

双圆环形超深基坑支护结构的数值模拟与监测分析

陈 希, 徐 伟, 段朝静

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 结合某锚碇基础双圆环形超深基坑支护结构的工程实例, 采用全三维有限元分析方法模拟整个基坑的施工开挖过程, 考虑土和支护结构的相互作用, 并结合现场的监测数据进行对比分析, 得出了双圆环形超深基坑支护结构的变形特征和受力特性, 以及周围土体的变形特征和塑性区分布。从结果看出双圆环形超深基坑具有明显的空间效应和拱效应特点, 按照传统方法进行设计是偏于保守的; 同时因双圆环形超深基坑支护结构本身变形较小, 所以内衬由于地下连续墙位移而产生的内力并不占主导地位, 而施工期间的温度变化等其他因素对其受力有很大影响, 因而, 内衬环向应力基本以受拉为主。

关键词: 超深基坑; 双圆环形支撑体系; 三维有限元; 接触; 受力和变形

中图分类号: TU 94

文献标识码: A

Numerical Simulation and Monitoring Analysis of Double-ring Bracing System in Super Deep Foundation Pit

CHEN Xi, XU Wei, DUAN Chaojing

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: A study was made of the deformation law and the mechanics characteristic of the double-ring bracing system in super deep foundation pit through numerical simulation and monitoring analysis. Based on the example of double-ring bracing system in foundation pit for anchor, the full three-dimensional finite element model was used to simulate the excavation of the whole foundation pit. Interaction between the bracing structure and the soil were also taken into account into calculation. Compared with the measured, the results indicate that traditional design is conservative when applied to the design of double-ring bracing system characterized by space effect and arching effect, and the stress of lining is affected mainly by temperature change during the construction rather than the deformation of concrete diaphragm wall due to

the small deformation of bracing structure.

Key words: super deep foundation pit; double-ring bracing system; three-dimensional finite element; contact; mechanics and deformation

在桥梁建设领域, 大跨度悬索桥的施工过程中出现了一些开挖深度和平面尺寸很大的锚碇基坑。锚碇基坑的平面形式比高层建筑基坑简单, 主要有矩形和环形两种, 开挖深度很大, 有的接近 50 m。从国内已经完工的几个实际工程来看, 采用矩形平面形式的润扬北锚最大变形达到了 135 mm, 而采用圆形平面形式的阳逻南锚最大变形控制在 30 mm 内, 其后完工的黄埔北锚变形进一步控制在 10 mm 以内, 可见环形地连墙因为环形支护结构的拱作用比矩形有着更好的变形控制能力。但不容忽视的是圆形锚碇基坑造价高于矩形, 此外, 设计上尚有一些问题没能解决^[1-4]。

双圆环形超深锚碇基坑本身受力较为复杂, 要求基坑开挖步骤及方式必须适应基坑的受力特性要求, 因此, 对双圆环形超深基坑支护结构的受力特性进行研究有重要的理论意义和实际应用价值。

本文结合某锚碇基础双圆环形超深基坑支护结构的工程实例, 采用全三维非线性有限元分析方法模拟整个基坑的施工开挖过程, 考虑土和支护结构的相互作用, 以求更好地研究支护结构的变形特征和受力特性, 为将来类似工程提供经验指导。

1 工程概况

某锚碇基坑工程是为国内第一、国外罕见的双圆环形超深基坑结构。锚碇基础采用井筒式地下连续墙结构形式, 长 82.00 m, 宽 59.00 m, 由两个外径

收稿日期: 2010-12-12

第一作者: 陈 希(1986—), 女, 博士生, 主要研究方向为地下结构与土体相互作用. E-mail: kukuwindy@163.com

通讯作者: 徐 伟(1954—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为土木工程施工. E-mail: gdsjy@online.sh.cn

59.00 m 的圆和一道隔墙组成,壁厚为 1.50 m. 圆心距 23.00 m,外围地下连续墙周长 227.97 m,隔墙地下连续墙轴线长 52.70 m. 地下连续墙顶高程为 5.00 m,底高程为-35.00~-45.00 m,嵌入中风化砂岩约 3.00 m,总深度 40.00~50.00 m. 锚碇基础构造如图 1 所示.

