

DOI: 10.11779/CJGE201411022

考虑墙前填土作用下无黏性填土挡墙地震转动稳定性分析

刘杰^{1, 2}, 黄达^{1, 3*}, 顾东明¹, 岑夺丰¹, 曾彬¹

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 河北工程大学土木工程学院, 河北 邯郸 056038;

3. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室(重庆大学), 重庆 400045)

摘要: 重力式挡土墙在地震作用下的稳定性一直是岩土工程研究的热点问题。将墙前填土、墙后填土、挡墙三者看作统一体系, 假设无黏性填土材料服从莫尔库仑破坏准则, 根据极限分析上限理论, 研究了重力式挡墙在地震作用下的纯转动稳定性。基于纯转动破坏假设, 得到考虑墙前填土作用下地震屈服加速度及破裂面倾角的计算公式, 并得到了屈服加速度系数的最优解。计算结果与 Mononobe-Okabe 法的计算结果一致, 验证了该方法的合理性。地震屈服加速度系数 k_{cr} 随挡墙前后填土高度比 (H_2/H_1) 的增大而增大, 特别是当高度比大于 0.15 后, k_{cr} 随 H_2/H_1 增大呈较快速地增加。故适当增加墙前填土高度, 可有效地提高挡墙地震作用下的转动稳定性。

关键词: 重力式挡墙; 墙前填土; 地震; 地震屈服加速度

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2014)11-2144-05

作者简介: 刘杰(1981-), 男, 博士研究生, 主要从事岩土工程及滑坡地质灾害方面的研究。E-mail: jielucqu@cqu.edu.cn。

Seismic rotating stability analysis of retaining wall backfilled by cohesiveless soils considering influence of front cover soils

LIU Jie^{1, 2}, HUANG Da^{1, 3}, GU Dong-ming¹, CEN Duo-feng¹, ZENG Bin¹

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. College of Civil Engineering, Hebei University of

Engineering, Handan 056038, China; 3. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of

Education, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: The seismic rotating stability analysis of gravity retaining walls is always the hot research spot in geotechnical engineering. The retaining wall, backfilled soils behind it and front cover soils are taken as a whole system. According to the upper bound method, assuming that the backfilled soils obey the Mohr-Coulomb criterion, the seismic rotating stability of gravity retaining walls is studied. Considering the effect of front cover soils for a pure rotational failure mechanism assumed, formulas are derived to calculate directly the yield acceleration and the inclination of the failure surface. The optimal solution of the yield acceleration is found. The calculated results are in agreement with the ones obtained by the Mononobe-Okabe method, and the proposed method is validated. The seismic yield acceleration coefficient k_{cr} increases with the increasing height ratio of front cover soils to backfills (H_2/H_1). Especially, when the value of H_2/H_1 is greater than 0.15, k_{cr} increases rapidly with an increase in H_2/H_1 . Therefore felicitous increase of front cover soils can improve the seismic rotating stability of retaining walls.

Key words: gravity retaining wall; front cover soil; earthquake; seismic yield acceleration

0 引言

挡土墙被广泛应用于公路、铁路、水利、矿山排土场及房屋建设等边坡加固或滑坡治理工程中, 是种最为常见的边/滑坡支挡结构之一。常用挡土墙土压力计算理论有 Coulomb 土压力理论和 Rankin 土压力理论。随着 2008 年汶川地震及近年来地震频发, 较多学者开展了地震荷载作用下的挡土墙稳定性分析。程亚

男等^[1]运用水平条分法对加筋土挡墙地震稳定性进行了研究。曲宏略等^[2]进行室内振动台试验, 得到桩板式抗滑挡墙的位移与土压力分布规律。王桂林等^[3]利

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (41472245, 41172243); 中央高校基本科研业务费重点项目 (CDJZR12205501)

