

# 地下式污水处理厂地震作用计算探析

于漾 游箭峰\*

中恒工程设计院有限公司

**摘要:** 结合某四川地区地下污水处理厂的抗震设计, 基于反应位移法II的适用条件和基本原理, 通过一维自由场反应和土体有限元分析首先计算地震作用下的土体响应, 并将此作为结构的地震参数输入三维结构模型, 而后计算结构的力学指标。并且辅助以二维土层-结构时程分析, 通过对比时程分析与反应位移法II的地震单工况层间相对位移, 判定拟静态方法地震单工况的结果正确性。控制中震弹性层间位移、并按照规范进行效应组合, 按照组合值进行结构构件设计。保证结构的抗震性能目标。

**关键词:** 地下式污水处理厂 抗震设计 反应位移法 时程分析

【DOI】 10.12254/j.issn.2096-6539.2023.11.116

## 一、引言

从历次地震震害可以知道, 地震具有毁灭性和不可预知性, 而四川作为地震高发带, 其地震敏感度远高于全国其他各地, 故四川省人民政府及四川省住房和城乡建设厅对建(构)筑物结构抗震尤其重视, 印发了关于《四川省建设工程抗御地震灾害管理办法》以及《四川省建设工程抗震设防设计专篇编写要点》, 对于类似地下式污水处理厂类似的抗震设防类别为乙类的单体地下结构提出了明确的要求, 需要严格执行《地下结构抗震设计标准》GB/T 51336-2018及《建筑抗震设计规范》GB50011-2010的要求。而地下结构由于地震作用的特征和结构效应与地上结构有很大的区别, 地下污水处理厂构件较多, 断面形式也很多, 不宜采用平面应变形式建模计算, 《建筑抗震设计规范》推荐采用空间模型并采用土层-结构时程分析方法计算, 而时程分析每个时程都输出结果, 加之地下污水处理厂本身模型大、单元多, 造成时程分析一个工况需要的时间巨大, 不太适合做具体设计。针对以上问题, 本文以实际项目为例, 提出一种适合地下式污水处理厂的一种抗震计算设计方法。

## 二、主要计算及分析方法的选择

### (一) 工程概况

某地下式污水处理厂两层均埋置于地下, 结构平面179.6m×117m主要区域埋深为14—17.50m, 地下2层, 顶板覆土厚度1.5—2.0m。主要结构跨度为6.6m、7.2m、9.6m, 局部14.6m, 采用底部钢筋混凝土水池+上部框架结构。主要梁截面为400×1000mm、500×1100mm、400×800mm等; 主要框架柱截面为600×600mm、700×700mm; 主要钢筋混凝土内墙厚度为700mm、600mm、500mm, 水池内隔墙主要厚度为300mm; 主要钢筋砼外墙厚度为1200mm、1000mm、700mm; 基础形式采用筏板基础, 底板厚1200mm(局部加厚为1600mm)。二沉池、高效沉淀池区域由于存在比较大的楼板开洞, 考

虑通过设置刚度足够的走道板和水平支撑梁形成水平框架。

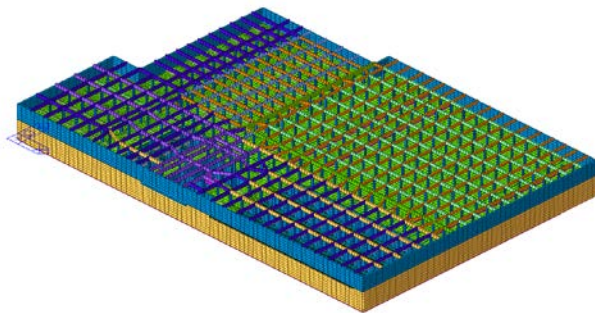


图2.1.1 整体模型(Midas Gen有限元模型)

