

文章编号: 1000-7598-(2014) 06-1775-07

行波激励下防波堤地震动力响应分析

杨 勋^{1,2}, 王欢欢^{1,2}, 余克勤³, 金先龙^{1,2}

(1. 上海交通大学 机械系统与振动国家重点实验室, 上海 200240;

2. 上海交通大学 机械与动力工程学院, 上海 200240; 3. 上海核工程研究设计院, 上海 200233)

摘 要: 考虑到行波效应对防波堤地震动力响应的影响, 建立了基于弹塑性本构的防波堤-地基系统三维有限元模型。分析中考虑了结构间的动态接触作用, 并采用基于接触负载均衡的显式并行计算方法, 解决了大规模非线性有限元问题的求解困难。计算给出了不同视波速下行波效应对防波堤挡浪墙沉降、防波堤残余变形以及挡浪墙截面弯矩的影响程度及规律。结果表明: 挡浪墙震后沉降随视波速增大而增大, 并逐步逼近一致激励响应; 行波效应对防波堤残余变形模式几乎没有影响, 行波激励与一直激励下所得的残余变形模式基本一致, 横波地震动输入下引起的震后残余变形要大于纵波输入下的残余变形; 多数情况下, 行波激励下的挡浪墙弯矩会比相应的一致激励下的响应大。分析方法及结果为防波堤三维整体抗震设计提供了参考。

关 键 词: 防波堤; 地震响应; 行波; 并行计算; 三维有限元; 数值仿真

中图分类号: TU 452

文献标识码: A

Seismic dynamic response analysis of breakwater under traveling wave excitations

YANG Xun^{1,2}, WANG Huan-huan^{1,2}, YU Ke-qin³, JIN Xian-long^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Mechanical System and Vibration, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200240, China;

2. School of Mechanical Engineering, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200240, China

3. Shanghai Nuclear Engineering Research and Design Institute, Shanghai 200233, China)

Abstract: Three-dimensional finite element model of breakwater-ground system is established for calculating the influence of traveling wave excitation based on elastoplastic constitutive model. Considering the dynamic breakwater-soil interaction, the model is solved by supercomputer based on contact balanced algorithm for explicit parallel computing. The difficulty of calculating the large-scale nonlinear finite element problems is solved based on this method. The settlement of wave barrier, the permanent deformation of breakwater and the bending moment of wave barrier under different wave velocities are researched. The results show that when considering the wave travelling effect of ground motion, the settlement of wave barrier increases with the wave velocity increasing, and gradually approaches the response of uniform excitation. The travelling wave effect has little effect on the residual deformation mode of breakwater, and the deformation mode under different wave velocities are almost the same. The permanent displacement of breakwater under SH wave excitation is bigger than the one under P wave excitation. In most cases, the bending moments of wave barrier under nonuniform excitation are bigger than ones under uniform excitation. The results are valuable for the choice of aseismic measures for breakwater.

Key words: breakwater; seismic response; traveling wave; parallel calculation; 3D finite elements; numerical simulation

1 引 言

日本“3.11”福岛核事故发生以后, 核电安全受到越来越多学者的关注。防波堤作为核电站海防工

程的重要组成部分, 可以阻断波浪及海潮冲击, 保护整个核电厂区。一旦在地震中发生破坏, 将严重威胁核电厂区安全^[1]。

以往对防波堤的抗震研究偏重于时间变化特

收稿日期: 2013-03-22

基金项目: 国家自然科学基金项目(No.11072150); 国家高技术研究发展计划 863 重大项目(No.2012AA01AA307)。

第一作者简介: 杨勋, 男, 1986 年生, 博士研究生, 主要从事复杂系统数值仿真研究。E-mail: yang220102@sjtu.edu.cn

通讯作者: 金先龙, 男, 1961 年生, 博士, 教授, 主要从事大型复杂系统数值仿真、高性能计算与仿真研究。E-mail: jxlong@sjtu.edu.cn

