

DOI: 10.11779/CJGE20211491

悬臂式挡土墙地震主动土压力计算方法

李昭颖¹, 肖世国^{*2}

(1. 西南交通大学地质工程系, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

摘要: 为确定悬臂式挡土墙立臂的地震主动土压力, 针对墙后填土的5种可能失稳破坏模式, 基于对数螺旋式滑裂面形态, 采用极限分析上限定理与拟静力法推导了作用于假想坦墙背上的地震土压力合力; 在此基础上, 对坦墙背后滑楔体、立臂与坦墙背之间的土体分别采用斜条分与水平条分法, 并通过土压力合力的上限解对坦墙背上的土应力进行修正, 进而求得立臂上的土压力分布。实例分析表明, 立臂静土压力沿深度分布呈顶点位于下部的抛物线模式; 地震土压力分布一般呈非线性递减模式, 计算值与试验值有良好的一致性; 两种工况下合力作用点分别位于立臂下半段与上半段。参数分析显示, 水平地震影响系数、踵板宽度和立臂倾角的增加均使立臂中上部地震主动土压力显著增大; 地震条件下增长踵板宽度会导致立臂受力增加。在强震条件下, 本法得到的立臂土压力比铁路规范法的结果高出约9%~14%, 立臂底端弯矩更显著高于规范法结果, 规范法进行强震条件下悬臂墙的抗震设计可能偏于不安全。

关键词: 悬臂式挡土墙; 地震主动土压力; 极限分析; 条分法; 拟静力法

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2023)01-0196-10

作者简介: 李昭颖(1992—), 女, 博士研究生, 主要从事边坡稳定性与支撑结构方面的研究工作。E-mail: 1758128350@qq.com。

Method for calculating seismic active earth pressures on cantilever retaining walls

LI Zhaoying¹, XIAO Shiguo²

(1. Department of Geological Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2. Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: In order to determine the seismic active earth pressures on the stem of a cantilever wall, the resultant of the earth pressures on the assumed plane wall back is firstly derived using the upper-bound limit analysis and the pseudo-static method for five types of potential failure modes based on the log-spiral slip surface. The oblique and horizontal slice methods are secondly adopted respectively for the slide wedge mass and the local soils between the stem and the plane wall back to determine the earth pressure distribution on the stem, in which the earth pressure on the plane wall back are calibrated by the upper bound solution for the resultant of earth pressures. Some examples show that the proposed distribution of the earth pressures on the stem with depth takes on a parabolic profile with the peak point on the lower segment of the stem under the static condition, whereas it presents a nonlinear decreasing mode fairly identical with the test results under the seismic condition. The application point of the resultant is located on the lower and upper segments of the stem under the static and seismic conditions, respectively. The parameter study shows that the increase of horizontal seismic coefficient, heel plate width and stem back inclination induces a significant increase of the seismic active earth pressures on the middle and upper segments of the stem. Under the seismic condition, broadening the width of heel plate can cause the increase of the stresses on the stem. In particular, the proposed earth pressures on the stem are 9%~14% higher than those by China's code for design of retaining structures of railway earth works under strong earthquakes, and the proposed bending moments at the stem bottom are noticeably greater than those by the above code, which naturally means the Norm is not safely suitable for the aseismic design under strong earthquakes.

Key words: cantilever retaining wall; seismic active earth pressure; limit analysis; slice method; pseudo-static approach

0 引言

悬臂式挡土墙自重轻、抗震性能好, 其在缺乏石料地区、土质松软地带的道路接坡、铁路边坡等挡土

基金项目: 四川省交通运输科技项目(2020-A-01); 中铁二院工程集团有限责任公司科研项目(KYY2018100(18-19))

收稿日期: 2021-12-14

*通信作者 (E-mail: xiaoshiguo@swjtu.cn)

工程中被广泛应用^[1]。合理确定悬臂式挡墙立臂土压力是墙体设计的前提。在实际工程中, 常采用库仑和朗肯土压力理论近似计算作用于悬臂式挡土墙的假想坦墙墙背上的主动土压力^[2], 此类方法虽简单但适用条件有限, 且往往造成与实际结果较大的误差^[3]。基于墙后填土中不同的假定破坏模式, 以往曾有一些关于悬臂式挡土墙主动土压力的改进求解方法。Greco^[4-5]针对短踵板式悬臂墙墙踵上方滑裂面与立臂相交的情况, 根据墙后多边形破坏土楔体的力学平衡条件, 提出了静、动荷载作用下主动土压力的计算方法。Ranjbar 等^[6]基于墙后双楔形破坏机构采用极限分析上限定理求解悬臂墙后主动土压力。Kamiloglu 等^[7]基于试验观察到的不同踵板宽度悬臂墙的破坏模式, 采用库伦理论求解了长踵板式、短踵板式以及墙底带有凸榫时墙后多段滑裂面上的主动土压力。Chen 等^[8]考虑了墙后滑动土体应力偏转引起的应力重分布, 采用水平层析法建立了长踵板与短踵板悬臂墙主动土压力的计算方法。

地震条件下土压力问题涉及较为复杂的墙体-土体动力相互作用, 工程实践中主要采用拟静力法进行简化求解^[1]。Evangelista 等^[9]和 Santolo 等^[10]根据墙后任意一点的莫尔应力圆分析, 提出了过墙踵的竖直假想墙背上的地震土压力合力的拟静力塑性分析方法。李志浩等^[11]考虑了墙后可能的失稳破坏模式, 采用极限分析上限法结合拟静力法, 推导了作用于坦墙背上地震主动土压力计算公式。

综合而言, 以往这些分析方法大多致力于求解作用在悬臂墙假想墙背上的土压力合力, 而立臂上土压力的分布才是进行悬臂式挡墙结构合理设计的关键, 目前其主要通过数值模拟^[12-13]和试验手段^[14-15]来获得, 鲜见相关解析方法的报道。另外, 以往研究大多针对墙后填土为无黏性土与假定墙后填土的破裂面为平面的情况。理论分析与试验研究均表明^[16], 对于黏性填土, 其滑裂面实为曲面。

有鉴于此, 本文基于墙后填土中对数螺旋式曲面滑裂面形态, 全面考虑不同踵板宽度时悬臂墙可能的失稳破坏模式, 在采用极限分析上限法与拟静力法解得假想墙背上地震主动土压力合力的基础上, 对坦墙背后滑动土楔体、立臂与坦墙墙背之间的土体分别采用斜条分与水平条分法, 并通过土压力合力的上限解对坦墙背上土压应力进行修正, 进而求得作用于立臂上的土压力分布, 建立悬臂式挡土墙立臂上地震主动土压力的计算方法。

