

大型船坞坞室墙施工期有限元分析

曹邱林, 陈 蕾

(扬州大学 水利科学与工程学院, 江苏 扬州 225009)

摘要: 拉锚式坞墙结构在大型船坞工程中广泛采用,但船坞的结构计算中,往往引入多种假设,因而无法获得严密的解答.结合启东丰顺船坞坞墙工程施工实际情况,分析拉锚式钢筋混凝土坞墙施工期特点.借助大型三维有限元软件 MSC. Marc 分别建立4种典型工况有限元计算模型,选取足够大的地基计算范围,以减少地基的影响,得出各工况下坞墙结构位移及应力特点,并将有限元计算结果与实测数据进行比较,以分析施工工序对坞室墙受力的影响.分析表明拉锚结构能够有效降低坞墙体系的水平位移及土体、混凝土结构的有效应力,从而提高拉锚体系的稳定性.当拉锚体系形成之后,原先由部分土体所承受的坞室墙前后荷载差所形成的应力,全部通过钢拉杆传递给锚碇桩,从而明显改善坞室墙及整体的变形.

关 键 词: 拉锚式坞墙; 施工期; 有限元; 应力传递

中图分类号: U673.33; TV332.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 1009-640X(2013)03-0071-07

关于船坞的结构计算,自19世纪末以来,就有许多关于拉锚式坞墙结构的计算研究,如 Gromsch, L. Gromsch, H. Engels 的静力学解法, S. C. Bailey, Du. P. Taylor 的倒拱法, A. Freund, K. Beyer, K. Hayashi 的弹性力学解法, A. Foppel, 弗罗因德的图解法等.上述各种方法都是建立在对地基条件、施工条件、土压力、浮托力的取法等作种种假设的基础上,不能获得严密的解答,对于不清楚的部分,则依据保守的计算仅使其满足设计而已^[1].本文针对这一问题,采用有限元法将拉锚上部结构、基础、地基看成不可分割的统一整体,考虑荷载作用下各部分的相互影响.将有限单元法引入船坞工程问题时,要设法使计算中涉及的概化假定、计算参数和设计荷载尽可能符合实际情况.

1 坞墙有限元计算模型

1.1 工程概况

启东丰顺船坞的施工场地位于长江三角洲冲积平原河口区,第四系松散沉积物厚度较大,岩性以粉土、粉质黏土、粉砂为主.其坞室长300.0 m,宽44.8 m,沿坞室轴线方向每隔约21.0 m作为一个分隔块;坞室底板面设置排水边坡,坞室底板面高程为-7.50 m,坞墙顶高程和坞墙后设计地面高程均为4.5 m.东侧坞室墙采用800 mm厚地下连续墙结构,东侧廊道上布置有32 t的门座起重机轨道,轨道梁基础采用AB型 $\Phi 600$ PHC管桩.地下连续墙及管桩基础上为现浇钢筋混凝土承台,承台上由钢筋混凝土轨道梁及钢筋混凝土墙分隔成开口廊道和闭口廊道,开口廊道内布置工艺管道及给水管道,闭口廊道内布置电气电缆线路.东侧坞墙的锚碇结构为桩基承台式,其中桩基为 $\Phi 800$ PHC管桩,胸墙与锚碇结构之间采用钢拉杆连接,拉杆为 $\Phi 80$ 钢拉杆,材质为Q345B,锚杆中心高程0.7 m,锚杆间距1.2~1.5 m.东侧坞室墙结构如图1.