征,一般将防波堤模型简化为平面应变模型,从强度及频谱等方面来进行研究,在进行分析时,多假设各支点所受的激励是一致的^[2-5]。但防波堤结构轴线长度较长,属于典型的空间结构,地震波到达各点的时间不同,引起的响应必然存在差异。另外,地震波在结构内部会发生反射、折射以及叠加,地震波传播过程中能量耗散会引起衰减效应,以及沿岸地质条件差异等因素也都不容忽视。基于上述,对于防波堤系统的抗震分析,显然宜采用三维动力有限元方法进行分析计算。另一方面,目前防波堤地震响应的有限元仿真多数采用等价黏弹性材料本构进行等价线性分析,该方法在参数选择和应用方面积累了丰富的试验资料和工程经验。但这种方法不能考虑应力路径的影响;不能计算永久变形。基于弹塑性本构模型的非线性分析方法能够较好地克服以上缺点,在理论上比等价线性方法更为合理^[6-7]。同时,基于弹塑性本构的防波堤全三维有限元模型计算规模巨大,区域分解法并行计算是解决这类问题最常用的方法之一^[8]。区域分解法中分区的好坏直接影响并行计算的性能^[9],目前常用的递归坐标二分法没有考虑防波堤-地基系统模型的计算特点,不能保证分区负载均衡,进而影响计算效率。

综合以上分析,本文以沿海某核电站防波堤为背景,建立了防波堤-地基系统的三维弹塑性有限元模型,模型考虑了结构间的动态接触。本文采用基于接触负载均衡的显式并行计算方法,在超级计算机上对防波堤-地基系统在一致及行波激励等多种工况下的动力响应进行了计算分析。

2 显式并行计算方法

2.1 显式积分计算方法

本文采用显式动力学算法对模型进行求解计算,系统某一时刻的运动方程可以表示为

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P(t) \quad (1)$$

式中: $\ddot{U}$ 为节点加速度列阵; $\dot{U}$ 为节点速度列阵; U 为节点位移列阵; $P(t)$ 为外力向量列阵; M 为质量矩阵; C 为阻尼矩阵; K 为刚度矩阵。

显式积分算法采用中心差分法来进行时间积分,在 $0 \sim t_n$ 时步解已知的情况下,求解 t_{n+1} 时步的解,运动方程可改写为

$$M\ddot{U}(t_n) = P(t_n) - F^{\text{int}}(t_n) + H(t_n) - C\dot{U}(t_n) \quad (2)$$

$$F^{\text{int}}(t_n) = \sum_{\Omega} \int B^T \sigma_n d\Omega + F^{\text{contact}} \quad (3)$$

式中: $P(t_n)$ 为外力向量列阵; $F^{\text{int}}(t_n)$ 为内力向量; $H(t_n)$ 为沙漏阻力。

在时域内应用中心差分法可得

$$\dot{U}(t_{n+\frac{1}{2}}) = \dot{U}(t_{n-\frac{1}{2}}) + \ddot{U}(t_n)\Delta t_n \quad (4)$$

$$\Delta t_{n+\frac{1}{2}} = \frac{\Delta t_n + \Delta t_{n+1}}{2} \quad (5)$$

从而可以求得在 t_{n+1} 时刻的位移,更新 t_n 时刻的系统几何构型,得到 t_{n+1} 时刻系统新的几何构型。显式积分方法不用形成总体刚度阵,不需要矩阵求逆运算,可以节省大量求解时间及存储空间。

2.2 并行计算方法

防波堤-地基系统的三维有限元模型规模巨大,且基于弹塑性本构的材料非线性及结构间的接触非线性计算需要消耗大量的计算资源。基于区域分解的并行计算是解决这一问题的有效方法,区域分解方法的原则是使各分区计算负载均衡且分区间通信量最小。目前常用的递归坐标二分法(RCB)可以保证各分区单元数量相当,但不能保证各计算节点负载均衡^[10]。本文针对模型中存在大量动态接触的特点,采用基于接触负载均衡的区域分解方法(CBB)进行分区,利用显式动力学方法进行计算,其基本流程如图1所示。CBB方法可使各区域的负载均衡,并减少信息传递开销,从而提高并行效率。

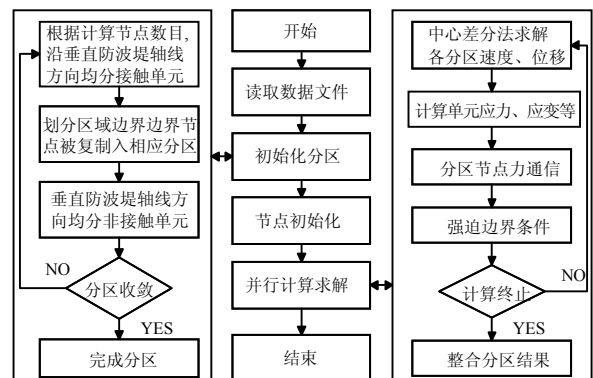


图1 接触负载均衡的并行计算流程

Fig.1 Parallel computing process of contact balanced method

3 防波堤-地基系统三维有限元模型

3.1 有限元模型

图2所示为防波堤-地基系统的有限元模型示意图。海床地基范围为 $2\,280\text{ m} \times 1\,120\text{ m} \times 200\text{ m}$, 为消除土体边界对计算结果的影响,在土体横(Y)、纵(X)及下边界施加人工黏弹性边界来模拟无限区域^[11],根据整体模型规模及等效单元厚度设置边界

