



Makdisi & Seed 法在斜坡式防波堤 地震位移计算中应用

郭士勇, 王明明

(中交第四航务工程勘察设计院有限公司, 广东 广州 510230)

摘要: 对于斜坡式防波堤结构在地震作用下的安全性评价, 我国规范仅仅限定稳定系数的设计理念将导致其在国际竞争中处于不利局面。介绍 Makdisi & Seed 法在斜坡式防波堤地震作用下位移计算的应用, 为高震区防波堤工程设计提供参考。

关键词: 斜坡式防波堤; 地震位移; Makdisi & Seed 法

中图分类号: U 652.7

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2016)05-0014-05

Application of Makdisi & Seed method in rubble-mound breakwater seismic displacement calculation

GUO Shi-yong, WANG Ming-ming

(CCCC-FHDI Engineering Co., Ltd., Guangzhou 510230, China)

Abstract: For the safety evaluation of rubble-mound breakwater under earthquake, Chinese standard defines only FOS factor in the design concept which will lead to an unfavorable situation in the international competition. This essay introduces the Makdisi & Seed method for the rubble-mound breakwater seismic displacement calculation, to serve as reference for similar projects in high intensity earthquake area.

Keywords: rubble-mound breakwater; seismic displacement; Makdisi & Seed method

近几年来, 随着我国在海外影响力的不断扩大, 我国一些港口工程建设企业开始在国际工程建设领域崭露头角。然而, 海外项目在自然条件上与国内项目存在着很大差异。尤其在一些高震区, 例如中东、拉丁美洲及东南亚, 水工结构抗震设计成为企业国际竞争的重中之重。斜坡式防波堤作为常见的结构形式, 其合理的抗震设计将有利于企业在国际竞争中取得先机。

目前地震边坡稳定性分析方法主要基于极限平衡理论和应力-变形分析。我国的水运工程抗震设计规范^[1]对斜坡式防波堤地震作用下稳定性分

析就采用拟静力平衡的方法。然而, 拟静力法只提供一个稳定指标(安全系数), 没有提供与破坏面相关的变形信息。而国外的一些标准, 如 ASCE/COPRI 61-14^[2]、PIANC^[3]等都明确: 当安全系数小于规定时, 可以通过计算堤体位移来评估堤体的安全性。而采用有限元法和有限差分法对其地震位移进行分析时, 其分析过程十分复杂和繁琐, 不利于工程实际应用与前期评估。本文旨在介绍一种斜坡式防波堤在地震作用下位移的简化计算方法——Makdisi & Seed 法, 其比传统拟静力分析能提供更多信息, 亦比 FEM 分析更简单实用。

收稿日期: 2015-11-24

作者简介: 郭士勇(1985—), 男, 工程师, 注册土木工程师, 从事港口及航道工程设计工作。

1 理论简介

1.1 滑块模型

1965 年, Newmark^[4] 提出了计算岸坡地震永久位移的滑块模型, 基础是极限平衡理论, 其将滑动体看成一个放在倾斜坡面上的刚性滑块(图 1)。

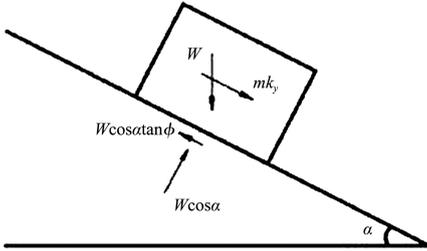


图 1 Newmark 滑块受力示意

一旦地震加速度超过了其屈服加速度 k_y , 滑动体就会沿着最危险滑动面发生瞬时失稳并产生位移。而地震过后的永久位移是将外荷载加速度与屈服加速度的差值部分对时间进行积分(图 2)。Newmark 模型在地震滑坡风险评估中应用广泛, 且不断得到改进。

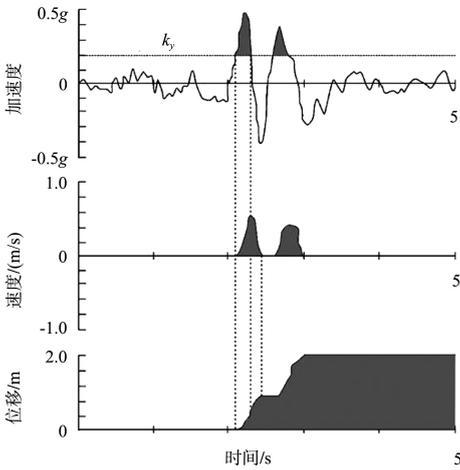


图 2 Newmark 模型累积位移求解原理

1.2 Makdisi & Seed 法

Makdisi & Seed^[5] 在 Newmark 模型的基础上进行了改进, 认为滑动面不一定是平直的, 其平均加速度 k_{max} 应该与滑动体的高度 y 以及堤体高度 h 有一定关系。通过二维有限元计算并结合 Seed & Martin^[6] 的成果给出了滑动体相对高度 y/h 与 k_{max}/u_{max} 的关系(图 3), 其中, u_{max} 为堤顶水平向峰值加速度。

