

DOI: 10.11779/CJGE201610012

地震液化灾害自适应步长计算方法及控制参数研究

张西文¹, 唐小微², 姚霁菲¹, 杨令强¹

(1. 济南大学土木建筑学院, 山东 济南 250022; 2. 大连理工大学海岸与近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘 要: 饱和砂土液化是岩土工程地震工程和土动力学研究领域的重要课题。在动力液化数值计算中, 计算精度和计算效率一直是衡量数值方法的重要指标。在水土二相耦合弹塑性计算的数值平台上开发了自适应步长方法, 通过位移误差、孔压误差和混合误差的评估体系建立了时间步长自动调整的策略及相关控制参数。通过控制参数的影响性分析, 确定了主要控制参数为误差允许值和孔压误差比例系数, 辅助控制参数为初始时间步长、步长调整的下限和上限。对处于液化场地的地铁车站模型进行了动力自适应步长数值计算, 获得了上浮位移和超孔压比的发展过程, 预测出液化上浮的灾害。同时也对比了固定步长法和自适应步长法的精度和效率, 发现采用自适应步长法可极大的节约计算成本并不失计算精度。

关键词: 地震液化; 自适应步长; 控制参数; 地铁车站; 上浮

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2016)10-1833-09

作者简介: 张西文(1987-), 男, 讲师, 主要从事岩土工程、海洋土力学等方面的教学和科研。E-mail: cea_zhangxw@ujn.edu.cn。

Adaptive time stepping method for seismic liquefaction disasters and its control parameters

ZHANG Xi-wen¹, TANG Xiao-wei², YAO Ji-fei¹, YANG Ling-qiang¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, The University of Jinan, Jinan 250022, China; 2. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: Seismic liquefaction of saturated soil is a serious problem in the area of geotechnical earthquake engineering. In the numerical analysis of dynamic process, calculation accuracy and efficiency are the two important indexes to evaluate the numerical method. An adaptive time stepping method is proposed based on a solid-fluid coupled method and an elasto-plastic analysis platform. According to the estimation system of displacement errors, pore water pressure errors and mixed errors, the strategy of time step adjustment and the relevant control parameters are established. Through the sensitivity analysis of control parameters, the error tolerance and proportionality coefficient of pore water pressure errors are identified as the main control parameters, while the initial time step size, lower and upper limits of time step adjustment factor are identified as the assistant parameters. Then, the adaptive stepping method is applied in the numerical analysis of a subway station located in the liquefiable area. The time histories of the uplift displacement and the excess pore water pressure ratio are obtained, which indicates the hazards of underground structure uplift induced by seismic liquefaction. Besides, the fixed stepping and adaptive stepping methods are compared, and it is found that using the adaptive stepping method can save more computational cost without losing the accuracy.

Key words: seismic liquefaction; adaptive time step; control parameter; subway station; uplift

0 引 言

地震具有发生迅速、灾害巨大、次生灾害不可预测等特点。由地震荷载造成的饱和砂土地基液化是典型的地震灾害之一, 对处于液化地基上的建筑物和基础设施会造成严重的变形, 甚至发生开裂、倾斜、倒塌、不均匀沉陷等灾害。究其原因则是饱和砂土地基强度的丧失所导致, 众多的地震现场实地调查也证明

了这一点。如在中国的汶川地震(2008年), 日本的阪神地震(1995年)和“3.11”大地震(2011年)等均发现了地基液化造成的地震灾害。Youd等^[1]、黄雨等^[2]和陈国兴等^[3]对过去几十发生的大地震中液化灾害进行了回顾和总结, 从宏观上砂土液化现象表现为

基金项目: 国家自然科学基金项目(41402261)

收稿日期: 2015-09-25

喷砂、冒水、地面沉陷和水平流动,从液化的机理上分析为动荷载作用下饱和砂土中的超孔隙水压力升高,土颗粒有效应力降低导致了土体强度的丧失并引起地基和上覆结构物的严重破坏。

从目前的地震液化研究方法上看,总结有现场经验评估、物理模型试验和数值计算 3 种主要方法。现场勘查和经验方法可用于制定相关的规范,如袁晓铭等^[4]对 2008 年汶川地震中出现的砂砾土液化现象提出了基本的判别方法,凌贤长等^[5]对中日关于液化和桥梁基础抗震设计做了比较,对中国现有规范的改进具有重要参考价值。物理试验方法可以探寻液化的机理,发现液化的宏观现象,如陈育民等^[6]通过振动台试验研究了液化土体的流动特性及影响因素,Ye 等^[7]在模型试验中分析超孔隙水压力的增长规律并验证了气动振动台试验装置在砂土液化研究中的应用。理论和试验是两种较传统的研究方法,数值计算则是理论的应用,优点是可进行灾害的再现和预测,是逐渐发展起来的第三种科学方法,受到很多学者的青睐。如张建民等^[8]和王刚等^[9]对液化造成的大变形机理进行了深入研究并用数值模拟的方法再现了大变形特性,汪明武等^[10]采用非线性动力有限元程序 FLIP 模拟了离心机振动台试验,并预测出超孔隙水压力的发展规律。

同时,有些工程人员认为数值计算结果并不可靠。实际上数值计算的方法是科学严谨的,与实际的工程有很大差距是数值参数的选取不当造成的。另外也有很多高级和先进的数值方法被开发和应用到砂土液化分析中,如无网格法^[11]、SPH 法^[12-13]、自适应网格法^[14]等。笔者在之前的研究中也提出了自适应步长法^[15-16],本文在前面研究的基础上继续进行了自适应步长方法的改进,将误差评估由单一的位移误差评估发展到综合考虑位移误差和孔压误差,这样更适用于水土二相混合体的数值计算。另一方面,在文献[15, 16]中并未给出控制参数的意义和设置方法,在本文中将进一步完善,详细分析各个控制参数的敏感性。

