

强夯作用下填土地基动力特性的数值模拟研究

胡焕校, 罗 玮

(中南大学 地球科学与信息物理学院, 湖南 长沙 410083)

摘 要: 以弹塑性大变形理论为基础, 运用 ANSYS/LS-DYNA 模拟软件, 对强夯作用下填土地基的动力特性进行数值分析, 最终得出了强夯时土体中动应力、竖向位移以及加速度在时间和空间上的变化曲线, 并总结了其分布特征和变化规律。数值模拟结果与现场强夯检测数据较吻合, 为强夯理论的进一步研究提供一种可靠的分析方法, 也为强夯的设计与施工提供了参考依据, 具有一定的指导意义。

关键词: 强夯; 大变形; 数值模拟; 动力特性

中图分类号: TU470.3

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2012)04-0119-06

Research on the numerical simulation for dynamic characteristics of filled foundation by strong compaction

HU HuanXiao, LUO Wei

(School of Geoscience and Info-Physics of Central South University, Changsha 410083, China)

Abstract: This paper conducted numerical analysis for the dynamic characteristics of filled foundation by strong compaction, based on the elastic-plastic large deformation theory and by using the ANSYS / LS-DYNA simulation software. It ultimately got the change curve of dynamic stress, vertical displacement and acceleration in time and space in soil by strong compaction, and summarized the distribution characteristics and variation rule. The numerical simulation results were coincided with the field test data by strong compaction. Which can provide a reliable analysis method for further study of strong compaction theory and also a reference for the design and implementation of strong compaction and has a certain guide significance.

Key words: strong compaction; large deformation; numerical simulation; dynamic characteristics

0 引 言

强夯法, 又称动力固结法, 是一种利用冲击能压密土体的地基处理方法。强夯涉及的是地基土在巨大的冲击力作用下的动态响应问题, 该问题非常复杂, 理论上难以用解析方法进行分析, 于是各种数值计算方法就应运而生。

钱家欢、帅方生^[1]等经过研究曾提出一种加卸载双线性强夯本构模型, 该模型采用边界元法分析了低能量强夯问题, 总结出了夯锤底部应力的变化规律, 但是该方法未考虑夯锤重量, 一般适用于均质地基; 吴铭炳、梁志荣^[2]等针对强夯问题研究了动力有限元法, 该法将夯击产生的瞬态荷载简化为三角形波或半正弦波, 设锤底应力均匀分布, 由于确定的已知荷载与实际之间存在不可避免的差异, 其结

果的合理性将受影响。孔令伟^[3]利用积分变换和传递矩阵法研究了锤底接触应力和土体沉降特性, 其结果可以类比有限元法结果及边界元法结果, 但其也没有考虑夯锤可能因为弹跳而造成反复的接触和分离过程, 且仅限于弹性成层地基。

以上都是基于经典力学中的“小变形”假定进行的分析, 而实际强夯过程中会产生一定深度的直立夯坑, 其周边土体将产生很大的变形破坏区域。对于高能级的强夯, 夯坑深度可达 1 米以上, 此时土体的位移很大一部分为刚体位移 (即夯锤夯入土体的位移), 采用无限小应变度量并不能正确反映刚体位移的影响, 所以必须采用大变形理论进行分析。

所谓大变形问题, 即位移 (转动) 或应变较大的问题, 也称为有限变形问题, 属于几何非线性问题的范畴。由于变形较大, 使得不同时刻物体具有差别

收稿日期: 2012-04-10; 修回日期: 2012-05-08

作者简介: 胡焕校 (1968-), 男, 浙江慈溪人, 副教授, 博士后, 从事地质工程、土木工程等方面教学科研工作。

通讯作者: 罗 玮 (1986-), 男, 湖南邵阳人, 硕士, 从事地质工程、岩土工程、地质与勘探方面研究工作。

不能忽略的不同构型,即大变形问题的构型会随加载变化,这是大变形问题分析的基本出发点。大变形问题的分析方法为增量法,本文采用的是增量法中的改进拉格朗日格式法,即 U. L 法。

