

考虑地震加速度时程影响的挡土墙动土压力分布

何思明^{1,2,3},王忠福^{1,2,4},王娟^{1,2}

(1. 中国科学院 山地灾害与地表过程重点实验室,四川 成都 610041;

2. 中国科学院 水利部 成都山地灾害与环境研究所,四川 成都 610041;

3. 中国科学院 青藏高原地球科学卓越创新中心,北京 100101;4. 中国科学院大学,北京 100049)

摘 要:针对传统拟静力法在计算挡土墙动土压力时不能考虑地震荷载等特点的问题,采用拟动力法,考虑地震加速度随时间及挡土墙深度的变化,采用薄层分析法并结合极限平衡理论,推导了地震荷载作用下挡土墙动土压力随地震加速度时程变化的表达式,研究了墙后破裂面倾角、动土压力系数、动土压力合力作用点位置随地震时程的变化特征及地震加速度对挡土墙动土压力分布的影响。结果表明:动土压力合力作用点位置随地震加速度时程呈周期性变化,合力作用点高度高于传统方法所确定的 $H/3$;地震荷载下挡土墙主动土压力呈非线性分布,地震加速度、内摩擦角对动土压力分布有显著影响。

关键词:地震;挡土墙;拟动力学方法;动土压力分布;合力作用点

中图分类号:TU43

文献标志码:A

Research on the Earth Pressure Distribution Behind the Retaining Wall Under Seismic Acceleration Influence

HE Siming^{1,2,3}, WANG Zhongfu^{1,2,4}, WANG Juan^{1,2}

(1. Key Lab. of Mountain Hazards and Surface Process, Chinese Academy of Sciences, Chengdu 610041, China;

2. Inst. of Mountain Hazards and Environment, Chinese Academy of Sciences, Chengdu 610041, China;

3. Center for Excellence in Tibetan Plateau Earth Sciences, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100101, China;

4. Univ. of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: Assuming the variation of the seismic coefficient with height and by using the pseudo-dynamic method, the thin-layer micro-element method and limit equilibrium principles, a new formulation was proposed to calculate the active seismic pressure on retaining wall. The angle of critical failure wedge, the active earth pressure coefficient and the resultant force point can be calculated using the developed formulation. The relationship between the seismic coefficient and the earth pressure distribution on retaining wall were studied. The results showed that the earth pressure coefficient is between the Coulomb's earth pressure coefficient and the Rankine's earth pressure coefficient. The resultant force point is change with the time, and is much higher than that of the traditional method about $H/3$. The distribution of earth pressure on retaining wall follows a non-linear pattern at each moment. The seismic coefficient and the internal friction angle have great influence on the earth pressure distribution.

Key words: seismic load; retaining wall; pseudo-dynamic method; earth pressure distribution; resultant force point

中国是一个多地震国家,近年来地震活频繁,自“5·12”汶川地震以来,又陆续发生了青海玉树地震、云南彝良地震、四川芦山地震、云南鲁甸地震等,并造成重大人员伤亡和财产损失。地震发生后,往往造成进出地震灾区生命线工程损毁,给抢险救灾

和灾后重建带来严重困难。挡土墙作为一种经济实用边坡防护结构,在公路、铁路、水利工程中得到了广泛运用。对于挡土墙土压力研究,最著名的为Coulomb理论及Rankine理论。实践表明,Coulomb理论及Rankine理论算出的主动土压力合力值的大

收稿日期:2014-07-22

基金项目:国家自然科学基金资助项目(41272346);“十二五”科技支撑计划项目资助(2011BAK12B03)

作者简介:何思明(1968—),男,研究员,博士生导师。研究方向:山地灾害形成机理及防治。E-mail:hsm@imde.sc.cn

http://jsuese.scu.edu.cn

小与实际情况较为吻合,但是这 2 种经典理论都认为土压力呈三角形线性分布,而大量工程实测和室内试验表明,墙后主动土压力为沿墙高呈非线性分布^[1-4]。

对于主动土压力的研究,卡岗首次采用薄层单元法,运用静力平衡理论研究了砂性填土挡土墙的主动土压力,得出挡土墙墙背土压力的非线性分布解^[5]。此后,一些学者在水平薄层法的基础上,结合不同破裂面情况,研究了挡土墙土压力非线性分布解^[6-7]。