1 水土二相理论及控制方程

在本文中控制方程的建立是基于有限元-有限差分(FE-FD)耦合的方法进行的。这种方法首先是由 Akai 等^[17]提出的,后来被广泛应用在饱和砂土液化的分析中,如 Di 等^[18]在此基础上开发了更新 Lagrangian 方法,Zhang 等^[19]用 FE-FD 方法分析了地下结构物的上浮响应等。这种 FE-FD 方法的核心思想是平衡方程的空间离散采用有限元的方法,和孔隙水相关的连续性方程的离散采用有限差分的方法,可有效降低方程

的自由度数,提高计算的效率。

另外,控制方程的建立是基于多孔介质的理论进行的,其中混合体的密度表示为

$$\rho = (1-n)\rho^s + n\rho^w, \quad (1)$$

式中, ρ 混合体的密度, ρ^s 为土颗粒的密度, ρ^w 为孔隙流体的密度, n 为混合体的孔隙率。

根据有效应力原理,总应力张量 σ_{ij} 与有效应力张量 σ'_{ij} 的关系可表示为

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + p^w \delta_{ij}, \quad (2)$$

式中, p^w 为孔隙水压力, δ_{ij} 为 Kronecker 符号。

然后,根据混合体和孔隙流体的质量守恒和运动量守恒定律,建立混合体的控制方程表示为

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i - \rho \ddot{u}_i &= 0, \\ \frac{n}{K^w} \frac{dp^w}{dt} - \frac{nk}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 p^w}{\partial x_i^2} - \rho^w \ddot{\epsilon}_{ii}^s \right) - \dot{\epsilon}_{ii}^s &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中, b_i 为体力向量, \ddot{u}_i 为土颗粒加速度, K^w 为孔隙流体的体变模量, k 为渗透系数, γ_w 为孔隙流体重度, ϵ_{ii}^s 为土骨架体应变。

采用 FE-FD 方法,获得最终的经过空间离散的 $u-p$ 格式控制方程为

$$\left. \begin{aligned} [M] \cdot \ddot{\mathbf{u}}^s + [C] \cdot \dot{\mathbf{u}}^s + [K] \cdot \Delta \mathbf{u}^s + K_v \cdot p^w &= \mathbf{F} - \mathbf{R}_t, \\ \rho^w K_v^T \cdot \ddot{\mathbf{u}}^s - \frac{\gamma_w}{nk} K_v^T \cdot \dot{\mathbf{u}}^s + A \cdot \dot{p}^w - \sum_{i=1}^m \alpha_i p_i^w + \alpha p^w &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中, $[M]$, $[C]$, $[K]$ 分别为质量、刚度和阻尼矩阵, K_v 为孔隙流体的模量,具体的推导和表达公式可参考文献[20]。

2 自适应步长法及控制参数

2.1 后验误差评估

在文献[15, 16]中已给出了基于 Newmark 法的土颗粒位移误差评估方法,表示为

$$e^u = \left| \left(-\frac{1}{6} + \beta \right) \Delta t^2 (\ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t) \right|, \quad (5)$$

式中, \ddot{u}_t 为 t 时刻的加速度值, $\ddot{u}_{t+\Delta t}$ 为 Newmark- β 法获得的 $t+\Delta t$ 时刻的加速度值。式(5)反应了位移绝对误差与时间增量 Δt 和加速度增量值的关系,可见时间增量 Δt 越大,位移误差越大;加速度变化越大,位移误差越大。

位移的相对误差表示为

$$\eta^u = \left| \frac{e^u}{u_{t+\Delta t}^{\max}} \right|, \quad (6)$$

式中, $u_{t+\Delta t}^{\max}$ 为 $t+\Delta t$ 时刻计算域内位移的最大值。

在本文中, 为了能综合评估饱和土体的动力计算误差, 在位移误差评估的基础上又对孔压误差进行了评估。在 Sloan 等^[21]和 Sheng 等^[22]的研究中将二阶精度解和一阶精度解的差值作为截断误差来评估数值计算误差, 在本文中也采用同样的方法评估孔压误差。首先具有一阶精度的向后差分解可表示为

$$p_{t+\Delta t}^{w1} = p_t^w + \dot{p}_{t+\Delta t}^w \cdot \Delta t, \quad (7)$$

具有二阶精度的中心差分解可表示为

$$p_{t+\Delta t}^{w2} = p_t^w + \dot{p}_{t+\Delta t}^w \cdot \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{p}^w \Delta t^2, \quad (8)$$

孔压误差采用截断误差表示, 比较向后差分 and 中心差分两种方法, 孔压误差表示为二阶精度解 $p_{t+\Delta t}^{w2}$ 与一阶精度解 $p_{t+\Delta t}^{w1}$ 的差值, 化简如下:

$$e^w = p_{t+\Delta t}^{w2} - p_{t+\Delta t}^{w1} = \frac{1}{2} (\ddot{p}_{t+\Delta t}^w - \ddot{p}_t^w) \Delta t, \quad (9)$$

孔压的相对误差表示为

$$\eta^w = \left| \frac{e^w}{p_{t+\Delta t}^{w, \max}} \right|, \quad (10)$$

式中, $p_{t+\Delta t}^{w, \max}$ 为 $t+\Delta t$ 时刻计算域内孔压的最大值。

为了综合考虑位移误差和孔压误差, 给出了混合误差计算公式, 表示为

$$\eta^{\text{mix}} = \sqrt{(1 - \lambda_w)(\eta^u)^2 + \lambda_w(\eta^w)^2}, \quad (11)$$

式中, λ_w 为孔压误差比例系数, 取值范围为 $0 \sim 1$ 。

当 $\lambda_w = 0$ 时, 混合误差等于位移误差, 可计算干土材料; 当 $\lambda_w = 1$ 时, 混合误差等于孔压误差, 可计算流体材料; 当 $0 < \lambda_w < 1$ 时, 适合于饱和土体二相材料。

2.2 步长调整方法

为了对时间步长进行合理的调整, 建立起步长调整系数与混合误差的关系, 这里先对误差收敛率进行分析, 以一个简单的二维堤坝模型为例, 计算模型如图 1, 分为干土层和饱和砂土层。

