

# 双向脉动渗流条件下水闸稳定性数值模拟研究

徐莉萍<sup>1</sup>, 李涛<sup>1</sup>, 张娟<sup>1</sup>, 徐刚<sup>1</sup>, 顾行文<sup>2,3</sup>

(1. 江苏省水利勘测设计研究院有限公司, 江苏 扬州 225127;

2. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029;

3. 水利部水旱灾害防御重点实验室, 江苏 南京 210098)

**摘要:** 入海口水闸在海水涨落潮影响下,地基渗流方向随潮汐周期性反转,形成复杂的双向脉动渗流环境,可能引发土体累积变形与结构失稳。为探究此类动态渗流机制对水闸安全性的影响,以淮河入海水道海口枢纽工程为背景,基于 PLAXIS2D 软件建立二维流固耦合模型,采用小应变(HSS)模型模拟土体在动态渗流下的复杂应力路径,系统分析结构和地基土体的位移响应、超孔隙水压力分布及塑性破坏演化规律。研究表明:双向脉动渗流对土体和结构的变形影响主要在水平方向,随着动水头差归零,结构竖向位移几乎也归零,但会残余较明显的水平位移,主要由塑性应变累积所致;双向脉动渗流过程中产生的超孔隙水压力绝对值较小(小于5 kPa),对稳定性影响有限。水位主动变化一侧的地表较易产生塑性破坏,在实际工程中应对该部位进行重点防护与监测。

**关键词:** 双向渗流;水闸;数值模拟;小应变模型;流固耦合

中图分类号: TV223

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2025)05-0031-06

## Numerical Simulation of Sluice Stability Under Bidirectional Fluctuating Seepage Conditions

XU Liping<sup>1</sup>, LI Tao<sup>1</sup>, ZHANG Juan<sup>1</sup>, XU Gang<sup>1</sup>, GU Xingwen<sup>2,3</sup>

(1. Jiangsu Surveying and Design Institute of Water Resources Co., Ltd., Yangzhou, Jiangsu 225127, China;

2. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing, Jiangsu 210029, China;

3. Key Laboratory of Water Science and Engineering, MWR, Nanjing, Jiangsu 210098, China)

**Abstract:** Under the influence of tidal fluctuations in estuarine sluices, the seepage direction in the foundation periodically reverses with tidal cycles, forming a complex bidirectional fluctuating seepage environment that may lead to cumulative soil deformation and structural instability. To investigate the impacts of such dynamic seepage mechanisms on sluice safety, a two-dimensional fluid-solid coupling model was established using PLAXIS2D software, based on the Huaihe River Estuary Channel Haikou Hub Project. The small-strain (HSS) model was employed to simulate the complex stress paths of the soil under dynamic seepage conditions. The displacement responses of the structure and foundation soil, the distribution of excess pore water pressure, and the evolution of plastic failure were systematically analyzed. The results indicate that bidirectional fluctuating seepage primarily affects horizontal deformation of the soil and structure. As the dynamic hydraulic head difference approaches zero, the vertical displacement of the structure nearly vanishes, but significant residual horizontal displacement remains, predominantly caused by cumulative plastic strain. Under the computational conditions, the absolute values of excess pore pressure generated during bidirectional fluctuating seepage are small (less than 5 kPa), with limited impact on stability. The ground surface on the side with active water level changes is more prone to plastic failure, necessitating focused protection and monitoring in practical engineering applications.

**Keywords:** bidirectional seepage; sluice; numerical simulation; small-strain model; fluid-solid coupling

收稿日期: 2025-06-13

修稿日期: 2025-07-12

基金项目: 江苏省淮河入海水道二期工程建设管理局, 淮河入海水道二期工程入海水道区域海岸线和河海交汇枢纽建筑安全保障关键技术研究(RHSD2/FW-2024-02)

作者简介: 徐莉萍(1983—), 女, 高级工程师, 一级注册土木工程师(水利水电工程、港口与航道专业), 主要从事水利工程设计等方面工作。E-mail: 385974783@qq.com

