

· 港口 ·



可液化场地 20 万吨级卸荷式板桩码头 地震反应分析

李哲, 赵丁凤, 潘强, 钱健, 侯欢

(中交上海航道勘察设计研究院有限公司, 上海 200120)

摘要: 地震作用下场地液化是码头结构发生破坏的主要原因之一。针对一种 20 万吨级卸荷式板桩码头建立二维有限元数值模型, 采用有效应力法对该码头结构进行动力时程分析, 研究其在可液化场地条件下的受力变形特征以及周围土体的动力反应。结果表明: 可液化场地条件下, 板桩码头的前墙变形与传统单锚式柔性挡墙不同, 未出现明显的凸胀变形; 地震作用过程中前墙承担的弯矩最大, 最大弯矩位于海底泥面附近; 码头结构对周围土体的地震反应有放大效应, 临空面对土体地震动峰值加速度(PGA)影响范围随地震强度的增加有减小的趋势; 墙后填土液化范围随地震动强度的增加逐渐扩大, 在 0.50g 情况下存在整体滑移的危险。

关键词: 有效应力分析; 数值模拟; 砂土液化; 卸荷式板桩码头; 地震反应

中图分类号: U 656.1

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2023)04-0043-08

Seismic analysis of 200,000 tonnage sheet-pile wharf with relieving platform in liquefiable ground

LI Zhe, ZHAO Dingfeng, PAN Qiang, QIAN Jian, HOU Huan

(Shanghai Waterway Engineering Design and Consulting Co., Ltd., Shanghai 200120, China)

Abstract: The liquefaction of ground is one of the main reasons for the destruction of the wharf structure under seismic action. A two-dimensional finite element numerical model is established for a type of 200,000-tonnage sheet-pile wharf with relieving platform, and the effective stress method is applied to analyze the dynamic time-history of the wharf structure, its force and deformation in liquefiable ground and the dynamic response of the surrounding soil are analyzed in details. The results are summarized as following: in the liquefiable ground, the deformation of the front wall of the new type of sheet-pile wharf is different from that of the traditional single anchored flexible retaining wall, and there is no obvious bulging deformation. The bending moment of the front wall is the largest in the seismic action, and the maximum bending moment is located near the sea floor. The structure of the wharf has magnified effect on the seismic response of the surrounding soil, and the influence of the empty face on the PGA decreases with the increase of the earthquake intensity. The soil liquefaction range increases with the increase of ground motion intensity, and there is a risk of overall slip in the case of 0.50g.

Keywords: effective stress analysis; numerical analysis; sand liquefaction; sheet-pile wharf with relieving platform; seismic response

港口作为 21 世纪海上丝绸之路的重要节点, 对港口城市甚至一个国家的经济发展起到越来越

重要的作用。沿海地区往往处于中到高地震烈度区, 在过去的几十年里, 国内外关于港口结构及

收稿日期: 2022-07-28

作者简介: 李哲 (1993—), 男, 硕士, 助理工程师, 从事岩土工程勘察与设计。

其附属设施遭受地震破坏的报道屡见不鲜,如:1995年日本阪神大地震中,神户港码头等设施损坏严重;1999年中国台湾集集大地震中,台中港1号码头水平位移达1.5 m;2011年日本东北部宫城县以东太平洋海域发生里氏9.0级特大地震并引发海啸,当地码头、桥梁等基础设施遭受破坏,经济损失惨重。

板桩码头以其结构形式简单、对砂土地地的适应性较强,被广泛应用。为了使板桩码头向大型化、深水化方向发展,提出了多种新型结构的板桩码头。对于这些新型结构,动土压力计算时往往涉及复杂的柔性挡墙土拱效应、非极限状态土压力、有限填土土压力等一系列问题,现有基于M-O法^[1-2]的抗震设计规范有一定局限性。此外,由于墙后填土多为含水率较高的松散砂土,地震作用下极易发生液化,使得码头结构的受力与变形更为复杂。大量港口地震灾害的调查显示^[3-4],土体液化是造成码头结构破坏的主要原因。Dewoolkar等^[5]对悬臂式挡墙进行离心机模型试验发现,墙后填土超孔隙水压力大大增加了挡墙动土压力。高晓静等^[6]也指出液化后墙后填土呈现出黏滞流体的性质,使得结构物上的总压力明显增大,工程中应予以重视。