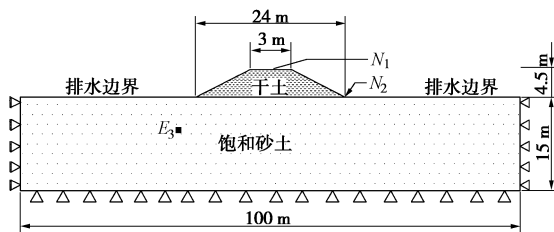


图 1 堤坝模型

Fig. 1 Embankment model

边界条件为: 底面结点固定, 两侧结点水平向固定、竖直方向自由, 顶面为排水边界。划分网格后共有 464 个节点, 424 个单元。关注的节点和单元为坝顶和坝趾的 N_1 、 N_2 结点和坝基中的 E_3 单元。地震作用以惯性力方式输入, 地震加速度时程曲线如图 2 所示。

将时间步长与计算域的平均误差绘制在对数坐标的图中, 即可获得误差的收敛率。图 3, 4 分别表示了堤坝模型计算过程中不同时刻、不同时间步长时的位移误差和孔压误差, 图 5 (a)、(b) 则分别表示了孔压误差比例系数 $\lambda_w = 0.2$ 和 $\lambda_w = 0.5$ 时的混合误差的收敛率。

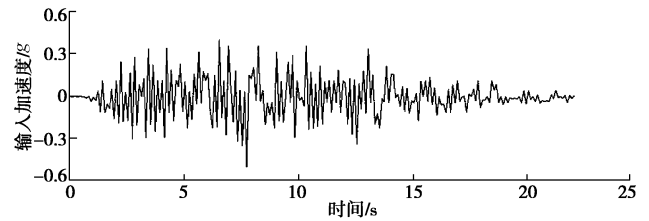


图 2 地震波时程曲线

Fig. 2 Input seismic waves

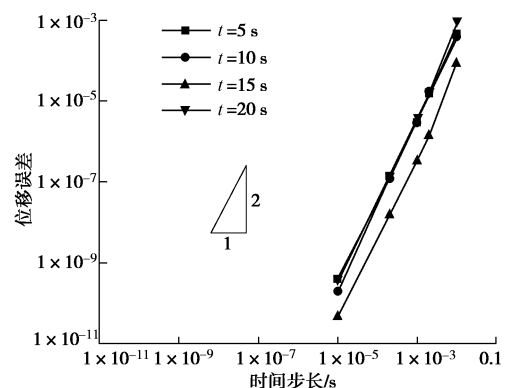


图 3 位移误差收敛率

Fig. 3 Convergence of displacement errors

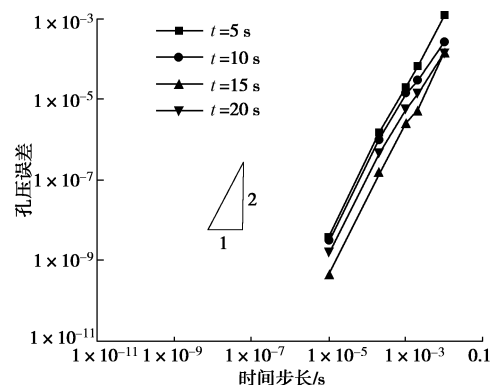
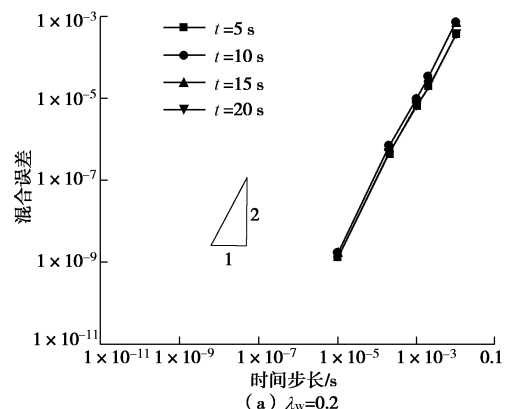


图 4 孔压误差收敛率

Fig. 4 Convergence of pore water pressure errors



(a) $\lambda_w = 0.2$

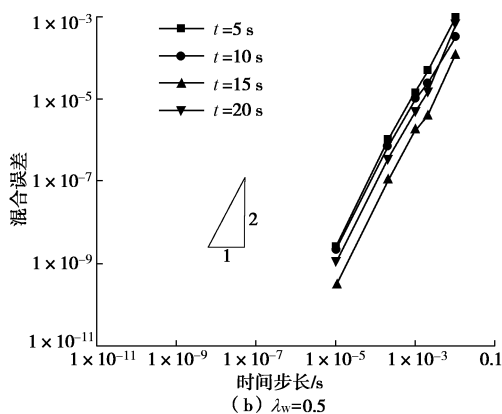


图5 混合误差收敛率

Fig. 5 Convergence of mixed errors

从上面这4个图中可以发现在 $\lg \Delta t - \lg \eta^u$, $\lg \Delta t - \lg \eta^w$ 和 $\lg \Delta t - \lg \eta^{\text{mix}}$ 的曲线上, 位移误差、孔压误差和混合误差对时间步长的斜率都为2:1的关系, 即误差的收敛率为2, 也可用如下公式表示

$$\lg \eta^{\text{mix}} = C_0 + 2 \lg \Delta t, \quad (12)$$

或写成

$$\eta^{\text{mix}} = C \Delta t^2, \quad (13)$$

式中, C 为结构动力反应相关的常数。这里设置一个误差允许值 $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}}$ 来控制计算精度, 则较为合理的时间步长 Δt_{new} 与误差允许值的关系可表示为

$$\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}} = C \Delta t_{\text{new}}^2, \quad (14)$$

根据式(13)和式(14), 可推导出时间步长的调整系数表示为

$$f = \frac{\Delta t_{\text{new}}}{\Delta t_{\text{old}}} = \sqrt{\frac{\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}}}{\eta^{\text{mix}}}}, \quad (15)$$