单元材料属性, 并对边界单元施加法向约束, 地震激励由模型底部输入。根据前期地质勘查报告, 可将沿岸地质条件分为 3 个区域, 各区域典型断面位置及土体分层情况如图 2、3 所示, 建模时首先确定典型断面的土体分布, 再按土层性质对整体土体

进行分层。网格划分过程中要在保证计算精度的情况下尽量增大网格尺寸, 以提高计算效率, 并要尽量消除离散化带来的低通效应及频散效应。最终系统整体模型单元数为 2.75×10^6 , 图 2(b)所示为 0-660 断面的网格划分情况。

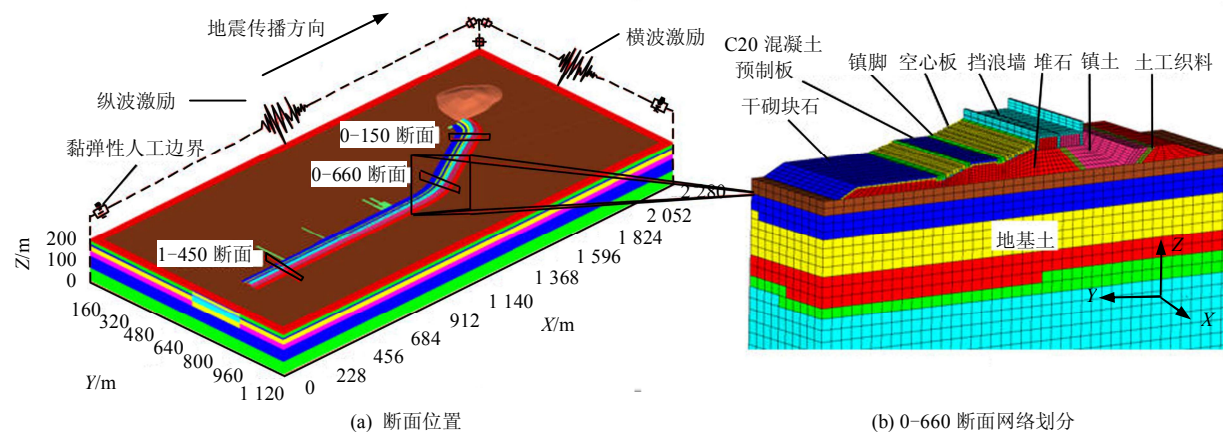


图 2 计算模型及典型断面网格
Fig.2 Calculation model and typical cross-section grids

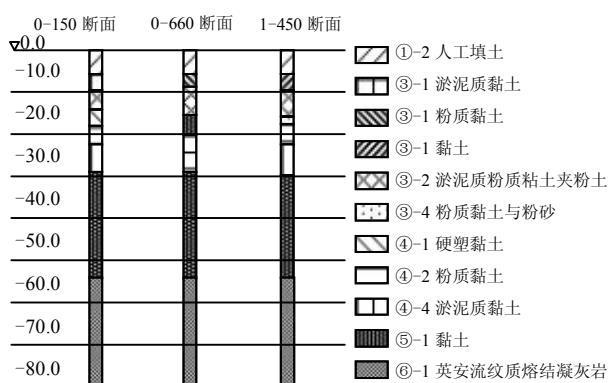


图 3 海床地基土分层示意图
Fig.3 Soil profile of typical sections of seabed soil

3.2 材料本构模型

为准确描述土体的物理-力学特性, 本文中地基土体及堆石均采用 Drucker-Prager(简称 D-P)弹塑性模型, 该模型可以考虑静水压力引起的岩土屈服并避免了屈服面棱角带来的数值计算困难, 其形式为

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} = k \quad (6)$$

式中: I_1 、 J_2 分别为应力张量的第一不变量和偏应力张量的第 2 不变量; α 、 k 为与岩土材料内摩擦角 φ 和黏聚力 c 有关的常数; 不同的 α 和 k 在 π 平面上代表不同的圆, 如图 4 所示。