以上关于挡土墙主动土压力的研究并没有考虑地震荷载作用,而近年来,地震灾害频繁发生,对人民生命财产安全构成了严重威胁,所以地震荷载作用是挡土墙抗震设计中不容忽视的重要组成部分。早在 1924 年,Okabe^[8]提出拟静力学的方法,认为整个破坏体在地震作用下具有相同的加速度,将地震作用看作为一个作用在挡土墙上的惯性力,从而计算主动土压力分布。此后,Saran 等^[9]基于 Mononobe-Okabe 理论,得出水平地震荷载作用下黏性填土的地震土压力计算公式。朱桐浩^[10]利用拟静力学方法推导出了地震荷载作用下黏性土土压力计算公式。王丽艳等^[11]基于 Mononobe-Okabe 拟静力法,修正了考虑液化度的重力式岸墙主动土压力。陈杰^[12]采用拟静力法,研究了黏性土挡土墙破裂面为 2 次抛物曲线时的地震土压力。

拟静力法将地震荷载作用看作为一个简单的惯性力作用,忽略了地震周期变化的特点。事实上,地震荷载并不是一个简单的惯性力,而是随时间不断变化的往复荷载,所以拟静力学方法并不能体现地震荷载的真实作用。基于此,Steedman 等^[13]提出拟动力学方法,假定地震加速度随深度和时间呈正弦变化,考虑周期和相差,从而计算出挡土墙地震荷载作用下的主动土压力,但是并未对土压力的具体分布深入研究。Zeng 等^[14]将离心模型试验与理论分析的结果进行对比,验证了拟动力分析结果的合理性。Nimbalkar 等^[15]采用此方法研究了加筋土挡墙曲线破裂面的边坡稳定性。Ghosh^[16]采用此方法研究了倾斜挡土墙的土压力分布,但地震加速度大小并未考虑时间作用。马少俊等^[17]采用拟动力学的方法推导出了地震作用下挡土墙抗滑稳定安全系数的表达式,得出挡土墙抗滑稳定性随墙背倾斜角、墙土摩擦角及填土内摩擦角增大而增大的结论,但是对挡土墙土压力的具体分布并未作出更加深入的探讨。近年来,拟动力法在地震边坡稳定分析、永久位

移预测、土压力计算等方面取得了显著进展^[18-22]。基于此,为深入研究地震荷载作用下土压力的具体分布形态,在薄层单元分析法的基础上,结合拟动力学及极限平衡理论,研究了土体内摩擦角、墙背摩擦角及水平地震加速度系数对土压力分布的影响。

1 基本假定

- 1) 挡土墙为刚性,不考虑墙体的变形。
- 2) 滑体破裂面为通过墙踵的直线。
- 3) 土体的切变模量常数,土体剪切波速为纵波的 1.87 倍,即 $V_p = 1.87 V_s$ 。
- 4) 挡土墙墙背垂直,挡墙后填土顶部水平,且不考虑其上部所受的超载。
- 5) 滑动面上土体为各向同性均质体。

2 地震加速度分析

目前对于地震拟动力分析法的分析,通常认为剪切模量是个常数,这种情况下,假设地震剪切波速率为 V_s ,纵波速率为 V_p , G 为土体剪切模量, ρ 为土体密度, ν 为泊松比。剪切波速率与纵波速率可表达为^[23]:

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \quad (1)$$

$$V_p = \sqrt{\frac{G(2-2\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \quad (2)$$

根据国内外学者对地震加速度的研究分析,发现地震加速度沿挡土墙高呈正弦形式分布^[13]。水平地震加速度与竖直加速度分别是 a_h 、 a_v 。假设挡土墙高度为 H ,则距离挡土墙顶面距离 z 处的地震加速度为:

$$a_h(z,t) = k_h g \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right) \quad (3)$$

$$a_v(z,t) = k_v g \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right) \quad (4)$$

其中, k_h 、 k_v 分别为地震加速度系数, g 为重力加速度。

3 理论分析

假设挡土墙高为 H ,墙背垂直,破裂面与挡土墙墙背夹角为 θ ,墙面摩擦角为 δ ,土体内摩擦角为 φ ,将滑动体看作一个整体进行力的平衡分析, E 为挡土墙反力的合力, Q_h 、 Q_v 分别为受到的水平地震合力及竖向地震合力, N 为滑动体斜面受到的正应力, S 为滑动体斜面受到的切向力, c 为土体黏聚力, l 为斜面长度。计算模型如图 1 所示。

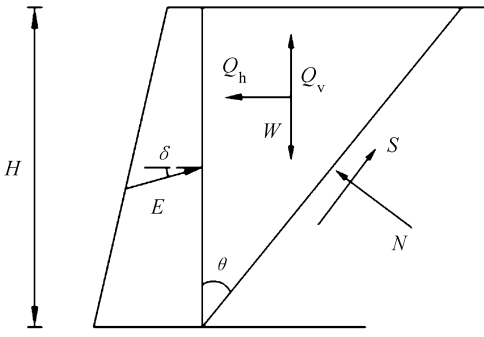


图1 计算模型

Fig.1 Calculation model of retaining wall

根据水平方向、竖向力的平衡关系可给出 E 的表达式:

$$E = \frac{W - Q_v - cH - \frac{(Q_h - cH \tan \theta)(\tan \varphi \cos \theta + \sin \theta)}{\tan \varphi \sin \theta - \cos \theta}}{\sin \delta + \frac{(\tan \varphi \cos \theta + \sin \theta) \cos \delta}{\cos \theta - \tan \varphi \sin \theta}} \quad (5)$$