拉锚坞墙结构对施工工况要求较高,坞室墙墙后降水情况、坞室底板开挖与结构施工顺序、坞室墙廊道施工与坞室土方开挖之间的搭接顺序直接关系到坞室墙位移量.拉锚式钢筋混凝土坞室墙合理的施工过程如下:根据设计图纸要求,首先开挖土方至基础施工高度,即0 m;在此高程上进行800 mm地连墙、220 mm

收稿日期: 20012-10-11

作者简介: 曹邱林(1965-),男,江苏南通人,副教授,主要从事水工结构工程教学与研究. E-mail: cqlshy@163.com

地连墙及所有 PHC 管桩基础的施工;完成锚碇承台、坞室墙廊道承台底板、墙身施工;在混凝土达到设计强度后进行拉杆连接,预加拉力 40 kN 后进行抛石棱体施工、坞室墙墙后降水,形成拉锚整体结构;最后进行墙前坞室净宽内的土方开挖、减压排水层施工,施工坞底板后进行坞室墙廊道顶板施工,坞室墙墙后回填^[2]。

根据该实际工程的施工流程,本文选取 4 个典型施工阶段建立三维有限元计算模型:(1)工况 1:施工期的基坑降水完成,土方开挖至基础施工高度,土体已经充分固结,基础工程、坞室墙和锚碇施工完成,混凝土均达到设计强度;(2)工况 2:在工况 1 的基础上,按图纸要求安装锚杆完毕并预加了 40 kN 设计拉力;(3)工况 3:在工况 2 的基础上,坞室墙后土方回填到位,墙前坞室土方也开挖到尚未浇筑坞室底板之前;(4)工况 4:在工况 3 的基础上,坞室底板施工完成并对坞室墙形成顶撑,坞室墙墙后回填,施工完成。

1.2 计算域的选取

有限元建模时,地基计算范围的影响很大,根据圣维南原理^[3],作用于弹性体某一小部分上自呈平衡的力系,只在荷载作用点附近产生局部应力,而在距离稍远处其影响趋近于零,因此,计算域中必须包括足够大范围的地基。为了较好地反应体系间的相互作用,根据《结构模型和试验技术》中对试验计算模型尺寸的要求,取地基单边尺寸为结构基础单边尺寸的 1~5 倍即可反映地基对基础的作用。同时结合拉锚坞墙的具体特点,南北向地基单边尺寸取坞室段同长即 21.5 m;东西向地基单边尺寸取 15.0 m;地基高度方向上取高程 4.5 m 到 -80.0 m 范围内的土体。地基模型范围比较大,因此地基的边界条件可近似认为与周围土体固结,地基底面视为固定,四周侧面采用法向连杆支撑,其他边界面均视为自由变形面。

1.3 计算域的离散化

拟定了计算域的范围及边界条件以后,将整个计算域离散为单元体。根据 E. R. Oliveira^[4]提出的最优化离散方法并结合本坞室工程实际,首先按照初始网格求出场函数节点值,根据其分布情况计算应变能密度,并绘制出等能量线,从而判定哪些区域需要加密网格。经过 2~3 次试算后即能找到局部加密网格的求解区域,从而有条件地实现最优离散化。选择 8 节点 6 面体的等参单元(单元号 7)^[5]对拉锚坞墙的结构、地基土体进行离散,锚杆采用三维杆单元(单元号 9)模拟,因为如果既考虑锚杆挡墙的整体三维作用,又考虑锚杆的局部三维作用,计算量非常大,计算时间长,存在一定的困难。为简化计算,本文取一系列锚杆的作用范围作为分析对象,建立的三维有限元模型主要考虑两施工缝之间一整段锚杆对整体三维的作用^[6]。

1.4 材料参数及接触模拟

在船坞结构工程的分析中,钢筋混凝土刚度比地基土体刚度大得多,变形量较小,材料表现为近似线弹性的行为,故按照线弹性方法进行处理^[7]。土的本构模型采用 Marc 提供的弹塑性模型,硬化规律采用各向同性的假定,流动法则采用相关联的流动法则(Associated Flow Rule),屈服准则采用线性摩尔-库仑准则。图 2 所示的偏应力屈服函数为 Mohr-Coulomb 屈服函数,假设是静水压力的线性函数。具体有限元模型各部分的材料参数如下表 1。