以往研究表明^[12], LS-DYNA 中默认使用的 D-P1 屈服准则在分析岩土工程问题时存在比较大的误差, 而对于岩土工程问题, D-P4 屈服准则具有

较高的计算精度, 因此, 在应用中要对屈服准则做出修正。

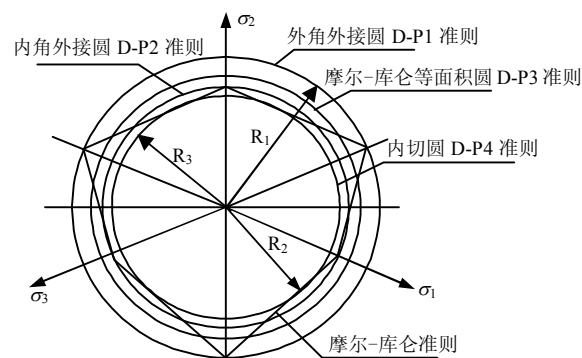


图 4 各屈服准则在 π 平面上的曲线
Fig.4 Curves of each field criteria on π plane

设 c_1 、 φ_1 为已知的初始黏聚力和内摩擦角, c_2 、 φ_2 为采用 D-P4 屈服准则的黏聚力和内摩擦角, 即转换后的参数值。

对于关联流动法则下摩尔-库仑内切圆 D-P4 准则, 其 α 和 k 值可表示为

$$\alpha_1 = \frac{\sin \varphi_1}{\sqrt{3(3+\sin^2 \varphi_1)}}, k_1 = \frac{3c_1 \cos \varphi_1}{\sqrt{3(3+\sin^2 \varphi_1)}} \quad (7)$$

对于摩尔-库仑外角外接圆 D-P1 准则, 其 α 和 k 值可表示为

$$\alpha_2 = \frac{2 \sin \varphi_2}{\sqrt{3(3-\sin^2 \varphi_2)}}, k_2 = \frac{6c_2 \cos \varphi_2}{\sqrt{3(3-\sin^2 \varphi_2)}} \quad (8)$$

令 $\alpha_1 = \alpha_2$, $k_1 = k_2$, 联立即可求得:

$$c_2 = c_1 \frac{\tan \varphi_2}{\tan \varphi_1} \quad (9)$$

$$\varphi_2 = \arcsin \frac{3 \sin \varphi_1}{\sin \varphi_1 + 2\sqrt{3 + \sin^2 \varphi_1}} \quad (10)$$

此时的 c_2 、 φ_2 即为采用平面 D-P4 屈服准则时在 LS-DYNA 中输入的黏聚力和内摩擦角。防波堤工程地质勘察报告指出, 防波堤地基土体在地震基本烈度Ⅶ度时不会发生液化, 因此, 本文没有考虑地震过程中的地基液化问题。转换后地基土体及堆石的总应力计算参数如表 1 所示。挡浪墙及护面为混凝土材料, 其材料参数如表 2 所示。

表 1 岩土体材料参数

Table 1 Material parameters of rock and soil

土层名称	湿密度 (g/cm ³)	泊松比	黏聚力 /kPa	内摩擦角 (°)	动剪切模 量/MPa
堆石	2.05	0.26	15.1	15.3	40.2
①-2 人工填土	1.96	0.30	9.3	15.3	36.0
③-1 淤泥质黏土	1.80	0.28	21.6	15.4	13.2
③-1 粉质黏土	1.87	0.28	10.3	2.9	19.1
③-1 黏土	1.86	0.26	22.9	8.0	17.8
③-2 淤泥质粉质 黏土夹粉土	1.81	0.24	12.8	24.1	20.1
③-4 粉质黏土 与粉砂	1.89	0.26	37.6	10.3	28.4
④-1 硬塑黏土	1.99	0.26	47.8	22.0	37.6
④-2 粉质黏土	1.92	0.33	16.1	12.6	52.5
④-4 淤泥质 黏土	1.83	0.30	36.7	19.0	172.8
⑤-1 黏土	2.05	0.28	24.7	14.2	382.4
⑥-1 英安流纹质 熔岩凝灰岩	2.10	0.35	34.5	20.0	1 016.5

