

文章编号: 1001-1455(2005)03-0281-04

# 冲击荷载作用下粘土孔隙水压的数值分析\*

李本平<sup>1,2</sup>

(1. 武汉大学, 湖北 武汉 430072;

2. 第二炮兵指挥学院, 湖北 武汉 430012)

**摘要:** 为了分析冲击荷载作用下粘土的孔隙水压力的增长规律, 为分析粘土介质的动态响应、动力固结加固提供理论依据, 将冲击瞬态荷载简化为三角形荷载, 通过编制瞬变动态弹塑性有限元程序, 对冲击荷载作用下粘土孔隙水压的动态响应进行了模拟, 得出了冲击荷载作用下粘土孔隙水压的增长规律, 发现孔隙水压力峰值无论是随水平距离还是随深度的增加均呈指数形式衰减, 和实际工程施工中孔隙水压的监测数据相吻合。

**关键词:** 固体力学; 孔隙水压; 数值分析; 冲击荷载; 粘土

**中图分类号:** O347.1; TU413.7

**国标学科代码:** 130·15

**文献标志码:** A

## 1 引言

在冲击荷载作用下, 粘土的孔隙水压力的增长规律和静荷载作用时有着本质的区别。孔隙水压力的变化规律直接影响着粘土的有效应力的变化, 从而对粘土的受力状态产生影响。冲击荷载作用下粘土的孔隙水压力可以通过现场进行动态测试<sup>[1]</sup>, 但受试验条件的限制, 冲击荷载作用瞬期和冲击荷载作用近区(包括作用点)的孔隙水压力的测试存在很大的局限性。对冲击荷载作用下粘土孔隙水压力进行数值分析, 尤其是对冲击荷载作用瞬期和冲击荷载作用近区(包括作用点)的孔隙水压力进行计算, 可以弥补由于现场测试复杂性带来的不足, 对正确分析粘土的动态响应提供理论支撑, 也可以为动力固结加固提供理论依据。

## 2 基本理论

### 2.1 动力有限元基本公式<sup>[2]</sup>

动力有限元基本公式

$$M\ddot{p} + C\dot{p} + Kp = Q(t) \quad (1)$$

式中:  $M = \sum_j \int_{V_j} N^T \rho N dV$  为总体质量矩阵,  $N$  为形函数矩阵;  $K = \sum_j \int_{V_j} B^T D B dV$  为总体刚度矩阵,  $B$  为应变矩阵,  $D$  为本构关系矩阵;  $Q(t) = \sum_j \int_{S_j} N^T q dS$  为等效结点荷载向量,  $q$  为边界外力矢量;  $C$  为阻尼矩阵, 采用的 Rayleigh 线性比例阻尼可表示为

$$C = aM + bK = \frac{2(\xi_i \omega_i - \xi_j \omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \omega_i \omega_j M + \frac{2(\xi_i \omega_i - \xi_j \omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} K \quad (2)$$

式中:  $\xi_i$  为振型阻尼参数,  $\omega_i$  为振动圆频率。

### 2.2 本构模型

Drucker-prager 屈服准则在应力空间为一圆锥形屈服面。在  $\pi$  平面上其圆形屈服线为 Mohr-Coulomb 屈服曲线的内切圆, 其屈服条件考虑了静水压力的影响, 比较适合粘土介质。Drucker-prager 屈服准则表达式为<sup>[3]</sup>

\* 收稿日期: 2004-07-23; 修回日期: 2004-10-18

作者简介: 李本平(1967—), 男, 博士研究生, 副教授。

$$\alpha I_1 + \sqrt{J_2} = K \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3(3 + \sin^2\phi)}}, \quad K = \frac{\sqrt{3}C\cos\phi}{\sqrt{3 + \sin^2\phi}} \quad (4)$$

