



重力式沉箱码头在双向振动下的 地震响应有限元分析

丛佩文¹, 史旦达¹, 蒋建平¹, 杨成宇²

(1. 上海海事大学海洋科学与工程学院, 上海 201306; 2. 东海航海保障中心上海航标处, 上海 201208)

摘要: 重力式码头的抗震设计是港口水工建筑物地震响应研究的重要课题。基于 ABAQUS 有限元软件按照神户重力式码头 PC1 泊位沉箱的实际参数设计二维模型, 用港岛地下 32 m 深处的实测地震加速度作为输入波形, 考虑了码头结构-地基的相互作用、地震波的双向耦合以及无限元边界的滤波作用。研究表明: 沉箱顶部海侧角的水平残余位移为 2.53 m, 竖向沉降稳定在 1.11 m, 与实测数据相比误差控制在 1.7% 之内, 验证了模型的准确性; 沉箱前趾与后踵周围地基土体已经发生塑性屈服, 前趾下的地基土为应力集中区域, 等效应力峰值达到 0.8 MPa, 是抗震设计中需要注意的部分。

关键词: 有限元分析; 重力式沉箱码头; 双向振动; 残余变形

中图分类号: U 656.1⁺11

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2016)02-0060-07

FEM investigation of seismic response of caisson-type quay wall subjected to bidirectional shaking

CONG Pei-wen¹, SHI Dan-da¹, JIANG Jian-ping¹, YANG Cheng-yu²

(1. College of Ocean Science and Engineering, Shanghai Maritime University, Shanghai 201306, China;

2. Shanghai Aids to Navigation Department of Donghai Navigation Safety Administration, Shanghai 201208, China)

Abstract: The seismic design for the gravity quay wall is an important research for hydraulic structures. A 2D numerical model, representing PC1 berth located in Port Island, Kobe, which was damaged in the 1995 Kobe earthquake, is developed by ABAQUS to simulate the seismic behavior. This paper considers the interaction between soil and structure, and the role of wave filtering by infinite element boundaries. The results show that the horizontal displacements and vertical settlements at caisson top's sea side are 2.53 m and 1.11 m respectively. Compared with the measured data, the error is controlled within 1.7%. This verifies the accuracy of the model. The plastic damage in the foundation is the main reason for the structural damage. Soil under the front toe of caisson is stress concentration area and should be paid attention to. The peak equivalent stress in this area, which shall be paid attention to in the seismic design, reaches 0.8 MPa.

Keywords: finite element method; caisson-type quay wall; bidirectional shaking; residual deformation

港口作为国家经济的命脉, 是交通运输网络中的重要节点。然而过去的经验表明, 码头在地震中是极易遭受毁坏的。因而本文研究的主要内容是重力式码头抗震问题。

针对重力式码头的抗震研究, 目前主要有室内试验和数值模拟两种研究手段。在室内试验研究方面, 振动台试验是一种主要研究方法, 方云等^[1]根据相似原理设计了重力式码头的振动台试

收稿日期: 2015-06-07

作者简介: 丛佩文 (1991—), 男, 硕士, 从事水工建筑物抗震研究。

验, 研究了地震液化条件下重力式码头的变形破坏机理。由于振动台试验无法反映现场原型条件下土体的应力水平和受力状态, 离心机试验被引入重力式码头地震响应的室内试验研究, Zeng^[2] 和 Madabhushi^[3] 利用离心机对重力式码头挡土墙模型进行了3个动力离心机试验(包括两种饱和土体和一个干土体), 并将得到的结果用于研究重力式码头挡土墙地震机理。