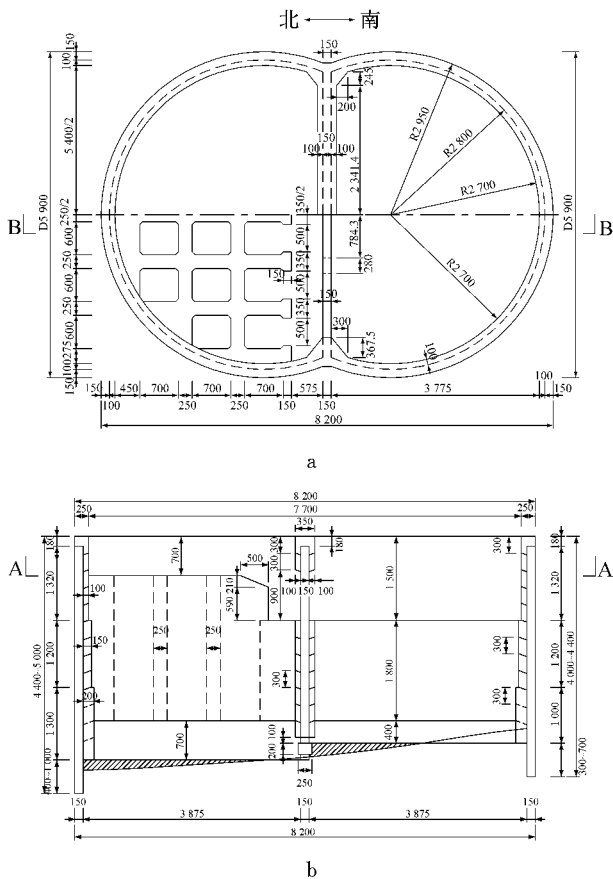


图 1 锚碇基础构造(单位:mm)
Fig.1 Structure of the foundation pit (unit: mm)

2 数值模拟分析

2.1 有限元分析模型

根据本工程的规模,同时为了减小边界条件对模拟结果产生的影响,计算域取 400 m×300 m×100 m(长×宽×深). 其中开挖面外侧宽度为 120~160 m 左右,是基坑开挖深度的 3~4 倍;计算深度约为挖深的 2.5 倍.

计算域边界条件为:两侧分别约束相应方向的水平位移;底面约束水平和竖向位移;顶面自由边界.

先对有限元模型施加重力荷载以模拟开挖前的初始应力场;通过单元“生死”功能逐步“杀死”坑内

土体单元和“激活”内衬单元来模拟土体的开挖和内衬的建造过程.

锚碇基坑有限元计算分析模型如图 2 所示.

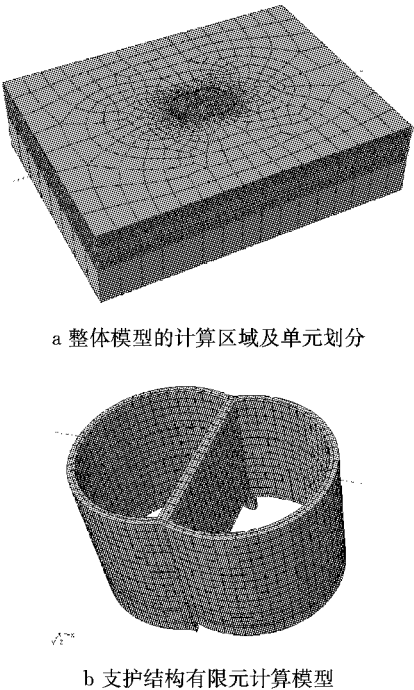


图 2 南锚碇基坑有限元计算分析模型
Fig.2 Finite element calculation model of the foundation pit for South Anchor

2.2 材料参数选择

结构材料(地下连续墙和内衬)采用弹性假定. 地下连续墙按照 C35 混凝土赋予材料的弹性模量和泊松比,内衬及锚梁结构则相应按照 C30 混凝土进行赋值. 岩土层的参数取值主要依据设计方提供的详勘资料,对于详勘资料中没有提供的参数,结合本工程实际情况,根据经验取值.

