

DOI: 10.11779/CJGE202008014

基于对数骨架曲线的时域本构及其应用

董青¹, 苏杰¹, 周正华¹, 李小军^{2*}

(1. 南京工业大学交通运输工程学院, 江苏 南京 210009; 2. 北京工业大学建筑工程学院, 北京 100124)

摘要: 土层非线性地震反应分析的等效线性化方法会严重降低某一中频段增大相应的高、低频段的地震动非线性效应, 且土体的塑性变形影响无法体现, 尤其软弱土层、薄覆盖层场地地震反应分析结果与实际观测不符。从一维土层场地时域非线性地震反应分析出发, 提出一种基于 G/G_0 , $\lambda-\gamma$ 试验曲线确定的对数骨架曲线的函数表达式, 其特点是渐近线上升较缓慢。基于 Masing 准则, 以加卸载转折点应力应变为参考应力应变点建立了对数动骨架曲线本构函数表达式。在此基础上, 提出了基于对数动骨架曲线土体本构的交叠差分格式一维土层时域非线性地震反应分析方法, 并以 Microsoft Visual C++ 6.0 为开发平台, 自行编制了一维土层地震反应分析程序 Soilresp1D, 开展了于软弱土层、薄覆盖层场地和场地影响台阵场地的时域非线性地震反应计算分析。与基于双曲动骨架曲线本构的时域分析结果、等效线性化分析结果以及实际地震观测记录对比, 展现了提出的对数动骨架曲线本构的可行性及合理性。同时, 对比结果表明, 基于对数动骨架曲线本构的土层时域非线性地震反应分析方法适用于不同类型场地的地震反应分析, 且尤其表现为对数动骨架曲线本构滞回圈较宽、阻尼比退化系数较大, 更好地体现了实际土体的非线性和塑性特性。

关键词: 对数骨架曲线; 动骨架本构; 时域非线性; 阻尼比退化系数; 应力-应变关系

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)08-1491-08

作者简介: 董青(1992—), 女, 博士研究生, 主要从事岩土力学研究工作。E-mail: 2458810997@qq.com。

Time-domain constitutive model based on logarithmic skeleton curve and its application

DONG Qing¹, SU Jie¹, ZHOU Zheng-hua¹, LI Xiao-jun²

(1. College of Transportation Science & Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: The equivalent linearization method for seismic nonlinear response of soils will overestimate its high-and low-frequency nonlinear effects, and the plastic deformation of soils can not be reflected, especially for soft soil layer sites and thin overburden sites. The functional expression for logarithmic skeleton curves is proposed based on the test curves to analyze the time-domain nonlinear seismic responses, and the characteristic of the new skeleton curve is that the asymptote rises slowly. Based on the Masing criterion, a logarithmic dynamic skeleton constitutive model is established with loading-unloading turning points as reference points. On this basis, a 1D time-domain seismic response method for soil by using the overlapping difference scheme is proposed. The corresponding program Soilresp1D is developed taking Microsoft Visual C++ 6.0 as the platform, and it is used to analyze the nonlinear seismic response of soft-soil layer sites and thin overburden sites and Eureka Canyon Road site. By comparing with the results of time-domain analysis based on the hyperbolic dynamic skeleton constitutive model, the equivalent linearization analysis and the actual seismic response observation, the feasibility and rationality of the proposed logarithmic dynamic skeleton curve are verified. The results show that the nonlinear seismic response method based on the logarithmic dynamic skeleton constitutive model can be applied to the seismic response analysis of different soil-layer sites. It is especially shown that the area of the hysteresis loop of the logarithmic dynamic skeleton curve and the damping degradation coefficient are larger, thus the damping effect and the plastic property of soils are better reflected.

Key words: logarithmic skeleton curve; dynamic skeleton constitutive model; time-domain nonlinearity; damping degradation coefficient; stress-strain curve

0 引言

土体的非线性特性是分析场地地震影响必须考虑

基金项目: 国家自然科学基金项目 (U1839202); 国家重点研发计划项目 (2017YFC1500400)

收稿日期: 2019-09-26

*通信作者 (E-mail: beerli@vip.sina.com)

的重要因素,土体动力本构研究一直是人们关注的研究课题。动力本构关系是否能真实地表征土的非线性特征,对场地非线性地震反应计算的可靠性至关重要。在一维土层场地的非线性地震反应分析中,等效线性化处理是常采用的方法,但等效线性化处理是平均滞回曲线意义上的线性方法^[1],研究表明它会严重降低某一中频段而增大相应的高、低频段的地震动高估了高、低频的非线性效应,即具有明显的中频段(频段值与场地土层的具体情况有关)地震动计算值放大现象(通常被视为“共振”效应),且土体的塑性变形无法体现。对于这一问题,国内外学者开展了土体时域动力本构的广泛研究,以弥补等效线性化方法的不足^[2-4]。工程实践中较为常用的土体一维动力本构大多依据经验公式确定。经验公式是以 $G/G_0 - \gamma$ 试验数据为基础得到试验特征量,从而确定应力-应变骨架曲线经验关系式,结合一定的加卸载准则得到土体的本构模型,最基本的应力-应变本构模型是 Masing 法则模型^[5]。Masing 法则模型先利用 $G/G_0 - \gamma$ 试验曲线获得应力应变关系骨架曲线 $f(\gamma) - \gamma$,再利用“二倍关系”及其加卸载准则,从而得到不规则加卸载下的应力-应变关系模型^[6],但此模型不能满足试验 $\lambda - \gamma$ 关系结果要求。Pyke^[7]将 Masing 法则中的“二倍关系”改为“ n 倍”,提高了模型的可行性,但此本构关系不具有对称性。利用“阻尼比退化系数”,王志良等^[8]对 Masing 法则进行修正,得到的应力-应变关系模型不仅能满足 $G/G_0 - \gamma$ 关系的试验结果,还能一定程度地满足 $\lambda - \gamma$ 关系的试验结果。由 Martin 等^[9]提出的三参数 Davidenkov 本构模型能较为理想描述各类土的非线性动力特性,积累了丰富的试验资料。赵丁凤等^[10]提出 Davidenkov 本构模型的修正加载准则,代替“扩展 Masing 法则”中的“上大圈”准则,解决了“扩展 Masing 法则”在程序实现中需要记录大量数据的问题。为了使应力-应变本构模型在计算中实现,李小军等提出“基于骨架曲线修正”^[11]处理的“动态骨架曲线”^[12]的概念,并结合“阻尼比退化系数”给出了形式简单的函数关系式来表示一维动力本构关系,这种关系不仅能同时满足 $G/G_0 - \gamma$ 、 $\lambda - \gamma$ 关系,还能考虑土体的塑性变形特性。