1 分析模型

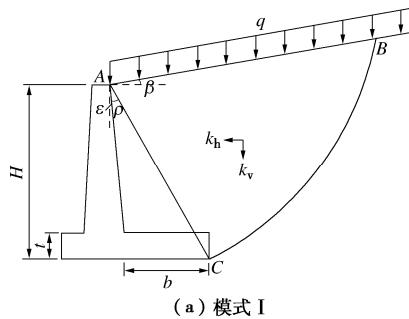
在地震条件下, 水平向的地震力使得悬臂墙会产

生向墙体前侧方向的位移(强震作用时尤甚), 当墙体位移达到一定值时, 墙后填土可能处于主动极限状态。墙顶水平位移与填土高度的比值通常可用于估计墙后填土是否达到主动极限状态^[14, 17]。土体达到极限状态所需的墙体位移量主要关联于土体的性质, 当墙体发生转动时, 对于无黏性土和黏性土, 若墙顶位移分别达到填土高度的 0.1%~0.4% 和 1%~2%^[18], 则即可视为墙后土体达到主动极限状态。

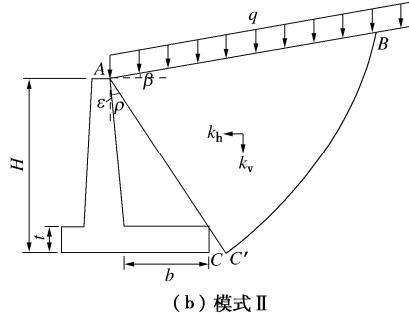
考虑假想坦墙墙背和其后填土中曲面滑裂面^[7]的一般情况, 可采取如图 1 所示的 5 种典型主动极限破坏模式。其中, 墙体总高为 H , 跖板宽度为 b , 底板厚度为 t , 立臂内侧倾角为 ε , 坡面倾角为 β , 坡顶作用有满布活载 q , 水平与竖向地震加速度影响系数分别为 k_h 和 k_v 。在这 5 种破坏模式中, 假想坦墙墙背位置主要基于以经典土压力理论为基础的规范方法^[1]给出。其中, 模式 I 为按库伦理论求解悬臂墙土压力时将墙踵下边缘与立板上边缘的连线作为假想墙背, 模式 III 是针对长踵板式悬臂墙按第二破裂面理论计算时的假想墙背, 即当墙踵板宽度相对较大, 致使墙踵下缘与墙顶的连线与竖直的夹角 ρ 大于临界角 ρ_{cr} (见式(1)^[1]) 时, 跖板上方可能出现第二破裂面 ($A'C'$); 由试验结果表明^[7], 当墙体底板厚度较大时, 穿过踵板的假想墙背不符合实际破坏情况, 假想墙背应为经过踵板上边缘的平面, 因而此时模式 I 和 III 应转变为模式 II 和 IV; 模式 V 则为采用朗肯土压力理论时, 所采取的假想墙背为过墙踵的竖直面。

$$\rho_{cr} = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \frac{\beta}{2} - \frac{1}{2} \arcsin \frac{\sin \beta}{\sin \varphi} , \quad (1)$$

式中, φ 为墙后填土的内摩擦角。



(a) 模式 I



(b) 模式 II

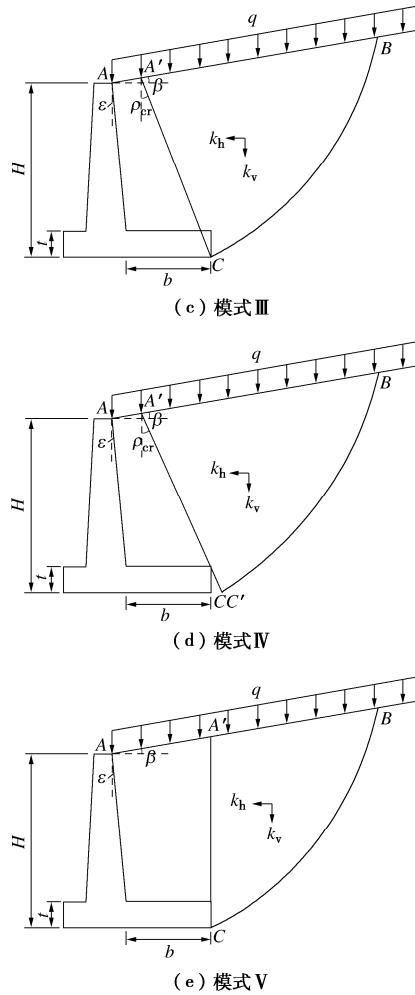


图1 悬臂式挡土墙墙后填土主动极限破坏模式

Fig. 1 Potential failure modes of fillings retained by a cantilever wall in active limit state

2 公式推导

2.1 假想坦墙背主动土压力合力

对于重力式挡墙主动土压力，其较为严格的理论解^[19-20]表明，墙后土体中滑裂面为对数螺旋面。因此，针对悬臂墙的假想坦墙背土压力分析时，墙后土体滑裂面也采用对数螺旋面。对于图1所示的5种可能破坏模式，可根据塑性极限分析上限定理计算作用于假想坦墙背的主动土压力合力。限于篇幅，仅以模式I为例，阐述求解方法。如图2所示，滑动土体ABC绕点O以角速度ω发生旋转滑动破坏，对数螺旋滑面BC的方程如下^[21]：

$$r = r_0 \exp[(\theta - \theta_0) \tan \varphi] \quad (2)$$

式中：r和θ分别为滑面BC上任一点的旋转半径和极角； r_0 和 θ_0 分别为滑面起点B的旋转半径和极角。

根据图2所示的破坏机构的几何关系，可以推导出：

$$r_h \sin \theta_h - r_0 \sin \theta_0 - l \sin \beta - H = 0 \quad (3)$$

$$r_h \cos \theta_h - r_0 \cos \theta_0 + l \cos \beta - H \tan(\rho + \varepsilon) = 0 \quad (4)$$

式中： r_h 和 θ_h 分别为滑面终点C的旋转半径和极角；l为滑面与坡面的交点B到墙体立臂顶点A的距离。

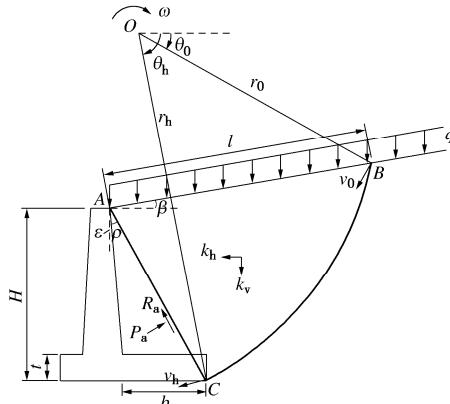


图2 模式I相应的旋转破坏机构

Fig. 2 Rotational failure mechanism of Mode I in Fig. 1

滑体ABC自重功率 \dot{W}_G 采用叠加法求解，即

$$\dot{W}_G = \frac{1}{3} \gamma \omega (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) \quad , \quad (5)$$