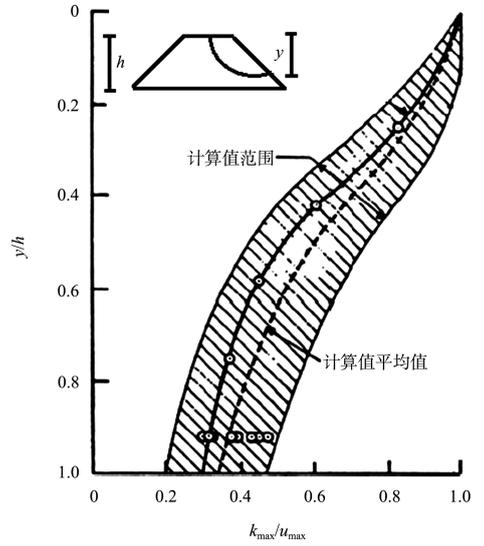


图 3 y/h 与 k_{max}/u_{max} 关系

同时, Makdisi & Seed 根据计算不同滑动体高度、不同堤身材料的结果, 给出 3 种地震等级下屈服加速度 k_y 与滑坡体平均加速度 k_{max} 比值跟归一化位移 $U/k_{max}gT_0$ 的相对关系(图 4)。图中: g 为重力加速度, T_0 为防波堤第一阶固有周期, M 为矩震级。

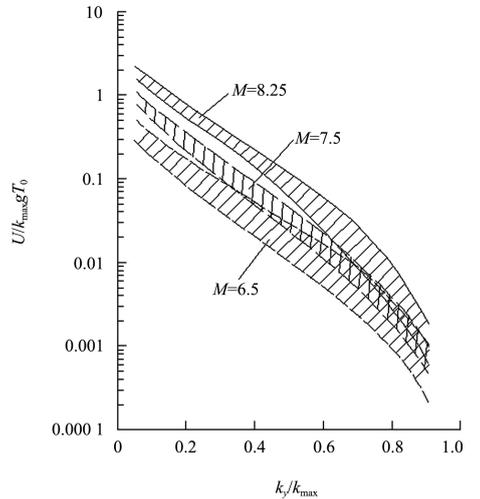


图 4 $U/k_{max}gT_0$ 与 k_y/k_{max} 关系

Makdisi & Seed 法是在结合大量的有限元分析的基础上得到的一种经验分析方法。利用该方法, 可通过简单的静力分析得到相关计算参数, 从而近似评估岸坡在地震作用下的永久位移。

2 Makdisi & Seed 法计算流程

通过 Makdisi & Seed 的成果, 可以方便地计算

防波堤堤身在地震作用下的永久位移 U ，计算流程见图5。

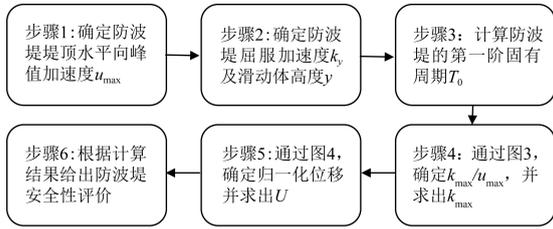


图5 Makdisi & Seed 计算流程

在应用上面的计算流程时，应明确以下几个关键点：

1) 堤顶水平向峰值加速度 u_{max} 通常认为与设计地面峰值加速度有存在一定联系，美国 NRC^[7] 给出了其相关关系(图6)；

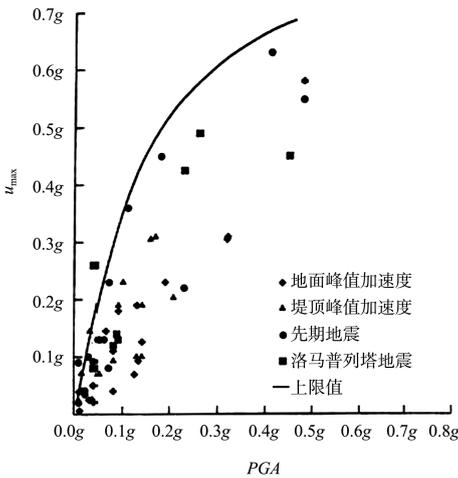


图6 设计地面峰值加速度与 u_{max} 关系

2) 防波堤屈服加速度可以利用极限平衡的条分法计算即可，但在土体参数上，Makdisi & Seed 认为土体在地震循环荷载作用下其强度指标比静力时要小，一般偏小 10%~20%；