大震作用下一维土层非线性地震反应等效线性化分析会引起“共振”效应,且应用于软弱土层的地震反应分析得不到较合理的结果。荣棉水等^[1]、卢滔等^[13]提出的考虑拟合阻尼比、刚度比试验曲线的时域分析方法模拟结果通过与实际记录比较,验证了其适用性。这一研究表明,通过模拟试验结果建立土体动力本构的方法是可行的。然而,数值分析结果表明,现有基于试验结果的应力-应变骨架曲线构建的土体动力本

构模型对应的滞回圈较窄,低估了土体的非线性,需要借助于其它措施修改处理动力本构模型以考虑土体的阻尼效应,但往往措施复杂不便于编程实现。本文在李小军模型^[12]的基础上,提出了一种对数骨架曲线的函数式,以加卸载转折点应力应变为参考应力应变点建立了对数动骨架本构基本表达式,该骨架曲线渐进线上升较缓慢,滞回圈较宽,形成的应力应变能较好地模拟土的阻尼效应和塑性特性。通过自行编程实现了不同类型场地的非线性地震反应分析,并与双曲骨架本构分析结果及等效线性化方法结果进行对比分析,验证了本文提出的对数动骨架曲线的合理性。

1 对数动骨架曲线的确定方法

1.1 骨架曲线的确定法则和公式推导

通过拟合试验 $G - \gamma$ 曲线得到与双曲骨架曲线一致的对数动骨架曲线的相关参数,且修正动骨架曲线的切线模量满足试验 $G - \gamma$ 曲线。

“对数动骨架曲线”基本假定:①初始加载过程中,应力-应变曲线与对数骨架曲线重合;②卸载及反向加载过程中,应力-应变曲线引用 Masing 法则“二倍”关系,满足动态“对数动骨架曲线”并且直指 $(\pm\tau_m, \pm\gamma_m)$ 点;③卸载及反向加载的应力-应变关系曲线与骨架曲线在 $(\pm\tau_m, \pm\gamma_m)$ 点重合之后,后继加卸载过程中应力-应变关系曲线将与骨架曲线 $f(\gamma)$ 重合。

根据上述 3 个基本假定,可以得到任意加卸载情况下的对数动骨架曲线。根据“二倍关系”与本文“修正动骨架曲线”的定义,可得土的一维本构关系表达式:

$$\tau(r) = \begin{cases} \tau_c + 2g\left(\frac{\gamma - \gamma_c}{2}\right) & (|\gamma| \leq \gamma_m) \\ f(\gamma) & (|\gamma| > \gamma_m) \end{cases} \quad (1)$$

式中 $|\gamma|$ 为剪应变的绝对值; τ_m , γ_m 为历史应力-应变最大拐点的应力应变值,取正值; τ_c , γ_c 是当前时刻之前应力-应变过程中最后一个应力-应变曲线拐点所对应的应力应变值; $g((\gamma - \gamma_c)/2)$ 是相对于动态坐标系的对数动骨架曲线。

由式(1)得到的函数关系式仍然不能满足试验 $\lambda - \gamma$ 关系,利用王志良等^[8]提出的“阻尼比退化系数”对式(1)进行修正:

$$\tau(r) = \begin{cases} \tau_c + K(\gamma_0) \cdot [2 \cdot g\left(\frac{\gamma - \gamma_c}{2}\right) - G_m \cdot (\gamma - \gamma_c)] + \\ G_m \cdot (\gamma - \gamma_c) & (|\gamma| \leq \gamma_m) \\ f(\gamma) & (|\gamma| > \gamma_m) \end{cases} \quad (2)$$

式中, $G_m = \frac{\pm\tau_m - \tau_c}{\pm\gamma_m - \gamma_c}$, $\gamma_0 = \left| \frac{\pm\gamma_m - \gamma_c}{2} \right|$, 当 γ 增大时取+, 当 γ 减小时取-, $K(\gamma_0)$ 为阻尼比退化系数。

1.2 应力-应变关系的经验函数式

为了详细简洁地表达出本文的思想, 取工程中常用的 $G(\gamma)$, $\lambda(\gamma)$ 公式拟合 $G/G_0 - \gamma$ 和 $\lambda - \gamma$ 关系:

$$G(\gamma) = \frac{1}{a + b\gamma}, \quad (3)$$

$$\lambda(\gamma) = \frac{\gamma}{a_1 + b_1\gamma}. \quad (4)$$

由对数骨架曲线的定义和 $f(\gamma)$ 曲线的对称规则得

$$f(\gamma) = \begin{cases} \frac{\ln\left(1 + \frac{b}{a}\gamma\right)}{b} & (\gamma > 0) \\ -\frac{\ln\left(1 - \frac{b}{a}\gamma\right)}{b} & (\gamma \leq 0) \end{cases}. \quad (5)$$

