

DOI: 10.11779/CJGE201802011

地下结构动土压力简化计算方法研究

蒋录珍¹, 陈 隽², 李 杰², 陈艳华³

(1. 河北科技大学建筑工程学院, 河北 石家庄 050018; 2. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092;
3. 华北理工大学建筑工程学院, 河北 唐山 063009)

摘要: 基于波动力学理论, 考虑土-结构动力相互作用、土介质特性及地震波的传播特性, 提出了地震作用下地下结构的动土压力简化抗震设计方法。首先, 将土-地下结构体系简化为单自由度的质量-弹簧-阻尼体系。其次, 通过建立该体系的波动方程, 并进行求解, 将自由场响应换算为作用在结构上一点的动土压力, 并结合结构周围土体的自由场响应分布特征, 可得整个结构上的动土压力分布。最后, 以振动台试验结果为基础进行了简化方法的验证, 得出本文提出方法能够与试验结果吻合很好。该方法具有概念明确、计算简便、计算效率和精度高等特点, 能够求解各类地下结构的地震反应, 为地下结构的抗震设计提供了一种简单、实用的工具。

关键词: 动土压力法; 地下结构; 土-结构相互作用; 抗震设计; 单自由度模型

中图分类号: TU435 文献识别码: A 文章编号: 1000-4548(2018)02-0305-08

作者简介: 蒋录珍(1980-), 女, 博士, 副教授, 主要从事地下生命线工程防灾减灾研究。E-mail: jiangluzhen@163.com。

Dynamic soil pressure method for underground structures

JIANG Lu-zhen¹, CHEN Jun², LI Jie², CHEN Yan-hua³

(1. School of Civil Engineering, Hebei University of Science and Technology, Shijiazhuang 050018, China; 2. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. College of Civil and Architectural Engineering, North China University of Science and Technology, Tangshan 063009, China)

Abstract: Based on the wave mechanics, a dynamic soil pressure method for underground structures under shear wave vibration is proposed. Firstly, taking soil-structure interaction, soil properties and wave propagation characteristics into consideration, the soil-structure system is simplified into a single DOF of mass-spring-damp system. Then the wave equations are established and solved, and the dynamic soil pressure induced by ground shaking at one point of underground structures is obtained by combining the free field response results. Finally, the shaking table test data are used to verify the method. The proposed method has the properties of clear concept, simple calculation, high efficiency and high-accuracy, and therefore, it can provide a simple and practical tool for the seismic design of underground structures.

Key words: dynamic soil pressure method; underground structure; soil-structure interaction; earthquake; SDOF dynamic model

0 引言

随着城市地下空间的大规模开发利用, 地铁、地下综合管廊、地下商场等大量兴建。从以往人们认为地下结构具有较好的抗震性能, 到 1995 年阪神地震后, 地下结构的严重震害, 此后, 地下结构的抗震研究逐渐受到国内外学者的重视。

地下结构抗震分析多采用有限元动力时程分析方法, 但该方法相对较复杂, 工程应用困难, 因而, 提出一种地下结构的抗震设计简化方法更为实用。目前, 较精确的简化计算方法主要有改进的反应位移法^[1-2], 反应加速度法^[3-4], 地下结构 Pushover 分析法^[5], 等代荷载法^[6]等。

地震动土压力是地下结构在地震中承受的主要荷载之一。分析地震作用下地下结构的动土压力大小和分布形式对地下结构抗震研究具有重要作用。对于地震动土压力对地下结构地震响应的影响, 目前的研究以有限元方法^[7-10]为主。而地下结构在地震作用下的动土压力简化计算方法主要沿用挡土墙动土压力计算方法, 如王文沛等^[11]结合物部·冈部公式和谢家杰理论提出的方法。由于挡土墙结构与埋置地下结构的结构形式差异较大, 已有研究表明^[12]以 M-O 法为基础的

基金项目: 国家自然科学基金项目(51308182, 51378172); 河北省自然科学基金项目(E2014208143, E2014209089)

收稿日期: 2016-11-17

*通讯作者 (E-mail: cejchen@mail.tongji.edu.cn)

挡土墙动土压力方法不适用于埋置地下结构。张嘎等^[13-14]提出的一维简化方法,但由于该模型中结构假定位于刚性基岩上,模型存在一定局限性。梁建文等^[15-16]采用间接边界元方法,对地下隧道横向和轴向地震动土压力作用进行了分析。本文基于波动力学理论,借鉴挡土墙动土压力计算方法,将土-地下结构体系简化为质量-弹簧-阻尼体系,建立并求解波动方法,将结构上的地震作用转化为动土压力,提出一种工程实用简化计算模型,并用振动台试验结果验证了简化模型的有效性。

1 简化模型

1.1 基本假定

本文以文献[17, 18]模型为基础,结合笔者研究提出了一类适合浅埋地下结构动土压力计算模型,可用于地下结构的工程实用设计之中。

对于土-地下结构相互作用体系,可以引入如下假定进行简化:①仅考虑水平地震加速度;②土体和结构均为均匀线弹性介质;③结构刚性;④不考虑结构上部土体的惯性力影响。

对于假定④,将在后续分析中进行讨论。

基于以上假定,可将土-结构体系简化为如图1所示体系,即结构考虑为刚性,由基岩传播到结构底部的地震波通过地基阻抗 K_n 表示,体系考虑为平面应变问题,作用在土体中的荷载可等效为均布于结构侧面的体力 $\rho\ddot{x}_g(t)$ 。

