

软土地基上长管砂袋围堰变形与稳定性研究分析

——以广州南沙明珠湾区跨江通道工程施工围堰为例

袁 昊

(上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092)

摘 要: 围堰施工是跨江通道工程水域侧基坑实施的前提条件和关键环节,天然软土地基淤泥质软土层厚度大、承载力低,采用长管模袋砂围堰能较好地适应软土地基的变形和抵抗水流的冲刷。以广州南沙明珠湾区跨江通道工程施工围堰为实例,采用数值分析模拟长管砂袋围堰的施工全过程,计算产生的沉降变形及基坑开挖对围堰的影响。结果表明,围堰施工时堰底内侧沉降明显,外侧坡脚处水平外移及隆起,基坑开挖引起围堰内侧变形明显大于外侧。

关键词: 长管砂袋围堰;软土地基;承载力;变形;稳定;数值模拟

中图分类号: TV551.3

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2020)11-0207-04

0 引 言

在跨江通道工程建设中,常常通过在岸边水域修建临时围堰的方式为基坑施工创造干地条件。在南方沿海的天然软土地基中,淤泥质软土层厚度高达二三十米,承载能力不足,同时在汛期强潮流、强台风及海水冲蚀、紫外线照射等复杂环境中,围堰的施工难度较大。

长管模袋装砂围堰是一种采用土工布袋充灌砂性土,多层砂袋互相搭接叠砌而成的围堰形式,对软土地基变形的适应能力强,具有强度高、抗腐蚀抗冲刷能力强、施工机械化程度高、工程造价低等优势,不仅在国内珠三角、环渤海、长三角等流域应用广泛,在海外也得到了极大的推广应用。

1 工程概况

南沙明珠湾区跨江通道工程项目位于广州南沙新区的明珠湾起步区,其中陆域明挖段长约 4.3 km,水域沉管段长约 1.37 km。陆域段包括慧谷片区、灵山岛尖、横沥岛尖及珠江东组团;水域段包括蕉门水道、上横沥水道、下横沥水道。

由于沉管段和明挖段分界线位于现状堤岸水域侧,基坑围护施工需设置临时围堰。该工程中需设置五处围堰,分别为慧谷南岸、灵山岛北岸、灵

山岛南岸、横沥岛北岸。其中慧谷南岸围堰分为两期,一期围堰为南滨水角公园南岸,二期围堰为慧谷南岸。围堰平面布置如图 1 所示。

各节点围堰长度见表 1。

由于该工程围堰节点较多,本文以灵山岛北岸主线基坑围堰为例,阐述设计方案及数值模拟分析。

2 围堰平面设计方案

根据该工程地质情况,结合沉管段和明挖段分界处基坑支护结构形式,该工程围堰平面布置形式如下:围堰纵向内边线距离沉管封堵墙边线 5 m,横向距离基坑围护外边线 10 m。灵山岛北岸主线基坑围堰长度 172 m,平面布置如图 2 所示。

3 围堰横断面设计方案

灵山岛北岸围堰采用长管砂袋形式,围堰挡水高度约 8 m,先在河床底部铺设一层中粗砂垫层,厚度 0.5 m,在其上方分层铺设长管砂袋,每层厚度 0.5~0.7 m,迎水侧坡度 1:2.0,堤顶宽度 8 m,考虑围堰度汛,按 4 级围堰安全超高,堤顶标高 8.50 m,背水面为垂直,迎水侧坡脚设置 4 m 宽砂袋压脚,高度 2 m,坡度 1:3。临水侧护坡采用聚丙烯编织布覆盖,上方用小型砂包反压。砂土垫层下方插塑料排水板,规格为 SPB-A 型, $L=12$ m,梅花桩形式布置,间距为 1 m×1 m。临时围堰与堤岸线之间填筑砂性土,砂性土与长管砂袋同步分层填筑。断面形式如图 3 所示。