$g(\gamma')$ 取与 $f(\gamma)$ 相同的函数形式:

$$g(\gamma') = \begin{cases} \frac{\ln\left(1 + \frac{b'}{a'}\gamma'\right)}{b'} & (\gamma' > 0) \\ -\frac{\ln\left(1 - \frac{b'}{a'}\gamma'\right)}{b'} & (\gamma' \leq 0) \end{cases}. \quad (6)$$

根据上述假定可得以下两个条件式:

$$g'(0) = f'(0), \quad (7)$$

$$g\left(\pm\gamma_m - \frac{\pm\gamma_m + \gamma_c}{2}\right) + \frac{\pm\tau_m + \tau_c}{2} = f(\pm\gamma_m). \quad (8)$$

把式 (7), (8) 代入式 (5), (6) 得

$$a' = a, \quad (9)$$

其中, 参数 b' 可以通过牛顿迭代法求得。

根据阻尼比退化系数定义, 有

$$K(\gamma_0) = \frac{\lambda(\gamma_0)}{\eta(\gamma_0)} = \frac{\frac{\gamma_0}{a_1 + b_1\gamma_0}}{\frac{2}{\pi} \left(2 \int_0^{\gamma_0} f(\gamma) d\gamma - \tau_0 \gamma_0 \right) / \tau_0 \gamma_0}, \quad (10)$$

式中, $\eta(\gamma_0)$ 为相应于 Masing 卸载线的阻尼比。

将式 (5) 代入式 (10) 可推得

$$K(\gamma_0) = \frac{\pi b \gamma_0^2}{2(a_1 + b_1\gamma_0) \left[(2a + b\gamma_0) - 2b\gamma_0 / \ln(1 + b\gamma_0/a) \right]}. \quad (11)$$

由式 (11) 可知阻尼比退化系数除了与土的试验参数 (a , b , a_1 , b_1) 有关, 还与动态过程参数 γ_0 有关。由于骨架曲线的不同, 对数动骨架曲线和双曲动骨架曲线的阻尼比退化系数的计算公式也不一致。

由式 (3) ~ (11) 可得式 (2) 的完整形式:

$$\tau(r) = \begin{cases} \tau_c + K(\gamma_0) \cdot \left[\frac{\gamma - \gamma_c}{a + b' \cdot \left| \frac{\gamma - \gamma_c}{2} \right|} - \frac{\pm\tau_m - \tau_c}{\pm\gamma_m - \gamma_c} \cdot (\gamma - \gamma_c) \right] + \\ \frac{\pm\tau_m - \tau_c}{\pm\gamma_m - \gamma_c} \cdot (\gamma - \gamma_c) & (|\gamma| \leq \gamma_m) \\ \begin{cases} \ln\left(1 + \frac{b}{a}\gamma\right)/b & (\gamma > 0) \\ -\ln\left(1 - \frac{b}{a}\gamma\right)/b & (\gamma \leq 0) \end{cases} & (|\gamma| > \gamma_m) \end{cases}. \quad (12)$$

1.3 对数动骨架曲线和双曲动骨架曲线的对比

根据上述加卸载准则, 由 τ_m , γ_m 和 τ_c , γ_c , 通过式 (12) 可以确定动骨架曲线的具体形状与路由, 这一算法实现过程较为简单。图 1 是由本文对数动骨架本构和双曲动骨架本构得到的应力-应变关系曲线示意图。由图 1 可以看出, 变形较小时对数动骨架曲线的应力比李小军模型的应力偏大, 变形较大时对数动骨架曲线的应力比李小军模型的应力偏小。对数骨架曲线渐近线上升较缓慢, 随着应变的增大应力较双曲骨架曲线上升慢, 滞回圈较宽, 土体的非线性特性明显。

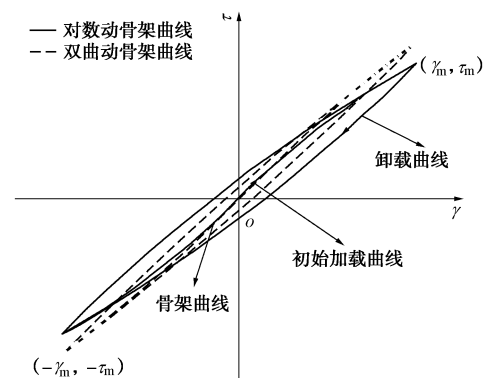


图1 对数动骨架本构与双曲动骨架本构的应力-应变关系

Fig. 1 Stress-strain curves of two dynamic skeleton constitutive models

2 基于对数动骨架本构地震反应的一维时域非线性分析方法

基于本文提出的对数动骨架本构, 建立了采用交叠网格时域一维土层非线性地震反应分析方法。假设, 总厚度为 h 的均匀水平成层土体覆盖于基岩均匀弹性半空间上, 坐标原点设置在自由地表, 坐标轴 z 竖直向下, 上覆岩土体介质运动状态满足土介质运动平衡方程:

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial \tau}{\partial z}, \quad (13)$$

运动状态满足约束条件:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad ; \quad (14)$$

初始条件为

$$\left. \begin{aligned} \tau(0, z) &= 0, \\ \gamma(0, z) &= 0, \\ \nu(0, z) &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

自由地表边界条件为

$$\tau(t, 0) = 0 \quad . \quad (16)$$

式中 $\nu(t, z)$ 为运动速度; $\tau(t, z), \gamma(t, z)$ 分别为剪应力和剪应变; $\gamma(t, z)$ 介质密度。