本文以大变形理论为基础,运用 LS-DYNA 数值模拟软件,对强夯作用下填土地基中土体的动应力、位移、和加速度的分布与变化规律进行分析研究。

1 强夯碰撞数值分析理论

1.1 土体本构模型

强夯过程中,土体产生了不可恢复的变形,因此本文采用的是弹塑性本构关系:

$$\{d\sigma\} = [D_{ep}] \{d\varepsilon\} \quad (1)$$

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

$$[D_{ep}] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} [D]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} + A} \quad (2)$$

式中: $[D]$ 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。

1.2 土体动力平衡方程

对于由强夯引起的大变形几何非线性分析,本文采用的是改进拉格朗日格式法,即 U. L 法,得到的强夯动力响应的动力平衡方程^[4]为:

$$M\ddot{U}_{t+\Delta t} + C\dot{U}_{t+\Delta t} + (K_L + K_S)\Delta U = R_{t+\Delta t} - F_t \quad (3)$$

式中: M 为整体质量矩阵; K_L 为小位移刚度矩阵; K_S 为初应力刚度矩阵; C 为阻尼矩阵,采用 P 波阻尼因子 η_p 和 S 波阻尼因子 η_s 表示; $\ddot{U}_{t+\Delta t}$ 、 $\dot{U}_{t+\Delta t}$ 、 ΔU 分别为 $t + \Delta t$ 时刻待求的加速度、速度和沉降量; $R_{t+\Delta t}$ 为荷载向量; F_t 为节点力向量。

考虑了大变形后的整体刚度矩阵相比小变形条件下的整体刚度矩阵 K 更为复杂,并且由于考虑了大变形的情况,在力学度量上更为合理,也更符合强夯加固的实质。

1.3 接触碰撞界面算法

在非线性动力分析中,接触碰撞问题是一个重点和难点^[5]。本文采用最常用的对称罚函数法。对称罚函数法具有对称性、动量守恒准确、不需碰撞和释放条件等优点。

分别定义可能相互接触的二个表面为主表面和从表面。主表面上的单元表面称为主片、节点称为主节点,从表面上的单元表面称为从片、节点称为从节

点。在运动方程求解过程的每一时间步,首先检查各从节点是否穿透主表面,若没有穿透则不对该从节点作任何处理;若从节点穿透主表面,则在该被穿透主表面和从节点之间引入一个较大的界面接触力 f_s ,该接触力大小与主片刚度、穿透深度成正比,称为罚函数值。

$$f_s = -l \cdot k_i \cdot n_i \quad (4)$$

式中: f_s 为从节点与接触点之间的法向接触力矢量; l 为穿透深度; n_i 为接触点处主片 s_i 的外法线单位矢量; k_i 为主片 s_i 的刚度因子。

1.4 强夯冲击荷载模式

前人对夯锤冲击土体的夯击过程进行了实测,实测的应力波为一尖峰,均没有明显的第二应力波,作用时间仅为 0.04 ~ 0.2 s。吴铭炳^[2] 等将这种瞬态荷载简化成三角形或半正弦形式,其计算结果和实测数据有一定的可比性。所以,本文也采用把冲击荷载简化为三角形的方法,如图 1 所示。

$$P_{\max} = \frac{v_0 \sqrt{ms}}{\pi r^2} \quad (5)$$

$$t_N = \pi \sqrt{m/s} \quad (6)$$

$$t_R = \left(\frac{1}{4} \cdots \frac{1}{2} \right) t_N \quad (7)$$

$$s = 2rE(1 - \mu^2) \quad (8)$$

式中: $P_{\max}$ 为锤底接触最大动应力,MPa; v_0 为夯锤到达地面的锤击速度,m/s; m 为夯锤质量,kg; r 为半径,m; s 为弹性常数; E 为变形模量; μ 为泊松比。

2 强夯碰撞计算模型

本文主要采用有限元法对强夯加固地基土进行数值模拟分析,数值模拟软件采用 ANSYS/LS-DYNA 进行计算与求解。

本次模拟以住友橡胶(湖南)有限公司第一期工程填方区的强夯加固为模拟对象,为了节省计算时间,在建模时按轴对称条件对模型进行简化,取 1/2 夯锤和土体进行建模,且全部采用三维实体块单元。夯锤模型为底面直径 2 m,高为 1 m 的圆柱实体,夯锤重 15 t,落距 13 m。地基土模型选用 15 m × 15 m × 10 m 长方实体来简化。由于模型是按轴对称条件建立的,需要在对称面 xy 面约束 z 方向的位移。并且为了防止剪切波和压缩波的反射对计算造成影响,在侧面和底面施加无反射边界。