式中:  $I_1$  为应力张量的第一不变量,  $J_2$  为应力偏量的第二不变量,  $C$  为土的粘聚力,  $\phi$  为土的内摩擦角。

### 2.3 边界处理

用有限元法分析问题, 以有限区域代替无限区域, 将是数值计算误差的主要来源之一。通过设置人工边界消除这种误差不失为一种行之有效的办法。人工边界主要有粘性边界、旁轴近似和透射边界等<sup>[4]</sup>。采用关慧敏等<sup>[5]</sup>提出的多重透射边界, 其表达式为

$$p(t + \Delta t, x_1) \approx \sum_{j=1}^N (-1)^{j+1} C_j^N \bar{T}^j \bar{p}_j \quad (5)$$

式中:  $\bar{T}^j$  为  $2j+1$  个元素的行矩阵,  $x_1$  为边界结点的坐标,  $\Delta t$  为时间步长。

### 2.4 孔隙水压力增长模式

采用斯凯普顿(Skempton)孔隙水压力增长公式

$$\Delta p = \beta \Delta \sigma_{\text{oct}} + \alpha \Delta \tau_{\text{oct}} \quad (6)$$

式中:  $\alpha$ 、 $\beta$  为待定常数,  $\Delta \sigma_{\text{oct}}$  和  $\Delta \tau_{\text{oct}}$  分别为八面体正应力增量和八面体剪应力增量, 其计算公式如下

$$\Delta \sigma_{\text{oct}} = (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) / 3 \quad (7)$$

$$\Delta \tau_{\text{oct}} = \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2} / 3 \quad (8)$$

$$\alpha = \sqrt{2} (3A - 1) B / 2, \quad \beta = B \quad (9)$$

式中:  $A$ 、 $B$  为孔压系数, 可通过三轴试验获得。

## 3 计算分析

### 3.1 计算参数

强夯加固是一种典型的冲击荷载作用, 本文中采用的强夯加固计算参数分别为<sup>[6]</sup>: 弹性模量  $E = 11 \text{ MPa}$ , 泊松比  $\mu = 0.4$ , 密度  $\rho = 1.51 \text{ g/cm}^3$ , 粘聚力  $C = 8.6 \text{ kPa}$ , 内摩擦角  $\phi = 20^\circ$ , 参考屈服值  $F_0 = 10.53 \text{ kPa}$ , 强化参数  $H' = 380 \text{ kPa}$ , 最大作用力  $P_{\text{max}} = 2.6 \text{ MPa}$ , 荷载持续时间  $T_N = 0.0612 \text{ s}$ , 升压时间  $T_1 = 0.0306 \text{ s}$ , 时间步长  $\Delta t = 0.00153 \text{ s}$ , 人工波速  $c_A = 30 \text{ m/s}$ , 阻尼参数  $a = 4.624$ ,  $b = 0.0046$ , 孔压系数  $A = 0.7, 0.2$ ,  $B = 0.7, 0.2$ 。

### 3.2 结果分析

#### 3.2.1 孔隙水压力时程曲线

图1是同一深度  $z = 0.31 \text{ m}$ , 离荷载中心点距离不同三点孔隙水压力时程曲线。由图可以看出, 孔压在很短的时间内急剧升到最大值, 随着加速度的变化略有振动, 然后趋于稳定。之后, 孔压将缓慢消

