

强夯作用下接触应力与土体竖向位移计算

刘汉龙^{1, 2}, 高有斌^{1, 2}, 曹建建³, 徐士龙⁴

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098;
3. 浙江广川工程咨询有限公司, 浙江 杭州 310020; 4. 上海港湾软地基处理工程有限公司, 上海 200092)

摘要: 针对钱家欢加卸载弹性模型中强夯冲击应力在加载阶段应力偏大, 卸荷阶段应力函数形式复杂的不足, 对应力峰值进行修正和对应力函数进行改进, 即将复杂的分段函数形式转化为标准的正弦函数形式。而且, 根据动力分析中应力边界与速度边界之间的关系, 将应力边界时程转化为速度边界时程, 并将正弦荷载函数引入, 推导出一种计算土体竖向位移的简化计算方法。工程实例表明, 该法形式简单、使用方便, 计算结果很接近实测位移。

关键词: 强夯法; 地基处理; 动应力; 竖向位移

中图分类号: TU472 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2009)10-1493-05

作者简介: 刘汉龙(1964-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事地基基础与土动力学方面的科研与教学工作。
E-mail: hliu@hhu.edu.cn。

Calculation of contact stress and soil vertical displacement under dynamic compaction

LIU Han-long^{1, 2}, GAO You-bin^{1, 2}, CAO Jian-jian³, XU Shi-long⁴

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;
2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Zhejiang Guangchuan Engineering Consulting Co., Ltd.,
Hangzhou 310020, China; 4 Shanghai Harbor Soft Soil Treatment Engineering Co., Ltd., Shanghai 200092, China)

Abstract: In Qian Jiahuan's load-unload elastic model of dynamic compaction, according to the disadvantages that the impact stress is large at the loading stage and the stress style is complicated at the unloading stage comparatively, the complicated piecewise function is improved into standard sine function. And, on the basis of the relationship between stress boundary time-history and speed boundary time-history in dynamic analysis, the stress time-history of dynamic boundary condition is transformed into the speed time-history and the sine load function is introduced. A new simplified method under the sine load is derived, and it can calculate vertical displacement well. Engineering practices show that the method is simple and easy to use, and the calculated results are very close to the measured displacements.

Key words: dynamic compaction; foundation treatment; dynamic stress; vertical displacement

0 引言

强夯的表面接触应力特性是决定强夯理论分析与数值模拟计算可靠性的关键因素。钱家欢等^[1]通过室内动力固结试验仪测定的动应力类似于现场情况的单脉冲荷载波形, Thilakasiri 等^[2]通过室内试验测得了强夯动应力时程曲线。裴以惠^[3]对山西化肥厂湿陷性黄土地基进行现场实测得到了夯锤下强夯动应力时程曲线, 何长明^[4]等通过现场实测研究了强夯动力应力的传播和衰减过程。蒋鹏^[5]和水伟厚^[6]从理论上对冲击应力进行了研究。尽管冲击荷载时程曲线会出现一定的波动和起伏, 但总的变化趋势表现出脉冲荷载的形式, 试验和有限元模拟均表明没有明显的第二应力波, 故一般可将强夯荷载简化为三角形波和半正弦波^[5]。

目前, 对强夯位移的计算方法研究较少, 其中钱家欢^[7]通过对斯科特(Scott)理论的改进, 提出了著名的加卸载弹性模型, 可同时计算出强夯的冲击应力和竖向位移。孔令伟^[8]通过动力问题的传递矩阵法, 导出了强夯的边界接触应力与沉降在时域上的解析解。白冰^[9]采用拟静力法提出一个预估强夯荷载作用瞬间饱和土因孔压消散引起的固结变形。牛志荣^[10]将土视为拟弹塑性体研究土体的振动特性, 得出计算竖向位移(残余沉降)的简便方法。

钱家欢加卸载模型在很多方面尚有待改进^[5-6], 其

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(50639010); 江苏省青蓝工程创新团队项目; 浙江省重大科技专项优先主题项目

收稿日期: 2008-11-18

冲击应力函数^[7]在加载阶段没有考虑阻尼影响故冲击荷载峰值偏大,而在第二阶段应力函数形式过于繁琐,不便于解析计算。本文在钱家欢法基础上,将强夯冲击荷载形式简化成标准的正弦函数,便于解析计算以及加快数值模拟中的收敛速度。本文并将应力边界时程转化成速度边界时程,提出计算强夯位移的新思路,将上述正弦荷载形式引入,推导出正弦荷载形式下的简化计算公式,并对两项工程实例进行计算与分析。