3) 防波堤地震作用下位移与其自身固有周期有关，其中第一固有周期对其影响最为显著，Rathje & Bray^[8] 给出了第一固有周期近似计算公式：

$$T_0 = 2.61h/V_s \quad (1)$$

式中： V_s 为坝体或坝体下部土体的剪切波速(m/s)；

4) 一般认为，当利用极限平衡的条分法计算防波堤安全系数小于 1.1 时，应对防波堤位移进行计算，其控制最大位移不得大于护面块体或块石的中值粒径 D_{n50} 的 0.5 倍及 1 m 中小值。

3 案例应用

3.1 项目概况

某海外防波堤工程位于中美洲，在加勒比海沿岸，地震基岩峰值加速度为 0.30g，设计地震峰值加速度为 0.34g。该工程地质条件主要以砂质为主，局部存在黏土层。拟建防波堤采用抛石斜坡式结构，堤顶高程 5.0 m，顶宽 8.6 m，典型断面泥面高程 -12.5 m，坡面斜率为 1:1.5，护面块体采用 5 t 扭王字块。垫层及棱体分别采用 250~500 kg 和 800~1 000 kg 块石，堤心采用 1~500 kg 开山块石。为了保证防波堤安全，对表面细砂层进行振冲密实处理(图7，表1)。

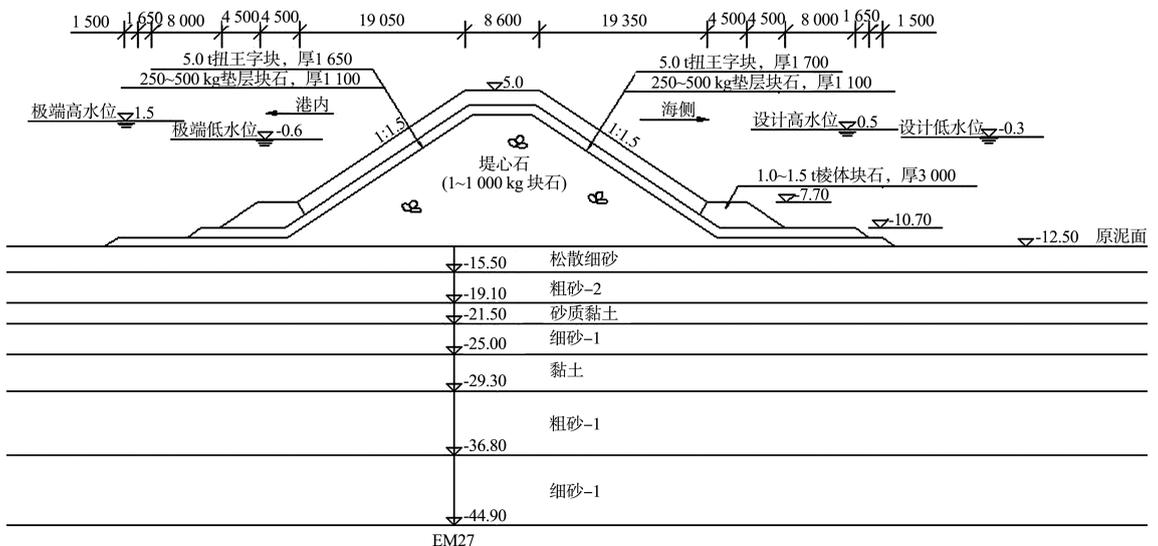


图7 防波堤典型断面(高程: m; 尺寸: mm)

表 1 土层及堤身材料计算参数

地层	密度 $\rho/$ (kg/m^3)	剪切波速 $v_s/$ (m/s)	内摩擦角 $\varphi/$ ($^\circ$)	粘聚力 $C/$ kPa
①细砂-1	2 040	406	42.0	0
②粗砂-1	2 005	378	40.0	0
③黏土	2 050	274	25.2	96.7
④细砂-2	1 980	290	32.0	0
⑤砂质黏土	2 040	250	23.4	80.3
⑥粗砂-2	1 950	219	32.0	0
⑦松散细砂(处理后)	1 950	192	28.0	0
⑧块石	2 000(1 700)	320	42.0	0
⑨扭王字块	1 650(1 140)	500	45.0	5.0

