

文章编号: 1000-7598-(2005)11-1743-06

冲击荷载下土体位移特征研究

牛志荣¹, 杨桂通²

(1. 太原理工大学 建筑与土木工程学院, 太原 030024; 2. 太原理工大学 应用力学研究所, 太原 030024)

摘要: 建立了冲击荷载作用下土体动力压密有限元方程及其数值计算方法。用 Ansys-Ls-dyna 软件包对山西化肥厂地基冲击荷载作用后土体的动力响应进行了分析, 得出了冲击荷载作用下分层土体中的位移分布特征及其它们的变化过程, 计算结果与实测结果吻合较好。研究表明: 冲击荷载作用下土体位移的影响范围为一椭球体。侧向加固半径距荷载作用中心接近 $2D$ (D 为夯锤直径), 荷载作用中心下加固深度能达到 $2D$ 甚至更大。

关键词: 冲击荷载, 土的动力压密, 竖向位移, 侧向位移

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

Studies on the displacement of soils subjected to the impact loading

NIU Zhi-rong¹, YANG Gui-tong²

(1. The Institute of Architecture and Environment Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan 030024, China;

2. The Institute of Applied Mechanics, Taiyuan University of Technology, Taiyuan 030024, China)

Abstract: The dynamic compaction finite element equation and the numerical analysis method of soils subjected to the impact loading are established. Ansys-Ls-dyna software is used to analyze the soil dynamic response of Shanxi Fertilizer Factory's layer soils subjected to the impact loading. The distributed characteristics of displacement and its change courses are studied and compared with experimental figures. It proves that the calculation results approximate the experimental data. It results that the displacement influence scope of the impact load in the soils is an ellipsoid. The lateral reinforced radius from the center of loading is $2D$ (D is the diameter of tamping hammer), the reinforced depth under the center of loading is also $2D$ or larger.

Key words: impact loading; dynamic compaction characteristics of soil; vertical displacement; lateral displacement

1 引言

强夯法地基处理技术是 1969 年由法国工程师 L.Menard 提出的, 该方法有效加固深度和影响范围过去一直是施工、设计和检测关注的热点。要真正弄清强夯加固的机理, 有必要对强夯过程中地基土在冲击荷载作用下的动应力、密度分布规律与衰减特性以及强夯的有效加固范围有较深入地认识和研究。

前人对强夯时土体的动应力随深度的变化开展过一些原位测试和室内外试验工作, 提出了强夯地基加固模式^[1~3], 但关于强夯时地基的动应力场、密度场等动力特性的理论研究仍处在探索阶段。

在理论和数值模拟方面, 基于能量守恒定律与牛顿定律和一般动荷载下均质地基的应力分布理论公式, 分析强夯地基土的应力状态时未考虑与夯锤

相接触的土体单元具有初速度、地表施加的动应力的加荷与卸荷时并不相等的特性^[2, 4], 在采用有限差分法和有限元法模拟强夯时地基土应力场的分布规律所采用的接触应力, 是用一维线弹性模型所确定的, 用此边界条件来进行三维非弹性甚至弹塑性分析, 显然是欠合理的^[5, 6], 它未能把夯锤的运动特性与土体作为一个整体来考虑, 采用边界元法虽在求解边界应力方面取得较满意的结果^[5], 但未考虑夯锤自重的影响主要适用于均质地基。

本文研究中分析强夯地基土的动应力状态时, 考虑了与夯锤相接触的土体单元具有初速度、地表施加的动荷载的加荷与卸荷并不相等^[10], 建立了冲击荷载作用后土体动力压密有限元方程及其数值计算方法; 结合工程实例。对山西化肥厂成层土体在强夯冲击荷载作用下的动应力、位移、运动加速度

(速度)和土体密度分布规律进行了分析计算,同时用 Ansys-Ls-dyna 软件包对强夯时土体中的上述各项参数进行了数值模拟,与以往的室内和现场检验结果进行对比,计算分析结果与实测结果吻合情况较好^[11~13]。限于篇幅,本文只介绍在冲击荷载作用下土体的位移特征,其它研究结果另文发表。