1 冲击荷载的简化形式

1.1 钱家欢法(改进的斯科特(Scott)公式)

在 Scott 公式中没有考虑土的性质在加载阶段和卸荷阶段的不同,而且不满足当 $t \rightarrow \infty$ 时, $w \neq 0$ 和 $\sigma = 0$ 的应力边界条件。钱家欢和赵维炳对此公式做了改进。加载过程分为加载阶段和卸荷阶段^[7]。

第一阶段为加载阶段,根据结构动力学理论,冲击荷载作用下黏滞力对动力反应的影响可不计。斯科特基本方程简化为

$$M\ddot{w} + Sw = 0 \quad (1)$$

式中 M 为夯锤质量; w 为接触面沉降量; S 为加载弹性弹数, $S = \frac{2rE}{1-\mu^2}$, r 为夯锤半径, ν 为泊松比。

初始条件为

$$w(0) = 0, \quad \dot{w}(0) = V = \sqrt{2gh} \quad (2)$$

式中 g 为重力加速度; h 为夯锤落距。

利用式(2)的初始条件,求解式(1)分别得位移和应力表达式分别为

$$w = \frac{V}{\omega} \sin(\omega t), \quad (3)$$

$$\sigma = -\frac{M\ddot{w}}{\pi r^2} = \frac{VS}{\pi r^2 \omega} \sin(\omega t), \quad (4)$$

式中, ω 为加载角频率, $\omega = \sqrt{S/M}$ 。

$$\text{加载历时为 } t_0 = \frac{\pi}{2\omega}. \quad (5)$$

第二阶段为卸荷阶段,当 $t > t_0$ 时夯锤作阻尼振动,基本方程为

$$M\ddot{w} + R'\dot{w} + S'(w - w_f) = 0 \quad (6)$$

式中 w_f 为残余沉降量; R' 为阻尼常数, $R' = 0.6\pi r^2 \sqrt{\rho E_{\text{sol}}}$; S' 为卸荷弹性常数, $S' = \frac{2rE_{\text{sol}}}{1-\mu^2}$, 其中 E_{sol} 为卸荷弹性模量。

当 $t' = t - t_0 = 0$ 时, w , \dot{w} , 和 \ddot{w} 应保持连续。故可解得

$$w = \frac{V}{\omega} \left\{ 1 - \frac{S}{S'} + \frac{S}{S'} e^{-\frac{R't'}{2M}} \right. \\ \left. \left[\cos(\omega't') - \frac{R'}{\sqrt{4MS' - (R')^2}} \sin(\omega't') \right] \right\}, \quad (7)$$

$$\sigma = \frac{VS}{\pi r^2 \omega} e^{-\frac{R't'}{2M}} \\ = \left[\cos(\omega't') - \frac{R'}{\sqrt{4MS' - (R')^2}} \sin(\omega't') \right], \quad (8)$$

式中, ω' 为卸荷角频率, $\omega' = \sqrt{\frac{S'}{M} - \frac{(R')^2}{4M^2}}$ 。

由式(7)得残余沉降量为

$$w_f = \frac{V}{\omega} \left(1 - \frac{S}{S'} \right). \quad (9)$$

由式(8)得卸荷历时为

$$t_{\text{sol}} = \frac{1}{\omega} \arctan \sqrt{\frac{4MS}{(R')^2} - 1}, \quad (10)$$

夯击总历时为

$$T = \frac{\pi}{2\omega} + \frac{1}{\omega} \arctan \sqrt{\frac{4MS}{(R')^2} - 1}. \quad (11)$$

1.2 改进后的正弦荷载形式

钱家欢法冲击应力函数在第一阶段为正弦形式,形式简单,计算方便,但动应力及其峰值偏大;第二阶段的应力形式复杂,不便于解析计算。于是本文在钱家欢法的应力形式基础上进行改进,使荷载形式成为半正弦荷载形式,于是冲击荷载可表达为

$$\sigma = \sigma_{\max} \sin(\omega t), \quad (t \leq T), \quad (12)$$

式中, T 为加载总历时,包括上文的加载历时和卸荷历时。

(1) 最大冲击应力 σ_{\max} 的确定

第一阶段冲击应力式(4),可得冲击应力峰值为 σ_{\max}

$$\sigma_{\max} = -\frac{M\ddot{w}}{\pi r^2} = \frac{VS}{\pi r^2 \omega}. \quad (13)$$