随着计算机水平的迅速发展, 数值模拟方法已成为研究近岸工程结构地震反应的有效工具。刘汉龙等^[4] 以应变空间的多重剪切机构塑性模型为本构关系, 考虑地基、结构与流体的共同作用, 其有效应力分析结果与实测神户码头破坏情况基本一致。Na 等^[5] 使用有限元软件 FLAC^{2D} 对日本神户重力式沉箱码头进行了数值模拟, 使用龙卷风图和一次二阶矩阵探讨土与结构物不确定性的传播。王桂萱等^[6] 使用离散元研究开发了适用于沉箱结构与颗粒体材料相互作用分析的矩形单元, 并通过实例模拟沉箱码头的抗震响应。

纵观目前重力式码头抗震研究, 受到设备和研究方法所限, 单纯研究横波作用的较多, 而研究横波和纵波耦合作用的较少。然而, 实际地震是多维多向的, 由于纵波是首达波, 已有研究揭示, 由纵波引发的土体预振效应对地基土的抗液化能力具有重要影响。鉴于此, 本文针对日本神户港重力式沉箱码头结构, 对双向振动条件下重力式码头的地震响应进行了有限元分析, 采用有限单元与无限元边界耦合方法构建地基土模型, 着重分析了沉箱结构的变形和地基土体应力应变的演化, 并与实测调查进行定量对比分析, 揭示沉箱结构的震害机理。

1 神户港重力式沉箱码头震害调查

1995 年阪神地震后, 日本港口研究机构调查了神户港附近 24 个港区码头的震害情况^[7], 见图 1。神户港 186 个泊位中, 90% 的码头结构形式为重力式沉箱结构(图 2), 遭到了不同程度的破坏, 其震害形式主要为沉箱的水平位移、倾斜和沉降。

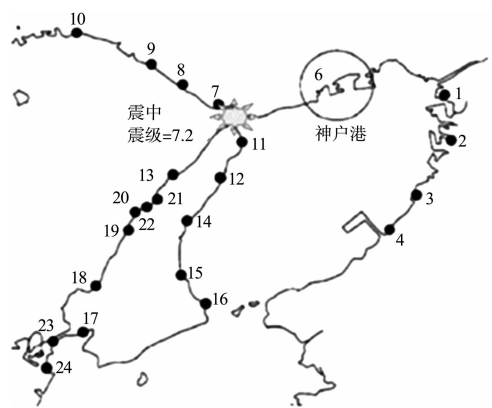


图 1 神户港附近 24 港区分布

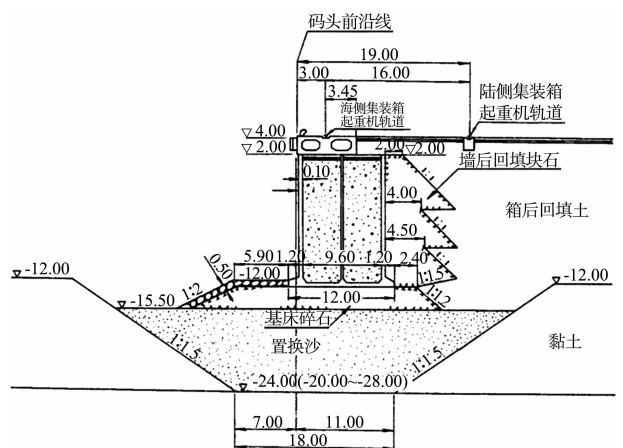


图 2 重力式沉箱断面(单位: m)

在本文数值模拟中, 选取神户码头港湾人工岛的 PC1 泊位(图 3) 作为研究对象。PC1 泊位位于港湾人工岛的北部, 码头面朝西向布置^[8]。震后 PC1 泊位沉箱海侧角顶点的水平海侧位移在 2.55 ~ 2.80 m, 竖向沉降在 1.13 ~ 1.41 m。地震波监测站位于 PC1 泊位的东北面, 水平距离小于 0.6 km, 埋于地表以下 32 m, 拾取了阪神地震中的波形图。由于 PC1 泊位的码头朝向是东西向的, 所以在这里选取东西向的地震波代表横波。