针对可液化地基中的码头结构,谭慧明等^[7]采用有限元法分析了不同强度、不同类型的地震作用下卸荷式板桩码头的内力。王翠燕等^[8]研究了地震作用下不同遮帘桩尺寸的抗震性能。但上述文献均未考虑砂土液化对该类板桩码头性能的影响机理。基于此,本文采用通用有限元软件ABAQUS,并采用陈国兴课题组^[9-10]自行开发的基于修正Davidenkov本构模型和Byrne孔压增量模型的显式子程序模块,以京唐港36#泊位卸荷式板桩码头为原型,建立二维有限元数值模型,进一步研究其在可液化场地条件中,在不同强度地震作用下结构的动力反应以及墙后填土超孔隙水压力发展情况,为该类卸荷式板桩码头在可液化场地推广应用提供参考。

1 模型建立

1.1 码头原型简介

数值模拟采用ABAQUS有限元分析软件,模型结构为20万吨级卸荷式板桩码头^[11]。码头顶面高程4.2 m,港池泥面高程-20.0 m,平均水位-0.3 m。前墙为现浇的T形钢筋混凝土连墙,中间腹板高2.5 m、厚0.8 m,间隔为4.0 m,高程从-0.8 m延伸至-34.0 m,两侧翼缘厚0.8 m,高程从-0.8 m延伸至-28.0 m;混凝土承台厚1.0 m,长12.4 m,顶面高程0.2 m,底部高程-0.8 m。卸荷承台由两排直径1.2 m的灌注桩和前墙共同支撑,灌注桩底部高程-38.0 m。锚碇墙为钢筋混凝土连墙,墙厚1.1 m,墙顶高程3.0 m,墙底高程-16.0 m。锚碇墙与前墙之间采用 $\phi 70$ 的钢拉杆连接,拉杆长度为45.0 m。

1.2 数值模型建立

采用等效刚度的方法将T形墙和灌注桩等效为二维平面问题,等效后的宽度分别为1.85、1.00 m。土体和码头结构均采用四结点平面减缩积分单元模拟。土体和结构之间设置接触面,法向采用硬接触,切向摩擦系数为0.25。拉杆采用杆单元模拟,并施加50 kN/m的预张力模拟其实际工作状态。

采用Westergaard^[12]提出的附加质量法模拟海水在码头前墙上的动水压力,附加质量 m 计算公式为:

$$m(h) = \frac{7}{8} \rho \sqrt{H_0 h} \quad (1)$$

式中: ρ 为海水密度; H_0 为水深; h 为计算点处的水深。分析模型如图1所示。

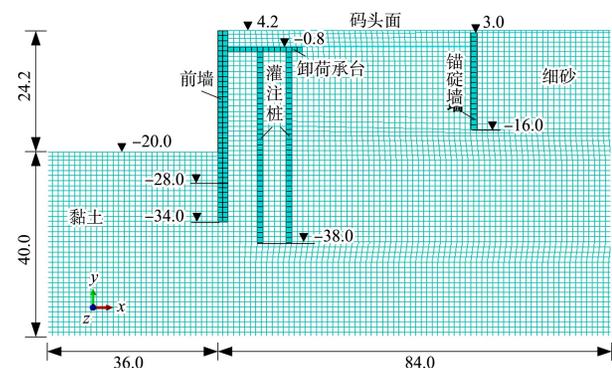


图1 卸荷式板桩码头数值模型及有限元网格划分(单位:m)

1.3 材料本构及参数

某沿海可液化场地经简化后分为墙后填土和海床土, 其中墙后填土为细砂, 海床土为黏土(图 1)。

地震作用下, 土体的动应力-应变关系采用赵丁凤等^[13]提出的不规则加卸载修正的 Davidenkov 本构模型描述, 初始骨架曲线的表达式为:

$$\tau = G\gamma = G_{\max}\gamma[1 - H(\gamma)] \quad (2)$$

其中:

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad (3)$$

$$\gamma_r = a_1(\sigma'_{c0}/\sigma'_{ref})^{a_2} \quad (4)$$

滞回曲线的表达式为:

$$\tau - \tau_c = G_{\max}(\gamma - \gamma_c) \cdot \left[1 - H\left(\frac{|\gamma - \gamma_c|}{2n}\right) \right] \quad (5)$$

$$(2n\gamma_r)^{2B} = (\gamma_{ex} \pm \gamma_c)^{2B} \cdot \left(\frac{1-R}{R}\right) \quad (6)$$

其中:

$$R = \left(1 - \frac{\tau_{ex} \pm \tau_c}{G_{\max} \cdot (\gamma_{ex} \pm \gamma_c)} \right)^{\frac{1}{A}} \quad (7)$$