冲击应力达到最大值的时刻即是加载阶段结束时刻 t_0 ,推导公式时在加载阶段未考虑阻尼影响,而事实上阻尼存在且不能忽略,故冲击应力峰值会出现偏大的结果,因此冲击应力峰值须加以修正,可修正如下

$$\sigma_{\max}^0 = k\sigma_{\max} = k \frac{VS}{\pi r^2 \omega}. \quad (14)$$

式中 σ_{\max}^0 为修正后的冲击应力峰值; k 为应力修正系数。

在强夯荷载作用下,位移和应力是同步发生的,当应力增大时位移逐渐增大,当应力达到最大值时位移也达到最大值 w_{\max} ,在第二阶段为卸荷阶段,应力逐渐减小,位移则出现一定的回弹,上文式(9)已求出残余沉降量为 w_f 。

钱家欢法采取的是弹性假设,在第一阶段末位移达到最大值,卸荷后位移出现回弹而最终残余沉降为 w_f 。本文则假定,在第一阶段某时刻 t_0 位移达到残余

沉降 w_f 时, 不出现回弹而将其作为残余沉降保持不变, 即 $w=w_f$, 见图 1。令式(3)与式(9)相等, 即

$$\frac{V}{\omega} \sin(\omega t_1) = \frac{V}{\omega} \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \quad , \quad (15)$$

则可得

$$t_1 = \frac{1}{\omega} \arcsin \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \quad . \quad (16)$$

将公式(16)代入式(4), 得时刻 t_1 冲击应力为

$$\sigma_1 = \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \frac{VS}{\pi r^2 \omega} \quad . \quad (17)$$

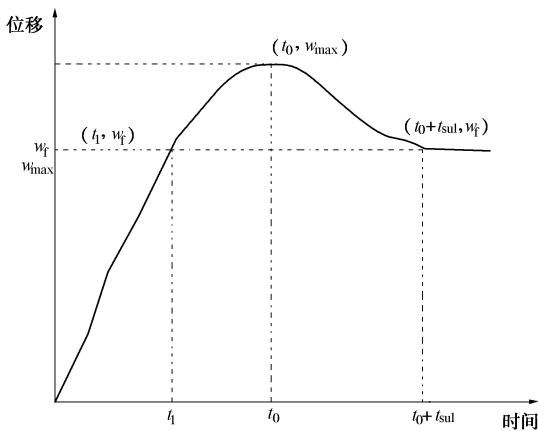


图 1 钱家欢法竖向位移示意图

Fig. 1 Schematic diagram of vertical displacement of Qian's method

把 t_1 时刻产生的位移看成完全塑性变形而不发生回弹, 于是可将时刻 t_1 时的应力作为考虑阻尼而修正后的最大冲击应力 (见图 2), 即

$$\sigma_{\max}^0 = \sigma_1 \quad . \quad (18)$$

将式(17)与式(14)代入式(18), 可得应力修正系数

$$k = 1 - \frac{S}{S'} \quad . \quad (19)$$

将式(19)代入式(14), 得修正后的动应力峰值

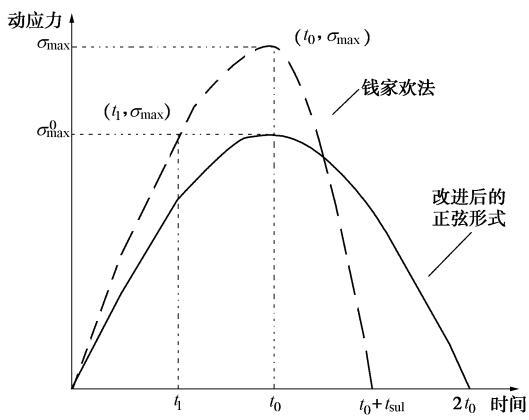


图 2 动应力转化关系示意图

Fig. 2 Schematic diagram of dynamic stress transformation

$$\sigma_{\max}^0 = k \sigma_{\max} = \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \frac{VS}{\pi r^2 \omega} \quad . \quad (20)$$

将式(20)代入式(12)即可得到正弦函数表达的冲击应力表达式

$$\sigma = \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \frac{VS}{\pi r^2 \omega} \sin(\omega t) \quad . \quad (21)$$