收稿日期: 2014-02-21

*通讯作者

用极限分析上限理论对挡墙的转动稳定性进行了分析, 得到挡墙转动破坏时的地震屈服加速度。对地震作用下挡墙的转动稳定性分析, 通常使用转动力矩等于抗转动力矩作为极限平衡条件, 进而求出其地震屈服加速度和安全系数^[4-5]。根据这一思路, 可将挡墙的转动稳定性评价转化为研究其土压力分布特征, 如 Mononobe-Okabe 法可用于计算地震条件下挡土墙土压力分布^[4-6]。Azad 等^[6]研究了 Mononobe-Okabe 法计算的主动土压力分布随时间变化规律^[8]。Barros^[7]提出了地震及渗流场耦合作用下墙后填土的土压力分布计算方法。马少俊等^[9]采用极限平衡理论, 得出了地震作用下双层填土主动土压力的数值解。张永兴等^[10]研究了地震作用下挡墙的主动土压力大小及其作用位置随地震加速度的变化规律。

由于重力式挡墙均有一定埋深, 墙前肯定存在一定厚度的填土。而在以往较多研究里^[3-5, 11], 对于重力式挡墙转动稳定性计算, 墙前填土的作用基于保守考虑, 往往被忽略。为便于叙述, 下文中称忽略墙前填土的重力式挡墙为无埋深挡墙; 考虑墙前填土作用的重力式挡墙为有埋深挡墙。

虽然以往的绝大多数文献都是基于无埋深挡墙的研究, 但也有少数文献对有埋深挡墙进行分析。如 Zhang 等^[12]基于极限分析上限理论对有埋深挡墙地震作用下的滑动稳定性进行研究, 将挡墙、墙前填土、墙后填土看作整个系统, 并得到了极限状态下滑动破坏的地震屈服加速度。

本文针对地震作用下有埋深挡墙的转动稳定性开展研究, 将墙后填土、挡墙、墙前填土作为统一体系。应用极限分析上限理论计算体系外力功率与内能耗散, 研究地震作用下墙土系统的转动稳定性, 得到了地震条件下有埋深挡墙转动破坏模式下屈服加速度的计算方法。

1 理论模型

1.1 基本假设及破坏模式

针对本文的研究目标, 我们将地震条件下无黏性土场地内有埋深挡墙转动破坏模式做出有如下合理假设: ①墙土系统无限长, 忽略边端效应, 即满足平面应变条件; ②挡墙、墙前填土、墙后填土均视为均匀介质。墙前后填土面水平, 且墙后填土与挡墙顶面同高; ③墙前填土、墙后填土破裂面均为平面, 且分别从墙趾、墙踵处形成; ④填土满足 Mohr-Coulomb 破坏准则和极限分析上限理论的基本假设, 符合相关流动性法则; ⑤挡墙仅发生绕墙趾 (J_1 点) 的转动, 挡墙不产生滑动。

挡墙转动破坏模式如图 1 所示, 墙土系统包含 3

部分: 墙后填土破裂区三角形 $I_1I_2I_3$ 、墙前填土破裂区三角形 $J_1J_2J_3$ 和挡墙。应用极限分析上限理论计算时, 墙土系统受到的外力包括重力和水平地震作用力。当水平地震加速度达到临界值时, 挡墙开始发生绕墙趾 (J_1 点) 的转动, 此时的水平地震加速度为水平屈服加速度。 α 是墙面倾角, 墙背竖直。填土重度为 γ_s , 内摩擦角为 φ , 墙土界面摩擦角为 δ , 墙的重度为 γ_w , 墙宽为 B 。基于假设⑤, 当地面加速度超过临界值时, 挡墙以角速度 ω 绕墙趾 (J_1) 转动。按照多块体条分理论 (如图 2 所示), 可将每个破裂区的土体离散为无数个平行于破裂面 (I_1I_3 或 J_1J_3) 的刚性土条。