式中，γ为墙后填土的重度， $f_1 \sim f_4$ 为计算系数，其表达式如下：

$$f_1 = r_0^3 \int_{\theta_0}^{\theta_h} \exp[3(\theta - \theta_0) \tan \varphi] \cos \theta d\theta \quad , \quad (5a)$$

$$f_2 = lr_0 \sin(\theta_0 + \beta) (r_0 \cos \theta_0 - \frac{l}{2} \cos \beta) \quad , \quad (5b)$$

$$f_3 = \frac{Hr_h}{2 \cos \rho} \cos(\theta_h + \rho) (2r_h \cos \theta_h - H \tan \rho) \quad , \quad (5c)$$

$$f_4 = \frac{1}{2} t^2 \tan \rho (3r_h \cos \theta_h - t \tan \rho) \quad . \quad (5d)$$

填土顶面均布荷载的功率 \dot{W}_q 为

$$\dot{W}_q = q \omega \left[\frac{1}{2} l^2 \cos \beta - l H \tan \rho + l r_h \cos \theta_h \right] \quad . \quad (6)$$

竖向与水平地震力功率分别为

$$\dot{S}_v = k_v \cdot \dot{W}_G \quad , \quad (7)$$

$$\dot{S}_h = \frac{1}{3} k_h \gamma \omega (s_1 - s_2 - s_3 - s_4) \quad . \quad (8)$$

式中： \dot{S} 为地震荷载的功率，下标v和h分别表示垂直方向和水平方向；计算系数 $s_1 \sim s_4$ 分别为

$$s_1 = r_0^3 \int_{\theta_0}^{\theta_h} \exp[3(\theta - \theta_0) \tan \varphi] \sin \theta d\theta \quad , \quad (8a)$$

$$s_2 = lr_0 \sin(\theta_0 + \beta) (r_0 \sin \theta_0 + \frac{l}{2} \sin \beta) \quad , \quad (8b)$$

$$s_3 = \frac{Hr_h}{2 \cos(\rho)} \sin(\theta_h + \rho) (2r_h \sin \theta_h - H) \quad , \quad (8c)$$

$$s_4 = \frac{1}{2} t^2 \tan \rho (3r_h \sin \theta_h - 2t) \quad . \quad (8d)$$

土压力对坦墙后土体的作用可以其合力来表征。土压力功率由土压力合力与其作用点处相应方向上运动速度的乘积得到，可体现坦墙背面力学性质的影响。

坦墙背面的土压力合力的法向分量 P_a 和切向分量 R_a (见图 2) 之间关系为

$$R_a = P_a \tan \varphi + \frac{cH}{\cos \rho} , \quad (9)$$

式中, c 为墙后填土的黏聚力。

土压力合力作用点处的速度分解为切向与法向分量 v_t 和 v_n (见图 3), 其表达式分别为

$$v_t = -r_d w \frac{r_h \cos(\theta_h + \rho)}{r_d} , \quad (10)$$

$$v_n = r_d w \frac{r_h \sin(\theta_h + \rho) \cos \rho - \lambda H}{r_d \cos \rho} , \quad (11)$$

式中: r_d 为土压力作用点 D 到旋转中心的距离; λ 为土压力作用点 D 到 C 的距离与坦墙背长度之比。

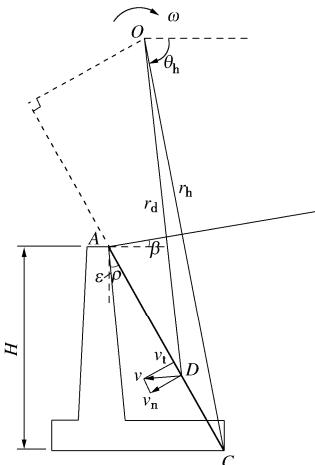


图 3 土压力功率计算图示

Fig. 3 Calculation of work rate of earth pressure

因此, 土压力合力的功率 \dot{W}_E 为

$$\dot{W}_E = R_a v_t - P_a v_n . \quad (12)$$

机构内部的能量耗损发生在速度间断面 BC 上, 沿对数螺旋滑面的内能耗损率 D_c 为

$$D_c = \int_{\theta_0}^{\theta_h} c(v \cos \varphi) \frac{r d\theta}{\cos \varphi} \\ = \frac{cr_0^2 \omega}{2 \tan \varphi} \{ \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] - 1 \} , \quad (13)$$

式中, v 为滑动面 BC 上任一点的速度。

于是, 根据塑性极限分析上限定理^[21], 滑动土体自重、地震荷载、填土顶面超载以及土压力所作的外力功率等于内能耗损率, 即

$$\dot{W}_G + \dot{S}_h + \dot{S}_v + \dot{W}_q + \dot{W}_E = \dot{D}_c . \quad (14)$$

将式(5)~(8) 和式(12), (13) 代入式(14) 中, 可推导出 P_a 的表达式为

$$P_a = \left[cr_0^2 f_c - \frac{1}{3} \gamma (1+k_v) (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) - \right. \\ \left. \frac{1}{3} k_h \gamma (s_1 - s_2 - s_3 - s_4) - q f_q + \frac{cH}{\cos \rho} r_h \cos(\theta_h + \rho) \right].$$

$$\left[\frac{\lambda H}{\cos \rho} - \tan \varphi r_h \cos(\theta_h + \rho) - r_h \sin(\theta_h + \rho) \right]^{-1} , \quad (15)$$

式中, f_c 和 f_q 为计算系数, 分别为

$$f_c = \frac{\exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] - 1}{2 \tan \varphi} , \quad (16)$$

$$f_q = \frac{1}{2} l^2 \cos \beta - l H \tan \rho + l r_h \cos \theta_h . \quad (17)$$

这样, 主动极限状态时相应的滑面为由式(15) 所确定的 P_a 达到极大值时之解, 即有

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\partial P_a}{\partial \theta_0} = 0 , \\ \frac{\partial P_a}{\partial \theta_h} = 0 \end{array} \right\} \quad (18)$$

从而, 根据式(18), (9) 可以求得模式 I 时坦墙背主动土压力合力以及相应的临界滑面。按此分析方法, 可分别获得模式 II~V 的相应解。对于这 5 种模式的土压力解, 取对墙体滑动与倾覆稳定性最不利之值, 即为所求之主动土压力, 其相应的滑裂面即为填土中最危险破裂面。

