

·土木工程·

DOI:10.12454/j.jsuese.202300876



本刊网刊

砂卵石土柱锤冲扩桩单桩成桩机理模型和数值试验研究

袁胜洋^{1,2}, 李城栋^{1,2}, 练小莲^{1,2}, 陆仁芳^{1,3}, 邓开元^{1,4}, 刘先峰^{1,2*}

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031;
3. 滇西应用技术大学, 云南 大理 671000; 4. 中国电力工程顾问集团 西南电力设计院有限公司, 四川 成都 610056)

摘要:近年来,随着建筑工程技术的飞速发展,地基处理技术成为工程领域的研究热点。其中,柱锤冲扩桩地基处理技术因其高效、经济的特点逐渐被广泛应用。但在细观层面还缺乏对桩体成桩机理的研究,以优化现场设计及施工。本文以室内模型试验为基础,采用Flac3D-PFC耦合数值模拟,从宏微观角度分析成桩过程中土体动应力响应,包括加速度响应、土体变形及砂卵石填料骨架中力链的发展规律。结果表明:柱锤在冲击过程中夯实、挤压孔下土体,土体发生变形的过程可分为增大、回弹、稳定3个阶段;冲击在土体中产生的能量以应力波的形式从孔中心向外迅速衰减,能量使土体逐渐挤密压实、地基加固,当能量传递至孔下 $3d$ (d 为柱锤直径)时,动应力响应较小,土体受柱锤冲击作用影响不大;冲击使得砂卵石填料力链骨架结构发生断链重构,在该过程中,颗粒空隙不断减小,力链数量增加,作用力不断增强,填料不断置换土体,两者形成密实的整体以实现加固;冲击完成后,以初始孔底平面为基准面,自平面向上 $0.5d$ 至平面向下 $3.0d$ 与径向 $1.5d$ 形成加固影响区域,该区域范围内的土体在冲击过程中应力响应较大,消耗大部分冲击能量,并在冲击完成后发生较大位移,使土体更加密实,地基实现加固。通过数值模拟补充模型试验,完善了柱锤冲扩桩单桩成桩机理,为现场施工提供重要的理论支持和实用指导。

关键词:柱锤冲扩桩;加固机理;土体位移;动力响应;骨架力链

中图分类号: TU472.1

文献标志码: A

文章编号: 2096-3246(2025)05-0248-13

1994年,司炳文等^[1]提出了柱锤冲扩桩加固地基处理方法,采用钻机钻孔或重锤冲击成孔,通过重锤自由落体分层夯实填料成桩,夯扩挤密桩周土体,形成由桩体与桩间土共同承担上覆荷载的复合地基,可提高地基承载力,减小地基沉降。柱锤冲扩桩法主要用于处理杂填土、粉土、黏性土、素填土、黄土等地基。相较于强夯、刚性桩等方法,其具有绿色环保的优点,填充材料可采用砂、石、碎砖瓦、混凝土块和工业废料等,无需严格加工和长途运输。成都地区砂卵石广泛分布,且在工业建设中砂卵石常被作为建筑弃料,将砂卵石废弃料用作柱锤冲扩桩填料,可以有效减轻环境压力。

已有研究表明,柱锤冲扩桩夯击能级、柱锤直径对地基加固效果影响显著,夯击能越大、柱锤直径越小,达到相同孔深所需的冲击次数越少^[2]。以孔孔扩张理论为基础,利用孔周土体塑性区边界条件和土体体积

变化规律,贾尚华等^[3]针对砂土中柱孔扩张的问题,推导了该问题中的初始半径、扩孔半径和对应的扩孔压力三者之间的理论关系。在施工过程中,吴迈等^[4]分析了地下水位以下饱和软土层对柱锤夯实混凝土桩施工工艺的影响规律,结果表明,在饱和软土层施工柱锤夯实混凝土桩,必须采用沉管成孔、根管填料夯扩的施工工艺;为便于填料,护筒必须开设足够数量的填料孔^[4]。此外,学者针对柱锤冲扩桩加固地基开展了相关研究,包括单桩加固机理^[2]、桩身材料影响^[5-6]、成桩后桩体及地基承载力^[6-7]和地基湿陷行为^[8-9]等。然而,现有柱锤冲扩桩加固机理研究主要从宏观角度进行分析,大致可分为冲击荷载作用^[10-11]、侧向挤密作用^[12]、孔内强力夯实作用^[13]及填料的二次挤密^[14],并未从成桩过程中地基土及填料的受力变形特性等角度进一步分析。利用地基土及填料的变形特性进一步明晰柱锤

收稿日期:2023-11-02 修回日期:2024-03-22 网络出版日期:2024-06-20

基金项目:国家自然科学基金项目(52478472;52168066)

作者简介:袁胜洋(1987—),男,副教授。研究方向:非饱和膨胀土。E-mail:shengyang.yuan@swjtu.edu.cn

*通信作者:刘先峰,教授,E-mail: xianfeng.liu@swjtu.edu.cn

冲扩桩加固机理,可更好地理解桩体行为,有助于优化现场设计和改良施工计划。

离散元数值仿真(PFC)在岩土工程领域被广泛应用,其在分析颗粒材料的微观结构演化^[15]、模拟大变形失效形态^[16]及处理颗粒之间接触问题^[17]等方面具有显著优势。但PFC在计算较多颗粒时,计算时间长且效率较低,而有限差分软件Flac3D采用有限差分法将求解域划分为差分网格进行计算,可以用较小内存进行大量计算^[18]。故本文将离散元方法与有限差分法耦合使用,不仅可以准确模拟出颗粒间的复杂动态相互作用,还能有效捕捉到夯实过程中的宏观和微观行为变化,为理解和预测夯扩过程中的力学行为提供一种高效且精确的手段。此外,耦合方法的应用极大地提高了模拟的效率和准确性,能够实现对复杂地基加固过程的分析,这对于优化设计和施工具有重要的实际意义。

本文拟采用基于Flac3D-PFC耦合的数值仿真方法模拟基于砂卵石土填料的柱锤冲扩桩加固黏土地基成桩过程。结合已有室内模型柱锤冲扩桩成桩试验结果,分析柱锤冲扩桩成桩过程中地基土体及砂卵石填料的动力响应,包括成桩过程中地基土加速度、地基土变形、砂卵石土填料受力及变形等,以揭示砂卵石土柱锤冲扩桩单桩成桩加固机理。

1 室内模型试验

1.1 试验装置

结合前期浸水试验结果,地基土体初始状态为:孔隙比为0.9,含水率为8.7%,干密度为 1.421 g/cm^3 ,密度为 1.545 g/cm^3 。该状态下土体极易发生塌陷,可有效展示柱锤冲扩桩地基加固效果。通过直剪试验确定该状态地基土内摩擦角为 30.36° ,黏聚力为 24.90 kPa 。试验采用的砂卵石土填料粒径为 $10\sim 20 \text{ mm}$,密度为 2.010 g/cm^3 ,由直剪试验测得黏聚力为 54.33 kPa ,摩擦角为 47.88° 。

模型箱内部尺寸为长 \times 宽 \times 高 $=0.85 \text{ m}\times 0.85 \text{ m}\times 0.85 \text{ m}$ 。柱锤直径 d 为 89 mm ,长度为 890 mm ,长径比为 $10:1$,柱锤下落高度为 1.5 m 。试验中,填料共填筑两次,每层填料冲击3次。地基土体分层填筑,在地基中形成直径为 100 mm 、深 200 mm 的孔洞。在孔底以下 $1.5d$ 、 $3.0d$ 、 $4.5d$ 、 $6.0d$ 平面处布置4层加速度计以监测土体加速度。因单桩成桩具有轴对称性,为了避免仪器之间的相互扰动,监测仪器交错分布。在孔下 $1.5d$ 平面处,按间隔 d 自孔中心向外布置5个横向应变片;在孔中轴线右侧 $1.5d$ 竖向平面布置竖向应变片。监测仪器布置如图1所示。模型试验中,每次冲击结束后测量土体夯沉量。