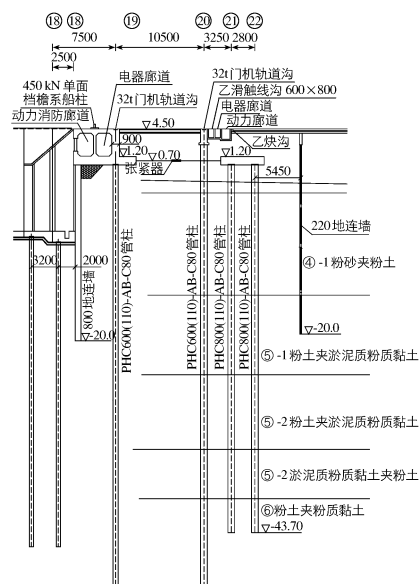


图 1 拉锚坞墙结构

Fig. 1 Structure of the wing wall with anchor rods

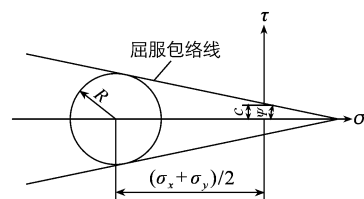


图 2 线性 Mohr-Coulomb 材料在平面应变条件下的屈服面

Fig. 2 Yield surface of linear Mohr-Coulomb materials under plane strain

表1 有限元模型各部分材料参数

Tab. 1 Materials parameters for a finite element analysis model

部 位	材料名称	弹性模量/ 10 ⁴ MPa	泊松比	密 度/ (kg · m ⁻³)	内摩擦角/ (°)	摩擦系数	α	屈服强度 σ _y / kPa
东廊道	C30	3.0	0.167	2 500		0.3		
地连墙	C35	3.2	0.167	2 500		0.3		
锚 碇	C30	3.0	0.167	2 500		0.3		
Φ60PHC 管桩	C80	3.8	0.167	2 500		0.3		
Φ80PHC 管桩	C80	3.8	0.167	2 500		0.3		
灌注混凝土	C30	3.0	0.167	2 500		0.3		
拉 杆	Q345B 钢	25.0	0.15	7 800		0.3		
回填土		48.5	0.35	1 800	22.1	0.3		
土层4	粉砂夹粉土	78.3	0.35	1 930	28.1	0.3	0.167	72.93
土层5-1	淤泥质粉质 黏土夹粉土	17.9	0.35	1 710	7.7	0.3	0.03	53.18
土层5-2	粉土夹淤泥质 粉质黏土	54.3	0.35	1 750	17.4	0.3	0.05	64.1
土层5-3	淤泥质粉质 黏土夹粉土	36.6	0.35	1 690	9.3	0.3	0.028	49.3
土层6	粉土夹粉质黏土	53.4	0.35	1 720	18.6	0.3	0.106	38.8

本文主要研究船坞各构件之间的应力场及变形场,故定义各构件均为可变形接触体^[8],主要考虑可变形接触体之间的三维关系.如图3在3D分析中对接触点施加多点约束关系的约束点(retained node)有5个,其中4个是描述接触段表面的4个角节点,另一个是被约束的接触节点本身.

针对文中坞室底板与地基、地基与桩基等接触表面的硬度、湿度、法向应力及相对滑动速度等特性,采用 Marc 中简化的理想模型——修正的库仑模型对它们之间的摩擦进行数值模拟.

$$\text{修正的库仑摩擦公式:} \quad \sigma_{fr} \leq -u\sigma_n \frac{2}{\pi} \arctan\left(\frac{v_r}{r_{v_{cns}}}\right) t \quad (1)$$

式中: σ_{fr} 为切向(摩擦)应力; σ_n 为接触节点法向应力; μ 为摩擦系数; v_r 为运动速度; $r_{v_{cns}}$ 为发生滑动时接触体之间的临界相对速度; t 为相对滑动速度方向上的切向单位矢量.

修正的库仑模型能降低数值计算中的不连续性.库仑摩擦是依赖于法向力和相对滑动速度的高度非线性现象,它是速度或位移增量的隐式函数,其数值贯彻包含2个部分,一是施加切向摩擦力的贡献;二是对于刚度矩阵系统的贡献^[9].经过平滑处理后,摩擦力的作用就等效于在节点接触面法向上作用了一个刚性连续的非线性弹簧.

