压时间较快,荷载理论值较大。此外,本文模型忽略了高阶模态与二维效应,对板 S1 等二维结构,高阶模态对其动力响应的贡献不可忽略。

对于三种工况,理论模型中浅埋构件的刚体假设,未能充分模拟试验中可能存在的局部变形,并且模型对土体与结构界面相互作用的边界约束进行了理想化处理,忽略了实际接触面的非线性与能量耗散特性等原因,导致整体结果偏小。对比理论曲线和试验数据可知,在峰值位移之前,理论曲线与试验数据较为一致;但在峰值之后,理论曲线与试验数据存在较大误差。对于近距离爆炸作用,结构的最大位移通常由位移时程曲线的第一峰值主导,故该参数是结构抗爆设计最关心的问题,当结构进入屈服或塑性阶段时,精确的残余变形需采用弹塑性有限元方法。三种工况的理论曲线与试验结果的对比分析显示,本文分析模型的计算误差在 9.86%~18.42%,说明基于一维波动理论的抗爆分析模型为预测浅埋结构的动力响应提供了一种新的有效方法。针对理论模型中浅埋构件的刚体假设,未考虑反映试验中可能存在的局部变形,导致计算结果与试验结果相比偏小,后续研究中拟引入变形体模型进行对比,以合理阐明两种计算模型的差异。

4 结论

本文建立了一种基于一维波动理论的浅埋刚性结构抗爆动力模型,利用分离变数法和加权内积正交法研究了浅埋刚性结构的动力响应问题,分析讨论了不同荷载特征和界面压缩波比值对位移动力函数的影响规律,并验证本模型的可靠性,主要结论如下:

(1) 当爆炸荷载作用于地面时,荷载形式和作用时间对地下结构的动力响应有显著影响。升压时间越短,持续时间越长,则结构动力反应越大。

(2) 提出了与地基刚度、结构埋深、土壤弹性模量和接触面积相关的无量纲参数 s_0 ,明确了影响因素。分析表明,动力函数是由 s_0 决定的,其中根本原因是结构与土壤压缩波速的比值,也就是结构与土壤抵抗体积变形的能力。根据不同结构材料特性优化 s_0 参数,可充分发挥结构的抗爆能力。

(3) 基于一维波动理论的浅埋刚性结构抗爆动力模型的计算结果与试验结果具有较高的吻合度,位移峰值相对误差范围为 5.57%~17.87%,荷载峰值相对误差范围为 13.57%~18.42%,表明本文所构建的解析方法是合理的、可行的。

参考文献

- [1] 管晓明, 聂庆科, 李华伟, 等. 隧道爆破振动下既有建筑结构动力响应及损伤研究综述[J]. 土木工程学报, 2019, 52. (151-158). DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2019.s1.021
GUAN X M, NIE Q K, LI H W, et al. Research overview on dynamic response and damage of existing structure under tunnel blasting vibration [J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52. (151-158). DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2019.s1.021
- [2] 闫鹏, 张云鹏, 申宇宙, 等. 爆破振动作用下建筑物动力响应研究综述[J]. 金属矿山, 2025(6): 131-143. DOI: 10.19614/j.cnki.jsks.202506017