设主动土压力系数为 K , 则

$$K = \frac{2E}{\gamma H^2} \quad (6)$$

式(5)中未知数 Q_v 、 Q_h 的确定需要进一步进行分析计算。故采用水平薄层的方法,取距挡土墙顶面距离为 z 处的一个薄层单元,厚为 dz ,进行极限平衡分析,计算模型如图2所示。

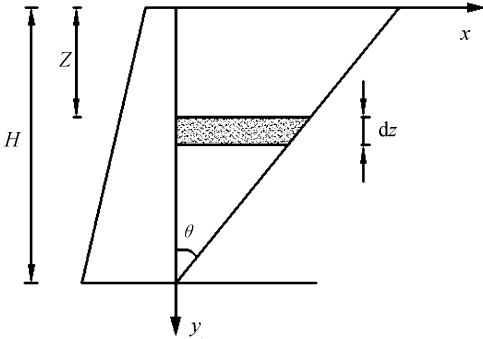


图2 土压力计算模型

Fig.2 Schematic of soil pressure of retaining wall

以挡土墙顶面与土体接触点为原点,水平方向为 X 轴,竖直方向为 Y 轴,建立坐标系。

已知土体容重为 γ ,重力加速度为 g ,则水平薄层单元质量为:

$$dm = \frac{\gamma(H-z) \tan \theta}{g} dz \quad (7)$$

整个滑体的重力为:

$$W = \frac{\gamma}{2} H^2 \tan \theta \quad (8)$$

则薄层单元受到的水平地震力大小为:

$$q_{hi} = dm \cdot a_h(z, t) \quad (9)$$

整个滑体受到的水平地震力为:

$$Q_h = \int_0^H q_{hi} = \int_0^H dm \cdot a_h(z, t) = \frac{\lambda \gamma k_h \tan \theta}{4\pi^2} [2\pi H \cos \omega \xi + \lambda (\sin \omega \xi - \sin \omega t)] \quad (10)$$

同理,薄层单元受到的竖向地震力为:

$$q_{vi} = dm \cdot a_v(z, t) \quad (11)$$

整个滑体受到的竖向地震力为:

$$Q_v = \int_0^H q_{vi} = \int_0^H dm \cdot a_v(z, t) = \frac{\eta \gamma k_v \tan \theta}{4\pi^2} [2\pi H \cos \omega \psi + \lambda (\sin \omega \psi - \sin \omega t)] \quad (12)$$

式中, $\lambda = TV_s$, $\eta = TV_p$, $\psi = t - H/V_p$, $\xi = t - H/V_s$ 。

则

$$E = \frac{\frac{\gamma}{2} H^2 \tan \theta - \frac{\eta \gamma k_v \tan \theta}{4\pi^2} [2\pi H \cos \omega \psi + \lambda (\sin \omega \psi - \sin \omega t)]}{\sin \delta + \frac{(\tan \varphi \cos \theta + \sin \theta) \cos \delta}{\cos \theta - \tan \varphi \sin \theta}} - \frac{\frac{\lambda \gamma k_h \tan \theta}{4\pi^2} [2\pi H \cos \omega \xi + \lambda (\sin \omega \xi - \sin \omega t)] (\tan \varphi \cos \theta + \sin \theta)}{\frac{\tan \varphi \sin \theta - \cos \theta}{\sin \delta + \frac{(\tan \varphi \cos \theta + \sin \theta) \cos \delta}{\cos \theta - \tan \varphi \sin \theta}} - \frac{cH - \frac{cH \tan \theta (\tan \varphi \cos \theta + \sin \theta)}{\tan \varphi \sin \theta - \cos \theta}}{\sin \delta + \frac{(\tan \varphi \cos \theta + \sin \theta) \cos \delta}{\cos \theta - \tan \varphi \sin \theta}} \quad (13)$$

由上分析可知,挡土墙受到土体的主动土压力为关于 t/T 、 V_s 、 V_p 、 θ 、 H 、 c 的函数。实际工程中, V_s 、 V_p 、 H 、 c 为已知参数,从而可得,挡土墙主动土压力是关于 t/T 与 θ 的函数。根据式(13)可知,对于某一时刻 t ,都存在一个对应的 θ ,即滑动面倾角 $(\pi/2 - \theta)$ 和一个主动土压力系数 K ,其中主动土压力系数为最大值时,对应地震情况下挡土墙的最不利情况,此时的 $(\pi/2 - \theta)$ 值即为最危险滑动面的倾角。对于上述理论方法研究只能得出土压力的合力大小,而不能得出土压力随高度及时间的具体分布形态。根据这种情况,需要对模型进一步分析研究,基于此,取单一土条块进行极限平衡分析,见图3。