注: 括号中材料密度指水上密度。

3.2 计算参数确定

首先, 利用 GEO-SLOPE 2007 软件对该防波堤在地震作用下边坡稳定进行分析, 计算采用 Bishop 法, 计算水位采用设计低水位, 计算结果见图 8。可以看出其边坡稳定系数 FOS 只有 0.899, 无法达到 $\text{FOS} > 1.0$ 的要求, 因此, 需要对岸坡位移进行评价。

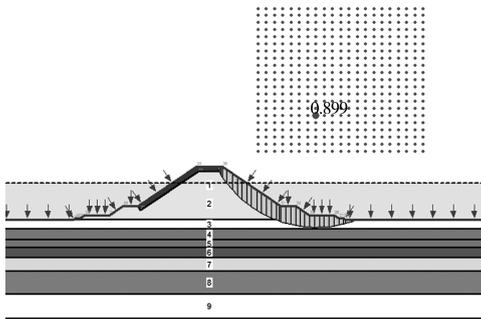


图 8 地震作用下边坡稳定计算结果

根据计算流程, 设计地震基岩峰值加速度为 $0.34g$, 利用图 6 查得堤顶水平向峰值加速度 u_{\max} 为 $0.62g$ 。

其次, 将土体 ①~⑦ 参数折减 20%, 利用 GEO-SLOPE 2007 软件通过调整地震力系数使边坡稳定系数达到 1.0, 其结果见图 9, 这时的水平加速度即为 k_y , 其值为 $0.11g$ 。滑坡体高度 y 为 20.5m , 计算防波堤周期 $T_0 = 0.237\text{s}$ 。

然后, 通过图 3, 取 k_{\max}/u_{\max} 的上限值为 0.45, 得到滑坡体平均加速度 $k_{\max} = 0.278g$ 。

最后, 通过 $k_y/k_{\max} = 0.396$, 查图 4 中 $M = 8.25$

曲线阴影区域, 得到归一化位移 $U/k_{\max}gT_0 = 0.25$, 再根据已计算出来的 T_0 , 可以得到 $U = 0.25k_{\max}gT_0 = 0.161\text{m}$ 。5 t 扭王字块 $0.5D_{n50} = 0.65\text{m}$ ($>0.161\text{m}$), 满足设计要求。

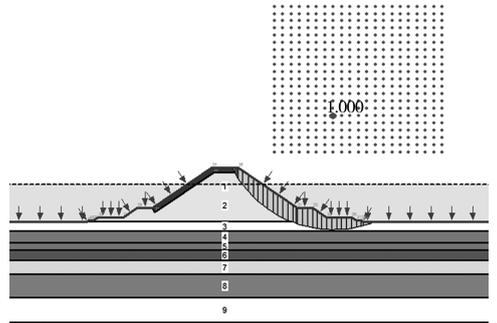


图 9 折减 20%地震作用下边坡稳定计算结果

3.3 计算结果分析

郭士勇等^[9]基于 FLAC-2D 软件, 对该工程进行过动力时程分析, 其位移分析结果见图 10。

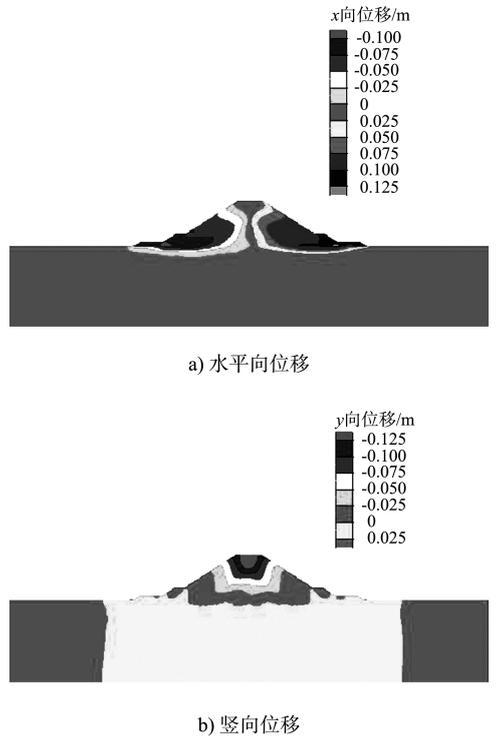


图 10 地基处理后地震位移

从图 10 可以看出, 防波堤水平位移主要发生在防波堤两侧坡脚处, 而竖向位移主要发生在防波堤的堤顶处。该防波堤最大位移不超过 0.15m , 而采用 Makdisi & Seed 法计算结果为 0.161m , 说明 Makdisi & Seed 简化计算可满足工程计算要求。