剪应力和剪应变之间的关系由本文提出的对数动骨架曲线确定:

$$\tau = \tau(\gamma) \quad . \quad (17)$$

本文采用交叠网格求解上述初边值问题^[14], 基于自由边界条件式(16), 运动平衡方程式(13)的中心差分离散形式为

$$\left. \begin{aligned} v_1^{p+1} &= v_1^p + \frac{\Delta t}{m_1} \tau_1^p, \\ v_n^{p+1} &= v_n^p + \frac{\Delta t}{m_n} (\tau_n^p - \tau_{n-1}^p) \quad (n=2, 3, \dots, N), \\ m_n &= \frac{1}{2} (\rho_n h_n + \rho_{n-1} h_{n-1}) \quad (n=2, 3, \dots, N), \\ m_1 &= \frac{1}{2} \rho_1 h_1. \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

运动约束条件式(14)的中心差分离散形式为

$$\gamma_n^{p+1} = \frac{\Delta t}{h_n} (v_{n+1}^{p+1} - v_n^{p+1}) + \gamma_n^p \quad (n=1, 2, 3, \dots, N) \quad . \quad (19)$$

对数动骨架曲线应力-应变本构关系式(17)可简单表示为

$$\tau_n^{p+1} = \tau(\gamma_n^{p+1}) \quad . \quad (20)$$

式(18)~(20)给出了每一层节点速度, 层间应力-应变关系的显式递推算法。

为了实现入射波由基岩传播到土层中, 将在基岩内建立一人工边界条件, 模拟入射波的传播过程。实现过程为: 按照单元离散准则, 在基岩内划分出3层, 在 $z = z_{N+1}$ 处设置人工边界, 则边界节点的递推公式:

$$v_{N+1}^{p+1} = v_N^p - v_{I,N}^p + v_{I,N+1}^{p+1} \quad , \quad (21)$$

式中, v_{N+1}^{p+1} 为人工边界节点在 $p+1$ 时刻的速度, v_N^p 为节点 N 在 p 时刻的速度, $v_{I,N}^p$ 为入射波在节点 N 在 p 时刻的速度, $v_{I,N+1}^{p+1}$ 为入射波在人工边界 $p+1$ 时刻的速度。

上述时域分析方法计算精度二阶, 是条件稳定的, 稳定性条件为

$$\Delta t \leq \min \left(\frac{h_n}{c_n} \right) \quad (n=1, 2, 3, \dots, N) \quad , \quad (22)$$

式中, c_n 为第 n 层介质的剪切波波速, h_n 为其层厚,

$$h_n \leq \left(\frac{1}{6} \sim \frac{1}{10} \right) T_{\min} c_n \quad , \quad (23)$$

T_{\min} 为具有工程意义的输入波动的最短周期。

以 Microsoft Visual C++ 6.0 为开发平台, 基于上述一维土层时域非线性地震反应方法自行编制了一维土层地震反应分析程序 Soilresp1D。依据给定的输入地震动, 利用该程序可计算场地土层在任一深度位置的地震反应。

3 一维土层场地非线性地震反应对比分析

利用程序 Soilresp1D 对不同类型场地进行一维土层非线性地震反应分析, 通过与双曲动骨架本构及等效线性化方法计算结果及实测数据对比, 验证本文本构和一维土层非线性地震反应分析的合理性和动骨架本构改进效果。

数值分析中输入地震动时程如图 2(a) 所示, 其峰值加速度为 2.02 m/s^2 , 截止频率 15 Hz , 离散时间步距为 0.02 s , 按照时域非线性分析方法稳定性的要求, 各模型计算时间步距确定为 0.0025 s 。通过对输入地震动时程进行插值, 使其满足计算时步的要求。

3.1 模型一: 薄覆盖层场地

场地覆盖层厚度 8.5 m , 分别为回填土和碎石土, 表 1 给出了计算模型参数, 表 2 列出了不同土体动力剪切非线性特性参数。由输入地震动截止频率并依据式(25)确定了各分层土的计算厚度, 据此对计算模型进行了离散, 底边界设置为人工边界, 地震动由此输入。

表 1 薄覆盖层场地计算模型

Table 1 Model for thin overburden sites

土类号	土层名称	深度 /m	层厚 /m	剪切波速 /($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	密度 /($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)
1	回填土	6.2	6.2	134	1.76
2	碎石土	8.5	2.3	294	2.15
3	计算基底	—	—	511	2.65

分别采用基于对数动骨架本构和双曲动骨架本构的一维土层时域非线性地震反应分析方法得到了地表加速度峰值及归一化反应谱(阻尼比 5%), 如图 2(b) 所示。对数动骨架本构式(3), (4) 中的系数由表 2 给出的剪切模量、阻尼比与剪切应变试验数据拟合得到。为对比分析, 图 2(b) 中亦给出了等效线性化方法计算结果。结果表明, 基于对数动骨架本构、双曲动骨架本构的土层时域非线性地震反应分析得到的地

表 2 土体动力剪切非线性特性参数
Table 2 Nonlinear characteristic parameters of dynamic shear of soils

土层	参数	剪应变/(10 ⁻⁴)							
		0.05	0.1	0.5	1	5	10	50	100
填土	G/G_{\max}	0.96	0.95	0.8	0.7	0.3	0.2	0.15	0.1
	ζ	0.025	0.028	0.03	0.035	0.08	0.1	0.11	0.12
碎石	G/G_{\max}	0.965	0.935	0.775	0.66	0.3	0.25	0.105	0.09
	ζ	0.006	0.01	0.03	0.045	0.088	0.103	0.124	0.13
基岩	G/G_{\max}	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	ζ	0.004	0.008	0.01	0.015	0.021	0.03	0.036	0.046