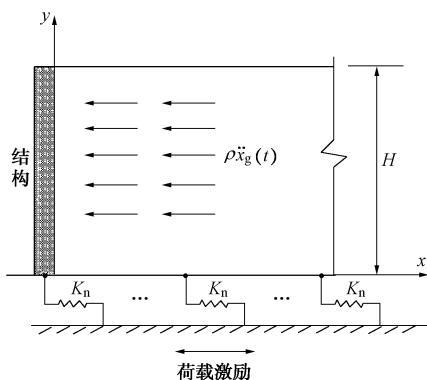


图1 土-结构简化体系

Fig. 1 Simplified soil-structure system

1.2 简化模型的提出

依据以上假定,可将结构与周围土体简化为如图2所示的单自由度模型,其动力方程可表示为

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + (K + K_n)x = F(t) - M\ddot{x}_g \quad (1)$$

式中, M 、 C 、 K 、 K_n 分别为土体等效质量系数、土体阻尼系数、土体刚度系数和地基阻抗, $F(t)$ 为等效

外荷载。

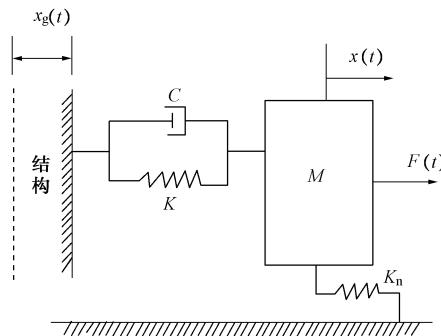


图2 动土压力简化模型

Fig. 2 Simplified dynamic soil pressure model

为研究式(1)中的基本参数,需要利用图1所示的简化体系建立波动方程,通过求解波动方程来确定式(1)中各参数的取值。

1.3 波动方程的建立与求解

(1) 基本方程

考察图1所示情况,土体介质运动方程可写为

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial \xi} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \eta} = \rho H \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \rho H \ddot{x}_g(t) + K_n H u(\xi, \eta, t) \quad (2)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial \eta} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \xi} = \rho H \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (3)$$

式中 σ_x 和 σ_y 分别为任意点任意时刻 x 向和 y 向的法向应力; u 和 v 为相对于边界的位移; τ_{xy} 为 $x-y$ 平面上剪应力; H 为结构高度; ρ 为土体材料密度; ξ 和 η 为无量纲坐标,分别定义为 $\xi = x/H$ 和 $\eta = y/H$ 。

对于二维平面应变单元,应力与位移关系为

$$\sigma_x = (\lambda^* + 2G^*) \frac{1}{H} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \lambda^* \frac{1}{H} \frac{\partial v}{\partial \eta} \quad (4)$$

$$\tau_{xy} = G^* \frac{1}{H} \left(\frac{\partial u}{\partial \eta} + \frac{\partial v}{\partial \xi} \right) \quad (5)$$

$$\sigma_y = (\lambda^* + 2G^*) \frac{1}{H} \frac{\partial v}{\partial \eta} + \lambda^* \frac{1}{H} \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (6)$$

式中, G^* 和 λ^* 为复拉梅常量, 定义为 $G^* = G(1+i\delta)$, $\lambda^* = 2vG^*/(1-2v)$ 。

这里假定介质中不产生竖向应力,因此,由式(6)可得

$$\frac{\partial v}{\partial \eta} = -\frac{\lambda^*}{\lambda^* + 2G^*} \frac{\partial u}{\partial \xi} = -\frac{v}{1-v} \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (7)$$

将式(7)代入式(4),得

$$\sigma_x = \psi_0^2 G^* \frac{1}{H} \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (8)$$

其中, $\psi_0 = \sqrt{2/(1-v)}$ 。

将式(4)、(5)、(7)、(8)代入式(2),则 x 向平衡方程可表示为

$$\begin{aligned} \psi_0^2 G^* \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} + G^* \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} - \rho H^2 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - K_n H^2 u(\xi, \eta, t) \\ = \rho H^2 \ddot{x}_g(t) \quad . \end{aligned} \quad (9)$$

引入如下边界条件, 可求解式(9)得

$$u|_{\xi=0}=0 \quad . \quad (10)$$

确定 u 后, 法向应力可由式(8)求得。竖向位移 v 可根据式(7)引入如下边界条件求得

$$v|_{\eta=0}=0 \quad . \quad (11)$$

剪应力 τ_{xy} 可由式(5)求得。

(2) 波动方程求解

a) 水平位移

对于简谐激励输入情况:

$$\ddot{x}_g(t) = \ddot{X}_g e^{i\omega t} \quad , \quad (12)$$

相应的土体位移 $u(\xi, \eta, t)$ 可表示为

$$u(\xi, \eta, t) = U(\xi, \eta) e^{i\omega t} \quad . \quad (13)$$

式中 \ddot{X}_g 为输入加速度的幅值; ω 为激励及响应的圆频率; $U(\xi, \eta)$ 为相对位移 ξ 和 η 的复合函数。

函数 $U(\xi, \eta)$ 可表示为土体介质自振模态的线性组合, 即

$$U(\xi, \eta) = \sum_{n=1}^{\infty} U_n(\xi) e^{-i s_n H \eta} \quad ; \quad (14)$$