图 4 分别是地震实测的横波、纵波加速度时程曲线, 记录了从 0 ~ 40 s 地震波加速度随时间的变化规律, 其中: 横波峰值加速度为 0.678g, 出现在 5.34 s; 纵波峰值加速度为 0.433g, 出现在 4.9 s。



图3 港湾人工岛地理位置及 PCI 泊位

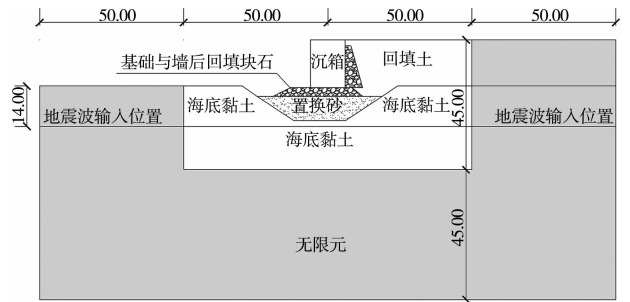


图5 数值模型 (单位: m)

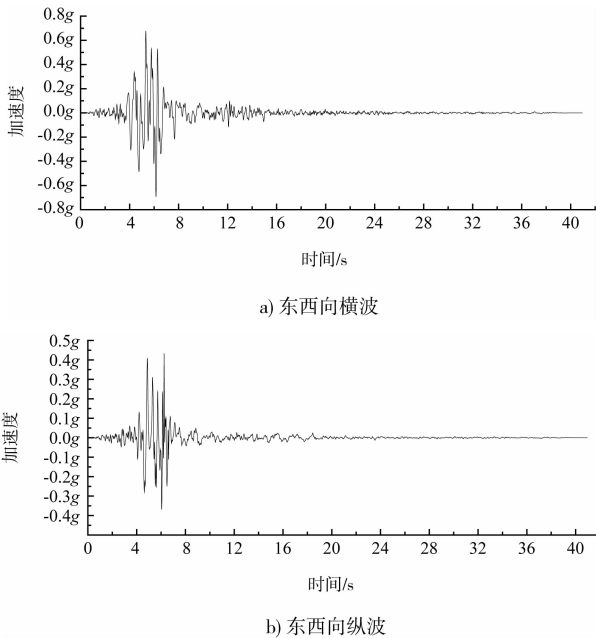


图4 地震波时程曲线

2 基于 ABAQUS 的有限元建模

2.1 几何参数的确定

数值模型结构尺寸(图5)按照图2的 PCI 泊

位断面尺寸建立。沉箱底宽 12 m、高 16.5 m, 沉箱下部为混合基床, 明基床部分厚度为 3 m、外肩宽 6.9 m、内肩宽 2.4 m, 暗基床为置换砂, 厚度为 8.5 m; 整个数值模型长 200 m、宽 90 m。

2.2 材料参数

数值模型的材料参数根据现场的标准贯入试验、冻结法取样试验以及室内三轴试验等一些原位测试数据和国内外学者的论文中综合得出^[8-9]。其中, 土体采用莫尔库伦强度模型, 沉箱为线弹性模型, 材料参数见表 1。沉箱与墙后回填块石和地基土接触面的摩擦角分别为 15°和 30°。

瑞利的阻尼矩阵是由单元质量矩阵 M 和与单元刚度矩阵 G 的线性组合, 即

$$C = \alpha M + \beta E \quad (1)$$

其中: α 为质量阻尼系数; β 为刚度阻尼系数; 陈国兴^[10]认为地震动作用下土体的阻尼比一般在 5% ~ 25%。由于土质越硬, 阻尼比越小; 土质越软, 阻尼比越大, 综合考虑选取土体阻尼比(表 1)。ABAQUS 软件可以很容易提取结构的自振频率。在实际工程中, 一般取多质点体系的前两阶自振频率^[11], 其大小见表 2。