面加速度峰值分别为 1.52, 1.69 m/s², 等效线性化方法计算得到的地面加速度峰值为 3.71 m/s², 其中等效线性化方法峰值加速度最大, 对数动骨架本构峰值加速度最小。由图 2 (b) 可以看出, 两种动骨架本构的地震反应计算结果除 0.08~0.09, 0.18~0.3 s 周期范围内有一定差异, 其余相近、变化趋势基本一致, 但与等效线性化计算结果差异较明显。相对于等效线性化方法归一化加速度反应谱, 两动骨架本构的归一化反应谱偏大, 且长周期段(>0.7 s)反应谱放大效应更明显。由此可知, 基于时域非线性方法得到的薄覆盖土层场地地震反应峰值较小, 特征周期较大, 比等效线性化方法结果更合理。

计算中亦输出了相应层位的应力应变反应, 以分析对数动骨架本构和双曲动骨架本构的应力-应变关系差异。图 2 (c), (d) 分别给出了对数动骨架本构和双曲动骨架本构计算得到的第 4 层回填土层的应力-应变曲线, 可以看出对数动骨架曲线的滞回圈比双曲动骨架曲线的滞回圈饱满。结果表明, 对数动骨架本构在计算薄覆盖层场地的地震反应时能较好地体现土体土体的塑性变形。因此, 对数动骨架本构的应力-应变关系能较好地刻画土体的非线性特征。

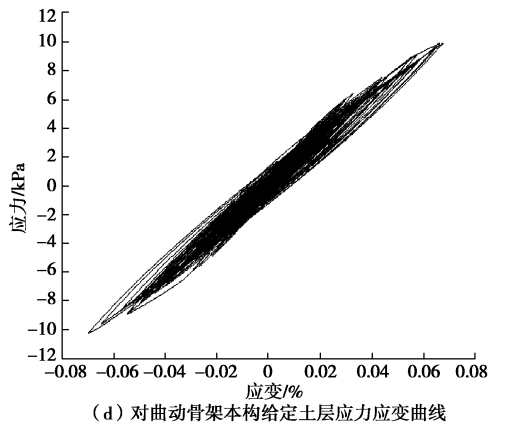
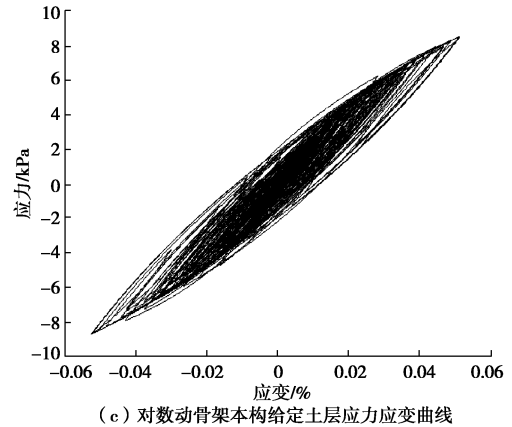
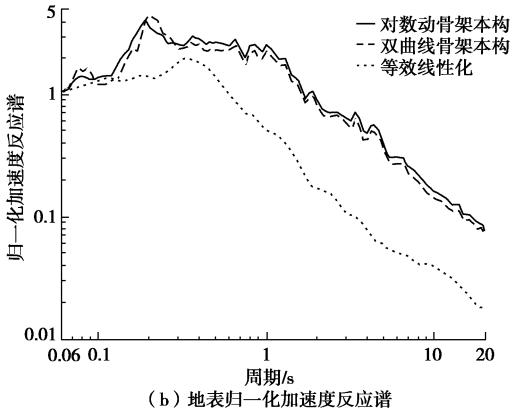
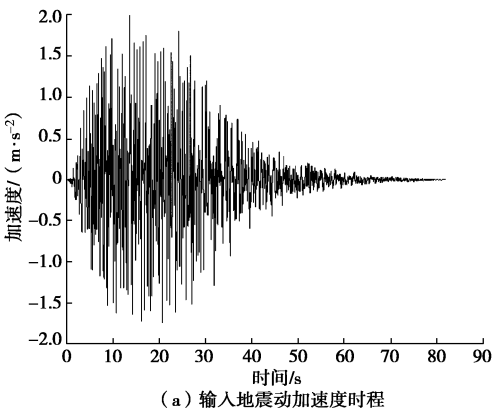


图 2 模型一输入地震动时程和两种动骨架本构的场地地震反应
Fig. 2 Time-history curves of input ground motion and seismic responses of two dynamic skeleton constitutive models for thin overburden sites

3.2 模型二：软弱场地

以一软弱场地为例, 采用本文方法进行了地震反应分析, 进一步验证了本文对数动本构模型计算结果的可靠性。该场地分析模型覆盖层厚度 27.2 m, 由淤泥质黏土、粉质黏土等 10 种软黏性土组成, 图 3 (a) 给出了模型剪切波速随深度变化趋势, 图 3 (b), (c) 分别为不同土体对应的剪切模量比、阻尼比与剪应变水平的关系曲线。由输入地震动(图 2 (a))截止频率并依据式 (25) 确定了各分层土的计算厚度。据此