2.2 立臂土压力分布计算

(1) 假想坦墙墙背土压力分布

如图 4 所示, 将滑体 ABC 和 AEF 分别沿坡面方向与水平方向进行条分。对 ABC 区域进行条分时, 先将 $\angle OBC$ 等分为 n 份, 每个条块相应的极角增量 $\Delta\theta = (\theta_h - \theta_0)/n$, 各极径与滑面 BC 的交点作为各条块于滑面处的分界点, 如此将滑体 ABC 分成 n 个条块。当条块数 n 足够大时, 各条块右端滑面近似为直线, 以第 i 个条块为分析对象, 其右端滑面的上下分界点对应的极径和极角分别为 r_{i-1} , θ_{i-1} 和 r_i , θ_i 。

图 4 中条块 i 右端滑面长度 y_i 及其倾角 α_i 、左端相应坦墙墙背长度 z_i 可分别表示为

$$y_i = \frac{r_{i-1} \sin \Delta\theta}{\cos \varphi} , \quad (19)$$

$$\alpha_i = \pi/2 + \varphi - \theta_{i-1} - \beta , \quad (20)$$

$$z_i = \frac{y_i \sin \alpha_i}{\cos(\rho - \beta)} . \quad (21)$$

第 i 条块底面宽度 l_i 为

$$l_i = l - \sum_{k=1}^i [y_k \cos \alpha_k + z_k \sin(\rho - \beta)] , \quad (22)$$

式中, y_k 和 z_k 分别为条块 i 及以上各条块的滑面长度和相应的坦墙背长度。

对于区域 ABC , 条块 i 的受力模式如图 5 所示, 为简化分析, 假定条间力为竖直方向, 作用于各条块上下界面中点处^[22]。作用于该条块上的力包括: 顶面与底面的竖向条间力 E_{i-1} 和 E_i , 坦墙背的法向应力 p_i 与切向应力 t_i , 滑面处法向力 N_i 与切向力 T_i , 条块土

重 W_i 以及水平与竖向地震力 $k_h W_i$ 和 $k_v W_i$ 。

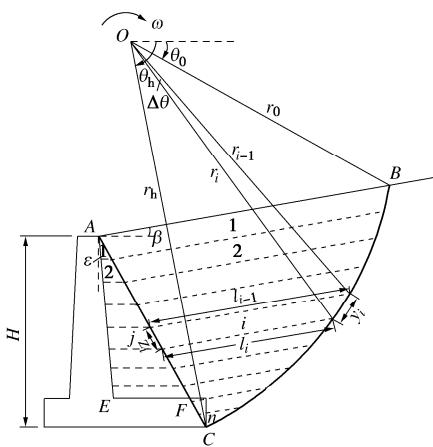


图 4 滑体条分模型

Fig. 4 Slicing model for slide mass

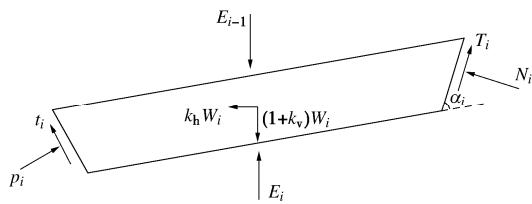


图 5 区域 ABC 的第 i 斜条块受力模式

Fig. 5 Mechanical model for i th slice in zone ABC

第 i 条块的土重可表示为

$$W_i = \frac{1}{2} \gamma (l_{i-1} + l_i) y_i \sin \alpha_i \quad . \quad (23)$$

由土条 i 水平与竖向力的平衡以及对其滑面中点的力矩平衡, 可以得到

$$p_i z_i \cos \rho - t_i z_i \sin \rho - k_h W_i - N_i \sin(\alpha_i + \beta) + T_i \cos(\alpha_i + \beta) = 0 \quad , \quad (24)$$

$$E_{i-1} - E_i - p_i z_i \sin \rho - t_i z_i \cos \rho + (1+k_v)W_i - N_i \cos(\alpha_i + \beta) - T_i \sin(\alpha_i + \beta) = 0 \quad , \quad (25)$$

$$\begin{aligned} & E_{i-1} \cos \beta \frac{l_{i-1} - y_i \cos \alpha_i}{2} - E_i \cos \beta \frac{l_i + y_i \cos \alpha_i}{2} + \\ & (E_{i-1} + E_i) \sin \beta \frac{y_i \sin \alpha_i}{2} + [(1+k_v)W_i \cos \beta - k_h W_i \sin \beta] \cdot \\ & \frac{l_{i-1} + l_i}{4} - [p_i z_i \sin(\rho - \beta) + t_i z_i \cos(\rho - \beta)] \frac{l_{i-1} + l_i}{2} = 0 \quad , \end{aligned} \quad (26)$$

式中,

$$T_i = N_i \tan \varphi + c y_i \quad , \quad (27)$$

$$t_i = p_i \tan \varphi + c \quad . \quad (28)$$

联立式 (24) ~ (26), 从第 1 条 ($i=1$) 开始, 递推顺次求得各条块的 p_i , E_i 和 N_i 这 3 个独立变量。由于对条间力近似假定可能造成误差, 使 n 个条块坦墙背处法向力的总和与前述极限分析方法确定的土压力合力的法向分量 P_a 之间存在一定的偏差, 需对层析法的土压力结果进行修正以使两种方法所得的坦墙背

主动土压力的合力一致, 修正系数为

$$\xi = \frac{P_a}{\sum_{i=1}^n p_i z_i} \quad , \quad (29)$$

式中, ξ 为层析法坦墙背法向应力修正系数。

将层析法得到的坦墙背各条块的法向与切向应力乘以该修正系数, 即

$$p_j = \xi p_i \quad , \quad (30)$$

$$t_j = \xi p_i \tan \varphi + c \quad , \quad (31)$$

式中, p_j 与 t_j 为修正后的坦墙背法向和切向应力。

p_j 与 t_j 可用于下面所述的立臂土压力求解。

(2) 立臂土压力分布

对于立臂后侧的局部土体 AEC , 以过滑体 ABC 中各土条左端分界点的水平分割线对其水平条分, 如图 6 所示。取其中第 j 条块进行分析, 作用于该条块的力有: 顶面与底面的竖向条间力 E_{j-1} 和 E_j , 假定其作用于上下界面的中点, 坦墙背的法向应力 p_j 与切向应力 t_j , 立臂处的法向应力 σ_j 与切向应力 τ_j , 条块土重 W_j 以及水平与竖直地震力 $k_h W_j$ 和 $k_v W_j$ 。