为了能平滑的调整时间步, 这里对调整系数给定一个范围:

$$f_{\min} \leq f \leq f_{\max}, \quad (16)$$

最终更新的时间步长大小为

$$\Delta t_{\text{new}} = f \cdot \Delta t_{\text{old}}, \quad (17)$$

式中, Δt_{new} 为新的时间步长, Δt_{old} 为老的时间步长。

通过以上时间步长自适应调整过程, 计算流程可以简化如图6, 通过误差评估确定是否要增大或减小时间步长, 这样时间增量可以实时的进行调整和更新。

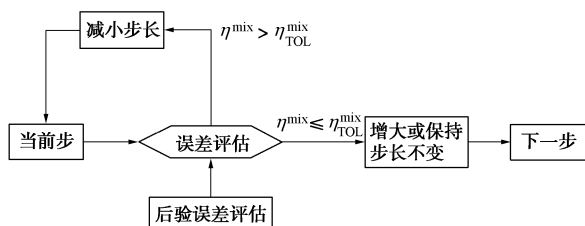


图6 自适应步长法计算流程

Fig. 6 Flow chart of adaptive time stepping method

在自适应时间步长法中, 相应的控制参数有: 初始时间步长 Δt_0 , 混合误差允许值 $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}}$, 孔压误差的影响系数 λ_w , 调整系数的变化范围 f_{\min} 和 f_{\max} 。在下面的章节中, 将对这5个控制参数进行详细分析, 评估每个参数对计算结果的影响。

3 控制参数敏感性分析

在这里分别对5个控制参数进行了不同取值, 共计算了50组不同的工况, 以坝顶 N_1 点的竖向位移时程为例, 将每个控制参数的影响性进行分析。

3.1 初始步长 Δt_0 的影响分析

初始时间步长是计算起始点第一个计算步的时间增量, 为了比较初始步长的影响, 选用了5种不同的初始步长, 共计算了25组工况。图7(a)、(b)分别表示了 $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}} = 1 \times 10^{-5}$, $\lambda_w = 0.0$ 和 $\lambda_w = 0.5$ 两种情况下坝顶 N_1 点的竖向位移时程曲线, 从结果上看, 初始步长对计算结果的影响非常小。

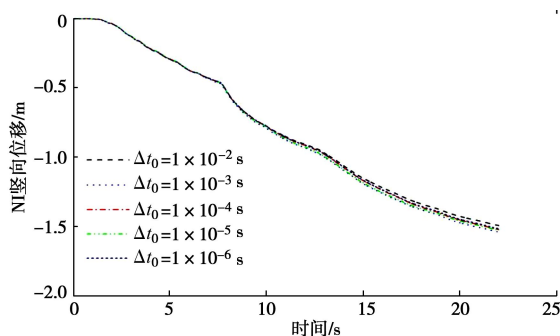
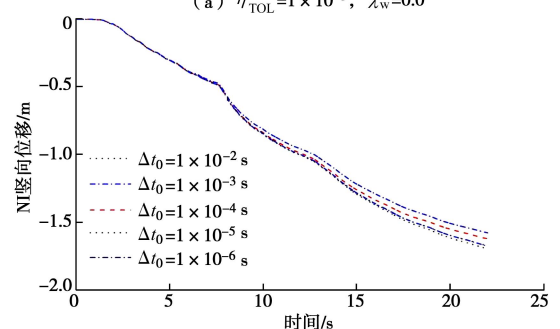
(a) $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}} = 1 \times 10^{-5}$, $\lambda_w = 0.0$ (b) $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}} = 1 \times 10^{-5}$, $\lambda_w = 0.5$

图7 初始步长对计算结果的影响

Fig. 7 Influence of initial time step size

3.2 误差允许值 $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}}$ 的影响分析

误差允许值在步长自适应调整中是个非常重要的参数, 用来控制计算的误差水平。图8(a)、(b)分别表示了孔压误差比例系数 $\lambda_w = 0.0$ 和 $\lambda_w = 0.5$ 时, 误差允许值对计算结果的影响。图中误差允许值 $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}}$ 从 1×10^{-6} 到 1×10^{-3} 之间取了不同的数量级, 可以发现差别非常大, 当误差允许值越小时, 计算结果越接近小步长的计算结果。但当误差允许值设置为 1×10^{-5} 和 1×10^{-6} 时, 计算结果差别不大, 说明当误差允许

值 $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}}=1 \times 10^{-5}$ 时, 计算精度可与时间步长为 $\Delta t=1 \times 10^{-4}$ s 时相当。

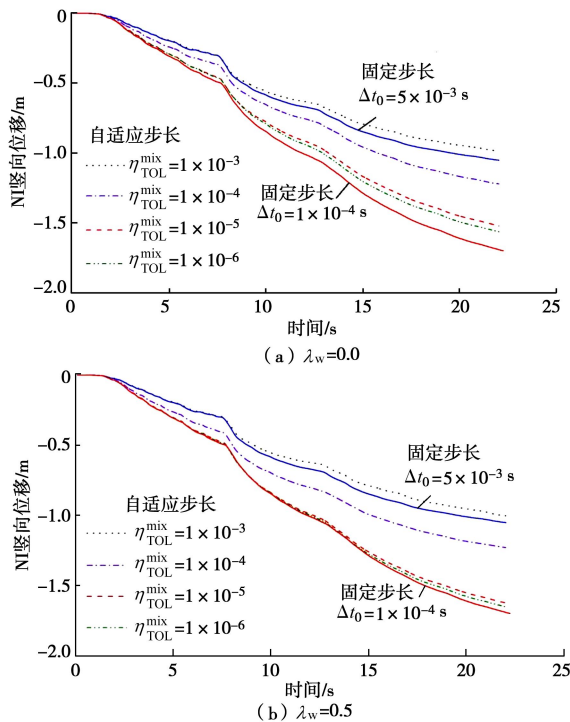


图 8 误差允许值对计算结果的影响

Fig. 8 Influence of error tolerance

3.3 孔压误差比例系数 λ_w 的影响分析

孔压误差比例系数是这个自适应方法中为了考虑孔压误差而设立的一个参数。在计算中在 0~1 之间设置了 5 个不同的数值, 即孔压误差在混合误差中所占的比例不同。从图 9 中可以看出 λ_w 对计算结果有一定的影响, 尤其是 $\lambda_w=0.0$ 即不考虑孔压误差时, 位移时程曲线与小步长计算曲线偏差较大。当设置 $\lambda_w=0.5$ 或是 $\lambda_w=0.7$ 时, 计算曲线非常接近小步长计算曲线。