对计算模型进行了离散,基岩底边界为人工边界并由此输入地震动。

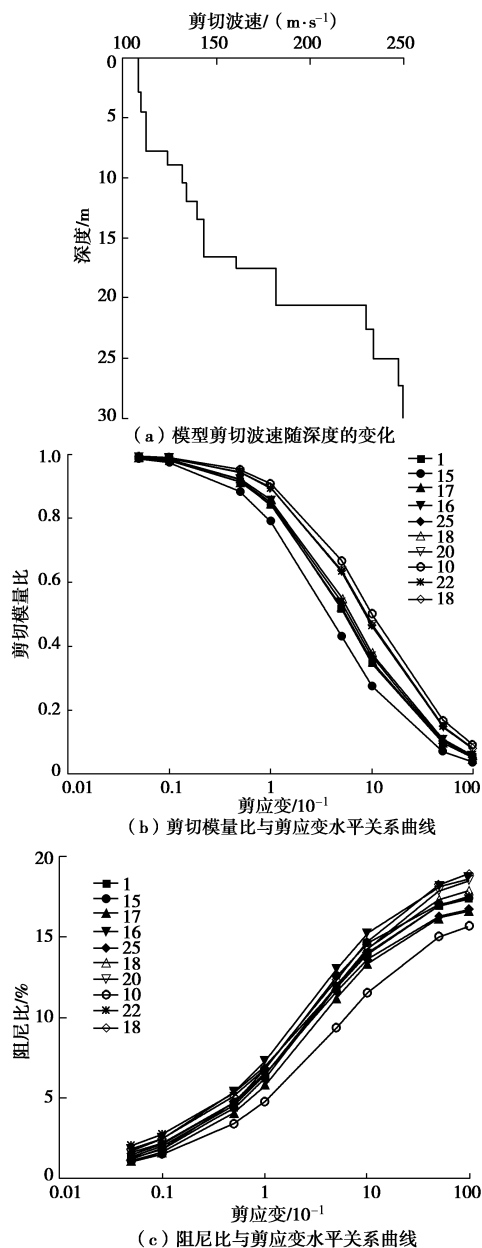


图3 模型二土体相关参数

Fig. 3 Related parameters of soils for soft-soil layer sites

淤泥质粉质黏土是不良的软弱土体,抗剪能力较差,在地震动作用下土层变形大,且产生较大的塑性变形。分别采用基于对数动骨架本构和双曲动骨架本构的一维土层时域非线性地震反应分析方法得到了地表地震加速度反应,亦给出了等效线性化方法计算结果,如图4(a)所示。结果显示,对数动骨架本构、双曲动骨架本构的土层时域非线性地震反应分析得到的地面加速度峰值分别为2.88, 2.74 m/s^2 ,等效线性化方法得到的地面加速度峰值1.59 m/s^2 ,其中等效线性化方法峰值最小,对数动骨架本构的峰值最大。图4(a)结果表明,两种动骨架本构的地震反应计算结果除0.2 s周期内有一定差异,其余相近,变化趋势基

本一致,但与等效线性化方法计算结果在短周期和长周期段差异较明显。相对于等效线性化方法归一化加速度反应谱,两动骨架本构在小于0.2 s、大于3 s周期范围的反应谱偏大,其余周期段反应谱偏小,中频段地震动计算值较等效线性结果小,无放大现象。不难看出,基于两动骨架本构得到的软弱场地地震反应峰值较大,特征周期较小,比等效线性化方法结果更合理。

图4(b), (c)分别给出了对数动骨架本构和双曲动骨架本构计算得到的淤泥质土层的应力-应变曲线,可以看出两者形状基本相似,但对数动骨架本构的土体应力-应变反应比双曲动骨架本构大,塑性变形明显。与模型一薄覆盖层场地计算结果对比可知,软弱土层的塑性变形显著,这与实际软弱场地所表现的非线性特征一致,进一步验证了对数动骨架本构应力-应变关系的合理性。

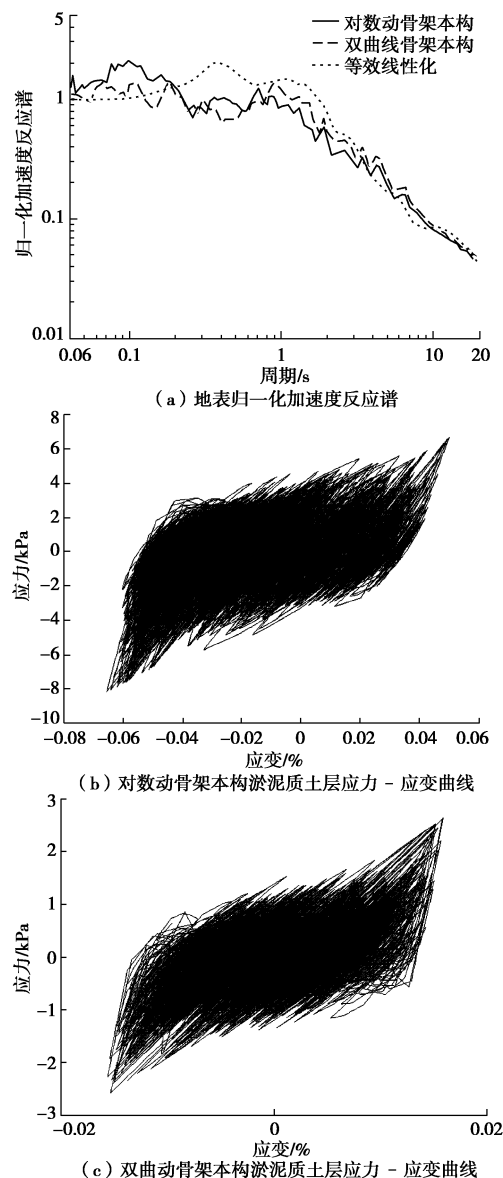


图4 模型二两种动骨架本构的场地地震反应

Fig. 4 Seismic responses of two dynamic skeleton constitutive models for soft-soil layer sites