考虑水平方向力的平衡:

$$p \cos \delta dz + S_i \sin \theta \frac{dz}{\cos \theta} - q_{hi} - N_i \cos \theta \frac{dz}{\cos \theta} = 0 \quad (14)$$

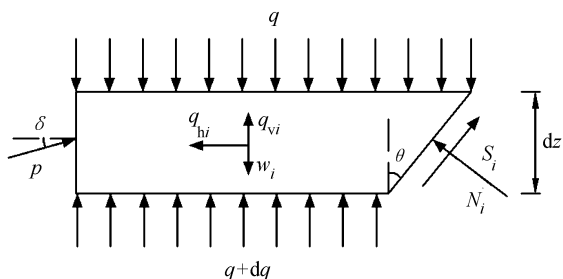


图 3 薄层单元受力分析模型

Fig.3 Forces acting on single horizontal elemental slice
 竖直方向力的平衡:

$$p \sin \delta dz + S_i \cos \theta \frac{dz}{\cos \theta} + q_{vi} - w_i - N_i \sin \theta \frac{dz}{\cos \theta} + (q + dq)(H - z - dz) \tan \theta - q(H - z) \tan \theta = 0 \quad (15)$$

对斜边中点取矩:

$$-p \sin \delta dz \frac{(H - z) \tan \theta + (H - z - dz) \tan \theta}{2} + q(H - z) \tan \theta \left(\frac{H - z}{2} \tan \theta - \frac{dz}{2} \tan \theta \right) - (q + dq)(H - z - dz) \tan \theta \left(\frac{H - z - dz}{2} \tan \theta + \frac{dz}{2} \tan \theta \right) + (dw - q_{vi}) \frac{(H - z) \tan \theta + (H - z - dz) \tan \theta}{4} = 0 \quad (16)$$

忽略高阶微分,式(16)化简后得:

$$2p \sin \delta dz + dq(H - z) \tan \theta + q_{vi} - w_i = 0 \quad (17)$$

结合式(14)~(17),得:

$$p \sin \delta dz + q dz \tan \theta - p \cos \delta \tan(\varphi + \theta) dz - \frac{cH}{\cos \theta} dz + q_{vi} \tan(\theta + \varphi) - \frac{cH \sin \theta}{\cos^2 \theta} \tan(\theta + \varphi) dz = 0 \quad (18)$$

将式(18)化简得:

$$p = A_1 q + A_2 \frac{r}{g} (H - z) a_h(z, t) - A_3 cH \quad (19)$$

其中,

$$A_1 = \frac{\cos(\theta + \varphi) \tan \theta}{\sin(\theta + \varphi - \delta)}, A_2 = \frac{\sin(\theta + \varphi) \tan \theta}{\sin(\theta + \varphi - \delta)},$$

$$A_3 = \left[\frac{\sin \theta}{\cos^2 \theta} \tan(\theta + \varphi) - \frac{1}{\cos \theta} \right] \frac{\cos(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \varphi - \delta)}.$$

将式(19)代入式(17)可得:

$$\frac{dq}{dz} + B_1 \frac{q}{H - z} + B_2 \frac{r}{g} a_h(z, t) + \frac{r}{g} a_v(z, t) - B_3 \frac{cH}{H - z} = r \quad (20)$$

其中,

$$B_1 = \frac{2 \cos(\theta + \varphi) \sin \delta}{\sin(\theta + \varphi - \delta)}, B_2 = \frac{2 \sin(\theta + \varphi) \sin \delta}{\sin(\theta + \varphi - \delta)},$$

$$B_3 = 2 \left(\frac{\sin \theta}{\cos^2 \theta} \tan(\theta + \varphi) - \frac{1}{\cos \theta} \right) \frac{\cos(\theta + \varphi) \sin \delta}{\sin(\theta + \varphi - \delta) \tan \theta}.$$

当 $z = 0$ 时, $q = 0$ 代入式(20)可得出主动土压力的具体分布形态,但式(20)无法解出解析解。所以采用 Matlab 中的 ode45 算法(ode45 表示采用 4.5 阶 Runge-Kutta 单步算法,截断误差为 $(\Delta x)^3$) 对式(20)进行数值求解,从而得出土压力的具体分布。