式中, $s_n = \omega_n / V_s$, $V_s = \sqrt{G/\rho}$ 为介质的剪切波速, $\omega_n = n\pi/2$ 为悬臂剪切梁介质的 n 阶固有圆频率。

将式(13)代入式(9), 并利用式(13)、(14), \ddot{X}_g 可扩展为

$$\ddot{X}_g = \ddot{X}_g \sum_{n=1}^{\infty} e^{-i s_n H \eta} \quad . \quad (15)$$

U_n 必须满足如下常微分方程:

$$\frac{d^2 U_n}{d \xi^2} - \left(\frac{s_n H}{\psi_0} \right)^2 A_n U_n = \frac{\rho \ddot{X}_g H^2}{\psi_0^2 G^*} \quad , \quad (16)$$

其中, $A_n = 1 - \frac{\phi_n^2 - 1}{1 + i\delta}$, $\phi_n = \frac{\omega}{\omega_n}$ 。

式(16)的通解 U_n^h 为

$$U_n^h(\xi) = A_n e^{-\alpha_n \xi} + B_n e^{\alpha_n \xi} \quad , \quad (17)$$

式中, A_n 和 B_n 为积分常量, α_n 为(16)中系数 U_n 的平方根, 可表示为

$$\alpha_n = \frac{s_n H}{\psi_0} (a_n + i b_n) = c_n + i d_n \quad . \quad (18)$$

这里 a_n 和 b_n 为无量纲正实数, 定义为 $a_n = \sqrt{|A_n|} \cos \theta_n$, $b_n = \sqrt{|A_n|} \sin \theta_n$ 。 θ_n 为 $[0, 2\pi]$ 内的相位角, 定义为 $\theta_n = \frac{1}{2} \arg A_n = \frac{1}{2} \arctan \frac{\delta \phi_n^2 - \delta}{2 + \delta^2 - \phi_n^2}$ 。

考虑式(17)右侧项极限情况, 当 n 无限增大时, 该项趋于无穷, 响应为无穷大, 因此积分常量 B_n 必须

为零。

式(16)的一个特解 $U_n^p(\xi)$ 可表示为

$$U_n^p(\xi) = -\frac{\ddot{X}_g}{\omega_n^2} \frac{1}{2 - \phi_n^2 + i\delta} \quad , \quad (19)$$

则其通解为

$$U_n(\xi) = A_n e^{-\alpha_n \xi} - \frac{\ddot{X}_g}{\omega_n^2} \frac{1}{2 - \phi_n^2 + i\delta} \quad , \quad (20)$$

积分常量 A_n 可由式(10)中边界条件确定。

确定 A_n 后, 将其代入式(14), 可得相对位移幅值表达式:

$$U_n(\xi, \eta) = \ddot{X}_g \sum_{n=1}^{\infty} \frac{e^{-(c_n + id_n)\xi} - 1}{\omega_n^2 (2 - \phi_n^2 + i\delta)} e^{-i s_n H \eta} \quad . \quad (21)$$

对于无阻尼纯弹性介质, 式(21)变为

$$U_n(\xi, \eta) = \ddot{X}_g \sum_{n=1}^{\infty} \frac{e^{-(s_n H / \psi_0) \sqrt{2 - \phi_n^2} \xi} - 1}{\omega_n^2 (2 - \phi_n^2)} e^{-i s_n H \eta} \quad . \quad (22)$$

b) 竖向位移

将式(21)代入式(7), 对 η 积分, 并满足边界条件(11), 竖向位移可表示为

$$v(\xi, \eta, t) = V(\xi, \eta) e^{i\omega t} \quad . \quad (23)$$

其中,

$$V(\xi, \eta) = \psi_v \ddot{X}_g \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-(b_n - i a_n)}{\omega_n^2 (2 - \phi_n^2 + i\delta)} (e^{-i s_n H \eta} - 1) \quad . \quad (24)$$

令 $\psi_e = v/(1-v)$, 则

$$\psi_v = \frac{\psi_e}{\psi_0} = \frac{\sqrt{2}\nu}{(1-\nu)^{3/2}} \quad . \quad (25)$$

c) 法向应力和剪应力

法向应力和剪应力可分别表示为

$$\sigma_x(\xi, \eta, t) = \sigma(\xi, \eta) e^{i\omega t} \quad , \quad (26)$$

$$\tau_{xy}(\xi, \eta, t) = \tau(\xi, \eta) e^{i\omega t} \quad . \quad (27)$$

将式(21)代入式(8), 式(21)、(24)代入式(5), 可得法向应力和剪应力的复数幅值:

$$\sigma(\xi, \eta) = -\psi_0 \rho V_s \ddot{X}_g (1 + i\delta) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(a_n + i b_n) e^{-(c_n + id_n)\xi}}{\omega_n (2 - \phi_n^2 + i\delta)} e^{-i s_n H \eta} \quad . \quad (28)$$

而

$$\begin{aligned} \tau(\xi, \eta) = \rho V_s \ddot{X}_g \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-i}{\omega_n} \left[\frac{1 + i\delta}{2 - \phi_n^2 + i\delta} (e^{-(c_n + id_n)\xi} - 1) e^{-i s_n H \eta} + \right. \\ \left. \psi_e e^{-(c_n + id_n)\xi} (e^{-i s_n H \eta} - 1) \right] \quad . \end{aligned} \quad (29)$$