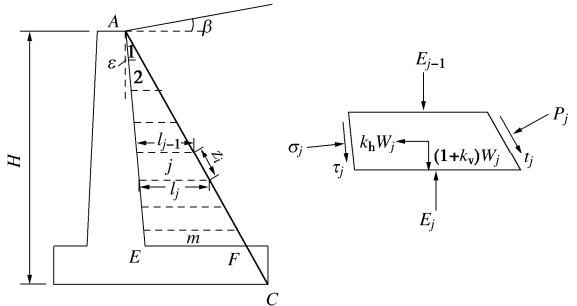


图 6 立臂后侧局部土体分条及其受力分析模型

Fig. 6 Slicing model for local soils behind vertical stem and mechanical mode of a slice

第 j 条块底面宽度 l_j 为

$$l_j = \sum_{k=1}^j \frac{z_k \sin(\rho - \varepsilon)}{\cos \varphi} \quad . \quad (32)$$

第 j 条块的土重为

$$W_j = \frac{1}{2} \gamma (l_{j-1} + l_j) z_j \cos \rho \quad . \quad (33)$$

由第 j 个土条的水平与竖向力的平衡以及对其相应坦墙背中点的力矩平衡, 可得

$$\begin{aligned} & \sigma_j z_j \cos \rho + \tau_j z_j \cos \rho \tan \varepsilon - k_h W_j - \\ & p_j z_j \cos \rho + t_j z_j \sin \rho = 0 \quad , \end{aligned} \quad (34)$$

$$\begin{aligned} & E_{j-1} - E_j + (1+k_v)W_j - \sigma_j z_j \cos \rho \tan \varepsilon + \\ & \tau_j z_j \cos \rho + p_j z_j \sin \rho + t_j z_j \cos \rho = 0 \quad , \end{aligned} \quad (35)$$

$$E_{j-1} \frac{l_{j-1} + z_j \cos \rho}{2} - E_j \frac{l_j + z_j \cos \rho}{2} + (1+k_v)W_j \frac{l_{j-1} + l_j}{4} +$$

$$(\tau_j z_i \cos \rho - \sigma_j z_i \cos \rho \tan \varepsilon) \frac{l_{j-1} + l_j}{2} = 0. \quad (36)$$

从第1条($j=1$)开始, 联立式(34)~(36), 可递推顺次求得各条块的3个独立变量 σ_j , τ_j 和 E_j 。

3 实例验证

3.1 实例一

戴自航等^[12]基于基底摩擦系数折减的有限元法计算了悬臂墙立臂主动土压力的分布, 针对该文中的两个算例, 本文方法的计算结果如图7所示(最不利模式为模式I)。算例1中立臂上4/5范围内两种方法的结果相当一致, 底端1/5范围内有限元解大于本文方法的结果。由于土压力的分布模式与墙体位移模式有关, 墙体在土压力作用下侧向移动时, 伴随着背离填土方向的转动^[12], 立臂底端局部填土不充分变形而未达到屈服状态, 因此, 该局部范围内的土压力有限元结果(非极限土压力)比本文方法得到的主动极限土压力偏大。算例2中, 墙体近似平动^[12], 整个墙高范围内的土体均更易达到主动极限状态, 从而在立臂底端, 两种方法得到的土压力结果差异显著减小。为进一步验证本文方法结果的合理性, 采用FLAC^{3D}有限差分法对两个算例进行数值模拟, 两种数值模拟方法得到的土压力分布模式相似, 仅在立臂底端存在差异, 总体来说除立臂底端局部小范围外, 3种方法计算结果吻合良好。本文算法尤其适用于墙体平动为主的运动模式, 考虑到实际的悬臂式挡墙(踵板有相当长度), 墙体平动或以平动为主的运动模式更为常见, 因此, 本文方法对整个立臂土压力的计算结果都具有一定的实际参考性。

3.2 实例二

文献[23]通过悬臂式挡墙振动台模型试验, 获取不同峰值加速度下, 墙背不同高度处的总土压力(动土压力与残余土压力之和)。土压力实测值与本文方法计算值(最不利模式为模式I)如图8所示。当峰值加速度较小时(0.11g), 实测值与本文计算结果吻合较好; 当峰值加速度为0.24g和0.39g时, 立臂上部实测值位于计算值的两侧, 而立臂中下部二者较为一致。地震主动土压力由地震惯性力引起, 墙后土体在不同高度处其地震加速度有不同程度的放大效应, 填土顶面处的地震放大效应最为显著^[23], 墙底处放大效应相对较低, 因此, 立臂土压力整体上具有随深度增加而减小的变化趋势。对于拟静力法^[1], 在整个土体中采取同一地震影响系数, 未能充分反映加速度随高度放大变化特征, 可视为所采取的地震影响系数为整个墙高范围内地震平均影响系数, 因而在立臂上部的

实测土压力大于理论解, 而在立臂的中下部, 加速度放大效应较弱, 实测值与理论值较为接近。实测的墙顶附近土压力较小, 是因为在地震作用下墙体顶部(填土表面)附近土体因受约束作用较弱使得其侧向变形较大而处于相对“松动”状态^[14]。本文的理论算法无法反映这一机制, 遂二者之间在此位置存在较明显差异。

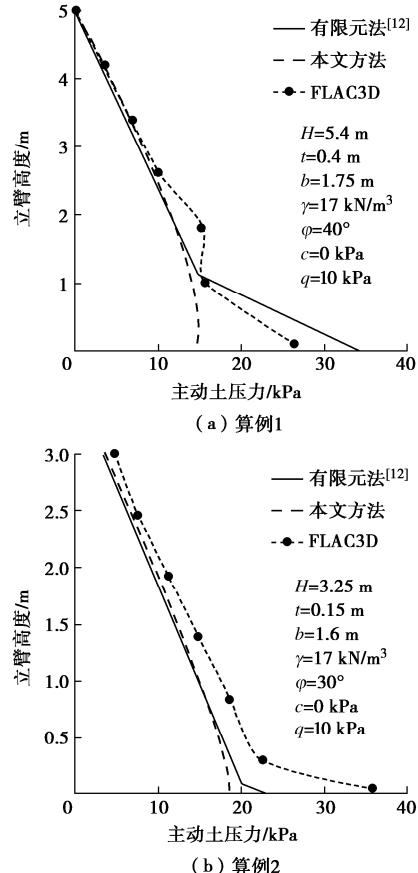


图7 不同方法的立臂主动土压力分布

Fig. 7 Active earth pressure distribution on vertical stem using different methods

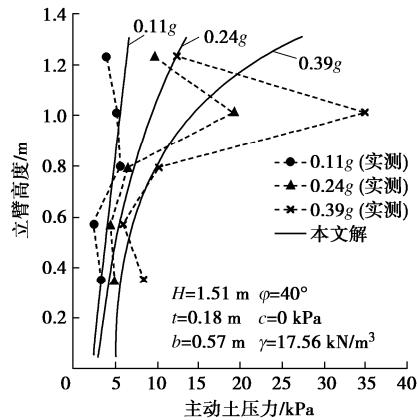


图8 地震主动土压力本法计算结果与试验值对比

Fig. 8 Comparison of distributions of seismic active earth pressures between proposed method and tests