1.5 荷载条件

施工期船坞结构安全控制的前提条件:荷载类型、荷载传递规律、受力性能等.此阶段结构上荷载主要有:建筑物的自重(包括位于建筑物上的填料和固定于结构上的设备重量),土压力,水压力(包括浮托力、渗透压力)和施工荷载^[10].在基础施工阶段,实施全范围降水.当两道地连墙完全形成封闭以后,坞室内的地下水主要来自于土体垂直渗透,侧向没有补给水,很容易降低地下水位,而墙外的地下水位则很高,水位差大,拉锚结构在水压力的作用下发生向内位移,故渗流产生的水头差是模型的主要荷载^[11].选取各施工阶段最不利的水位组合进行水压力加载.墙体后有回填土的干船坞墙,其墙体要承受填土的土压力,故土压力也是设计墙体的主要荷载,本文中土压力是一个复杂的问题;其影响因素有:①回填土的性质、土的物理力学指

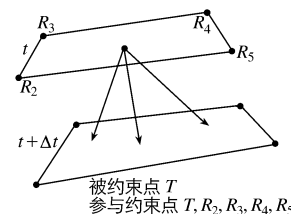


图3 三维接触的多点约束关系

Fig. 3 Constraint relations of multi-point in three-dimensional contact

标(主要是重度 γ 、内摩擦角 φ 和黏聚力 c)和土体的回填方法;②墙体背面的形状和粗糙程度、墙身的位移和变形;③墙后回填土的形状和土面上的可变荷载;④地基变形等。

2 计算结果分析

针对该坞墙结构具体的施工顺序,采用有限元方法对不同阶段的坞墙结构进行定量分析。坞室墙、廊道、锚碇、防渗墙、管桩等均定义为变形体。坞墙结构体系有限元模型网格划分见图 4 和 5。

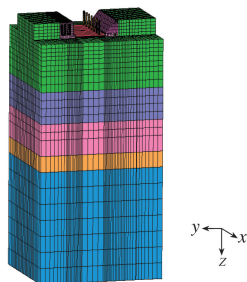


图 4 整体有限元计算模型
Fig. 4 An overall finite element model

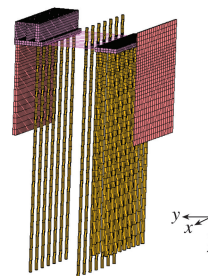


图 5 拉锚坞墙结构网格
Fig. 5 Mesh division of the wing wall with anchor rods

2.1 坞室墙水平位移结果分析

计算得出各工况下坞室墙水平位移沿高度的变化关系见图 6。

由图 6 可知,工况 1 时坞室墙整个墙身埋设土中,墙内地下水位下降较低,坞室墙外侧与长江潮汐水位相连,墙前后水压力带动坞室墙向内侧水平位移,墙体位移变化趋势为自墙顶部至墙底部水平位移有减小的趋势;工况 2 时锚杆张拉完毕,坞室墙上端受到锚拉力的约束,墙顶部位移有所减小,墙体位移变化趋势为拱分布,水平位移最大值点向墙体下部移动;工况 3 坞室内土方已开挖到指定高程,坞墙后土方回填到位,此时坞室墙体系处在最不利的受力状态,坞室墙有最大水平位移;工况 4 时坞室底板浇筑完成并对坞室墙形成了有效的顶撑,水平位移较工况 3 有明显减小趋势,最大值减小。工况 1,2,3 坞室墙位移方向基本一致,均向坞室内侧移动,从坞室墙顶部到底部水平位移值有减小的趋势,表明坞室墙的整体性较好;工况 4 底板支撑点处存在一个明显的转折点,转折点以上向坞室内位移,转折点以下坞室墙出现拱的现象,此时坞室墙的整体性较差。局部坞室墙向坞室内的最大水平位移为 9.916 mm,此局部位移值对工程结构安全及正常运行不会形成任何影响。