表 2 混凝土材料参数

Table 2 Material parameters of concrete

材料名称	密度/(g/cm ³)	泊松比	弹性模量/GPa
挡浪墙	2.50	0.20	30
护面	2.50	0.26	25

3.3 水压力

海水对防波堤的作用可以分为静水压力和动水压力两部分, 根据水文资料取堤前平均水位为 8 m, 静水压力在整个地震过程中保持不变, 容易计算得出; 对于地震过程中的动水压力, 本文采用附加质量法来考虑其对防波堤系统的影响, 附加质量计算采用修正的 Westergaard 公式^[13]:

$$M_{Ei} = \frac{\alpha}{90} \frac{7}{8} \rho \sqrt{H_0 y_i} A_i \quad (11)$$

式中: ρ 为海水的密度; H_0 为堤前水深; y_i 为计算点处单元形心到水面的水深; α 为堤面与水平面的夹角; A_i 为单元控制面积。

在有限元计算过程中, 利用二次开发程序读取

表面单元坐标以计算单元控制面积, 同时可以计算得到形心水深及单元所在坡角, 从而计算得到单元形心处的附加质量, 并将该质量平均到单元各节点上。

3.4 初始地应力

土体中存在着由自重产生的初始应力, 动态接触模型中的法向应力及库仑摩擦力都与初始应力场有关, 因此, 在进行动力分析之前首先要进行静力计算, 以获得准确的初始地应力场。本文采用动态松弛法按以下步骤进行计算:

(1) 设置各种材料为弹性模型, 设置干密度使模型在重力作用下达到平衡, 将平衡状态时刻的土体应力场导出, 作为第 2 步初始应力。

(2) 将堆石及地基土体材料设置为 D-P 模型, 并赋予表 1 中所示的真实塑性参数, 重新达到平衡得到系统的初始应力。

图 5 所示为防波堤-地基系统在 0-150 截面处的初始应力, 其他截面的初始应力分布规律与此类似, 只是应力幅值不同, 可以看出, 受到静水压力影响, 外海侧初始应力略大于内海侧。此时计算得到的初始位移场在 10^{-4} m 以下, 满足精度要求, 认为系统达到初始应力平衡状态。

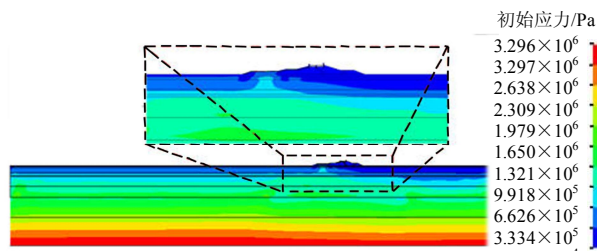


图 5 防波堤-地基初始应力云图
Fig.5 Initial stress of breakwater-ground system

3.5 地震动激励

由以往的研究可知, 地震动卓越频率对防波堤地震响应影响显著, 在对防波堤进行抗震安全计算时要尽量选取卓越频率接近结构基频的地震波, 利用子空间迭代法可以求得防波堤体系自振的前两阶频率为 0.81、1.23 Hz。考虑工程地质条件, 并依照《核电厂抗震设计规范》^[14], 由标准反应谱人工合成地震波, 并按规范中规定将地震动加速度峰值 (PGA) 调整为 0.15 g, 地震动卓越频率为 0.75 Hz。

一致激励工况下, 在基岩底部所有节点施加相同的地震波。行波激励工况下基岩底部节点在地震波传播方向上存在相位差 τ_i , 相位差大小与节点间距和地震波速有关。为研究行波激励对地震动响应的影响, 本文对视波速分别为 500、1 000、1 500 m/s 的 3 种工况进行了仿真。

4 计算结果分析

4.1 挡浪墙沉降

挡浪墙高程是防波堤系统发挥作用的关键设计参数,因此,要对挡浪墙在地震中的沉降予以重点关注。图 6、7 所示为纵波及横波激励下挡浪墙的震后沉降值,可以看出,纵波和横波一致激励下的挡浪墙最大沉降分别为 0.21、0.38 m。与一致激励情况相比,在两个方向上考虑行波效应时,挡浪墙震后沉降明显减小,且随着地震波速的增大,开始逐渐增大,逐步逼近一致激励计算结果。0-660 区域地基强度相对较弱,不同激励方式下所得挡浪墙最大沉降都发生在 0-660 截面附近,因此在设计及施工过程中要对该区域地基进行局部处理。

