

矩形波纹钢地下综合管廊结构抗震性能分析

周剑敏, 张 琪, 姬永红

[上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092]

摘 要:以矩形断面波纹钢综合管廊结构为主要研究对象,结合有限元分析软件建立土层-结构数值模型,系统地探究了地震加速度峰值、波纹钢结构刚度、土体刚度等因素对矩形断面波纹钢综合管廊结构抗震性能的影响规律,明确了矩形断面波纹钢综合管廊结构在地震荷载作用下不同工况的最不利受力和变形位置。研究结果表明,管廊结构内力与变形随地震加速度峰值增大而增大;管廊结构刚度增大,结构内力随之增大,反之减小;管廊结构内力、变形和层间位移角均随土体刚度的增大而减小,且土体刚度越小,对结构变形影响更明显。

关键词:波纹钢结构;综合管廊;数值模型;抗震性能

中图分类号: TU99

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)05-0232-05

0 引言

矩形波纹钢地下综合管廊具有诸多优势,如材质环保、工程造价低、施工速度快、重量轻等^[1]。除此之外,与钢筋混凝土结构相比,波纹钢综合管廊更适用于地层条件较为复杂的建设环境。综合管廊作为城市重大生命线工程,除对其开展结构静力分析之外,应保证综合管廊本体结构在地震作用下的安全。因此,研究管廊结构抗震性能也至关重要。

地下综合管廊近似为线性地下结构。相关调查与研究表明,在地震作用下,地下结构与周边土体共同作用,结构与周围土体的位移、加速度基本相同^[2]。较为常见的地下结构抗震性能分析方法包括拟静力法、反应位移法和动力时程分析法等^[3]。其中,拟静力法是目前常用的地铁结构计算方法,其计算方法和计算标准可根据《铁路工程抗震设计规范》(GB 50111)^[4]确定。反应位移法可参考《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909—2014)^[5]。基于反应位移法计算得到的结构变形与地震作用下结构实测变形结果较为吻合,且概念清晰,因此能够较为准确地反映土体和地下结构之间的相互作用^[6]。因此,该方法是目前普遍采用的地下结构抗震计算方法。弹性时程方法和非线性时程方法技术要求较高,计算过程相对复杂,且土体结构本构关系的选取和黏弹性边界条件的选择对计算结果的影响较为明显。因此,

采用该计算方法研究地下结构抗震性能尚存在一定困难。

整体式反应位移法是在传统反应位移法的基础上做了相应改进,直接建立土层-结构有限元模型,可较为准确地反映地下结构受到土层的约束作用,能够有效地避免地基弹簧系数取值带来的误差^[7]。

地下综合管廊主体结构沿纵向结构形式连续、规则,横向断面无较大变化,抗震分析时近似按平面应变问题处理。本文拟采用整体式反应位移法对地下综合管廊结构横向地震反应进行计算,分别研究地震加速度、波纹钢结构刚度和土体刚度的变化下,矩形波纹钢地下管廊结构的抗震性能。

1 矩形波纹钢地下综合管廊项目概况

本文基于平遥古城基础设施提升改造项目^[8],主要以北大街地下综合管廊为研究对象,分析矩形断面波纹钢地下综合管廊结构的抗震性能。平遥古城北大街道路较为狭窄,宽度约为3.8~7 m。该道路下方敷设综合管廊,其中入廊管线包括10 kV电力电缆、0.4 kV电力电缆、通信线缆、给水等管线。同时,还需敷设雨水、污水和燃气等管线。

为在狭小空间敷设多种管线,本项目提出综合管廊小型化设计方案,采用薄壁波纹钢新材料。其标准断面设计净尺寸为1.6 m×2.7 m的矩形断面,如图1所示。

管廊纵向1.2 m为1环,每环采用4片钢板拼装,端部焊接法兰,以M20(8.8级)规格的高强度螺栓连接。法兰之间设置专用的密封材料,防止波纹钢

收稿日期: 2021-07-30

基金项目: 国家重点研发计划自助(项目编号: 2018YFC0704804)