(1) 土层厚度

土层具体数据根据勘察报告见表 1.

表 1 锚碇地基各土层厚度取值		
Tab.1 Thickness of each soil layer of the foundation		
土层	计算层厚/m	
	北侧	南侧
① ₀ ,粉质粘土	2.0	2.0
① ₁ ,淤泥质软粘土	4.1	4.1
① ₂ ,粉砂,局部细砂	1.9	1.9
① ₁ 夹,淤泥质粉质粘土夹粉砂	9.0	7.0
② ₁ ,粉砂	3.0	—
② ₃ ,粉质粘土	13.0	18.0
④ ₂ ,粉砂	6.0	—
⑦ ₂ ,强风化砾岩	1.0	1.0
⑦ ₃ ,弱风化砂岩	3.0	9.0

(2) 岩土层物理力学参数取值

土体材料的本构特征参数见表2。

地质材料采用理想弹塑性假定,采用 Mohr-Coulomb 强度理论模拟屈服破坏^[2],屈服准则为

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

其中: σ_1 为第一主应力; σ_3 为第三主应力; φ 为土的内摩擦角; c 为土的内聚力。所有材料均采用六面体等参元模拟。结构单元与地质材料之间设置接触面单元,接触面切向摩擦系数 0.3,法向不考虑嵌入变形,即法向刚度无穷大。

表2 材料本构特征参数

Tab.2 Constitutive characteristic parameters for the material

土层	弹性模量/MPa	内聚力 c /kPa	内摩擦角/ $^\circ$
0	1.65	21	8.9
① ₁	2.16	21	4.6
① ₂	11.26	7	31.8
① ₁ 夹	8.5	20	14.1
② ₁	29.4	6	33.2
② ₃	14.26	23	13.5
④ ₂	52.46	6	33.2
⑦ ₂	5 000	2 940	46.3
⑦ ₃	10 000	2 940	46.3
⑦ ₄	20 000	3 180	46.4

2.3 计算工况

计算模拟了基坑的开挖及支护的建造过程。实际工程中每次开挖深度为 3 m,数值模拟计算中按每步开挖深度 3 m 设置一个工况,每层土层开挖与内衬施工分别设为一个工况,工况分析见表3,计算过程共考虑了 28 个工况。

2.4 数值模拟结果分析

为了表述方便,所有工况建立统一的参考坐标系:以锚碇顺桥向(长轴南北向)为 x 轴,横桥向(短轴东西向)为 y 轴,竖向(深度方向)为 z 轴。除特别说明外,以下计算结果均以上述坐标系作为参考坐标系。根据实际工程,以下模拟都按照南北两侧对称同时开挖工况进行。

2.4.1 地下连续墙应力与变形

地下连续墙 x 方向最大水平位移为 5.40 mm, y 方向最大水平位移为 6.47 mm。支护体系长轴抗变形刚度大于短轴抗变形刚度,但差别不是特别明显,说明支护体系整体刚度分布比较均匀、合理。支护体系整体变形水平较低,说明结构刚度很好,能满足变形控制要求。

地下连续墙最大主拉应力为 0.969 MPa,发生在 24 工况,即挖深为 30 m 时;最大主压应力为

-5.084 MPa,发生在 28 工况,即开挖至坑底时。地下连续墙最大主拉应力和最大主压应力均小于 C30 混凝土强度设计值,说明地下连续墙在两侧对称同步开挖条件下是安全的。地下连续墙在各个开挖工况下的变形和应力计算结果汇总见表4。