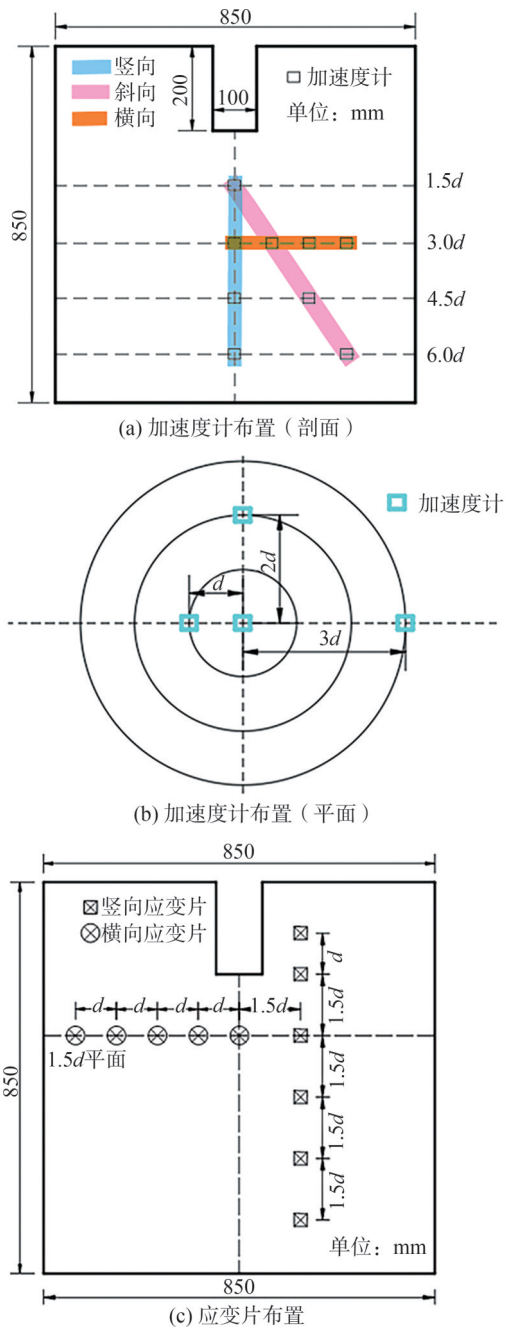


图1 监测仪器布置

Fig. 1 Monitoring instrument layout

1.2 试验结果

实际施工中常将柱锤夯沉量作为地基加固效果的评判指标^[19]。图2为试验过程中单次夯沉量和累积夯沉量随着冲击次数的变化规律。由图2可知,冲击第1层填料时,随着冲击次数的增加,累积夯沉量增加,且填料第1次冲击夯沉量远大于后两次夯沉量。这是由于砂卵石在首次冲击时较为松散,且地基土尚未被加固,每次填料在第1次冲击时夯沉量最大。第1次冲击后,柱锤将填料挤入土体,地基土得以加固,使得后两次冲击产生的夯沉量减小。对比两次填料夯沉量,二者变化趋势相似,但第2次填料夯沉量小于第1次

填料夯沉量,说明在完成第 1 次填料冲击后,土体已实现了一定程度的加固。

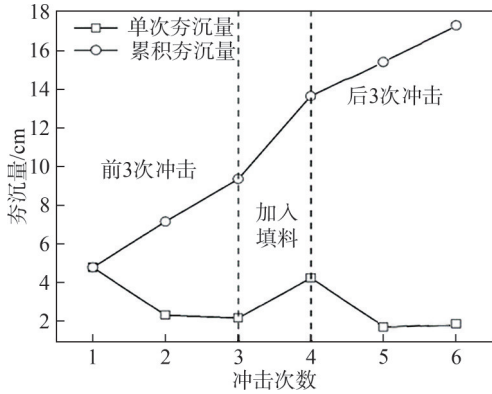


图2 单次夯沉量和累积夯沉量随冲击次数变化

Fig. 2 Variation of single tamping settlement and cumulative tamping settlement with impact times

图 3 为第 2 次冲击时沿孔中轴线不同深度处土体加速度响应时程。图 3 中,负值表示方向向下,正值表示方向向上。向下加速度的绝对值大小一定程度上反映了冲击前土体的密实程度。加速度峰值越小,说明土体较松散,对柱锤产生的冲击有较大的缓冲作用;加速度峰值越大,说明土体越密实,柱锤夯击时响应时间短。由图 3 可知:随着深度增加,土体向下的加速度峰值逐渐减小,且加速度峰值出现时间逐渐延后;从 1.5d 平面至 3.0d 平面加速度峰值迅速衰减,降幅达到 50%。

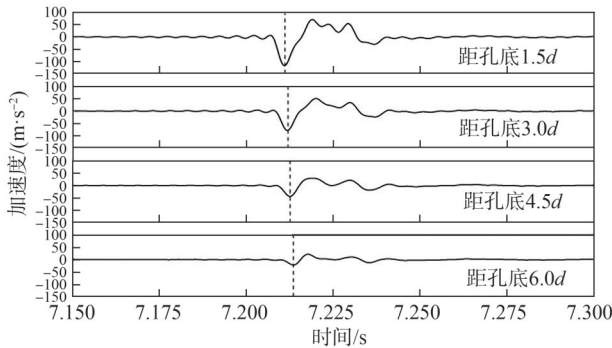
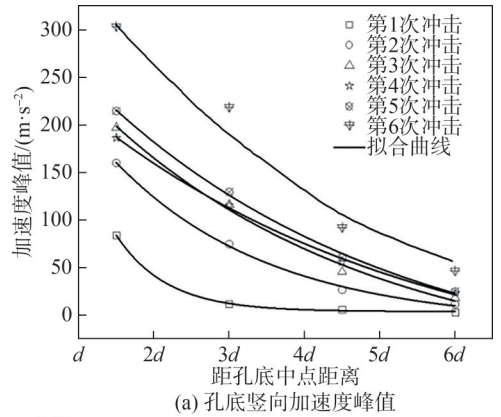


图3 沿孔中轴线不同深度处加速度时程曲线

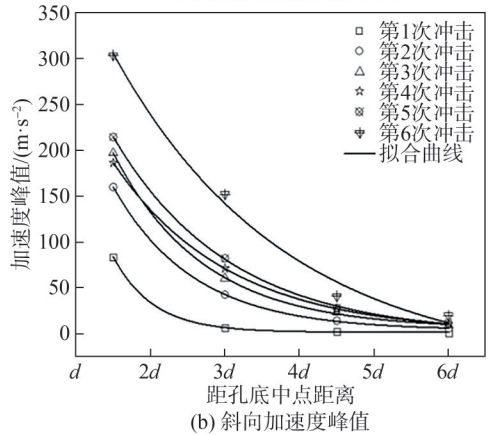
Fig. 3 Acceleration time-history curves at different depths along the central axis of the hole

6 次冲击过程中向下加速度峰值的绝对值沿不同方向的分布规律如图 4 所示。由图 4 可知:同一位置处,随着夯击次数的增加,土体的加速度峰值增加,说明此时土体趋于密实;在第 4 次夯击时,因孔内加入松散填料,冲击过程中土体加速度峰值保持不变或减少,这是由于松散砂卵石填料缓冲了柱锤能量释放。在竖向、斜向、横向 3 个方向上,加速度峰值随着距夯点距离的增加均呈现出衰减趋势,符合负幂指数衰减规律;距离孔底越近,加速度衰减越快,说明在夯点附

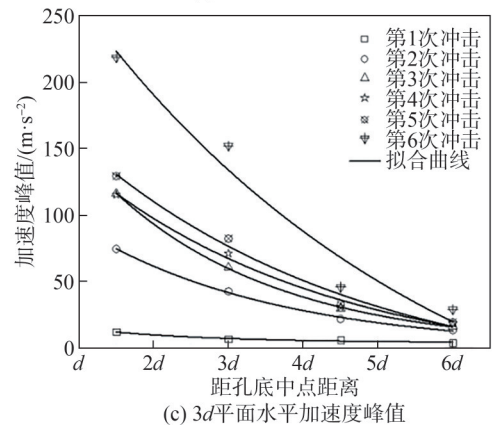
近土体能量耗散快;离夯点较远处的加速度峰值小,衰减速度慢,表明离夯点较远处的土体受冲击作用影响较小。



(a) 孔底竖向加速度峰值



(b) 斜向加速度峰值



(c) 3d 平面水平加速度峰值

图 4 向下加速度峰值绝对值沿不同方向的分布

Fig. 4 Distribution of absolute values of peak downward acceleration along different directions

图 5 为孔下 1.5d 平面处土体竖向位移发展规律。根据试验测定,应变片受压为负,如图 5 所示,孔中心处的土体产生了较大的负向应变,说明该处土体在冲击夯实过程中受压产生较大竖向位移,且随冲击次数的增加,位移增量逐渐减小直至区域竖向变形稳定。孔侧 1.5d 处应变片受孔中心处应变片变形影响而受拉,出现正向应变值,其值随冲击次数的增加而增加;在孔侧 2.0d~4.0d 处,应变片出现较小响应值,该处应

变片基本不受力, 土体未产生位移, 冲击对该处土体产生较小的影响, 难以实现加固效果。

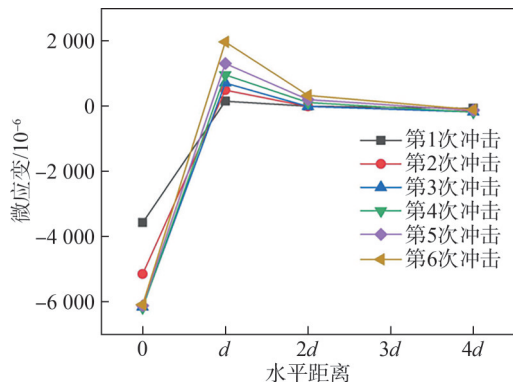


图 5 孔下 1.5d 平面处土体竖向位移发展规律

Fig. 5 Development laws of vertical displacement in the 1.5d plane below the hole