收稿日期:2020-01-14

作者简介:袁昊(1989—),男,硕士,工程师,从事水工结构方面工作。

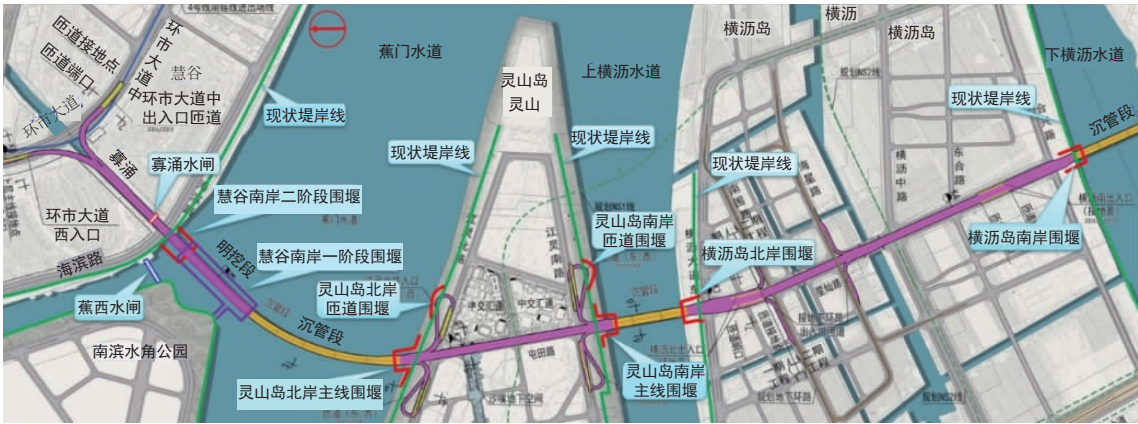


图 1 临时围堰总体平面布置图

表 1 水域段各节点围堰规模统计情况

节点	长度 /m		
	主线基坑段	匝道基坑段	堤岸加固段
慧谷南岸一期	715		
慧谷南岸二期	241		
▲ 灵山岛北岸	172	88	85
灵山岛南岸	117	136	152
横沥岛北岸	251		
横沥岛南岸	189		

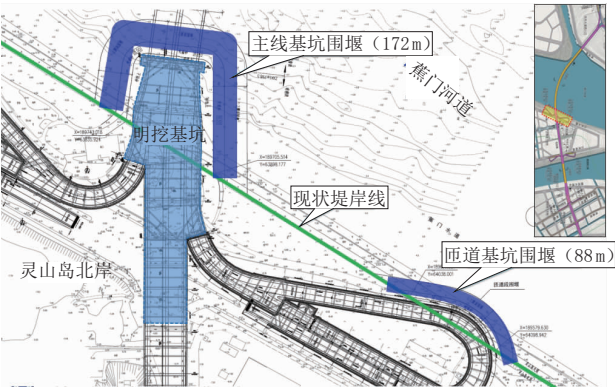


图 2 灵山岛北岸主线基坑围堰平面布置图

4 围堰结构数值模拟分析

4.1 计算模型及参数

灵山岛北岸主线基坑围堰采用二维有限元软件 Plaxis 进行数值模拟计算分析。地基土共模拟三层土,分别为人工填土层、淤泥质土层及粉细砂层。堰体底部设置塑料排水板和砂垫层,排水板长度为 12 m,长管砂带填筑共八层,每层砂带厚度约 0.6 m。采用分步加载施工模拟围堰填筑过程,有限元网格如图 4 所示。