合力作用点公式为:

$$h = \frac{\int_0^H p dz}{E} \quad (21)$$

4 工程算例

根据所提理论方法,取挡土墙高度为 $H = 10$ m, $c = 0$, $\varphi = 30^\circ$, $\delta = \varphi/2$, $k_h = 0.2$, $k_v = 0.5k_h$, $V_s = 143$ m/s, $V_p = 1.87V_s = 267$ m/s, 则地震水平加速度随高度分布如图 4 所示。

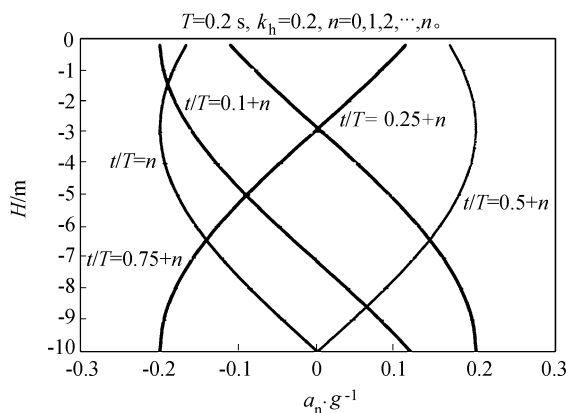


图 4 水平加速度随高度变化曲线

Fig.4 Variations of horizontal pseudo-dynamic acceleration along the height of the wall for $T=0.2$ s

由图 4 可知,不同时刻挡土墙的地震加速度呈非线性分布。拟静力学方法采用地震加速度的最大值进行计算,得到的结果偏大,采用拟动力学的方法可有效减小工程量,更加经济合理。

在给定条件下,运用所提的理论计算方法,可求得最危险时刻主动土压力系数值,再与 Coulomb 及 Rankine 理论的主动土压力系数进行比较,结果如表 1 所示。

由表 1 可知,理论计算得出的主动土压力系数值介于 Coulomb 主动土压力系数与 Rankine 主动土压力系数之间。

表 1 主动土压力系数
Tab.1 Active earth pressure coefficient

	$\varphi = 20^\circ$	$\varphi = 25^\circ$	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 35^\circ$
所提方法	0.59	0.49	0.41	0.34
Coulomb 理论	0.63	0.55	0.48	0.42
Rankine 理论	0.49	0.41	0.33	0.67

在上述条件下开展了影响参数的敏感度分析(图5~8),图5、6中: $k_h = 0.2, k_s = 0.5k_h, T = 0.2, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, \varphi = 30^\circ$ 。图7、8中: $k_h = 0.2, k_s = 0.5k_h, T = 0.2, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, \delta = \varphi/2$ 。得出以下结论:

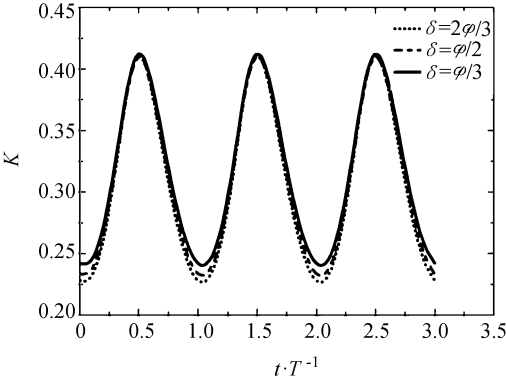


图 5 不同墙面摩擦角对应 K 与 t/T 的关系曲线
Fig.5 Variation of active earth pressure coefficient to the wall versus time for different δ

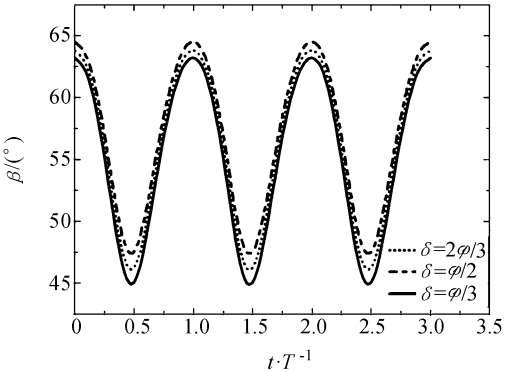


图 6 不同墙面摩擦角对应破裂角与 t/T 的关系曲线
Fig.6 Angle of critical failure wedge versus time for different δ

由图5、6可知,挡土墙土压力系数值先增大,后减小,破裂角先减小后增大。大约 $0.5T$ 左右主动土压力系数达到最大值,此刻挡土墙受到的主动土压力值最大,对应的破裂角最小,即最危险。此外, δ 对土压力系数的最大值影响几乎可以忽略,对应的破裂角随 δ 的减小有少许增加。究其原因为地震荷载周期性变化特性所导致。