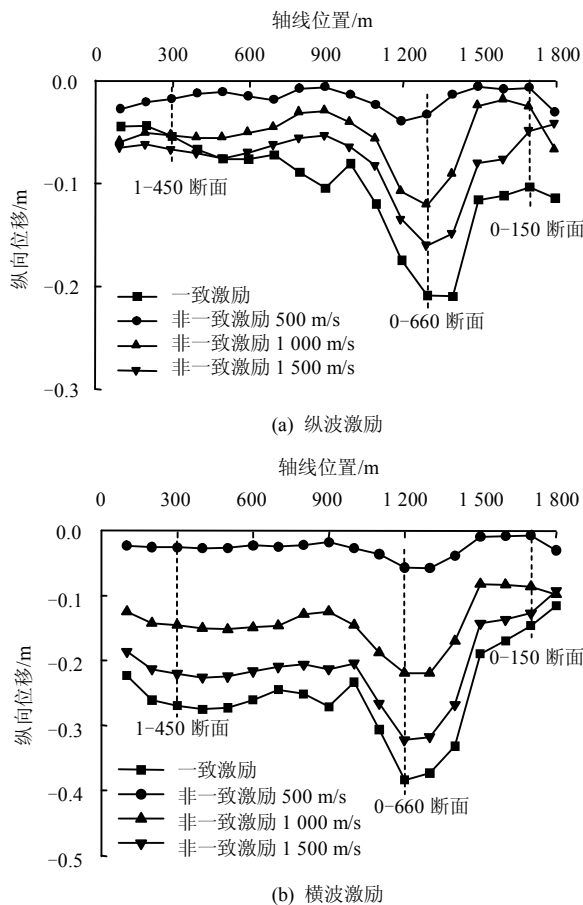


图 6 纵、横波激励下挡浪墙震后沉降

Fig.6 Settlement of wave barrier with SH wave excitation

表 3 不同激励下关键截面沉降值
Table 3 Settlements of typical section with different excitations

分析类型	纵波激励		横波激励	
	沉降值/m	影响程度/%	沉降值/m	影响程度/%
一致激励	-0.21		-0.38	
500 m/s	-0.07	-65.0	-0.11	-72.1
1 000 m/s	-0.12	-42.0	-0.22	-42.8
1 500 m/s	-0.16	-23.4	-0.32	-16.0

表 3 给出了 0-660 截面在不同激励下的震后沉降,可以看出,地震波速 500 m/s 情况下,挡浪墙沉降分别减小了 65%和 72%,波速 1 500 m/s 时行波效应影响程度分别减小到 23.4%和 16.0%。

4.2 残余变形

基于弹塑性本构的一个显著优点就是能够直接计算得到结构的残余变形。因篇幅所限,这里只列出一致激励及视波速 1 000 m/s 行波激励下,0-660 截面处的防波堤系统的震后残余变形,如图 7、8 所示。

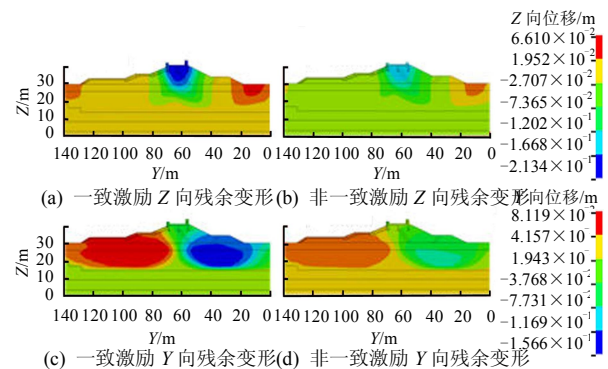


图 7 纵波输入 0-660 截面震后残余变形

Fig.7 Permanent displacement of 0-660 section with P wave excitation

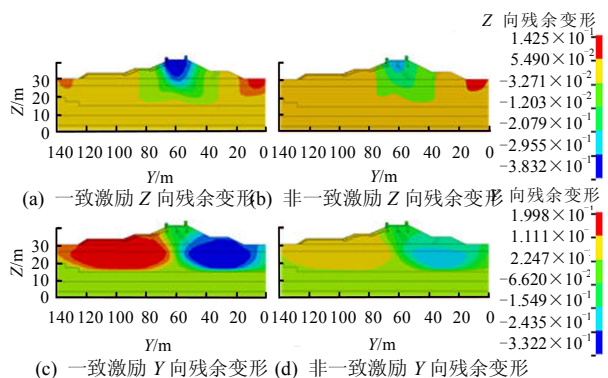


图 8 横波输入 0-660 截面震后残余变形

Fig.8 Permanent displacement of 0-660 section with SH wave excitation

可以看出,行波效应对防波堤系统地震残余变形模式几乎没有影响,行波激励与一直激励下所得的残余变形模式基本一致,可描述为地震作用下,地基软弱土层发生较明显的沉降及滑移变形,并逐渐引起堤顶挡浪墙出现沉降,内、外侧护坡结构发生明显滑移,防波堤两侧坡脚处地面隆起,这一结论与以往试验研究所得结果一致^[15]。另外,不同方向的地震动输入下,防波堤的残余变形模式也基本