作者简介: 周剑敏(1980—),男,硕士,工程师,从事地下结构设计工作。

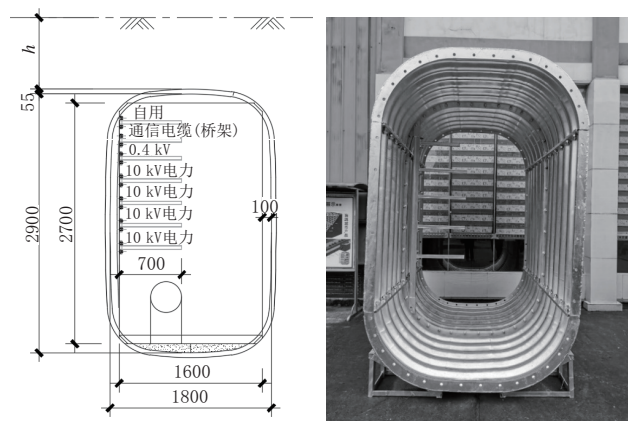


图 1 平遥古城地下波纹钢综合管廊标准矩形断面(单位:mm)
板连接处发生渗漏水。密封材料采用方形耐久性能较好的三元橡胶密封圈或 EVA 发泡密封条。

波纹钢管廊加工后,须采用热镀锌等防腐处理镀锌层单面不小于 600 g/m²。波形钢板内外表面均须进行热浸镀锌处理。热浸镀锌采用 GB/T 470 规定的 1 号或 0 号锌,钢板表面处理的最低等级为 Sa2.5。波纹钢板出厂前对钢板和配套附件进行镀锌处理,其镀锌厚度不小于 63 μm,其镀锌平均厚度为 84 μm。现场安装完成后,在波纹钢管节外壁均匀涂上或喷上两层沥青漆或乳化沥青,一般沥青涂层的厚度要达到 0.5~1 mm。当管壁内外为黑色即表示涂喷完成。该方法能够加强结构防腐作用。

管廊内部喷涂钢板耐火材料不小于 4.9 mm,内部支架喷涂耐火材料不小于 3.0 mm。

此外,本工程拟建场地抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为 0.20g,设计地震分组为第二组,场地覆盖层厚度大于 50 m,建筑场地类别为Ⅲ类。通过勘察测得平遥古城内地层物理参数,详见表 1,稳定水位埋深为 10.80~18.50 m。

表 1 地层物理参数

序号	岩性	湿密度/(g·cm ⁻³)	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa
②	粉土	1.93	25.7	10.3
④	粉土	1.71	25.4	12.3
⑤	粉土	1.90	25.9	11.1

2 有限元数值模型

由反应位移法基本原理^[9]可知,地震作用主要由土层变形、结构周围剪力和结构惯性力组成^[10]。整体式反应位移法的实施步骤如下:

- (1)求解自由场地震反应,得出对应于结构位置的土层剪应力、加速度和位移。
- (2)求解土层变形的等效荷载。

- (3)求解结构周围剪力。
- (4)求解结构惯性力。
- (5)建立整体式反应位移法的土层-结构计算模型,并对其分析计算。

2.1 计算模型

建立土层-管廊结构相互作用的数值模型,设置数值模型边界约束条件,施加步骤(2)、(3)、(4)计算后提取相应的地震荷载,进行静力计算。其计算模型如图 2 所示。岩土层结构采用平面应变单元建模,管廊结构采用梁单元进行模拟,有限元计算模型如图 3 所示。