3.3 模型三：Eureka Canyon Road 场地

此外, 本文以美国加州 Corralitos 地区的 Eureka Canyon Road 场地影响观测台阵的场地资料为基础, 建立了一维土层地震反应分析模型, 输入地震动为地表下 33 m 处获取的强震动加速度记录 (如图 5 所示, 峰值加速度为 0.75g)。采用本文对数动骨架本构的时域方法计算得到了分析模型场地地表加速度反应, 与地表观测记录对比, 再次验证了本文对数动骨架模型的可靠性。该模型场地覆盖层厚度 33 m, 由黏土组成, 分析模型相关参数如表 3 所示。

表 3 Eureka Canyon Road 场地分析模型

Table 3 Model for Eureka Canyon Road site

土类	厚度 /m	密度 /(t·m ⁻³)	v_s /(m·s ⁻¹)	a_0 /(10 ⁻⁷)	b_0 /(10 ⁻⁴)	a_1 /(10 ⁻³)	b_1
3	5.5	1.68	383	4.05	6.19	3.73	4.3
3	7.5	1.68	585	1.74	2.65	3.73	4.3
3	10.0	1.68	410	3.54	5.40	3.73	4.3
3	4.5	1.68	683	1.27	1.95	3.73	4.3
1	5.5	1.92	719	1.00	1.72	7.18	3.7

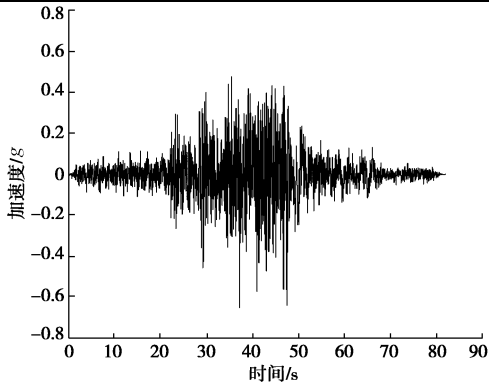


图 5 实测基岩地震动加速度时程

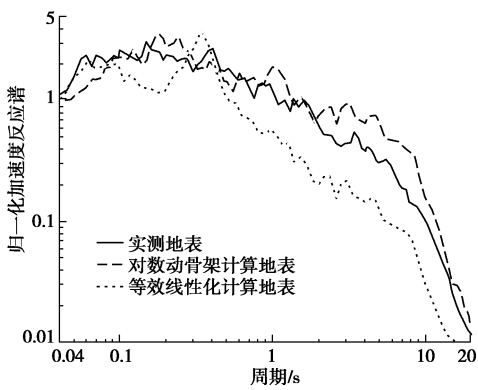
Fig. 5 Time-history curves of measured bedrock acceleration

由表 3 可以看出, 分析模型主要由基岩与黏土组成, 属于中硬场地。以基岩地震动加速度为输入, 采用基于对数动骨架本构的土层时域非线性地震反应分析方法得到了地表加速度反应, 并与地表观测强震动加速度记录对比, 如图 6 (a) 所示。结果显示, 对数动骨架本构方法和等效线性化方法得到的地面加速度峰值分别为 0.81g, 0.82g, 实测值 0.72g, 对数动骨架本构方法得到加速度峰值与实测值误差为 12.5%。

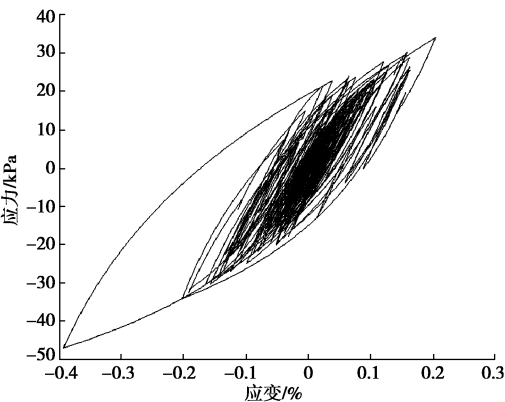
图 6 (a) 所示结果表明, 基于对数动骨架本构的数值分析归一化地表加速度反应谱在 1 s 周期范围内与实测结果相近。1 s 以上的长周期归一化反应谱较实测结果偏大, 但其变化趋势相似。如图所示, 等效线性化结果在中频段地震动计算值有明显的放大现象 (通常被视为“共振”效应), 基于对数动骨架本构的数值分析结果与实测结果一致, 无“共振”效应, 其计算结果较等效线性化结果理想。

图 6 (b) 示出了黏土层第 4 层的应力 - 应变曲线, 不难看出, 基于本文本构得到的应力 - 应变曲线呈梭

型, 塑性变形明显, 滞回曲线较符合实际。可见对数动骨架本构应力 - 应变关系符合土体非线性特征, 用于一维土层场地非线性地震反应分析可行, 且结果可靠。



(a) 地表归一化加速度反应谱



(b) 对数动骨架本构淤泥质土层应力 - 应变曲线

图 6 对数动骨架本构在 Eureka Canyon Road 场地地震反应与实测数据比较

Fig. 6 Comparison between responses calculated by logarithmic constitutive model and measured data of Eureka Canyon Road site

4 结 论

对数动骨架本构从对数骨架曲线 $f(\gamma)$ 出发, 参照“Masing 法则”中的二倍法则和对数动骨架曲线的基本假定, 以加卸载转折点应力应变为参考应力应变点建立了对数动骨架本构基本表达式, 引入滞回阻尼比系数, 得到新的滞回阻尼比系数计算公式。对数骨架曲线渐近线上升较缓慢, 随着应变的增大应力较双曲骨架曲线上升缓慢, 滞回圈较宽, 解决了双曲动骨架本构在土层时域非线性地震反应分析中土体非线性特性不明显的问题。本文采用交叠网格一维土层时域地震反应分析方法, 实现了基于对数动骨架本构的时域土层非线性地震反应分析。本文方法在应用于土层地震反应分析时, 与等效线性化方法所需参数 (密度、波速、厚度、 $G/G_0 - \gamma$ 和 $\lambda - \gamma$ 曲线) 相同, 易通过试验获取。