图 6 为孔侧 1.5d 竖向平面处土体横向位移发展规律。由图 6 可知: 距孔底平面上方 d 处, 应变片产生较小的负向应变, 土体受孔中心向外的挤压力, 对上方土体产生较小的影响; 处于 0~3.0d 深度范围内的土体, 应变片产生较大的负值微应变, 表明该范围内土体受中心土体向外的挤压作用, 周侧土体被挤密压实; 距离孔底竖向 4.5d 处, 受上方土体挤压变形影响, 应变片出现正值微应变; 在 6.0d 深度处, 冲击全过程中均未产生显著的微应变, 说明在此深度地基土基本不受冲击作用影响, 没有横向位移。

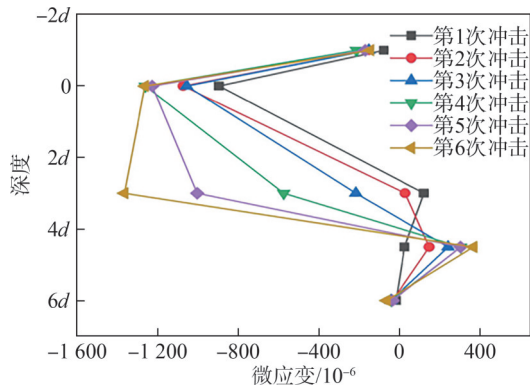


图 6 孔侧 1.5d 竖向平面处土体位移发展规律

Fig. 6 Development laws of soil displacement at the 1.5d vertical plane on the hole side

2 Flac3D-PFC 耦合模型建立

有限差分软件 Flac3D 采用有限差分法将求解域划分为差分网格进行计算^[18], 可以用小内存计算大量的数据。PFC3D 软件和 Flac3D 软件允许通过 I/O 插口进行数据交换, 从而实现 Flac3D-PFC 耦合, 弥补离散元软件效率低的不足。Flac3D 中耦合传递的媒介墙 wall 附着于单元 zone 网络上, 故在计算时颗粒集体形成的合力 F_w 和力矩 M_w 通过墙 wall 传递给单元 zone

网络上。由于单元 zone 无法直接承受弯矩, 耦合时假设网格节点上面为 4 个弹簧线性支撑, 保证耦合过程中力的连续性。利用这种耦合方法, 可以对应力集中产生大变形和破坏的部位采用离散元颗粒流进行模拟, 观察土体微观结构的演化; 对其他部分则采用连续有限差分的方法进行模拟, 以提高对复杂模型的计算效率。

2.1 砂卵石土参数标定

PFC 中颗粒间接触细观参数直接控制数值模拟效果, 本文中, 砂卵石土采用 PFC 进行模拟, 结合学者们对摩擦系数^[20]、内摩擦角^[21]、黏结强度^[22-23]等的研究, 通过构建三轴试验模型, 采用试算法确定颗粒接触细观参数, 并与室内三轴试验结果进行对比验证。其中, 数值模拟三轴试样尺寸为: 直径 100 mm, 高度 200 mm, 颗粒直径为 10~20 mm, 分别施加 10、20、50 kPa 的围压 (σ_3), 三轴数值模型如图 7 所示。依据室内试验确定砂卵石土宏观力学特性, 采用试算法确定砂卵石颗粒之间的细观参数, 见表 1。数值模拟与室内试验结果对比如图 8 所示, 可以看出数值模拟得到的应力-应变曲线与室内三轴试验的应力-应变曲线拟合较好。

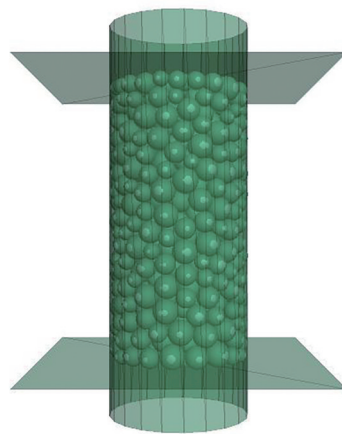


图 7 三轴数值模型

Fig. 7 Triaxial numerical model

表 1 砂卵石土颗粒间细观参数

Tab. 1 Mesoscopic parameters between particles of sand-gravel soil

参数	取值
最小颗粒半径 r_{min}/m	0.005
最大颗粒半径 r_{max}/m	0.01
密度 $\rho/(kg \cdot m^{-3})$	2 600
摩擦系数 f	0.5
有效模量/Pa	8 200 000
阻尼	0.8
刚度比	2.0

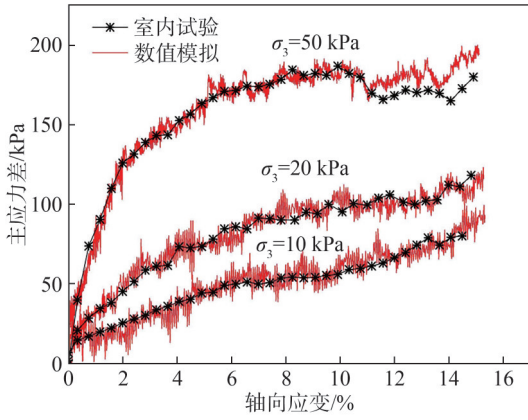


图 8 不同围压下室内试验与数值模拟应力-应变曲线
Fig. 8 Stress-strain curves of indoor tests and numerical simulation under different confining pressures

表 2 数值模拟模型参数

Tab. 2 Model parameters of numerical simulation

名称	剪切模量/MPa	体积模量/MPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	密度/(kg·m ⁻³)	杨氏模量/GPa	泊松比
地基土	14.44	4.88	24.73	30.36	1 545		
混凝土			3 230.00	54.90	2 500	32.500	0.20
泡沫板			10.00	28.00	50	0.016	0.02
柱锤					5 511	200.000	0.30

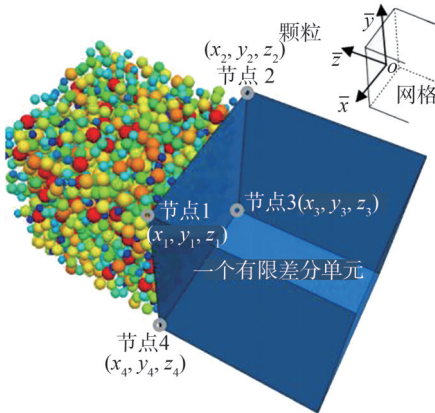


图 9 传递模式^[18]
Fig. 9 Transmission mode^[18]

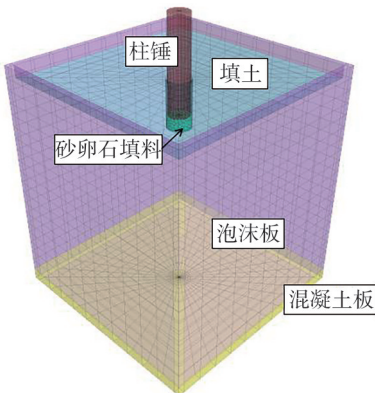


图 10 柱锤冲扩桩成桩数值模型
Fig. 10 Numerical model of downhole dynamic compacted pile

2.2 模型建立

根据室内试验加载装置构建数值模拟模型,主要分为 3 部分:地基土、聚苯乙烯泡沫板(EPS)、混凝土板。结合相关文献^[24-26],确定该模型网格尺寸为 0.04 m;地基土体选用摩尔-库仑模型;混凝土板采用理想弹塑性本构模型,其参数按照 C30 混凝土选取;滞后阻尼采用 Hardin-Drnevich 模型;假设泊松比为常数,取参考应变值为 0.161 8。数值模拟参数见表 2。数值模拟中通过 wall-zone 进行耦合传递,具体传递模式如图 9^[18]所示。对照模型试验尺寸 1:1 建立数值计算模型,采用标定结果细观参数。考虑柱锤自由下落,初始状态时柱锤与砂卵石填料接触,并赋予柱锤速度为 5.42 m/s,方向竖直向下,计算模型如图 10 所示。

3 砂卵石土柱锤冲扩桩单桩成桩机理分析

3.1 数值模型验证分析

结合第 1 节分析,选取负向加速度峰值的绝对值对室内试验和数值模拟进行对比分析。图 11 为孔中轴线上深度 1.5d 处,柱锤第 1 次冲击时的室内试验与数值模拟加速度时程曲线。由图 11 可知,二者加速度振动波形整体相似,且受冲击时产生的最大负向加速度均约为 90 m/s²,之后在周围土体的包裹缓冲作用下,加速度持续振动并逐渐减小直至稳定。室内试验实测加速度峰值与数值模拟加速度峰值对比如图 12 所示。由图 12 可知,两者竖向加速度峰值较为接近,数值模拟的斜向加速度峰值和 3.0d 平面处的横向加速度峰值略小于室内试验值,整体加速度时程曲线图形波动情况较为贴合,验证了数值模拟的可靠性与科学性。