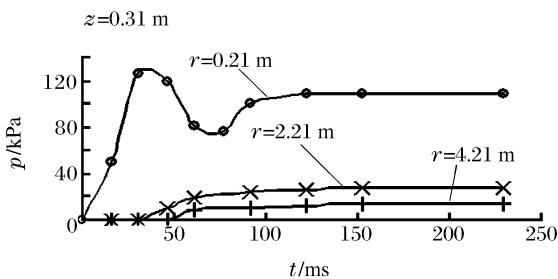


图1 同一深度三点孔压曲线

Fig. 1 Pore pressure curve of three points under the same depth

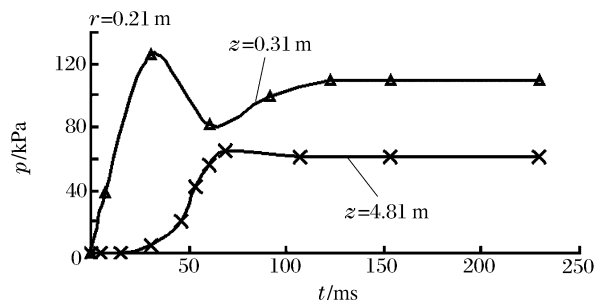


图2 不同深度处两点孔压曲线

Fig. 2 Pore pressure curve of two points under different depth

散,土的强度将逐步提高。但由于粘土的渗透系数很小,因此,孔压消散时间较长,数量级一般为天。本文中主要对冲击荷载作用瞬期和冲击荷载作用近区(包括作用点)的孔隙水压力进行数值计算,不涉及孔压消散。计算时间取值 0.46 s,所以孔压还来不及消散,形成残余孔压,但计算瞬态问题,这一计算取值和计算精度足够。从图中还可以看出,孔压幅值随着离中心点之距的增大而减少。

图 2 是离荷载中心点之距相同( $r=0.21\text{ m}$ )而深度不同二点孔压时程曲线,两条曲线变化形式相同。随着深度的增加,曲线幅值到达时刻滞后。比较图 1 和图 2,发现孔压幅值随水平距离增大而衰减比随深度增加而衰减快。

3.2.2 孔隙水压力幅值

图 3(a)是同一水平面上( $z=0.31\text{ m}$ )各点孔压峰值随离荷载中心点之距  $r$  的变化而衰减的曲线,图 3(b)是对孔压峰值和水平距离取对数后的关系曲线。由图 3(b)可以看出:孔隙水压力峰值  $p_{\max}$  与水平距离  $r$  呈幂函数关系,这与实际工程施工中孔隙水压的监测数据相吻合<sup>[1]</sup>,可表示为

$$p_{\max} = \alpha_1 r^{-\beta_1} \tag{10}$$

式中: $\alpha_1$ 、 $\beta_1$  为常数,即图 4 中直线的截距和斜率。

图 4 是离荷载中心点距离相同而深度不同( $r=0.21\text{ m}$ )的各点孔压峰值变化曲线。由图 4(b)可以看出,孔压峰值随深度  $z$  呈指数衰减,其关系式可写成