式中: τ 、 γ 分别为剪应力和剪应变; G 为某一应变水平下的剪切模量, 最大剪切模量 $G_{\max} = \rho v_s^2$, v_s 为岩土剪切波速; γ_r 为参考剪应变, A 和 B 为土的试验参数; γ_c 为加卸载转折点处的应变; a_1 和 a_2 分别为不同深度处 γ_r 的修正系数; σ'_{c0} 为初始有效应力; σ'_{ref} 为参考围压。

赵丁凤等基于 Martin 和 Byrne 提出的理论框架, 建立了能够描述不排水条件下饱和砂土孔压增长规律的模型:

$$\Delta u_e = E_r \Delta \varepsilon_{vd} \quad (8)$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma^*} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma^*}\right) \quad (9)$$

$$\gamma^* = (\gamma - \gamma_{lv})^{C_3} \quad (10)$$

$$E_r = 100\sigma'_{c0} m n \exp(-r_u/m) \quad (11)$$

$$r_u = u_e/\sigma'_{c0} \quad (12)$$

式中: C_1 、 C_2 、 C_3 、 m 、 n 为与土性有关的拟合参数; E_r 为土的回弹模量; ε_{vd} 为体应变; γ_{lv} 为体积门槛剪应变; u_e 为孔压增量及累积孔压; r_u 为孔压比, 达到 1 时土体发生液化。

土体液化过程中强度与刚度的衰减特征主要由土体骨架曲线不断衰退的方式来体现, 表现为土骨架曲线中初始剪切模量及参考剪应变随孔压的上升而不断衰减:

$$G'_{\max} = G_{\max}(1 - u_e/\sigma'_{c0})^{a_3} \quad (13)$$

$$\gamma_{rt} = a_1(\sigma'_{c0}/\sigma'_{ref})^{a_2}(1 - u_e/\sigma'_{c0})^{a_3} \quad (14)$$

式中: a_1 、 a_2 、 a_3 是与土性有关的拟合参数; G'_{\max} 和 γ_{rt} 分别为荷载转向时的切线剪切模量和参考剪应变。其中 G'_{\max} 和 γ_{rt} 计算过程中涉及的 u_e 由每循环半周下的孔压增量 Δu_e 叠加而得。黏土和砂土的动力特性相关参数见表 1。

表 1 黏土与细砂的模型参数

土层名称	密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	动泊松比	平均剪切波速/ ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	A	B	$a_1/(\times 10^{-4})$	a_2	a_3	C_1	C_2	C_3	$\gamma_{lv}/\%$	m	n
黏土	1 850	0.49	180	1.20	0.35	2.5	0	0	-	-	-	-	-	-
细砂	1 930	0.49	200	1.02	0.43	4.1	0.5	0.5	1.051	0.143	1.250	0.020	0.345	6.689

考虑到钢筋混凝土墙体和拉杆的模量远大于土体模量, 有限元计算模型中钢筋混凝土和拉杆均采用线弹性材料模拟, 相关参数列于表 2。

表 2 混凝土与钢筋的物理指标

材料	弹性模量/GPa	泊松比	密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)
钢筋混凝土	26	0.20	2 500
拉杆	230	0.15	7 800

1.4 计算过程及输入地震动

计算过程共分为两步: 1) 对模型结构体系进行应力平衡分析, 以获取地基土的初始有效围压。此时, 约束模型两侧地基向水平 x 向位移(图 1), 底部固定约束, 使地基仅可发生竖向沉降。2) 在显式模块中进行动力分析, 在模型地基地部施加水平向地震动, 并将第 1 步中的 x 向约束转化为荷载施加于模型两侧。输入地震动选用 Kobe 波,

持续时间 30 s，输入地震动的原始加速度时程和傅里叶谱如图 2 所示。为了分析不同强度地震作用下码头结构的动力反应，将输入地震动的峰值加速度(PGA)调整为 0. 10g，0. 30g 和 0. 50g。