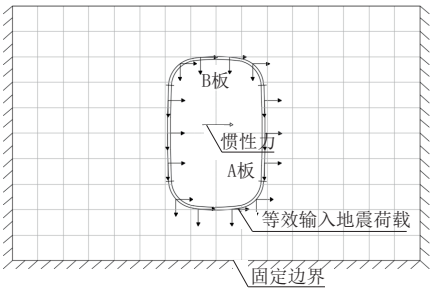


图 2 整体式反应位移法计算模型

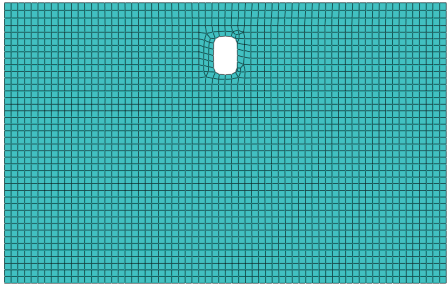


图 3 有限元计算模型

通过对自由场土体数值模型对应岩土-管廊结构接触面位置施加最不利时刻的地层相对位移,对该接触面内的自由场土体数值模型施加最不利时刻的地层水平加速度,求得岩土-接触面位置的节点反力,即等效输入地震荷载^[11]。其计算等效输入地震荷载示意图如图 4 所示。

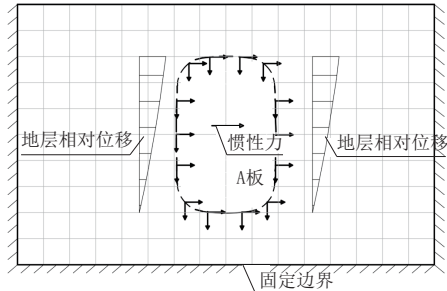


图 4 等效输入地震荷载示意图

使用整体式反应位移法时,由于地层可能为水平成层或复杂地层,其在地震作用中相对位移和加速度可根据实际地层参数,由一维地层地震反应分

析或自由场地震反应分析得到^[12]。

结构惯性力采用结构质量乘以结构所在位置自由地层最不利时刻的水平加速度计算。

图5为内力提取点示意图。

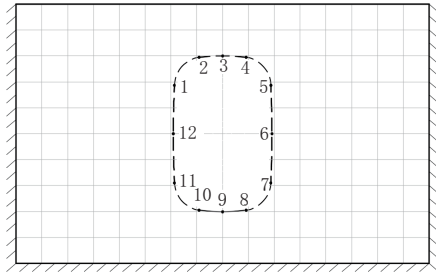


图5 地震作用下结构内力提取点

2.2 计算工况及参数

本文主要研究地震动加速度、波纹钢结构刚度和土体刚度的变化对矩形断面波纹钢管廊结构抗震性能的影响规律。总共建立10种工况进行分析,以系统地揭示不同影响参数对波纹钢管廊结构抗震性能的影响。具体工况见表2。

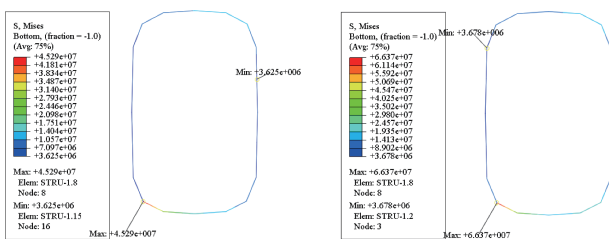
表2 数值计算工况表

工况	影响因素	壁厚/m	地层刚度/MPa	峰值加速度
1	峰值加速度	7	20	0.20g
2				0.40g
3	结构刚度	3	20	0.2g
4		5		
5		7		
6	土体刚度	8	10	0.2g
7		7	20	
8			30	
9			40	
10				

3 数值计算结果

3.1 设计地震动参数对波纹钢结构地震响应的影响

图6为E2地震作用和E3地震作用下波纹钢管廊结构应力分布结果对比。从中可知,地震作用大小对结构应力分布规律无明显影响。关键节点部位应力较大,结构顶部和底部应力值次之,管廊结构两侧应力值相对较小。其中,左下方节点应力值最大。



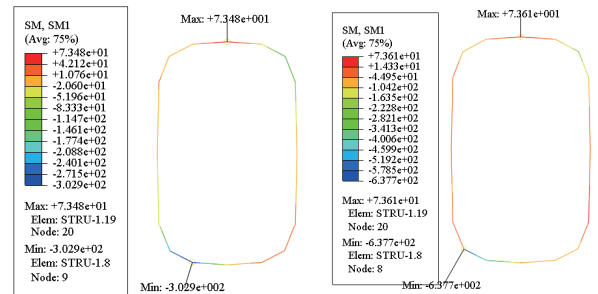
(a) E2地震作用应力云图 (b) E3地震作用应力云图

图6 不同设计地震动峰值加速度下结构应力分布云图

(单位:Pa)

