

目 次

论 文

堆石料长期变形特性研究现状..... 李海芳, 张茵琪, 孙庚 (3)

“中心岛”工艺下基坑支护结构的变形分析..... 俞建霖, 夏霄, 龙岩 (8)

杭州弱透水性土层深基坑支护实例.....岑仰润, 陈俊辉, 许磊 (18)

市政排水管道沟槽深基坑支护技术探讨.....杨守臻 (23)

EKG 电极真空预压联合电渗法室内模型试验研究..... 邱晨辰, 沈阳 (30)

真空-堆载联合预压最终沉降预测实例.....

.....柳忠标, 余世晨, 张世民, 李宗帅, 张四凤 (39)

岩土工程商业软件发展前沿 (2) 复杂三维数值分析模型的建立.....

.....卢海华, Todd Myhre, Murray Fredlund (44)

译 文

地基处理的内含能和碳排放评估 I: 定义和背景.....徐杰 译; 周建校 (58)

# 堆石料长期变形特性研究现状

李海芳, 张茵琪, 孙庚

(中国水利水电科学研究院, 北京 100038)

**摘要:** 近年来开展的长期变形特性试验研究, 是针对不同堆石料进行的重复性试验, 试验设备由一维固结仪到三轴蠕变仪, 主要的蠕变模型有对数型、指数型和幂函数型, 还未能形成普遍接受的蠕变和湿化变形计算模型。通过大量的试验研究, 在量变基础上建立能反映实际情况的坝体长期变形计算分析模型, 实现有限元数值全仿真模拟, 是今后高堆石坝应力变形分析发展的趋势。

**关键词:** 堆石料; 蠕变; 湿化; 模型

## 1 堆石料蠕变特性研究现状

实际观测结果表明, 当坝体填筑施工结束后, 堆石坝的坝体变形一般会一直延续较长的时间, 有时会几年、十几年、甚至更长。导致堆石坝长期变形的原因是多方面的, 坝体堆石料的蠕变变形是主要的原因之一。目前, 对于堆石材料蠕变变形性质的系统研究还比较欠缺, 堆石坝坝体长期变形的内在机制尚不明确。在以往的堆石坝科研工作中, 筑坝材料的蠕变变形特性一直未能得到应有的关注。近些年来, 随着一批高坝的建设, 长期变形问题日渐凸现, 陆续有一些学者开始进行这方面的研究。

从土石材料蠕变研究的现状看, 对于细颗粒土, 尤其是软粘土蠕变变形特性的研究相对较多, 而粗粒料的蠕变变形特性研究则比较少, 相关的试验设备也较为缺乏。近些年来, 随着高堆石坝建设的步伐不断加快, 对于堆石材料蠕变变形特性的研究日趋活跃。

国内沈珠江等<sup>[1]</sup>较早地进行了堆石料的蠕变特性试验研究工作。该研究在试样直径为 100 mm 的应力控制式三轴仪上完成, 控制侧压力为 100 和 200 kPa。通过对试验结果的拟合分析, 沈珠江建议了三参数双曲线型的堆石料蠕变模型

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{t}{a + bt} \quad (1)$$

由于该模型尚存不足, 沈珠江等<sup>[2]</sup>在对 4 座已建坝的实测资料进行反分析时, 拟合了对数型、指数型、双曲线型三种函数曲线并进行比较。

$$\varepsilon(t) = c \log\left(\frac{t}{t_1}\right) \quad (2)$$

$$\varepsilon(t) = a(1 - e^{-ct}) \quad (3)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{t}{a+bt} \quad (4)$$

其中,  $t_1$  可取蠕变试验历时中的某一时间点, 作为起始点;  $a$ 、 $b$  和  $c$  为模型参数, 由试验成果获得。经过比较认为, 变形随  $t$  的增大而无限增大的对数型曲线 (2) 显然不宜采用, 而式 (3) 和式 (4) 相比较, 前者前期变形较慢, 后者的后期变形太小。鉴于室内短期试验难以模拟现场情况, 采用指数型衰减曲线 (3), 并把式 (3) 改写为

$$\varepsilon = \varepsilon_f(1 - e^{-ct}) \quad (5)$$

式中,  $\varepsilon_f$  为最终蠕变变形, 由试验成果获得。

天生桥一级水电站面板堆石坝发生较大变形后, 有关科研设计人员如杨键<sup>[3]</sup>等对坝体的沉降观测资料进行了分析, 认为堆石体的蠕变可能是坝体竣工后发生较大沉降的主要原因。面对工程实际中出现的问题, 有关科技人员更深刻地认识到研究堆石料蠕变特性的必要性, 从而促进了我国该方面研究的发展。

王勇、殷宗泽<sup>[4]</sup>根据堆石的宏观蠕变表现与土体极为相似的特点, 在土体蠕变研究成果特别是 Bjerrum 的时间概念模型的基础上, 结合堆石体的变形特性, 建立了一个用于面板坝蠕变分析的堆石蠕变模型。该模型堆石的瞬时弹塑性变形由椭圆和抛物线双屈服面模型确定, 并计入时间效应, 由双曲线函数经验公式计算堆石与时间有关的粘塑性变形。王勇、殷宗泽<sup>[5,6]</sup>同时对堆石蠕变机理及其对面板的影响进行了探讨, 认为水库蓄水四年左右的时间内面板的变形和应力还会有很大的变化, 这种变化总体上是趋于危险的。

梁军和刘汉龙<sup>[7]</sup>在大型压缩仪 (一维固结仪) 上进行了蠕变试验, 也发现了堆石料的蠕变有随时间呈指数衰减变化的特点, 并认为蠕变特性与应力水平有关, 蠕变参数与应力状态呈良好的线性关系。之后, 他们<sup>[8]</sup>还通过理论分析和试验研究, 探讨了堆石蠕变发生的原因, 认为堆石蠕变系由颗粒的细化及破碎颗粒滑移充填孔隙所致。

程展林和丁红顺<sup>[9]</sup>采用了较大型的应力控制式三轴仪研究了堆石料的蠕变特性, 试样直径为 300 mm。研究发现, 当应力足够大时, 堆石料的蠕变只与最终的应力状态相关, 而与加荷过程无关。同时, 提出了九参数的堆石料蠕变数学表达式, 认为堆石料的蠕变量与时间的关系可以用幂函数表示。

$$\varepsilon_L = \varepsilon_f(1 - t^{-\lambda}) \quad (6)$$

式中,  $\varepsilon_f$  为最终蠕变变形。

近年来, 在国内少数面板堆石坝工程的设计中, 坝料蠕变特性的试验研究和坝体蠕变计算分析也日渐得到重视, 如米占宽、沈珠江、李国英<sup>[10]</sup>对公伯峡面板堆石坝筑坝材料进

行了三轴蠕变试验和坝体蠕变计算分析；郭兴文、王德信、蔡新和董利川<sup>[11]</sup>采用沈珠江的指数型衰减三参数模型对水布垭面板堆石坝进行了蠕变计算分析。谢晓华和李国英<sup>[12]</sup>在对成屏混凝土面板堆石坝应力应变分析时也考虑了蠕变的影响。

李海芳等<sup>[13]</sup>采用大型高压蠕变仪对九甸峡、西龙池、两河口及小浪底堆石料蠕变特性进行了研究，研究发现在双对数坐标中，堆石料的轴向和体积蠕变与时间基本上呈线性关系，轴向和体积蠕变速率在双对数坐标中也成线性关系，建议采用幂函数表达式来拟合堆石体的蠕变量与时间的关系，即

$$\varepsilon = a\left(\frac{t}{t_0}\right)^b \quad (7)$$

其中， $t_0$ 可取蠕变试验历时中的某一时间点， $a$ 为该时间点的试样蠕变变形， $b$ 为该时间点至试验结束之间拟合曲线的斜率，表征了此后试样的蠕变速率。他们与应力状态有关，可通过堆石料的蠕变试验确定。

国外尚未发现对于堆石料蠕变特性进行深入研究的报道，不过 Reiko Kuwano 等<sup>[14]</sup>通过三轴试验对汉母（Ham）河砂和玻璃珠的蠕变特性研究发现，蠕变变形与固结变形的比值随荷载增大而增加，但随单级荷载增量加大而减少，颗粒的浑圆度和微观粗糙度对蠕变性质有较大的影响，蠕变曲线与经典的半对数规律不符，用幂函数拟合可得到更为满意的结果。

## 2 堆石料湿化特性研究现状

柏树田等<sup>[15]</sup>通过大三轴试验仪对软岩堆石料的湿化变形特性进行了研究，试样直径为 300 mm，试料的最大粒径为 60 mm。研究发现，软岩堆石料经过浸水风干过程后，岩块发生崩解，小于 5 mm 的细粒含量增加。岩块崩解量与岩石饱和抗压强度大小有关，抗压强度越小崩解量越大；湿化变形量与应力水平有关，应力水平愈高，湿化变形愈大；湿化变形量与小主应力有关，随小主应力增大而增加；在相同的应力水平条件下，湿化变形随干密度增加而降低。李鹏等<sup>[16]</sup>利用大型三轴试验仪对黑河土石坝坝壳料的湿化特性进行了研究，试样直径和粒径与文献<sup>[15]</sup>相同。研究表明，在同一围压下，湿化轴向变形随着应力水平的提高而增大，湿化体应变随着应力水平的增大而减小；在较小的应力水平下，湿化轴向应变随着围压的增大而增大。但在较大的应力水平下（接近破坏应力水平），湿化轴向应变随着围压的增大而减少。湿化体应变则在各种应力水平下，都随围压的增大而增大。湿化变形（包括轴向应变和体应变）随着围压的增大，有趋于稳定的趋势。

董建筑等<sup>[17]</sup>采用基于邓肯  $E-B$  模型的增量有限元法，对黑河水库初次蓄水时大坝的湿化变形进行了有限元分析，并与实际观测结果进行了比较。李全明等<sup>[18]</sup>基于公伯峡面板堆石坝（最大坝高 139 m）坝料的三轴湿化试验和压缩湿陷试验成果，对沈珠江  $C_w-D_w$  湿化模型进行了修改，提出了可考虑周围压力的修正湿化模型，并编制了有关计算程序。在此基础上，对公伯峡面板堆石坝进行了三维非线性有限元湿化变形分析。

李广信<sup>[19]</sup>介绍了反映湿化变形的清华弹塑性模型。湿化试验采用的试样直径 150 mm, 高度 300 mm, 认为单线法比双线法更符合土体湿化变形的实际情况, 对许多土的研究表明单线法的湿化变形比双线法明显偏大。钱亚俊等<sup>[20]</sup>利用邓肯  $E-v$  模型、修正剑桥模型和南水模型, 计算了新疆“653”砾石粘土心墙坝和鲁布革堆石风化料心墙坝的应力和变形, 计算结果与原型观测结果对比分析表明, 三种模型在模拟蓄水期心墙坝应力变形性状时存在不足。他们采用了沈珠江的  $C_w-D_w$  湿化模型和三参数蠕变模型, 考虑了湿化和蠕变的影响。卢廷浩等<sup>[21]</sup>根据单线法湿化试验结果, 分别获得湿化轴向应变增量和体积应变增量与围压及应力水平的关系, 并近似考虑中主应力的影响, 得到与湿化变形因素相对应的荷载列阵。