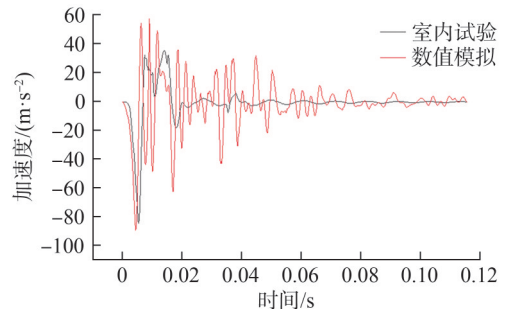


图 11 室内试验与数值模拟加速度时程曲线
Fig. 11 Acceleration time-history curves of indoor tests and numerical simulations

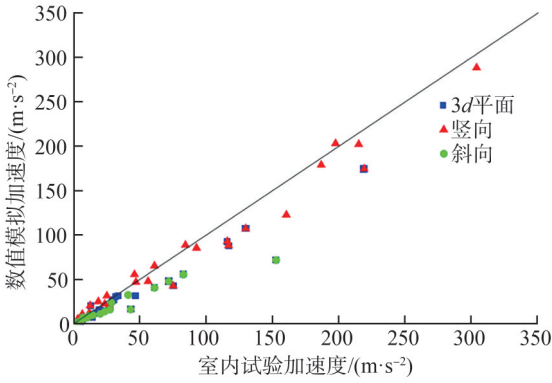


图 12 室内试验实测与数值模拟加速度峰值关系

Fig. 12 Relationship between measured peak acceleration from indoor tests and peak acceleration from numerical simulations

3.2 土体变形分析

数值模拟中,在孔下 1.5*d* 与 3.0*d* 平面处沿水平方向设置测点,监测土体竖向位移,每个平面布置 5 个测点,间距为 *d*,如图 13(a)所示。图 13(b)~(c)为孔下 1.5*d* 平面处各测点在冲击过程中土体竖向位移时程曲线图。由图 13(b)~(c)可知,土体竖向位移在冲击初期呈线性增大的趋势,在增大至竖向位移极值后出现回弹。第 1 次冲击时,5 个测点处的竖向位移随与纵轴线距离的增加而逐渐减小,但整体竖向位移值均小于 1 cm,原因在于第 1 次冲击时土体松散,柱锤的能量在传递至孔底 1.5*d* 时大部分已被消散;在第 2 次冲击时,距中轴线 2.0*d*、3.0*d*、4.0*d* 处测点测得的竖向位移均较小,其值与第 1 次冲击时相当,孔中心及距离孔中轴线 1.0*d* 处竖向位移值较大,在回弹稳定后孔中心处竖向位移仍有 2 cm,1.5*d* 平面处土体向下挤压明显,土体在第 2 次冲击过程中得到较为良好的加固;在第 6 次冲击过程中,孔中心处竖向位移极值大于其余 4 个测点,但此时回弹稳定后的竖向位移值已经小于第 1 次冲击的竖向位移值,说明此时孔底 1.5*d* 平面处的土体已经实现了一定程度的加固。

距离孔底 1.5*d* 平面处土体累积竖向位移随冲击次数的变化曲线如图 14(a)所示,不同冲击次数下该处竖向位移随水平距离的衰减规律如图 14(b)所示。由图 14(a)可知,该深度不同位置处地基土产生的竖向位移随冲击次数增加而逐渐增大。当 6 次夯击完成后,在水平距离 $l \geq 2d$ 时,该深度竖向位移小于 1 cm,说明此区域土体加固效果并不明显;当 $l < 2d$ 时,6 次冲击完成后,竖向位移值均大于 1 cm,且孔中轴线处稳定后加固位移值超过 6 cm,加固效果显著。结合图 14(b)可知,在距离孔中轴线小于 2*d* 范围内竖向位移急剧下降,距孔中轴线大于 2*d* 时竖向位移值衰减变缓,说明冲击使孔下 1.5*d* 处平面土体在水平距离 2*d* 范围内发生了较大的竖向位移,土体获得了较好的加固效果。

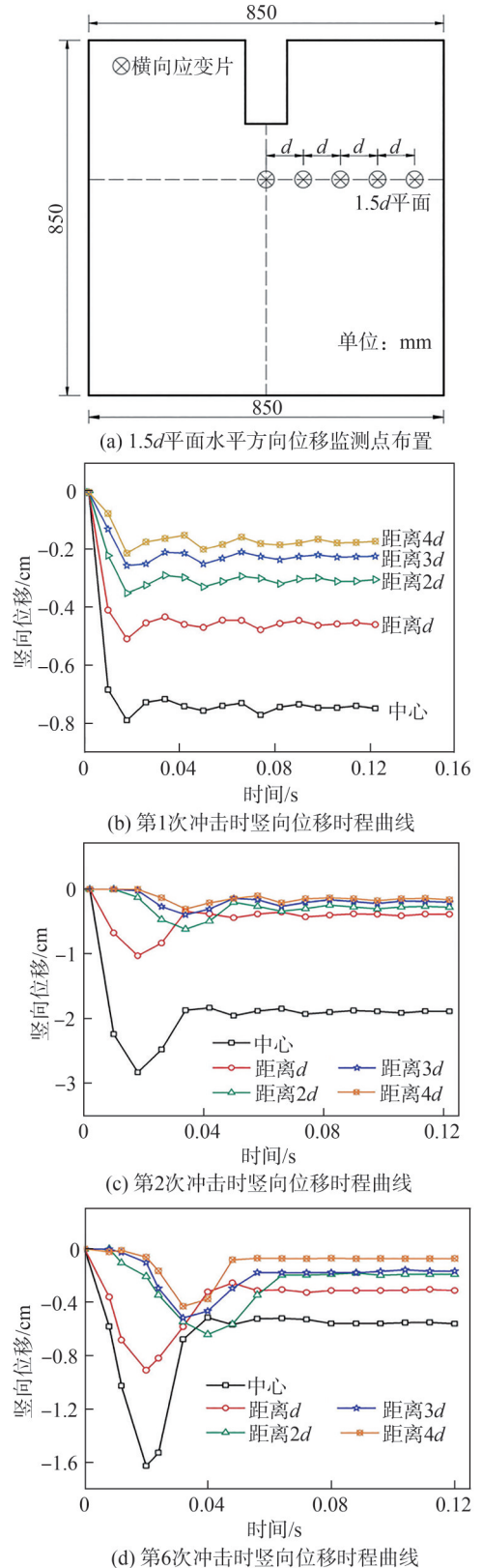
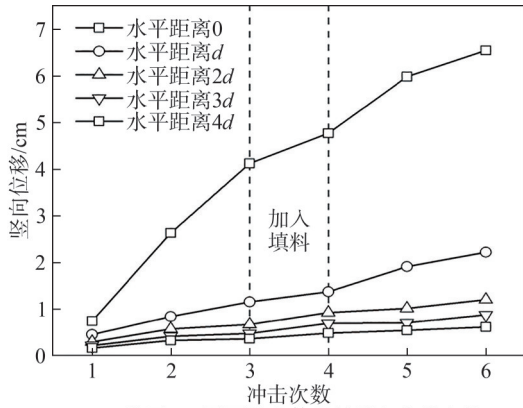
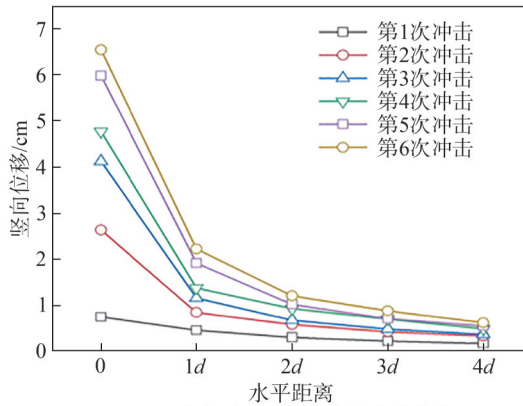


图 13 1.5*d* 平面水平方向位移监测点布置及竖向位移时程曲线

Fig. 13 Layout of 1.5*d* planar horizontal monitoring and time-history curves of vertical displacement

孔下 3.0*d* 平面土体竖向位移与孔下 1.5*d* 平面土体竖向位移变化趋势相似。孔下 3.0*d* 平面土体累积竖向

(a) 孔下 $1.5d$ 平面处土体累计竖向位移变化

(b) 竖向位移随水平距离的变化曲线

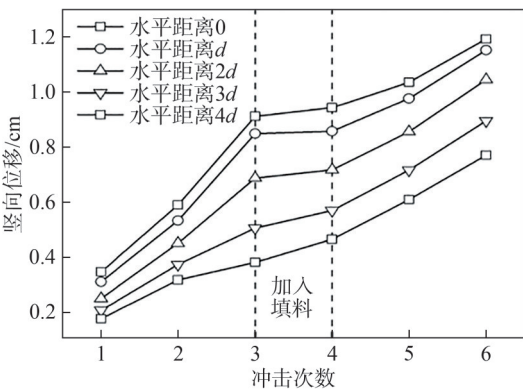
(c) 孔下 $3d$ 平面处土体累计竖向位移变化

图 14 不同深度土体竖向位移变化

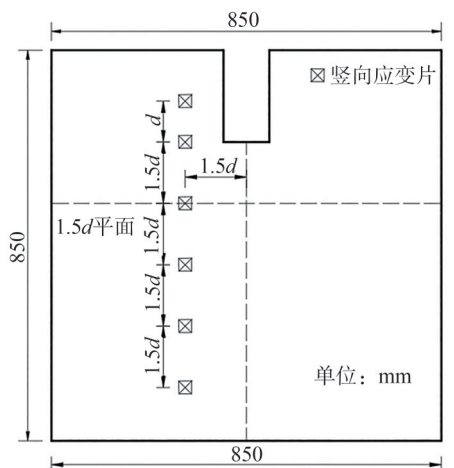
Fig. 14 Variation of vertical displacement of soil at different depths