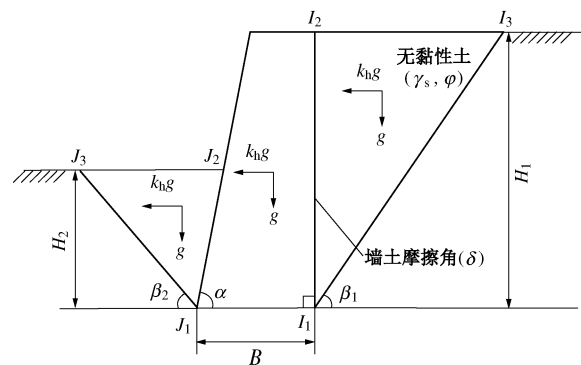


图 1 纯转动破坏模型

Fig. 1 Pure rotating failure model for retaining wall

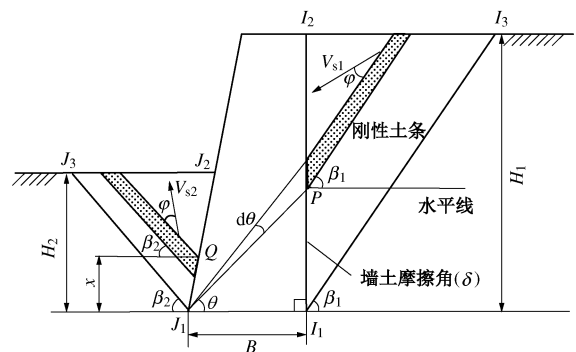


图 2 挡墙与刚性土条

Fig. 2 Retaining wall and rigid soil slices

1.2 速度场

图 2 中 P 为墙背上任意一点, 当墙发生转动时, P 点与邻近 P 点土条之间的速度矢量关系如图 3 所示。 V_{s1} 为土条速度, V_P 为 P 点速度, V_{PS} 为 P 点与土条相对速度。由速度相容原理和图 3 得到

$$V_{s1} = V_P \frac{\sin(\theta - \delta)}{\cos(\beta_1 - \varphi - \delta)}, \quad (1)$$

式中, θ 为 OP 的水平线倾角, β_1 为 I_1I_3 的水平线倾角。

由于挡墙上每一点都以角速度 ω 绕墙趾 (J_1 点) 转动, 于是得到

$$V_P = \frac{B\omega}{\cos\theta}. \quad (2)$$

将式 (2) 代入式 (1) 得到

$$V_{s1} = \frac{B\omega \sin(\theta - \delta)}{\cos \theta \cos(\beta_1 - \varphi - \delta)} \quad (3)$$

图 2 中 Q 为墙面上任意一点 (Q 点与墙前填土相邻, 即 Q 点位于嵌固段), 当墙发生转动时, Q 点与邻近土条之间的速度矢量关系如图 4 所示。 V_{s2} 为土条速度, V_Q 为 Q 点速度, V_{QS} 为 Q 点与土条之间的相对速度。

由速度相容原理和图 4 得到

$$V_{s2} = V_Q \frac{\cos \delta}{\sin(\beta_1 + \varphi + \delta + \alpha)} \quad (4)$$

式中, α 为墙面倾角。

由于挡墙上每一点都以角速度 ω 绕墙趾 (J_1) 转动, V_Q 的方向垂直于墙面, 于是得到

$$V_Q = \frac{\omega x}{\sin \alpha} \quad (5)$$

式中, x 为 Q 点的高度。

将式 (5) 代入式 (4) 得到

$$V_{s2} = \frac{\omega x \cos \delta}{\sin \alpha \sin(\beta_1 + \varphi + \delta + \alpha)} \quad (6)$$