孔亮等<sup>[22,23]</sup>介绍了次加载面的思想, 以反映循环荷载作用下土体的曼辛效应和棘轮效应, 推导了本构方程, 并用三轴试验进行了验证。

### 3 结束语

对国内外堆石料蠕变和湿化性质及机理的研究现状分析表明, 目前对堆石料蠕变和湿化特性的研究大多是针对某项工程进行, 缺少全面的反映。或者采用了较小的试样, 不能代表普遍实际情况。研究者对堆石料的应力状况也未能做出全面的探讨, 对堆石料的蠕变和湿化变形机理认识仍是初步的。在实际工程中, 堆石坝坝高在不断增高, 防渗体和堆石料的变形协调问题日益突出, 堆石料中的应力状况也十分复杂。

由于对堆石体长期变形的研究工作起步晚, 加之长期变形的发生、发展机理复杂, 影响因素多, 对试验设备的要求高等原因, 目前已有研究成果对堆石坝坝体长期变形问题的认识远不能达到科学、全面、系统的水平。虽然近年来开展的长期变形特性试验研究, 是根据工程需要、针对不同堆石料进行的重复性试验, 处于量变阶段, 还未能形成普遍接受的长期变形计算模型, 但有助于对其长期变形特性深入理解。量变是质变的基础, 在量变基础上建立能反映实际情况的坝体长期变形计算分析模型, 实现有限元数值全仿真模拟, 是今后高堆石坝应力变形分析发展的趋势。

#### 参考文献:

- [1] 沈珠江, 左元明. 堆石料的流变特性试验研究[C]. 第六届全国土力学及基础工程学术会议论文集, 上海, 同济大学出版社, 1991, 443-446.
- [2] 沈珠江, 赵魁芝. 堆石坝流变变形的反馈分析[J]. 水力学报, 1998, 29(6): 1-7.
- [3] 杨键. 天生桥一级水电站面板堆石坝沉降分析[J]. 云南水力发电, 2001, 2: 59-63.
- [4] 王勇, 殷宗泽. 一个用于面板坝流变分析的堆石流变模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(3): 227-230.
- [5] 王勇. 堆石流变的机理及研究方法初探[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(4): 526-530.
- [6] 王勇, 殷宗泽. 面板坝中堆石流变对面板应力变形的影响分析[J]. 河海大学学报, 2000, 28(6): 60-65.
- [7] 梁军, 刘汉龙. 面板坝堆石料的蠕变试验研究[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(2): 257-259.

- [8] 梁军, 刘汉龙, 高玉峰. 堆石蠕变机理分析与颗粒破碎特性研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(3): 479-483.
- [9] 程展林, 丁红顺. 堆石料蠕变特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(4): 473-476.
- [10] 米占宽, 沈珠江, 李国英. 高面板堆石坝坝体流变性状[J]. 水利水运工程学报, 2002, 2: 35-41.
- [11] 郭兴文, 王德信, 蔡新, 等. 混凝土面板堆石坝流变分析[J]. 水利学报, 1999, 11: 42-47.
- [12] 谢晓华, 李国英. 成屏混凝土面板堆石坝应力应变分析[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(2): 243-246.
- [13] 于浩, 李海芳, 温彦锋, 等. 九甸峡堆石料三轴蠕变试验初探[J]. 岩土力学, 2007, 28(S1): 103-106.
- [14] Reiko Kuwano and Richard J. Jardine. On measuring creep behaviour in granular materials through triaxial testing. *Can. Geotech. J.* 2002, 39: 1061-1074.
- [15] 柏树田, 周晓光, 晁华怡. 软岩堆石料的物理力学性质[J]. 水力发电学报, 2002, 4: 34-44.
- [16] 李鹏, 李振, 刘金禹. 粗粒料的大型高压三轴湿化试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(2): 231-234.
- [17] 董建筑, 王瑞骏. 黑河水库初次蓄水大坝湿化变形有限元分析[J]. 水资源与水工程学报, 2004, 15(1): 71-77.
- [18] 李全明, 于玉贞, 张丙印, 等. 黄河公伯峡面板堆石坝三维湿化变形分析[J]. 水力发电学报, 2005, 24(3): 24-29.
- [19] 李广信. 土的清华弹塑性模型及其发展[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(1): 1-10.
- [20] 钱亚俊, 陈生水. 心墙坝应力变形数值模拟结果验证[J]. 水利水运工程学报, 2005, 4: 11-18.
- [21] 卢廷浩, 高贵全, 陈剑. 蓄水后土石坝应力变形有效应力算法[J]. 岩土力学, 2005, 26(2): 247-290.
- [22] 孔亮, 郑颖人, 姚仰平. 基于广义塑性力学的土体次加载面循环塑性模型(I): 理论与模型[J]. 岩土力学, 2003, 24(2): 141-145.
- [23] 孔亮, 郑颖人, 姚仰平. 基于广义塑性力学的土体次加载面循环塑性模型(II): 本构方程与验证[J]. 岩土力学, 2003, 24(3): 349-354.
- [24] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算(第二版)[M]. 北京: 水利电力出版社.

# “中心岛”工艺下基坑支护结构的变形分析

俞建霖<sup>1,2</sup>, 夏霄<sup>3</sup>, 龙岩<sup>1,2</sup>

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 3. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 311122)

**摘要:** 随着城市建设的发展, 深大基坑工程数量明显增多。对于平面尺寸较大的基坑工程, 当基坑周围环境条件相对宽松时可考虑采用“中心岛”施工工艺, 以加快施工进度, 节约围护造价。在“中心岛”工艺中, 坡脚留土的范围是支护结构变形控制的关键。采用 Plaxis 软件分析了淤泥质土地基中采用“中心岛”施工工艺时地基地位移场的分布规律, 并与“先撑后挖”的常规工况分析结果进行了对比; 接着分别针对淤泥质土地基和粉土地基研究了坡脚留土范围对支护结构变形的影响, 并提出了最优尺寸; 最后利用多元回归得出两种土质条件下考虑坡脚留土的基坑等效开挖高度, 以便设计人员采用。

**关键词:** 中心岛; 坡脚留土; 支护结构; 变形分析

## 1 引言

随着城市化进程的快速发展, 深大基坑数量迅速增加。在周边环境条件较宽松的超大面积基坑工程中, “中心岛法”作为一种简单实用、经济合理的施工方式, 更显示出了它的优势<sup>[1]</sup>。该工法利用在基坑边预留反压土体来替代传统的长支撑起到控制基坑围护结构内力和位移的作用, 采用大开挖先施工基坑中部的地下室底板, 然后在地下室底板与基坑周边的围护桩之间设置斜抛撑, 再开挖预留的反压土体, 最后浇筑周边的地下室底板, 从而完成基础施工(图 1)。在平面尺寸较大的基坑中采用“中心岛”施工工艺, 可避免密集而庞大的支撑体系, 大大加快施工进度, 节约工程造价。国内在该工法的使用上已有较多成功工程案例, 如: 陆家嘴金融开发区鹏利海景公寓<sup>[2]</sup>、广州市新港东路某基坑工程<sup>[3]</sup>、上海铁路南站南广场基坑<sup>[4]</sup>等。

由于坡脚留土与支撑特性不同, 势必会造成支护结构变形性状差异。郑刚<sup>[5]</sup>通过弹性抗力法对支护结构内力与变形在反压土体影响下的变化规律进行了总结, 并提出了相应的计算方式。包旭范<sup>[6]</sup>介绍了软土地基大型基坑变形控制的关键因素是开挖方法和围护方式的选择, 中心岛开挖方式中预留土台对于围护结构的变形控制起到了关键作用。陈红庆<sup>[7]</sup>参考弹性地基梁法的基本假定对在基坑内预留反压土体的围护型式提出了简化计算方法, 并通过有限元软件 Plaxis 的模拟结果进行验证。庞小朝<sup>[8]</sup>等在平面滑裂面假设的基础上求得坡脚留土范围内被动土压力解析解。李顺群<sup>[9]</sup>建立了考虑反压土自重对坑底土体水平抗力的增强作用和反压土本身的嵌固作用两种机制时悬臂式支护结构嵌固深度的计算方法。



图 1 中心岛法施工实例

中心岛工艺的最不利工况是坡脚留土后中部土方开挖至基坑底,而斜抛撑尚未设置。采用中心岛施工工艺的关键问题在于合理选择坡脚留土的几何尺寸,并采用合理的计算模型对进行支护结构的内力和变形进行分析<sup>[10]</sup>。在最不利工况的分析中目前常用对地基土体水平基床反力系数  $m$  值进行修正来间接反映坡脚留土的作用,但对于具体修正方法仍存在争议。

本文通过有限元分析软件 Plaxis<sup>[11]</sup>分别针对淤泥质土及粉土地基中坡脚留土对支护结构性状的影响进行了分析,提出了坡脚留土的最优尺寸;并利用多元回归得到了二种土质条件下考虑坡脚留土的基坑等效开挖深度的计算方法,以方便设计人员采用。

## 2 计算模型

采用二维有限元分析方法,选取的场地宽度为 130 m,土层厚度为 40 m,基坑宽度为 30 m。支护结构采用 0.6 m 厚混凝土墙,墙深 17 m。为分析淤泥质土和粉土地基中坡脚留土对围护结构性状的影响,分别建立了两种地基模型加以分析,其中地表以下 15 m 内为淤泥质土或粉土,15 m 以下均为粘土。淤泥质土地基模型中支撑中心位于在地表下 2 m,粉土地基模型支撑中心位于在地表下 3 m 处。根据算例不同,取基坑开挖深度为 5~8 m。坡脚保留土体边坡的稳定直接影响到围护墙的稳定、内力及变形,根据杭州地区工程经验,淤泥质土模型中坑内保留土体的边坡坡度取 1:3,粉土模型中坑内保留土体的边坡坡度取 1:1。模型四周约束条件为仅约束水平方向,竖直方向自由;对模型底部在水平和竖向两个方向均加以约束。基坑标准计算模型见图 2 和图 3。

现有研究表明,土体采用 Mohr-Coulomb 本构模型模拟基坑开挖时基坑底部会发生较大隆起,这与实际情况并不相符<sup>[12]</sup>。因此在本算例分析时土体本构模型采用 HS 模型(强化土模型)<sup>[13]</sup>。在 HS 模型中,弹性模量选取与 Mohr-Coulomb 模型中相同,回弹模量取压缩模量的 3 倍。第一层淤泥质土或粉土及第二层粘土具体参数选取见表 1 所示,支护结构采用弹性模型,计算参数见表 2。