在进行冲击动力分析中,正确选择岩土体的材料模型对于分析结果的正确性至关重要。本文选择最简单的弹塑性模型—双线性随动模型作为地基土

的模型,其物理力学参数见表 1。夯锤模型的材料属性简化为刚性体材料。

表 1 地基土的参数 kg/m ³ , MPa, kPa, (°)				
ρ	E	μ	C	φ
1 600	3.2	0.33	20	15

本次模拟的夯击能为 200 t·m,夯锤落距为 13 m,为了节省计算时间,忽略了其下落的过程,只要在夯锤与土体接触时给夯锤定义一个初速度即可。
夯锤落距 $h = 13\text{ m}$,夯锤接触土体的初速度 v

$= \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.8 \times 1.3} = 16\text{ m/s}$ 。最终夯锤和地基土模型如图 2 所示。

3 数值模拟结果及其分析

3.1 土体动应力分析

3.1.1 土体竖向动应力变化过程 软件模拟了一次强夯过程,从夯锤将要接触土体到夯锤经反弹刚要离开,历时 0.2 s,计算了单次夯击作用下土体的动态响应。图 3~图 4 显示了不同时刻的土体动应力等值云图。

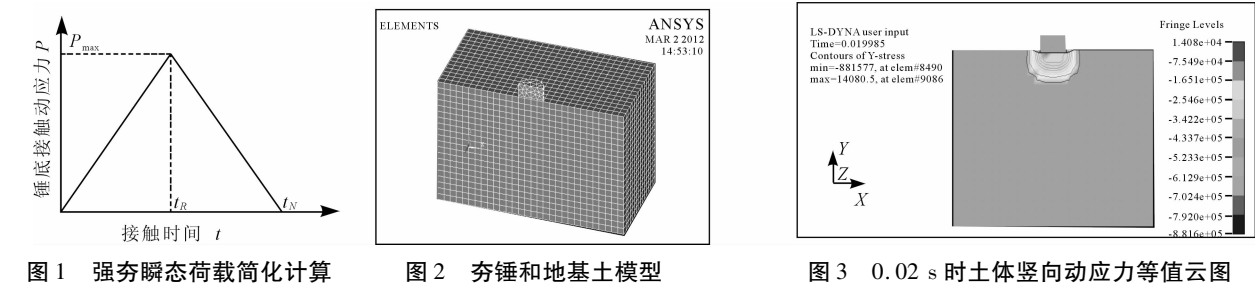


图 1 强夯瞬态荷载简化计算 图 2 夯锤和地基土模型 图 3 0.02 s 时土体竖向动应力等值云图



图 4 0.2 s 时土体竖向动应力等值云图

通过应力云图,可以得到不同时刻地基土内部竖向动应力的变化情况,这与奥地利学者 H. Brandle 和 W. Sadgorski 在奥地利的一条公路路基进行强夯试验实测的土中动应力分布相似。通过动应力等值线图可以看出,强夯对地基土的影响范围大体呈椭圆形。动应力在土体中逐渐向四周扩散,同时以波的形式向土体深处传播。

3.1.2 土体竖向动应力随深度的变化 图 5 表示的是夯锤中心以下动应力随深度变化曲线,通过曲线可以看出,土体动应力随深度逐渐衰减,影响深度达 8 m。

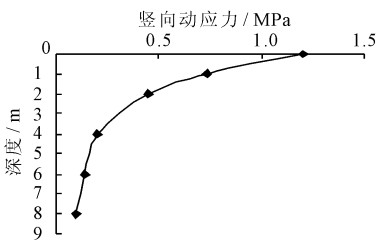


图 5 夯锤中心以下动应力随深度变化曲线

3.1.3 土体不同深度处动应力随时间的变化 图 6 为夯点中心不同深度处土体动应力时程曲线,从图中可以看出,土体的脉冲应力波都只有一个明显应力峰值,没有出现第二应力波,且衰减很快,波峰值在土体中持续时间仅 0.03 s 左右;通过对比不同深度的动应力随时间变化曲线可以看出,6 m 以后波动幅度已经很小,脉冲波峰出现的时间从夯锤与地面接触处随深度逐渐推后,脉冲波过后,土体中仍有应力传播,但幅值较小。同时可以看出,在 0.2 s 左右动应力幅值已经接近 0,而强夯施工过程中两次夯击的间隔时间一般需要几分钟,因此土体中不会产生应力波的叠加效应。