通讯作者: 顾行文(1981—), 男, 正高级工程师, 主要从事水利交通能源领域的岩土工程研究工作。E-mail: xwgu@nhri.cn

水闸建成后,由于上下游水位差的存在,不可避免会产生渗流作用,如果设计不当,渗流极有可能会造成地基变形破坏甚至引起上部水闸结构的失稳。对于水闸地基的渗流问题,常用的计算方法有直线比例法、流网法、电网络法<sup>[1-2]</sup>、改进阻力系数法<sup>[3-5]</sup>以及有限元法<sup>[3,6-9]</sup>,也有学者通过室内与现场试验<sup>[10-12]</sup>研究闸基渗流,获得了丰富的成果。然而对于入海口水闸,在海水涨落潮的影响下,水闸上下游的水头差存在交替变换,从而引起水闸地基中渗流方向的不断改变,这种循环的脉动渗流作用对地基和结构变形及稳定性的影响难以通过传统的解析、半解析方法求解,也难以在试验室中复现,目前对其研究相对较少。脉动渗流过程中结构和地基土体的变形较难评估,耦合效应下的孔隙水压力分布和土体有效应力的变化还不明确,对可能引发危险的区域也没有统一认知,这严重影响了工程的合理设计与安全运行。

基于上述问题,结合淮河入海水道二期工程海口枢纽工程,采用 PLAXIS2D 有限元软件对该工程设计阶段面临的双向脉动渗流问题进行数值模拟计算,获得了在海水水位变化过程中水闸结构和周围土体的变形,明确地基的危险区域,所得成果可以为类似工程提供理论指导和设计参考。

## 1 工程概况

淮河入海水道海口枢纽工程位于江苏省滨海县,是淮河入海水道工程的末级枢纽,工程等级为 I 等。一期工程包括海口南闸和海口北闸,总设计行洪流量为 2 270 m<sup>3</sup>/s。海口南闸共 5 孔,海口北闸共 11 孔,单孔净宽均为 10 m。闸室采用钢筋混凝土胸墙式结构,底板顺水流方向长度 16.0 m,顶面高程 -3.0 m,厚度 1.5 m。闸底及侧向防渗均采用 20 cm 厚地连墙,墙底高程均为 -9.5 m。二期工程在此基础上加固南、北闸,并扩建海口枢纽,将枢纽设计行洪流量由 2 270 m<sup>3</sup>/s 提高至 7 000 m<sup>3</sup>/s,同时提高渠北地区排涝标准,满足入海水道非行洪期设计排涝流量 1 267 m<sup>3</sup>/s。

根据地质勘察报告,场地土层由上到下渗透系数如表 1 所示。

根据场地地质情况、抗渗稳定等要求,结合本地的工程经验,设计方案采用混凝土墙对闸基进行围封处理,墙厚 40 cm,底高程 -14.0 m,混凝土标号 C35,抗渗等级 W6,抗冻等级 F100。

表 1 土层渗透系数

| 土层名称      | 渗透系数/( $\times 10^{-6} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ ) |        | 层厚/m  |
|-----------|----------------------------------------------------------|--------|-------|
|           | 水平方向                                                     | 垂直方向   |       |
| ①淤泥层      | 5.48                                                     | 6.80   | 1.00  |
| ②轻粉质壤土层   | 128.00                                                   | 140.00 | 8.00  |
| ③重粉质壤土层   | 56.20                                                    | 87.00  | 3.64  |
| ④淤泥质粉质黏土层 | 0.74                                                     | 1.75   | 4.60  |
| ⑤中粉质壤土层   | 19.30                                                    | 41.90  | 21.83 |
| ⑥砂壤土层     | 578.00                                                   | 980.00 | 9.80  |

## 2 双向脉动渗流的有限元计算

针对双向脉动渗流这类具有动态边界条件的复杂渗流问题,解析方法受限于理论假设的简化性,而室内试验则面临物理模型相似比与潮汐动态复现的技术挑战,故而能够耦合渗流场和土体应力应变响应的数值分析方法则是更为合适与高效的研究手段。PLAXIS2D 采用基于 Biot 固结理论<sup>[13]</sup>的计算方案来达到同时求解位移和孔隙压力的混合方程的目的,从而可以同时考虑变形和渗流。许多学者已将 PLAXIS2D 软件的计算结果与工程实测结果以及理论解析解进行对比验证,确定了其在渗流和流固耦合方面应用的可靠性<sup>[14-17]</sup>。