位移随冲击次数的变化如图 14(c)所示,对比图 14(a)可知: $3d$ 平面处土体累积竖向位移明显小于 $1.5d$ 平面土体,距孔中轴线 $2d$ 范围内的土体最终累积竖向位移大于 1 cm 。冲击过程中,传递至该平面处的能量虽已大幅减小,但在水平距离 $2d$ 范围内仍能实现一定程度的加固。加固位移随夯击次数逐次增加,但在距孔中轴线 0 、 d 、 $2d$ 处,第 3 次至第 4 次冲击加固位移无明显增加,原因在于第 3 次冲击过后加入新填料,导致第 4 次冲击的主要能量被松散填料消耗,而距离 $2d$ 以内的土体在第 1 次填料夯击完成后已经实现一定程度的加固,在第

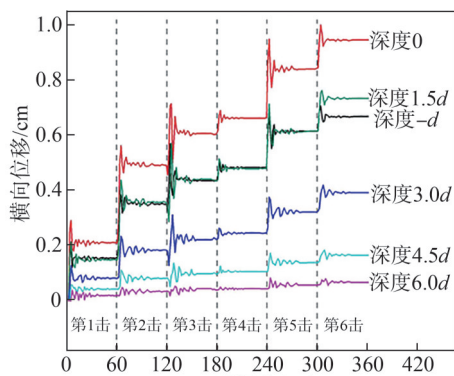
4 次冲击过程中经松散土体传递而至的能量难以对该区域产生加固效果,两次加固位移增量较小。水平距离 $3d$ 、 $4d$ 处的土体在第 1 次填料冲击过程中并未产生较好的加固效果,因此即使第 4 次冲击产生的能量在达到 $3d$ 之前已被大量消耗,但在第 4 次冲击过程中, $3d$ 、 $4d$ 平面处土体依然产生一定的加固位移。

在成桩过程中,地基土体不仅会产生竖向变形,还会产生横向变形。在土体竖向设置测点,监测成桩过程中地基土体横向位移。根据《建筑地基处理技术规范》^[19],柱锤冲扩桩有效加固范围在 $3.0d$ 以内,本文在距孔轴线 $1.5d$ 处沿竖向设置 6 个测点,以孔底为参考平面,向下为负,向上为正,各测点位置分别为 $-d$ 、 0 、 $1.5d$ 、 $3.0d$ 、 $4.5d$ 、 $6.0d$,如图 15(a)所示。成桩过程中,各测点横向位移时程曲线如图 15(b)所示。由图 15(b)可知,距桩中心水平 $1.5d$ 竖向平面处,土体的横向位移与竖向位移演变规律相似:第 1 阶段,柱锤冲击填料及土体,填料向下方及桩周侧挤压,使土体产生横向位移并达到峰值;第 2 阶段,土体横向位移达到极值产生回弹,且回弹量随次数增加逐渐增大;最后,土体横向位移到达稳定值,冲击完成。图 15(c)为土体累积横向位移随冲击次数的变化关系,图 15(d)为不同冲击次数下横向位移随深度的变化。由图 15(c)、(d)可知:土体横向累积位移随冲击次数的增加而增大,且前 3 次增长速率大于后 3 次,在距孔底深度 $1.5d$ 和 $-d$ 位置处横向位移值大致相等。土体横向位移随着深度增加逐渐减小,在深度为 $6.0d$ 处接近 0,在深度 $0\sim 3.0d$ 区域横向位移较大,能量在该深度范围内大幅消耗。同一位置的横向累积位移小于竖向累积位移,说明加固过程中对孔下土体的强力夯实作用效果比对桩周土体侧向挤压效果更为明显。

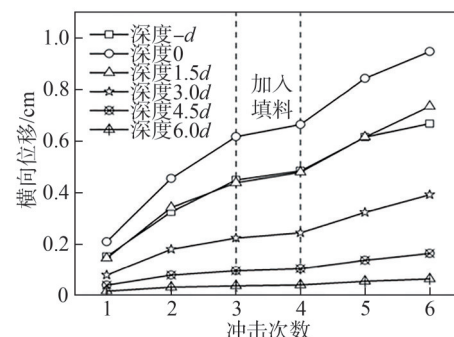
根据各测点竖向与横向位移结果,绘制第 6 次冲击后地基土体竖向与横向位移云图,分别如图 16(a)、(b)所示。由图 16(a)可知:在冲击作用下,桩底产生明显变形并向外侧鼓胀形成扩大桩体,土体缺失处被砂卵石土填料置换。冲击使桩底产生的最大竖向位移为 11.4 cm ;沿中轴线向下,竖向位移值逐渐减小,至桩底 $3d$ 处,竖向位移值小于 1.2 cm 。在桩底至 $1.5d$ 深度范围内,竖向位移下降梯度大,从 11.4 cm 下降至 4.8 cm ,其边界呈沉降漏斗形,说明该区域内柱锤冲击产生的能量大幅消散。在深度 $1.5d\sim 3.0d$ 范围内,土体竖向位移小于 4.8 cm ,下降梯度小,至 $3.0d$ 处竖向位移已较小,难以实现对土体的加固。由图 16(b)可知,相较于冲击产生的竖向位移,横向位移最大值仅为 4.5 cm ,加固位移衰减云图呈圆形向外扩张,对桩周侧土体产生侧向挤压,黄色区域内加固位移从 4.5 cm 衰减至 1.0 cm ,区域外加固位移较小,难以实现对土体的加固。



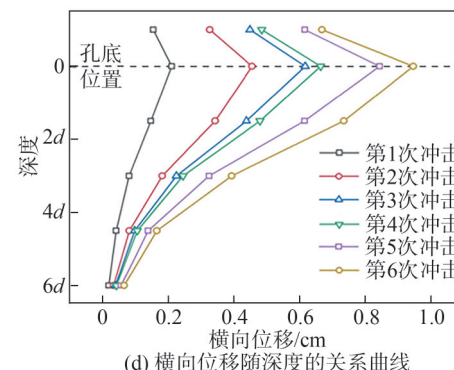
(a) 竖向测点布置



(b) 横向位移全过程时程曲线



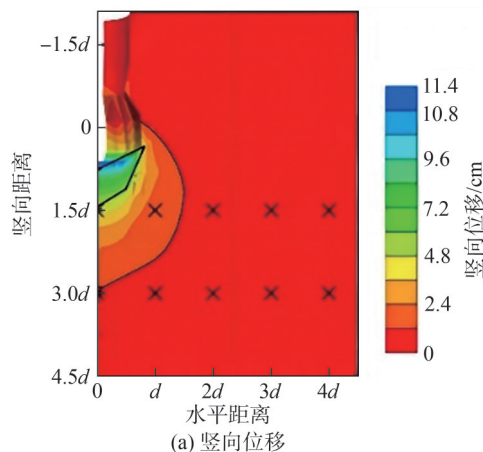
(c) 土体累积横向位移变化



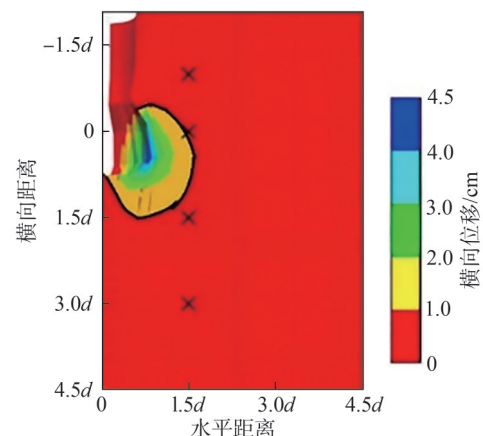
(d) 横向位移随深度的关系曲线

图 15 竖向测点布置及成桩过程中地基土体横向位移变化规律

Fig. 15 Layout of vertical measuring points and lateral displacement variation of foundation soil during pile formation process