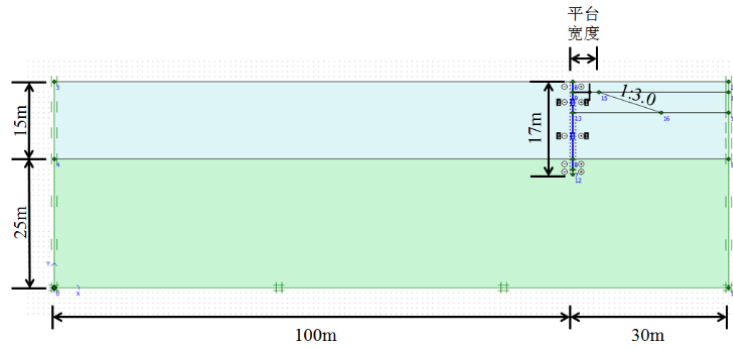


图2 淤泥质土中分析模型示意图

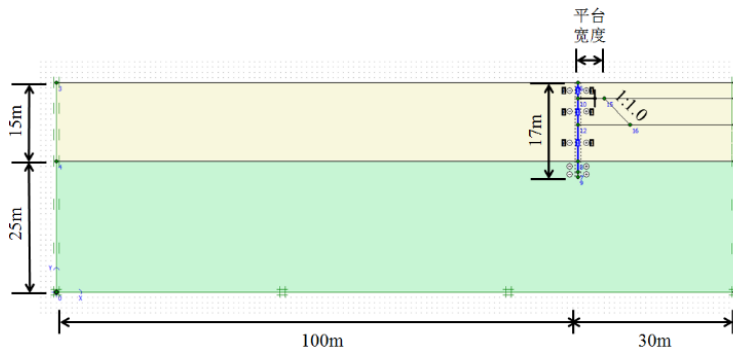


图3 粉土中分析模型示意图

表1 土体物理力学参数

土层名称	土层重度/kN/m <sup>3</sup>	$E_s$ /MPa	$E_p$ /MPa	粘聚力/kPa	内摩擦角/°
淤泥质土	17	3	9	13	10
粉土	19	10	30	7	20
粘土	19	20	60	20	18

表2 结构物理力学参数

序号	名称	弹性模量/GPa	$EA$ /kN	$EI$ /kN·m <sup>2</sup>
1	围护结构	30	$3.0 \times 10^7$	$9.0 \times 10^5$
2	第一道支撑	30	$2.40 \times 10^7$	--

结合“中心岛”工艺基坑施工的过程，在分析中分别计算以下工况：

表3 计算工况

序号	工况	备注
1	初始工序	--
2	围护结构施工	位移清零
3	第一步开挖	--
4	第二步开挖中心土体	--
5	设置斜支撑	--
6	第三步开挖坡脚留土	--

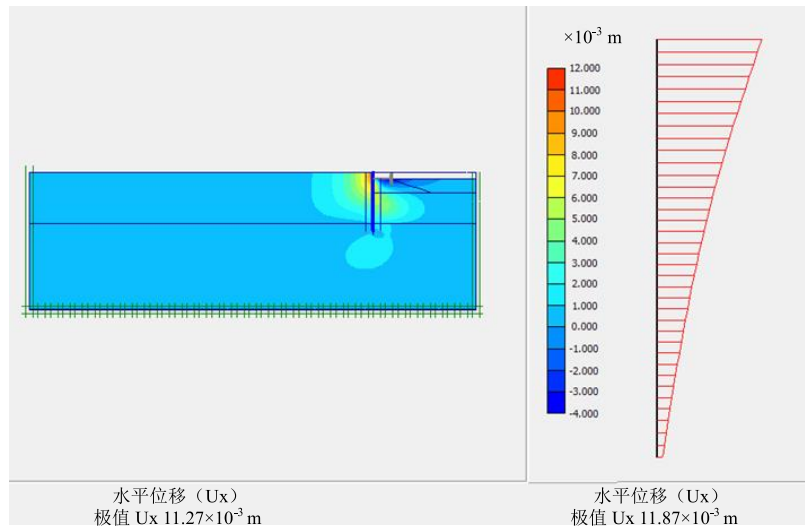
### 3 “中心岛”工况下基坑位移场分布规律

“中心岛”工法的特殊性导致其开挖顺序以及支撑体系与传统“先撑后挖”的作法有较大差异，这势必会导致其支护结构和基坑内外土体的位移变化规律与传统工法有所不同。现选取淤泥质土地基中基坑开挖深度为6 m，第一层土方开挖深度2 m，第二层土方开挖深度4 m，坡脚反压土台顶宽为5 m，高度为4 m，边坡坡度为1:3的计算模型进行分析。

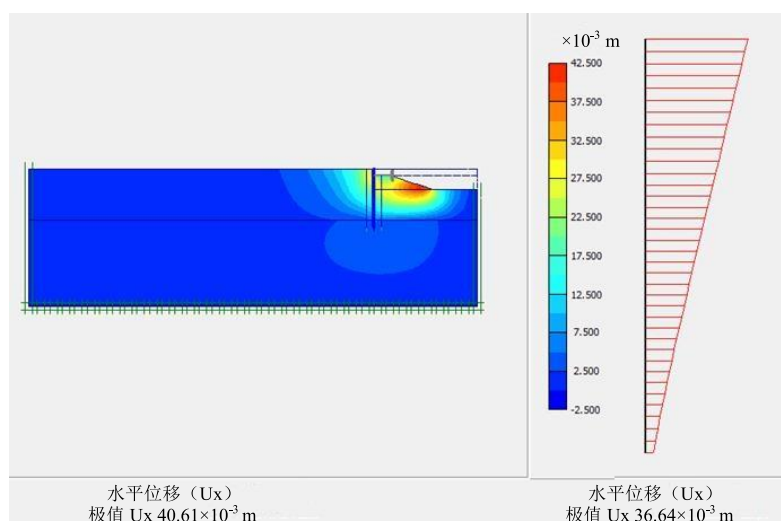
“中心岛”工艺各工况下土体与围护结构最大水平位移如图4所示。

由图4可见：采用中心岛工法，在第一步悬臂开挖2 m后，土体最大水平位移为11.27 mm，发生位置在位于地表土体；围护结构最大水平位移为11.87 mm，发生位置在桩顶。第二步中心土体开挖后，土体最大水平位移为40.61 mm，发生位置在坡脚保留土体边坡的坡脚；围护结构最大水平位移为36.64 mm，发生位置仍在桩顶。第三步坡脚保留土体开挖后，土体最大水平位移为33.82 mm，发生位置在坑底开挖面附近；围护结构最大水平位移为34.20 mm，发生位置仍在桩顶。

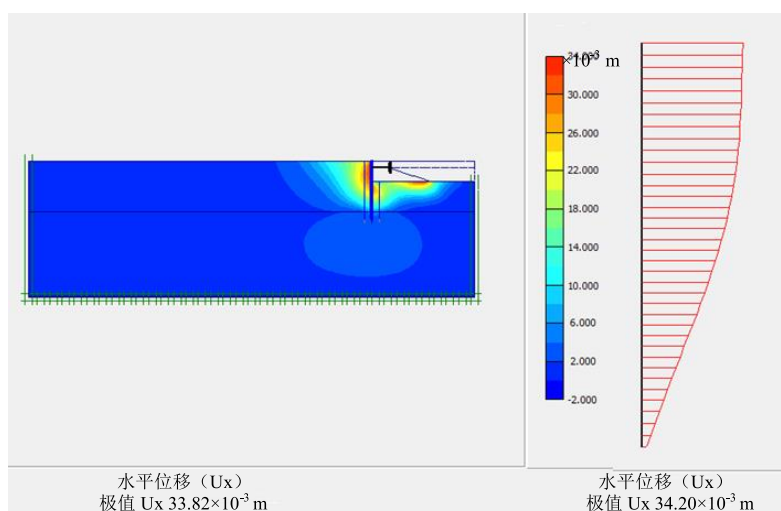
传统的“先撑后挖”作法各工况下土体与围护结构最大水平位移如图5所示。由图5可见：采用常规的“先撑后挖”做法，第一步悬臂开挖2 m后，土体最大水平位移为11.26 mm，发生位置位于地表土体，支护结构最大水平位移为11.87 mm，发生位置位于桩顶，本工况计算结果与中心岛工法相同。第二步开挖至坑底结束后，土体最大水平位移为18.16 mm，发生位置位于坑底附近，支护结构最大水平位移为17.48 mm，发生位置位于桩身中部坑底附近。



(a) 第一步开挖水平位移分布图 (单位: m)



(b) 第二步开挖水平位移分布图 (单位: m)

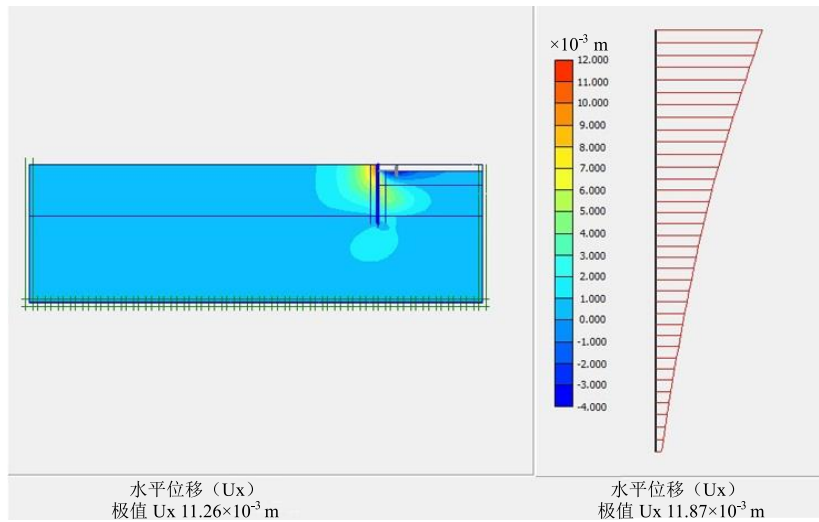


(c) 第三步开挖水平位移分布图 (单位: m)

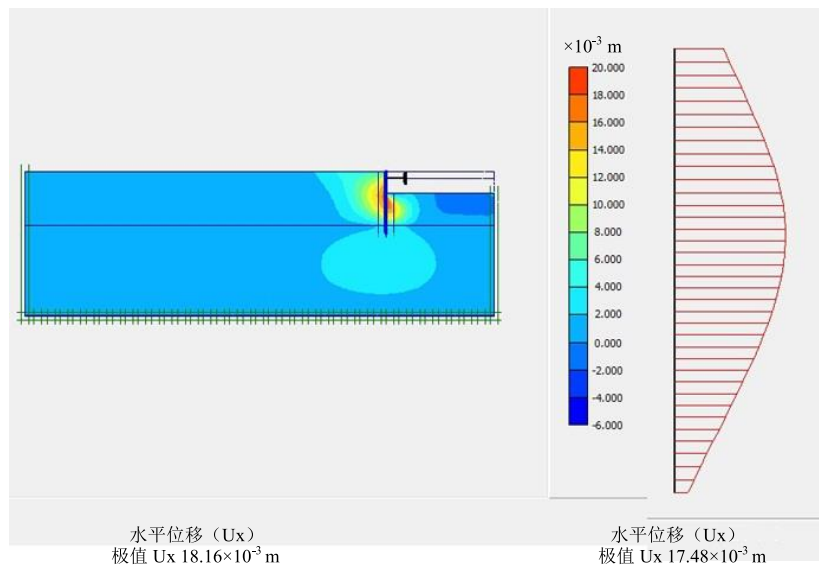
图4 “中心岛”各工况水平位移云图

通过对比图4和图5,可以发现:(1)由于“中心岛”工艺主要利用坡脚留土来约束支护结构位移,而传统“先撑后挖”作法利用刚度较大的支撑来控制支护结构的位移,因此前者支护结构的位移要大于后者。(2)中心岛工艺中,坡脚留土的边坡也会产生一定量的位移,从而进一步加大了支护结构的变形,因此在设计中应保证留土边坡的稳定性并减小该区域土体的位移,必要时还可采用对保留土体采取加固措施。