2 冲击荷载下土体动力压密有限元方程及其数值分析

2.1 计算模型的建立

假设地基以下土体呈水平层状,每层土为均质、各向同性。夯锤一般为短圆柱体,可将强夯问题按轴对称动力问题来分析,在有限元分析时取任一过夯锤中轴线的土体剖面的 1/2 来研究即可。在中轴线上土的横向位移为零,地面上夯锤冲击处土受冲击荷载 P (如图 1 所示)的作用,其它处则为自由表面,在距夯锤一定深度处分别取一人工边界,采用 Ansys-Ls-dyna 软件包对土体强夯过程进行数值仿真分析时的数值建模。数值建模包括两部分:(1) 强夯落锤直径为 3 m,高 1 m;(2) 土体落锤简化为刚体,划分为 90 个实体单元,并赋予等效密度来获得与实际情况相符的质量,落锤与土体之间定义为自动的面对面接触,并采用 Drucker-prager 弹塑性本构关系来模拟土体。由于计算为空间体且尺寸过大,计算时按轴对称条件对模型进行简化,由锤体中心向右建模 5 m,深为 7.5 m,共划分了 6×10^4 个实体单元,边界采用无反射边界条件。

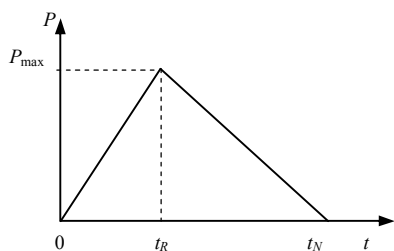


图 1 强夯冲击荷载模型

Fig.1 Impact loading model of dynamic compaction

2.2 动力平衡方程及其数值积分

用有限元求解动力问题时,系统的运动方程可用矩阵表示为

$$[M]\{\ddot{Z}\} + [C]\{\dot{Z}\} + [K]\{Z\} = [R] \quad (1)$$

式中 $[M]$ 为系统的集中质量矩阵; $[C]$ 为系统阻尼矩阵, $[C] = a[M] + b[K]$; a, b 为常数; $[K]$ 为系统的

整体刚度矩阵, $[K] = \int [B]^T \cdot [D_{ep}] \cdot [B] dV$; $\{R\}$ 为动力外载荷向量; $\{\ddot{Z}\}, \{\dot{Z}\}, \{Z\}$ 分别为节点加速度、节点速度和节点位移; $[B]$ 为几何矩阵。

为了获得问题的解,须对式(1) 运动方程进行逐步积分,其方法如下:

设在 t 时刻的节点加速度 $\ddot{Z}$ 及速度 $\dot{Z}$ 可表示为

$$\left. \begin{aligned} \{\ddot{Z}\}_t &= \frac{1}{b\theta^2\Delta t^2} \{Z\}_t - \{A\}_{t-\theta\Delta t}; \\ \{\dot{Z}\}_t &= \frac{1}{b\theta\Delta t} \{Z\}_t - \{B\}_{t-\theta\Delta t} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中

$$\left. \begin{aligned} \{A\}_{t-\theta\Delta t} &= \frac{1}{b\theta^2\Delta t^2} \left[\{Z\}_{t-\theta\Delta t} + \theta\Delta t \{\dot{Z}\}_{t-\theta\Delta t} + \left(\frac{1}{2} - b \right) \theta^2 \Delta t^2 \{\ddot{Z}\}_{t-\theta\Delta t} \right]; \\ \{B\}_{t-\theta\Delta t} &= \frac{r}{b\theta\Delta t} \left[\{Z\}_{t-\theta\Delta t} + \left(1 - \frac{b}{r} \right) \theta\Delta t \{\dot{Z}\}_{t-\theta\Delta t} + \left(\frac{1}{2} - \frac{b}{r} \right) \theta^2 \Delta t^2 \{\ddot{Z}\}_{t-\theta\Delta t} \right] \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

把式(2) 代入式(1), 即可得到等效运动方程:

$$[\bar{K}]\{Z\}_t = [\bar{R}] \quad (4)$$

其中

$$[\bar{K}] = [K] + \frac{1}{b\theta^2\Delta t^2} [M] + \frac{r}{b\theta\Delta t} [C] \quad (5)$$

$$[\bar{R}] = [R] + \frac{1}{b\theta^2\Delta t^2} [M]\{A\}_{t-\theta\Delta t} + \frac{r}{b\theta\Delta t} [C]\{B\}_{t-\theta\Delta t} \quad (6)$$