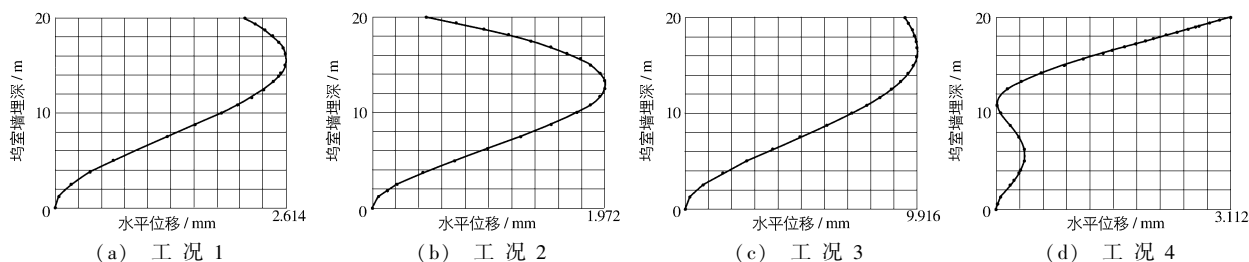


图 6 坞室墙水平位移沿高度变化曲线
Fig. 6 Horizontal displacements of the wing wall changing with the height

2.2 坞室墙应力结果分析

有限元计算的输出结果中,选取 Principal Stress Max(最大主应力)进行分析。在 Marc 中,应力以拉为正,压为负。计算得出各工况坞室墙的应力分布结果如图 7。由图 7 可见,各工况下坞室墙结构外侧面基本受压,内侧面基本受拉。随着拉锚坞墙体系的逐步形成,工况 1 复合地基已经形成,坞室墙内侧面自顶部向下最大

主拉应力有先增大后逐步减小的趋势,主压应力随着深度有减小的趋势,在墙底部出现最小值.工况2由于张拉锚杆形成了锚拉坞室墙体系,使得原先由部分土体所承受的荷载应力现在全部通过拉杆由锚碇桩承受,使土体中的应力值明显减小,体系结构的稳定性得到了提高.工况4底板的顶撑作用形成,使得整个模型最大等效应力略有降低,同时也使得坞室墙在顶撑点处有了较大的等效应力.