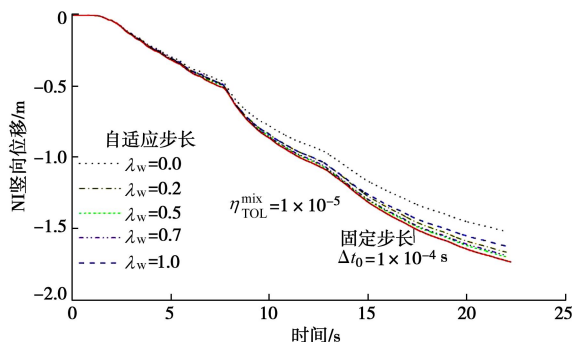


图 9 孔压误差比例系数对计算结果的影响

Fig. 9 Influence of λ_w

3.4 调整系数的限制 f_{\min} 和 f_{\max}

f_{\min} 和 f_{\max} 为步长调整系数 f 的下限值和上限值, 没有明确的物理意义, 设置这两个限制的目的是为了使得步长调整更加光滑。在 Zeng 等^[23]和 Zhang 等^[24]的文献中, 限值为 $f_{\min}=0.9$, $f_{\max}=1.1$, 设置较为保守, 尤其步长减小过程较慢, 需耗费更多时间。

在这里统一设置为 $f_{\min}=0.2$, $f_{\max}=1.2$, 即步长增加时不至过大, 当误差较大时可更快的减小步长, 节约反复计算的时间。

3.5 小结

从前面的控制参数影响性分析中可得出以下的结论: 5 个控制参数中误差允许值 $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}}$ 的影响最大, 其次是孔压误差比例系数 λ_w , 这两个参数为自适应计算的主要控制参数。初始步长 Δt_0 影响性较小, 但又不可缺少, 计算中可设置为 $\Delta t_0=1 \times 10^{-4}$ s, 步长调整系数的限值 f_{\min} 和 f_{\max} 可认为是经验性的系数, 可设置为 $f_{\min}=0.2$, $f_{\max}=1.2$, 这 3 个参数对计算结果影响较小, 是自适应计算中的辅助控制参数。

4 自适应步长法在地铁车站液化上浮分析中的应用

浅埋地下结构物的液化上浮是地震造成的典型灾害之一。在地震灾害调查中发现了很多地下车站、油库和管线等的上浮破坏现象^[25]。本节中也地铁车站为例, 对比固定步长和自适应步长法并分析液化上浮的机理和灾害。固定步长计算中分别采用大步长 ($\Delta t=1 \times 10^{-2}$ s) 和小步长 ($\Delta t=1 \times 10^{-3}$ s) 两种步长。在前面的分析中, 误差允许值 $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}}=1 \times 10^{-5}$ 时与时间步长为 $\Delta t=1 \times 10^{-4}$ 计算精度相当, 这里小步长采用了 $\Delta t=1 \times 10^{-3}$, 因此将误差允许值设置为 $\eta_{\text{TOL}}^{\text{mix}}=1 \times 10^{-4}$ 。孔压误差比例系数设为 $\lambda_w=0.5$, 初始时间步长 $\Delta t_0=1 \times 10^{-4}$ s, $f_{\min}=0.2$, $f_{\max}=1.2$ 。

4.1 计算模型及土体参数

地铁车站为一个双层有中住的箱型结构, 尺寸如图 10 所示。有限元计算模型如图 11 所示, 边界条件设置为: 底面结点竖向固定, 水平自由, 两侧结点水平固定, 竖向自由, 顶面为排水边界。周围土单元与车站单元采用 Goodman 单元作为接触单元。总共有 8106 个结点, 7876 个单元。

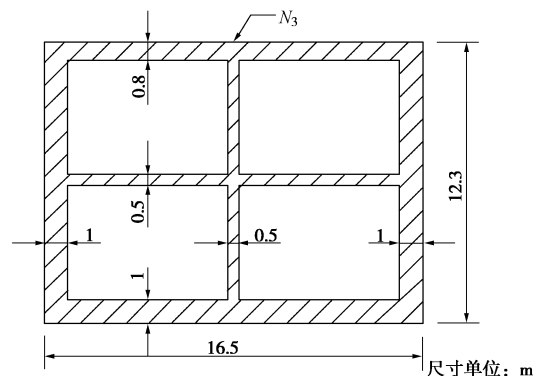


图 10 地铁车站几何模型

Fig. 10 Geometric model for subway station

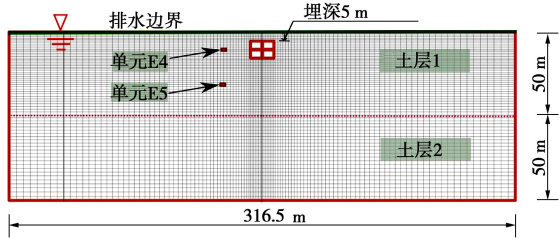


图 11 有限元模型

Fig. 11 FEM model

本文研究的重点为液化土体对车站的上浮响应，因此将地铁车站设置为刚性结构，不考虑地铁结构本身的破坏。另外土层一为可液化的饱和砂土层，土层二为不可液化土层，选用循环弹塑性本构模型，具体的本构模型介绍可参照文献[26]，土层参数见表 1。