表3 分析工况

Tab.3 Work conditions analysis

工况	工况说明	备注
1	初始地应力分析	位移清零
2	施工地下连续墙	位移清零
3	开挖第1层土体	
4	施工圈梁和第1层1 m厚内衬	圈梁高1.8 m,内衬高1.2 m
5	开挖第2层土体	
6	施工第2层1 m厚内衬	
7	开挖第3层土体	
8	施工第3层1 m厚内衬	
9	开挖第4层土体	
10	施工第4层1 m厚内衬	
11	开挖第5层土体	
12	施工第5层1 m厚内衬	
13	开挖第6层土体	
14	施工第1层1.5 m厚内衬	
15	开挖第7层土体	
16	施工第2层1.5 m厚内衬	
17	开挖第8层土体	
18	施工第3层1.5 m厚内衬	
19	开挖第9层土体	
20	施工第4层1.5 m厚内衬	
21	开挖第10层土体	
22	施工第1层2 m厚内衬	
23	开挖第11层土体	
24	施工第2层2 m厚内衬	
25	开挖第12层土体	开挖4m
26	施工第3层2 m厚内衬	
27	开挖第13层土体	仅北侧开挖4m
28	施工第4层2 m厚内衬	同时施工锚梁结构

表4 地下连续墙应力与变形

Tab.4 Stress and displacement of concrete diaphragm wall

工况	X向最大位移/mm	Y向最大位移/mm	最大主拉应力/MPa	最大主压应力/MPa
3,4	1.07	0.89	0.044	-1.101
5,6	1.08	1.29	0.169	-0.968
7,8	1.34	1.73	0.282	-1.283
9,10	1.73	2.20	0.196	-1.633
11,12	2.08	2.72	0.236	-2.007
13,14	2.40	3.17	0.270	-2.385
15,16	2.75	3.63	0.303	-2.721
17,18	3.10	4.05	0.337	-3.146
19,20	3.56	4.66	0.736	-3.662
21,22	4.18	5.33	0.838	-4.157
23,24	4.72	5.81	0.969	-4.544
25,26	5.11	6.01	0.346	-4.862
27,28	5.40	6.47	0.557	-5.084

2.4.2 内衬应力

内衬结构最大主拉应力为 1.017 MPa, 发生在第 12 层内衬施工完毕, 位置多出现在中隔墙衬砌与 2 m 厚弧形衬砌段交接区域的中隔墙衬砌部分区域. 最大主压应力为 1.783 MPa, 发生在第 12 层内衬施工完毕, 位置为中隔墙衬砌顶部中间区域; 另外中隔墙衬砌与 1.5 m 厚弧形衬砌段交接区域的最大主压应力也较大. 内衬最大主拉应力和最大主压应力均小于 C30 混凝土强度设计值, 说明内衬在两侧对称同步开挖条件下是安全的.

内衬在各个开挖工况下的应力计算结果汇总见表 5.

2.4.3 最终工况的土体位移与塑性区分布

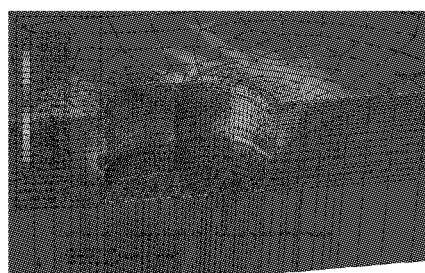
由于考虑了地下连续墙与土体的摩擦, 随着土层开挖的进程, 墙体周围土层出现隆起, 最大位置出现在中隔墙与弧形墙体交汇处附近, 周围土体的最终最大沉降为 8.96 mm, 最终最大 x 方向位移为 10.48 mm, 最终最大 y 方向位移为 11.46 mm. 土体

表 5 各个开挖工况下的内衬应力

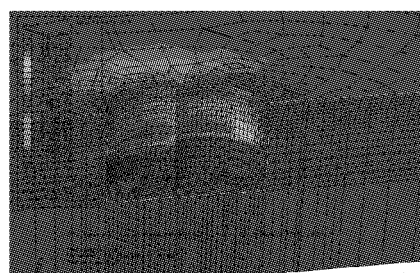
工况	最大主拉应力/MPa	最大主压应力/MPa
3,4	0.080	-0.269
5,6	0.071	-0.325
7,8	0.054	-0.334
9,10	0.075	-0.445
11,12	0.106	-0.611
13,14	0.241	-0.875
15,16	0.299	-0.858
17,18	0.301	-0.988
19,20	0.312	-1.079
21,22	0.336	-1.126
23,24	0.343	-1.132
25,26	1.017	-1.783
27,28	1.006	-1.609

塑性区沿基坑周边呈环状分布, 主要分布在水平位移较大的区域范围内, 深度范围约为 $(1/3 \sim 2/3)$ 挖深, 宽度约 10 m 余. 坑底及嵌岩区未发生明显塑性屈服, 说明基坑整体稳定是安全的.