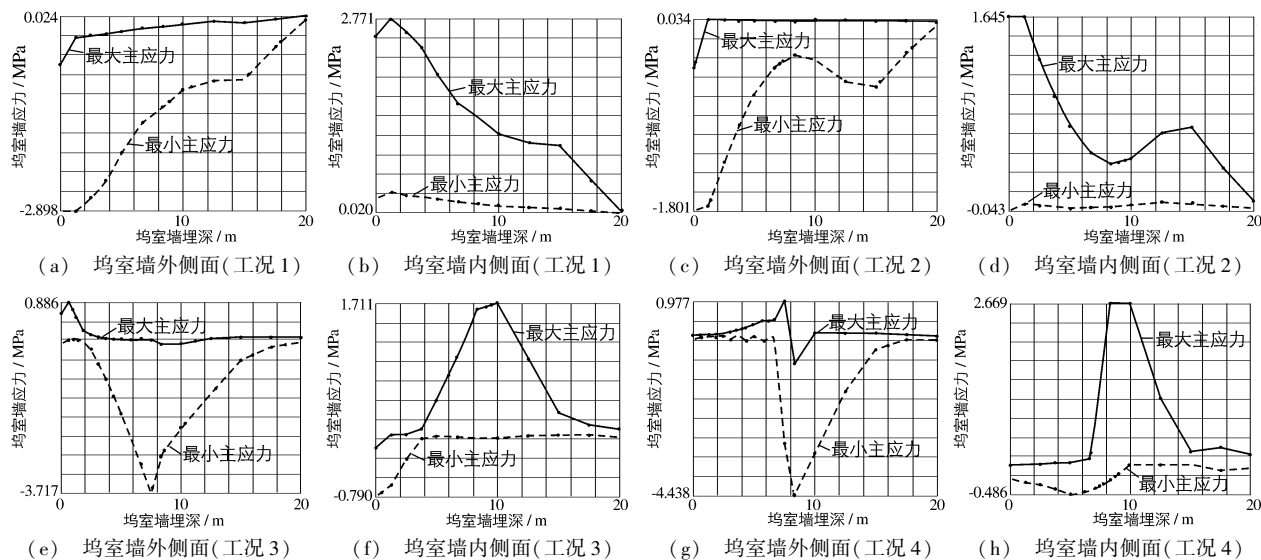


图7 工况1~4坞室墙主应力沿高度变化分布

Fig. 7 Principal stress of wing wall changing with the height under the working conditions 1 to 4

从以上结果可知,坞室墙在外力作用下墙体发生弯曲变形,沿墙高各点的水平位移不同.墙上各点的应力不仅与该点的土重、上部荷载以及地下水的分布相关,而且与该点墙体的水平位移密切相关.从工况1~4,坞室墙体系的状态及受力情况均发生了变化:工况1~4的最大水平位移分别为2.614 mm(距墙顶4.0 m处),1.972 mm(距墙顶7.0 mm处),9.916 mm(距墙顶4.0 m处)和3.112 mm(坞墙顶部);最大主拉应力分别为2.771 MPa(内侧面距顶部1 m),1.645 MPa(内侧面距顶部1.2 m),1.711 MPa(内侧面距顶部10 m)和2.669 MPa(内侧面距顶部约8~10 m).

3 原位监测数据与计算值的比较

目前施工期坞室墙结构的研究资料还未能明确各主要施工工序对结构受力的影响程度,而且理论研究多于实测分析,缺少大量的实测数据.现通过施工期坞室墙的有限元模型计算结果结合实测数据进行分析,弄清楚主要施工工序对施工期坞室墙结构受力性能的影响规律,以及预应力张拉对结构性能重调整的影响程度.测斜仪监测所得坞室墙水平位移与对应的有限元计算结果比较见图8.

由图8可见,有限元计算值所得坞室墙位移变化曲线较为光滑,而监测所得坞室墙位移曲线较扭曲,可能是在建立有限元模型的过程中,地基土体的参数按高程理想化分层定义值和实际复杂的工程地质条件之间存在一定出入,相关材料系数的选取与真实值有偏差;有限元计算值较监测值偏小,是由于锚杆预加拉力时,拉力没有达到设计值40 kN;有限元计算值在坞室底板顶撑处的水平位移值为0,监测数据在此处有明显减小但数据不为0,可能在有限元计算时考虑底板的顶撑作用是通过固定支撑点的水平位移来实现的,与实际值(实际情况)之间有差距.

拉锚坞室墙的预加拉力大小对坞室墙产生的位移有一定的影响,该工程中施加40 kN拉力偏小.在实际的锚杆施拉和监测过程中,当拉杆安装完毕后在自重的作用下,实际拉力几乎已经达到40 kN,而此时外观检查拉杆的挠度很大,当坞室墙内土方开挖时,拉杆消挠首先就会带来一部分位移.根据相关实测数据,坞室