综合而言, 本文结果与实测值呈现出相近的土压力分布特征, 即: 在不同地震加速度条件下, 立臂上部受到的土压力相对较大, 且随着地震动峰值加速度的增加, 其增长愈加显著。

4 参数分析

下面讨论地震系数、墙体踵板宽度及墙背倾角对主动土压力分布、主动土压力系数 $K_a=E_a/(\gamma H^2/2)$ 以及合力作用点高度比 h_0/H (h_0 为主动土压力合力作用点距墙底高度) 的影响规律。基本参数为 $H=5.4$ m, $\varepsilon=0^\circ$, $t=0.4$ m, $b=1.75$ m, $\gamma=18$ kN/m³, $c=5$ kPa, $\varphi=30^\circ$, $\beta=0^\circ$, $q=30$ kPa。本文方法在求解坦墙背主动土压力合力时, 需先指定土压力合力作用点位置, 可根据经验取值或由试验确定。悬臂墙土压力的理论分析^[4]和现场试验^[24]的结果显示, 坦墙背的静土压力合力作用点位于距墙底高 $0.33H\sim 0.35H$, 因此, 本文近似取 $H/3$ 作为静土压力合力作用点位置; 根据悬臂墙的振动台模型试验结果^[14, 23], 地震土压力合力作用点近似取距墙底 $2H/3$ 处。

4.1 地震影响系数

取 $k_v=0.1$ 时, 立臂主动土压力分布、主动土压力系数 K_a 与作用点位置 h_0/H 随 k_h 变化如图 9 所示 (最不利模式为模式 I), 其中, 立臂高度的零点位于立臂底部端点, 即图 6 中的点 E (下同)。可见, 随着 k_h 增加, 土压力分布由顶点位于下部的抛物线逐渐变为近似线性递减模式, 立臂下部约 $2/5$ 高度范围内的土压力减小, 而立臂上部约 $3/5$ 高度范围内的土压力显著增大。随 k_h 增加, K_a 呈近似线性增大, 即, 合力作用点位置向立臂上方移动。

取 $k_h=0.2$ 时, 立臂土压力随 k_v 变化曲线如图 10 所示 (最不利模式为模式 I)。可见, 随着 k_v 增加, 土压力有所增大, 且立臂底端土压力比顶端受其影响显著; 主动土压力合力呈线性增加, 但合力作用点以线性模式略微向下移动。

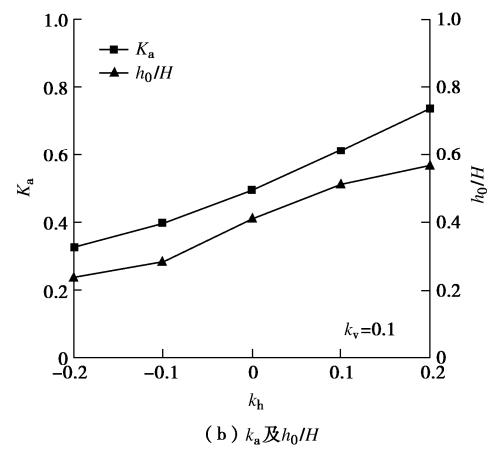
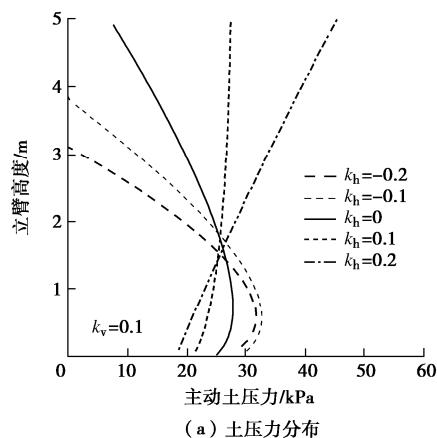


图 9 主动土压力分布、 K_a 及 h_0/H 随 k_h 的变化

Fig. 9 Variation of distribution of active earth pressure, K_a and h_0/H with k_h

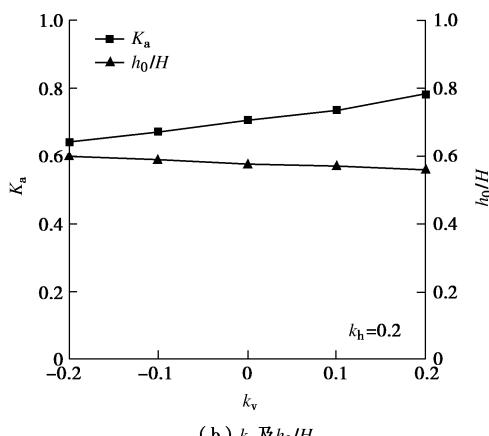
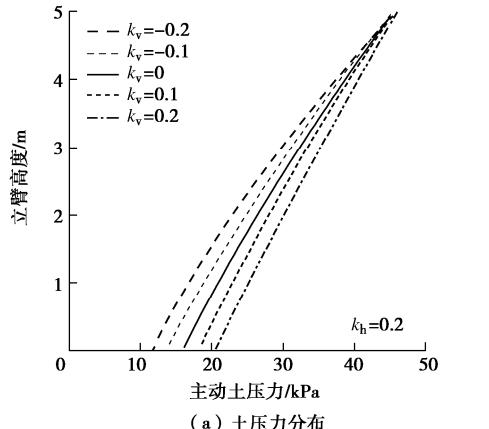


图 10 主动土压力分布、 K_a 及 h_0/H 随 k_v 的变化

Fig. 10 Variation of distribution of active earth pressure, K_a and h_0/H with k_v

4.2 跗板宽度

图 11 为立臂主动土压力及其作用点随踵板宽度的变化曲线。可见, 在静力条件下, 随踵板宽度增加, 立臂土压力沿深度分布由顶点位于下部的抛物线趋于线性增大模式, 直至 $b/H=0.6$ 时, 墙后出现第二破裂面, 此时最不利破坏模式由模式 I 变为模式 IV (见图 1), 立臂土压力不再随踵板宽度变化, 且踵板宽度的

变化对 h_0/H 的影响也较小。在地震条件下, 随着踵板增宽, 立臂上部 $3/5$ 高度范围内土压力显著增大, 下部 $2/5$ 范围内土压力有所减小, 直到墙后第二破裂面出现后, 跗板宽度对立臂土压力的影响不再显著, 微小的变化是由与踵板上方土重呈正相关的水平地震力引起的; K_a 随 b/H 增大而近似线性增加, 意味着立臂受力增大。因此, 在地震条件下, 增长踵板宽度对提高墙体整体稳定性有利, 但不利于悬臂墙的墙体结构受力。