虽然与传统的“先撑后挖”作法相比,“中心岛”工法会造成支护结构水平位移偏大,但是由于省略了庞大的内支撑体系,因此当基坑周围环境较好,平面尺寸较大,对支护结构变形不敏感时,“中心岛”工法在施工工期和经济性方面有一定优势。



(a) 第一步开挖水平位移分布图 (单位: m)



(b) 第二步开挖水平位移分布图 (单位: m)

图 5 “先撑后挖”各工况水平位移云图

#### 4 保留土体的几何尺寸对支护结果变形的影响

为研究在淤泥质土地基中保留土台顶宽和高度变化对围护结构的影响, 假设第一层土方开挖深度  $H_1$  为 2 m, 第二层土方开挖深度  $H_2$  分别为 3 m (工况 a) 和 4 m (工况 b), 其余参数与标准模型中一致。根据相关工程经验, 保留土体边坡坡度均取 1:3。这样只

需假定保留土体的顶宽，即可以确定保留土体的几何尺寸。两种工况下的支护结构最大水平位移随保留土体顶宽的变化情况如图 6 所示。

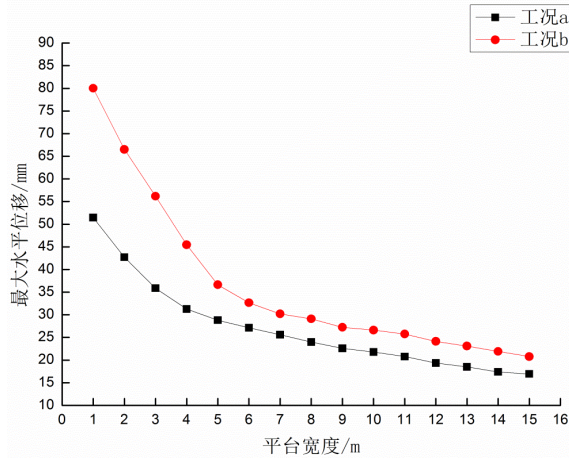


图 6 淤泥质土中不同留土顶宽下支护结构最大水平位移

为研究在粉土地基中保留土坡顶宽变化对围护结构的影响，假设第一层开挖深度  $H_1$  为 3 m，第二层开挖深度  $H_2$  分别为 4 m（工况 c）和 5 m（工况 d），其余各参数参照基本模型，根据相关工程经验保留土体边坡坡度均取 1:1。两种工况下的支护结构最大水平位移变化随保留土体顶宽的变化情况如图 7 所示。

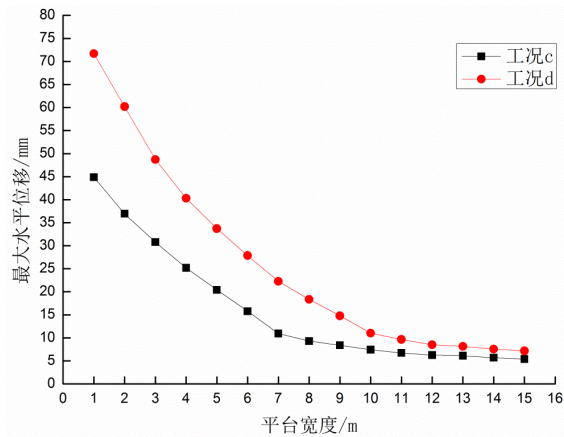


图 7 粉土中不同留土顶宽宽度下支护结构最大水平位移

由图 6 和图 7 可以看出，在淤泥质土和粉土地基中保留土体几何尺寸对围护结构变形的影响规律基本一致：

(1) 随着保留土体坡顶宽度  $B$  的不断增大，围护结构的最大水平位移呈减小的趋势，但减小幅度逐步变缓，说明当坡顶宽度较小时增大顶宽可以有效的控制围护结构水平位移；但保留土体顶宽超过一定宽度后对支护结构最大水平位移的影响已不太明显，

因此存在最优顶宽。工况 a~d 的第二层土方开挖深度依次为 3 m、4 m、4 m 和 5 m，而从图 6 和图 7 可见最优顶宽依次为 6 m、8 m、8 m 和 10 m。由此可以推断当保留土体顶宽  $B$  达到 2 倍  $H_2$  后，进一步增加反压土体宽度的效果就不再显著了。因此建议在淤泥质土和粉土地基中对于设一道支撑的支护结构，当采用“中心岛”工艺时，保留土体顶宽均取  $B = 2H_2$ 。由于二种地基中保留土体的边坡坡度并不一致，因此保留土体的总方量是不同的。

(2) 随着第二层土方开挖深度  $H_2$  的增加，支护结构最大水平位移相应增大。当留土宽度较小时，这种增大趋势更为明显，尤其在软弱土层中。

## 5 等效基坑开挖深度

基坑的设计开挖深度是支护结构设计的关键参数，而“中心岛”工艺利用保留土体替代支撑来控制支护结构的变形，其效果难以定量分析，给支护结构的设计计算带来不便。在考虑保留土体对支护结构的影响时，本文采用基坑等效开挖深度的方法。其基本思路是：在保持参数一致的前提下，通过数值分析方法寻找与坡脚留土的基坑中支护结构最大侧移相等的传统内撑式围护结构的开挖深度，并要求最大侧移所处的深度大致相等，此时的基坑开挖深度即为等效开挖深度。采用基坑等效开挖深度的概念，设计人员可以很方便地利用工具软件进行支护结构的内力和变形计算。

### 5.1 淤泥质土地基中等效开挖深度

根据对有限元分析结果的统计分析，并利用最小二乘法原理对等效开挖深度  $H_{eq}$ 、第一层土方开挖深度  $H_1$ 、第二层土方开挖深度  $H_2$  以及保留土体顶部宽度  $B$  进行多元回归，保留土体边坡坡度为 1:3，得到支护结构设一道支撑时，等效基坑开挖深度  $H_{eq}$  的估算公式如下：

$$H_{eq} = e^{(-0.12B+0.17H_2)} + H_1 \quad (1)$$

式中： $H_{eq}$  为等效开挖深度，m； $H_1$  为第一层土方开挖深度，m； $H_2$  为第二层土方开挖深度，m； $B$  为保留土体顶部宽度，m。

从图 8 中可以看出，采用该公式的分析结果与原数值分析结果较为接近，可以较好的反映等效开挖深度随着保留土体顶部宽度的变化趋势；同时当  $B$  趋向与无穷大时，等效开挖深度为  $H_1$ 。

从相关系数  $R$  可以看出，公式计算等效值与模拟值之间具有较好的相关性：工况 a 相关系数  $R_a=0.967637$ ，工况 b 相关系数  $R_b=0.956752$ 。

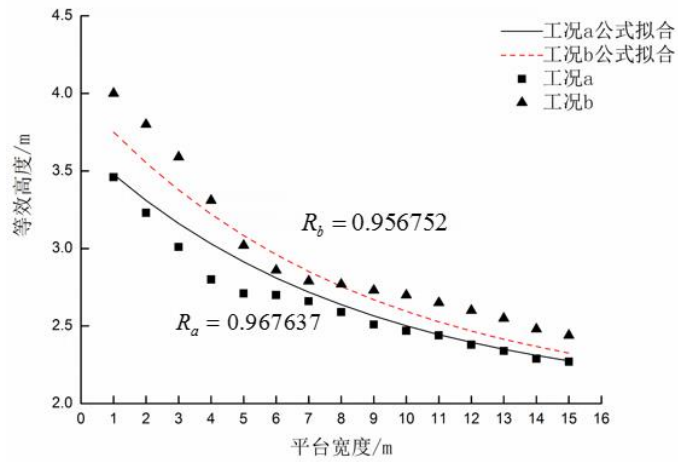


图8 淤泥质土中等效开挖深度与台宽的关系

## 5.2 粉土地基中等效基坑深度

同理在保持保留土体边坡坡度 1:1 不变时, 得到粉土地基中当支护结构设一道支撑时, 等效基坑开挖深度  $H_{eq}$  的估算公式如下:

$$H_{eq} = e^{(-0.16B+0.3H_2)} + H_1 \quad (2)$$

采用上式的分析结果与原数值分析结果的对比见图 9。从相关系数  $R$  同样证明了公式计算等效值与模拟值之间具有较好的相关性: 工况 c 相关系数  $R_c=0.985186$ , 工况 d 相关系数  $R_d=0.970301$ 。

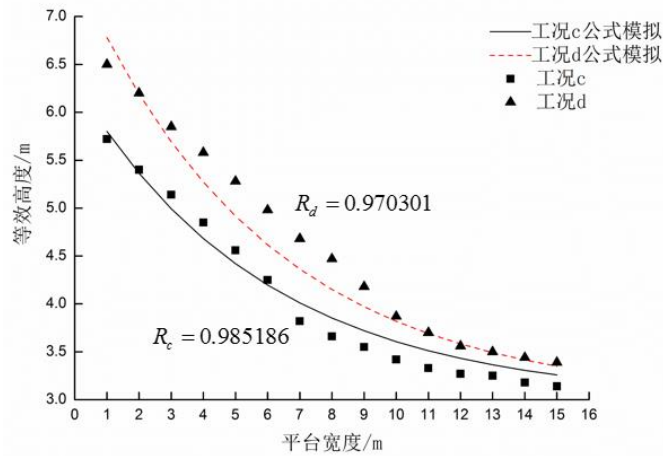


图9 粉土中等效开挖深度与台宽的关系

## 6 结论

(1) 与传统“先撑后挖”作法利用刚度较大的支撑来控制支护结构的位移相比,“中心岛”工艺利用坡脚留土来约束支护结构位移,因此支护结构的位移量往往要大于传统的“先撑后挖”作法。坡脚留土范围是影响支护结构位移的关键因素。

(2) “中心岛”工艺中坡脚留土也会产生一定量的位移,从而进一步加大了支护结构的变形,因此在设计中应保证留土边坡的稳定性并减小该区域土体的位移,必要时可以采取土体加固措施;根据杭州地区工程经验,淤泥质土地基中坡脚留土的边坡坡度可以取 1:3,粉土地基中取 1:1。

(3) 支护结构的最大水平位移随坡脚保留土体坡顶宽度增大而减小,但减小幅度随坡顶宽度增大而放缓,其间存在最优宽度。对于设一道支撑的支护结构,建议坡脚保留土体顶宽取 2 倍的第二层土方开挖深度。