探究双向脉动渗流对水闸的影响,可简化为平面应变问题,采用二维数值模型进行计算。水闸左侧为海道侧,水闸右侧为黄海侧,渗流边界条件均设置为水头边界。海道侧的水位高程恒为 1.5 m,而黄海侧的水位考虑最不利的条件下有百年一遇的高潮位(高程 3.86 m)和低潮位(高程 -1.84 m)。以 2023 年全年滨海港测得黄海水位数据为参考,黄海侧水位变化周期按 1 天考虑,单日水位变化最大约为 2.88 m,基于单日变化幅度最大的水位数据,选出四个水位极值点,1 d 内水位变化规律为涨潮-落潮-再涨潮-再落潮。假设水头变化函数为线性的,得到高、低两组黄海侧水位变化数据,在低水位周期黄海侧潮位变化过程中,其水头始终低于海道侧的水头高度,不构成双向渗流的条件,故此处仅对黄海侧在高水位周期内变化时进行计算分析,表 2 所示为黄海侧水位一日内的变化过程。

表 2 黄海侧水位变化

| 过程   | 历时/h | 起始水位/m | 水位变化/m |
|------|------|--------|--------|
| 初次涨潮 | 5    | 0.98   | 2.88   |
| 初次落潮 | 8    | 3.86   | -2.26  |
| 再次涨潮 | 4    | 1.60   | 1.88   |
| 再次落潮 | 7    | 3.48   | -2.50  |

由于水位变化过程中,土体会经历类似卸载的过程,故采用小应变(HSS)模型进行模拟,能够表现双向脉动渗流下土体复杂的应力路径<sup>[18]</sup>。各个土层的小应变模型参数根据地勘报告中的实测压缩模量结合经验关系确定<sup>[19]</sup>,如表3所示。计算中应用到的参数 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 为标准固结试验测定的参考应力下的切线模量,采用经验取值 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 1.22E_s$ ;  $E_{50}^{\text{ref}}$ 为三轴固结排水剪切试验测定的参考割线模量,采用经验取值 $E_{50}^{\text{ref}} = 0.65E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ ;  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 为三轴固结排水加卸载试验测定的加卸载模量,采用经验取值 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 11.9E_{50}^{\text{ref}}$ ;  $G_0^{\text{ref}}$ 为动剪切初始模量,采用经验取值 $G_0^{\text{ref}} = 1.25E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ ;  $\gamma_{0.7}$ 为剪切模量衰减到初始剪切模量70%时对应的剪应变,采用经验取值 $\gamma_{0.7} = 3.2 \times 10^{-4}$ ;  $m$ 为模量应力水平相关幂指数,黏性土取经验参数0.65<sup>[20]</sup>。

闸室结构模型采用12 m×16 m的矩形实体单元建立,简化为线弹性模型并计算各等效参数<sup>[21]</sup>,根据闸室剖面设计图对结构重度进行等效换算,将计算重度设置为5.5 kN/m<sup>3</sup>,闸室抗弯作用等对计算结果影响较小,弹性模量可采用钢筋混凝土的参数 $3 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>,泊松比0.16,材料不透水。闸底采用复合桩基础劲性地基处理,直接采用简化的嵌入式梁单元模拟,桩顶与闸底刚性连接,其计算重度根据桩材料参数(内芯直径40 cm 预应力管桩,外桩直径80 cm 水泥土搅拌桩)折减半径范围内的土体重度取为23 kN/m<sup>3</sup>,弹性模量根据抗弯刚度等效的原理取为 $1.29 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>,桩径按实际桩径0.8 m计算。防渗的地连墙结构采用板单元模拟,设置为

各向同性材料,厚度为0.4 m,采用素混凝土的材料参数。材料设置为不可透水。结构与土的接触通过软件中的界面单元模拟,法向刚度和切向刚度采用默认值,而界面强度考虑折减系数0.6 对根据周围土的强度进行折减获得。

模型左右边界与结构距离为92 m,远大于1/3桩基础深度或地连墙深度,边界效应对计算结果基本无影响。对于变形计算,采用位移边界条件,左右边界限制其横向位移,下边界限制所有方向的位移,上边界为自由边界。对于渗流计算,左右边界设置为透水边界,而下边界设置为不透水边界。模型采用三角形网格进行单元划分,存在结构的区域内网格加密布置,靠近边界部分网格适当稀疏化处理,共有单元数10 808,节点数88 561,如图1所示。