与E2地震作用相比,E3地震作用下结构应力峰值较大,应力值增大了46.54%。

图7和图8分别为E2地震作用和E3地震作用下波纹钢管廊结构弯矩、轴力和剪力计算结果对比。不同地震动作用下结构受力分布特征基本一致。

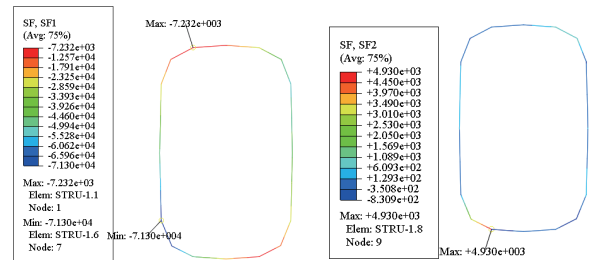


(a) E2地震作用弯矩云图

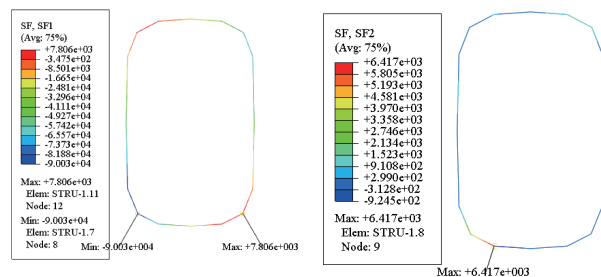
(b) E3地震作用弯矩云图

图7 不同设计地震动峰值加速度下结构弯矩分布云图

(单位:N·m)



(a) E2地震作用轴力云图



(b) E3地震作用轴力云图

图8 不同设计地震动峰值加速度下结构内力分布云图

(单位:N)

E3地震作用下结构内力相对较大,内力峰值主要出现在左下方节点位置。与E2地震作用相比,E3地震作用下弯矩增大了1.1倍,弯矩值为0.638 kN·m;轴力和剪力峰值分别增大了26%和30%,峰值分别为90.03 kN和6.42 kN。

此外,由地震剪力荷载分布规律可知,E3地震作用下,顶板处地震剪力荷载相对较大,且顶板地震剪力方向为逆时针。因此,受到该地震作用时结构轴力由负变正。

图9为E2地震作用和E3地震作用下波纹钢管廊结构变形分布结果对比。由图可知,不同地震动作用对结构变形分布规律影响不大。

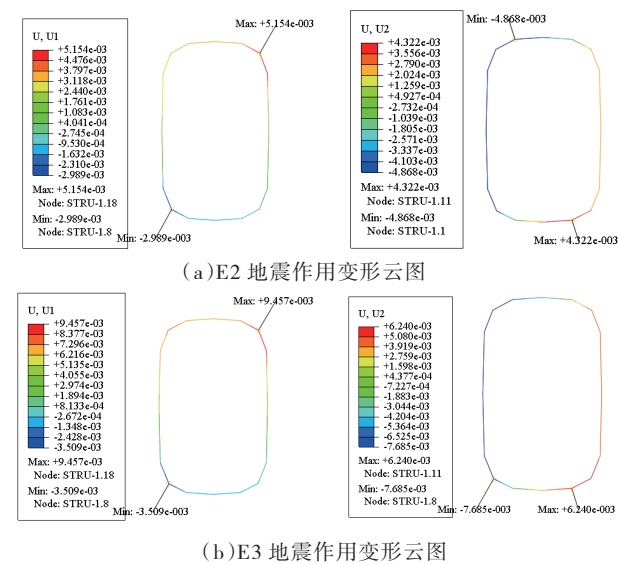


图9 不同设计地震动峰值加速度下结构变形分布云图
(单位:m)