墙的水平位移最大量也就是发生在施加拉力最小处,因此在施工过程中应该根据现场检测情况适当提高拉杆的预施拉力。

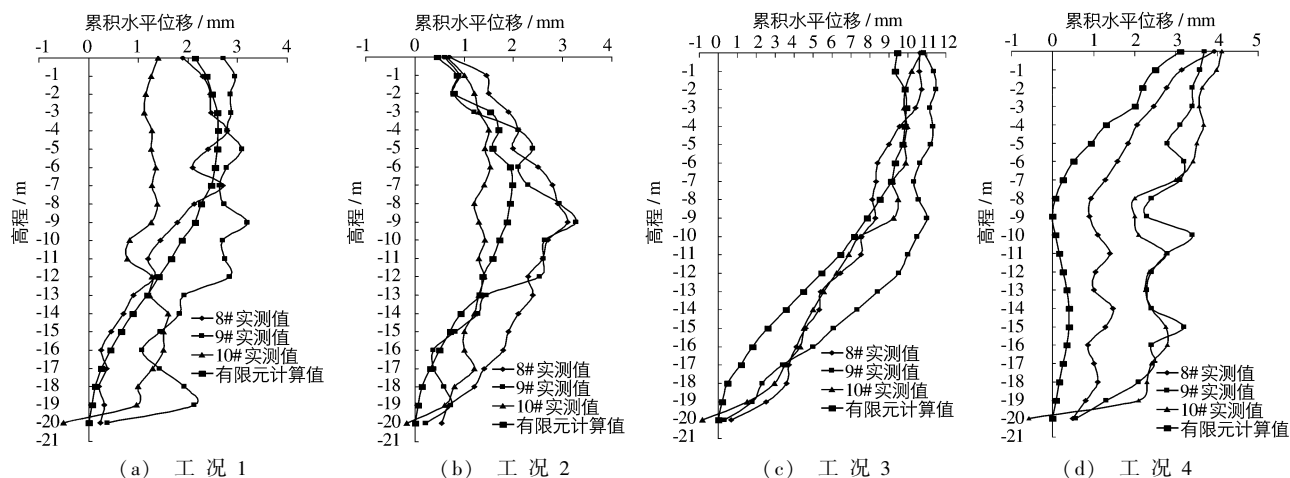


图 8 坞室墙水平位移实测值与计算值比较

Fig. 8 Comparison between the measured and calculated values of the wing wall horizontal displacement

4 结 语

经以上有限元分析以及与实际监测资料对比,得出如下结论:

(1) 工况 1 时,无锚结构如同埋入土中的悬臂板,此时坞室墙的稳定性由桩嵌入土体的抗力单独维持,失稳往往表现为坞室墙绕墙端下部某点转动,水平位移零点处两侧作用静止土压力,墙上其他各点的压力与位移大小有关,与位移方向相同一侧的土压力大于背向位移一侧的土压力。

(2) 工况 2~4,均采用单锚坞室墙结构,在廊道底板附近设置一锚杆,坞室墙的稳定性由锚杆和桩嵌入土体的抗力共同维持,此时受力情况在锚拉点处相当于铰支点,这个铰支点是有位移的,入土部分的约束情况则根据其入土深度的大小以及变形情况而有所不同,或为自由支撑、或为嵌固、或介于两者之间。

(3) 在坞室墙的变形过程中,墙后土体出现拱效应,导致土压力重分布。坞室墙下端扎入地基中,当墙体受到侧向土压力作用后,墙前入土点将产生被动土压力,当墙体入土深度不大时,入土段墙体只产生向前的位移,此时墙前的被动土压力与刚性墙的被动土压力相似。在墙体入土深度较大时,墙体嵌固在地基中,其下端还产生向后翘;因此,入土段的上部产生墙前被动土压力,其下部产生墙后的被动土压力。由于入土段墙体变形大小不同,实际产生的墙前被动土压力比理论值大;而墙后产生的被动土压力比理论值小,其原因是墙体与土体之间有移动,存在摩擦力。在墙前,上部墙体对土体产生向下挤压的摩擦力,它使土体稳定性增加,将土体挤密,增加土的抗剪强度,故被动土压力增大;在墙后,下部墙体对土体产生向上摩擦力,减小土体的稳定性。此外,因墙体的下端被土体约束,其向后位移较小,达不到极限被动土压力所需变形值,所以比实际理论的被动土压力值小。

(4) 拉锚结构能够有效降低坞墙体系的水平位移值及土体和混凝土结构的有效应力,从而提高体系的稳定性,当拉锚体系形成之后,原先由部分土体所承受的坞室墙前后的荷载差所形成的应力,全部通过钢拉杆传递给锚碇桩承受。坞室底板对坞室墙的顶撑作用,限制了坞室墙支撑点的水平位移,同时对坞室墙前的土层产生面压力,能够明显改善坞室墙及整体的变形,降低了体系的应力,但也使得坞室墙在支撑点处有了较大的应力。