渗流计算主要分三个步骤:①初始应力计算阶段,平衡初始地应力;②激活各类结构模型;③黄海侧水位按表1中的渗流条件进行双向脉动渗流的流固耦合计算,持续时间为1 d。

表3 土体参数

| 土层<br>编号 | 重度<br>/(kN·m <sup>-3</sup> ) | 孔隙<br>比 | 压缩模量<br>/MPa | 黏聚力<br>/kPa | 内摩擦角<br>/(°) |
|----------|------------------------------|---------|--------------|-------------|--------------|
| ①        | 17.2                         | 1.277   | 10.2         | 8.5         | 3.2          |
| ②        | 20.0                         | 0.670   | 16.5         | 9.1         | 25.6         |
| ③        | 19.4                         | 0.802   | 17.0         | 23.3        | 14.9         |
| ④        | 18.0                         | 1.183   | 6.8          | 17.6        | 9.4          |
| ⑤        | 18.9                         | 0.890   | 17.0         | 20.6        | 13.9         |
| ⑥        | 19.8                         | 0.676   | 16.5         | 5.1         | 27.3         |

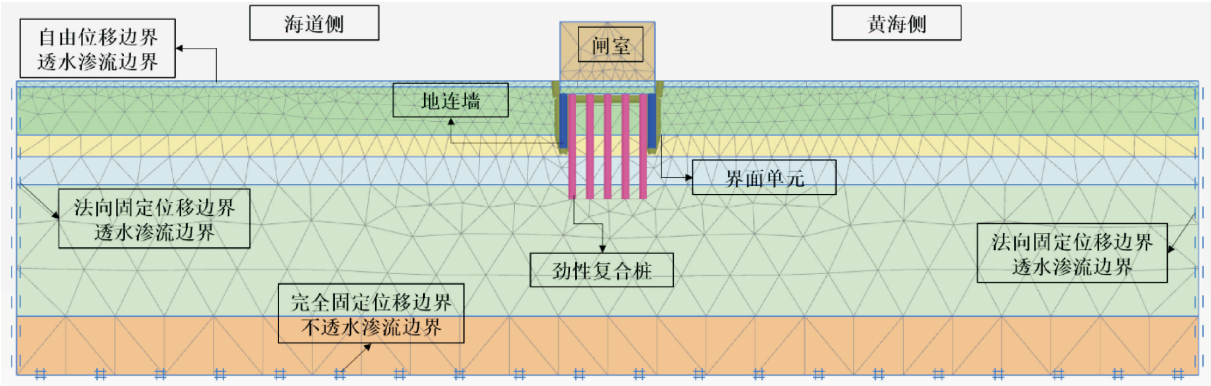


图1 渗流模型网格划分

3 双向脉动渗流计算结果分析

分别获得四个阶段(初次涨潮、初次落潮、再次涨潮、再次落潮)计算完成后的位移云图,如图2所示,左侧为海道侧,右侧为黄海侧,位移值以向右为

正。黄海初次涨潮后,土体整体发生了向海道侧的位移,最大位移约-31.9 mm;而后随着初次落潮,土体向黄海侧产生约20 mm的位移,其中一部分方向相反的弹性变形有所抵消,而塑性变形累积形成此时的水平位移,最大约-20.8 mm;再次涨潮后,

土体继续发生向海道侧的位移,最大水平位移约  $-29.4\text{ mm}$ ;最后随着再次落潮,黄海侧水头高度回归原位,最后残余的水平位移主要集中在闸底的土体上,位移值  $-14.8\text{ mm}$ ,由塑性应变累积主导。不难发现,水平位移主要是黄海侧水位变化后水荷载的改变引起的,水位上涨,黄海侧水荷载增加,土体与结构发生向海道侧的位移;水位下降后,黄海侧水荷载降低,土体与结构又发生向黄海侧的位移;如此往复循环。最后虽然黄海侧水位回归原点,但由于采用了考虑应力路径的弹塑性模型(HSS 模型),故而仍残余一部分指向海道侧的由塑性应变累积主导的位移。