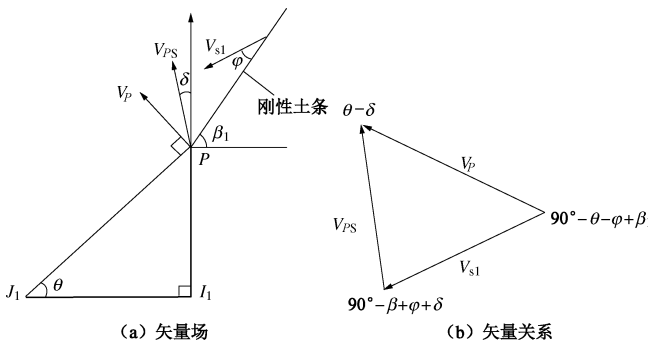


图 3 速度矢量示意图 (墙后)

Fig. 3 Velocity compatibility of adjacent blocks and velocity vectors (back of wall)

1.3 能量平衡方程及屈服加速度

计算墙后一个土条的面积时, 可以把土条看作细长的平行四边形 (实际上, 土条的上边与下边不平行, 如图 2 所示。), 则一个土条的面积为

$$\begin{aligned} dA_1 &= \cot \beta_1 (H_1 - B \tan \theta) d(B \tan \theta) \\ &= B \cot \beta_1 \sec^2 \theta (H_1 - B \tan \theta) d\theta \end{aligned} \quad (7)$$

同理, 墙前一个土条的面积为

$$\begin{aligned} dA_2 &= \frac{\sin(180^\circ - \alpha - \beta_2)(H_2 - x)}{\sin \beta_2} dx \\ &= \frac{\sin(\alpha + \beta_2)(H_2 - x)}{\sin \alpha \sin \beta_2} dx \end{aligned} \quad (8)$$

式中, H_1 , H_2 分别为挡墙高 (即墙后填土高度) 和墙前填土高度, β_2 为 $J_1 J_3$ 的水平线倾角。

应用极限分析上限理论计算时, 墙土系统所受外力包括地震惯性力和重力。挡墙发生绕墙趾转动时 (临界状态), 重力对挡墙做功的功率为

$$\dot{W}_{gw} = -\gamma_w \omega \left(\frac{1}{2} B^2 H_1 - \frac{1}{6} H_1^3 \cot^2 \alpha \right) \quad (9)$$

式中, γ_w 为挡墙重度。

挡墙发生绕墙趾转动时 (临界状态), 地震惯性力也对挡墙做功, 其功率为

$$\dot{W}_{ew} = k_h \gamma_w \omega \left(\frac{1}{2} B H_1^2 - \frac{1}{3} H_1^3 \cot^2 \alpha \right) \quad (10)$$

式中, k_h 为水平地震系数。

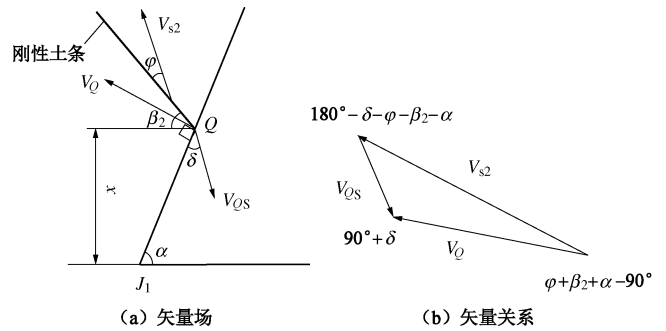


图 4 速度矢量示意图 (墙前)

Fig. 4 Velocity compatibility of adjacent blocks and velocity vectors (front of wall)

挡墙发生绕墙趾转动时, 每个土条都产生相应的运动。墙后土体破裂区 $I_1 I_2 I_3$ 由一系列平行于破裂面 $I_1 I_3$ 的土条组成, 墙前土体破裂区 $J_1 J_2 J_3$ 由一系列平行于破裂面 $J_1 J_3$ 的土条组成。求外力对破裂区土体做功功率就转化为求外力对各个土条做功功率之和。

重力对墙后土体破裂区 $I_1 I_2 I_3$ 做功功率为

$$\dot{W}_{gs1} = \int_A \gamma_s V_{s1} \sin(\beta_1 - \varphi) dA_1 \quad (11)$$