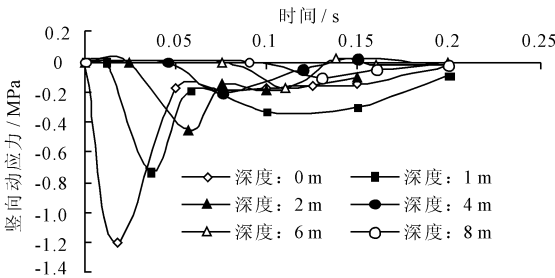


图 6 夯锤中心不同深度处土体动应力时程曲线

3.2 土体位移分析

3.2.1 土体竖向位移变化过程 强夯法具有加固地基的效果,在于夯击产生足够大的动应力使土体产生塑性变形,即土颗粒发生错动和剪切而趋向于更密实的状态。图 7 和图 8 为强夯作用下不同时刻土体竖向位移等值云图。

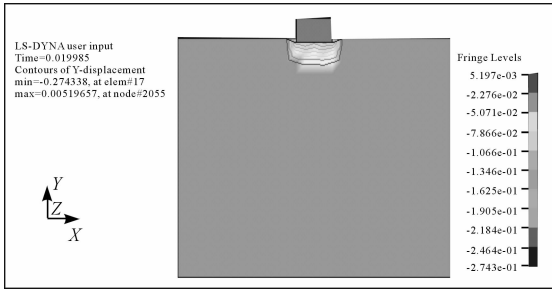


图7 0.02s时土体竖向位移等值云图

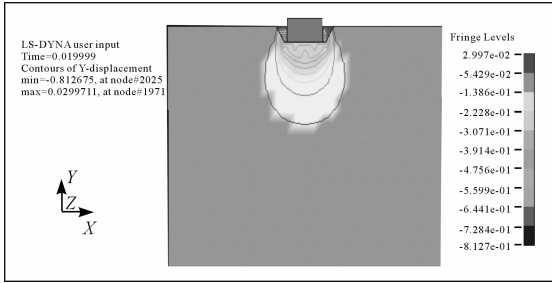


图8 0.2s时土体竖向位移等值云图

从图7和图8可以看出,夯击使土体垂直区侧面得到了显著加固,竖向加固深度大于2倍夯锤直径,其加固范围类似于椭圆型,该加固范围即为塑性变形区,可以根据塑性变形区来判断有效加固深度,从图中可以看出,第一次夯击有效加固深度大约为5~6m。

3.2.2 土体竖向位移随深度的变化 图9表示的是夯锤中心以下动应力随深度变化曲线。

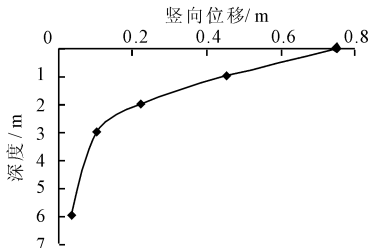


图9 夯锤中心竖向位移随深度变化曲线

通过曲线可以看出,0~3m土体竖向位移随深度的增加而逐渐衰减,3m以后衰减速度陡然加快,6m处竖向位移已经很小,因此有效加固深度大约为5~6m。

3.2.3 土体不同深度处位移随时间的变化 图10为夯点中心不同深度处土体竖向位移时程曲线,从图中可以看出,深度0m处土体因为夯击作用被强烈破坏,竖向位移最大,在达到最大位移后产生的回弹量也较大;随着深度的增加,不同深度处土体的竖向位移迅速衰减,并且土体的振动幅度在达到最大位移后也迅速减少,如距地表6m处基本不存在振