表 1 材料参数

材料	密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/MPa	泊松比	摩擦角/(°)	粘聚力/kPa	剪胀角/(°)	阻尼比
置换砂	1 600	58	0.3	37	12	18.5	0.05
回填土	1 600	79	0.3	36	7	18	0.08
海底黏土	1 700	75	0.3	30	48	15	0.10
基础和墙后回填块石	1 800	99	0.3	40	7	20	0.03
沉箱、胸墙	2 100	2.20×10^4	0.2				

表 2 结构频率

振型	频率/Hz	周期/s	圆频率/(rad·s ⁻¹)
第一阶振型	3.032	0.330	19.05
第二阶振型	3.051	0.328	19.17

2.3 有限单元与无限元边界

图 6 所示是数值模型的计算网格, 整个模型共计有 5 043 个单元网格, 5 231 个节点。无限元边界, 根据土层不同将分为 3 个部分: I 是回填土; II 是海底黏土; III 是岩层, 材料参数见表 1 和表 2。

本文使用有限单元与无限元耦合模型, 只要在边界处设置合理的阻尼常数, 无限元边界就能避免纵波和横波能量在边界处反射回有限元计算区域内。

2.4 地震波输入

根据震后的实测调查, 地震波监测站位于 PC1 泊位地表面以下 32 m 深处。因此本文地震波在沉箱模型顶面以下 32 m 处的水平线位置输入, 如图 5、6 的水平线所示, 横波和纵波的步长取为 0.1 s, 一共 42 s。

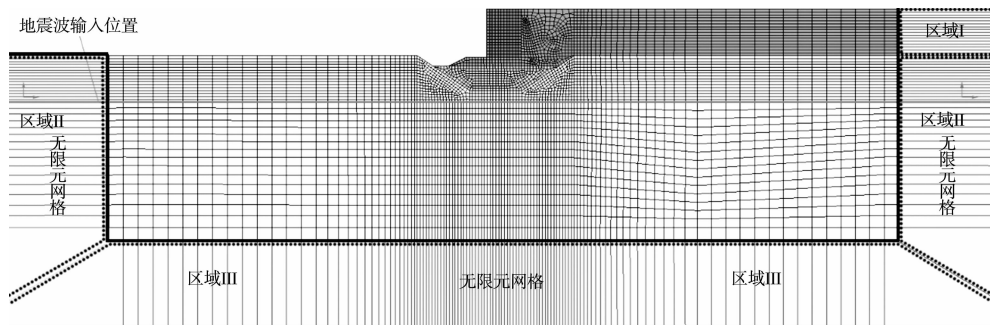


图 6 数值模型的网格划分

3 数值模拟结果分析

3.1 沉箱的水平位移和沉降分析

图 7 为震前和震后数值模型整体的变形对比。从图 7 中可看出, 沉箱整体发生向海侧的倾覆, 沉箱左上侧的顶点 A 处发生明显的竖向沉降和海侧水平位移, 同时前趾处有一部分土体向上隆起。

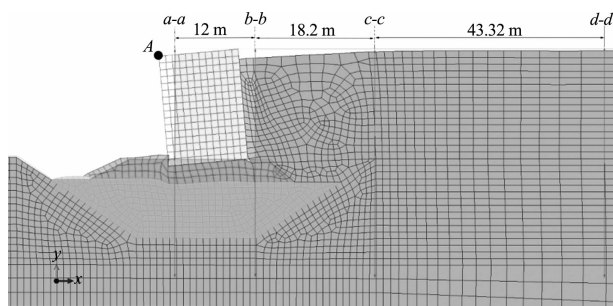


图 7 变形对比

图 8 是模型整体的节点位移矢量图, 从图 8 中可以发现: 由于码头断面的抗倾稳定性不够, 沉箱向港池方向发生了整体转动和滑移; 墙趾

朝下贯入地基土中, 使箱前地基土发生隆起; 近地表土体的水平位移要大于其下部土体。从各节点的位移矢量图还可以发现, 地基内部产生了一个贯通下伏土与墙后回填土类圆弧形隐伏滑动面。