对于 $\xi = 0$, 即位于土-结构接触面上的点, 式(29)中求和号中前一部分消去, 第二部分中 ξ 指数项变为 1, 剪应力 τ , 如同式(24)定义的位移为非零项, 且与泊松比 ν 有关。因此, 接触条件既非光滑也非完全

绑定, 而是介于二者之间。

d) 墙上土压力和外力

将式(28)中指数项消去, 可求得墙上动土应力幅值 $\sigma_w(\eta)$ 。事实上, 这样的结果还可以进一步简化, 注意到

$$\alpha_n = \frac{s_n H}{\psi_0} \sqrt{\Lambda_n} = \frac{s_n H}{\psi_0} (a_n + i b_n) \quad . \quad (30)$$

利用 Λ_n 表达式, 则 $a_n + i b_n = \sqrt{1 - \frac{\phi_n^2 - 1}{1 + i \delta}}$ 。

$\sigma_w(\eta)$ 可表示为

$$\sigma_w(\eta) = -\psi_0 \rho V_s \ddot{X}_g \sqrt{1 + i \delta} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\omega_n} \frac{1}{\sqrt{2 - \phi_n^2 + i \delta}} e^{-i s_n H \eta} \quad . \quad (31)$$

如此, 便得到了墙上土应力幅值。作用于结构上的合力幅值或基底单位长度的剪力 Q_b , 以及相应的弯矩 M_b 可以通过积分求得

$$Q_b = \int_0^1 \sigma_w(\eta) H d\eta \\ = -\psi_0 G \ddot{X}_g \sqrt{1 + i \delta} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{i}{\omega_n^2} \frac{1}{\sqrt{2 - \phi_n^2 + i \delta}} (e^{-i s_n H} - 1), \quad (32)$$

$$M_b = \int_0^1 \sigma_w(\eta) H^2 \eta d\eta \\ = -\psi_0 \rho V_s \ddot{X}_g \sqrt{1 + i \delta} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\omega_n} \frac{1}{\sqrt{2 - \phi_n^2 + i \delta}} \left[\frac{i H}{s_n} e^{-i s_n H} + \frac{1}{s_n^2} (e^{-i s_n H} - 1) \right], \quad (33)$$

式中, 负号表示由墙体产生的压力。

(3) 模型参数 M , C , K 的确定

简谐激励下无阻尼体系, $\phi_n \rightarrow 0$, 其最大土应力位于结构的顶部, 可表示为

$$(\sigma_w)_{\max} = -\frac{1}{\sqrt{2}} \psi_0 \rho V_s \ddot{X}_g \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\omega_n} \cos(s_n H) \quad . \quad (34)$$

最大剪力和弯矩出现在结构底部, 计算表达式为

$$(Q_b)_{\max} = -\frac{1}{\sqrt{2}} \psi_0 G \ddot{X}_g \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\omega_n^2} \sin(s_n H) \quad , \quad (35)$$

$$(M_b)_{\max} = -\frac{1}{\sqrt{2}} \psi_0 \rho V_s \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\omega_n} \left[\frac{H}{s_n} \sin(s_n H) + \frac{1}{s_n^2} (\cos(s_n H) - 1) \right] \quad . \quad (36)$$

因此, 依据内力等效原理, 土体等效惯性质量可表示为

$$M = |(Q_b)_{\max}| / \ddot{X}_g = \frac{1}{\sqrt{2}} \psi_0 G \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\omega_n^2} |\sin(s_n H)| \quad . \quad (37)$$

而弹簧刚度系数和阻尼系数可表示为

$$K = M \omega_n^2 \quad , \quad (38)$$

$$C = 2 \omega_n M \zeta \quad , \quad (39)$$

式中, ω_n 土体介质的第 n 阶固有圆频率, ζ 为修正阻尼系数, $\zeta = 0.275 + \delta/2$ ^[17], δ 为土体阻尼比。

从式(37)可以看出, 土体的等效惯性质量受如下参数影响: ①土体参数: 泊松比、剪切模量、地震波传播速度及土体的基本频率有关; ②结构的高度。

土体的阻抗 K_n 可参考文献[18]确定:

$$K_n = \rho \omega_n^2 = \rho \left(\frac{n \pi}{2} \right)^2 \quad . \quad (40)$$

(4) 确定等效外荷载

简化模型中等效外荷载 $F(t)$ 可通过地震波等效荷载法^[19], 即将地震波转化为直接作用于人工边界上的等效荷载, 亦即

$$F(t) = c_f \dot{u} + k_f u - \sigma_1 \quad . \quad (41)$$

式中, \dot{u} , u 分别为结构底部相应层自由场速度和位移; c_f , k_f 分别为人工边界法向上的阻尼系数与弹簧刚度系数, 取值见文献[20]; 取计算边界 $R \geq 20H$ 。

式(41)中 σ_1 取式(28)无阻尼情况下 $\eta = 0$, $\xi = 1$ 时的结果, 即

$$\sigma_1 = -\frac{1}{\sqrt{2}} \psi_0 \rho V_s \ddot{X}_g \sum_{n=1}^{\infty} \frac{e^{-\sqrt{2} s_n H / \psi_0}}{\omega_n} \quad . \quad (42)$$