本文通过不同类型场地一维非线性地震反应分析, 与双曲动骨架本构及等效线性化方法计算结果及

观测结果对比,验证了基于对数动骨架本构的一维土层非线性地震反应分析的合理性及对数动骨架本构体现的土体非线性效应的可靠性,主要特征概述如下:

(1) 薄覆盖层场地时域非线性地震反应结果显示,基于两动骨架本构得到的地震反应峰值较小,特征周期较大,比等效线性化方法结果更合理。对数动骨架本构较双曲动骨架本构更能体现土体的阻尼效应,表现为滞回圈较饱满,由于骨架渐近线上升较缓,塑性变形较双曲动骨架本构明显。

(2) 软弱场地非线性地震反应结果表明,基于两动骨架本构得到的软弱场地地震反应峰值较大、特征周期较小,比等效线性化方法结果更合理。对数动骨架本构的土体应力-应变反应比双曲动骨架本构大,塑性变形明显。

(3) 场地影响观测台阵 Eureka Canyon Road 分析模型数值结果显示,对数动骨架本构方法得到的地面加速度峰值与实测值误差为 12.5%,地表加速度反应谱在 1 s 周期范围内与实测结果相近,基于对数动骨架本构的数值分析结果在中频段无“共振”效应,其计算结果较等效线性化结果理想。

(4) 与等效线性化方法及双曲动骨架本构计算结果对比,对数动骨架本构应力-应变关系能较好的刻画土体非线性特征,用于一维土层场地非线性地震反应分析可行,且结果可靠。

参考文献:

- [1] 荣棉水, 卢滔, 李小军. 一种基于动态骨架曲线的土层时域积分方法及其验证[J]. 应用基础与工程科学学报, 2013, 21(1): 79 - 89. (RONG Mian-shui, LU Tao, LI Xiao-jun. A direct time-domain integral method based on dynamic skeleton curve constitutive model and its verification[J]. Journal of Basic Science And Engineering, 2013, 21(1): 79 - 89. (in Chinese))
- [2] GUANG Y, ANDERSON J G, SIDDHATHEN R. On the characteristics of nonlinear soil response[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1993, 83(1): 218 - 244.
- [3] HUANG H C, SHIEH C S, CHIU H C. Linear and nonlinear behavior of soft soil layers using Lotung downhole array in Taiwan[J]. Terrestrial, Atmospheric and Oceanic Sciences, 2001, 12(3): 503 - 524.
- [4] 李小军. 非线性土层地震反应分析的一种方法[J]. 华南地震, 1992, 12(4): 1 - 8. (LI Xiao-jun. A method to analyzing seismic response of nonlinear soil layers[J]. South China Journal of Seismology, 1992, 12(4): 1 - 8. (in Chinese))
- [5] MASING G. Eigenspannungen und verfestigung beim messung[C]// Proceedings of Second International Congress of Applied Mechanics, 1926, Zurich: 332 - 335. (MASING G. Intrinsic stresses and solidification in the brass[C]// Proceedings of Second International Congress of Applied Mechanics, 1926, Zurich: 332 - 335. (in Germany))
- [6] NEWMARK N M, ROSENBLUETH E. Fundamentals of Earthquake Engineering[M]. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1971.
- [7] PYKE R M. Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1979, 105(6): 715 - 726.
- [8] 王志良, 韩清宇. 黏弹塑性土层地震反应的波动分析法[J]. 地震工程与工程学报, 1981, 1(1): 117 - 137. (WANG Zhi-liang, HAN Qing-yu. Analysis of wave propagation for the site seismic response, using the visco-elastoplastic model[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1981, 1(1): 117 - 137. (in Chinese))
- [9] MARTIN P P, SEED H B. One-dimensional dynamic ground response analyses[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1982, 108(7): 935 - 952.
- [10] 赵丁凤, 阮滨, 陈国兴. 基于 Davidenkov 骨架曲线模型的修正不规则加卸载准则与等效剪应变算法及其验证[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(5): 888 - 895. (ZHAO Ding-feng, RUAN Bing, CHEN Guo-xing. Validation of the modified irregular loading-unloading rules based on Davidenkov skeleton curve and its equivalent shear strain algorithm implemented in ABAQUS[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(5): 888 - 895. (in Chinese))
- [11] 李小军. 土的动力本构关系的一种简单函数表达式[J]. 岩土工程学报, 1992, 14(5): 90 - 94. (LI Xiao-jun. A simple functional formula of dynamic constitutive models of saturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, 14(5): 90 - 94. (in Chinese))
- [12] 李小军, 廖振鹏, 张克绪. 考虑阻尼拟合的动态骨架曲线函数式[J]. 地震工程与工程振动, 1994, 14(1): 30 - 35. (LI Xiao-jun, LIAO Zhen-peng, ZHANG Ke-xu. A functional formula of dynamic skeleton curve taking account of damping effect[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1994, 14(1): 30 - 35. (in Chinese))
- [13] 卢滔, 周正华, 霍敬妍. 土层非线性地震反应一维时域分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(8): 2170 - 2176. (LU Tao, ZHOU Zheng-hua, HUO Jing-yan. 1D nonlinear seismic response analysis of soil layers in time domain[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(8): 2170 - 2176. (in Chinese))
- [14] 廖振鹏. 工程波动理论导论[M]. 2 版. 北京: 科学出版社, 2002: 62 - 63. (LIAO Zhen-peng. Introduction to Wave Motion Theories in Engineering[M]. 2nd ed. Beijing: Science Press, 2002: 62 - 63. (in Chinese))