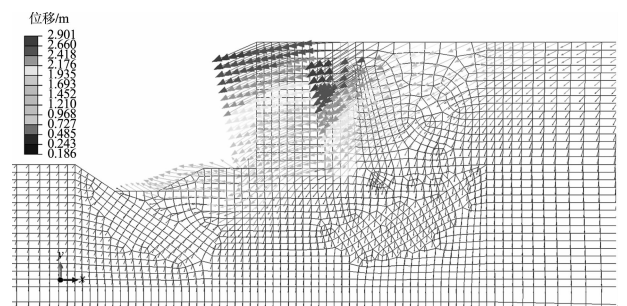
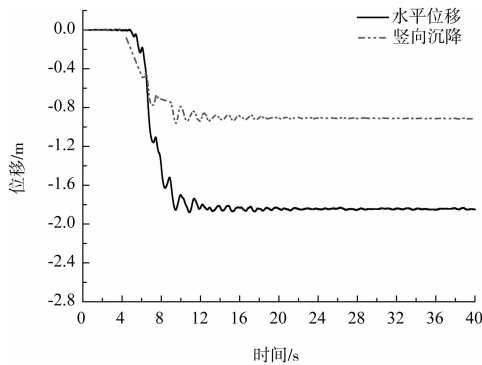


图 8 震后节点位移矢量

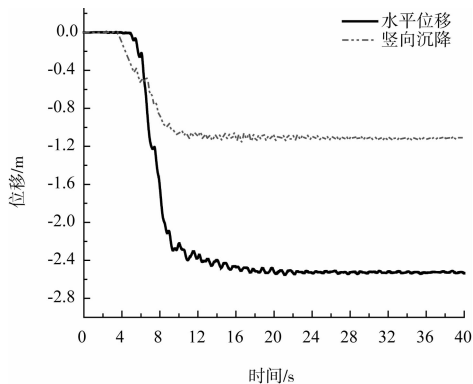
3.2 与实测数据的定量对比

图 7 定义了沉箱顶部的海侧角 A 点。实测资料显示, 在 1995 年阪神地震中, 大部分港湾人工岛沉箱 A 点的水平海侧位移在 2.55 ~ 2.80 m, 竖向沉降在 1.13 ~ 1.41 m。

图 9a) 是本数值模型仅输入横波下 A 点的水平位移和竖向沉降时程曲线, 在 42 s 后, A 点的水平位移和竖向沉降稳定在 1.83 m 和 0.92 m, 和实测资料相比偏小很多, 没有参考意义; 图 9b) 是本数值模型同时输入纵波和横波下 A 点的水平位移和竖向沉降时程曲线, 从图 9b) 可以发现, 无论是海侧位移还是竖向沉降, 拐点发生在 5 s 后, 且呈指数性增长, 这相对应的是强震的波峰到达地表, 使沉箱剧烈震动; 在地震发生的 10 s 后, 两条曲线趋于水平, 最终沉箱海侧的水平位移最大可以到达 2.53 m, 竖向沉降残余值稳定在 1.11 m。这表明本次数值模拟与神户码头 PC1 泊位的破坏形式基本吻合。



a) 仅横向振动



b) 双向振动

图 9 沉箱顶部海侧角 A 点时程曲线

在图 7 中沿着码头前沿面以后定义 4 个纵向断面 a-a、b-b、c-c、d-d, 距离码头前沿面分别为 0、12、30.2、70.52 m, 4 个纵断面的纵深均为地表面以下 30 m。