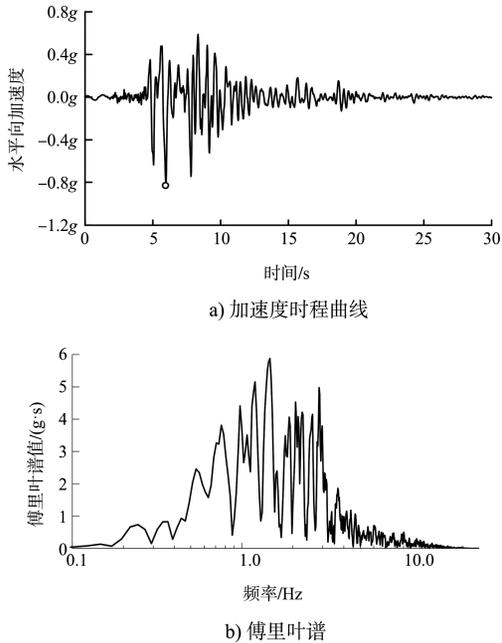


图 2 Kobe 波的加速度时程及其傅里叶谱

2 计算结果与分析

2.1 地基动力反应

图 3 为 3 种不同地震动强度作用结束后孔压比的分布云图。由图可知，当输入 PGA (0. 10g) 较小时，仅结构附近土体发生了液化，远离结构区域的地基土孔压稍有升高。随着输入地震动强度的增强，液化区域逐渐扩大，土体逐渐丧失强度而呈黏滞流体特性；当输入 PGA (0. 50g) 较大时，地基土的液化区域已基本贯通，锚碇墙周围土体的约束作用基本丧失，结构已基本失效，此时桩后大面积贯通的液化土体将使整个码头结构产生严重的失稳破坏，应重点考虑该范围内土体的地基处理问题。

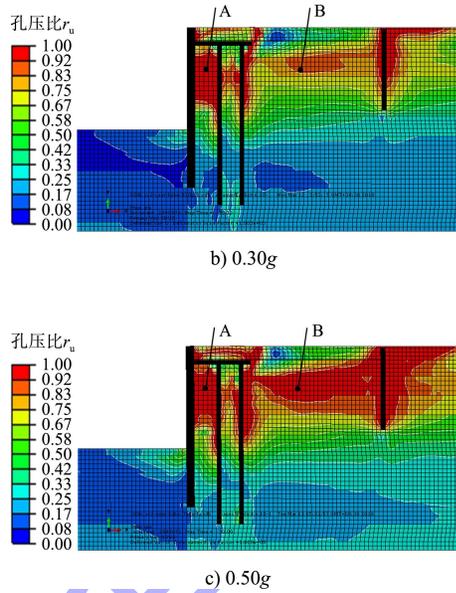
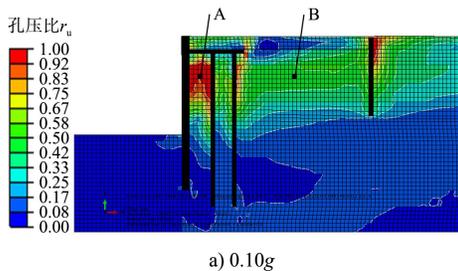


图 3 不同地震强度作用下最终孔压比分布云图

图 4 为液化难易程度不同区域地基土孔压比 r_u 的发展过程，分别选取了前墙和海侧桩基内的土单元 A 以及陆侧桩与锚碇墙内的土单元 B，土单元选取位置如图 3 所示。可以看出，相对于土单元 A，土单元 B 的 r_u 发展较慢；并在初期出现明显的平台现象，约在 5 s 后 r_u 进入快速累积并达到最大值。其原因在于地震波传播过程中，将在土与结构接触界面出现散射，复杂应力作用下将导致结构周围土体处于主应力连续偏转状态，从而显著加大了结构周围土体孔压的累积速度。而当结构间距离较远时，结构对地基土的影响减小，此时土单元的受力更接近于纯剪状态，孔压累积也相对较慢，并可按自由场反应进行抗震设计。

图 5 为码头面地表峰值加速度放大系数与测点到前墙距离的关系。可以看出，随着输入地震动强度的增强，土体的液化程度不断加重，地表峰值加速度放大系数 λ 逐渐减小。在前墙及桩基区域，土-结构体系的整体刚度较高，且主要受结构刚度控制，加之临空面对局部地震反应的放大作用，使得该区域地表峰值加速度的放大效应显著。而在距前墙 15 m 以上较远区域， λ 则较为接近，土体液化程度较高时(PGA 为 0. 30g、0. 50g)， λ 均小于 1。整体而言，离灌注桩较远处锚碇墙的存在对周围地基土动力反应的影响较小。