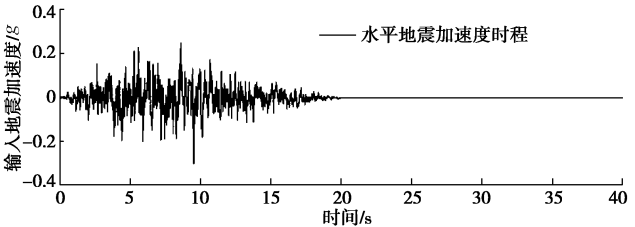
表 1 土层参数

Table 1 Soil properties

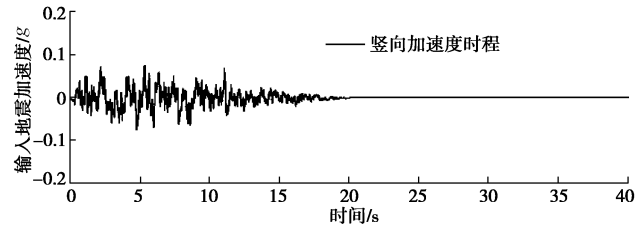
土层参数	土层 1	土层 2
初始孔隙比 e_0	0.80	0.61
密度 $\rho/(t \cdot m^{-3})$	1.820	1.90
压缩指数 λ	0.02	0.025
回弹指数 κ	0.002	0.0025
初始剪切模量比 G_0/G'_{m0}	930.0	1130.0
渗透系数 $k/(m \cdot s^{-1})$	2.7×10^{-5}	2.7×10^{-5}
转相应力比 M_m	0.91	0.91
破坏应力比 M_f	1.31	1.31
硬化参数 B_0	4000.0	5500
硬化参数 B_1	50	40
孔隙水体积模量 $K_w/(N \cdot m^{-2})$	2.0×10^6	2.0×10^6

4.2 输入地震波

地震波以惯性力方式输入，水平方向和竖直方向地震波如图 12 (a)、(b) 所示。为了模拟震后响应，地震时长设置为 20 s，震后时长为 20 s。



(a) 水平方向地震波



(b) 竖直方向地震波

图 12 输入地震波

Fig. 12 Input seismic waves

4.3 位移及超孔隙水压力比响应分析

首先定义超孔隙水压力比 (epwpr) 的表达式为

$$epwpr = \frac{\sigma'_{m0} - \sigma'_m}{\sigma'_{m0}}, \quad (18)$$

式中， σ'_{m0} 为单元的初始有效应力， σ'_m 为当前时刻的有效应力。当单元完全液化时，当前有效应力接近于 0，epwpr 则接近于 1，单元不液化时，epwpr 等于 0。

图 13 表示了地铁车站 N_3 点的竖向位移时程曲线，从中可以发现：自适应步长法计算曲线与小步长计算结果接近；地震开始阶段，从图 14 表示的 epwpr 时程曲线上看出还未发生明显液化，所以没有明显的竖向位移；液化以后竖向上浮位移明显，且地震结束以后仍有上浮趋势。

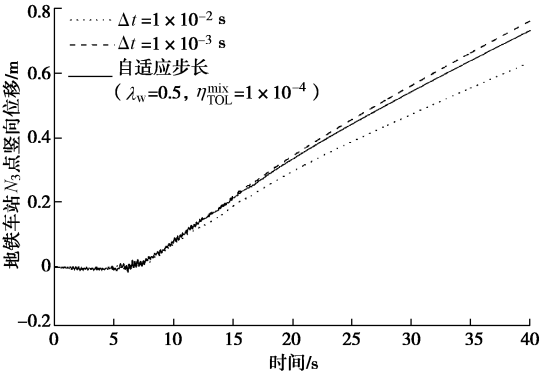


图 13 地铁车站 N_3 点竖向位移时程曲线

Fig. 13 Time histories of vertical displacement at N_3

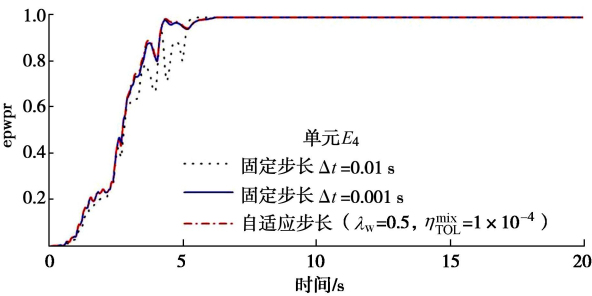


图 14 E_4 单元超孔隙水压力比时程曲线

Fig. 14 Time histories of excess pore water pressure ratio at E_4

图 15 (a)、(b) 分别表示了 $t=4$ s 和 $t=20$ s 时刻的超孔隙水压力比的云图。可以发现 $t=4$ s 时刻液化范围还较小，主要在表层土体和车站周围； $t=20$ s 时刻液化范围扩展到整个液化土层一。此时地下结构物如同漂浮在流体之中，由于平均密度相对周围液化土体低，使得地下结构物受到上浮力而向上运动。图 16 也表示了 $t=20$ s 时刻竖向位移的分布云图，可以发现地铁车站和周围土体有较大的竖向位移，车站上部的土体被顶起。