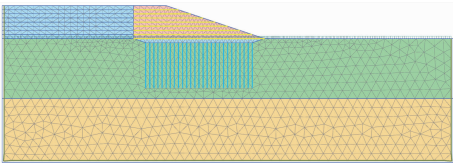


图 4 灵山岛北岸主线基坑围堰二维有限元网格图

人工填土层、大砂袋的填料及最底地基土层(粉细砂层)采用摩尔库伦模型模拟,淤泥质土层采用软土模拟法。

4.2 长管砂袋填筑施工过程模拟分析

大砂袋围堰各个施工阶段变形前后对比如

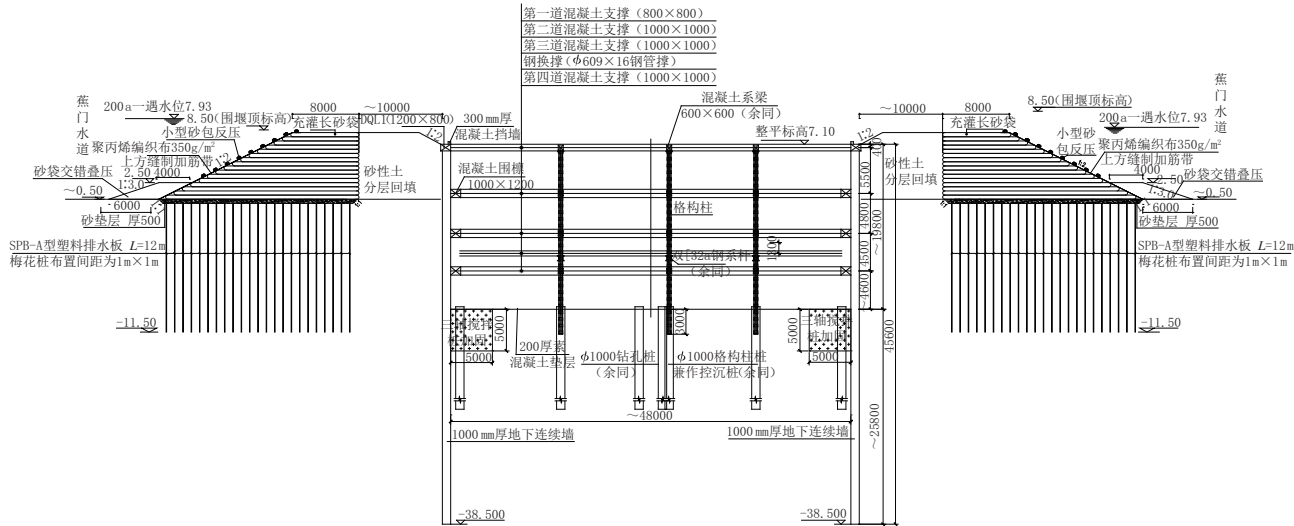


图 3 灵山岛北岸主线基坑围堰横断面图

图 5 所示。从图中可知,长管砂袋填筑至第二层时,堰体与地基土的变形均较小,主要体现为竖向沉降,沉降较为均匀;长管砂带填筑至第六层时,堰体与地基土变形量较大,且不均匀沉降现象明显,尤其是堰体坡脚处;长管砂带填筑至第八层时,围堰变形继续增加,堰体坡脚地基土隆起尤为显著,淤泥地基被挤出。

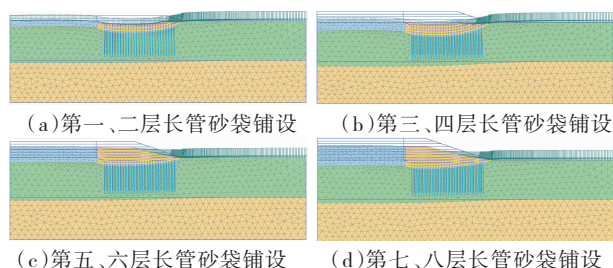


图 5 长管砂袋围堰分步施工模拟过程

4.3 围堰竖向变形分析

通过有限元模拟分层填筑过程,由图 6 可知,长管砂袋填筑第一到第四层时,围堰底部沉降变形比较均匀,两侧边线处沉降稍小于中心部位,中心最大沉降约 80 cm,两侧边线处沉降 50~60 cm;当长管砂袋填筑第五到第六层时,围堰底部沉降并不均匀,沉降最大部位向背水侧移动,最大沉降约 120 cm,背水侧边线处沉降继续增大至 100 cm,临水侧边线处沉降逐渐减小至 40 cm;当长管砂袋填筑第七到第八层时,沉降最大部位继续向背水侧移动,最大沉降约 140 cm,背水侧边线处沉降约 120 cm,临水侧边线处呈现隆起现象,隆起高度约 20 cm。