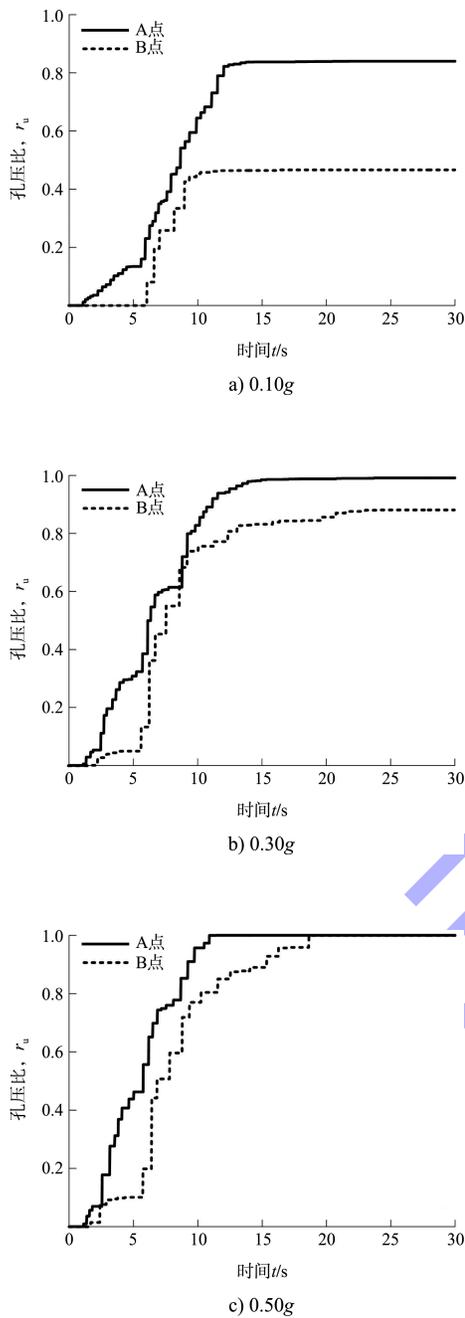


图 4 不同输入地震动强度下 A、B 点处的孔压比时程

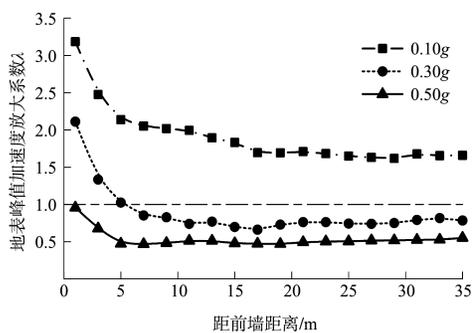


图 5 PGA 放大系数随测点到前墙距离的变化

图 6、7 为不同地震动强度作用下距前墙 25 m 处的地表加速度时程及其傅里叶谱。可以看出, 随着输入地震动强度的增强, 高频成分不断衰减, 0.2 ~ 1.0 Hz 范围内的低频成分不断发育, 对码头结构的受力、变形以及破坏形式均有较大影响。

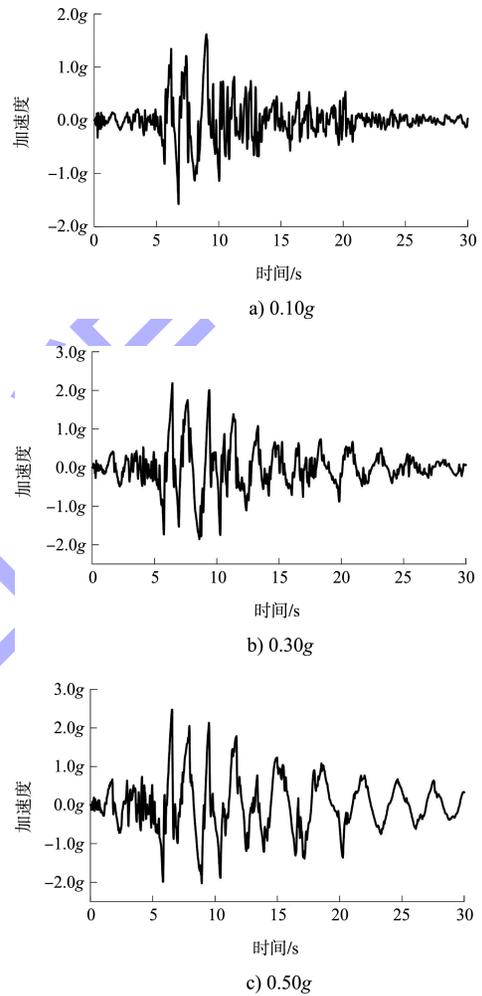
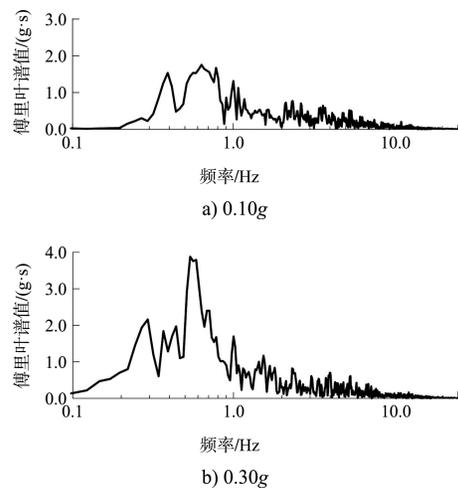