### (二) 分析方法选择

根据《地下结构抗震设计标准》(GB/T 51336-2018) 3.4.1条, 地下结构抗震的计算方法宜按表3.4.1采用。

根据勘察资料, 地层自上而下分别为素填土、粉土、松散卵石、稍密卵石、中密卵石, 基本符合水平成层的条件, 断面形状为两层地下框架结构, 较为简单, 基本符合反应位移法II的条件; 地下箱体的构件数量过多, 平面尺寸较大, 根据《地下结构抗震设计标准》(GB/T 51336-2018) 6.7.3条文说明, 需要建立的土体尺寸, 在高度和单边宽度分别需要满足三倍结构高度和宽度的要求, 这样一来, 土体实体单元数量过于巨大, 三维时程分析法的计算过程需要耗费很多时间, 各时刻均输出完整的计算结果。费时多, 每一个时程均输出完整的计算结果, 对于准确的选择最不利的时刻比较困难, 对于本工程来说, 不适宜作为设计采用的计算方法。所以, 本工程采用了三维模型反应位移法II做设计计算, 二维线性时程分析、二维弹性时程分析做对比分析计算的方法。反应位移法II作为采用动力概念的拟静态计算方法, 关键计算参数均由动力分析得到, 已经在类似地下工程中广泛采用, 并且辅以时程分析作对比, 更能保证计算结果的可靠性。

### 三、主要计算参数的获取

#### (一) 参数获取方法

根据《地下结构抗震设计标准》6.2.1、6.2.2, 反应位移法需要的参数如下图所示:

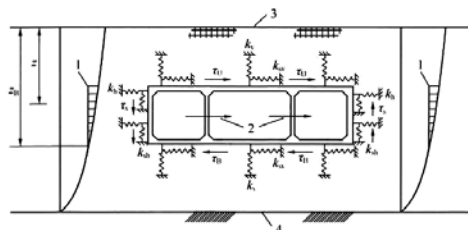


图3.1.1 横向地震反应计算的反应位移法

1-土层相对设计基准面位移；2-惯性力；3-地面；4-设计基准面；5-A点

$k_{V-}$ 结构顶底板抗压地基弹簧刚度(N/m)； $k_{SV-}$ 结构顶底板剪切地基弹簧刚度(N/m)；

$k_{h-}$ 结构侧壁压缩弹簧刚度(N/m)； $k_{sh-}$ 结构侧壁剪切地基弹簧刚度(N/m)；

$\tau_U-$ 结构顶板单位面积上作用的剪力(Pa)； $\tau_B-$ 结构底板单位面积上作用的剪力(Pa)；

$\tau_s-$ 结构侧壁单位面积上作用的剪力(Pa)； $k_n-$ 圆形结构侧壁压缩地基弹簧刚度(N/m)；

$k_s-$ 圆形结构侧壁剪切地基弹簧刚度(N/m)； $F_{AX-}$ 作用于A点水平向的节点力(N)；

$F_{AY-}$ 作用于A点竖向的节点力(N)；

$\theta-$ 土与结构的界面A点处的法向与水平向的夹角(°)

主要需要的计算参数有：土层相对位移、地下结构加速度、土层剪力、地基弹簧刚度。根据《地下结构抗震设计标准》6.3.3~6.3.5，土层的相对位移、地下结构加速度和土层剪力可以通过一维自由场时程反应分析确定；根据《地下结构抗震设计标准》6.2.3，地基弹簧刚度宜按静力有限元方法计算。

根据上述规定，本工程采用一维自由场时程反应分析确定土层的相对位移、地下结构加速度和土层剪力，按静力有限元方法计算地基弹簧刚度。采用的计算软件为Midas GTS NX及其一维自由场分析工具Free Field Analysis。

一维自由场分析模型分层建立土体模型，通过输入地层的动力特性和地震波，经过时程分析得到地层运动的数据；通过数据处理得到最不利时刻的相应数据。由于地下结构的地震反应通常由地层相对位移控制，所以以顶底板所处土体的相对位移最大的时刻，作为反应的最不利时刻。

表3.2.1 自由场分析结果

工况	最不利时刻 (s)	顶底板对应土层相对位移 (mm)	场地加速度最大值 (g)	顶板位置土层剪力 (KN)	底板位置土层剪力 (KN)	侧壁土层剪力 (顶底板平均值)
天然波1E2	8.22	2.4	0.12	3.69	46.14	24.915
天然波2E2	5.38	2.96	0.12	5.29	65.5	35.395
人工波E2	5.24	3.31	0.13	6.34	76.41	41.375