$$p_{\max} = \alpha_2 z^{-\beta_2} \tag{11}$$

式中: $\alpha_2$ 、 $\beta_2$  和  $\alpha_1$ 、 $\beta_1$  含义相同,但取值不同。

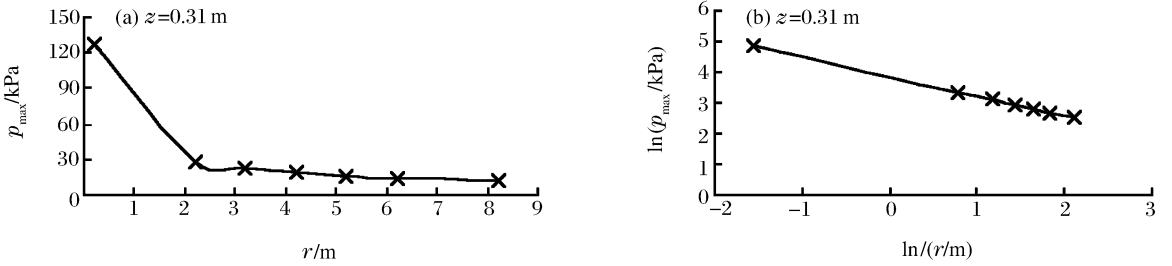


图 3 孔压峰值随水平距离衰减曲线

Fig. 3 Curve of peak pore pressure attenuating with horizontal distance

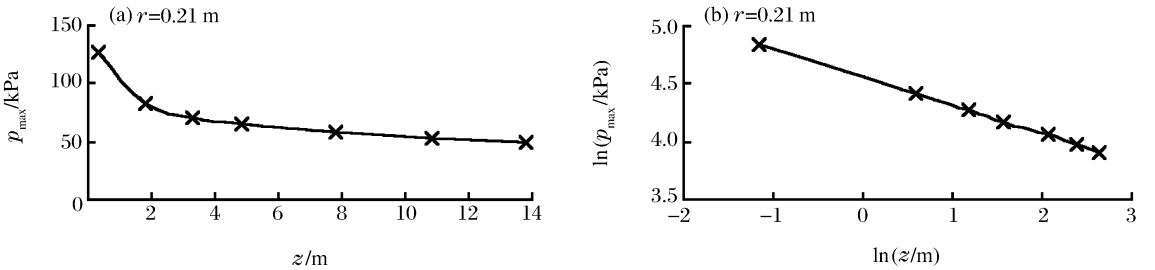


图 4 孔压峰值随深度衰减曲线

Fig. 4 Curve of peak pore pressure attenuating with depth

4 结论

通过以上计算分析,可以得出以下一些结论:

- (1)在冲击荷载作用下,孔隙水压力在很短的时间内急剧升到最大值,随着加速度的变化略有振动,然后趋于稳定,形成残余孔压。
- (2)孔隙水压力峰值随水平距离增大而衰减比随深度增加而衰减快。
- (3)孔隙水压力峰值随水平距离和深度均呈指数形式衰减。

## 参考文献:

- [1] 邹维列, 吴国高, 安骏勇, 等. 强夯加固软土上覆填海砂层的试验研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(6): 983—986.  
ZOU Wei-lie, WU Guo-gao, AN Jun-yong, et al. Experimental study on improving filled sand above soft soil with DC[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(6): 983—986.
- [2] 赵海鸥. LS-DYNA 动力分析指南[M]. 北京: 兵器工业出版社, 2003: 6—10.
- [3] 龚晓南. 土塑性力学[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1990: 83—84.
- [4] 李本平. 爆破触地振动加速度的数值分析[J]. 爆破, 2003, 20(增刊): 5—7.  
LI Ben-ping. Numerical analysis on blasting collision vibration acceleration[J]. Blasting, 2003, 20(Suppl): 5—7.
- [5] 关慧敏, 廖振鹏. 局部透射边界和叠加边界的精度分析与比较[J]. 力学学报, 1994, 26(3): 303—311.  
GUAN Hui-min, LIAO Zhen-peng. A comparison between the discrete local transmitting boundary and the superposition boundary in wave propagation[J]. Acta Mechanica Sinica, 1994, 26(3): 303—311.
- [6] 李本平. 用加载-卸载双线性模型分析强夯加固机理[A]. 陆培炎, 史永胜. 岩土力学数值分析与解析方法[C]. 广州: 广东科技出版社, 1998: 469—474.

## Numerical analysis on pore pressure of clay under shock load

LI Ben-ping<sup>1,2\*</sup>

(1. Wuhan University, Wuhan 430072, Hubei, China;

2. Second Artillery Command College, Wuhan 430012, Hubei, China)

**Abstract:** The growth of pore pressure of clay under shock load influence effective stress and strength of clay directly. Numerical analysis on the growth principles of pore pressure of clay under shock load provides theoretical references for dynamic responses analysis of clay and dynamic consolidation of clay medium. The transient shock load has been simplified into trial anger load and the transient dynamic elastic plastic finite element program has been programed. The dynamic responses of pore pressure of clay under shock load has been simulated. Some growth principles of pore pressure of clay under shock load have been concluded. The peak pore pressure attenuates exponentially with the increase of the horizontal distance and the augmentation of the depth. Calculation and analyses are in good agreement with monitoring datas of practical engineering case.

**Key words:** solid mechanics; pore pressure; numerical analysis; shock load; clay

\* Corresponding author: LI Ben-ping

E-mail address: Benpin2000@yahoo.com.cn

Telephone: 027-82963937