参 考 文 献:

- [1] JTJ 252-87, 干船坞设计规范[S]. (JTJ 252-87, Code for design of the dry dock[S]. (in Chinese))

- [2] 张琴. 混凝土柱圣维南原理的数值验证[J]. 山西建筑, 2010, 36(9): 48-49. (ZHANG Qin. Numerically validation on the theory of Saint Venant of concrete column[J]. Shanxi Architecture, 2010, 36(9): 48-49. (in Chinese))
- [3] HARRIS H G, SABIIS M G. Structural modeling and experimental techniques[M]. Florida: CRC Press, 2003: 11-12.
- [4] 梁清香. 有限元与 Marc 实现[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005: 56. (LIANG Qing-xiang. Finite element method with Marc[M]. Beijing: China Machine Press, 2005: 56. (in Chinese))
- [5] 应志民. 锚杆挡土墙结构的三维有限元分析[J]. 低温建筑技术, 2010, 12: 66-68. (YING Zhi-min. Three-dimensional finite element analysis on retaining wall structure with anchor rod[J]. Low Temperature Architecture Technology, 2010, 12: 66-68. (in Chinese))
- [6] KOBAYASHI M, OHNO N. Implementation of cyclic plasticity models based on a general form of kinematic hardening[J]. Int J Numer Meth Engng, 2002, 53: 2217-2238.
- [7] YITAGESU F A, VAN DER MEER F, VAN DER WERFF H, et al. Quantifying engineering parameters of expansive soils from their reflectance spectra[J]. Engineering Geology, 2009, 105: 151-160.
- [8] JOHNSON K L. Contact mechanics[M]. Beijing: Higher Education Press, 1992.
- [9] 韩理安. 港口水工建筑物[M]. 北京: 人民交通出版社, 2000: 171-182. (HAN Li-an. Port hydraulic structures[M]. Beijing: China Communications Press, 2000: 171-182. (in Chinese))
- [10] 张娟, 袁新明, 张磊磊. 船坞拉锚坞室墙与地基土体共同作用的有限元分析[J]. 计算机辅助工程, 2006, 15(增刊): 121-123. (ZHANG Juan, YUAN Xin-ming, ZHANG Lei-lei. Finite element analysis for dock chamber wall with anchor rod in soil foundation[J]. Computer Aided Engineering, 2006, 15(Suppl): 121-123. (in Chinese))
- [11] 王继华, 彭振斌, 杜长学, 等. 浅析测斜仪监测原理和应用[J]. 勘察科学技术, 2005(2): 55-58. (WANG Ji-hua, PENG Zhen-bin, DU Chang-xue, et al. Discussion on test principle and application of inclinometer[J]. Site Investigation Science and Technology, 2005(2): 55-58. (in Chinese))

Finite element analysis for a wing wall of a large scale dock in construction period

CAO Qiu-lin, CHEN Lei

(College of Hydraulic Science and Engineering, Yangzhou University, Yangzhou 225009, China)

Abstract: The wing wall with anchor rod is widely used in the large scale dock. But there are varieties of assumptions which are introduced in the calculation of the dock structure, so that ideal answers can't be obtained. In order to find out the characteristics of deformation and force of the wing wall, this paper focuses on the realities of the wing wall engineering in Qidong Fengshun dockyard. Finite element calculating models are set up to calculate the displacement and stress of the dock wall structure for typical working conditions respectively with the aid of the large-scale software MSC. Marc and a sufficiently large foundation is selected to reduce the impact of the foundation. Then the calculation results of the finite element method are compared with the measured data to analyze how the construction process affects the force of the wing wall. The anchor structure can enhance the stability of the system by reducing the horizontal displacement of the wing wall and effective stress of solum and concrete structure effectively. The stress that part solum was originally subjected to give by the load difference before and after the wall almost through the steel bars are transmitted to anchorage pile bear after the system had been formed. Thus the dock chamber wall and overall deformation are significantly improved.

Key words: wing wall with anchor rod; construction period; finite element; stress transfer