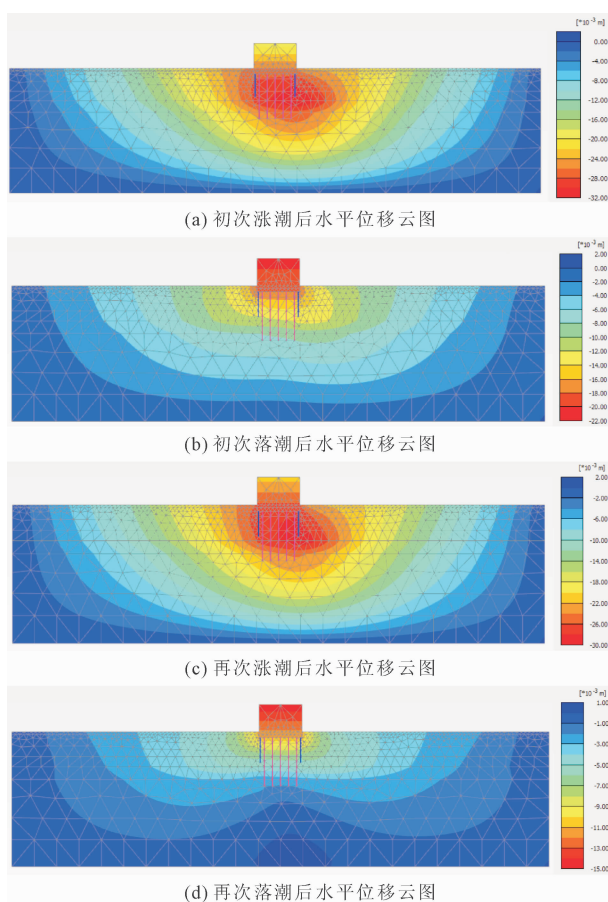


图2 黄海侧不同水位下水水平位移云图

计算所得竖向位移云图如图3所示。黄海侧的水位上涨会引起该侧地表的沉降变形以及海道侧地表的隆起变形,黄海侧水位下降又会削弱此前上涨引起的土体竖向变形,在此过程中黄海侧的最大沉降约  $16.9\text{ mm}$ ,海道侧的最大隆起约  $14.5\text{ mm}$ 。最后随着黄海侧的水头高度回归原点,两侧土体的竖向位移回归较小值,仅约  $2\text{ mm}$ 。底板左右两侧竖向位移差值在整个渗流计算过程中最大约  $8\text{ mm}$ ,即底

板倾斜率最大约  $0.05\%$ ,远小于常规控制值  $0.5\%$ ,满足《水闸设计规范》(SL 265—2016)对差异沉降的要求。竖向变形对结构以及周围土体影响较小。