式中, 所有参数指标计算和取值均同钱家欢法。

通过钱家欢法计算出相关参数取值后, 利用式(21)可方便地求出修正后的冲击应力函数表达式。

(2) 加载总历时 T 的确定

钱家欢法将加载过程分为两个阶段, 作用时间分别为 t_0 和 t_{su} , 二者相差不大, 通过有限差分法数值模拟卸荷历时 t' 的不同取值进行对比分析, 表明卸荷历时 t' 对孔隙水压力、应力以及位移影响甚微。于是假定加载阶段和卸荷阶段历时相等 (有些文献称为升压时间和降压时间), 即认为 $t_{\text{su}} = t_0$, 于是可得总历时 T

$$T = 2t_0 = \frac{\pi}{\omega} \quad . \quad (22)$$

2 犀利竖向位移计算

2.1 竖向位移计算

强夯冲击荷载作用在地基表面, 以纵波方式向下传递, 其传播速度 C_p , 用 E , μ 表示如下

$$C_p = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad . \quad (23)$$

犀利冲击荷载作用于地基表面时, 引起应力变化, 假定其应力时程用 $\sigma_n(t)$ 表示。冲击荷载作用下引起表面土体表面发生竖向沉降变形, 假定土体发生变形的速度为 $v_n(t)$ 。FLAC^{3D} 在描述动力边界条件上指出, 对于边界上的法向边界条件, 速度时程可以通过下式转化成应力时程^[11]

$$\sigma_n(t) = 2\rho C_p v_n(t) \quad , \quad (24)$$

反过来, 可以将应力时程 $\sigma_n(t)$ 转化为速度时程 $v_n(t)$

$$v_n(t) = \frac{\sigma_n(t)}{2\rho C_p} \quad , \quad (25)$$

式中, C_p 为纵波波速, ρ 为土体介质密度。

假定在强夯加载历时 $[0, T]$ 内某时刻 t 的土体变形速度为 $v_n(t)$, 由微分学原理, 在区间 $[t, t + dt]$ 内速度可看作常数, 于是在 $[t, t + dt]$ 内发生的位移可表达为

$$ds = v_n(t)dt \quad . \quad (26)$$

对式(25)代入式(26), 并在区间 $[0, T]$ 上积分, 便可得强夯作用条件下的地面竖向位移为

$$\begin{aligned} s &= \int_0^T \frac{\sigma_n(t)}{2\rho C_p} dt \\ &= \frac{1}{2\rho C_p} \int_0^T \sigma_n(t) dt \quad . \end{aligned} \quad (27)$$

只要知道冲击荷载的应力函数关系表达式, 比如三角形荷载形式、正弦荷载形式以及其它函数形式, 都通过式(27)求出夯击产生的竖向位移, 即夯沉量。

2.2 正弦荷载形式的位移计算

将强夯荷载简化为正弦形式后的应力时程式(21)分别代入式(24)和(27), 可分别得出速度时程和竖向位移表达式

$$v_n = \frac{1}{2\rho C_p} \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \frac{VS}{\pi r^2 \omega} \sin(\omega t) \quad , \quad (28)$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{1}{2\rho C_p} \int_0^T \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \frac{VS}{\pi r^2 \omega} \sin(\omega t) dt \\ &= \frac{1}{2\rho C_p} \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \frac{VS}{\pi r^2 \omega^2} [1 - \cos(\omega T)] \end{aligned} \quad (29)$$

又因加载历时 $T = \frac{\pi}{\omega}$, $\omega = \sqrt{\frac{S}{M}}$, 将其代入式(29), 化简得

$$\begin{aligned} s &= \frac{1}{\rho C_p} \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \frac{VS}{\pi r^2 \omega^2} \\ &= \left(1 - \frac{S}{S'}\right) \frac{VM}{\pi r^2 \rho C_p} \end{aligned} \quad (30)$$

又因为 $\frac{S}{S'} = \frac{2rE}{1-\mu^2} / \frac{2rE_{sul}}{1-\mu^2} = \frac{E}{E_{sul}}$, 故式(30)可

最后化简成

$$s = \left(1 - \frac{E}{E_{sul}}\right) \frac{VM}{\pi r^2 \rho C_p} \quad (31)$$