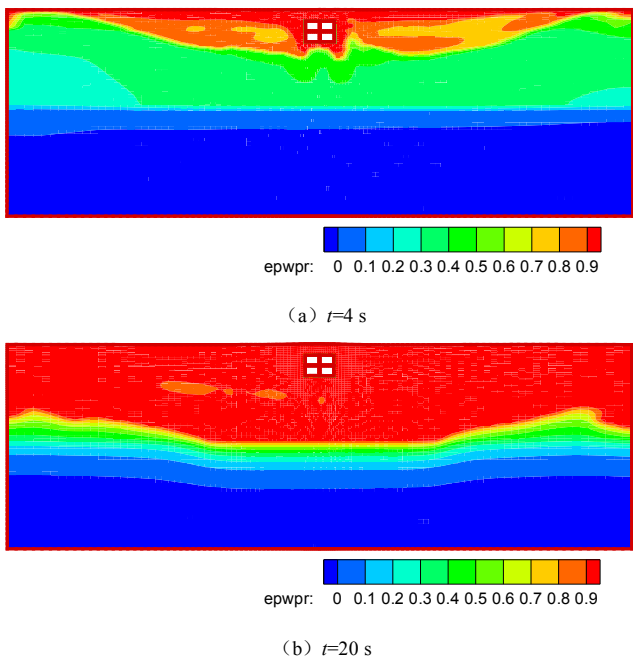


图 15 超孔隙水压力比 (epwpr) 云图
Fig. 15 Distribution of excess pore water pressure ratio

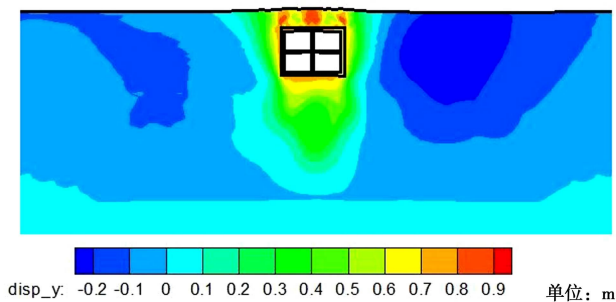


图 16 竖向位移云图
Fig. 16 Distribution of vertical displacement

4.4 计算效率对比

本算例所有的计算是在 IBM Intel® Xeon® 3.00 GHz 的服务器上进行的。表 2 对比了固定步长法和自适应步长法的计算时间, 可以发现采用固定步长法中的大步长 $\Delta t = 1 \times 10^{-2}$ s 时, 计算时间较少, 但从前面的图 13 和图 14 中可以发现对应的计算结果误差较大, 偏离小步长的结果; 采用自适应步长时, 计算时间比小步长时的计算时间要少, 从图 13 和图 14 的位移时程和超孔压比的时程上看计算结果与小步长结果相差不大, 因此可以得出自适应步长法比固定步长法效率高, 在这个算例中可节约时间大约 34%。

表 2 计算时间对比

Table 2 Comparison of calculation time		
时间步长控制方法	时间步长 Δt /s	计算时间/min
固定步长	1×10^{-2}	54
	1×10^{-3}	456
自适应步长	$\lambda_w = 0.5, \eta_{TOL}^{mix} = 1 \times 10^{-4}$	301

5 结论与建议

本文基于位移误差、孔压误差及混合误差的评估确定了自适应步长法的基本流程和 5 个控制参数, 并对每个参数进行了影响性分析, 最后通过二维地铁车站模型验证了自适应步长法的高效性, 总结前面的内容为以下几点结论:

(1) 在饱和砂土动力计算平台上进行自适应步长法开发, 通过控制参数影响性分析发现误差允许值和孔压误差比例系数为主要的控制参数, 初始时间步长、步长调整系数的上下限值为辅助控制参数。综合考虑位移误差和孔压误差比单纯考虑位移误差更适合于水土二相介质。

(2) 以二维地铁车站模型为例对自适应步长法进行了验证, 可见采用自适应步长与小步长计算具有同等精度水平, 但可节省约 34% 的计算时间。

(3) 以自适应数值计算的方法模拟了地下结构物液化上浮的过程, 在地震之初, 没有明显的上浮位移, 随着液化区域的发展上浮位移明显, 且地震结束以后超孔隙水压力的消散需要一定时间, 地下结构物仍有继续上浮的趋势。

参考文献:

[1] YOU D T L, IDRIS I M, ANDRUS R D, et al. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, 127(10): 817 - 833.

[2] 黄 雨, 于 淼, BHATTACHARYA S. 2011 年日本东北地区太平洋近海地震地基液化灾害综述[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(5): 834 - 840. (HANG Yu, YU Miao, BHATTACHARYA S. Review on liquefaction-induced damages of soil and foundations during 2011 of the Pacific Coast of Tohoku Earthquake (Japan)[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(5): 834 - 840. (in Chinese))

[3] 陈国兴, 金丹丹, 常向东, 等. 最近 20 年地震中场地液化现象的回顾与土体液化可能性的评价准则[J]. 岩土力学, 2013, 34(10): 2737 - 2755. (CHEN Guo-xing, JIN Dan-dan, CHANG Xiang-dong, et al. Review of soil liquefaction characteristics during major earthquakes in recent twenty years and liquefaction susceptibility criteria for soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(10): 2737 - 2755. (in Chinese))

- [4] 袁晓铭, 曹振中. 砂砾土液化判别的基本方法及计算公式[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(4): 509 - 519. (YUAN Xiao-ming, CAO Zhen-zhong. Fundamental method and formula for evaluation of liquefaction of gravel soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(4): 509 - 519. (in Chinese))
- [5] 凌贤长, 唐亮, 苏雷, 等. 中日规范中关于液化和侧向扩流场地桥梁桩基抗震设计考虑之比较[J]. 防灾减灾工程学报, 2011, **31**(5): 490 - 495. (LING Xian-chang, TANG Liang, SU Lei, et al. Comparison of seismic design consideration between chinese and Japanese seismic design codes for bridge pile foundation in liquefying ground and lateral spreading ground[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2011, **31**(5): 490 - 495. (in Chinese))
- [6] 陈育民, 刘汉龙, 邵国建, 等. 砂土液化及液化后流动特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(9): 1408 - 1413. (CHEN Yu-min, LIU Han-long, SHAO Guo-jian, et al. Laboratory tests on flow characteristics of liquefaction and post-liquefied sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(9): 1408 - 1413. (in Chinese))
- [7] YE B, YE G L, YE W M, et al. A pneumatic shaking table and its application to a liquefaction test on saturated sand[J]. Natural Hazards, 2013, **66**(2): 375 - 388.
- [8] 张建民, 王刚. 砂土液化后大变形的机理[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(7): 835 - 840. (ZHANG Jian-min, WANG Gang. Mechanism of large post liquefaction deformation in saturated sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(7): 835 - 840. (in Chinese))
- [9] 王刚, 张建民. 砂土液化变形的数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(3): 403 - 409. (WANG Gang, ZHANG Jian-min. Numerical modeling of liquefaction-induced deformation in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(3): 403 - 409. (in Chinese))
- [10] 汪明武, 井合进, 飞田哲男. 栈桥式构筑物抗震性能动态离心模型试验的数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(7): 738 - 741. (WANG Ming-wu, IAI Susumu, TOBITA Tetsuo. Numerical modelling for dynamic centrifuge model test of the seismic behaviors of pile-supported structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(7): 738 - 741. (in Chinese))
- [11] JIA Y, TANG X W, LUAN M T, et al. Adaptive element free Galerkin method applied to analysis of earthquake induced liquefaction[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, **7**(2): 217 - 224.
- [12] 黄雨, 郝亮, 野々山人. SPH 方法在岩土工程中的研究应用进展[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(2): 256 - 262. (HUANG Yu, HAO Liang, NONOYAMA Hideto. The state of the art of SPH method applied in geotechnical engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(2): 256 - 262. (in Chinese))
- [13] HUANG Y, ZHANG W J, DAI Z L, et al. Numerical simulation of flow processes in liquefied soils using a soil-water-coupled smoothed particle hydrodynamics method[J]. Natural Hazards, 2013, **69**(1): 809 - 827.
- [14] TANG X, SHAO Q. Numerical simulation on seismic liquefaction by adaptive mesh refinement due to two recovered fields in error estimation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, **49**(6): 109 - 121.
- [15] 张西文, 唐小微, 渦岡良介, 等. 砂土地震液化分析中 Newmark 时域离散的误差评估[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2015, **36**(3): 322 - 326. (ZHANG Xi-wen, TANG Xiao-wei, UZUOKA Ryosuke, et al. Temporal discretization error for the Newmark scheme in sand liquefaction analysis[J]. Journal of Harbin Engineering University, 2015, **36**(3): 322 - 326. (in Chinese))
- [16] 张西文, 唐小微, 渦岡良介. 液化场地堤坝地震响应的自适应步长法数值模拟[J]. 水利学报, 2014, **45**(9): 1106 - 1113. (ZHANG Xi-wen, TANG Xiao-wei, UZUOKA Ryosuke. Numerical simulation on seismic response of embankment on liquefiable sand using adaptive time stepping method[J]. Chinese Journal of Hydraulic Engineering, 2014, **45**(9): 1106 - 1113. (in Chinese))
- [17] AKAI K, TAMURA T. Numerical analysis of multi-dimensional consolidation accompanied with elastic-plastic constitutive equation[C]// Proceedings of Japan Society of Civil Engineers. Wakayama, 1978: 95 - 104.
- [18] DI Y, SATO T. Liquefaction analysis of saturated soils taking into account variation in porosity and permeability with large deformation[J]. Computers and Geotechnics, 2003, **30**(7): 623 - 635.
- [19] ZHANG X W, TANG X W, SHAO Q, et al. The uplift behavior of large underground structures in liquefied field[C]// Applied Mechanics and Materials. Jinan, 2011: 2112 - 2118.
- [20] ZHANG X W, TANG X W, UZUOKA R. Numerical simulation of 3D liquefaction disasters using an automatic time stepping method[J]. Natural Hazards, 2015, **77**(2): 1275