图 10 给出了 4 个断面沿深度方向上的海侧位

移沿深度方向上的变化情况。分析图 10 可知, 纵断面 d-d 在地表面以下 15 ~ 30 m 深度水平位移几乎为零, 往上随着深度的减小位移线性增长, 地表的海侧位移可达 -0.5 m, 这和六甲岛上重力式码头墙后地表面 50 ~ 200 m 处观测到的距离十分相似^[12], 正是因为 d-d 断面海侧位移值相对来说很小, 可认为边界尺寸的选取已足够保证了计算的精确度; 纵断面 c-c 在地表 15 m 以下的软黏土海侧位移为零, 而地表海侧位移可达 -1.2 m; 在纵断面 b-b 在沉箱顶面的海侧位移为 2.4 m, 而沉箱底面为 -1.2 m, 在此深度处曲线斜率近乎为零, 说明土体单元在此处断裂后发生 0.5 m 水平滑移。

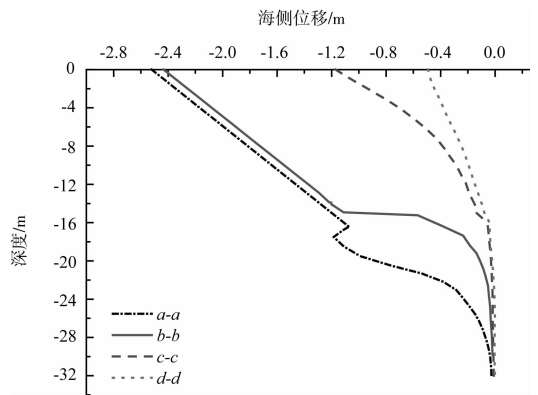


图 10 4 个断面沿深度方向上的海侧位移

3.3 地基土的塑性应变

等效塑性应变 (equivalent plastic strain) 用来描述地震过程中地基土体拉伸和压缩过程中塑性应变的累积, 与应力加载历史有关。它 3 个方向上线应变的组合为:

$$\gamma^p = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\epsilon_{1p} - \epsilon_{2p})^2 + (\epsilon_{2p} - \epsilon_{3p})^2 + (\epsilon_{3p} - \epsilon_{1p})^2} \tag{1}$$

图 11 给出了沉箱下部土体的等效塑性应变云图, 当等效塑性应变大于零时, 表示土体发生屈服。由图 11 可知, 沉箱底脚的前趾与后踵周围的地基土已发生屈服, 形成连通的塑性区; 由于墙后填土在地震过程中的收缩特性, 只有沉箱前趾地基土起着抵抗箱体向海侧位移的运动作用, 导致应力在此处集中, 土体发生塑性破坏。

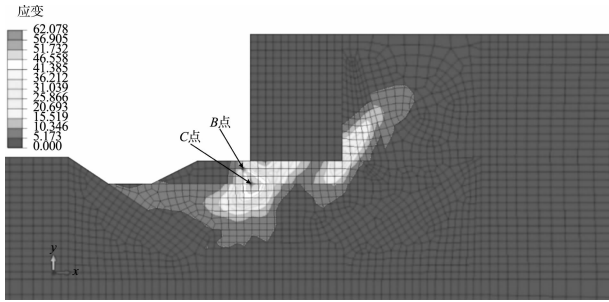


图 11 等效塑性应变云图

3.4 地基土的等效应力

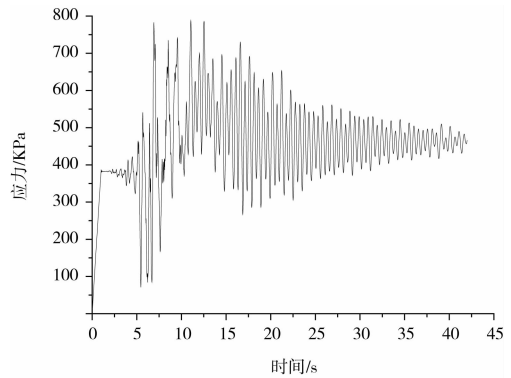
等效应力 (VON mises) 是作为衡量应力水平的主要指标, 它是 3 个方向上主应力的组合, 用来表述一点的多维复杂应力状态。