式中的 r, b, θ 为积分常数,采用 Newmark 常加速度法,即 $r=0.5, b=0.25, \theta=1$,求得 $\{\ddot{Z}\}, \{\dot{Z}\}, \{Z\}$ 后,即可求相应的应力、应变、位移等。

2.3 土的本构关系

强夯时土产生了不可恢复的位移,故应用土的弹塑性本构关系:

$$\{d\sigma\} = [D_{ep}] \cdot \{d\varepsilon\} \quad (7)$$

式中 $d\sigma$ 为应力增量; $d\varepsilon$ 为应变增量; $[D_{ep}]$ 为弹塑性矩阵。

$$[D_{ep}] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} + A} \quad (8)$$

式中 $[D]$ 为弹性矩阵; f 为屈服函数; g 为塑性势函数; A 为加工硬化模量。

鉴于 Drucker-Prager 模型能反映土体主要性状, 适用范围广, 这里选用该模型。卸载时应力-应变曲线斜率与弹性阶段的斜率 (弹性模量) 相同。

2.4 边界条件和初始条件

边界条件: 这里采用廖振鹏^[7]提出的多次透射边界, 假定入射波垂直于边界, 发现由此产生的误差本身也是一个向外射出的波, 可再次透射, 误差也随着透射次数的增加而减小。它的最大误差由 $c\Delta t$ (c 为波速) 起决定性控制作用, 与粘性边界及旁轴近似人工边界相比, 具有精度高, 与波的入射角无关的特点。

多次透射边界的有限元公式可写成增量形式:

$$\Delta Z(t + \Delta t, r_1) \approx \sum_{j=1}^N (-1)^{j+1} C_j^N S^j \Delta V \quad (9)$$

式中 $\Delta Z(t + \Delta t, r_1)$ 为边界点 r_1 的位移; $\Delta Z_{i,j} = \Delta Z[t - (j-1)\Delta t, r_1]$ 为节点 r_1 在 $t + \Delta t$ 时刻之前的位移增量; N 为透射阶数; C_j^N 为二项式系数, $C_j^N = \frac{N!}{(N-j)!j!}$; $\Delta V_j^T = [\Delta Z_{1,j} \quad \Delta Z_{2,j} \quad \cdots \quad \Delta Z_{2j+1,j}]$;

$$S^j = S^1 \begin{bmatrix} S^{j-1} & 0 & 0 \\ 0 & S^{j-1} & 0 \\ 0 & 0 & S^{j-1} \end{bmatrix}; \quad S^1 = [T_{1,1} \quad T_{1,2} \quad T_{1,3}];$$

$$T_{1,1} = \frac{(2-\omega)(1-\omega)}{2}; \quad T_{1,2} = \omega(2-\omega); \quad T_{1,3} = \frac{\omega(\omega-1)}{2};$$

$\omega = c_A \Delta t / \Delta r$, c_A 为共同的人工透射波速, 介于最大、最小波速之间, Δt 为时间步, Δr 为网格间距。

位移初始条件: 初始时刻的位移和加速度为零, 初速度为 $\sqrt{2gh}$, 其中 h 为强夯时的夯锤的下落高度。载荷初始条件: 界面接触动应力为外载荷的初始条件 (图 1)。

2.5 强夯的冲击荷载

袁以惠等^[1]在山西潞城 II 级自重湿陷性黄土区对夯锤冲击地面的作用过程进行了实测, 实测的界面应力波为一尖峰, 没有明显的第二应力波, 作用时间为 0.04~0.2 s。文献[3, 8, 9]对强夯时表面接触动应力进行了研究, 结果表明强夯时的表面接触动应力均为一脉冲应力波, 均无明显的第二应力波, 因此, 强夯产生的瞬态荷载概化成三角形荷载模型。

3 计算结果分析

3.1 实例

计算实例选自山西化肥厂场地土层, 数据选自文献[1]在强夯试验的实测值, 场地土为湿陷性黄土。该场地强夯试验测试内容包括: 探井、动力触探、标准贯入、静力触探、旁压、地表位移, 灰标侧移, 孔隙水压力、锤底及深层动应力、地基土密度的变化、地表振动, 夯后不同固结时间的测试等。

笔者对土体在冲击荷载作用下动力压密特性的数值分析时是将界面接触动应力作为重要的应力边界条件, 使土体各单元的动应力、土体密度、土中孔隙水压力、位移等发生一系列变化, 通过土体在冲击荷载作用下动力压密特性进行分析, 采用 Ansys-Ls-dyna 软件包对其进行了计算, 同时将计算值与实测值进行比较, 见表 1, 表中数据为实测值和根据所采用的边界条件所得的计算值。本文重点讨论场地土的竖向位移变化规律。