(4) 在有限元分析结果的基础上对各参数进行多元回归分析得到了淤泥质土及粉土地基中考虑坡脚留土的基坑等效开挖深度计算公式,可供设计人员采用。

#### 参考文献:

- [1] 刘建航,侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [2] 邸国恩,王卫东. “中心岛顺作、周边环板逆作”的设计方法在单体 50000 m<sup>2</sup>深基坑工程中的实践[J]. 岩土工程学报, 2006, S1: 1633-1637.
- [3] 刘国辉,曹平,左文贵. 地下连续墙结合中心岛法在基坑工程中的应用[J]. 工程设计与建设, 2006, 37(5): 34-37.
- [4] 杨晨,孙九春. 上海铁路南站南广场基坑施工技术[J]. 中国市政工程, 2007, 5: 68-69.
- [5] 郑刚,陈红庆,雷扬,等. 基坑开挖反压土作用机制及其简化分析方法研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(6): 1161-1166.
- [6] 包旭范,庄丽,吕培林. 大型软体基坑中心岛法施工中土台预留宽度的研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(10): 1208-1212.
- [7] 陈红庆. 基坑开挖反压土作用机理及其简化分析方法研究[D]. 天津: 天津大学, 2006.
- [8] 庞小朝,刘国楠,陈湘生. 深大基坑中心岛法墙前被动土压力的计算方法[J]. 铁道建筑, 2009 (5): 80-83.
- [9] 李顺群,郑刚,王英红. 反压土对悬臂式支护结构嵌固深度的影响研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(11): 3427-3431.
- [10] 汪浩,孙庆,魏倩,等. 被动区留土的基坑工程实例及其作用机理[J]. 施工技术, 2012, 41(10): 108-110.
- [11] 北京金土木软件技术有限公司. PLAXIS 岩土工程软件使用指南[M]. 人民交通出版社, 2010.
- [12] 王卫东,王建华. 深基坑支护结构与主体结构相结合的设计、分析与实例[M]. 中国建筑工业出版社, 2007.
- [13] 徐意智,廖少明,周小华,等. 上海软土坑中坑型基坑围护的等效深度计算法[J]. 岩土力学, 2012, 33(9): 2736-2742.



# 杭州弱透水性土层深基坑支护实例

岑仰润, 陈俊辉, 许磊

(杭州市勘测设计研究院, 浙江 杭州 310012)

**摘要:** 弱透水性土层具有透水性一般的特点, 地下水位较高时, 弱透水性土层富含地下水, 但降水难度较大, 会给深基坑降水设计和土方开挖带来较大难度。本文介绍了杭州地区某个相邻二层地下室深基坑支护工程实例, 分析了弱透水性土层基坑设计、降水、施工需注意的问题, 对类似工程有一定参考意义。

**关键词:** 深基坑; 弱透水性土; 降水

## 0 引言

基坑工程具有很强的区域性和个体差异性, 不同支护工程的特点及设计侧重点均不同, 需要因地制宜考虑。岩土允许水透过的性能称为透水性, 通常用渗透系数  $K$  来表示其大小, 通常弱透水土的渗透系数  $K$  为  $1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-6}$  cm/s。对于弱透水性土层深基坑, 采用常规简易自流深井降水较困难, 降水质量较差, 而不降水情况下, 弱透水性土一经扰动就会液化, 性状很差, 对施工造成很大影响, 也影响基坑支护安全。本文通过对杭州地区一个典型的弱透水性土层深基坑支护实例的介绍, 总结了经验, 可为该地区类似工程的基坑降水设计和施工提供借鉴。

## 1 工程概况

某深基坑项目位于杭州市, 整个项目分为东西两个区块, 均设二层地下室。东区块基坑开挖面积约  $8000 \text{ m}^2$ , 开挖深度约  $10.2 \text{ m}$ , 局部电梯井位置开挖深度达  $12.5 \text{ m}$ ; 西区块基坑开挖面积约  $9000 \text{ m}^2$ , 开挖深度约  $12.8 \sim 13.8 \text{ m}$ , 局部电梯井位置开挖深度达  $17.5 \text{ m}$ ; 两相邻基坑相距约  $27.4 \text{ m}$ 。

基坑开挖影响范围内土质情况复杂, 地表以下约  $2 \sim 3 \text{ m}$  厚硬壳层, 硬壳层以下为约  $5 \text{ m}$  厚的淤泥质粉质粘土夹粉土, 淤泥质粉质粘土夹粉土以下为粉土夹粉质粘土, 基坑开挖影响范围内均为弱透水性土层。土层物理力学性质指标见表 1, 地层分布情况详见附图 2、3。基坑周边环境复杂, 场地东南角与西南角均有一幢建筑物; 西侧为市政道路, 道路下市政管线密布; 其余侧为规划道路或空地。环境情况详见图 1。

表1 土层物理力学性质指标

层号	岩土名称	天然重度 /kNm <sup>-3</sup>	孔隙比	含水量 /%	地基 承载力 /kPa	渗透系数		固快指标	
						$K_h$ /cms <sup>-1</sup>	$K_v$ /cms <sup>-1</sup>	粘聚力 /kPa	内摩擦角 /度
2-1	粉质粘土	19.1	0.878	31.4	100	$1.3 \times 10^{-6}$	$0.03 \times 10^{-6}$	28.0	14.0
2-2	粘质粉土	18.9	0.896	32.4	120	$18.2 \times 10^{-6}$	$0.37 \times 10^{-6}$	8.0	23.0
3-1	淤泥质粉质粘土夹粉土	18.3	1.038	37.1	80	$25.0 \times 10^{-6}$	$2.15 \times 10^{-6}$	16.0	11.0
3-2	粉土夹粉质粘土	19.0	0.852	30.6	110	$102.0 \times 10^{-6}$	$18.9 \times 10^{-6}$	8.0	28.0
3-3	粉土夹淤泥质粉质粘土	18.2	1.023	36.3	100	/	$53.0 \times 10^{-6}$	6.5	23.5
5-1	粘质粉土	18.4	0.939	32.1	120	/	/	6.0	28.5
5-2	粉土夹淤泥质粉质粘土	18.1	1.010	34.2	100	/	/	8.0	25.5

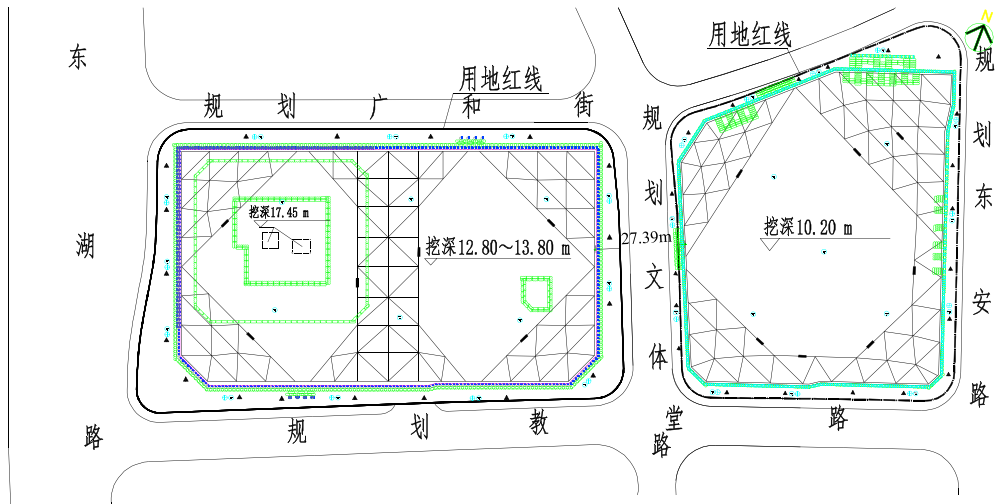


图1 基坑总平面及监测点布置图

## 2 基坑支护设计思路

本工程基坑支护设计有以下特点：基坑面积大，开挖深度深；基坑周边环境复杂，东南角及西南角有已建建筑物，西侧为已建市政道路，施工阶段对变形控制要求高；基坑边线距离用地红线较近，现场施工场地布置、土方开挖、运输等较困难；该工程由两个区块组成，两区块同步施工会产生相互影响；基坑开挖影响范围内场地土质条件一般，以软土和弱透水性土层为主，该层土厚度大，土质较差且渗透性一般。

针对上述情况基坑围护体系采取方案如下：

本工程东区块采用 SMW 工法桩结合一道钢筋混凝土内支撑的支护方案；西区块采用钻孔灌注桩+三轴水泥土搅拌桩帷幕结合二道钢筋混凝土内支撑的支护方案。东基坑支撑的平面布置采用角支撑的形式，西基坑采用角支撑结合对撑的支护体系；支撑体系受力比较明确，变形控制较好，便于土方开挖和组织分区施工。

典型支护剖面详见图 2、3。

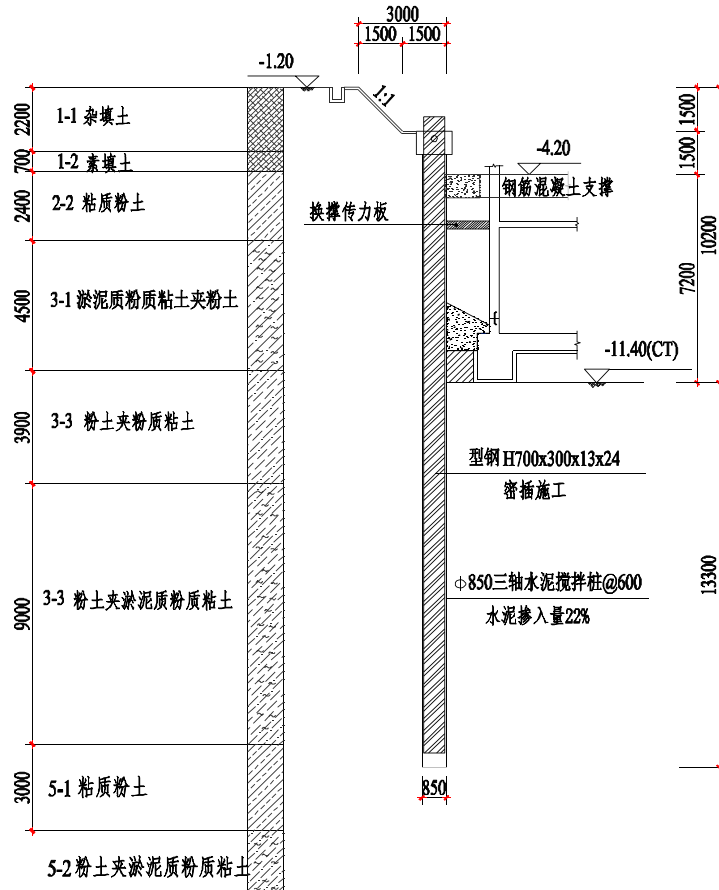


图 2 东区块基坑支护典型剖面图 (单位: mm)

### 3 基坑止降水方案及现场降水情况

基坑开挖深度内基本以粉土与淤泥质粉质粘土为主, 淤泥质土呈流塑状, 蠕变性强, 粉土为弱透水层, 降水难度大, 完全采取降水措施不能满足基坑施工的水位要求, 基坑围护需采用三轴搅拌桩进行止水、挡土。止水帷幕进入 5-2 层粉土夹淤泥质粉质粘土层, 确保基坑抗渗流稳定验算需满足基坑规范要求<sup>[1,2]</sup>。