式中, γ_s 为土的重度。将式 (3)、(7) 代入式 (11) 得

$$\begin{aligned} \dot{W}_{gs1} &= \int_{A_1} \gamma_s V_{s1} \sin(\beta_1 - \varphi) dA_1 \\ &= \int_0^\varepsilon \gamma_s V_s \sin(\beta_1 - \varphi) B \cot \beta_1 \sec^2 \theta (H - B \tan \theta) d\theta \\ &= \gamma_s \omega \frac{\sin(\beta_1 - \varphi) \cot \beta_1}{\cos(\beta_1 - \varphi - \delta)} f_1 \end{aligned} \quad (12)$$

式中,

$$\begin{aligned} f_1 &= -\frac{1}{48} B^2 \left(\frac{H_1^2}{B^2} + 1 \right)^{3/2} [9H_1 \cos(3\varepsilon - \delta) - 5B \sin(3\varepsilon - \delta) - \\ &\quad 9H_1 \cos(\varepsilon + \delta) + 3B \sin(\varepsilon + \delta) + 3H_1 \cos(\varepsilon - \delta) - \\ &\quad 3H_1 \cos(3\varepsilon + \delta) + 9B \sin(\varepsilon - \delta) + B \sin(3\varepsilon + \delta)] \end{aligned} \quad (13)$$

$$\varepsilon = \arctan \left(\frac{H_1}{B} \right) \quad (14)$$

地震惯性力对墙后土体破裂区 $I_1 I_2 I_3$ 做功功率为

$$\dot{W}_{es1} = \int_A k_h \gamma_s \omega V_{s1} \cos(\beta_1 - \varphi) dA_1 \quad (15)$$

将式 (3)、(7) 代入式 (15) 得

$$\begin{aligned}\dot{W}_{es1} &= \int_A k_h \gamma_s \omega V_s \cos(\beta_1 - \varphi) dA_1 \\ &= \int_0^\varepsilon k_h \gamma_s V_s \cos(\beta_1 - \varphi) B \cot \beta_1 \sec^2 \theta (H - B \tan \theta) d\theta \\ &= k_h \gamma_s \omega \frac{\cos(\beta_1 - \varphi) \cot \beta_1}{\cos(\beta_1 - \varphi - \delta)} \cdot f_1 \quad (16)\end{aligned}$$

重力对墙前土体破裂区 $J_1J_2J_3$ 做功功率为

$$\dot{W}_{gs2} = \int_A \gamma_s V_{s2} \cos(90^\circ + \beta_2 + \varphi) dA_2 \quad (17)$$

将式 (6)、(8) 代入式 (17) 得

$$\begin{aligned}\dot{W}_{gs2} &= \int_{A_2} \gamma_s V_{s2} \cos(90^\circ + \beta_2 + \varphi) dA_2 \\ &= \int_0^{H_2} \gamma_s \frac{\omega x \cos \delta}{\sin \alpha \sin(\beta_2 + \varphi + \delta + \alpha)} \cdot \cos(90^\circ + \beta_2 + \varphi) \cdot \\ &\quad \frac{\sin(\alpha + \beta_2)(H_2 - x)}{\sin \alpha \sin \beta_2} dx \\ &= -\omega \gamma_s \sin(\beta_2 + \varphi) f_2 \quad (18)\end{aligned}$$

$$f_2 = \frac{\cos \delta \sin(\alpha + \beta_2) H_2^3}{6 \sin^2 \alpha \sin \beta_2 \sin(\beta_2 + \varphi + \delta + \alpha)} \quad (19)$$

地震惯性力对墙前土体破坏区 $J_1J_2J_3$ 做功功率为

$$\dot{W}_{es2} = \int_{A_2} k_h \gamma_s V_{s2} \cos(\beta_2 + \varphi) dA_2 \quad (20)$$