表 1 主要输入参数
Table 1 Main input parameters

参数	量值	参数	量值
重度 $\rho / \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	16.5	降压时间 $(t_N - t_R) / \text{s}$	0.033
弹性模量 E / MPa	60	$\Delta t / \text{s}$	0.000 3
粘聚力 c / kPa	86	泊松比 ν	0.3
内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$	32	最大作用力 $P_{\max} / \text{MPa}$	3.25
升压时间 t_R / s	0.038 3	共同波速 $c_A / \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	240

3.2 土中竖向位移随深度变化规律分析

图 2 为夯后土中竖向位移的分析计算结果与实测结果。可以看出土中竖向位移随深度逐渐衰减, 在夯坑下方竖向位移最大, 随着与夯坑中心距离的增加, 竖向位移迅速减小至 10 m 深后计算结果与实测值趋于相等。

3.3 土中竖向位移变化过程

图 3 为土体在夯击作用下竖向位移等值云图。可以看出, 土中竖向位移随时间的变化以夯坑为中心向外扩散, 其影响区域似椭圆形, 侧向加固半径距夯坑中心约 $2D$ (D 为夯锤直径), 随着时间的增长, 竖向位移随夯锤中心逐渐衰减, 坑下加固深度能达到 $2D$ 甚至更大, 夯坑边随时间增长逐渐出现隆起现象, 这与实测的夯坑边土出现膨胀隆起的结果一致 (图 4)。

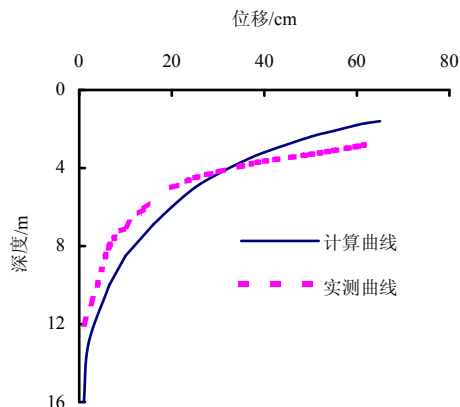


图 2 夯锤中心以下竖向位移随深度变化比较曲线

Fig.2 Calculational and experimental results of vertical displacement vs. depth

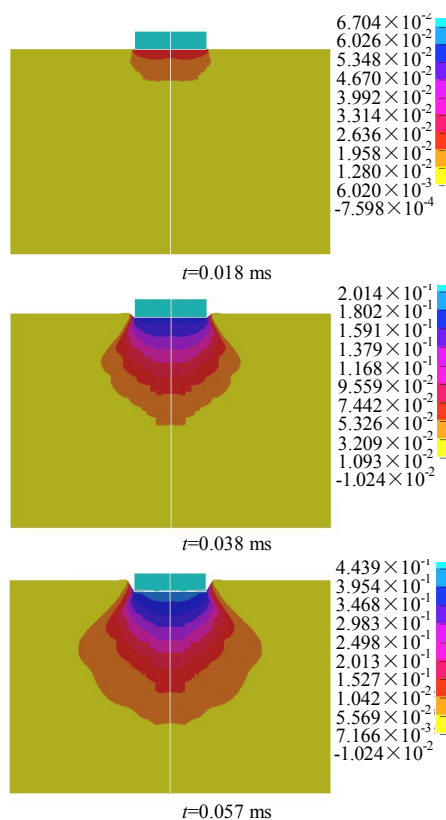


图 3 土体在夯击作用下竖向位移等值云图(单位: m)

Fig.3 Iso-nephogram of vertical displacements of soil (unit: m)