- YAN P, ZHANG Y P, SHEN Y Z, et al. Review on the dynamic response of buildings subjected to blasting vibration [J]. *Metal Mine*, 2025(6): 131-143. DOI: 10.19614/j.cnki.jsks.202506017
- [3] 宗福开. 爆炸荷载作用下浅埋框架结构刚柔计算模式的选择[J]. *爆炸与冲击*, 1987(03). (202-209)
- ZONG F K. Response analysis of shallow buried box structures subjected to air-blast loading: rigid or flexible structural model. [J]. *Explosion and Shock Waves*, 1987(03). (202-209)
- [4] GB 50038-2005, 人民防空地下室设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2005
- [5] 陈震元, 钱七虎. 核爆炸冲击波作用下土中浅埋刚性结构动力反应分析[J]. *爆炸与冲击*, 1985(02). (24-33)
- CHEN Z Y, QIAN Q H. Dynamic response analysis of a rigid structure covered by soil under the action of nuclear explosion.[J]. *Explosion and Shock Waves*, 1985(02). (24-33)
- [6] 方秦, 地下防护结构[M]. 1 版. 中国水利水电出版社, [2025]. (118-119, 183-194)
- [7] Krauthammer T. Shallow-buried RC box-type structures[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1984, 110(3): 637-651. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:3(637)
- [8] Krauthammer T, Bazeos N, Holmquist T J. Modified SDOF analysis of RC box-type structures[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1986, 112(4). DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:4(726)
- [9] Abedi A S, Hataf N, Ghahramani A. Analytical solution of the dynamic response of buried pipelines under blast wave[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2016, 88: 301-306. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2016.07.014
- [10] Mussa, Mutalib, Hamid R, et al. Assessment of damage to an underground box tunnel by a surface explosion[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2017, 66: 64-76. DOI: 10.1016/j.tust.2017.04.001
- [11] Rigas F P. One-step estimation method and nomogram to predict safety distances of pressurized gas pipelines from blast sources[J]. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 2021, 69: 104345. DOI: 10.1016/j.jlp.2020.104345
- [12] 钱七虎, 王明洋. 核爆条件下浅埋结构荷载理论与试验结果的对比研究[J]. *爆炸与冲击*, 1994(1). (9-18)
- QIAN Q H, WANG M Y. Comparison studies on the loading theory and test results for shallow-buried structures under nuclear explosion [J]. *Explosion and Shock Waves*, 1994(1). (9-18)
- [13] 方秦, 陈力, 张亚栋, 等. 爆炸荷载作用下钢筋混凝土结构的动态响应与破坏模式的数值分析[J]. *工程力学*, 2007. (135-144, 154). DOI: 10.3969/j.issn.1000-4750.2007.z2.013
- FAN Q, CHEN L, ZHANG Y D et al. Numerical investigation for dynamic response and failure modes of RC structures due to blast loading [J]. *Engineering Mechanics*, 2007(S2): (135-144, 154). DOI: 10.3969/j.issn.1000-4750.2007.z2.013
- [14] XIA Y Q, JIANG N, et al. Theoretical and numerical methods for analyzing the dynamic response of buried pipelines under blasting vibrations[J]. *Engineering Failure Analysis*, 2025, 170: 109322. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2025.109322
- [15] ZHOU Q, HE H G, et al. Evaluation of blast-resistant ability of shallow-buried reinforced concrete urban utility tunnel[J]. *Engineering Failure Analysis*, 2021, 119: 105003. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2020.105003
- [16] ZHOU Q, HE H G, LIU S F, et al. Blast resistance evaluation of urban utility tunnel reinforced with BFRP bars[J]. *Defence Technology*, 2021, 17(2): 512-530. DOI: 10.1016/j.dt.2020.03.015
- [17] 刘琦, 翟超辰, 张跃飞, 等. 地面和埋置爆炸土中地冲击作用分区数值模拟及试验研究[J]. *爆炸与冲击*, 2022, 42(8): 3-21. DOI: 10.11883/bzycj-2021-0326.
- LIU Q, ZHAI C C, ZHANG Y F, et al. Numerical simulation and test study on ground shock subzones in soil produced by ground and buried explosion[J]. *Explosion and Shock Waves*, 2022, 42(8): 3-21. DOI: 10.11883/bzycj-2021-0326.
- [18] 康煌, 李晓坤, 郭香华, 等. 浅埋地雷爆炸作用下固支方板的响应分析[J]. *兵器装备工程学报*, 2020, 41(7): 58-63. DOI: 10.11809/bqzbgcxb2020.07.013.
- KANG H, LI X K, GUO X H, et al. Response of fixed support square plate under explosion action of shallow buried mine[J]. *Journal of Ordnance Equipment Engineering*, 2020, 41(7): 58-63. DOI: 10.11809/bqzbgcxb2020.07.013.
- [19] Dancygier A N, Karinski Y S. A simple model to assess the effect of soil shear resistance on the response of soil-buried structures under dynamic loads[J]. *Engineering Structures*, 1999, 21(12): 1055-1065. DOI:10.1016/S0141-