(5) 基准动土压力

由图 2 单自由度质量-弹簧-阻尼体系分析可以知, 以上分析仅得到结构上一点处的动土压力, 将该点处的动土压力定义为基准动土压力 F_s 。其距结构底板作用高度 h 可以通过对位移形函数(式(14)中指数项)在结构高度上积分求得, 即

$$h = \int_0^H e^{-i s_n H \eta} d\eta \quad . \quad (43)$$

相应的基准动土压力 F_s 为

$$F_s = M \ddot{x} + C \dot{x} + (K + K_n) x \quad . \quad (44)$$

由以上方法计算得到的动土压力为结构上的基准动土压力, 要得到结构各面上的土压力, 还需要确定结构上土压力分布形式。换句话说, 采用动土压力简化计算模型得到的动土压力为地下结构上某一点处的动土压力值, 对于其他位置的动土压力值, 应通过乘以分布函数得到。分布函数通过自由场地震响应分析得到, 即: 将求解到的结构位置处自由场响应的位移 u 、速度 \dot{u} 和加速度值 \ddot{x}_g 代入式(44), 并除以基准动土压力 F_s 进行无量纲化处理, 求得结构上分布函数。

1.4 简化模型计算步骤

根据上述分析, 本文建议模型中的动土压力计算步骤如下。

(1) 求解自由场响应, 得到结构相应位置处的土体的位移 u 、速度 \dot{u} 、加速度 \ddot{x}_g 。

(2) 求结构底部处法向应力 σ_1 (式 (42))。其中, \ddot{x}_g 取第 (1) 步中计算得到的自由场加速度 \ddot{x}_g 。

(3) 求外荷载 $F(t)$ 。将第 (1) 步中得到的位移 u 和速度 \dot{u} , 及第 (2) 步得到的法向应力 σ_1 代入公式 (41)。

(4) 求体系等效质量 M , 刚度系数 K , 阻尼系数 C , 土体阻抗 K_n (式 (37) ~ (40))。

(5) 将 M , K , C , K_n 及 \ddot{x}_g 代入式 (1), 并用数值积分法求解动力方程 (1), 得到土体响应加速度 \ddot{x} 、速度 \dot{x} 、位移 x 。

(6) 将第 (5) 步中得到的土体响应加速度 \ddot{x} 、速度 \dot{x} 、位移 x 代入式 (44), 得到结构上基准动土压力 F_s , F_s 与自由场响应分析得到的土压力分布函数的乘积得到结构面上动土压力分布。

1.5 埋深的影响

文献研究表明, 埋深对地下结构的影响较大。本文提出的动土压力法忽略了上部覆土的动力影响。但是, 详细分析可知, 本文计算中用到的加速度为传播到地下结构底部的加速度, 是与其埋深有关系的。因此, 动土压力法可以认为是考虑了结构埋深的影响。

2 简化模型的验证

本节在文献[21]的振动台试验基础上, 对本文提出的简化设计方法进行验证, 以说明本文提出方法的有效性。试验中, 土体材料参数: 密度为 1800 kg/m^3 , 泊松比为 0.4, 弹性模量为 16.5 MPa , 土体阻尼比 δ 随地震波输入幅值增大而增大, 在地震波加速度幅值为 $0.1g$, $0.4g$, $1.0g$ 时, 分别为 0.12 , 0.20 , 0.32 。结构计算高度 $H=0.6 \text{ m}$, 试验埋深 0.52 m 。试验测点位置及输入地震动详见文献[21]中图 3, 4。

应用本文模型时, 结构底部土体的加速度和位移直接取试验实测结构底部土体的加速度和位移值, 速度由实测加速度值积分求得。

从前面计算可以看出, 本文提出模型的计算结果与土介质的固有圆频率 ω_n 的阶数关系密切, 表 1 列出了土弹性梁的前四阶频率下计算结果与试验绝对最大值的比较情况, 综合看, 取前两阶固有圆频率进行计算, 结果较好。因此, 以下结果中, 取土体前两阶圆频率叠加结果进行对比。

2.1 加速度响应

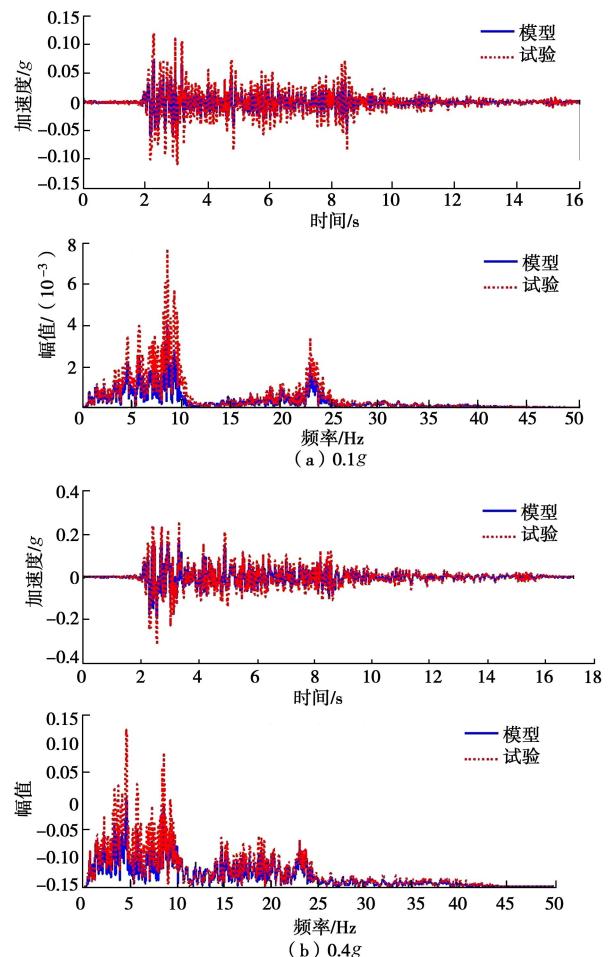
取结构底部加速度测点 MA3 进行比较, 如图 3 所示, 可以看出, 简化模型计算结果与试验实测结果