(a) 竖向位移



(b) 横向位移

图 16 第 6 次冲击后地基土体位移云图

Fig. 16 Cloud map of displacement of foundation soil after the sixth impact

3.3 土体的动应力分析

柱锤自由下落冲击土体, 土体内部会形成一个短暂脉冲应力波, 当脉冲应力波传播过后, 土体中仍然有应力传播, 但是应力幅值迅速减小^[27]。为探明在成桩过程中桩底不同深度处应力变化, 沿孔中轴线布置 4 个应力监测点(图 17(a)), 监测土体动态响应。图 17(b)~(c) 为前 3 次冲击监测点土体动应力时程曲线。由图 17(b)~(c) 可知, 动应力在较短时间内呈线性增大并达到峰值, 后逐渐恢复到初始状态, 此阶段动应力下降, 相较于动应力上升阶段斜率变缓、所用时间变长, 动应力峰值随着冲击次数的增加而增大。柱锤自由下落冲击土体, 能量以波的形式在土体中传播, 松散土体被快速挤密, 动应力以较快速率增大并达到峰值, 随着能量消散, 土体中动应力缓慢卸载。随深度的增加, 动应力峰值下降明显, 在深度 1.5d~3.0d 范围应力峰值下降幅度最大, 而在 4.5d~6.0d 范围内应力峰值响应较小且动应力时程曲线呈现规律基本相同。以上说明, 沿深度方向, 动应力对土体的影响主要在 3.0d 范围内。

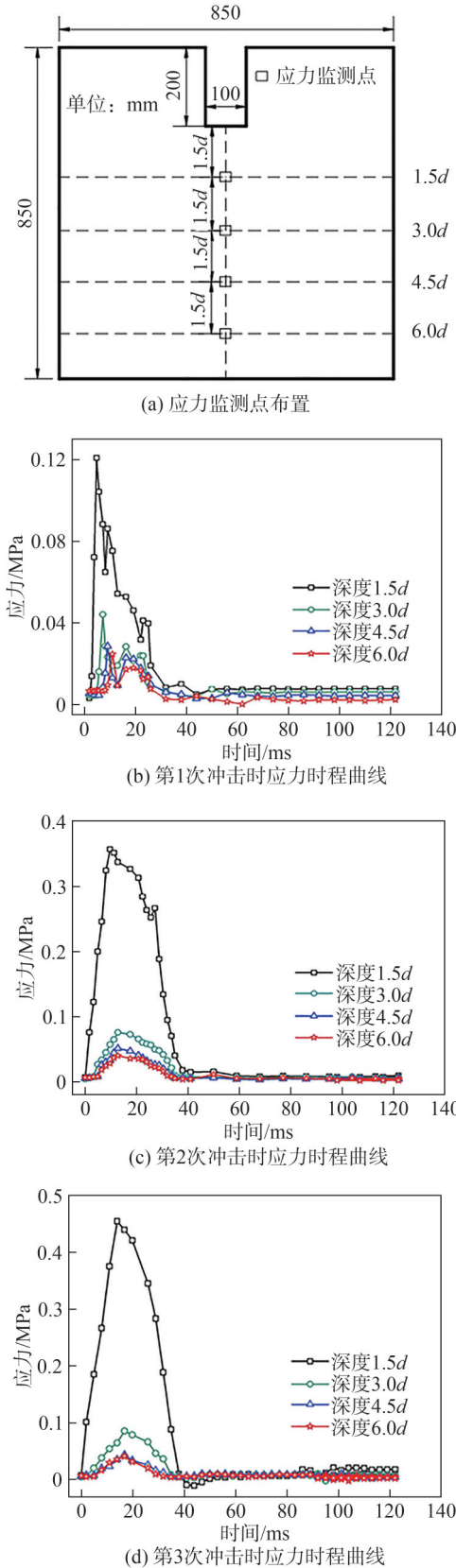


图 17 应力监测布置及成桩过程中孔轴线不同深度处土体动应力时程曲线
 Fig. 17 Layout of stress monitoring and time history curves of soil dynamic stress at different positions of the hole axis during pile formation

土体的加固程度与动应力峰值密切相关^[28],基于土体动应力峰值绘制其与冲击次数关系曲线及动应力峰值随深度变化关系曲线,分别如图 18(a)、(b)所示。由图 18 可知,加入填料后,第 4 次冲击应力峰值为 0.360 MPa,小于第 3 次应力峰值 0.455 MPa。这是由于孔内加入两次填料后,第 4 次冲击产生的能量在压缩上层填料及侧向挤密桩周土的过程中已被大量消耗,因此下部土体应力值变小。随着冲击次数的增加,土体密实程度增加,峰值强度再次上升。随着深度增加,土体应力值逐渐减小,深度从 1.5d 到 4.5d,应力值衰减较快,可以看出冲击能量随着深度增加而减小,且主要能量作用于深度 3.0d 范围内,此范围内土体被压缩,孔隙比降低,土体变得密实,承载力提高,加固效果较好。该结论与第 1.2 节中土体在深度 3.0d 范围内产生的位移较大可相互印证,说明柱锤冲扩桩对地基土体的加固作用主要体现在孔下 3.0d 平面以上。

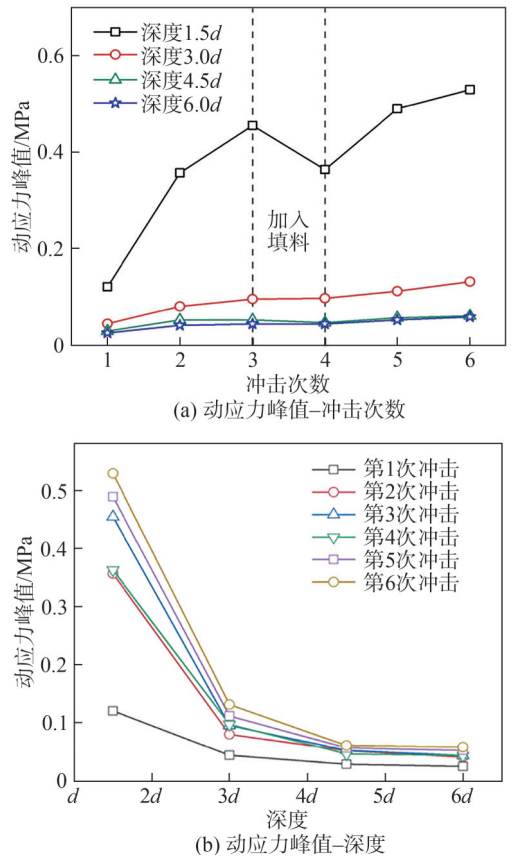


图 18 成桩过程中动应力峰值发展规律

Fig. 18 Development laws of peak dynamic stress during pile formation process

3.4 砂卵石填料骨架力链发展

当粗颗粒土体承受外荷载时,颗粒与颗粒之间相互接触,颗粒体系之间形成力链网络传递力^[29-30]。图 19 为成桩过程中砂卵石土颗粒骨架和力链发展过程。由图 19 可知:在第 1 次填料冲击后,砂卵石颗粒之间的孔

隙较大, 力链连接较弱, 此时颗粒填料松散, 承载力弱; 当柱锤多次冲击填料后, 砂卵石颗粒侧向挤出, 颗粒间弱力链开始断裂, 形成粗壮的强力链, 强力链逐渐贯通并向地基土体传递冲击荷载, 在此过程中, 填料逐渐挤压土体, 彼此间形成密实的整体。对比两次填料的冲击力链变化, 骨料之间的接触力链随冲击不断增加, 骨料及土体之间空隙不断减小, 力链之间的相互作用力逐渐增大, 土体受到冲击时产生的位移逐渐减小, 土体逐渐压密。当第 2 次填料第 6 次冲击完成后, 对比第 1 次冲击时的填料力链图, 骨料之间力链数显著增加, 力链网更加错综复杂(图 19(a)、(d))。随着冲击持续, 砂卵石填料向下方及周围挤压, 促使下方土体之间的力链也发生变化, 这一宏观现象反映了微观力链网络的动态演化。通过展现一个完整的从微观颗粒相互作用到宏观土体性能改善的过程, 揭示了土体在外部荷载作用下通过微观结构调整实现宏观力学性能改善的机理。

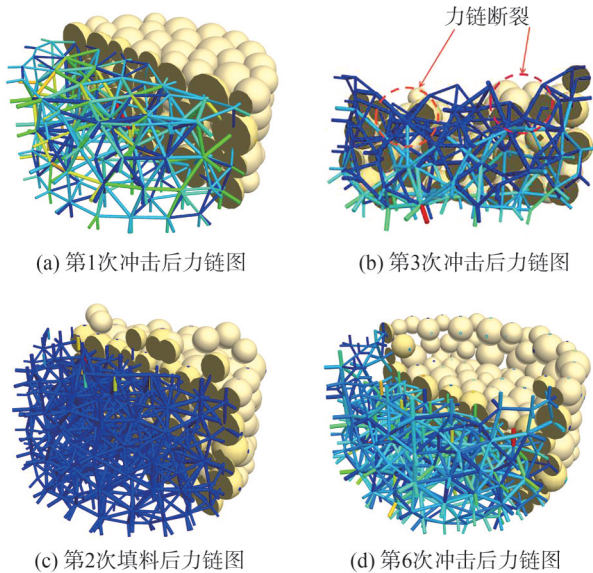


图 19 成桩过程中砂卵石土颗粒骨架与力链演变
Fig. 19 Evolution of sand-gravel soil particle skeleton and force chain during pile formation