相同,只是横波地震动输入下引起的震后残余变形要大于纵波输入下的残余变形。

4.3 挡浪墙弯矩

图 9、10 所示为 1 000 m/s 视波速纵波及横波非一致激励下防波堤 0-660 截面上的弯矩时程。可以看出,地震刚开始时,一致激励在截面处所引起的弯矩大于行波激励下的结果。随着地震的进行,行波效应越来越明显,行波激励下的截面弯矩逐渐增大,并超过一致激励下的结果。

表 4 列出了各典型截面在不同激励方式下的弯矩响应峰值,可以看出,行波效应对截面的弯矩响应影响显著。视波速为 500 m/s 行波激励引起的弯矩响应峰值比一致激励下所得的结果增大接近一倍,3 个典型截面处的弯矩增大范围在 72.3%~92.1%之间。随着视波速的增大,行波响应对挡浪墙截面弯矩的影响有减小的趋势,当视波速为 1 000 m/s 时,截面弯矩增大范围在 59.3%~71%之间。当视波速为 1 500 m/s 时,0-150 截面处的弯矩甚至较一致激励下略小,但其他两个截面处的弯矩依然呈增大趋势,范围在 10.5%~19.9%。在多数情况下,行波激励下的挡浪墙弯矩会比相应的一致激励下的响应大,因此,在防波堤系统的抗震分析中有必要考虑行波效应对结构响应的影响。

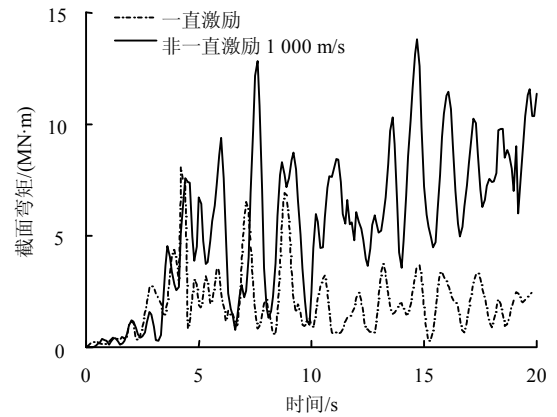


图 9 纵波输入 0-660 截面弯矩时程

Fig.9 Bending moment of 0-660 section with P wave excitation

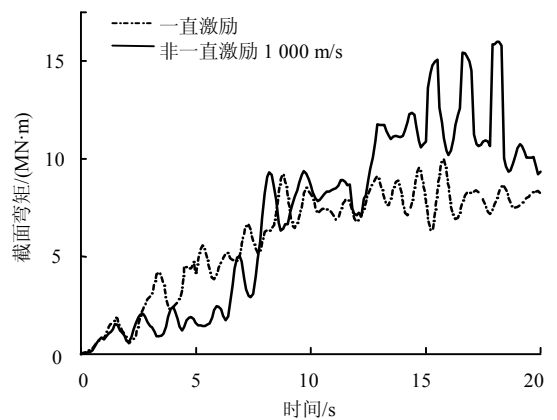


图 10 横波输入 0-660 截面弯矩时程

Fig.10 Bending moment of 0-660 section with SH wave excitation

表 4 典型截面弯矩响应峰值比较

Table 4 Comparison of peak bending moment of typical sections

截面位置	0-150 截面		0-660 截面		1-450 截面	
激励形式	纵波激励	横波激励	纵波激励	横波激励	纵波激励	横波激励
一致激励	6.25×10^3	7.83×10^3	8.07×10^3	9.86×10^3	7.05×10^3	8.21×10^3
500 m/s	11.86×10^3	14.51×10^3	15.50×10^3	18.78×10^3	13.35×10^3	14.15×10^3
影响程度	89.9%	85.3%	92.1%	90.5%	89.4%	72.3%
1 000 m/s	10.68×10^3	13.31×10^3	13.80×10^3	15.85×10^3	11.86×10^3	13.08×10^3
影响程度	70.8%	69.9%	71.0%	60.7%	68.2%	59.3%
1 500 m/s	6.02×10^3	7.35×10^3	9.37×10^3	10.96×10^3	7.79×10^3	9.84×10^3
影响程度	-3.7%	-6.1%	16.2%	11.2%	10.5%	19.9%

5 结 论

(1) 行波效应对防波堤挡浪墙震后沉降影响显著,在横波及纵波两种输入方式下,挡浪墙震后沉降随视波速的减小而减小。在进行挡浪墙震后沉降评定时,行波激励所得结果是偏危险的。