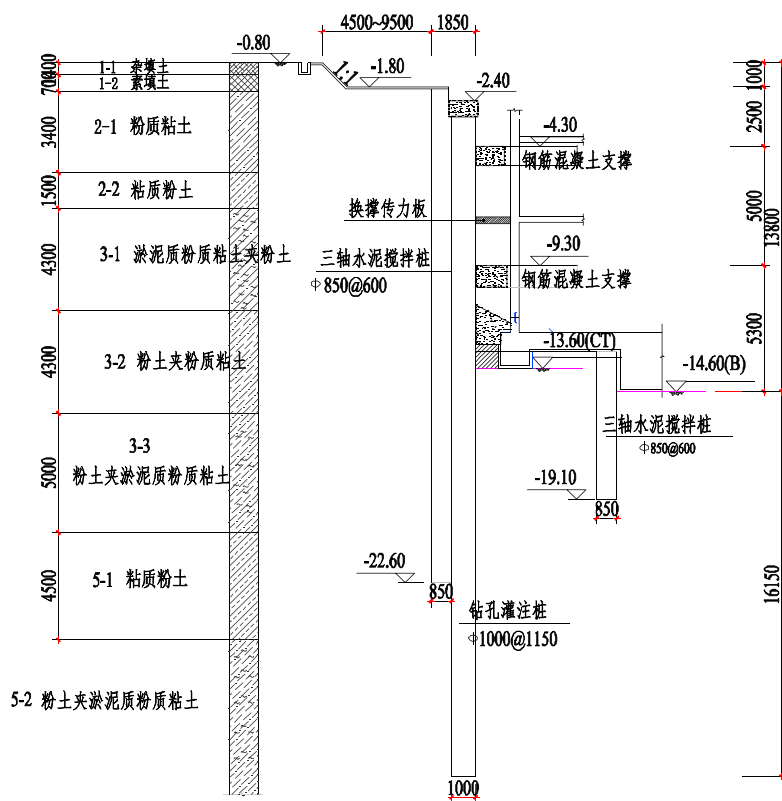


图3 西区块基坑支护典型剖面图(单位: mm)

本场地开挖深度内基本为弱透水土层,降水难度大,设计原考虑真空深井降水,后由于各种因素,实际采用自流深井降水措施。

在本工程实施过程中,自流深井普遍出水量小,且基本以浑水为主,深井淤塞堵死的现象时有发生,降水质量较差引起地面及周边建筑物产生较大沉降,降水过程中西基坑周边围墙等构筑物最大沉降约1 cm,基坑边坡顶地面普遍沉降约1~2 cm。坑内疏干降水也较为困难,水位难以降至挖土面以下,挖土机械振动扰动后坑内土容易形成弹簧土,给挖土造成了很大的困扰,现场配合集水坑明排、铺路基板和毛竹片、铺生石灰等多种措施后方可勉强挖土,但延误了出土工期,也增加了许多施工措施。

## 4 现场施工及监测情况

### (1) 现场施工情况

基坑施工过程中,降水和挖土普遍较为困难。特别是西基坑电梯井开挖深度比较大,开挖电梯井过程中,场地内局部区域出现带沼气的微承压水,该承压水有一定的水压和水量,单靠常规的深井或轻型井点不能解决承压水问题,现场实际采用“简易自吸泵降水、超挖、

抛石、预制板整体反压、提高电梯井范围混凝土标号”相结合的方式基本解决了承压水问题，但工期也有一定的延误。

两基坑开挖深度较深且距离较近，且两相邻基坑基本同步开挖和施工，基坑开挖至坑底最不利工况时，相邻基坑之间路面发生明显隆起。本工程东西基坑支护体系彼此独立，仅靠中间 26 m 宽的土体传递两个基坑的支撑力，基坑之间土体有一定的扰动，确保两个基坑围护体之间土体稳定性、防止水土流失，是保证两个基坑安全的关键所在。

西基坑开挖过程中止水帷幕发生过渗漏现象，水土有一定的流失，地面发生沉降。后续采取坑内回填土，坑外高压旋喷桩注浆处理。止水帷幕及时进行了堵漏，没有造成大的安全事故。

#### (2) 监测情况

东基坑共布置深层土体位移测斜孔 12 个，地下水位观测孔 17 个，支撑轴力 7 组。西基坑共布置深层土体位移测斜孔 12 个，地下水位观测孔 18 个，支撑轴力 6 组。监测点布置详见附图 1。监测时间自基坑开挖前一周至基坑地下室土方回填止。

根据监测报告及现场实际施工情况，西侧出现止水帷幕渗漏导致坑外土体略微流失，但由于封堵及时，未对周边环境造成明显影响。基坑降水过程中引起地面和周边浅基础建筑物产生沉降和裂缝。两基坑土体由于支撑传力产生隆起现象。总体而言，基坑监测数据基本满足规范要求，支护体系较稳定，未对周边环境未造成明显影响。

## 5 总结

杭州弱透水性土层的基坑工程，降水难度较大，完全采取降水措施难以满足基坑施工的水位要求和环境保护要求，需考虑设置止水帷幕。弱透水土层中采用自流深井降水效果较差，宜采用真空深井降水。电梯井开挖深度较深，应重视降水困难对电梯井开挖的影响，宜对电梯井深坑采取搅拌桩封闭及封底加固措施。必要时也应采取集水坑明排、铺路基板和毛竹片、铺生石灰等多种施工措施配合。

#### 参考文献：

- [1] 中华人民共和国行业标准(JGJ120-2012)，建筑基坑支护技术规程[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2012.
- [2] 浙江省标准(DB33/T1096-2014)，建筑基坑工程技术规程[S]. 杭州：浙江省标准设计站，2014.

# 市政排水管道沟槽深基坑支护技术探讨

杨守臻

(杭州市市政工程集团有限公司, 浙江 杭州 310014)

**摘要:** 随着城市建设的不断发展, 地下原有排水管网已经不能适应新要求, 势必需要进行改造, 管道沟槽基坑工程也应运而生。本文主要就排水管道工程施工基坑支护技术措施进行探讨, 结果表明, 采取支护措施后, 经实测基坑变形均满足规范要求, 证明支护方案是可行的。

**关键词:** 排水管道; 沟槽; 深基坑; 支护设计

## 0 引言

城市地下排水系统在社会发展中具有重要作用, 尤其是雨、污水排放, 它是改善城市环境的一个极其重要的方面。随着我国城市建设的不断发展, 人民生活水平的逐步提高, 对整个城市的排水系统能力要求也不断提高, 尤其是随着房地产业的高速发展, 城市地下原有排水管网已经不能适应新要求。因此, 需要对原有城市地下排水管网进行改造, 而原有地下排水管线周围地下设施情况错综复杂, 毗邻建筑物基础结构参差不齐, 为了防止施工中坑槽开挖的塌方, 减少对周围建筑物及地下其它类型管网的破坏, 对不同城市的地形、地质特点可以采用不同的支护方案。本文就市政排水管道沟槽开挖深基坑支护技术的实际应用, 浅谈自己在工程实践中的一些心得, 希望能对工程建设的同行起到借鉴作用<sup>[1]</sup>。

## 1 排水管道沟槽基坑的特点

综合分析排水管道沟槽的基坑形状、面积、开挖深度、地质条件及周围环境, 其具有以下特点:

- (1) 排水管道沟槽基坑的平面尺寸为狭长型, 空间效应好。
- (2) 排水管道沟槽基坑周边现状管线较多, 故设计基坑宜为直槽, 不放坡。
- (3) 本基坑施工时, 主线不断交, 故施工时考虑基坑边缘 5 m 内计算荷载为  $20 \text{ kN/m}^2$ 。
- (4) 排水管道沟槽基坑周边可开挖范围小、基坑土质恶劣, 放坡及简易支护较难满足安全施工要求。
- (5) 排水管道沟槽基坑一般位于城市道路下方, 在市政排水管道工程基坑施工时, 基坑开挖过程中对道路的变形控制要求高, 工期短, 施工场地狭窄<sup>[2]</sup>。

## 2 排水管道沟槽基坑支护选型

基于以上特点的分析结合相关类似工程基坑围护经验，排水管道沟槽基坑支护设计可考虑如下方案：

### (1) 钢板桩（槽钢）

钢板桩属于柔性支护结构，适当的非线性设计有助于其抗弯能力的恢复，节约钢材；另外，支撑体系需要有足够大的安全系数，以考虑各种不确定因素的作用。由于周围有交通干道，场地较小，缺乏场地放坡空间，采用钢板桩支护，较浅基坑从受力及占地范围上均能取得良好的效果。

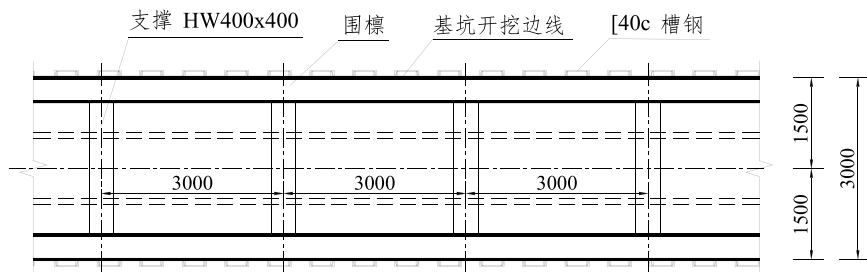


图1 槽钢钢板桩沟槽基坑支护示意图（单位：mm）

### (2) 拉森钢板桩

拉森钢板桩作为一种新型建材，不仅绿色、环保，而且施工速度快、施工用度低，具有很好的防水功能。

拉森桩具有以下优点：高质量（高强度，轻型，隔水性良好）；施工简单，工期缩短，耐久性良好，寿命 50 年以上；建设用度便宜，互换性良好，可重复使用多次；施工具有明显的环保效果，大量减少了取土量和混凝土的使用量，有效地保护了土地资源。