图 6 不同地震强度作用下地表处加速度时程



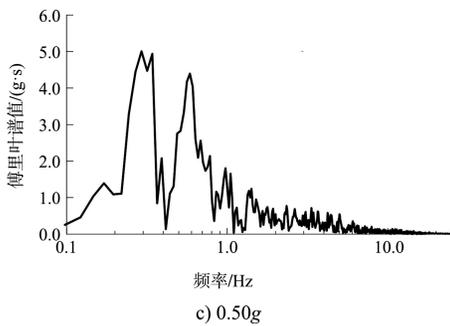
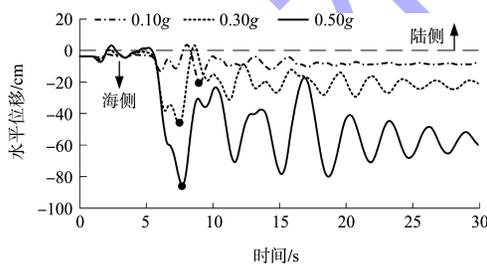


图7 不同地震强度作用下傅里叶谱

2.2 前墙位移与变形

在地震动作用下，前墙水平位移是衡量板桩码头结构安全可靠性的指标，向海侧过大的位移不仅会导致板桩码头前墙断裂，还会导致墙后填土产生沉降，从而威胁码头其他附属设施的安全。

图8为不同输入地震动强度下前墙顶部的水平位移时程曲线。可以看出，随着输入地震动强度的增强，土体非线性增强，土体不断软化，前墙所受动压力增加，顶部的侧向位移不断增加。PGA在0.10g、0.30g、0.50g工况下，向海侧的最大水平位移分别为20.5、46.1、85.5 cm。由于前墙向海一侧无约束，各工况振动结束后均产生了不同程度的残余位移，前墙顶部的残余位移分别为7.8、21.2、60.4 cm。



注：向海方向的运动为负。

图8 前墙顶部的水平位移时程

图9为前墙顶部水平位移最大时的墙身水平位移。可以看出，前墙向海位移均沿深度逐渐减小，而非传统单锚式柔性挡墙呈弓形变形。这可能是因为土体液化产生的高频滤波和低频放大作用，场地逐渐向长周期发展，且结构变形主要受低频控制，因此以缓慢的摇摆变形为主。随着地

震强度的增强，PGA在0.10g、0.30g、0.50g工况下，前墙顶部与底部的相对水平位移分别为13.4、28.2、37.2 cm，与墙高的比值分别为0.36%、0.75%、1.00%，后两者均超过了规范^[14]所规定的地连墙垂直度允许偏差1/150(0.67%)。

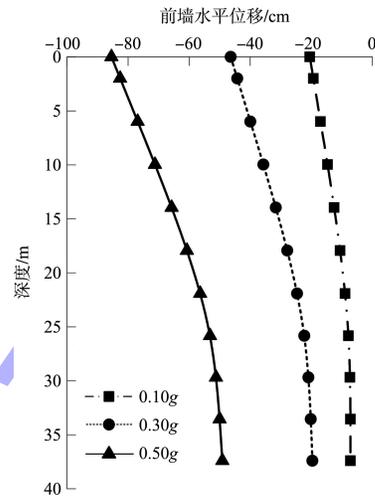
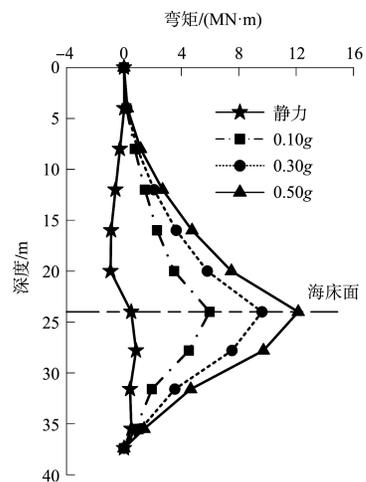