在幅值上吻合较好。

表 1 圆频率阶数对计算结果的影响

Table 1 Influences of circular natural frequency on calculated results

比较情况	动土压力 /kPa	加速度 /g	位移 /mm	试验值	
				13.23	0.121
0.1g 简化 计算	一阶	6.655	0.080	4.224	
	二阶	9.172	0.074	1.859	
	三阶	11.10	0.073	1.286	
	四阶	12.55	0.073	0.719	
试验值		40.57	0.317	8.108	
0.4g 简化 计算	一阶	15.81	0.191	16.16	
	二阶	23.92	0.192	7.512	
	三阶	30.46	0.200	5.325	
	四阶	32.62	0.189	3.005	
试验值		44.73	0.546	20.65	
1.0g 简化 计算	一阶	43.24	0.521	50.88	
	二阶	66.65	0.535	17.86	
	三阶	81.15	0.533	14.60	
	四阶	90.66	0.524	7.637	



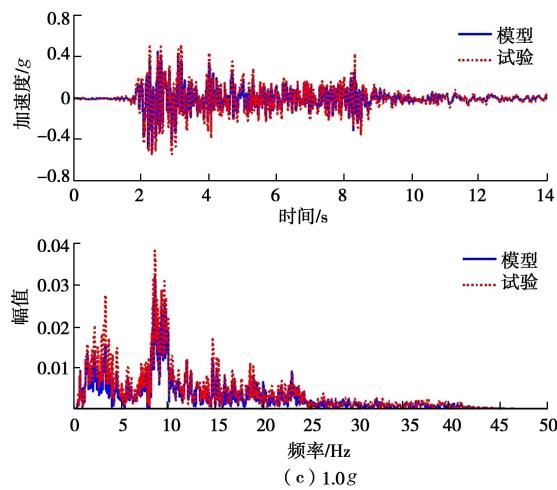


图 3 MA3 测点加速度时程比较

Fig. 3 Comparison of acceleration time histories at sensor MA3

2.2 位移响应

由于试验中, 结构上位移测点损坏, 未得到合理数据, 因此, 这里采用结构底部相应位置处土体位移测点 D4 进行比较, 如图 4 所示, 比较结果也说明, 简化模型计算与实测结果吻合较好。