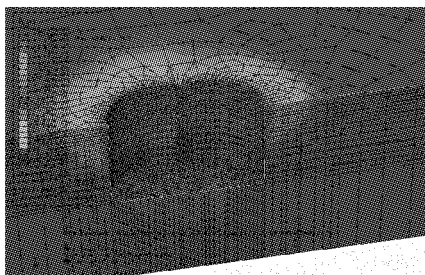
最终土体的位移和塑性区情况如图 3 所示.



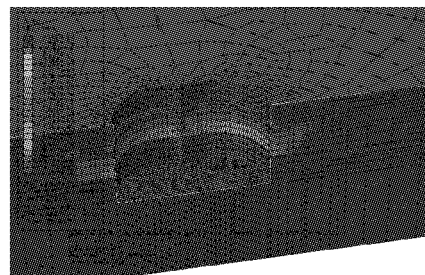
a 土体长轴方向(南北)水平位移云图



b 土体短轴方向(东西)水平位移云图



c 土体沉降云图



d 土体等效塑性应变分布云图

图 3 最终土体的位移变化和塑性区情况

Fig.3 Final displacement and plastic zone distribution of the soil

3 实测结果

3.1 地连墙侧向变形对比分析

选择在可能产生较大变形的部位以及横隔墙中部, 在地下连续墙内埋设带 9 个导槽 PVC 塑料管 (CX01~CX09), 以跟踪围护结构侧向位移, 监测点布置如图 4~5 所示.

实测值与计算值在所选择的开挖工况下具有大致相同的变化趋势, 且两者差异较小. 实测的最大变形是 CX09 测孔处的 7.1 mm, 数值模拟的最大变形是 CX08 测孔处的 5.5 mm, 以上变形水平均较低, 说明结构刚度很好, 能满足变形控制要求, 支护体系整体刚度分布也比较均匀、合理. 测孔 CX08 和 CX09 的变形见图 6~7.

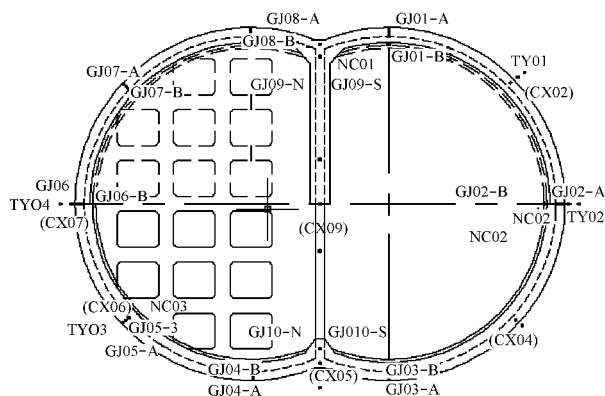


图4 地下连续墙应力监测点平面布置

Fig.4 Plan layout of monitoring points for stress

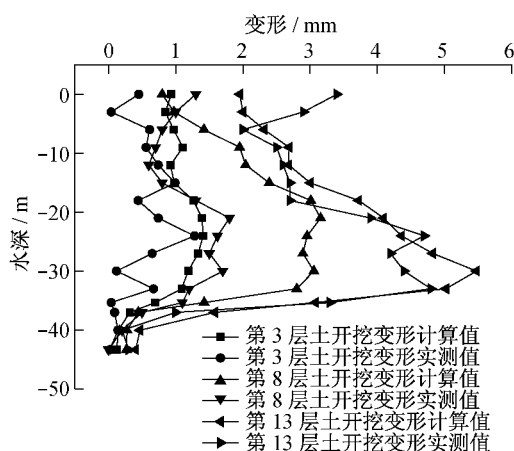


图6 CX08测孔处的计算值与实测值深度变形曲线

Fig.6 The calculated and measured deformation of CX08

在开挖过程中,地下连续墙的最大变形随着开挖进程逐步下移,弧形墙大部分监测孔测出最大变形出现的深度基本一致,但是具体大小有较大差别;在开挖到最后工况时,地下连续墙上部向坑外倾斜;在嵌岩位置,地下连续墙变形急剧减小,这也是嵌岩支护结构与普通支护结构的最大区别。