E2地震作用和E3地震作用下结构顶部水平向右分别变形5.154 mm、9.457 mm,底部水平向左分别变形2.989 mm、3.509 mm,其变形峰值主要位于右上节点和左下节点位置。E3地震作用下结构水平变形相对较大,其位移角为1/306,根据《地下结构抗震设计标准》(GB/T 51336)^[13]弹塑性层间位移角限制1/250,该结构变形满足抗震要求。此外,E2地震作用下结构位移角为1/563,小于弹性层间位移角限值1/550,满足要求。

E2地震作用和E3地震作用下结构两侧变形方向均相反,左侧结构向下变形,右侧结构向上变形,结构变形主要受地震剪力荷载影响。E3地震作用下结构竖向变形相对较大,位移峰值主要位于上下节点位置。

波纹钢管廊结构地震响应提取点位如图5所示,表3为E2地震作用和E3地震作用下不同提取点位的内力值。由表可知矩形波纹钢管廊结构上方右侧节点和下方两侧节点受力相对较大,其中下方左侧节点位置的受力最为明显。两侧腰部附近受力相差不大。

3.2 波纹钢结构刚度对地震响应的影响

波纹钢波形和波纹钢板厚度确定了波纹钢结构刚度,本文通过波纹钢厚度分别为3 mm、5 mm、7 mm和8 mm对波纹钢管廊结构地震响应进行分析。表4为不同厚度波纹钢参数。

按照《冷弯波纹钢管》(GB/T 34567—2017)^[14]中波纹钢板件标准截面,选取波纹钢板波形为200 mm×55 mm,如图10所示。钢板宽度取1.0 m,波纹钢板

表3 不同提取点的结构内力汇总表

提取点	地震加速度	应力 /MPa	弯矩 /(kN·m)	轴力 /kN	剪力 /kN
1	0.2g	7.28	0.026	28.54	0.94
	0.4g	8.77	0.050	18.94	1.21
2	0.2g	7.68	0.053	6.68	0.13
	0.4g	4.26	0.037	2.28	0.01
3	0.2g	7.45	0.053	6.68	0.13
	0.4g	4.91	0.037	2.28	0.01
4	0.2g	14.0	0.094	17.54	0.31
	0.4g	16.62	0.110	22.25	0.33
5	0.2g	26.0	0.151	52.29	0.70
	0.4g	32.34	0.187	65.92	0.14
6	0.2g	10.06	0.036	43.65	0.73
	0.4g	13.42	0.057	45.03	0.84
7	0.2g	8.80	0.037	30.03	0.67
	0.4g	8.02	0.047	15.87	0.62
8	0.2g	8.70	0.063	7.27	1.16
	0.4g	30.0	0.229	14.12	0.06
9	0.2g	15.25	0.115	8.63	0.61
	0.4g	12.24	0.098	1.23	0.54
10	0.2g	24.80	0.164	33.17	0.83
	0.4g	28.75	0.186	41.91	0.93
11	0.2g	45.29	0.441	61.71	4.93
	0.4g	17.75	0.031	90.03	1.21
12	0.2g	13.34	0.048	51.11	0.86
	0.4g	16.6	0.068	58.08	0.92

表4 200 mm×55 mm 波纹钢板件截面特征参数

壁厚 /mm	截面面积 A /(mm ² ·mm ⁻¹)	惯性矩 I /(mm ⁴ ·mm ⁻¹)	截面模量 W /(mm ³ ·mm ⁻¹)
3	3.544	1 356.36	46.77
5	5.915	2 288.8	76.29
7	8.293	3 251.27	104.88
8	9.486	3 745.58	118.91

选用Q345钢材,其弹性模量取值为206 000 MPa,泊松比为0.3,密度为 $\rho=7\,850\text{ kg/m}_3$,有限元数值计算中波纹钢板采用线弹性本构计算模型。