可见, 夯击引起的土体竖向位移 s , 与初始位移 V 、质量 M 成正比, 与面积 A ($A = \pi r^2$)、密度 ρ 和波速 C_p 成反比, 并与 E/E_{sul} 成正比例关系。

3 工程实例

3.1 济南绕城公路工程黄土地基

济南绕城公路工程, 为非自重性湿陷性黄土地基, 重度 19 kN/m^3 , 加荷弹性模量 6 MPa , 卸荷弹性模量 24 MPa 。3 个试验区分别采用不同的施工参数^[12], 强

表 2 计算位移与实测竖向位移对比 (济南)

Table 2 Comparison between calculated and measured displacements (Jinan)

工况	实测位移/cm	钱家欢法		新方法	
		位移/cm	相对误差/%	位移/cm	相对误差/%
1	19.57	27.0	37.97	19.9	1.69
2	18.35	19.1	4.09	8.6	53.13
3	37.33	24.3	34.9	34.9	6.51

表 3 计算位移与实测竖向位移对比 (南通)

Table 3 Comparison between calculated and measured displacements (Nantong)

实测位移/cm	钱家欢法		新方法	
	位移/cm	误差/%	位移/cm	误差/%
54.0	47.07	12.83	59.24	9.70

夯施工参数见表 1。

表 1 强夯施工参数

Table 1 Construction parameters of dynamic compaction

工况	锤重/kN	锤底面积/m ²	落距/m
1	98	3.9	10.0
2	60	4.0	5.0
3	170	4.4	13.2

经计算, 纵波波速 C_p 为 71.19 m/s , $S/S' = E/E_{sul} = 0.25$ 。钱家欢法计算分别得 3 种工况的竖向位移为 27.0 , 19.1 和 24.3 cm ; 采用本文的方法计算分别得 3 种工况的竖向位移 19.9 , 8.6 和 34.9 cm 。与现场试验实测第一击竖向位移对比见表 2。

通过表 2 可看出, 对于工况 2 的夯锤重为 60 kN , 落距为 5.0 m , 夯击能仅 $300 (\text{kN}\cdot\text{m})$, 接触动应力较小, 强夯产生的弹性变形占较大比重, 钱家欢法作为弹性模型可以考虑卸载阶段土体位移的回弹, 因此计算出的位移与实测位移很接近, 新方法计算的竖向位移却相差很大。

对于工况 1 和工况 3 夯击能较大时, 接触动应力产生的竖向位移以塑性变形为主, 弹性变形可以忽略不宜再考虑位移回弹, 故钱家欢弹性模型计算位移相对误差急剧增大, 相对误差在 30% 以上, 而本文的方法很准确, 两工况相对误差仅为 1.69% 和 6.51%。

3.2 南通滨海吹填土地基

南通滨海吹填土地基, 地下水位很高, 处于饱和、欠固结状态, 采用高真空击密法进行了地基处理。高真空击密法本身属于强夯法, 即先采用真空井点降水以降低地下水位和地基土含水率, 再进行强夯地基加固。夯锤重量 165 kN , 夯锤直径 2 m , 降水后土重度 15 kN/m^3 , 加载弹性模量为 7.44 MPa , 参考文献[12~14]卸载弹性模量取为加载模量的 4 倍, 即 29.8 MPa 。

经计算, 纵波波速 C_p 为 87.71 m/s , $S/S' = E/E_{sul} = 0.25$ 。钱家欢法计算得竖向位移为 43.89 cm ; 采用本文的方法计算得竖向位移 59.24 cm 。计算位移与现场实测第一击竖向位移对比见表 3。

钱家欢法和新方法计算位移均接近于实测位移, 但本文方法的精度更高, 相对误差仅为 9.7%。

4 结 论

(1) 本文在钱家欢加卸载弹性模型基础上, 将应力函数从分段、繁琐的应力形式转变为标准的正弦函数, 新动应力函数形式简单、使用方便, 当应用于数

值计算时有利于提高收敛速度, 当应用于解析计算时便于求导和积分等运算。

(2) 钱家欢模型既可计算应力又可计算位移, 本文则利用改进后的新应力函数形式, 基于应力边界与速度边界相互关系推导出了位移的简计计算公式。

(3) 对于湿陷性黄土, 当夯击能很低时 (300 kN·m) 强夯, 钱家欢计算位移法更接近于实测值; 当夯击能较高时, 钱家欢法计算位移误差很大, 本文新方法则非常接近于工程实测。可见, 在湿陷性黄土中, 钱家欢法和新方法对夯击能有不同的适用范围, 但本文新方法适用范围更广。