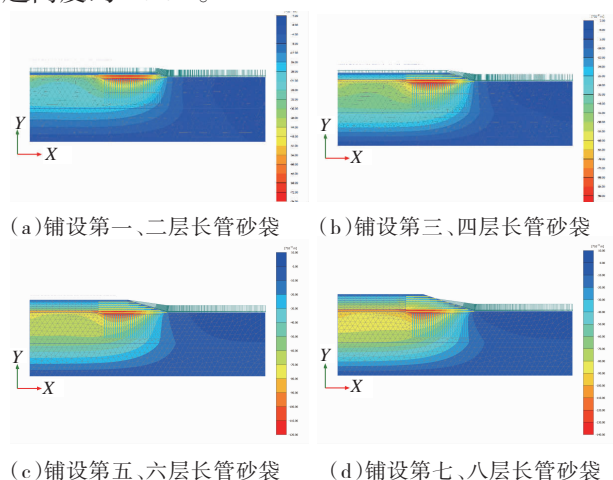


图 6 长管砂袋围堰沉降位移云图

4.4 堰体水平变形分析

通过有限元模拟分层填筑过程,由图 7 可知,长管砂袋填筑第一到第二层时,围堰及地基土水平位移很小,变形主要集中在两侧边线处,最大水平位移约 10 cm;当长管砂袋填筑第三到第六层

时,围堰底部地基土水平变形逐渐增大,最大水平位移约 22 cm,背水侧边线处水平位移变化较快增至 20 cm,而迎水侧边线处水平位移变化缓慢增至 12 cm;当长管砂袋填筑第七到第八层时,水平位移主要集中在围堰底部地基土第二层淤泥质黏土中,且在围堰底部中心处最大水平位移约 45 cm,背水侧边线处水平位移增加至约 40 cm,而迎水侧边线处水平位移由于设置护脚变化缓慢增至 22 cm。

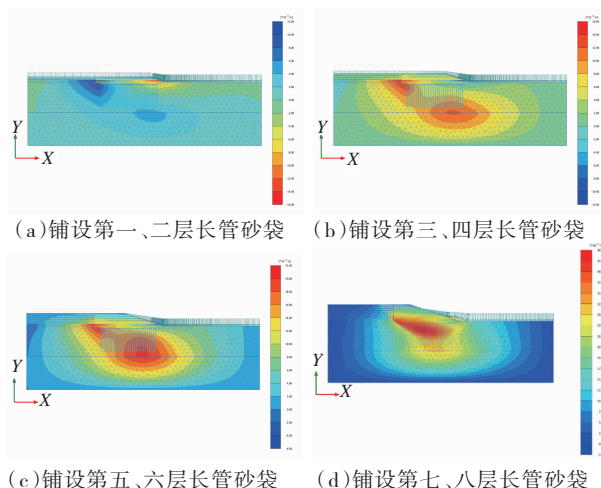


图 7 长管砂袋围堰水平位移云图

4.5 地基土塑性区发展分析

通过有限元模拟分层填筑过程,图 8 为地基土塑性区发展过程模拟。图中虚线范围表示该应力点处于塑性状态,其余点表示该应力点处于正常固结状态。

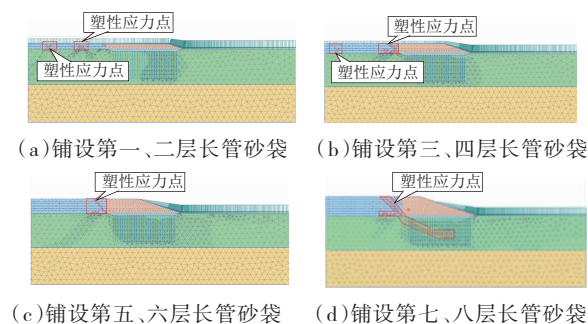


图 8 大砂袋围堰施工过程中地基土内塑性区发展过程

堰体填筑第一到第二层时,围堰下部地基土迎水侧先行固结,地基土尚未出现塑性点;砂袋填筑第三到第四层时,围堰下部地基土基本全部以自重固结,围堰背水侧填土出现少量塑性点;当填筑第五到第六层时,围堰下部地基土继续自重固结,围堰背水侧填土塑性点逐渐增加,但未发展至围堰底部;砂袋填筑第七到第八层时,围堰下部地基土以自重固结为主,但出现局部塑性区,围堰背水侧填土塑性区扩大,但最终两片塑性区未形成