由图7、8可知,随土体内摩擦角的增大,主动土压力系数的最大值减小,对应的破裂角增大。故内

摩擦角越大,挡土墙受到的土压力合力越小,内摩擦角对主动土压力系数的大小有显著影响。土体内摩擦角大,表明土体抗剪强度高,自稳能力强,因而土压力系数较小。

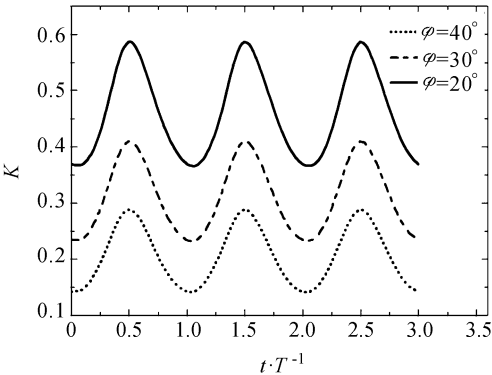


图 7 不同内摩擦角对应的 K 与 t/T 的关系曲线
Fig.7 Variation of active earth pressure coefficient to the wall versus time for different angle of internal friction

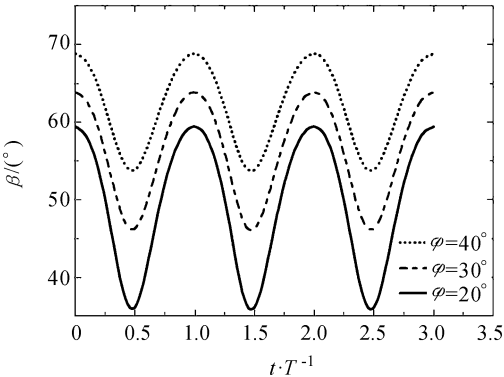


图 8 不同内摩擦角对应的破裂角与 t/T 的关系曲线
Fig.8 Angle of critical failure wedge to the wall versus time for different angle of internal friction

图9、10表示地震波不同周期对应的挡土墙主动土压力系数值,其中, $\varphi = 30^\circ, \delta = \varphi/2, H = 10 \text{ m}, k_h = 0.2, k_v = 0.1, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 。由图9、10可知,周期越短,对应的最大土压力系数值越小,破裂角越大;周期越大,对应起始时刻的主动土压力系数值越大,破裂角越小。地震波作用周期的长短决定了荷载某一方向上荷载持续时间的长短,周期越长,作用时间越长,地震施加的土压力也越大。

图11为不同水平加速度系数对应最危险时刻的土压力分布形态,其中, $k_v = 0.5k_h, T = 0.2, \varphi = 30^\circ, \delta = \varphi/2, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 。由图11可知,当 $k_h = 0$ 时,土压力的值先增大,当接近距墙底 $0.15H$ 时,土压力开始减小。随着水平加速度系数 k_h 的增加,墙体上部土压力明显增大,而墙体下部土压力变小,总

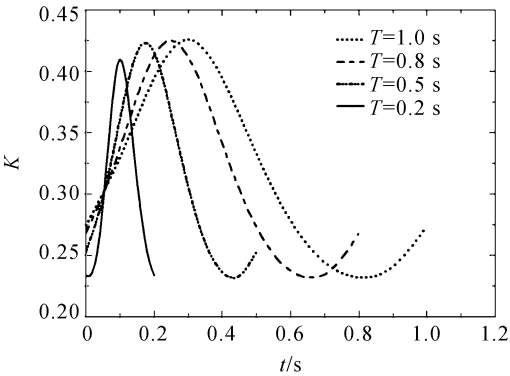


图 9 不同地震周期对应的主动土压力系数

Fig. 9 Variation of active earth pressure coefficient to the wall versus time for different periods

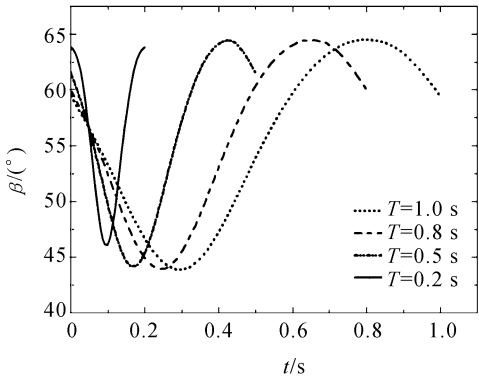


图 10 不同地震周期对应的破裂角

Fig. 10 Angle of critical failure wedge versus time for different periods

体上,主动土压力合力增大。合力作用点的位置随着 k_h 的增大逐渐偏高,甚至可达到距顶面 $0.5H$ 处。图 12 为不同内摩擦角最危险时刻对应的主动土压力分布,其中 $\delta = \varphi/2$, $H = 10 \text{ m}$, $k_h = 0.2$, $k_v = 0.5k_h$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 。由图 12 可知,内摩擦角越小,对应的土体主动土压力合力越大,土体内摩擦角对土压力的大小与分布有显著影响。