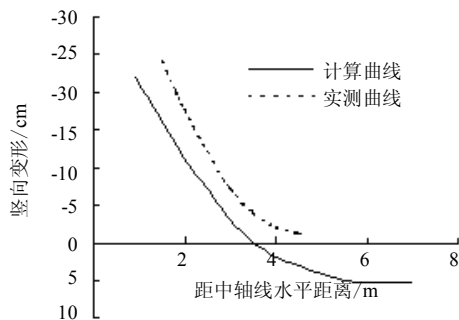


图 4 夯坑边地面竖向永久位移

Fig.4 Permanent vertical displacement around tamping pit

3.4 不同深度处土中竖向位移的时程变化规律

图 5 为夯坑中心下不同深度处土的竖向位移时程曲线。结果表明夯坑下土受强烈破坏, 位移量很大, 没有明显的波形(图 5(a)); 未进入塑性状态的土中(深度较大, 此例中为 10 m 深的土体)发生弹性振动(图 5(c))。在这两个深度之间的土(此例中为 5 m 深度处的土)在冲击荷载作用下发生弹塑性变形, 位移较大, 冲击波过后土不能恢复到原位置, 只发生弹性振动(图 5(b)), 由此产生了永久变形, 并且在新的平衡位置附近作逐渐衰减的弹性振动。

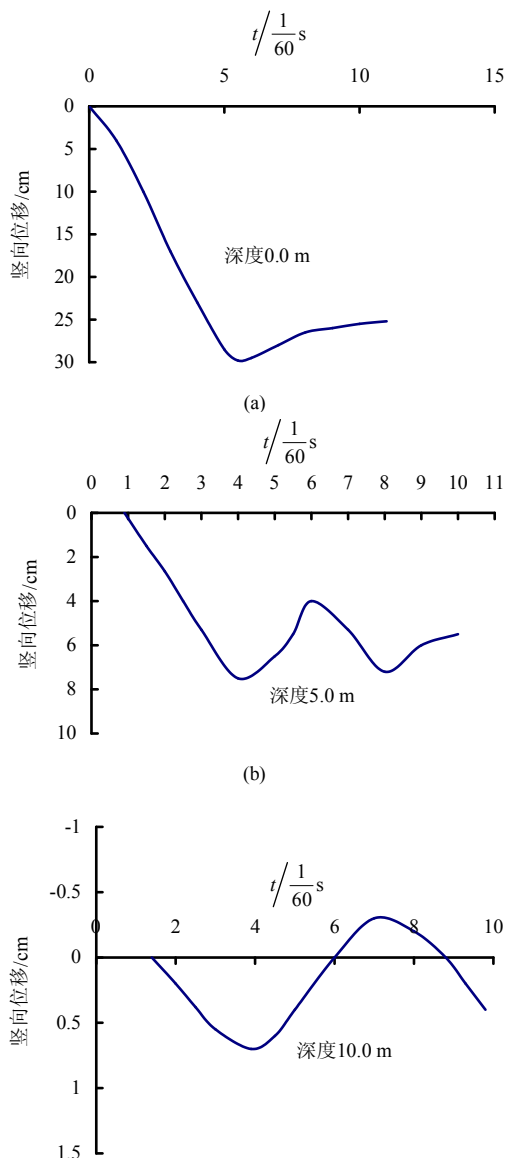


图 5 夯坑下不同深度处土的竖向位移时程曲线

Fig.5 Curves of the vertical displacement vs. time in the different depths

3.5 地面永久竖向位移

比较地面永久变形的计算结果与强夯试验时所测的地面变形, 其变化规律一致(图 4), 表明夯

坑深陷, 在夯坑附近地表稍有隆起。由于土的永久变形, 使有限单元土体体积发生变化, 从而引起土的密实度变化 (一般单元土体中固体颗粒重量夯前夯后都不变), 计算表明夯坑下土的密实度最大。该项目的天然干密度为 1.4 g/cm^3 , 称干密度大于 1.4 g/cm^3 的范围为“加密圈”, 呈椭圆形。夯坑外表面土的密实度反而降低 (图 6)。

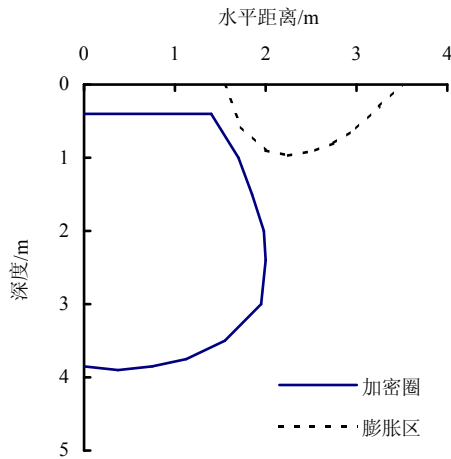


图 6 加密圈与膨胀区
Fig.6 Compact area and loose area

单点夯夯坑周边地表位移如图 7 所示。用 Ansys-Ls-dyna 计算结果显示, 在夯坑附近的地表变形 (或沉陷或隆起) 随土体模量的变化而变化。但在冲击锤体侧向不远处均有隆起的现象, 只是随所给的土体模量及压力与体积应变的关系曲线的不同而有所变化。再一次说明坑边土有隆起现象, 从而导致夯坑边上有膨胀区。