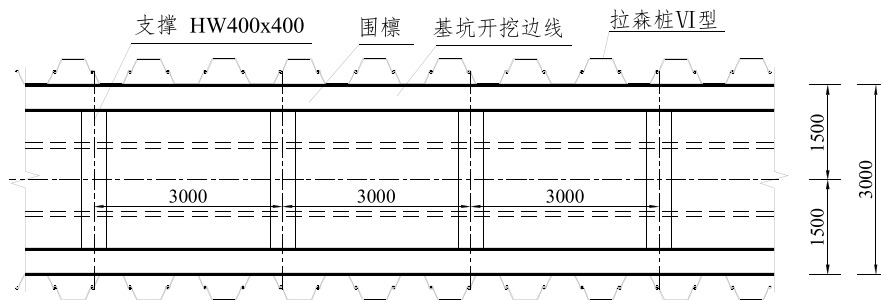


图2 拉森钢板桩沟槽基坑支护示意图（单位：mm）

### (3) SMW 工法支护

SMW 工法是目前正在兴起的新型围护结构，与传统围护结构相比具有对周围地基影响小，止水效果好，整体性好，造价低，工期短，环境污染小等无可替代的优越性。施工

时基本无噪音,对周围环境影响小;有一定的复合结构强度,挡水防渗性能好,不必另设挡水帷幕;可以配合多道支撑应用于较深的基坑。

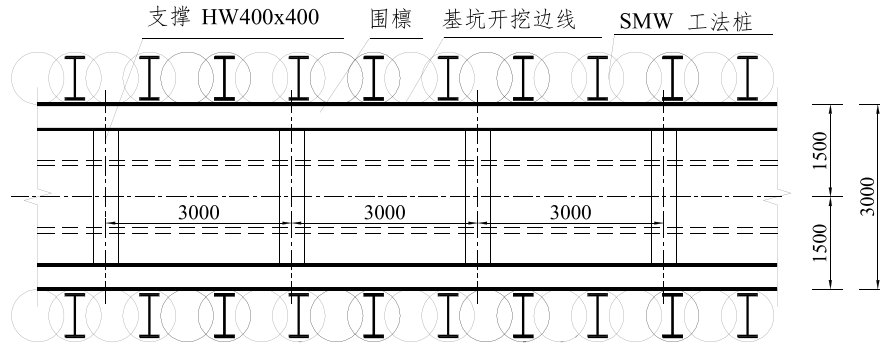


图3 SMW工法沟槽基坑支护示意图(单位: mm)

#### (4) 基坑支护方案选型

实际工程中,以上三种支护方案根据不同的基坑条件均有采用,其中拉森钢板桩的应用最多。

拉森钢板桩支护是一种应用广泛的基坑支护方法。它是一种非重力式、柔性的板式支护方式,由板墙式维护墙、支撑(拉锚)体系所组成,具有防水、防流沙和淤泥的功能。它的受力特点与其他支护体系不同,主要是由支护墙体起挡土的作用,由支撑反力和墙体入土部分所承受的被动土压力抵抗主动区土压力等外荷载,从而达到维持支护体系平衡的目的。

钢板桩支护有如下优点:①承载力强,自身结构轻,钢板桩构成的连续墙体具有很高的强度与刚性;②水密性好,钢板桩连接处锁口结合紧密,可自然防渗;③施工简便,能适应不同的地质情况和土质,可减少基坑开挖土方量,作业占用场地较小;④耐久性好,视使用环境的差异,寿命可长达50年;⑤施工环保,取土量和混凝土用量大幅减少,可有效保护土地资源;⑥作业高效,极适于快速实施防洪、塌陷、流沙、地震等救灾抢险与预防;⑦材料可回收反复使用,在临时性工程中,可重复使用20~30次;⑧与其他单体构筑物相比,墙体较轻且具有较大的适应变形能力,适于各类地质灾害的预防处理<sup>[3]</sup>。

下面通过工程实例,介绍拉森钢板桩在某工程道路整治过程中排水管改造沟槽基坑支护设计的工艺及注意事项。

### 3 工程概况

杭州市某高架快速路整治工程附属管线改迁工程,改迁后雨水管沿秋涛路与原干管接顺汇入京杭运河,作永久改迁。其中Y10~Y13段区间雨水管及检查井基坑挖深超过5 m,雨水管挖深约为5.91~6.00 m,局部检查井挖深约为6.28~6.37 m。



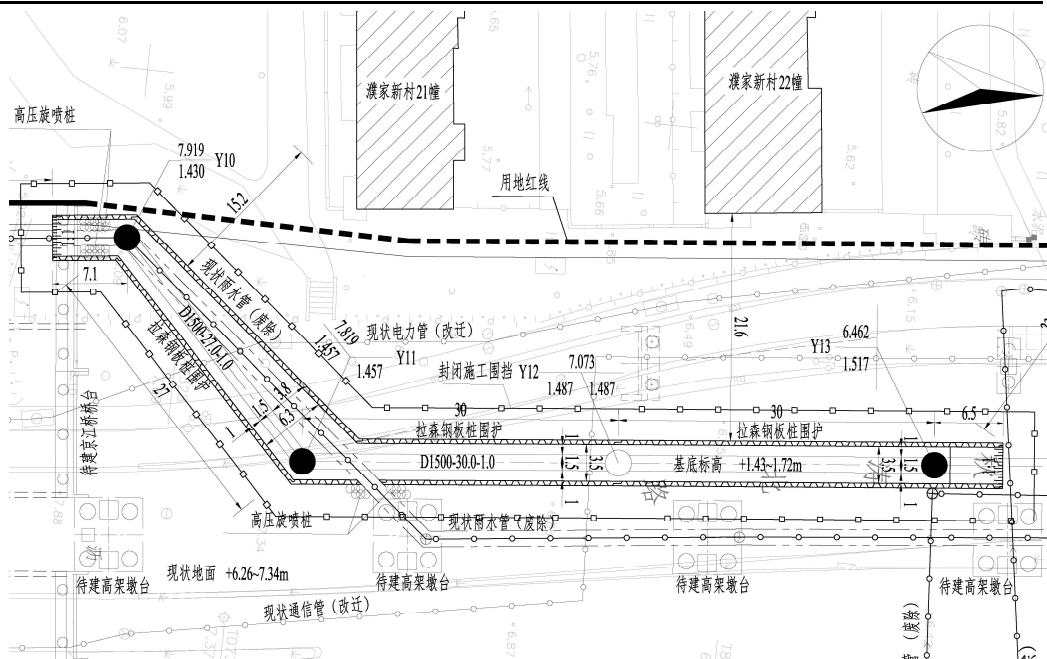


图4 雨水管沟槽基坑平面示意图

本段范围内雨水系统为京杭运河~机场路的雨水管道系统，由北向南排入京杭运河，雨水管管径为 D1500。现状雨水管道位于道路中心线处的绿化带内，与桥墩冲突，除排出口雨水管外全线均需迁建，现状排出口保留利用。迁建后的雨水管位于道路西侧距中心线 7.0 m 处的机动车道下。新建雨水管采用钢筋混凝土承插管（Ⅲ级管），基础采用 135° 钢筋混凝土基础（约 33 cm）及 10 cm 厚 C10 素混凝土垫层，基础底标高约为 1.00~1.09 m。

地质资料显示，场地第四纪覆盖层厚度约为 60 m，上部为河口相地层，系钱塘江口近代冲海积沉积的粉砂性土地层，中部为陆~海相软、硬土层交替沉积地层（以海相软层为主），下部为古钱塘江冲洪积沉积的砂砾石层。雨水管基坑基底一般位于②<sub>1</sub>层砂质粉土内，揭露土层以①<sub>2</sub>层素填土、②<sub>1</sub>层砂质粉土为主。场地内浅部地下潜水主要赋存在①填土层及②、③粉土、粉砂层中，潜水位埋深为 0.90~4.60 m，高程为 1.23~5.54 m。

#### 4 基坑支护方案

该工程管道沟槽基坑开挖存在以下几点不利因素：①由于管道沟槽挖深较大，如果开槽放坡施工，采用 0.75 的放坡系数，则坡顶会影响到周边的其它专业管线及居民小区；②土质较差、地下水位较高；③路边住宅、其它专业管线等距离管道沟槽较近；④附近居民认为这种程度的挖深会对其住宅地基造成影响；⑤施工期间处于杭州地区的雨季，工期很紧。

综合以上原因,既要克服地质、周边环境等不利因素,又要争取在最短的时间内完成施工,以消除居民对施工方案的疑虑。考虑到工程的特点以及拉森钢板桩的优势,经方案比选,该工程采用拉森VI型钢板桩支护方案。

#### 4.1 基坑支护

根据本工程基坑所处的环境、工程地质水文地质及水文资料条件以及基坑深度,经技术经济综合比较,Y10~Y13段雨水管及检查井基坑围护结构采用钢板桩排桩支护并结合降水施工,钢板桩选用12m深VI型拉森钢板桩,内设HW400x400H型钢支撑。

拉森钢板桩与现状待废除管线搭接处,为保证止水效果,坑外增设D80@50cm高压旋喷桩加固止水;同时基坑与现状保留接顺雨水管处,为保证管道稳定性,沿管道两侧增设D80@50cm高压旋喷桩加固。

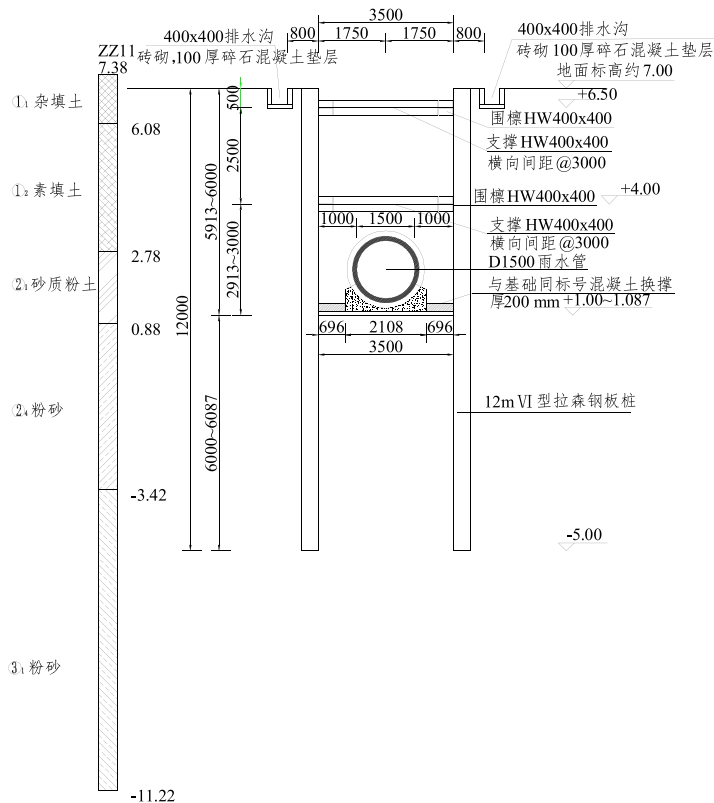


图5 雨水管沟槽基坑横断面示意图

#### 4.2 基坑降水

管道沟槽周边地下水位较高,为确保基坑开挖安全,对沟槽基坑进行降水。基坑降水采用管井降水,管井成孔直径80cm,采用直径30cmPVC管,井深10m,周边地面设排水沟40×40cm。管井反滤层用级配砂石,应确保砂滤层施工质量,做到出水常清。

基坑开挖前提前一周进行基坑降水,为起到疏干和加固土壤的作用。降水前,应进行现场降水试验,设计将根据降水试验结果对设计做适当的调整。降水启动后不得中断,为

防止停电影响,现场应自备发电机或有双路供电,以保证基坑降水工作的连续进行,且必须有专人值守。挖土施工过程中应保持坑内降水,确保地下水在开挖面以下 1.0 m。基坑周边地面设 400×400 mm 排水沟,每隔 20 m 左右设沉淀池,将排水沟排至沉淀池经沉淀等方式处理后才能排至市政管网。