4 结论

1) 当计算的斜坡式防波堤地震作稳定系数小于规范要求时,可采用 Makdisi & Seed 法对防波堤位移进行计算,以便评价防波堤安全性。

2) 利用边坡稳定性分析软件,即可求出 2 个重要参数水平加速度 k_y 及滑坡体高度 y , 结合 Makdisi & Seed 给出的相关参数关系,即可方便地求出防波堤在地震作用下的位移 U 。

3) 通过对现有工程案例计算,并结合先前对该工程的动力时程分析结果进行对比,说明 Makdisi & Seed 计算可满足工程精度。

4) Makdisi & Seed 法是基于二维有限元分析得到的,无法评估不确定性,并且其设计曲线边界并非真正的上限和下限,建议在有条件时应进行动力时程分析。

参考文献:

[1] JTS 146—2012 水运工程抗震设计规范[S].

[2] ASCE/COPRI 61-14 Seismic Design of Piers and Wharves[S].

[3] PIANC Seismic Design Guidelines for Port Structures[S].

[4] Newmark N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Geo-technique, 1965, 15(2): 139-160.

[5] Makdisi F, Seed H. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1978, 104(7): 849-867.

[6] Seed H B, Martin G R. The seismic coefficient in earth dam design[J]. Journal of the Soil Mechanical and Foundation Division, ASCE, 1966(3): 25-58.

[7] NUREG/CR-5741 Technical Bases for Regulatory Guide for Soil Liquefaction[S].

[8] Rathje E M, Bray J D. One- and two-dimensional seismic analysis of solid-waste landfills[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38(4): 850-862.

[9] 郭士勇,李声文.基于 FLAC-2D 的斜坡式防波堤地震响应分析[J].水运工程,2014(7): 64-68.

(本文编辑 郭雪珍)

(上接第 13 页)

参考文献:

[1] Saville T. Large-scale model tests of wave run up and overtopping on shore structures[M]. Washington D C: U S Army, Corps of Engineers, Beach Erosion Board, 1958.

[2] 合田良实.港口建筑物的防浪设计[M].刘大中,孙巨才,译.北京:海洋出版社,1984.

[3] Owen M W. Design of seawalls allowing for wave overtopping[M]. UK: H R Wallingford, 1980.

[4] Meer J W V D, Janssen J P F M. Wave run-up and wave overtopping at dikes [J]. American Society of Civil Engineers, 1995, 12(2): 175-189.

[5] Van der Meer J W. Technical report wave run-up and wave overtopping at dikes[R]. Holland: Advisory Committee on Flood Defence, 2002.

[6] De Waal J P, Tönjes P, Van d M J W. Wave Overtopping of Vertical Structures Including Wind Effect[C]//Coastal Engineering .USA: ASCE, 2012.

[7] 卢无疆.直立堤堤前抛石对越浪量的影响[J].海洋工程,1985(1): 81-90.

[8] 余广明,章家昌,周家宝.风浪在单坡堤上的越顶流量[J].水利水运工程学报,1991(3): 233-239.

[9] 贺朝教,任佐皋.带胸墙斜坡堤越浪量的试验研究[J].海洋工程,1995(2): 62-70.

[10] 王红,周家宝,章家昌.单坡堤上不规则波越浪量的估算[J].水利水运工程学报,1996(1): 58-63.

[11] 李晓亮,俞聿修,赵凤亚,等.斜向和多向不规则波在斜坡堤上的平均越浪量的试验研究[J].海洋学报,2007(1): 139-149.

[12] JTS 145-2—2013 海港水文规范[S].

[13] Hebsgaard M, Sloth P, Juhl J. Wave Overtopping of Rubble Mound Breakwaters [C]//Coastal Engineering. USA: ASCE, 2012: 2 235-2 248.

[14] 俞聿修.随机波浪及其工程应用[M].大连:大连理工大学出版社,2000.

[15] JTJ/T 234—2001 波浪模型试验规程[S].

[16] Perroud P H. Solitary wave reflection along a straight vertical wall at oblique incidence [D]. USA: California University, 1957.

(本文编辑 武亚庆)