3.2 地连墙应力对比分析

在地下连续墙中布置8个应力测试剖面,监测点布置如图4~5所示。其中,距离地面36 m以上(3组)为环向布置,其余为竖向布置。选择GJ06、GJ09测点处在最后一层土体开挖的实测值与数值模拟的计算结果对比分析,两者结果见表6~7。在表中,A为背坑面,B为迎坑面,尾部数字表示埋设位置距离帽梁顶部距离。正值表示拉应力,负值表示压应力(下同),环向、竖向实测值均为地下连续墙钢筋应力,计算值为地下连续墙混凝土墙体应力值。

从结果来看地下连续墙纵向钢筋的应力水平都很低,实测的最大钢筋应力位于GJ06测点处的背坑

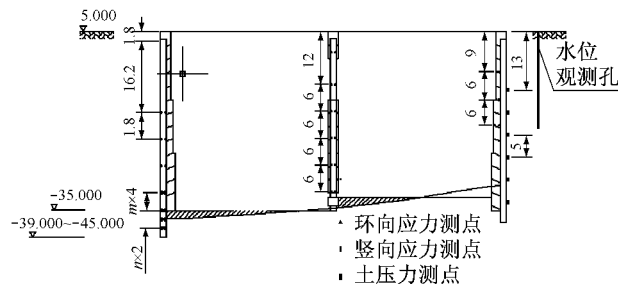


图5 地下连续墙应力监测点剖面布置(单位:m)

Fig.5 Profile layout of monitoring points for stress(unit:m)

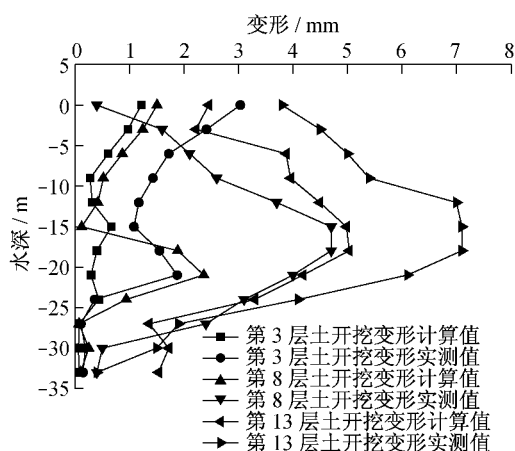


图7 CX09测孔处的计算值与实测值深度变形曲线

Fig.7 The calculated and measured deformation of CX09

面,数值为22.8 MPa,为压应力。计算的地下连续墙混凝土墙体的最大应力值水平也较低,最大的应力值位于GJ06测点处,数值为5.0 MPa,为压应力。

表6 地下连续墙GJ06测点处的应力实测值与计算值

Tab.6 The measured and simulated values of stress in GJ06

位置编号	实测值/MPa	计算值/MPa
GJ06-A-18	-22.8	-2.8
GJ06-B-18	-4.2	-2.8
GJ06-A-24	-17.5	-3.9
GJ06-B-24	-10.0	-3.9
GJ06-A-30	-15.6	-5.0
GJ06-B-30	-13.0	-5.0
GJ06-A-36	-3.8	-2.8
GJ06-B-36	-13.2	-2.8
GJ06-A-40	-1.8	-1.8
GJ06-B-40	-4.0	-1.8
GJ06-A-42	0.7	-1.9
GJ06-B-42	-5.7	-1.9
GJ06-A-44	0.9	-2.0
GJ06-B-44	-4.3	-2.0