3.5 柱锤冲扩桩加固机理

结合学者早期对柱锤冲扩桩加固机理的研究, 以及前文对柱锤冲扩桩夯击过程中土体的位移在竖向、横向的变化规律, 冲击过程中土体应力波传递规律, 可以大致确定成桩过程中土体变形特性和应力变化规律, 明确成桩过程中的加固机理。将柱锤冲扩桩加固地基土体的作用分为孔内强力夯实作用、填料及土体的侧向挤密作用。柱锤从预计高度自由下落, 在冲击荷载作用下, 砂卵石填料向周围土体中强制挤入, 孔底土体受到强力夯实, 被垂直压缩挤密, 这部分土体与填料形成一个密实的整体, 并且随着冲击次数的增加, 密实体积逐渐增大并向下移动。柱锤在孔内强力夯击时, 锤

底形成的密实体将土体向四周挤出, 从而对柱锤底部及四周的地基土起到挤密压实的作用, 而孔周侧土体受到侧向的挤压, 土体在被动土压力的作用下同样被挤密, 使桩周土体得以加固。冲击过程结束后, 位移变化明显、冲击应力响应较大的区域如图 20 所示。图 20 中: 置换区为砂卵石填料挤压置换土体区域, 该区域中砂卵石填料与周边土体镶嵌、咬合、共同作用形成致密的地基土体, 置换区面积随冲击次数、填料次数的增加逐渐扩大; 加固影响区域中, 土体受冲击产生的横向位移值大于 1.0 cm, 对桩周侧土体挤密压缩实现加固, 竖向位移值大于 1.2 cm, 实现对孔下土体的强力夯实, 从而加固地基。应力波传递至区域边界后应力响应较小, 且下降幅值逐渐降低, 区域内土体实现有效加固。区域沿深度方向为自孔底平面向上 0.5d 至平面向下 3.0d; 沿水平方向, 影响半径为 1.5d, 结合土体中位移变化及应力传播, 通过圆滑的曲线连接边界线。加固影响区域外土体在冲击过程中只发生较小位移及动力响应, 难以实现土体加固。

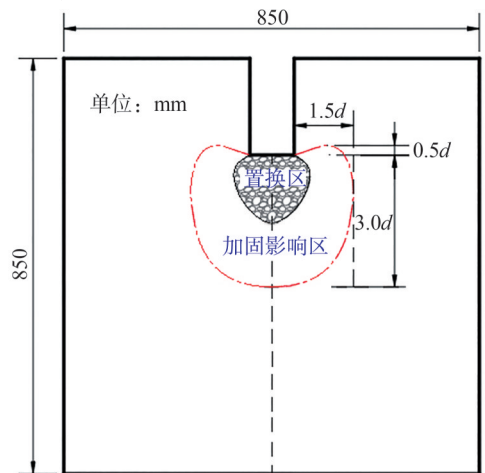


图 20 柱锤冲扩桩加固影响区域
Fig. 20 Impact area of downhole dynamic compacted pile reinforcement

综上所述, 在实际工程应用中, 可利用加固地基的深度与桩身尺寸之间的关系, 确定柱锤冲扩桩桩身尺寸, 提高桩基的承载能力和稳定性; 对于一些特殊地质条件, 合理的影响深度可以减少施工中可能遇到的问题, 确保加固措施的可行性和有效性, 优化工程设计; 同时, 有助于确定在何处、多大范围进行工程加固; 通过确定加固范围, 有效节约成本, 避免不必要的加固, 提高工程的经济效益, 亦可有效提高结构的整体稳定性, 确保加固措施能够覆盖关键区域, 减小工程受力不均带来的风险, 保障工程施工安全。面对有噪声控制需求(如居民楼)、敏感结构或地震风险区域, 应重点注意柱锤冲扩桩加固技术在处理地基过程中的加速度响应特性, 以确保工程施工的安全性、舒适性。

4 结 论

本文通过模型试验、数值模拟相互结合印证的方法,从宏、微观角度对柱锤冲扩桩单桩成桩机理进行了深入研究。在宏观上分析土体受冲击过程中的加速度、位移响应,并通过数值模拟的方法补充了对土体变形、动应力响应及填料骨架力链发展的认识,所得结论如下:

1) 在柱锤冲扩桩加固土体过程中,填料与土体受柱锤冲击向下位移,且位移过程中不断向周侧土体挤密,迫使周侧土体向远离桩体方向运动,实现对孔周围一定区域土体的加固,整个冲击过程中位移的变化历程可拆分为增长、回弹、稳定 3 个阶段。

2) 在柱锤自由下落冲击土体的过程中,产生的能量通过应力波迅速向外传播。能量传递至孔底深度 $3.0d$ 时(即在 $3.0d$ 范围内),加速度响应、位移变化幅值明显减弱,并逐渐趋于稳定。此动态过程导致 $3.0d$ 深度范围内的土体受到挤压,变得更加密实,增强了土体的结构稳定性,实现了地基的有效加固。

3) 冲击过程使原有的填料与土体之间的骨架力链发生断裂,随后在互相挤压过程中填料不断置换地基土体形成置换区,填料与土体之间生成新力链,新力链相较于初始状态数量更多、力链间作用力更强,使地基承载力得以提升。

4) 柱锤在完成冲击之后,对孔下一定区域范围内土体进行加固,该加固影响区域以初始孔底平面为基准面,自平面向上 $0.5d$ 至平面向下 $3.0d$,水平方向影响半径为 $1.5d$ 。区域土体在冲击过程中承受较大应力,消耗大部分冲击能量,并在冲击完成后发生较大位移,使土体更加密实,地基实现加固。

参考文献:

[1] Si Bingwen, Tang Yeqing. Mechanism and engineering practice of deep dynamic compaction technology in hole[J]. Construction Technology, 1999, 28(5): 48-49. [司炳文, 唐业清. 孔内深层强夯技术的机理与工程实践[J]. 施工技术, 1999, 28(5): 48-49.]

[2] Liu Xiyuan, Zhang Pan, Wang Jiacong, et al. Similarity theory-based model experimental study on piles thrust-expanded with column-hammer[J]. Journal of Hebei University of Technology, 2011, 40(6): 96-100. [刘熙媛, 张攀, 王嘉聪, 等. 基于相似理论的柱锤冲扩桩法模型试验研究[J]. 河北工业大学学报, 2011, 40(6): 96-100.]

[3] Jia Shanghua, Zhao Chunfeng, Zhao Cheng. Analysis of expanded radius and internal expanding pressure of cylindrical hole[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(1): 182-188. [贾尚华, 赵春风, 赵程. 砂土中柱孔扩张问题的扩孔压力与扩孔半径分析[J]. 岩石力

学与工程学报, 2015, 34(1): 182-188.]

[4] Wu Mai, Zhao Xin, Wang Enyuan, et al. Study on bearing behaviors and construction procedure of column-hammer rammed concrete pile[J]. Industrial Construction, 2010, 40(8): 114-117. [吴迈, 赵欣, 王恩远, 等. 柱锤夯实混凝土桩承载性状及施工工艺研究[J]. 工业建筑, 2010, 40(8): 114-117.]

[5] Gao Fei. Study on working performance of cement soil column hammer expanded pile on loess foundation of high speed railway[J]. Railway Engineering, 2022, 52(1): 148-152. [杲斐. 高速铁路黄土地基水泥土柱锤冲扩桩工作性能研究[J]. 铁道建筑, 2022, 52(1): 148-152.]

[6] Cheng Xuansheng, Gong Lijun, Liu Gongning. Bearing capacity characteristics and differential settlement of composite foundation with column-hammered and thrust-expanded piles[J]. International Journal of Geomechanics, 2021, 21(9): 04021164.

[7] Feng Zhiyan, Lin Zaiguan, Zheng Xiang. An example of treating collapsible loess by super down hole deep compaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(11): 1834-1836. [冯志焱, 林在贯, 郑翔. 孔内深层强夯法处理湿陷性黄土地基的一个实例[J]. 岩土力学, 2005, 26(11): 1834-1836.]

[8] Zhang Yuchuan, Yao Yongguo, Ma Angang, et al. *In situ* tests on improvement of collapsible loess with large thickness by down-hole dynamic compaction pile[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2020, 24(2): 156-170.

[9] Kong Yang, Ruan Huaining, Huang Xuefeng. *In-situ* soaking test on composite loess foundation with down-hole dynamic compaction(DDC)[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(11): 125-132. [孔洋, 阮怀宁, 黄雪峰. DDC 法复合黄土地基的原位浸水试验研究[J]. 土木工程学报, 2017, 50(11): 125-132.]

[10] Wang E, Liu X. Study on consolidating mechanisms of piles thrust-expanded with column hammer[J]. Building Science, 2008, 24(9): 63-67.

[11] Dai Guozhong, Lin Feng. Consolidating mechanism and construction technology of piles thrust-expanded with column-hammer[J]. Journal of Changzhou Institute of Technology, 2009, 22(4): 1-4. [代国忠, 林峰. 柱锤冲扩桩法地基加固机理与施工工艺[J]. 常州工学院学报, 2009, 22(4): 1-4.]