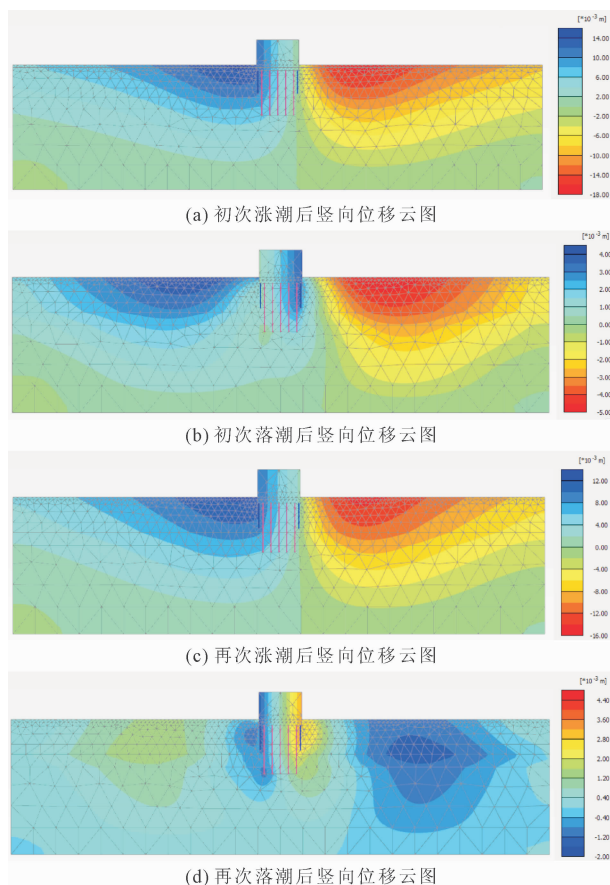


图3 黄海侧不同水位下竖向位移云图

不同阶段的渗流矢量图如图4所示,可以看到,由于黄海侧水头高度在海道侧水头( $1.5\text{ m}$ )上下波动,渗流方向在这个过程中也在不停改变,初次涨潮后渗流由黄海侧向海道侧,初次落潮后渗流方向发生反转,随后随着再次涨潮、落潮,渗流方向又发生一次转换。渗流方向主要由两侧的水头差控制,从高水头侧流向低水头侧。渗流量呈明显的不对称性,右侧黄海侧的流量较大,这表明由于单侧的水头变化引发的双向脉动渗流明显对水头主动变化侧有更大影响。图5展示了不同阶段的塑性破坏点分布,红色点为拉伸点,白色点为塑性破坏点。可以明显看到在各个阶段,塑性破坏点均主要集中在黄海侧,这也佐证了前述内容,即在单侧水头变化引发的双向脉动渗流条件下,可以将水头变化的一侧定义为主动侧,水头恒定的一侧定义为被动侧,主动侧在整个双向脉动渗流过程中将遭受更大的影响,产生更大的渗流量,故在实际工程中需要重点关注该部位。

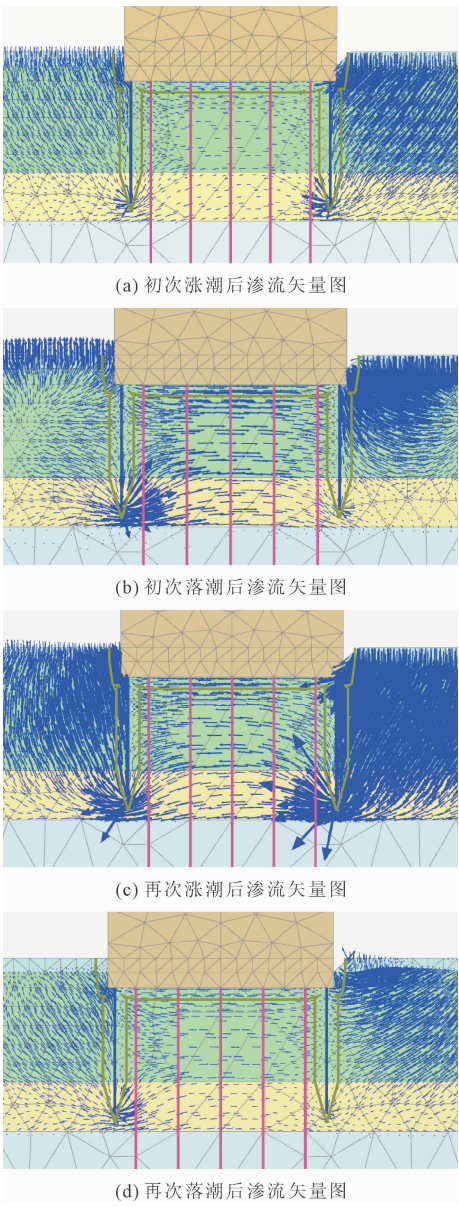


图 4 黄海侧不同水位下渗流矢量图

图 6 展示了不同阶段下产生的超孔压。在 PLAXIS2D 有限元软件中,定义压力为负,拉力为正,故一般静孔压为负值。而在完全流固耦合计算中,软件获取每一个计算步的稳态孔压,并通过差值计算得到超孔压,故负值表示该局部在计算过程中产生了超孔压,而正值则表示在计算过程中局部孔压有所下降。计算结果表明,在双向脉动渗流过程中,下卧低渗透性土层中会产生相对明显的超孔压,当黄海侧水位上涨,超孔压主要积聚在海道侧下方的低渗透性土层中;而当黄海侧水位下降,超孔压则主要积聚在黄海侧下方的低渗透性土层中。在整个计算过程中,产生的最大超孔压值约 4.9 kPa,超孔压处于较小水平,超孔压的积聚与消散对水闸结构