图9 前墙水平位移随深度的变化曲线

2.3 码头结构内力

图10为不同输入地震动强度下前墙截面弯矩最大时的墙身弯矩分布，该时刻也基本对应于前墙顶向海侧最大位移所出现的时刻。可以看出，静力作用下前墙存在反弯点。而在地震动作用下，并未出现反弯点，最大弯矩均在海底泥面附近，墙身易在地震动作用下发生断裂，存在较大的安全隐患。



注：弯矩以陆侧弯曲为正，向海侧弯曲为负。

图10 前墙单宽弯矩随深度的变化曲线

图 11 为不同输入地震强度作用下海侧桩和陆侧桩截面达到最大弯矩时的桩身弯矩分布。可以看出, 受桩身两侧土体及前墙的相互作用, 海侧桩和陆侧桩均存在明显的反弯点, 且两者的分布规律基本相同, 桩群整体性较好, 最大弯矩出现在桩底附近。

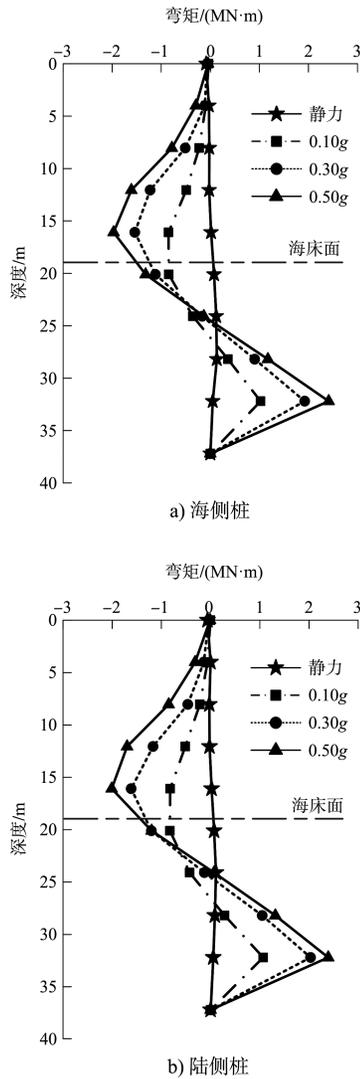


图 11 桩身弯矩随深度的变化曲线

不同地震强度作用下码头各个构件的最大内力见表 3。随着输入地震动强度的增强, 码头各构件的最大内力均有不同程度的增大。其中, 前墙所受到的弯矩最大, 灌注桩次之, 锚碇墙最小。

表 3 码头主要构件的最大内力

工况	弯矩/(MN·m)				轴力/kN
	单宽前墙	海侧桩	陆侧桩	单宽锚碇墙	
0.10g	5.97	1.03	1.07	0.83	384.8
0.30g	9.62	1.93	2.03	0.98	569.5
0.50g	12.14	2.41	2.39	1.21	741.2

3 结论

1) 在可液化场地条件下, 所研究的 20 万吨级卸荷式板桩码头前墙的地震位移反应与传统单锚式柔性挡墙不同, 其最大位移发生在前墙顶部。随着输入地震动幅值的增大, 前墙顶最大向海水平位移逐渐增加, 其中在 0.30g 和 0.50g 情况下前墙的最大垂直度均超过规范允许的偏差值。

2) 得出了不同地震强度作用下码头各构件的最大内力, 当各构件的内力达到最大值时, 前墙没有反弯点, 而海侧桩和陆侧桩均存在反弯点。前墙承担的弯矩最大, 最大弯矩所在的截面位于海底泥面附近, 且发生最大弯矩的时刻基本对应于前墙顶向海位移达到最大时刻。

3) 离码头结构较近土体的 PGA 放大系数较远处土体的大, 随着输入地震动强度的增加, 前墙对 PGA 放大系数影响范围有减小的趋势。输入地震加速度经过土层后出现高频滤波低频放大现象, 不同深度处的土层峰值加速度放大系数随地震动强度的增加而减小。

4) 随着地震动强度的增加, 墙后填土液化区域从结构物附近开始逐渐扩大, 在 0.50g 情况下存在土体整体滑移的安全隐患。地下结构物的存在使周围土体的超孔隙水压力发展速度明显加快, 而离结构物较远处土体的超孔隙水压力发展快慢基本与输入地震动的时程相对应。

参考文献:

[1] MONONOBEN, MATSUO H. On the determination of earth pressures during earthquakes[C]//Proceeding of the world engineering congress. Tokyo: [s. n.], 1929: 179-187.

[2] OKABE S. General theory of earth pressures[J]. Japanese society of civil engineers, 1926, 12(1): 123-134.