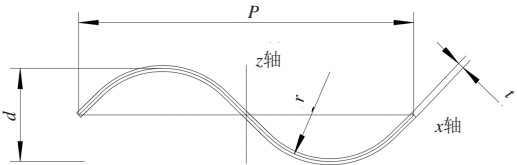


图10 波纹钢板标准断面图

表5为不同波纹钢厚度的管廊结构地震响应结果。从计算结果可以看出,随着结构刚度变强,结构变形逐渐变小,而结构地震作用下产生的内力却逐渐增大。当结构刚度过小时,结构变形不满足规范^[13]弹性层间位移角限值1/550的要求。

图11为管廊结构应力峰值随不同波纹钢厚度的非线性变化曲线。从中可知,结构应力峰值随波纹

表5 不同波纹钢结构刚度的地震响应结果汇总表

壁厚 /mm	最大弯矩 /(kN·m)	最大剪力 /kN	最大轴力 /kN	层间位移角 /(°)
3	0.248	2.769	56.51	1/525
5	0.338	3.874	68.06	1/549
7	0.303	4.930	71.30	1/563
8	0.363	5.515	72.21	1/570

钢厚度的增加而减小,其应力峰值主要出现在关键节点变形最大的位置。波纹钢壁厚越小,结构应力变化速率增大。当壁厚为3 mm时,结构应力值最大,其峰值达149.7 MPa。

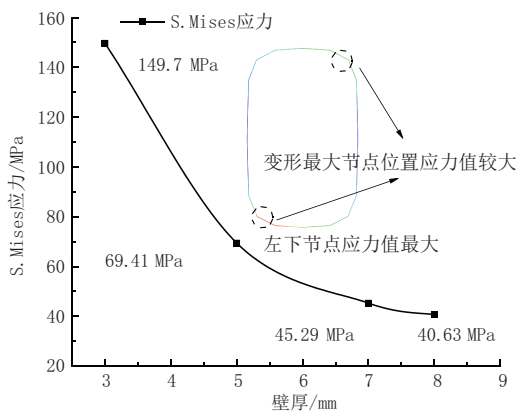


图11 结构应力随壁厚变化曲线

3.3 土体刚度对波纹钢结构地震响应的影响

表6为土层刚度分别为10 MPa、20 MPa、30 MPa、40 MPa条件下波纹钢结构地震响应结果对比。从中可知,土层刚度越大,管廊结构变形和内力都随之减小,结构层间位移角也随之减小。且土层刚度对结构变形影响相对较大,对结构内力影响较小。

表6 不同土层刚度的地震响应结果汇总表

土层刚度 /MPa	最大弯矩 /(kN·m)	最大剪力 /kN	最大轴力 /kN	层间位移角 /(°)
10	0.422	6.023	72.90	1/288
20	0.303	4.930	71.30	1/563
30	0.389	4.439	70.05	1/835
40	0.361	4.141	68.95	1/1111

由图12可知,土层刚度对结构变形分布规律无明显影响,且变形峰值位置基本一致,均出现在各节点位置,土层刚度越小,对结构变形影响越明显。与土层刚度参数取20 MPa相比,土层刚度参数取10 MPa时,结构水平变形和竖向变形均增大近1倍。