将式 (6)、(8) 代入式 (20) 得

$$\begin{aligned}\dot{W}_{es2} &= \int_{A_2} k_h \gamma_s V_{s2} \cos(\beta_2 + \varphi) dA_2 \\ &= \int_0^{H_2} k_h \gamma_s \frac{\omega x \sin(\alpha - \delta)}{\sin \alpha \cos(\beta_2 + \varphi + \delta)} \cdot \cos(\beta_2 + \varphi) \cdot \\ &\quad \frac{\sin(\alpha + \beta_2)(H_2 - x)}{\sin \alpha \sin \beta_2} dx \\ &= k_h \omega \cos(\beta_2 + \varphi) f_2 \quad (21)\end{aligned}$$

由于墙前、墙后填土均为砂土 (黏聚力 $c=0$), 根据极限分析上限理论, 墙土系统内能耗散为零^[13], 则

$$\dot{W}_{gw} + \dot{W}_{ew} + \dot{W}_{es1} + \dot{W}_{es2} + \dot{W}_{gs1} + \dot{W}_{gs2} = 0 \quad (22)$$

将式 (12)、(16)、(18)、(21) 代入式 (22) 得到

$$\begin{aligned}k_h = & \left\{ -\gamma_w \left(\frac{1}{2} B^2 H_1 - \frac{1}{6} H_1^3 \cot^2 \alpha \right) - \gamma_s \frac{\sin(\beta_1 - \varphi) \cot \beta_1}{\cos(\beta_1 - \varphi - \delta)} f_1 + \right. \\ & \left. \gamma_s \sin(\beta_2 + \varphi) f_2 \right\} / \left\{ \gamma_w \left(\frac{1}{2} B H_1^2 - \frac{1}{3} H_1^3 \cot^2 \alpha \right) + \right. \\ & \left. \gamma_s \frac{\cos(\beta_1 - \varphi) \cot \beta_1}{\cos(\beta_1 - \varphi - \delta)} f_1 + \gamma_s \frac{\cos(\beta_2 + \varphi) \sin(\alpha + \beta_2)}{\cos(\beta_2 + \varphi + \delta)} f_2 \right\} \quad (23)\end{aligned}$$

式中 k_h 是由 β_1, β_2 控制的函数。根据极限分析上限理论^[13], 式 (23) 满足速度相容条件及相适应的流动法则, 由外功率等于所消耗的内功率得到的荷载不小于实际的破坏荷载, 从而能够给出临界屈服加速度系

数的一个上限。当 β_1, β_2 同时满足条件

$$\frac{\partial k_h}{\partial \beta_1} = 0 \text{ 和 } \frac{\partial k_h}{\partial \beta_2} = 0 \quad (24)$$

时, 水平地震加速度系数 k_h 取得最小值 k_{cr} , k_{cr} 即屈服加速度系数, 此时 $\beta_1 = \beta_{1cr}, \beta_2 = \beta_{2cr}$ 。 β_{1cr}, β_{1cr} 分别为墙后填土、墙前填土破裂面的破裂倾角。

2 比较与实例

Zhang 等^[12]基于极限分析上限理论 (即墙土系统的能量平衡) 将挡墙、墙前填土、墙后填土看作整个系统, 得到了极限状态下挡墙滑动破坏的地震屈服加速度。本文与 Zhang^[12]方法类似, 得到了极限状态下挡墙转动破坏的地震屈服加速度。

将本文方法计算结果与 Mononobe-Okabe 法计算结果进行比较, 以证明其正确性。Mononobe-Okabe 法假设动土压力 (包括主动土压力和被动土压力) 合力作用点位于基础以上 1/3 倍填土厚度的位置。墙土系统如图 5 所示, 取计算参数 $H_1 = 9.6 \text{ m}, B = 3.3 \text{ m}, \varphi = 30^\circ, \alpha = 85^\circ, \gamma_w = 25 \text{ kN/m}^3, \gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$, 其他参数见表 1。观察表 1 的计算结果可发现, 2 种方法计算结果一致。2 种方法的不同在于: 本文方法基于墙土系统的能量平衡; 而 Mononobe-Okabe 法则利用极限平衡原理, 基于挡墙所受外力的力矩平衡。