贯通。因此此次有限元模拟长管砂袋围堰填筑过程,最终地基土未塑性破坏,围堰结构安全。

5 结 语

本文通过有限元模拟长管砂袋围堰填筑施工过程,研究围堰分层填筑过程变形规律,计算了围堰沉降及水平变形结果,同时通过地基土塑性区发展分析,得出围堰结构未发生失稳破坏的结论,为工程施工提供了参考依据。

参考文献:

[1] 魏新江,王金艳,丁智,等. 舟山海底沉管隧道模袋砂围堰位移

分析[J]. 岩石力学与工程学报,2013,32(9): 1835-1842.

[2] 闫振哲.分析模袋围堰施工技术[J].北京水务,2009(6): 24-26.

[3] 李明宇,李成强,刘涛,等. 饱和软土中模袋围堰变形规律现场试验研究[J]. 城市轨道交通研究,2015,18(9): 110-114.

[4] 羊炜.软土地基上模袋围堰稳定分析方法研究[D]. 广州:华南理工大学,2011.

[5] 周辉,方大勇,李川,等. 大型土工织物充填袋筑堤时软土地基变形速率的控制[J]. 广东水利水电,2004(2): 20-21.

[6] 江泓达,江越进,王付德. 模袋砂围堰在淤泥基础上的应用[J]. 人民珠江,2005(3):64-65,73.

[7] 董志良,张功新,李燕,等. 大面积围海造陆创新技术及工程实践[J]. 水运工程,2010(10): 54-67.

[8] 董志良,刘嘉,朱幸科,等. 大面积围海造陆围堰工程关键技术研究及应用[J]. 水运工程,2013(5): 168-175.

(上接第 197 页)

[11] 吴松华,徐勇平.电渗联合注浆加固吹填土现场试验研究[J].水利与建筑工程学报,2019,17(6):77-81.

[12] Han-long Liu, Yun-liang Cui, Yang Shen. A new method of combination of electro-osmosis, vacuum and surcharge preloading for soft ground improvement [J]. China Ocean Engineering, 2014, 28(4): 511-528.

[13] 王军,王逸杰,刘飞禹,等.间歇式真空预压联合电渗加固吹填软土试验[J].中国公路学报,2016,29(10): 37-45.

[14] 孙召花,余湘娟,高明军,等.真空-电渗联合加固技术的固结试验研究[J].岩土工程学报,2017,39(2):250-258.

[15] 邱晨辰,沈扬,励彦德,等.EKG 电极真空-电渗处理软黏土室内试验研究[J].岩土工程学报,2017,39(S1): 251-255.

[16] 庄艳峰,王钊.电渗固结中的界面电阻问题[J].岩土力学,2004(1): 117-120.

[17] 王魁达,张林洪,吴华金,等.电渗法处理过湿土填料中有关参数设计的探讨[J]. 岩土工程学报,2010,32(2): 211-215.

[18] 李瑛,龚晓南.软黏土地基电渗加固的设计方法研究[J].岩土工程学报,2011,33(6):955-959.

[19] 庄艳峰.电渗排水固结的设计理论和方法[J].岩土工程学报,2016,38(S1): 152-155.

[20] 徐伟,刘斯宏,王柳江,等.真空预压联合电渗法加固软基的固结方程[J].河海大学学报(自然科学版),2011,39(2): 169-175.

[21] 薛志佳,唐小微,杨庆.基于 AMGPSO-BP 神经网络的电渗固结排水效果预测分析[J].水利学报,2015,46(S1): 267-272.

[22] 吴辉,胡黎明.真空预压与电渗固结联合加固技术的理论模型[J].清华大学学报(自然科学版),2012,52(2): 182-185.

[23] 胡俞晨,王钊,庄艳峰.电动土工合成材料加固软土地基实验研究[J]. 岩土工程学报,2005(5): 582-586.

[24] MITCHELL J K. Conduction phenomena: from theory to geotechnical practice[J]. Geotechnique, 1991, 41(3): 299 - 340.