动,说明夯击产生的冲击能量随着深度的增加在迅速衰减,土体主要产生塑性变形;此外,不同深度土体达到最大竖向位移的时间也随深度的增加而相对滞后,这是由于土体在夯击过程中产生脉冲应力波,脉冲波从地表向土体深处传播,因此脉冲波到达时间也随着深度逐渐推后,这也反应了动应力在土体中的传播特性。

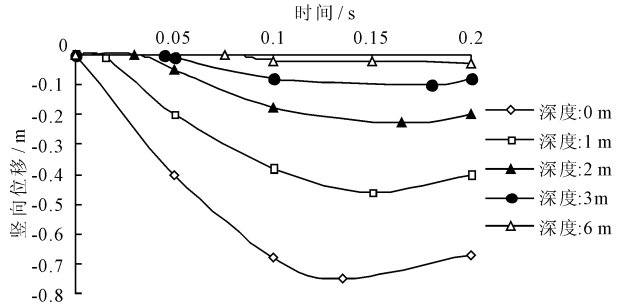


图10 夯锤中心不同深度处土体竖向位移时程曲线

3.2.4 土体竖向位移随水平距离的变化 图11显示了不同深度处竖向位移在水平方向的开展情况。

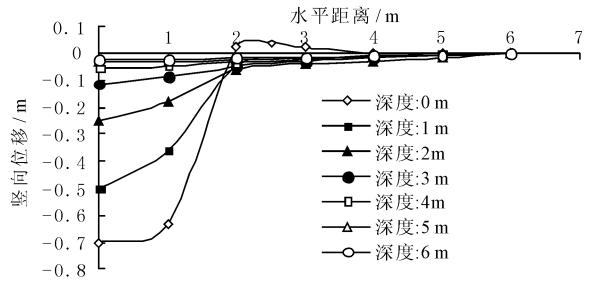


图11 土体竖向位移随水平距离变化曲线

随着深度的增加,各深度处的竖向位移量不断减小,且随着水平距离的增加而衰减,越接近地面衰减速度越快,如深度6m处土体的竖向位移量已经很小,衰减速度很慢,曲线十分平缓。本文也较好的模拟了夯坑外侧土体的隆起,计算结果显示,地表土体的隆起较为明显,这与实际观察的情况基本吻合。

3.2.5 土体水平位移的变化 图12显示了距锤心不同距离土体的水平位移随深度变化的情况。

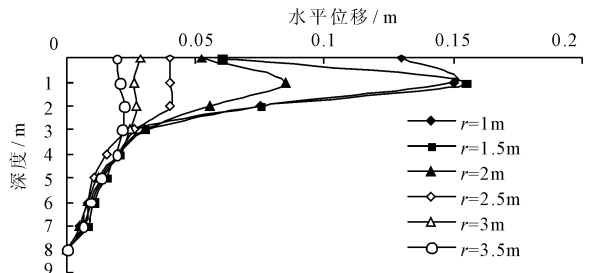


图12 距锤心不同距离土体的水平位移随深度变化曲线

从图12中可以看出,水平位移影响深度可达

7m,在深处 1m 左右达到最大值;在深度 0 ~ 3 m 范围内,随着水平距离的增加,水平位移衰减的速度也逐渐加快,深度大于 3 m 以后,水平位移衰减速度基本一致;由图可知,深度 1 ~ 4 m 加固效果最好。在水平距离 3.5 m 处,土体水平位移已经很小,由此可认为夯击间距不宜大于 3.5 m。