因此,在实际工程中,宜选择良好的围岩和加强基坑回填处理。

4 结语

本文以矩形波纹钢综合管廊结构为主要研究对

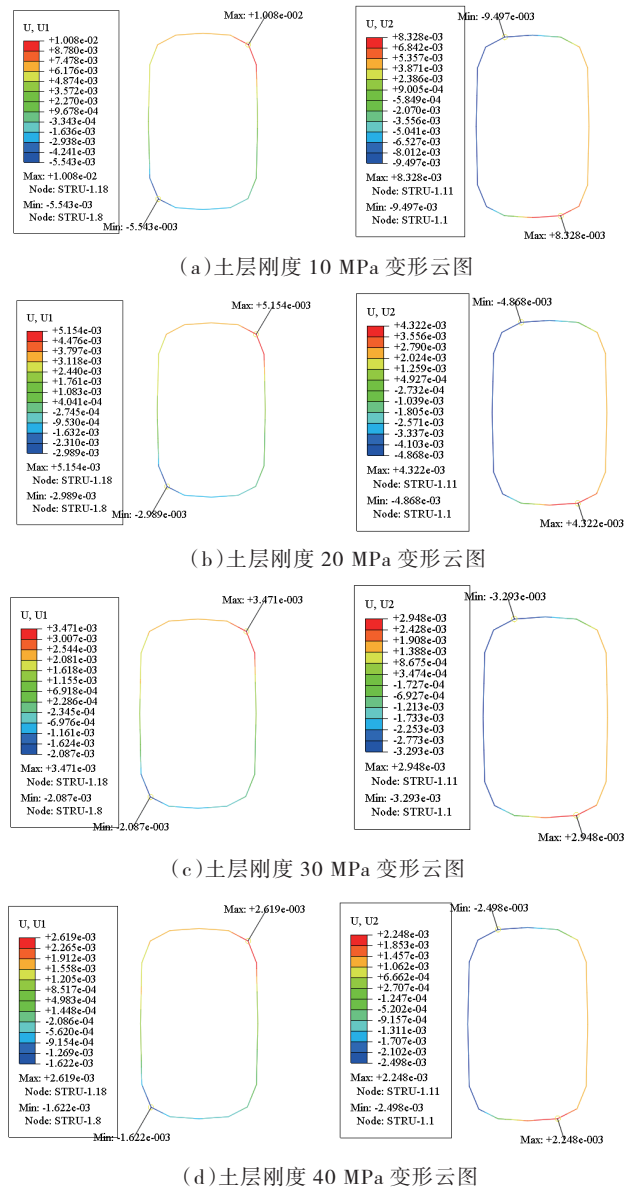


图12 不同土层刚度下结构变形分布云图(单位:m)

象,结合有限元数值模拟,采用整体式反应位移法揭示了地震加速度峰值、波纹钢结构刚度和土体刚度对矩形波纹钢管廊结构抗震性能的影响规律,探讨了矩形波纹钢管廊结构地震作用下最不利受力与变形位置。主要研究结论如下:

(1)地震加速度作用对结构抗震性能的影响较为明显,地震加速度越大,结构受力变形均随之增加。且变形峰值主要位于右上节点和左下节点位置,结构变形主要受地震剪力荷载影响。

(2)波纹钢结构刚度增大,结构变形逐渐减小,而地震作用下波纹钢结构产生的内力却随结构刚度的增大而增大。

(3)波纹钢管廊结构内力、变形和结构层间位移角均随土体刚度的增大而逐渐减小,土层刚度越小,对结构变形影响越明显。因此,在实际工程中,可通

量及1次配风和2次配风的比例关系,将污泥接收仓、储仓、干化机等产生的高浓度低气量臭气,分别由1次风机和干化机不凝气风机引入焚烧炉燃尽。该部分高浓度臭气占项目臭气污染当量50%以上,将其引入炉内燃烧净化,不仅降低了臭气处理系统投资及运行成本,而且大幅度减少了末端臭气处理负荷。

同时,依据中低浓度臭气散发区域空间特征,对相关散发空间进行科学分割,以减少不必要的换气空间,降低每个隔断空间的单次换气量,并根据不同臭气浓度及不同运行工况条件,借助各隔断空间收集支管上设置的电动调节阀,实现不同散发空间换气总量的差异性控制,从而达到项目中低浓度臭气净化的最优化运行和净化效果。通过最优气量和灵活可控的组织方式,中低浓度臭气量从最初测算量约20万m³/h降至9万m³/h,大幅度降低了臭气治理投资及运行成本。此外,在卸料车间等臭气浓度相对高、人员工作频次多的重点区域,增加植物液喷淋除臭设备,以改善作业工作环境。

3 结 语

(1)借鉴已建项目运行经验,优化总平面规划设计,对提高项目建设水平和运行管理效能切实有效。基于环境影响敏感因子分析,优化敏感气态污染物排放点布局,结合生产工艺布置特点,统筹1、2期生