影响较小。

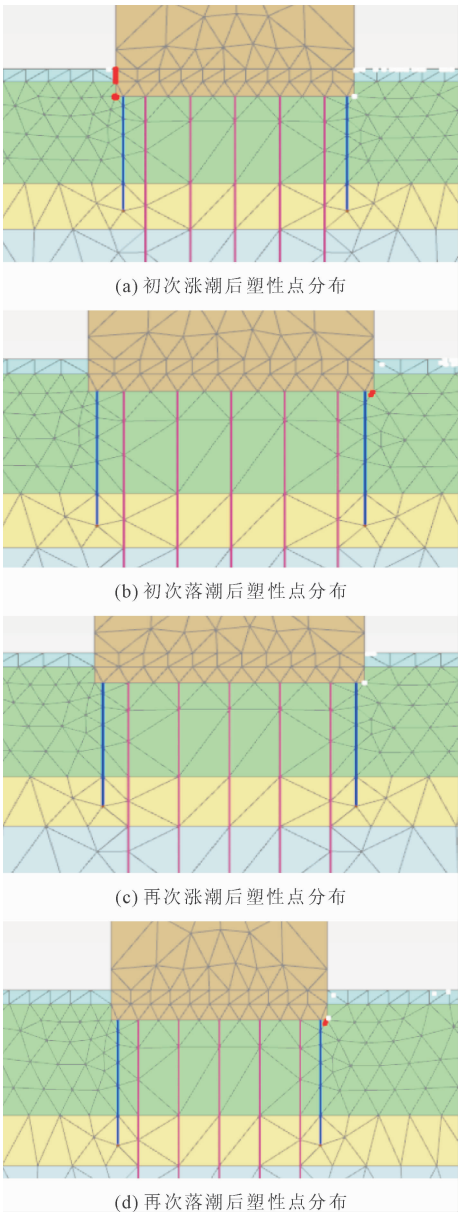


图 5 黄海侧不同水位下塑性点分布图

4 结 论

临海水闸由于位处河流入海口,其所受渗流影响与海水侧的涨落潮息息相关。本文基于淮河入海水道海口枢纽工程二期工程水闸围护设计过程遇到的问题,研究这种由于海水不停歇地涨落潮作用而引起的渗流方向间歇性变转方向,继而对地表土体以及上部结构产生的影响,并将这种作用定义为双向脉动渗流作用。采用 PLAXIS2D 对这种双向脉动渗流作用进行了流固耦合数值模拟计算及分析,主要得到以下结论:

(1) 双向脉动渗流对土体和结构产生的水平方

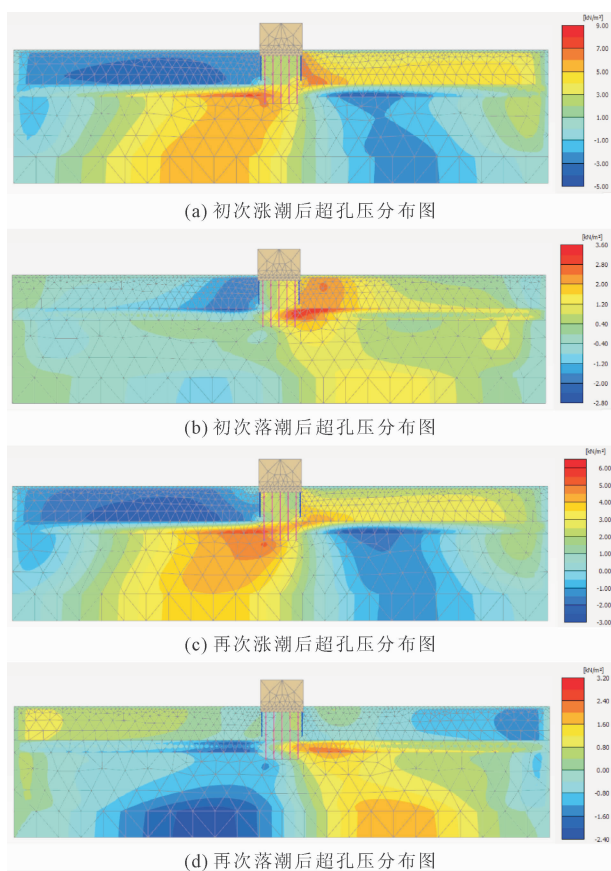


图6 黄海侧不同水位下超孔压分布图

向的影响要远大于竖直方向的影响,随着动水头差归零,竖向位移几乎也会归零,但该过程会使得结构下方土体残余较明显的由于塑性应变累积形成的水平位移。

(2) 双向脉动渗流易引发主动侧(水头变化侧)的地表发生塑性破坏,在实际工程中,有必要对该侧进行较为周密的监测。

(3) 在双向脉动渗流影响下,土体中的超孔压主要积聚在下卧低渗透性土层中,在本工程计算条件下产生的超孔压的值小于 5 kPa,超孔压的积聚与消散对水闸结构的影响较小。

## 参考文献:

- [1] 杜延龄,许国安. 渗流分析的有限元法和电网络法[M]. 北京:水利电力出版社,1992:167-218.
- [2] 顾小芳. 水闸渗流计算方法分析研究[J]. 中国农村水利水电,2012(8):137-139.
- [3] 李炳阳,杨旭亮. Slide 软件在水闸渗流计算中的应用及分析[J]. 水力发电,2022,48(1):58-62.
- [4] 彭 伟,成建梅,马 郢,等. 基于改进阻力系数法的悬挂式帷幕基坑渗流计算[J]. 地质科技通报,2021,40(4):179-186.

- [5] 刘青林. 基于改进阻力系数法的水闸渗流计算分析[J]. 四川水利,2023,44(4):43-46,50.
- [6] 刘彦琦,王瑞瑶. 阴坪水电站泄洪闸深厚覆盖层地基渗流分析[J]. 水电能源科学,2019,37(3):67-70,49.
- [7] 万小明,李海枫,张建华,等. 国内大孔口水闸结构关键技术问题研究[J]. 水利水电技术,2018,49(8):136-141.
- [8] 吴梦喜,宋世雄,房 彬,等. 某深厚覆盖层闸坝渗流变形耦合模拟方法与应用[J]. 水电能源科学,2023,41(7):113-117.
- [9] 张晓悦,张晓乐,苏 敏,等. 弱透水地基上水平铺盖对闸基渗流场的影响研究[J]. 人民长江,2012,43(17):79-82.
- [10] 廖文来,付传雄,张君禄,等. 某软基水闸闸墩结构工作性态分析[J]. 水电能源科学,2015,33(7):144-147.
- [11] 刘文涛. 浅析地连墙技术在邦山水闸重建工程中的运用[J]. 中国水利,2019(20):36-38.
- [12] 孙 涛,陈 媛,陈建叶,等. 大藤峡闸坝典型坝段坝基稳定模型试验研究[J]. 地下空间与工程学报,2022,18(1):179-189.
- [13] Biot M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. Journal of Applied Physics, 1941,12(2):155-164.
- [14] 梅神兵. 拓宽路堤变形性状的非线性流固耦合有限元分析[D]. 天津:天津大学,2008:37-58.
- [15] 黄大中,谢康和,应宏伟. 渗透各向异性土层中基坑二维稳定渗流半解析解[J]. 浙江大学学报(工学版),2014,48(10):1802-1808.
- [16] 余 俊,张志中,和 振,等. 成层土中基坑二维稳态渗流场解析解研究[J]. 铁道科学与工程学报,2024,21(1):194-203.
- [17] 余 俊,李东凯,胡钟伟,等. 考虑挡墙厚度基坑稳态渗流场的解析解[J]. 岩土工程学报,2023,45(7):1402-1411.
- [18] 王健川. 考虑渗流效应的地铁深基坑变形特性研究[D]. 太原:太原理工大学,2022:32-40.
- [19] 沈丹祎,陈 赞,罗敏敏,等. 宁波浅层软土小应变硬化土模型参数试验研究[J]. 岩土工程学报,2023,45(S1):114-118.
- [20] 陈尚荣,李通达,梁发云,等. 上海临港砂质粉土硬化土小应变模型参数研究[J]. 同济大学学报(自然科学版),2020,48(6):841-846.
- [21] 苑红凯,段晓沛,郎瑞卿,等. 等效实体法在高速公路PTC管桩复合地基沉降计算中的应用[J]. 公路交通科技(应用技术版),2016,12(10):54-56.