- 0296(98)00061-3
- [20] 钱七虎, 王明洋. 高等防护结构计算理论[M]. 南京: 江苏科学技术出版社, 2009. (84-88,192-194)
- [21] 王明洋, 戚承志, 钱七虎. 深部岩体块系介质变形与运动特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005(16): 2825-2830. DOI: 10.3321/j.issn:1000-6915.2005.16.003.
- WANG M Y, QI C Z, QIAN Q H. Study on deformation and motion characteristics of blocks in deep rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005(16): 2825-2830. DOI: 10.3321/j.issn:1000-6915.2005.16.003.
- [22] 孙珊珊. 爆炸荷载下钢管混凝土柱抗爆性能研究[D]. 西安: 长安大学, 2014. (43-53)
- [23] 童晓. 爆炸场冲击波压力测量及数据处理方法研究[D]. 南京: 南京理工大学, 2015. (74-80)
- [24] 吴赛 赵均海, 等. 自由空气中爆炸冲击波的数值分析[J]. 工程爆破, 2019 25(03):1-6+31. DOI: 10.3969/j.issn.1006-7051.2019.03.001
- WU S, ZHAO J H, et al. Numerical analysis of explosion wave in free air[J]. Engineering Blasting, 2019, 25(3): 1-6, 31. DOI: 10.3969/j.issn.1006-7051.2019.03.001
- [25] 陈万祥, 郭志昆, 等. 考虑面力效应的 hfr-lwc 梁抗爆理论模型与试验验证[J]. 工程力学, 2021, 38(2): 77-91. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.03.0200
- CHEN W X, Guo Z K, et al. Theoretical model for HFR-LWC beam under blast loading accompanying membrane action and its experimental validation. [J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(2): 77-91. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.03.0200
- [26] 张晓伟, 汪庆桃, 等. 爆炸冲击波作用下混凝土板的载荷等效方法[J]. 兵工学报, 2013, 34(3): 263-268. DOI: 10.3969/j.issn.1000-1093.2013.03.002
- ZHANG X W, WANG Q T, et al. Equivalence method for the dynamic loading of concrete slab subjected to explosion[J]. Acta Armamentarii, 2013, 34(3): 263-268. DOI: 10.3969/j.issn.1000-1093.2013.03.002
- [27] 刘飞, 张昭, 等. 基于量纲分析的地下结构顶板外爆炸荷载分布[J]. 防护工程, 2023, 45(3): 1-8. DOI: 10.3969/j.issn.1674-1854.2023.03.001
- LIU F, ZHANG Z, et al. Study of blast load distribution on underground structure roof based on dimensional analysis[J]. Protective Engineering, 2023, 45(3): 1-8. DOI: 10.3969/j.issn.1674-1854.2023.03.001
- [28] 陈力, 刘思嘉. 局部爆炸荷载作用下浅埋防护工事支撑结构层的动力分析方法[J]. 含能材料, 2025, 33(7): 725-737. DOI: 10.11943/CJEM2025084
- CHEN L, LIU S J. Dynamic analysis method for supporting structural layers in shallow-buried fortifications under localized blast loads[J]. Chinese Journal of Energetic Materials(Hanneng Cailiao), 2025, 33(7): 725-737. DOI: 10.11943/CJEM2025084
- [29] 陈万祥, 严少华. Cfrp 加固钢筋混凝土梁抗爆性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(5): 1-9.
- CHEN W X, YAN S H. Experimental study of RC beams strengthened with CFRP under blast loading[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(5): 1-9.
- [30] Pan Y, Zong Z, Li J, et al. Dynamic response of calcareous sands shallow-buried reinforced concrete slab under surface explosion[J]. Structures, 2024, 67: 107012. DOI: 10.1016/j.istruc.2024.107012
- [31] Chee K H. Analysis of shallow buried reinforced concrete box structures subjected to airblast loads[J]. (88-92, 103-112)
- [32] 李志浩, 熊自明, 等. 深部围岩地冲击扰动作用的模拟试验技术[J]. 爆炸与冲击, 2022, 42(2): 105-118. DOI: 10.11883/bzyej-2021-0184
- LI Z H, XIONG Z M, et al. Simulation test technique for impact disturbance of deep surrounding rock [J]. Explosion and Shock Waves, 2022, 42(2): 105-118. DOI: 10.11883/bzyej-2021-0184
- [33] 张高, 李亮, 等. 被动围压条件下砂土动态压缩特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2021, 43. DOI: 10.11779/CJGE2021S2044

ZHANG G, LI L, et al. Experimental study on dynamic compressive behaviors of sandy soil under passive confining pressures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43. DOI: 10.11779/CJGE2021S2044

[34] 张茜. 地面爆炸下地下结构的动力响应[D]. 西安: 长安大学, 2015. (1-12)

录用稿件，
非最终出版稿