对于滨海吹填砂性土, 新方法和钱家欢法二者的计算结果均接近于实测位移, 但新方法的相对误差明显小于钱家欢法。

本文提出的计算强夯位移新方法公式简单、使用方便, 计算结果接近于工程实测。但作为一种新的方法, 其可靠性和适用性需要进一步验证。

参考文献:

- [1] 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 - 7. (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 - 7. (in Chinese))
- [2] THILAKASIRI H S, GUNARATNE M, MULLINS G, et al. Investigation of impact stress induced in laboratory dynamic compaction of soft soil[J]. Int J Numer Anal Methods Geomech, 1996, 20(10): 753 - 767.
- [3] 裴以惠, 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-situ measurement of dynamic stress in soil mass during heavy temping by dynamic consolidation method in ground improvement[J]. Journal of Taiyuan Institute of Technology, 1984(1): 45 - 52. (in Chinese))
- [4] 何长明, 邹金锋, 李亮. 强夯动应力的量测及现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(4): 628 - 632. (HE Chang-ming, ZOU Jin-feng, LI Liang. Field tests on measurement of dynamic stress of dynamic compaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(4): 628 - 632. (in Chinese))
- [5] 蒋鹏, 李荣强, 孔德坊. 强夯大变形碰撞数值分析[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(2): 222 - 226. (JIANG Peng, LI Rong-qiang, KONG De-fang. Numerical analysis of large deformation impact and collision properties during dynamic compaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(2): 222 - 226. (in Chinese))
- [6] 水伟厚, 王铁宏, 王亚凌. 对湿陷性黄土在强夯作用下冲击应力的分析[J]. 建筑科学, 2003, 19(1): 33 - 36. (SHUI Wei-huo, WANG Tie-hong, WANG Ya-ling. Analysis of the impact stress during dynamic compaction[J]. Building Science, 2003, 19(1): 33 - 36. (in Chinese))
- [7] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 第二版. 北京: 中国水利水电出版社, 1996: 251 - 257. (QIAN Jia-huan, YIN Zong-ze. Principle and calculation of geotechnical engineering[M]. Beijing: China Water Power Press, 1996: 251 - 257. (in Chinese))
- [8] 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. (KONG Ling-wei, YUAN Jian-xin. Study on surface contact stress and settlement properties during dynamic consolidation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(2): 86 - 92. (in Chinese))
- [9] 白冰. 强夯荷载作用瞬间饱和土层固结变形计算[J]. 岩土力学, 2003, 24(1): 57 - 61. (BAI Bing. Calculation of consolidation deformation of saturated stratum under dynamic compaction loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(1): 57 - 61. (in Chinese))
- [10] 牛志荣, 杨桂通. 冲击作用下土体动力特性研究[J]. 工程力学, 2006, 23(3): 118 - 127. (NIU Zhi-rong, YANG Gui-tong. Dynamic characteristics of soils during and after dynamic consolidation[J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(3): 118 - 127. (in Chinese))
- [11] Itasca Consulting Group, Inc. Fast Language analysis of continua in 3 dimensions, version 3.0, user's manual[R]. Itasca Consulting Group, Inc., 2005.
- [12] 王启平, 谢能刚, 史小路. 基于强夯大变形的地基流固耦合分析[J]. 北京科技大学学报, 2004, 26(4): 345 - 348. (WANG Qi-ping, XIE Neng-gang, SHI Xiao-lu. Fluid-solid dynamic coupling analysis of foundation soil during large deformation by dynamic consolidation[J]. Journal of University of Science and Technology of Beijing, 2004, 26(4): 345 - 348. (in Chinese))
- [13] 孟庆山, 汪稔. 强夯法处理层状软基的动态响应分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(1): 23 - 28. (MENG Qing-shan, WANG Ren. Dynamic response analysis of stratified soft soil foundation treating with dynamic consolidation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(1): 23 - 28. (in Chinese))
- [14] 宋修广, 李英勇, 韩军. 强夯法加固地基的多重耦合分析[J]. 岩土力学, 2003, 24(3): 471 - 474. (SONG Xiu-guang, LI Ying-yong, HAN Jun. Multi-coupling analysis of dynamic consolidation method for reinforcing foundations[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(3): 471 - 474. (in Chinese))