3.3 土体振动加速度分析

图 13 表示的是夯点中心下土体竖向加速度峰值随深度变化曲线。

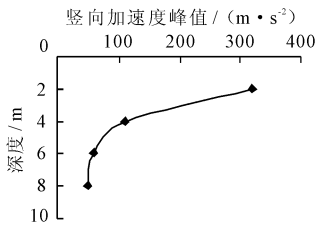


图 13 夯锤中心下土体竖向加速度峰值随深度变化曲线

通过曲线可以看出,土体竖向加速度峰值随着深度的增加而减小,深度 4 m 以内衰减速度较慢,4 ~ 8 m 衰减迅速。

图 14 为夯点中心下不同深度处土体竖向加速度时程曲线,从图中可以看出,随着深度的增加,竖向加速度随深度的衰减非常迅速,竖向加速度的振动周期相应增大。

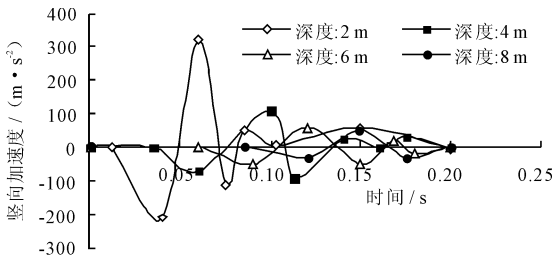


图 14 夯锤中心下不同深度处土体竖向加速度时程曲线

图 15 为地表土体不同水平距离处竖向加速度时程曲线,由图可知,随着水平距离的增大,竖向加速度峰值衰减也非常快,竖向加速度的振动周期也相应增大。

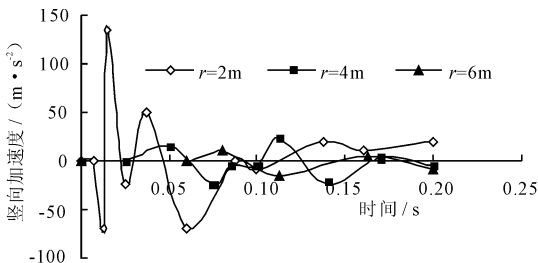


图 15 地表土体不同水平距离处竖向加速度时程曲线

不论是深度的增加还是水平距离的增加,振动

持续的时间都有所增加,而振动的幅值却急剧减小,模拟结果与众多实测数据的分析结果类似。

4 强夯检测实例与分析

4.1 工程概况

住友橡胶(湖南)有限公司第一期工程拟建场地原貌经填方成平坦地带,并对填方区进行了强夯处理。场地内分布的地层有在杂填土、粉质粘土、下浮基岩为白垩系上统东塘组泥质粉砂岩。强夯施工的主要设计参数为:夯锤重 15 t,落距 13 m,夯击能 200 t · m,地基土的物理力学参数同表 1。本次强夯检测采用的检测方法为动力触探试验、荷载板试验和室内土工试验。

4.2 动力触探试验

为了进一步确定素填土层地基承载力,在非夯区及强夯区进行了重型(63.5 kg)动力触探试验,根据不同地层深度对应不同的锤击数,作出动力触探 N - H 曲线图(图 16)。

从图 16 可以看出,随着试验深度的增加,强夯区动探击数随之减少,说明夯击能的传播沿土体度逐渐减弱,强夯加固效果也随着土体深度的增加而变差,通过对比强夯区和非夯区的动探击数可以发现:强夯区动探击数是非夯区动探击数的 1 ~ 4 倍,地基土 1 ~ 7 m 范围内加固效果明显,为强夯加固深度。

4.3 室内土工试验

根据工程勘察报告以及强夯检测报告的室内土工试验数据,得到回填土地基强夯加固前后地基土物理力学性质的变化(表 2 ~ 表 3)。

表 2 强夯前后密度变化				m, g/cm ³
取样深度	夯前密度	取样深度	夯后密度	
1.0 ~ 1.2	1.42	1.3 ~ 1.5	1.85	
3.2 ~ 3.5	1.45	2.7 ~ 2.9	1.97	
4.2 ~ 4.5	1.57	4.3 ~ 4.5	1.84	
5.0 ~ 5.2	1.63	5.5 ~ 5.7	1.72	
7.3 ~ 7.5	1.65	7.0 ~ 7.2	1.67	
9.5 ~ 9.7	1.69	9.0 ~ 9.2	1.71	

表 3 强夯前后压缩模量变化				m, MPa
取样深度	夯前压缩模量	取样深度	夯后压缩模量	
1.0 ~ 1.2	3.35	1.3 ~ 1.5	5.89	
3.2 ~ 3.5	3.11	2.7 ~ 2.9	4.71	
4.2 ~ 4.5	2.87	4.3 ~ 4.5	4.11	
5.0 ~ 5.2	2.79	5.5 ~ 5.7	3.25	
7.3 ~ 7.5	2.58	7.0 ~ 7.2	2.61	
9.5 ~ 9.7	2.51	9.0 ~ 9.2	2.53	