按照设计计算书,实测的最大钢筋应力大大低于设计值,说明地下连续墙在两侧对称同步开挖条件下是安全的,也反映了双圆环形超深基坑按照传统方法进行设计是偏于保守的^[5-6]。

表 7 地下连续墙 GJ09 环向测点处的应力实测值与计算值
Tal. 7 The measured and simulated values of stress in GJ09

位置编号	实测值/MPa	计算值/MPa
GJ09-N-12	-7.6	-1.8
GJ09-S-12	2.5	-1.8
GJ09-N-18	-16.3	-2.3
GJ09-S-18	-16.9	-2.3
GJ09-N-24	-2.3	-2.5
GJ09-S-24	-4.8	-2.5
GJ09-N-30	-22.7	-2.1
GJ09-S-30	-5.5	-2.1
GJ09-N-36	-0.9	-1.3
GJ09-S-36	-4.2	-1.3

3.3 内衬应力对比分析

内衬墙内布设 3 组应力监测剖面 NC01 ~ NC03,每个剖面按不同深度埋设 3 组,其中第 1 组钢筋应力计布设在帽梁顶向下 21 m 处,以后每隔 6 m 埋设一组。每组两个钢筋应力计分别布置在迎坑、背坑面的表面,按内衬墙的中轴线对称布置;每个剖面共埋设 6 只应力计,共布设 18 只应力计。监测点布置见图 4~5。

选择 NC01 测点处在施工完所有内衬的实测值与数值模拟的计算结果对比分析,两者结果见表 8。各个测点的内衬环向应力基本以受拉为主,内衬的最大应力位于 NC01 测点处的迎坑面,数值为 20.0 MPa,为拉应力。计算的内衬最大应力值位于 NC01 测点处,数值为 0.9 MPa,为压应力。

表 8 内衬 NC01 环向测点处的应力实测值和计算值
Tab. 8 The measured and simulated values of stress in NC01

位置编号	实测值/MPa	计算值/MPa
NC01-A-21	20.0	-0.9
NC01-B-21	15.1	-0.9
NC01-A-27	-0.9	-0.5
NC01-B-27	-1.4	-0.5
NC01-A-33	12.9	-0.3
NC01-B-33	9.7	-0.3

在设计时,都是将内衬作为地下连续墙的弹性支撑考虑的,因而计算结果表明应该主要承受环向压应力作用,然而在施工时,首先开挖基坑四周土方,为内衬施工提供工作面,此时地下连续墙已经发生了变形,并且相当一部分的变形产生在该层土方

开挖到内衬形成参与受力的过程中。因此可以认为内衬的主要作用在于增加支护结构的刚度、限制地下连续墙变形,因双圆环形超深基坑支护结构本身变形较小,所以内衬由于地下连续墙位移而产生的内力并不占主导地位,而施工期间的温度变化等其他因素对其受力有很大影响。

3.4 坑外土压力分析

采用挂布法在地下连续墙迎土面一侧埋设土压力计。在平行与垂直大桥轴线的两个方向、45°角的方向以及隔墙交汇处共布设 4 条剖面(TY01 ~ TY04),每剖面内埋设 6 只土压力计,共计 24 只。土压力计布置见图 4~5。选择 TY04 测点处在最后一层土体开挖后的实测值与数值模拟的计算结果对比分析,其土压力随深度变化曲线如图 8 所示。在实测区域土压力基本随土体深度增加呈线性增大,实测值与计算值较好的拟合,且比较符合理论的土压力分布。

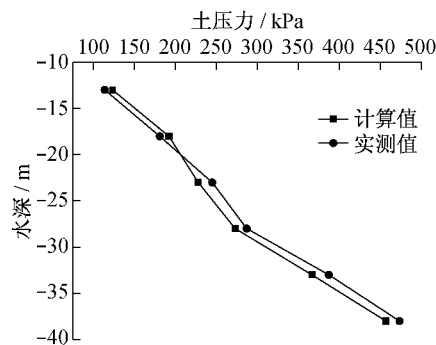


图 8 基坑外侧 TY04 测点处土压力随深度变化曲线
Fig. 8 Soil pressure-depth curve of TY04

4 结论

本文依托某锚碇基础双圆环形超深基坑支护结构的工程实践,利用全三维数值模拟计算分析方法,结合实际的监测数据,对双圆环形超深基坑支护结构的受力性能和变形特征进行了研究,得出如下结论:

(1)地下连续墙的最大变形随着开挖进程逐步下移,弧形墙大部分监测孔测出最大变形出现的深度基本一致,但是具体大小有较大差别;在开挖到最后工况时,地下连续墙上部向坑外倾斜;在嵌岩位置,基岩对地下连续墙的嵌固作用阻止了最大变形位置下移,地下连续墙变形急剧减小。

(2)实测的地下连续墙纵向钢筋的应力水平都很低,大大低于设计值,反映了双圆环形超深基坑具

有明显的空间效应和拱效应特点,使支撑弯矩明显变小^[7-8],按照传统方法进行设计是偏于保守的。

(3)内衬的主要作用在于增加支护结构的刚度、限制地下连续墙变形,因双圆环形超深基坑支护结构本身变形较小,所以内衬由于地下连续墙位移而产生的内力并不占主导地位,而施工期间的温度变化等其他因素对其受力有很大影响,因而,内衬环向应力基本以受拉为主。

(4)在实测区域土压力基本随土体深度增加呈线性增大,实测值与计算值较好的拟合,且比较符合理论的土压力分布,说明考虑地下连续墙与土体接触摩擦的计算模型比较准确的反映了真实的土压力情况。

(5)土体塑性区沿基坑周边呈环状分布,主要分布在水平位移较大的区域范围内,深度范围约为(1/3~2/3)挖深,宽度约10 m。

参考文献:

- [1] 徐伟,李劭晖,陈灿. 阳逻大桥南锚碇深基坑支护结构变形计算及安全性评估[J]. 建筑技术, 2005(12):893.
XU Wei, LI Shaohui, CHEN Can. Deformation calculation and safety evaluation of support structure of the south anchor pit of Yangluo Bridge[J]. Architecture Technology, 2005(12):893.
- [2] 陆新征,宋二祥. 润扬长江大桥北锚特深基坑支护方案安全系数及破坏模式分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004(6):1906.
LU Xinzheng, SONG Erxiang. Analysis on safety coefficient and failure model of support system for deep foundation pit for Runyang Bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004(6):1906.
- [3] 李劭晖,徐伟. 嵌岩地下连续墙受力性能研究及设计建议[J]. 地下空间与工程学报, 2007,3(5):959.
LI Shaohui, XU Wei. Mechanical property research and design proposals on the rock-socketed diaphragm[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2007,3(5):959.
- [4] 刘国彬,王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2009.
LIU Guobin, WANG Weidong. Handbook for design and construction of deep excavation [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.
- [5] 雷明锋,彭立敏,施成华,等. 长大深基坑施工空间效应研究[J]. 岩土力学, 2010(5):1579.
LEI Mingfeng, PENG Limin, SHI Chenghua, et al. Research on construction spatial effects in large-long-deep foundation pit [J]. 2010(5): 1579.
- [6] 聂庆科,胡建敏,吴刚. 深基坑双排桩支护结构上的变形和土压力研究[J]. 岩土力学, 2008,29(11):3089.
NIE Qingke, HU Jianmin, WU Gang. Deformation and earth pressure of a double-row piles retaining structure for deep excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008,29(11):3089.
- [7] 龚昕,丁文其,赖允瑾,等. 双圆环形支撑体系在基坑工程中的应用[J]. 地下空间与工程学报, 2010,6(1):179.
GONG Xin, DING Wenqi, LAI Yunjin, et al. Application of double-ring bracing system used in foundation pit[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, 6(1):179.
- [8] 姜忻良,孙良涛,宗金辉. 双基坑大直径双环梁支护体系监测与分析[J]. 岩土力学, 2006,27(7):1204.
JIANG Xinliang, SUN Liangtao, ZONG Jinhui. Construction monitoring and analysis of double large-diameter annular arched girders support system in double foundation pit excavation[J]. Rock and Soil Mechanics 2006,27(7):1204.