(2) 行波效应对防波堤系统地震残余变形模式

几乎没有影响,行波激励与一致激励下所得的残余变形模式一致。横波地震动输入下引起的震后残余变形要大于纵波输入下的残余变形。

(3) 在多数情况下,行波激励下的挡浪墙弯矩会比相应的一致激励下的响应大,因此,在防波堤系统的抗震分析中有必要考虑行波效应对结构响应的影响。

参 考 文 献

- [1] 赵剑明, 汪闻韶. 关于水利工程震害及抗震研究的几点思考[J]. 清华大学学报: 自然科学版, 2000, 40(1): 91—95.
ZHAO Jian-ming, WANG wen-shao. Some reflections on earthquake disaster and earthquake resistance study of hydraulic projects[J]. **Journal of Tsinghua University (Sci&Tech)**, 2000, 40 (1): 91—95.
- [2] 叶剑红, JEN Dong-sheng, CHAN A H C. 非饱和砂质海床在复合防波堤下固结的数值研究[J]. 工程地质学报, 2012, 20(4): 639—648.
YE Jian-hong, JEN Dong-sheng, CHEN A H C. Consolidation of 2-D porous unsaturated seabed under a composite breakwater[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2012, 20(4): 639—648.
- [3] ALYAMI M, WILKINSON S M, ROUAINIA M. Numerical analysis of deformation behavior of quay walls under earthquake loading[J]. **Soil Dynmic Earthquake Engineering**, 2009, 29(3): 525—536.
- [4] CIHAN K, YUKSEL Y. Deformation of rubble-mound breakwaters under cyclic loads[J]. **Costal Engineering**, 2011, 58(6): 528—539.
- [5] 王艳丽, 陈香香, 刘汉龙. 液化地基中沉箱码头墙体地震残余变形的有效动应力研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(11): 3361—3367.
WANG Li-yan, CHEN Xiang-xiang, LIU Han-long. Effective stress study of seismic residual deformations of caisson quay wall in liquefied foundation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(11): 3361—3367.
- [6] 张建民, 王刚, 陈杨. 海岸岩土工程的物理与数值模拟方法[J]. 岩土力学, 2004, 25(2): 61—74.
ZHANG Jian-min, WANG Gang, CHEN Yang. Physical and numerical modeling methods in coastal geotechnical engineering[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(2): 61—74.
- [7] CIHAN K, YUKSEL Y, BERILGEN M, et al. Behavior of homogenous rubble mound breakwaters materials under cyclic loads[J]. **Soil Dynmic Earthquake Engineering**, 2012, 34(1): 1—10.
- [8] 李政, 金先龙, 元文果. 流体-结构耦合问题的有限元并行计算研究[J]. 计算力学学报, 2007, 24(6): 727—732.
LI Zheng, JIN Xian-long, QI Wen-guo. Study on the parallel algorithm for finite element simulation of fluid-structure interaction[J]. **Chinese Journal of Computational Mechanics**, 2007, 24(6): 727—732.
- [9] PAIK S H, MOON J J, KIM S J, et al. Parallel performance of large scale impact simulations on Linux cluster super computer[J]. **Computers & Structures**, 2006, 84(10): 732—741.
- [10] 王建炜, 金先龙, 曹源. 列出与结构动态耦合分析的并行计算方法[J]. 计算力学学报, 2012, 29(3): 352—356.
WANG Jian-wei, JIN Xian-long, CAO Yuan. Parallel computing for the train-structure dynamic coupling analysis[J]. **Chinese Journal of Computational Mechanics**, 2012, 29(3): 352—362.
- [11] 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. A unified viscous-spring artificial boundary for 3-D static and dynamic applications[J]. **Science in China (Series E)**, 2005, 35(9): 966—980.
- [12] 邓楚键, 何国杰, 郑颖人. 基于 M-C 准则的 D-P 系列准则在岩土工程中的应用研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(6): 735—739.
DENG Chu-jian, HE Guo-jie, ZHENG Ying-ren. Studies on Durcker-Prager yield criterions based on M-C yield criterion and application in geotechnical engineering[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(6): 735—739.
- [13] WESTERGARD H M. Water pressures on dams during earthquakes[J]. **Trans ASCE**, 1933, 98: 418—472.
- [14] 中华人民共和国国家标准编写组. GB50267—97 核电厂抗震设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 1997.
- [15] 解中辉. 核电站斜坡式堆石堤模型试验及相关问题研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2006.