- 1287.
- [21] SLOAN S W, ABBO A J. Biot consolidation analysis with automatic time stepping and error control Part 1: Theory and implementation[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1999, **23**(6): 467 - 492.
- [22] SHENG D, SLOAN S W. Time stepping schemes for coupled displacement and pore pressure analysis[J]. Computational Mechanics, 2003, **31**(1/2): 122 - 134.
- [23] ZENG L F, WIBERG N E, LI X D. A posteriori local error estimation and adaptive time-stepping for newmark integration in dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1992, **21**(7): 555 - 571.
- [24] ZHANG Z H, YANG Z J, LIU G H. An adaptive time-stepping procedure based on the scaled boundary finite element method for elastodynamics[J]. International Journal of Computational Methods, 2012, **9**(1): 1 - 13.
- [25] TOBITA T, KAN G C, IAI S. Uplift behaviour of buried structures under strong shaking[C]// Proceedings of the 7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics 2010. Zurich, 2010: 1439 - 1444.
- [26] OKA F, YASHIMA A, TATEISHI A, et al. A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus[J]. Géotechnique, 1999, **49**(5): 661 - 680.

第九届全国基坑工程研讨会（第 3 号通知）

2016 年 27 日~29 日 中国·郑州

主办单位：中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会。

承办单位：郑州大学中国人民解放军总参谋部工程兵科研三所。

协办单位：郑州大学综合设计研究院有限公司；化工部郑州地质工程勘察院；河南省建筑科学研究院有限公司；河南省昊鼎建筑基础工程有限公司；开封市同力基础工程有限公司；河南建研基础工程有限公司；河南工程学院；中原工学院；河南大学；河南理工大学；华北水利水电大学；河南工业大学；河南省土木建筑学会土力学与岩土工程分会；河南华水岩土工程有限公司；河南省有色工程勘察有限公司；河南省郑州地质工程勘察院；河南华丰岩土工程有限公司。

会议主题：基坑工程与边坡工程设计理论与工程实践；特殊土基坑工程与边坡工程；基坑工程环境影响评估与控制；基坑工程的风险评估及安全管理；基坑工程施工和监测的新技术、新方法和新设备；建筑深基坑工程施工安全技术规范（JGJ311—2013）实施应用案例；地下工程与基坑工程装配化；地下综合管廊建设中的开挖问题；深、大、特基坑工程的典型案例和基坑工程事故分析。

高端论坛：特殊性土基坑工程土压力及土性参数指标确定方法；基坑工程环境变形控制指标的确定。

专题研讨：弹性支点法支护结构计算模型；考虑超前支护的复合土钉支护的设计方法；边坡稳定性极限分析方法；基坑坑隆起稳定性分析。

会议日程：10 月 27 日报到注册；10 月 28 日开幕式、大会特邀报告；专题研讨、高端论坛，基坑专委会会议；10 月 29 日，分会场报告，大会特邀报告、闭幕式；10 月 30 日，会后考察。

会议注册：正式代表 1200 元/人（含餐费、资料费、纪念品），学生代表 600 元/人（凭有效学生证件、含餐费、资料费），2016 年 10 月 10 日前注册，正式代表 1000 元/人，学生代表 500 元/人。

会议地点：郑州市金水路 8 号（金水路与经三路交叉口西北角）紫荆山宾馆。

联系方式：李永辉 15736727876，时刚 17093750560，靳军伟 18638766102，张浩 13937126709，李明宇 15838190280，冯虎 18039667905，宋卫康 15827078203；地址：河南省郑州市科学大道 100 号郑州大学土木工程学院；邮编：450001；电子邮箱：jkge2016@126.com；摄影图片提交电子邮箱：jkge2016pic@126.com；网站：<http://www.jkge2016.org>；会议微信平台账号：jikenggongcheng2016。

（大会组委会 供稿）