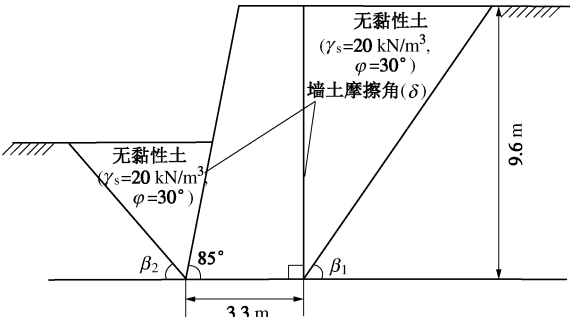


图 5 计算实例示意图

Fig. 5 Example

表 1 本文法计算结果与 Mononobe-Okabe 法比较

Table 1 Comparison between calculated results and those by

H_2 /m	δ /($^\circ$)	Mononobe-Okabe method			Mononobe-Okabe k_{cr}
		本文 $\beta_{1cr}/(^\circ)$	本文 $\beta_{2cr}/(^\circ)$	本文 k_{cr}	
0	15	56.2764	—	0.0086	0.0086
0	20	54.5075	—	0.0322	0.0322
0	25	51.8543	—	0.0569	0.0569
0.6	15	56.2764	20.0603	0.0093	0.0093
0.6	20	54.0653	17.4824	0.0330	0.0330
0.6	25	51.8543	15.1759	0.0579	0.0579
1.2	15	56.2764	20.0603	0.0144	0.0144
1.2	20	54.0653	17.4824	0.0390	0.0390
1.2	25	51.4121	15.0402	0.0651	0.0651
1.8	15	55.3920	19.9246	0.0279	0.0279
1.8	20	53.1809	17.3467	0.0549	0.0549
1.8	25	50.5276	14.9045	0.0839	0.0839

图 6 为本文方法计算的屈服加强度 k_{cr} 随前、后填土高度比 (H_2/H_1) 的变化曲线 (H_2 为变化量, 其它计算参数同前)。可发现 k_{cr} 随 H_2/H_1 的增大先缓慢增加, 但当 H_2/H_1 约大于 0.15 时, k_{cr} 随 H_2/H_1 增大将呈较快速地增加。也就是说, 对于地震屈服加速度计算: 如果挡墙埋深不大时 (即墙前填土高度较小时, 图 6 中 H_2/H_1 约小于 0.15), 忽略挡墙埋深的计算误差很小; 但当墙前高度较大时 (如图 6, H_2/H_1 约大于 0.15), 忽略挡墙埋深将产生较大的计算误差。图 6 也表明挡墙前、后填土高度比 H_2/H_1 越大 (也即如墙后填土高度恒定时, 墙前填土越厚), 其地震屈服加速度越大。

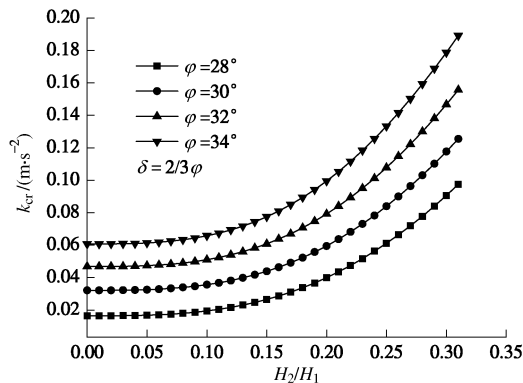


图 6 k_{cr} 与 H_2/H_1 关系

Fig. 6 Relationship between k_{cr} and H_2/H_1

3 结 论

(1) 将挡墙、墙前、墙后填土破裂区看作一个系统, 基于极限分析上限理论提出了屈服加速度的计算方法。且其与 Mononobe-Okabe 法的计算结果一致。

(2) 当挡墙前后填土高度比 (H_2/H_1) 较大时, 挡墙埋深不可忽略。适当增加墙前填土高度可有效增大地震屈服加速度, 提高挡墙地震作用下的转动稳定性。

参考文献:

- [1] 程亚男, 孙树林, 阮晓波, 等. 加筋土挡墙地震稳定性的拟动力分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(12): 3573 - 3579. (CHENG Ya-nan, SUN Shu-lin, RUAN Xiao-bo, et al. Pseudo-dynamic analysis of seismic stability of reinforced soil walls[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(12): 3573 - 3579. (in Chinese))
- [2] 曲宏略, 张建经. 桩板式抗滑挡墙地震响应的振动台试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(3): 743 - 750. (QU Hong-lue, ZHANG Jian-jing. Research on seismic response of anti-sliding sheet pile wall by shaking table test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(3): 743 - 750. (in Chinese))
- [3] 王桂林, 赵 飞, 张永兴. 重力式挡土墙地震旋转位移下的屈服加速度[J]. 岩土力学, 2013, **34**(6): 1579 - 1585. (WANG Gui-lin, ZHAO Fei, ZHANG Yong-xing. Earthquake yield acceleration of seismic rotational displacement of gravity retaining wall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(6): 1579 - 1585. (in Chinese))
- [4] ZENG X, STEEDMAN R. Rotating block method for seismic displacement of gravity walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, **126**(8): 709 - 717.
- [5] CHOUDHURY D, AHMAD S M. Stability of waterfront retaining wall subjected to pseudo-static earthquake forces[J]. Ocean Engineering, 2007, **34**(14): 1947 - 1954.
- [6] AZAD A, YASROBI S S, PAK A. Seismic active pressure distribution history behind rigid retaining walls [special issue][J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008, **28**(5): 365 - 375.
- [7] BARROS P L A. A Coulomb-type solution for active earth thrust with seepage[J]. Géotechnique, 2006, **56**(3): 159 - 164.
- [8] MATSUZAWA H, ISHIBASHI I, KAWAMURA M. Dynamic soil and water pressures of submerged soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**(10): 1161 - 1176.
- [9] 马少俊, 韩同春, 黄福明, 等. 地震荷载作用下双层填土的主动土压力计算[J]. 浙江大学学报(工学版), 2012, **46**(3): 470 - 475. (MA Shao-jun, HAN Tong-chun, HUANG Fu-ming, et al. Seismic active earth pressure on retaining wall with two-layer of cohesive backfill[J]. Journal of Zhejiang University Engineering (Engineering Science), 2012, **46**(3): 470 - 475. (in Chinese))
- [10] 张永兴, 陈 林. 地震作用下挡土墙主动土压力分布[J]. 深圳大学学报(理工版), 2012, **29**(1): 31 - 37. (ZHANG Yong-xing, CHEN Lin. Seismic active earth pressure of retaining wall[J]. Journal of Shenzhen University Science and Engineering, 2012, **29**(1): 31 - 37. (in Chinese))
- [11] LI X, WU Y, HE S. Seismic stability analysis of gravity retaining walls[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, **30**(10): 875 - 878.
- [12] ZHANG X, HE S, SU Q, et al. Seismic stability analysis of pre-stressed rope of anti-slide retaining wall[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2013, **31**(4): 1393 - 1398.
- [13] 陈惠发. 极限分析与土体塑性[M]. 詹世斌, 译. 北京: 人民交通出版社, 1995. (CHEN Hui-fa. Limit analysis and soil plasticity[M]. Zhan Shi-bin, tran. Beijing: China Communications Press, 1995. (in Chinese))