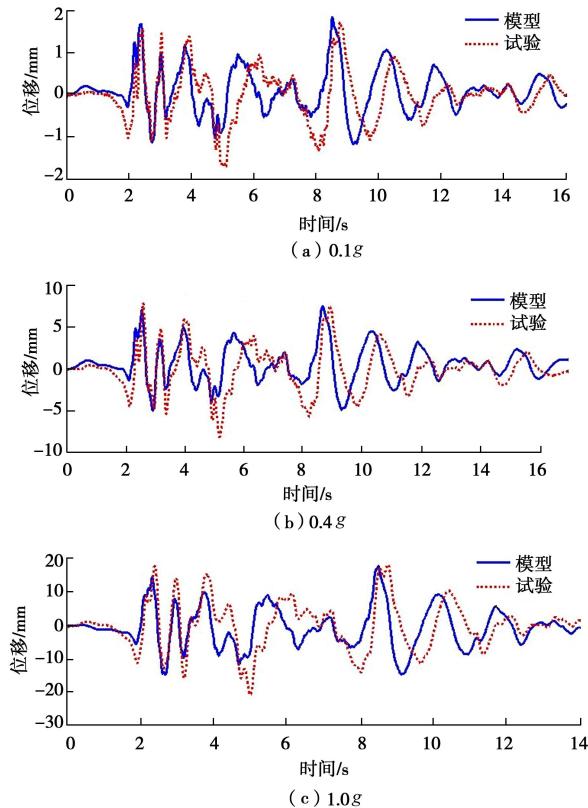


图 4 D4 测点位移时程比较

Fig. 4 Time histories of displacement at sensor D4

2.3 土压力时程

图 5 为土压力测点 EP35 的简化模型计算结果与试验实测结果进行的土压力时程及其傅里叶幅值谱比较, 可以看出, 两者吻合很好。

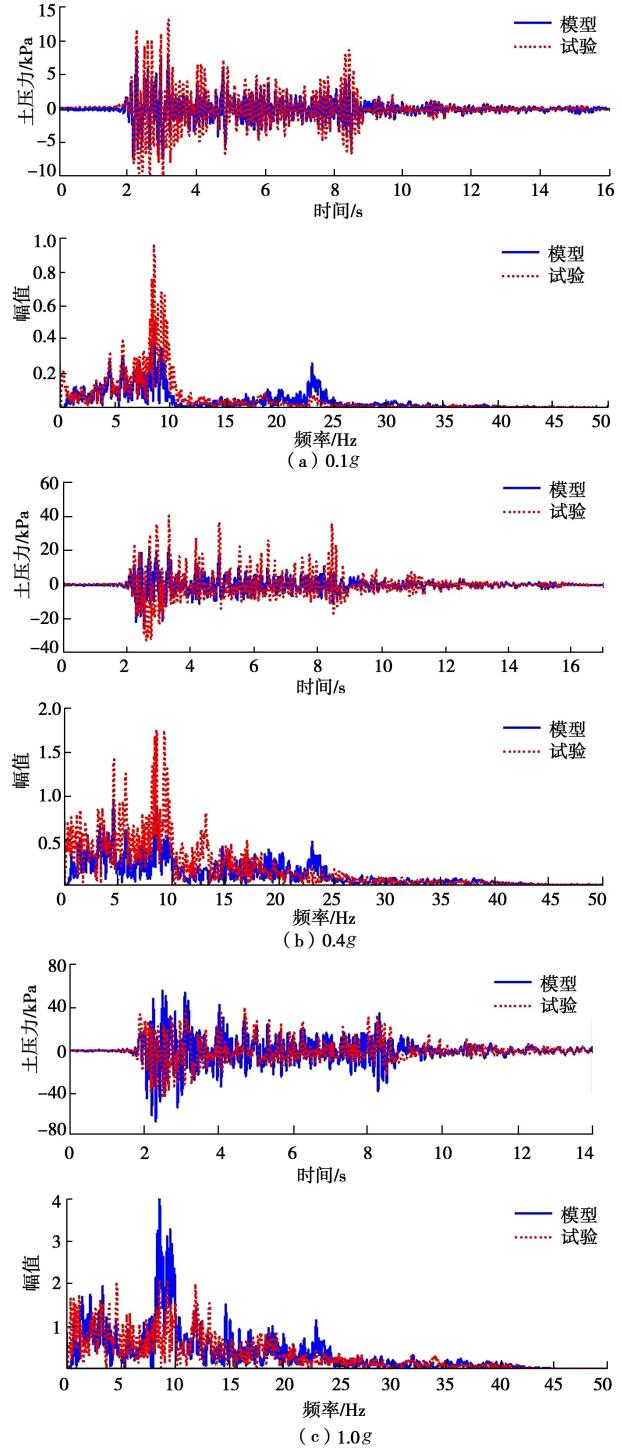


图 5 EP35 土压力时程比较

Fig. 5 Time histories of soil pressure at sensor EP35

3 结 语

本文基于波动力学理论, 提出一种适用于地震剪切波垂直入射时地下结构的动土压力简化抗震设计方法。该方法考虑了土-结构动力相互作用、土体特性及地震波传播特性, 将地震作用下地下结构-土体系简化为单自由度的质量-弹簧-阻尼体系, 利用波动理论求解等效体系基本参数。通过求解等效单自由度体系的

响应, 可得土体加速度响应与土体等效惯性质量的乘积直接转化为作用在结构上的动土压力时程; 依据土体自由场响应结果拟合土压力分布函数, 从而可得到整个结构上土压力分布。最后, 基于振动台试验结果对本文提出的地下结构动土压力简化设计方法进行了验证。

本文提出的方法具有以下特点: ①概念明确, 操作简单。通过理论推导, 仅需要计算自由场响应, 即可将地震动转化为作用在结构上的动土压力, 不仅考虑了土-结构动力相互作用, 而且降低了动力分析的复杂性, 方便工程设计人员使用。②计算精度高。本文简化计算方法, 通过严格的波动力学推导, 得出计算公式, 避免了以往简化计算方法中地基弹簧系数的计算。③计算效率高。动力有限元方法能够较好地模拟土-结构相互作用, 但由于建模复杂, 计算时间长, 工程师不易掌握。而本文提出的方法计算仅需要几秒钟, 操作简便, 易于工程应用。

综上所述, 本文提出的地下结构动土压力简化设计方法能够简单有效地计算地震作用下地下结构的受力情况, 可以作为地下结构抗震设计的简化计算方法。

参考文献:

- [1] 刘晶波, 王文晖, 赵冬冬, 等. 地下结构抗震分析的整体式反应位移法[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(8): 1618 - 1624. (LIU Jing-bo, WANG Wen-hui, ZHAO Dong-dong, et al. Integral response deformation method for seismic analysis of underground structure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(8): 1618 - 1624. (in Chinese))
- [2] 刘晶波, 王文晖, 赵冬冬, 等. 复杂断面地下结构地震反应分析的整体式反应位移法[J]. 土木工程学报, 2014, 47(1): 134 - 142. (LIU Jing-bo, WANG Wen-hui, ZHAO Dong-dong, et al. Integral response deformation method in seismic analysis of complex section underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(1): 134 - 142. (in Chinese))
- [3] 刘晶波, 李彬, 刘祥庆. 地下结构抗震设计中的静力弹性分析方法[J]. 土木工程学报, 2007, 40(7): 67 - 76. (LIU Jing-bo, LI Bin, LIU Xiang-qing. A static elasto-plastic analysis method in seismic design of underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(7): 67 - 76. (in Chinese))
- [4] 刘如山, 胡少卿, 石宏彬. 地下结构抗震计算中拟静力法的地震荷载施加方法研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(2): 237 - 242. (LIU Ru-shan, HU Shao-qing, SHI Hong-bin. Study on seismic loading of pseudo-static approach used in the seismic design of underground structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(2): 237 - 242. (in Chinese))
- [5] 刘晶波, 刘祥庆, 李彬. 地下结构抗震分析与设计的Pushover分析方法[J]. 土木工程学报, 2008, 41(4): 73 - 80. (LIU Jing-bo, LIU Xiang-qing, LI Bin. A pushover analysis method for seismic analysis and design of underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(4): 73 - 80. (in Chinese))
- [6] DG/TJ08—2008 地下铁道建筑结构抗震设计规范[S]. 2008. (DG/TJ08 — 2008 Seismic design code of underground railway building structures[S]. 2008. (in Chinese))
- [7] 徐志英, 徐新宁. 地下结构的地震动土压力分析[J]. 河海大学学报, 1991, 19(6): 64 - 71. (XU Zhi-ying, XU Xin-ning. Analysis of seismic earth pressure on underground structures[J]. Journal of Hohai University, 1991, 19(6): 64 - 71. (in Chinese))
- [8] 徐志英. 土-地下结构动力相互作用分析的有效应力法[J]. 水利学报, 1993(10): 59 - 63. (XU Zhi-ying. The effective stress method for soil-underground structure dynamic interaction analysis[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1993(10): 59 - 63. (in Chinese))
- [9] 谭禹. 地震作用下的地下结构侧面动土压力分析研究[J]. 四川建材, 2011, 37(5): 66 - 68. (TAN Yu. Seismic lateral pressure behind buried structure[J]. Sichuan Building Materials, 2011, 37(5): 66 - 68. (in Chinese))
- [10] 周健, 董鹏, 池永. 软土地下结构的地震土压力分析研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(4): 554 - 559. (ZHOU Jian, DONG Peng, CHI Yong. Research on seismic soil pressure of underground structures in soft soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(4): 554 - 559. (in Chinese))
- [11] 王文沛, 陶连金, 张波, 等. 一种计算地下结构地震主动土压力的新方法[J]. 防灾减灾工程学报, 2010, 30(6): 620 - 623. (WANG Wen-pei, TAO Lian-jin, ZHANG Bo, et al. A new method for seismic active pressure calculation of the underground structure[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2010, 30(6): 620 - 623. (in Chinese))
- [12] 郑永来, 杨林德, 李文艺, 等. 地下结构抗震[M]. 上海: 同济大学出版社, 2005. (ZHENG Yong-lai, YANG Lin-de, LI Wen-ji, et al. Earthquake resistance of underground structure[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2005. (in Chinese))

- [13] 张 嘎, 张建民. 地基中结构物动力响应的一维解析方法[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2001, 41(11): 106 - 109. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-min. Simplified evaluation for dynamic response of soil structure[J]. Journal of Tsinghua University (Sci & Tech), 2001, 41(11): 106 - 109. (in Chinese))
- [14] 张 嘎, 张建民. 地震作用下成层地基中结构物的动力响应[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2004, 44(12): 1642 - 1645. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-min. Dynamic response of structures in layered soil during earthquakes[J]. Journal of Tsinghua University (Sci & Tech) 2004, 44(12): 1642 - 1645. (in Chinese))
- [15] 梁建文, 朱 俊. 地下隧道横截面内地震动土作用分析[J]. 地震工程与工程振动, 2016, 36(4): 54 - 69. (LIANG Jian-wen, ZHU Jun. Seismic soil pressure on underground tunnel in transverse direction[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2016, 36(4): 54 - 69. (in Chinese))
- [16] 梁建文, 朱 俊. 地下隧道轴向地震动土作用分析[J]. 地震工程学报, 2017, 39(2): 301 - 310. (LIANG Jian-wen, ZHU Jun. Seismic soil pressure on an underground tunnel in the axial direction[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2017, 39(2): 301 - 310. (in Chinese))
- [17] VELETOS A S, YOUNAN A H. Dynamic soil pressures on rigid vertical walls[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1994a, 23(3): 275 - 301.
- [18] VELETOS A S, YOUNAN A H. Dynamic modeling and response of soil-wall systems[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994b, 120(12): 2155 - 2179.
- [19] 刘晶波, 吕彦东. 结构-地基动力相互作用问题分析的一种直接方法[J]. 土木工程学报, 1998, 31(3): 55 - 64. (LIU Jing-bo, LÜ Yan-dong. A direct method for analysis of dynamic soil-structure interaction[J]. China Civil Engineering Journal, 1998, 31(3): 55 - 64. (in Chinese))
- [20] 刘晶波, 李 彬. 三维黏弹性静-动力统一人工边界[J]. 中国科学: E 辑, 2005, 35(9): 966 - 980. (LIU Jing-bo, LI Bin. 3D viscoelastic static-dynamic artificial boundary[J]. Science in China: Serial E, 2005, 35(9): 966 - 980. (in Chinese))
- [21] JIANG L Z, CHEN J, LI J. Seismic Response of Underground Utility Tunnel: Shaking Table Test and FEM analysis[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 9(4): 555 - 567.

勘 误

本刊 2017 年第 12 期 “不同加载速率下冻结黏土的强度及破坏特性 (作者: 栗晓林等)” 一文中页眉处的页码标识有误, 现作如下更正, 特此勘误, 并向读者和该文作者致歉。

位置	错误页码	正确页码
该文第 2 页页眉	2236	2336
该文第 3 页页眉	2237	2337
该文第 4 页页眉	2238	2338
该文第 5 页页眉	2239	2339
该文第 6 页页眉	2240	2340

(本刊编辑部)