产建设关系,实现科学合理的平面布置,提升项目环境治理能力、改善环境质量,同时降低工程投资,减少运行成本。

(2)从生产实践出发,优化污泥干化、输送、烟气脱硫等关键工艺和关键设备选型,实现技术创新和工艺可靠的具体结合,在高效运行的同时,践行“节能减排”、“绿色环保”。项目重视生产运行经验,通过识别臭气源、区隔臭气产生空间、分质臭气处理的方式,对降低臭气处理系统投资、提高厂区臭气治理效果、提高厂区大气环境,具有积极意义。

参考文献:

- [1] 刘宇佳,赵旭东.污泥干化焚烧技术进展及我国典型工程概况[J].中国环保产业,2019(2):55-59.
- [2] 段妮娜,谭学军,张辰.污水处理厂污泥独立焚烧的热力计算方法解析[J].中国给水排水,2021,37(16):83-88.
- [3] 陈少卿,王飞,池涌,等.污泥干燥焚烧工程系统质能平衡分析[J].环境工程学报,2017,11(1):515-521.
- [4] 王磊.市政污泥脱水干化及粘滞特性变化规律研究[D].上海:东华大学,2018.
- [5] 梅静.污泥粘滞特性的宏观表征和降粘研究[D].上海:东华大学,2017.
- [6] 陈文迪.污泥在流化床内的燃烧特性及高效焚烧处理处置研究[D].杭州:浙江大学,2019.
- [7] 朱小玲.竹园污泥干化焚烧厂运行技术优化研究[D].杭州:浙江大学,2012.
- [8] 孙中涛,刘露.垃圾焚烧烟气脱酸工艺选择及应用[J].环境卫生工程,2018(12):93-96.

~~~~~  
(上接第236页)

过选择良好的围岩和加强基坑回填处理,以减少地震动作用对结构受力和变形的影响。

(4)波纹钢综合管廊结构在本文研究工况的地震作用下最不利受力与变形位置主要在结构右上节点和左下节点位置关键节点部位。因此,地震作用下,需注意该处节点变形量,避免变形过大而造成结构破坏。

#### 参考文献:

- [1] 张勇.广州猎德污水处理厂波纹钢板地下管廊的设计和施工[J].广州大学学报(综合版),2001,15(11):60-63.
- [2] 赵灵吟,黄鹏,刘智勇.地下综合管廊结构的抗震分析[J].水电站设计,2020,36(2):37-41.
- [3] 王海.覆土波纹钢桥涵抗震分析方法和抗震性能研究[D].北京:北京交通大学,2017.
- [4] GB 50111—2006(2009年版),铁路工程抗震设计规范[S].

- [5] GB 50909—2014,城市轨道交通结构抗震设计规范[S].
- [6] 杨佳春.地下综合管廊结构标准断的抗震分析[J].山西建筑,2019,45(3):44-46.
- [7] 刘晶波,王文晖,赵冬冬,等.地下结构抗震分析的整体式反应位移法[J].岩石力学与工程学报,2013,32(8):1618-1624.
- [8] 周剑敏.矩形波纹钢地下综合管廊结构受力特征分析[J].城市道桥与防洪,2020(7):306-310,313.
- [9] 刘晶波,王文晖,张小波,等.地下结构横断面地震反应分析的反应位移法研究[J].岩石力学与工程学报,2013,32(1):161-167.
- [10] 刘晶波,王文晖,赵冬冬,等.复杂断面地下结构地震反应分析的整体反应位移法[J].土木工程学报,2014,47(1):134-142.
- [11] 刘晶波,王东洋,谭辉,等.整体式反应位移法的理论推导及一致性证明[J].土木工程学报,2017,52(8):18-23.
- [12] 朱昱瞳.整体强制反应位移法的改进及在盾构隧道抗震中的应用[D].天津:天津大学,2019.
- [13] GB/T 51336—2018,地下结构抗震设计标准[S].
- [14] GB/T 34567—2017,冷弯波纹钢管[S].