[3] BERNAL A, BLAZQUEZ R, BURCHARTH H F, et al. Seismic design guidelines for port structures PIANC[M]. Amsterdam: A. A. Balkema Publishers, 2001.

[4] BORG R C, LAI C G. Seismic performance, analysis and design of wharf structures: a comparison of worldwide typologies[C]//4th International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering. Thessaloniki: [s. n.], 2007: 25-28.

[5] DEWOOLKAR M M, KO H Y, PAK R Y S. Seismic behavior of cantilever retaining walls with liquefiable backfills[J]. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 2001, 127 (5): 424-435.

[6] 高晓静, 许成顺, 杜修力. 墙后填土液化前后对挡土结构物的总压力分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2017, 37 (2): 237-242.

[7] 谭慧明, 梅涛涛, 焦志斌. 地震特性对新型分离卸荷式板桩码头动力响应的影响[J]. 土木工程学报, 2014, 47(S2): 247-253.

[8] 王翠燕, 吴相豪. 遮帘桩对板桩码头地震响应的影响[J]. 水运工程, 2022 (3): 55-60.

[9] 赵丁凤, 阮滨, 陈国兴, 等. 基于 Davidenkov 骨架曲线模型的修正不规则加卸载准则与等效剪应变算法及其验证[J]. 岩土工程学报, 2017, 39 (5): 888-895.

[10] 赵丁凤, 梁珂, 陈国兴, 等. 剪切-体积应变耦合的孔压增量模型试验研究[J]. 岩土力学, 2019, 40 (5): 1832-1840.

[11] 蔡正银, 侯伟, 周健, 等. 20 万吨级卸荷式板桩码头数值分析[J]. 岩土工程学报, 2015, 37 (2): 218-224.

[12] WESTERGAARD H M. Water pressure on dams during earthquakes[J]. Transactions of ASCE, 1933, 98: 418-433.

[13] 赵丁凤. 可液化地基地下结构三维非线性地震反应分析的有效应力法[D]. 南京: 南京工业大学, 2018.

[14] 中交第一航务工程勘察设计院. 港口工程地下连续墙结构设计与施工规程: JTJ 303—2003[S]. 北京: 人民交通出版社, 2003.

(本文编辑 王传瑜)

(上接第 13 页)

2) 根据国家高等级航道现阶段发展实际, 可将通航标准和通过能力作为评价通航建筑物适应性的重点, 并适当兼顾通航服务的可靠性和服务水平。相应地以通行 1 000 吨级及以上船舶枢纽比率、通过能力平均利用率为主要评价指标, 以枢纽年通航率、复线率、船舶待闸时间等为参考性指标。

3) 分析表明: 国家高等级航道通航建筑物建设仍相对滞后, 长江干线、西江航运干线、京杭运河、淮河等主要干流通航建筑物能力普遍紧张, 主要支流和长三角高等级航道梯级枢纽仍有 40% ~ 60% 未达到 1000 吨级通航标准, 通航建筑物的服务水平总体偏低。

4) 建议近期加快建设步伐、推动跨区域跨部门联合调度, 为加快推进国家高等级航道建设提供重要支撑。从长远发展看, 为保障国家高等级航道通行能力、通航服务可靠性和服务水平, 原则上各梯级枢纽应按 1 000 吨级及以上标准预留复线通航建筑物。

参考文献:

[1] 中共中央, 国务院办公厅. 国家综合立体交通网规划纲要[R]. 北京: 人民出版社, 2021.

[2] 交通运输部. 内河水运发展纲要[R/OL]. (2020-05-29) [2022-03-02]. http://www.gov.cn/zhengce/zhengceku/2020-06/04/content_5517185.htm.

[3] 国务院. “十四五”现代综合交通运输体系发展规划[R/OL]. (2022-01-18) [2022-04-12]. http://www.gov.cn/zhengce/content/2022-01/18/content_5669049.htm.

[4] 郑明钰. 断航、碍航闸坝制约珠江航运和流域经济的发展[J]. 珠江水运, 2002(12): 5-6.

[5] 汪炜, 何平. 我国通航建筑物行业管理制度现状与评价[J]. 珠江水运, 2018(19): 75-77.

[6] 交通运输部规划研究院. 全国内河航道与港口布局规划(修订)[R]. 北京: 交通运输部规划研究院, 2020.

[7] 陶桂兰, 张玮, 丁坚, 等. 繁忙河流上船闸服务水平的探讨[J]. 水运工程, 2003 (6): 41-43.

[8] 交通运输部长江航务管理局. 长江航运发展报告[M]. 北京: 人民交通出版社, 2021.

(本文编辑 赵娟)