(三) 土体弹簧系数计算

根据《地下结构抗震设计标准》6.2.3的规定：建立土体模型并掏空结构占据的空间，加载单位作用后获得位移，通过数据处理得到各部位的地基弹簧系数。

四、有限元模型计算

(一) 模型参数输入

本工程整体有限元模型采用Midas Gen有限元分析软件计算。法向地基弹簧采用弹性节点支撑进行模拟，剪切弹簧采用面弹性支撑进行模拟。地震作用按照XY两个方向分别分工况计算，由于支座不能分工况计算，所以分别建立XY向地震作用两个模型。两个模型分别输入各自方向的地基弹簧、水平位移、土层剪力、结构惯性力作用。水平位移按照自由场计算的结果进行输入，读取结构顶板和底板之间各土层的位移，然后取底板对应层的位移为0，其上各层计算与其的相对位移，由于地层为非匀质，各层的相对位移分别输入到相应标高的弹簧支座远端。

地震波的选择：区别于地上结构采用小震计算，由于需要满足中震（E2）下结构处于弹性的性能目标，根据《地下结构抗震设计标准》5.2.3，应采不少于三组设计地震动时程，故选择了两组天然波和一组人工波。对于地震波峰值加速度的调整，根据《地下结构抗震设计标准》5.1.5-2，“使用反应位移法II、整体式反应位移法或时程分析法进行计算时，地表以下一定深度的峰值加速度应根据地表峰值加速度进行反演”，故在试算时先不对峰值加速度进行折减，在读取计算结果后，分析最不利时刻计算数据，地表位置的峰值加速度是否大于表5.1.3中震（E2）的地表峰值加速度要求，若大于，则满足规范要求，可以适当调小直到地表峰值加速度趋近于E2的要求，若小于，则需要调整波的峰值加速度，直到满足规范E2的要求为止。

建立土体模型采用Midas GTS NX软件，建立平面土体模型，并施加单位作用力，并对结果中部的土体做了掏空处理。单位力工况分别为：顶板剪切/法向单位作用力、底板剪切/法向单位作用力、侧壁剪切/法向单位作用力。读取并记录各单位力工况下的土体变形，并求平均值，处理后得到基床系数。

(二) 最不利时刻的确定及自由场分析结果

由于地下结构的地震反应是以位移作为控制的，所以取结构相对位移最大的时刻为最不利时刻。记录读取一维自由场分析系的土层运动曲线，提取结构顶底板对应位置的土层位移，并计算得到相对位移，筛选后可以获得相对位移最大的时刻，然后再读取该时刻的加速度、各土层的位移、各土层的应力。

(二) 地震工况主要计算结果

两个方向分别计算单工况下的结构效应，根据《建筑抗震设计规范》的地震组合：1.2D+0.6L±1.3X（Y）向反应位移，在软件中定义荷载组合可以得到各工况的包络值，下面仅显示结构最主要的地震单工况结果输出。