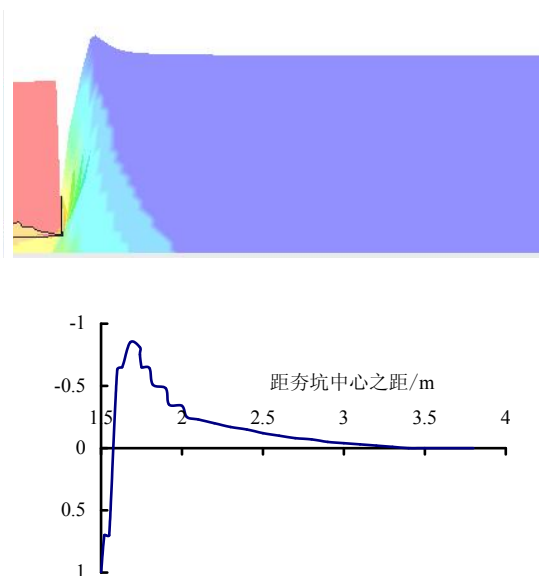


图 7 夯坑周边位移云图及曲线
Fig.7 Vertical displacement around the tamping pit

3.6 夯区侧向变形

侧向变形的计算结果如图 8 所示, 表明计算与实测结果基本吻合, 并且随着深度的增加计算与实测曲线更加接近, 可见在距离夯点中心 2.0 m 和 2.5 m 处侧向位移影响深度分别可达 12 m , 在深度 $2 \sim 3 \text{ m}$ 处侧向位移达最大值。在距离夯点中心 4 m 和 4.5 m 处, 侧向位移影响深度分别可达 7 m 和 6 m 。夯点间距不宜大于 3.0 m 。

侧向位移的现场测试: 在夯点边不同深度、不同水平距离处埋设灰标, 灰标在夯前钻孔, 填入白灰, 夯后开挖, 测定其坐标变化。

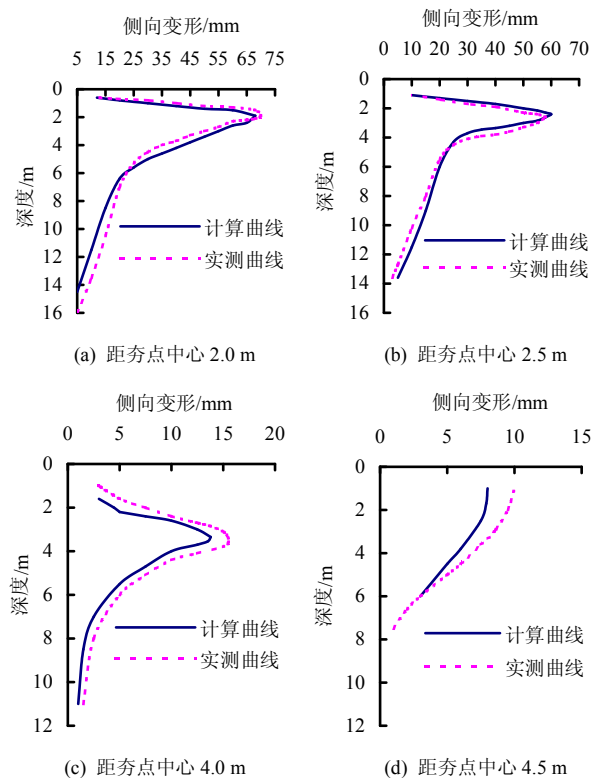


图 8 侧向位移比较曲线
Fig.8 Lateral displacement curves of soil subjected to impact loading

4 结 论

(1) 夯坑下方土体的竖向位移最大, 随深度的增加而衰减, 远离夯锤逐渐趋于零。

(2) 在冲击力作用下土中形成一脉冲波, 浅层土体受到强烈破坏, 没有明显的位移波形, 深层土体发生弹性振动。在前两层之间, 冲击荷载作用后土体产生弹塑性位移, 位移较大, 冲击波过后土不能恢复到原来位置, 土体在新的平衡位置作逐渐衰减的弹性振动。