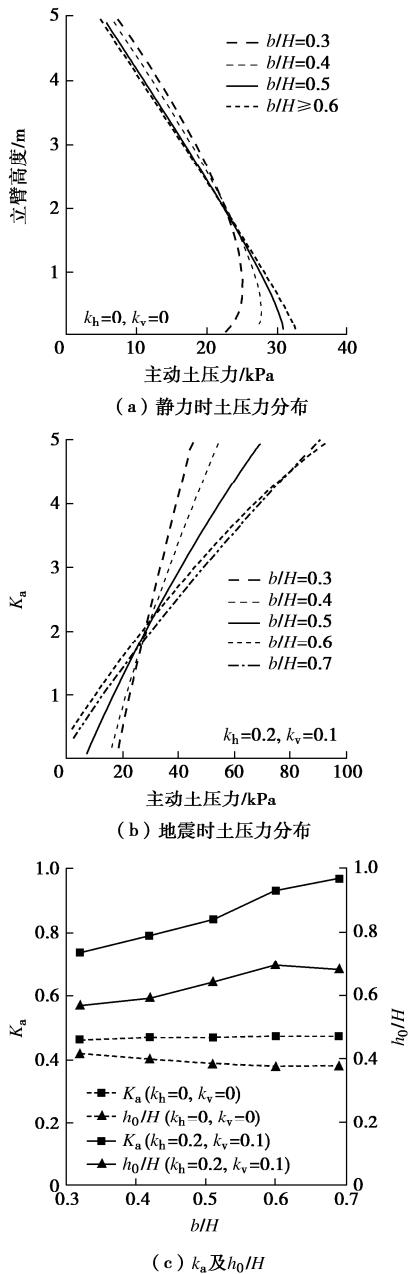


图 11 主动土压力分布、 K_a 及 h_0/H 随 b/H 的变化

Fig. 11 Variation of distribution of active earth pressure, K_a and h_0/H with b/H

4.3 墙背倾角

立臂土压力及其合力作用点随墙背竖向倾角变化

曲线如图 12 所示。可见, 在静力条件下, 随着墙背倾角增加, 立臂上半部分土压力基本不变, 下半部分所受土压力随之增大, 立臂土压力沿深度的顶点近底端的抛物线模式整体不变。在地震作用下, 立臂上半部分土压力随 ε 增加而有所增大, 下半部分则相应有所减小, 土压力整体均呈上大下小的非线性分布模式。随 ε 增加, 静动力条件下 K_a 均略呈线性增大, 但地震、静力土压力合力作用点分别略显线性上移与下移。

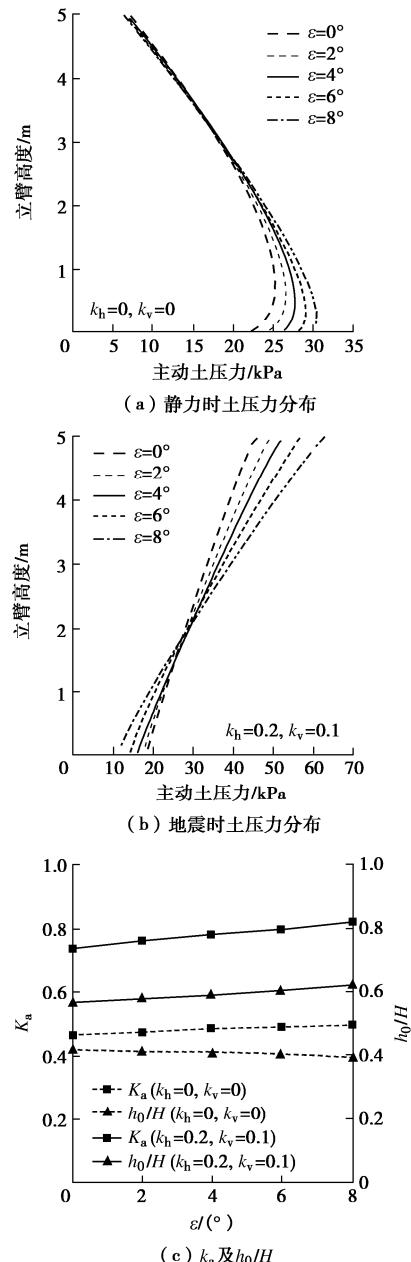


图 12 主动土压力分布、 K_a 及 h_0/H 随 ε 的变化

Fig. 12 Variation of distribution of active earth pressure, K_a and h_0/H with ε

5 与规范方法对比分析

现行《铁路路基支挡结构设计规范》中规定^[1],

悬臂式挡墙土压力按库仑理论计算,立臂上的侧向土压力采用库仑主动土压力时,应乘以修正系数1.25。以第4节中基本算例为例,在不同工况下,规范方法与本文方法的立臂土压力及立臂底端弯矩的计算结果如表1所示。

表1 立臂土压力及底端弯矩结果对比

Table 1 Comparison of earth thrusts on stem and bending moments at its bottom

k_h	土压力/(kN·m ⁻¹)		立臂底端弯矩/(kN·m)	
	本文方法	规范法 ^[1]	本文方法	规范法 ^[1]
0	135.9	141.3	290.1	235.5
0.1	163.5	159.2	415.3	265.3
0.2	195.1	179.6	537.9	299.3
0.3	231.3	203.2	679.3	338.7

在静力条件下,规范方法得到的立臂土压力相对本法偏大;随着水平地震影响系数增大,本文方法得到的地震土压力逐渐高于规范法结果,在 $k_h=0.2, 0.3$ 时,本法得到的土压力比规范结果分别高出约9%,14%,而立臂底端弯矩则比规范结果分别高出约80%和1倍。因此,在地震条件下(尤其强震),采用规范方法设计的悬臂墙可能偏于不安全。

由第4节所述的参数影响分析结果可知,在地震条件下,立臂土压力合力作用点距墙底高度位于 $0.55H\sim 0.70H$,与振动台试验^[14, 23]得到的 $2H/3$ 较为接近。这意味着,在地震条件下,土压力作用点位置明显高于静力条件下的值,该位置的提高不利于墙体结构稳定和整体抗倾覆稳定性,这也是挡墙震害调查中墙体多呈现倾覆破坏的原因^[25]。然而,现行规范^[1]未充分考虑地震土压力作用点位置显著提高这一重要特征。因此,本文方法有助于对实际工程提供相对偏于安全设计的指导与参考。

6 结 论

针对悬臂式挡土墙墙后填土的5种可能破坏模式,基于极限分析方法,且对假想坦墙墙背两侧土体采用斜向或水平条分法与拟静力法进行分析,获得立臂上静力与地震主动土压力的分布,得出以下4点结论。