根据表 2 和表 3 强夯前后土工试验的数据,作出强夯前后沿深度地基土物理力学指标对比曲线图(图 17~图 18)。

通过图 17 和图 18 可以看出,0~7 m 范围内土体的各项物理力学指标在强夯后均得到了明显的改善,7~10 m 范围内物理力学指标在强夯前后相差不大。可以推出,地基土的有效加固深度范围在 0

~7 m 左右。

从动力触探试验和室内土工试验的现场数据可以得出强夯的加固深度达到 0~7 m,而通过数值模拟分析得到的强夯加固深度为 6 m 左右,证明数值模拟的结果是基本正确的,运用数值模拟方法对强夯作用地基土的动力特性进行研究是可行的。

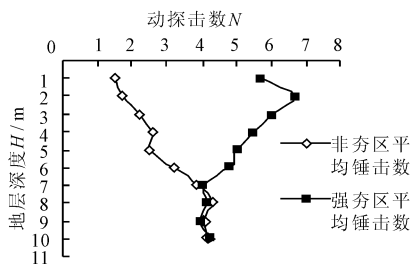


图 16 动力触探 $N-H$ 曲线图

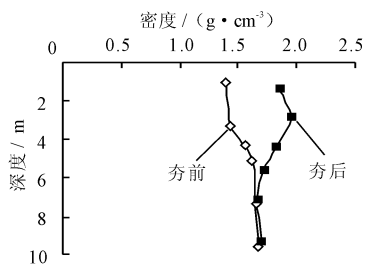


图 17 强夯前后密度随深度变化曲线

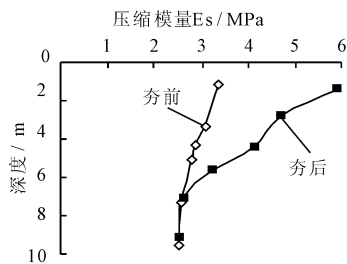


图 18 强夯前后压缩模量随深度变化曲线

5 结 语

本文采用弹塑性大变形有限元动力分析方法对强夯处理填土地基进行了数值模拟,并与强夯检测结果进行了比较,得到了如下结论。

(1) 运用弹塑性大变形理论对强夯过程进行数值分析是合理的,力学分析更加精细,模型更加准确,数值模拟结果与检测结果较为吻合,具有较好的可靠性,对强夯设计施工具有指导价值。

(2) ANSYS/LS-DYNA 软件模拟强夯精度较高,并且能直观地以动画形式演示不同时刻土体的动力特性情况。同时能根据计算数据,针对具体问题绘制图形,以此判断土体的加固范围,从而指导强夯的设计与施工。

(3) 通过强夯作用下土体的动应力等值云图和竖向位移等值云图可以看出,强夯的有效加固区呈椭圆分布,用加固区图形可以对加固范围和夯点间距进行估算,对于强夯的设计和施工具有参考价值。

(4) 土体的动应力和竖向位移变化过程由夯坑呈辐射状向外扩展,并随着深度和水平距离的增加

而衰减。强夯时,当土体产生足够的竖向位移,其工程性质就会发生变化,也可称之为加固影响范围,根据分析可以得出夯坑下土体的加固效果最好。

(5) 强夯时,夯击能以波的形式向土体深处传播,引起土体的振动,土体的振动加速度峰值随着深度的增加而迅速衰减,且峰值出现的时间从地表处随深度逐渐推后,振动周期随之增长,振动幅度减弱,夯击能量也随之消散。

参考文献:

- [1] 钱家欢,帅方生. 边界元法在地基强夯加固中的应用[J]. 中国科学(A辑),1987(3):329-336.
- [2] 吴铭炳,王钟琦. 强夯机理的数值分析[J]. 工程勘察,1989(3):1-5.
- [3] 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,1998,20(2):86-92.
- [4] 何君毅,林样都. 工程结构非线性问题的数值解法[M]. 北京:国防工业出版社,1994.
- [5] 张维刚,钟志华. 非线性动态有限元碰撞仿真技术的工程应用研究[J]. 计算机仿真,2002,3(2):85-88.