$$\sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = \sigma_e \quad (2)$$

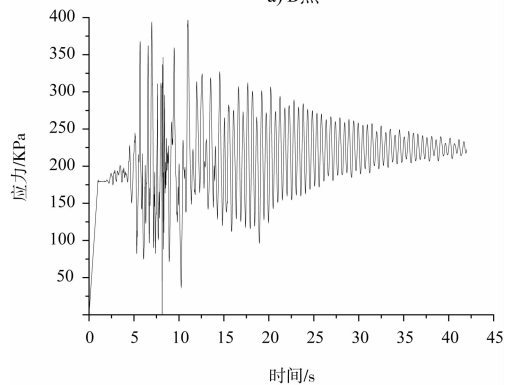
式中: σ_e 为等效应力, 即把复杂应力条件下各应力分量等效成一个单向拉伸 (或压缩) 条件下的应力。若屈服时, $\sigma_e = \sigma_s$, 其中, σ_s 为单向应力下的屈服极限。

图 11 已经确定了地基土体在震后塑性屈服面的具体位置, 最大等效应力极有可能出现在沉箱的前趾和后踵周围的地基土处, 因此在图 9 沉箱下部地基土的塑性区中定义 B、C 点。

图 12 给出了 B、C 点等效应力时程曲线。图 12a) 中 B 点的等效应力从 5.1 s 开始在 400 kPa 范围内来回剧烈振动, 在 6.9 s 时等效应力首次出现峰值, 达到 783.98 kPa, 11.06 s 和 12.54 s 达到峰值 788.16 kPa, 振动强度逐渐减小, 最终稳定在 471.88 kPa。图 12b) 中 C 点的等效应力在 7.06 s 时首次出现峰值 393.73 kPa, 紧接着在 10.96 s 时达到峰值 394.66 kPa。比较图 12a) 与图 12b) 不难发现, B、C 两点的振动规律十分相似, 在 5~10 s 时等效应力发生较大波动, 15 s 后便趋于平稳。与此现象吻合的是地震的波峰在 5~10 s 相继到达地表, 使上部结构发生振动, 产生海侧的变形, 因而对沉箱前趾有挤压的作用, 导致沉箱前趾附近的地基土体出现应力集中现象。



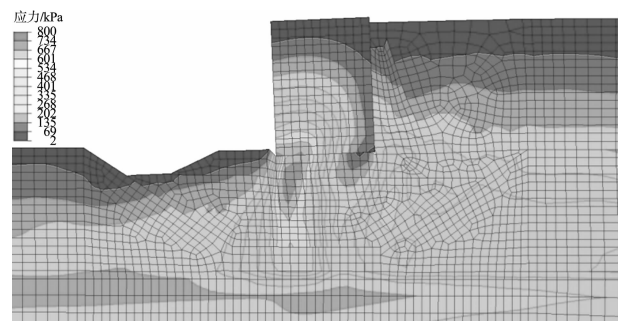
a) B点



b) C点

图 12 B、C 两点的等效应力时程曲线

图 13 分别为震中 7 s 和 11 s 数值模型的等效应力云变形图, 在横波到达地表时, 沉箱在后方土压力的作用下, 向海侧倾覆, 沉箱前趾刺入地基土里, 码头前沿基床土体的隆起, 造成沉箱前趾附近的明基床土体应力集中, 并以圆环状向周围扩散。应力集中区的最大等效应力达到 800 kPa, 与静力作用相比, 前趾处等效应力增加了 600 kPa。明基床下部置换砂的等效应力同样有所增加, 置换砂与下部的海底黏土交界处等效应力迅速消散, 并且圆环状的传播模式也有所改变, 这说明在地震时置换砂对应力在地基土内的传播有阻碍作用。