(1) 悬臂式挡墙立臂主动土压力分析可分两步,一是针对坦墙墙背的主动土压力采用极限分析上限法确定其合力,以及坦墙后侧填土中滑裂面位置,再对该部分滑楔体采用斜向(平行于填土顶面)条分法计算土压力沿坦墙墙背分布,并通过土压力合力上限解予以修正;二是针对立臂与坦墙墙背之间的土体采用水平条分法,由上而下递推计算立臂土压力的分布。

(2) 在静力条件下,立臂土压力沿深度分布呈顶点位于下部的抛物线模式;在地震动力条件下,其分

布则一般呈非线性递减模式。在静力与地震条件下,立臂主动土压力合力作用点分别位于立臂下半段与上半段。

(3) 随 k_h 增加,立臂土压力沿深度分布由抛物线形逐渐转变为近似线性递减模式,立臂中上部土压力显著增大。在地震条件下,踵板宽度和墙背竖向倾角增加使立臂中上部主动土压力增大,导致立臂受力增加,不利于墙体结构受力。

(4) 强震条件下,立臂土压力合力作用点位置较静力条件下显著提高,本文方法得到的立臂土压力比现行铁路规范法的结果高出约9%~14%,相应的立臂底端弯矩更显著高于规范法结果,采用规范方法进行强震条件下悬臂墙的抗震设计可能偏于不安全。

参 考 文 献:

- [1] 铁路路基支挡结构设计规范: TB 10025—2019[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2019. (Code for Design of Retaining Structures of Railway Earthworks: TB 10025—2019[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2019. (in Chinese))
- [2] 李海光. 新型支挡结构设计与工程实例[M]. 2版. 北京: 人民交通出版社, 2011. (LI Haiguang. Design and Engineering Example of New Retaining Structure[M]. 2nd ed. Beijing: China Communications Press, 2011. (in Chinese))
- [3] BARGHOUTHI A F. Active earth pressure on walls with base projection[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 116(10): 1570-1575.
- [4] GRECO V R. Analytical active earth thrust on cantilever walls with short heel[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(12): 1649-1658.
- [5] GRECO V R. Seismic active thrust on cantilever walls with short heel[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, 29(2): 249-252.
- [6] KARKANAKI A R, GANJIAN N, ASKARI F. Stability analysis and design of cantilever retaining walls with regard to possible failure mechanisms: an upper bound limit analysis approach[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2017, 35(3): 1079-1092.
- [7] ALPER KAMILOĞLU H, SADOĞLU E. Experimental and theoretical investigation of short- and long-heel cases of cantilever retaining walls in active state[J]. International Journal of Geomechanics, 2019, 19(5): 1-17.
- [8] CHEN F Q, ZHANG Y B, LIN Y J, et al. Active earth pressure against inverted T-type retaining walls under translation mode[J]. International Journal of Geomechanics, 2021, 21(6):

- 04021077.
- [9] EVANGELISTA A, SCOTTO D S A, SIMONELLI A L. Evaluation of pseudostatic active earth pressure coefficient of cantilever retaining walls[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, **30**(11): 1119-1128.
- [10] SCOTTO DI SANTOLO A, EVANGELISTA A. Dynamic active earth pressure on cantilever retaining walls[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**(8): 1041-1051.
- [11] 李志浩, 肖世国. 地震条件下悬臂式挡墙主动土压力的极限分析方法[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2020, **31**(5): 79-87. (LI Zhihao, XIAO Shiguo. Limit analysis method of active earth pressure on cantilever retaining wall subjected to earthquake[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2020, **31**(5): 79-87. (in Chinese))
- [12] 戴自航, 林智勇, 郑也平, 等. L型挡土墙主动土压力计算的基底摩擦系数折减有限元法[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(4): 508-514. (DAI Zihang, LIN Zhiyong, ZHENG Yeping, et al. Finite element method for computations of active earth pressures acting on L-shaped retaining walls with reduced friction coefficients of base bottoms[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(4): 508-514. (in Chinese))
- [13] CHUGHASHOK K, LABUZJOSEPH F. Numerical simulation of an instrumented cantilever retaining wall[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **48**(9): 1303-1313.
- [14] 高洪梅, 卜春尧, 王志华, 等. 回填 EPS 混合土的防滑悬臂式挡墙地震稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(12): 2278-2286. (GAO Hongmei, BU Chunyao, WANG Zhihua, et al. Seismic stability of anti-sliding cantilever retaining wall with EPS composite soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(12): 2278-2286. (in Chinese))
- [15] JO S B, HA J G, LEE J S, et al. Evaluation of the seismic earth pressure for inverted T-shape stiff retaining wall in cohesionless soils via dynamic centrifuge[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, **92**: 345-357.
- [16] 肖世国. 似土质边(滑)坡抗滑桩后滑坡推力分布模式的近似理论解析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(1): 120-123. (XIAO Shiguo. Approximate theoretical solution of distribution modes of landslide thrust on anti-sliding piles in soil-like slopes or landslides[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(1): 120-123. (in Chinese))
- [17] GERAILI MIKOLA R, CANDIA G, SITAR N. Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, **142**(10): 1 - 9.
- [18] CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY. Canadian Foundation Engineering Manual[M]. Richmond: BiTech Publisher Ltd., 2006.
- [19] XIAO S G, YAN Y P, XIAO P. General solution for active earth pressure on rigid walls under strip surcharge on retained soils using variational method[J]. International Journal of Civil Engineering, 2021, **19**: 881 - 896.
- [20] 陈建功, 胡日成, 许明. 考虑合力作用点位置的主动土压力计算[J]. 工程力学, 2016, **33**(11): 132-139. (CHEN Jiangong, HU Richeng, XU Ming. Active earth pressure calculation considering force point location[J]. Engineering Mechanics, 2016, **33**(11): 132-139. (in Chinese))
- [21] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam; New York: Elsevier Scientific Pub. Co. 1975.
- [22] LIN Y L, LENG W M, YANG G L, et al. Seismic active earth pressure of cohesive-frictional soil on retaining wall based on a slice analysis method[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **70**: 133-147.
- [23] 李傲赢. 加筋悬臂式复合支挡结构振动台模型试验研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2019. (LI Aoying. Study of Shaking Table Test for Reinforced Cantilever Composite Retaining Structure[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2019. (in Chinese))
- [24] BENTLER J G, LABUZ J F. Performance of a cantilever retaining wall[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(8): 1062-1070.
- [25] 朱宏伟, 姚令侃, 赖军. 基于性能的重力式挡墙地震易损性分析[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(1): 150-157. (ZHU Hongwei, YAO Lingkan, LAI Jun. Seismic vulnerability assessment of gravity retaining walls based on performance[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(1): 150-157. (in Chinese))