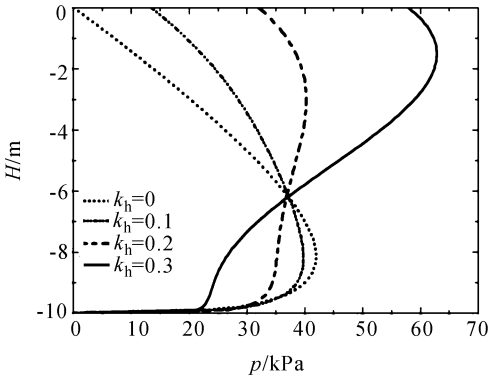


图 11 不同水平加速度系数下的土压力分布

Fig. 11 Stress distribution for different seismic pressure coefficients

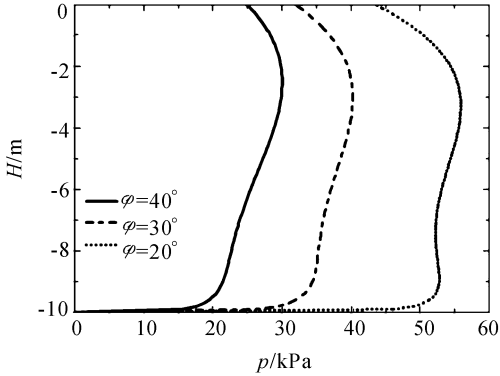


图 12 不同土体内摩擦角对应的土压力分布

Fig. 12 Stress distribution for different internal friction angle of soil

图 13 为合力点作用位置与 t/T 的关系曲线,其中 $k_h = 0.2$, $k_v = 0.5k_h$, $T = 0.2$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\delta = \varphi/2$ 。由图 13 可知,合力作用点位置随时间先增大后减小。当 $\varphi = 30^\circ$ 时,在 $0.51T$ 处合力作用点位置达到最大 $0.525H$,这与传统土压力计算方法中合力作用点位置距墙底 $H/3$ 处有明显区别。随着内摩擦角增加,合力作用点的最大值也随之增加,由图可知, $0.3T \sim 0.8T$ 时,合力作用点位置都高于墙高的 $H/3$ 。随着内摩擦角的增大,最大值出现的时间稍微延后,但是并不明显。由此可知,采用传统计算方法使得结果偏于危险,文中计算方法则更加体现地震荷载作用的时程性,也更加符合实际情况。

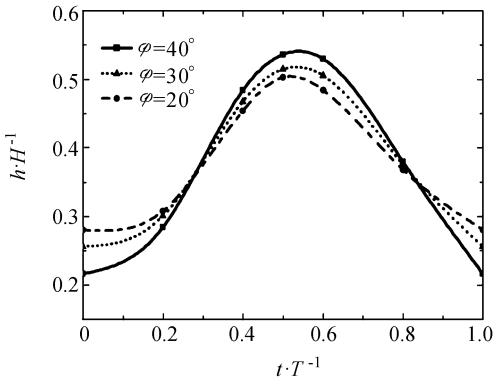


图 13 合力点作用位置与 t/T 的关系曲线

Fig. 13 Location of resultant force versus time for different internal friction angle of soil

5 结 论

通过拟动力学法,结合水平薄层单元极限平衡理论,提出了挡土墙在地震作用下的土压力计算方法,并得出以下结论:

1) 作用在挡墙上的地震加速度并非固定不变,而是随挡墙高度呈非线性分布。

2) 挡墙主动土压力系数随时间先增大后减小,

破裂角随时间先减小后增大。当土压力系数达到最大值时,作用在挡土墙的主动土压力合力最大,此刻结构最危险。

3) 墙面摩擦角对土压力系数的影响几乎可以忽略,但土体内摩擦角对土压力系数的影响很显著。

4) 土压力的分布呈明显的非线性,随地震水平加速度系数的增大,墙体上部土压力明显增大,下部土压力有一定程度的减小,总合力增大。

5) 合力作用点位置并非传统计算方法中的在墙体 $H/3$ 处,而是随着时间不断变化,最大值可超过 $0.5H$ 。

参考文献:

- [1] Yao Dailu. Studies on non-linear distribution of earth pressure on retaining wall[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University, 1984(3): 40–47. [姚代禄. 挡土墙土压力非线性分布的研究[J]. 重庆交通学院学报, 1984(3): 40–47.]
- [2] Wang Shichuan, Ling Jianming. Nonlinear analysis of active earth pressure on a rigid retaining wall[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2006, 2(2): 242–244. [王仕传, 凌建明. 刚性挡土墙非线性主动土压力分析[J]. 地下空间与工程学报, 2006, 2(2): 242–244.]
- [3] Jia Xiaohu, Xing Xinkui. Experimental study on soil pressure distribution regulation on rigid retaining wall[J]. Subgrade Engineering, 2013(1): 35–38. [贾晓虎, 邢心魁. 刚性挡土墙土压力分布规律试验研究[J]. 路基工程, 2013(1): 35–38.]
- [4] Wu Ming, Peng Jianbing, Xu Ping, et al. Study on earth pressure against rigid retaining walls considering soil arching effects[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(11): 89–95. [吴明, 彭建兵, 徐平, 等. 考虑土拱效应的挡墙后土压力研究[J]. 工程力学, 2011, 28(11): 89–95.]
- [5] 顾念慈. 挡土墙土压力计算[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2001.
- [6] Cao Zhenmin. Analysis of earth pressure of back fill on retaining wall with curved rupture surface[J]. China Journal of Highway and Transport, 1995, 8(S1): 7–14. [曹振民. 挡土墙填土曲线破裂面主动土压力分析[J]. 中国公路学报, 1995, 8(S1): 7–14.]
- [7] Zhao Shude, Zhao Shuhui. Calculation of earth pressure of active retaining wall with logistic spiral sliding surface[J]. Journal of Xi'an University Architecture and Technology: Natural Science Edition, 2002, 34(4): 342–345. [赵树德, 赵树惠. 用对数螺旋线滑动面计算挡土墙主动土压力[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2002, 34(4): 342–345.]
- [8] Okabe S. General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam[J]. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 1924, 5(10): 1277–1323.
- [9] Saran S A, Prakash S. Dimensionless parameters for static and dynamic earth pressure behind retaining walls[J]. Indian Geotechnical, 1968, 3(7): 295–310.
- [10] Zhu Tonghao. Seismic active earth pressure on a retaining wall[J]. Building Science Research of Sichuan, 1981(3): 37–44. [朱桐浩. 在地震荷载作用下挡土墙主动土压力[J]. 四川建筑科学研究, 1981(3): 37–44.]
- [11] Wang Liyan, Liu Hanlong. Calculation of seismic angular displacement of gravity quay walls with backfill sand and groundwater[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2009, 40(5): 623–629. [王丽艳, 刘汉龙. 含地下水的回填砂土重力式岸墙地震残余角位移的拟静力计算[J]. 水利学报, 2009, 40(5): 623–629.]
- [12] Chen Jie. Seismic earth pressure calculation of retaining wall[D]. Changsha: Hunan University, 2012. [陈杰. 挡土墙的地震土压力计算[D]. 长沙: 湖南大学, 2012.]
- [13] Steedman R S, Zeng X. The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall[J]. Geotechnique, 1990, 40(1): 103–112.
- [14] Zeng X, Steedman R S. On the behavior of quay walls in earthquakes[J]. Geotechnique, 1993, 43(3): 417–431.
- [15] Nimbalkar S S, Choudhury D, Mandal J N. Seismic stability of reinforced-soil wall by pseudo-dynamic method[J]. Geosynthetics International, 2006, 13(3): 111–119.
- [16] Ghosh P. Seismic active earth pressure behind a nonvertical retaining wall using pseudo-dynamic analysis[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(1): 117–123.
- [17] Ma Shaojun, Hu Anfeng, Wang Kuihua. Stability against sliding analysis of a retaining wall under seismic loading condition[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(7): 209–213. [马少俊, 胡安峰, 王奎华. 地震作用下挡土墙的滑动稳定性分析[J]. 工程力学, 2012, 29(7): 209–213.]
- [18] Debarghya C, Deepankar C. Sliding stability of non-vertical waterfront retaining wall supporting inclined backfill subjected to pseudo-dynamic earthquake forces[J]. Applied Ocean Research 2014, 47: 174–182.
- [19] Munwar B B, Sivakumar B G L. Computation of sliding displacements of bridge abutments by pseudo-dynamic method[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, 29(1): 103–120.
- [20] Sima G. Pseudo-dynamic active force and pressure behind battered retaining wall supporting inclined backfill[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, 30(11): 1226–1232.
- [21] Sreevals K, Priyanka G. Seismic active earth pressure on walls with bilinear backface[J]. Computers and Geotechnics, 2009, 36(7): 1229–1236.
- [22] Ali A, Shahab Y, Ali P. Seismic active pressure distribution history behind rigid retaining walls[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008, 28(5): 365–375.
- [23] 陈国兴. 岩土地震工程学[M]. 北京: 科学出版社, 2007.