[12] Wang Enyuan, Shi Yuyan. Application of column hammer punching and expanding concrete pile in soft soil foundation treatment[J]. Housing Science, 1999, 19(8): 29-32. [王恩远, 史玉延. 柱锤冲扩三合土桩在软土地基处理中的应用[J]. 住宅科技, 1999, 19(8): 29-32.]

[13] Wang Enyuan, Liu Xiyuan. Study on consolidating mecha-

- nism of piles thrust-expanded with column-hammer[J]. Building Science,2008,24(9):63–67. [王恩远,刘熙媛.柱锤冲扩桩法加固机理研究[J].建筑科学,2008,24(9):63–67.]
- [14] Liu Xiyuan,Wang Enyuan,Dou Yuanming.Research of the bearing capacity on composite foundation for compacted-expanded method in column-hammer thrust boring[J]. Journal of Hebei University of Technology,1999,28(5):83–86. [刘熙媛,王恩远,窦远明.柱锤冲孔夯扩法复合地基承载力研究[J].河北工业大学学报,1999,28(5):83–86.]
- [15] Wang Yongjia,Xing Jibo.Discrete element method and its application in coal mining(lecture 2)[J].Coal Mining Technology,1993(4):56–58. [王泳嘉,邢纪波.离散元法及其在煤矿开采中的应用(第2讲)[J].煤矿开采,1993(4):56–58.]
- [16] Cai M,Kaiser P K,Morioka H,et al.FLAC/PFC coupled numerical simulation of AE in large-scale underground excavations[J].International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,2007,44(4):550–564.
- [17] Villard P,Chevalier B,Le Hello B,et al.Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by geosynthetic[J].Computers and Geotechnics,2009,36(5):709–717.
- [18] Jia Mincai,Liu Bo,Xue Jianfeng,et al.Coupled three-dimensional discrete element-finite difference simulation of dynamic compaction[J].Acta Geotechnica,2021,16(3):731–747.
- [19] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑地基处理技术规范:JGJ 79—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [20] Guo Wanli,Zhu Jungao,Xu Jiacheng,et al.A method to determine the porosity and friction coefficient of coarse-grained soil in the model of PFC^{3D}[J].Chinese Journal of Underground Space and Engineering,2016,12(Supp1):157–162. [郭万里,朱俊高,徐佳成,等.PFC^{3D}模型中粗粒料孔隙率及摩擦系数的确定方法[J].地下空间与工程学报,2016,12(增刊1):157–162.]
- [21] Chen Yadong,Yu Yan,She Yuexin.Determination of meso-parameters of sand in PFC^{3D} model[J].Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2013,35(Supp2):88–93. [陈亚东,于艳,余跃心.PFC^{3D}模型中砂土细观参数的确定方法[J].岩土工程学报,2013,35(增刊2):88–93.]
- [22] Tian Shixiong,Lu Junfu,Lian Peng,et al.Influence analysis of coarse grain content on macro-mechanical properties of sandy pebbles[J].Science Technology and Engineering,2019,19(2):186–191. [田世雄,路军富,连鹏,等.粗粒含量对砂卵石土宏细观力学特性影响分析[J].科学技术与工程,2019,19(2):186–191.]
- [23] Liu Yong,Zhu Junpu,Yan Bin.Meso-mechanical simulation study on triaxial test of coarse-grained soil based on DEM[J].Journal of Railway Science and Engineering,2014,11(4):58–62. [刘勇,朱俊樸,闫斌.基于离散元理论的粗粒土三轴试验细观模拟[J].铁道科学与工程学报,2014,11(4):58–62.]
- [24] Ashford S A,Sitar N,Lysmer J,et al.Topographic effects on the seismic response of steep slopes[J].Bulletin of the Seismological Society of America,1997,87(3):701–709.
- [25] Luo Gang.Research on the buried depth of polystyrene foam insulation board[J].Western China Communications Science & Technology,2015(8):33–36. [罗刚.聚苯乙烯泡沫塑料保温板埋置深度研究[J].西部交通科技,2015(8):33–36.]
- [26] Zhao Mengmeng,Feng Ruiling,You Zhanping,et al.Application research on temperature of sulfate saline soil subgrade[J].Science Technology and Engineering,2014,14(10):84–88. [赵蒙蒙,冯瑞玲,You Zhanping,等.保温材料在硫酸盐渍土路基中的应用[J].科学技术与工程,2014,14(10):84–88.]
- [27] Nazhat Y.Behaviour of sandy soil subjected to dynamic loading[D].Sydney:University of Sydney,2013.
- [28] Huang Huixing,Wang Baotian,Zhan Xinjie,et al.Model test on sand foundation reinforced by dynamic compaction[J].Henan Science,2023,41(3):365–373. [黄慧兴,王保田,占鑫杰,等.强夯加固砂土地基模型试验研究[J].河南科学,2023,41(3):365–373.]
- [29] Gates M E,Wittmer J P,Bouchaud J P,et al.Jamming and stress propagation in particulate matter[J].Physica A:Statistical Mechanics and Its Applications,1999,263(1/2/3/4):354–361.
- [30] Radjai F,Jean M,Moreau J J,et al.Force distributions in dense two-dimensional granular systems[J].Physical Review Letters,1996,77(2):274–277.

Model and Numerical Experimental Study on the Mechanism of Sand-pebble Soil Downhole Dynamic Compacted Pile

YUAN Shengyang^{1,2}, LI Chengdong^{1,2}, LIAN Xiaolian^{1,2}, LU Renfang^{1,3}, DENG Kaiyuan^{1,4}, LIU Xianfeng^{1,2*}

(1.School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2.Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 3.West Yunnan University of Applied Sciences, Dali 671000, China; 4.Southwest Electric Power Design Institute Company, Limited of Chian Power Engineering Consulting Group, Chengdu 610056, China)

Abstract:

Objective An accurate understanding of the pile formation mechanism of downhole dynamic compaction (DDC) piles is critical for optimizing

their application in foundation reinforcement. Traditional foundation strengthening methods suffer from extended construction periods and high costs, while DDC piles have gained popularity due to their advantages in efficiency, cost-effectiveness, and environmental sustainability. However, their pile formation mechanism remains insufficiently documented, particularly at the micro-level. In addition, sand and pebble soil, widely distributed in the Chengdu region, is often discarded as construction waste, which causes environmental issues. This study aims to explore the pile formation mechanism of DDC pile foundation treatment technology using sand and pebble soil as fill material, addressing both technical gaps and environmental concerns.

Methods Laboratory model tests and Flac3D–PFC coupled numerical simulations were employed to analyze the working principle and effect of DDC piles at both macro- and micro-levels. The model tests focused on measuring soil acceleration and deformation. The numerical simulations investigated changes in skeleton force chains and soil stress responses at different depths and radial distances during the impact process, providing intuitive and quantitative evidence for understanding the pile formation mechanism.

Results and Discussions The results indicated that the column hammer impact process can be divided into three distinct stages: soil deformation increase, rebound, and stability. This process primarily utilizes stress waves for energy transfer, with energy decaying rapidly from the downhole bottom to the surrounding foundation soil, facilitating the compaction of ground soil, especially around fill materials. For the studied ground and hammer conditions, when the distance from the downhole bottom exceeded $3d$ (where d is the downhole diameter), the dynamic response of foundation soil became negligible, indicating a minimal reinforcement effect beyond this range. Dynamic monitoring of force chain skeleton structures in fill materials (sand and pebble soils) revealed that the fill material skeleton underwent breakage and reconstruction during impact. As inter-particle voids decrease, the number of force chains in fill materials increases, significantly enhancing their stability and supporting capacity. Based on foundation soil dynamic responses, an effective reinforcement zone was identified: vertically, it ranged from $-0.5d$ to $3.0d$ (with negative distances indicating positions above the initial downhole bottom); horizontally, its diameter was approximately $1.5d$ from the downhole centerline. Within this range, foundation soil experienced significant dynamic responses, consumed most impact energy, and underwent substantial deformation, achieving the desired compaction and strength.

Conclusions The results demonstrate that DDC pile technology effectively modifies soil structure and enhances soil compactness and load-bearing capacity. Dynamic responses of foundation soil during impact reveal the complexity of the pile formation mechanism, particularly the evolution of foundation soil acceleration, deformation, and force chain skeletons in fill materials. This perspective provides valuable insights for optimizing and understanding DDC piles. The findings provide theoretical support and practical guidance for engineering applications of DDC piles using construction wastes (sand and pebble soil, waste concrete) as fill materials.

Key words: downhole dynamic compacted pile; reinforcement mechanism; soil displacement; dynamic response; skeleton force chains

(编辑 李轶楠)

引用格式: Yuan Shengyang, Li Chengdong, Lian Xiaolian, et al. Model and numerical experimental study on the mechanism of sand-pebble soil downhole dynamic compacted pile[J]. *Advanced Engineering Sciences*, 2025, 57(5): 248–260. [袁胜洋, 李城栋, 练小莲, 等. 砂卵石土柱锤冲扩桩单桩成桩机理模型和数值试验研究[J]. *工程科学与技术*, 2025, 57(5): 248–260.]