(3) 随着时间的增长, 土体竖向位移以夯坑为中心向外扩散, 夯坑边缘逐渐出现向上位移作用

区。土中竖向位移影响区域为一椭圆形, 远离夯锤中心, 位移逐渐衰减;

(4) 强夯的加固范围: 侧向加固半径距夯坑中心接近 $2D$ (D 为夯锤直径), 坑下加固深度能达到 $2D$ 甚至更大。

(5) 根据水平位移大小及其影响深度, 可确定强夯的夯点间距, 为强夯的设计和施工服务。

(6) 在冲击荷载作用下, 其土体位移的影响范围为一椭球体。

(7) 本文前面的计算基本是第一次夯击后的分析计算结果, 以后夯击只要修改参数即可。

(8) 对不同的土质, 可采用不同的本构模型用文中所述方法进行研究。对饱和土还应同时考虑土的固结作用。

参 考 文 献

- [1] 裘以惠, 郭玉玲. 强夯法加固地基的土体动应力量测[J]. 太原工学院学报, 1984, (1): 45—52.
QIU Yi-hui, GUO Yu-ling. The in-site measurement of dynamic stress in soil mass during heavy tamping by dynamic consolidation method in ground improvement[J]. **Journal of Taiyuan Institute of Technology**, 1984, (1): 45—52.
- [2] Brandel H, Matsuoka H. Dynamic Stresses in Soil Caused by Falling Weights[A]. **Proceedings of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**[C]. [s. l.]: [s. n.], 1977. 187—194.
- [3] Thilakasiri S, Millins G, Stinnette P, Gunaratne M, Jory B. Analytical and experimental investigation of dynamic compaction induced stresses[J]. **Geotechnics**, 1993, 11(3): 85—89.
- [4] 尚世佐. 强夯加固饱和软粘土的几个问题探讨[J]. 建筑结构学报, 1983, (2): 55—69.
SHANG Shi-zuo. Some aspects about the treatment on saturated soft clay by dynamic consolidation[J]. **Journal of Architecture and Structure**, 1983, (2): 55—69.
- [5] 钱家欢, 钱学德, 赵维炳, 等. 动力固结的理论与实践[J]. 岩土工程学报, 1986, 8(6): 1—17.
QIAN Jia-huan, QIAN Xue-de, ZHAO Wei-bing, et al. Theory and practice of dynamic consolidation[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1986, 8(6): 1—17.
- [6] 吴铭炳, 王钟琦. 强夯机理的数值分析[J]. 工程勘察, 1989, (3): 1—5.
WU Ming-bing, WANG Zhong-qi. Numerical analysis of mechanism in dynamic consolidation[J]. **Engineering Survey**, 1989, (3): 1—5.
- [7] 廖振鹏. 局部透射边界的精度[J]. 地震工程与工程振动, 1993, 13(3): 1—6.
LIAO Zheng-peng. Accuracies of local transmitting boundaries[J]. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 1993, 13(3): 1—6.
- [8] 孔令伟, 袁建新. 强夯作用下成层地基的表面接触应力分布特征[J]. 力学学报, 1999, 31(2): 250—256.
KONG Ling-wei, YUAN Jian-xin. Study on surface contact stress distribution properties for multi-layered foundation during dynamic consolidation[J]. **Acta Mechanica Sinica**, 1999, 31(2): 250—256.
- [9] 孔令伟, 袁建新. 强夯的边界接触应力与沉降特性研究[J]. 岩土工程学报, 1998, 21(2): 86—92.
KONG Ling-wei, YUAN Jian-xin. Study on surface contact stress and settlement properties during dynamic consolidation[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1998, 21(2): 86—92.
- [10] 杨桂通. 土动力学[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2000.
- [11] 牛志荣, 杨桂通. 强夯作用下土体动力特性研究[J]. 工程力学 (待发表).
- [12] 牛志荣, 杨桂通. 夯后土体动应力和位移特性数值分析[A]. 第十三届全国结构工程学术会议论文集[C]. 南昌: 中国力学学会《工程力学》期刊社, 2004.
- [13] 牛志荣. 土体动力压密问题及其工程应用[博士学位论文 D]. 太原: 太原理工大学, 2003.