a) 7 s

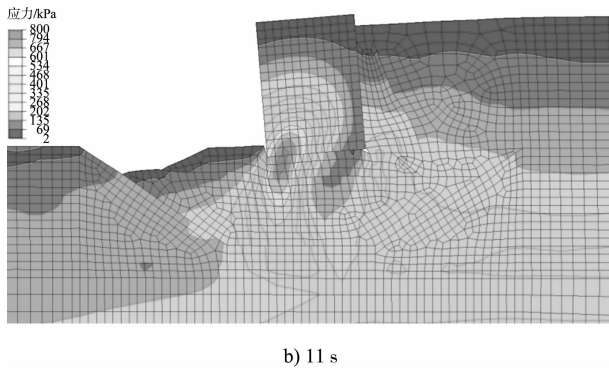


图13 沉箱等效力云图

4 结论

1) 在 KOBE 地震波双向振动作用下, 沉箱数值模型的模式为后方填土大面积的震陷及土体的侧向扩展流动, 并推动沉箱向海侧方向滑移倾倒, 沉箱与后方填土连接处为薄弱区域, 容易发生土的大裂缝变形, 从而导致沉箱的整体滑移和倾倒。

2) 震害调查显示沉箱海侧角顶点 A 的水平位移在 2.55 ~ 2.80 m, 竖向沉降在 1.13 ~ 1.41 m。而数值模型计算结束后, 其 A 点的水平残余位移为 2.53 m, 竖向沉降稳定在 1.11 m, 与实测数据相比误差控制在 1.7% 内。说明研究成果是可靠的。

3) PC1 泊位沉箱前趾与后踵周围地基土体在地震中累积了巨大的塑性应变, 已经出现明显的屈服现象, 在回填土和海底黏土部位形成了连通的塑性区, 造成了模型的倾覆和整体的滑移。

4) 沉箱前趾下地基土的塑性屈服区域为应力集中部位, 其等效伴随着地震发生有较大的波动, 在 6 s 时等效力峰值达到 0.8 MPa, 振动结束后渐渐稳定在 0.45 MPa。

参考文献:

- [1] 方云, 东烟郁生, 织田隆志. 地震液化条件下重力式码头的变形破坏机理[J]. 地球科学, 2001, 26(4): 415-418.
- [2] Zeng X. Seismic response of gravity quay walls. I: Centrifuge modeling[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(5): 406-417.
- [3] Madabhushi S P G, Zeng X. Seismic response of gravity quay walls. II: Numerical modeling [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(5): 418-427.
- [4] 刘汉龙, 井合进, 一井康二. 大型沉箱式码头岸壁地震反应分析[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(2): 26-30.
- [5] Na U J, Chaudhuri S R, Shinozuka M. Probabilistic assessment for seismic performance of port structures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008, 28(2): 147-158.
- [6] 王桂莹, 陈雄, 宋力. 地震荷载沉箱码头大变形分析的离散元法初探[J]. 海洋工程, 2004, 22(4): 131-136.
- [7] Inatomi T, Zen K, Toyama S, et al. Damage to port and port-related facilities by the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake[R]. Japan: Technical note of the Port and Harbour Research Institute, 1997.
- [8] Inagaki H, Iai S, Sugano T, Yamazaki H, et al. Performance of caisson type quay walls at Kobe port[J]. Soils and Foundations, 1996: 119-136.
- [9] Iai S, Sugano T. Shake table testing on seismic performance of gravity quay walls[C]//Proceedings of the 12th WCCE. New Zealand: 2000: 1-8.
- [10] 陈国兴, 王志华, 左熹, 等. 振动台试验叠层剪切型土箱的研制[J]. 岩土工程学报, 2010 (1): 89-97.
- [11] 蒋建平, 刘春林, 蒋宏鸣, 等. 基于 ABAQUS 的板桩码头地震动力响应研究[J]. 水运工程, 2013 (6): 40-45.
- [12] Ishihara K, Yasuda S, Nagase H. Soil characteristics and ground damage[J]. Soils and Foundations, 1996: 109-118.

(本文编辑 武亚庆)