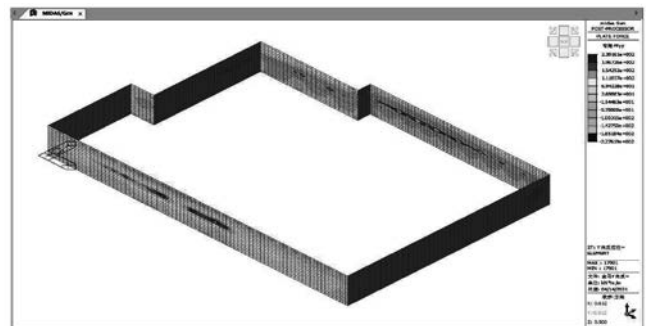


图4.2.1 Y向反应位移工况侧墙弯矩图

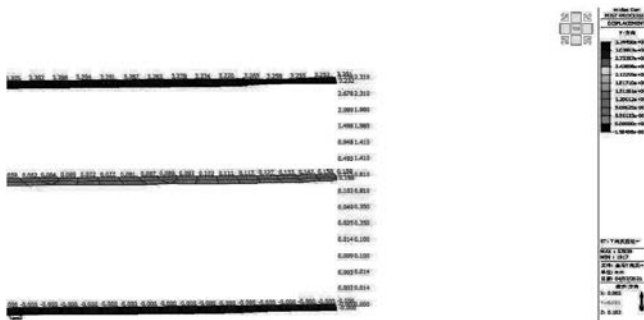


图 4.2.2 Y向反应位移各层位移  
(三) 土层—结构时程分析对比

通过建立二维土层—结构模型，并输入地震动时程分析，计算只需要输出加速度和相对位移，通过对比最不利时刻的地表加速度与《地下结构抗震设计规范》5.1.3中震的地表峰值加速度，判断时程加速度的取值是否偏大或偏小，通过对比最不利时刻顶底板相对位移与反应位移法计算结果判断反应位移法的结果是否可靠。若反应位移法计算结果偏小，则需要通过调大反应位移法的土层位移并重新计算。此方式可类比地上建筑的时程分析计算，地上建筑采用时程分析也主要是对比CQC方法得到的底部剪力，并通过放大系数来调整各构件的地震单工况内力。

本工程通过数据整理分析，可以判断反应位移法的

表4.3.1 各地震工况下的相对位移值

工况			Y向上层	Y向下层	X向上层	X向下层
人工波	中震（反应位移法）	相对位移	3.036	0.215	1.536	0.188
		1/位移角	1976.3	37209.3	3906.3	42553.2
人工波	中震（线型时程分析）	相对位移	1.2	0.01	1.07	0.16
		1/位移角	5000.0	800000.0	5607.5	37500.0
	罕遇（弹塑性时程分析）	相对位移	6.7	3.2	5.9	2.8
		1/位移角	895.5	2500.0	1016.9	2857.1
天然波1	中震（线型时程分析）	相对位移	1.2	0.01	0.45	0.04
		1/位移角	5000.0	600000.0	13333.3	200000.0
	罕遇（弹塑性时程分析）	相对位移	7.1	3.6	6.3	3.3
		1/位移角	845.1	2222.2	952.4	2424.2
天然波2	中震（线型时程分析）	相对位移	0.7	0.01	0.86	-0.1
		1/位移角	8571.4	800000.0	6976.7	-80000.0
	罕遇（弹塑性时程分析）	相对位移	4.8	2.1	5.1	1.7
		1/位移角	1250.0	3809.5	1176.5	4705.9

顶底板相对位移大于时程分析得到的相对位移，计算结果偏于安全。

### 五、结论

(1) 本文根据实际工程提供了一种地下式污水处理厂抗震计算方法，并介绍了主要的计算流程。

(2) 虽然计算使用的方法是拟静态模式，采用的反应位移法计算参数，均通过动力分析得到，已经有动力计算的概念涵盖在其中，符合地震作用计算的基本概念。

(3) 参考地上结构，时程分析并不是需要计算每一个时程的所有内力数据，只需要输出时程分析的控制性数据，并与拟静态分析方式的控制数据做对比分析，并采取有效方式保证控制数据的正确性。这样可以综合拟静态计算方式的便捷性优势和时程分析的准确性优势。

(4) 可以采用此方法的地下室污水处理厂或者其他地下单体结构需要具备的特征：a. 地层水平成层；b. 横断面相对简单、楼板连续、底板高度变化不大，可以有效传导水平作用。

(5) 根据计算结果显示，由于地下式污水处理厂具备的特征，一般层高较高，负二层由于水池较多，一般结构刚度较大，负一层相对薄弱，负一层柱承担的剪力比较大，需要加强处理。另外由于污水处理厂埋深一般比较大，而地震作用下的中间层梁板轴压效应比较明显，与静力工况组合后，在局部位置，需要做加强处理，一般设计中容易忽略梁板的轴压效应。

### 参考文献

[1] 郑永来, 杨林德, 李文艺, 周健《地下结构抗震》[A]. 同济大学出版社, 2011, (05).  
 [2] 王维. 某大型城市地下空间结构抗震设计[J]. 建筑结构, 2020, (06).  
 [3] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 2016年版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.  
 [4] 地下结构抗震设计标准: GB 50011—2010[S]. 2018年版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.  
 通讯作者: 游箭峰, 四川眉山人, 中恒工程设计院有限公司, 西南交通大学硕士研究生, 主要研究结构抗震方向。