### 4.3 基坑开挖

土方开挖前,应对基坑四周的场地进行平整,确保场地标高不高于设计标高。开挖应严格根据设计工况,按照“分层、分块、对称、平衡、限时”的原则进行,充分发挥基坑的空间效应,缩短基坑全面暴露时间。挖土长度以 20 m 为宜,严格控制土方开挖时的土坡高差及坡度,坑内不同区块土方开挖时,应保持 1:2.5 的放坡。存土点不得选在建筑物、地下管线和架空线附近,基坑两侧 10 m 范围内不得存土。雨季施工应沿基坑做好挡水埝和排水沟,同时基坑开挖过程中,应设集水坑,做好基坑内的排水工作。土方开挖期间应有专人定时检查边坡的稳定情况,发现问题及时与设计人员联系以便及时处理。

### 4.4 基坑监测

#### (1) 监测内容

本工程基坑变形保护等级为二级,为指导施工,确保工程的顺利进行和周围现有建筑物的安全,应加强施工监测,实行信息化施工,随时预报,及时处理,防患未然,确定监测内容如下:

坑周围地表沉降,共设置 20 个沉降测点。

②地下水水位观测孔沿基坑长边布设,共设置 5 个水位观测点,孔深 10 m。

③深层土体位移观测点沿基坑长边布设,共设置 5 个深层土体位移观测点,孔深 15 m,当环境要求高时,适当加密。

④地下管线的沉降和位移观测宜布置直接测定。

所有监测数据必须有完整的记录,并定期监测将监测结果报告建设、监理、设计单位。

#### (2) 监测报警值

基坑监测报警值的大小应根据基坑侧壁安全等级、重要性、变形控制等级及周边保护对象的重要性来确定。本工程报警值如下:

表 1 监测报警值一览表

序号	监测项目	累计值		变化速率
		绝对值/mm	相对基坑深度 $h$ 控制值/%	mm/d
1	边坡顶部水平位移	30	0.8	3
2	边坡顶部竖向位移	20	0.6	2
3	深层土体位移	30	1.0	3
4	周边地面竖向位移	30	/	3

注:① $h$ —基坑设计开挖深度;

②累计值取绝对值和相对基坑深度  $h$  控制值两者的小值;

③当监测项目的变化速率连续 3 d 超过报警值的 50%,应报警。

### (3) 监测结果

基坑开挖初期基坑周边地表沉降值一直在增加,且沉降速率也在加大,最大沉降速率在-1.1 mm/d,累计最大沉降为-18.5 mm;建筑物沉降变形较小,累计最大沉降为-4.3 mm,雨水管竣工后,后期观测的平均沉降速率为-0.001 mm/d,沉降点趋于稳定。

## 5 主要体会

(1) 在挖深超 5 m 的沟槽开挖中,采用钢板桩支护,可以保证基坑两侧侧壁的稳定,避免引起沟槽两侧侧壁坍塌,有效地消除安全隐患。

(2) 采用钢板桩支护,可以准确地根据管道结构形式的宽度进行控制,防止超挖和塌方,减少开挖的工程量,可以减少恢复原路面的工作量。

(3) 在主要道路进行管道沟槽开挖施工,地下管线错综复杂,若采用大开挖的方法,对管线的保护较为困难,万一发生意外,后果不堪设想。采用这种支护方法后,可以起到保护作用,易于地下管线的支护,从而达到节省费用的目的。

(4) 采用钢板桩支护,施工环境较好。机械设备开挖、运输可以靠近沟槽坑边进行,在超 5 m 深的沟槽下进行管道主体施工,就有一个安全的条件,工作效率可以大大提高。

(5) 在进行钢板桩的支护施工中要特别注意地下水的影响。遇到有水的情况一定要采取有效措施进行堵塞,防止泥砂随渗水排出。遇到离建筑物较近、地质条件较差的地段,可以考虑打加密桩的方法,更有利于施工并防止泥水排出。

(6) 沟槽开挖及管道铺设施工期间可以通过变形观测对钢板桩的位移进行有效控制,就易保证沟槽安全。钢板桩施工简便,工序简单,质量容易控制,工期短,且现场整洁。另外,钢板桩可以重复使用,节省投资。

## 6 结语

随着城镇化进程的加快,市政排水管道工程的施工已成为市政工程的重点工程之一,市政排水管道作为城市发展的重要指标之一,对城市的生产生活起着重要的作用。在实施过程中,需要考虑周边环境情况以及工程实体的要求,制订相应的基坑支护技术措施和施工方法。本文通过对排水管道工程施工基坑支护技术措施在实际工程中的应用探讨,证明采用对应支护措施后,经实测基坑变形均满足规范要求,为以后类似的工程提供参考。

### 参考文献:

- [1] 王河. 市政工程地下排水管道施工工艺流程及方法[J]. 山西建筑, 2014, 40(35): 152-153.
- [2] 成风兰. 浅谈深基坑的支护[J]. 山西建筑, 2008, 34(33): 104-105.
- [3] 寇殿良,莫一宁,刘启岚. 钢板桩在市政排水管道基坑支护中的应用[J]. 广西城镇建设, 2010, 11: 73-75.

# EKG 电极真空预压联合电渗法室内模型 试验研究

邱晨辰, 沈扬

(河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098)

**摘要:** 针对传统电渗法金属电极易腐蚀, 真空预压法处理土体后下部强度较低且需要进行二次处理等问题, 利用自主研发的装置前期进行真空预压, EKG 电极和铁电极电渗试验, 并以此为基础开展 EKG 电极真空-电渗法、阴极直排式真空-电渗法试验, 对比分析排水量、排水速率、电流、阴阳极电势损失和抗剪强度等参数指标, 结果表明: (1) 电渗法使用 EKG 电极耐腐蚀效果明显, 并且在土体表面排水量和排水速率上更优于铁电极; (2) EKG 电极真空-电渗法试验最佳, 排水量最大, 抗剪强度最高; (3) 阴极直排法在前 8 个小时排水量高于双侧排水真空-电渗法, 土体表面更均匀; 阴极直排法能在一定时间内改善传统真空-电渗法在阳极真空预压与电渗相互抑制的情况, 如果将阴极直排法与双侧排水真空-电渗法相结合, 能够为扩大真空-电渗联合法的应用范围提供新的研究思路。

**关键词:** 电渗; 真空-电渗法; 阴极直排法; EKG 电极; 电极转换

## 0 前言

目前在软基处理中比较常用的诸如真空预压和电渗等排水固结法均能在一定程度上有效地处理软黏土, 但也存在不少明显问题, 真空预压能够快速处理大面积软黏土, 但处理后土体表面易形成硬壳层, 强度较高, 并且由于真空度沿土体深度衰减, 其下部排水效果较差, 所以施工前往往需要进行二次处理<sup>[1]</sup>, 影响其工程应用。电渗法<sup>[2]</sup>对于低渗透性土有良好的加固效果, 常被应用于边坡和开挖场地中, 但其应用也饱受阳极腐蚀、能耗和界面电<sup>[3]</sup>过大等问题的困扰。后期导电塑料排水板<sup>[4]</sup>的出现对电渗法进行软土地基处理具有重要的意义, 但其在实际工程中的推广应用还有待进一步研究。所以无论是单独真空预压法还是电渗法应用于软基处理中都存在很大的局限性, 需要更深入的研究。

鉴于此, 本文前期将进行真空预压和不同电极材料电渗试验, 并以此为基础进一步使用 EKG 作为电极材料, 开展电渗复合直排式真空预压法试验研究, 与电渗法和真空预压法进行对比分析; 同时利用阴极直排<sup>[5]</sup>真空-电渗法<sup>[6]</sup>通过排水量, 土体处理均匀度等参数指标寻求进一步提高真空-电渗法在软基处理工程应用中土体处理效率的措施。

## 1 装置与方法

收稿日期: 2017 年 5 月

### 1.1 试验材料

本试样所使用土样取自南京河西某真空预压工地，为典型的南京地区黏性土，原状土的基本物理力学性质指标如表 1 所示。

表 1 原状土的基本物理力学指标

比重	液限	塑限	塑性	颗粒组成/%		
	/%	/%	指数	砂粒	粉粒	粘粒
2.74	46.5	28.7	17.8	0	22.1	77.9

试验所用 EKG 电极和铁电极材料实物如图 1 所示，EKG 板外形与真空预压工程中使用的塑料排水板相近，包括基板、金属丝和滤膜。基板是由导电塑料制成，并且包裹了两根贯穿整个排水板的铜导线，既可以导电也可以排水；金属电极采用铁电极，并在管身采用四周错位打孔的方式钻了四排小孔便于排水排气，其表面包裹一层透水土工布，最后用直径 4 mm 的粗铁丝以纵向间距 10 mm 缠绕。



(a) EKG 电极实物图



(b) 铁电极实物图

图 1 试验电极材料

### 1.2 试验装置

试验主体采用自主研发的试验模型槽，见图 2。其内部尺寸 250 mm×200 mm×500 mm（长×宽×高），真空泵的额定功率为 750 W，抽气速率为 14.4 m<sup>3</sup>/h；直流电源使用 IT6860 高精度电源供应器，其输出电压为 20 V，最大输出功率为 60 W。所有试验均使用上述装置，在 EKG 电极材料作为电极和竖向排水板的基础上进行试验。

### 1.3 试验方案

试验方案如表 2 所示分为 5 组，鉴于试验所使用的导电塑料排水板理想上具有不易腐蚀可持续通电的特点，电渗和真空预压将持续整个试验过程，并且在试验进行中采取电极转换技术，T1、T3 和 T4 试验组的膜下真空度均为 60 kPa，每组试验中实际含水率如表所示。

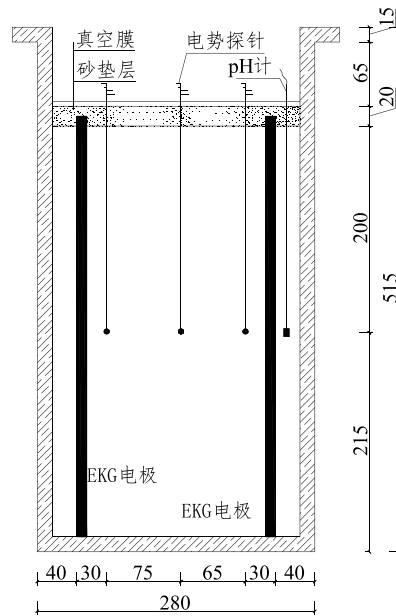


图2 模型试验装置示意图(单位: mm)

表2 对比试验参数汇总

试验编号	试验名称	电压/V	电极材料	实际初始含水率/%
T1	真空预压	0	EKG	49.9
T2	电渗	20	铁	50.0
T3	电渗	20	EKG	50.1
T4	真空-电渗	20	EKG	49.8
T5	阴极直排	20	EKG	49.9

其中 T1 组真空预压试验采用有砂垫层的直排式真空预压法, T2 和 T3 组电渗试验均采用上部排水的方式, 在土体四个角设置集水沟, 并用洗耳球将水排出; 真空-电渗试验为 T4 和 T5 两组, T4 组真空-电渗试验不转换电极, 全过程阴阳极同时抽水, 每小时测量相关变量; T5 组阴极直排试验转换电极并在阴极单侧排水, 其转换电极时间考虑到土体内的水分运动具有滞后性以及随着试验的进行土体含水率降低, 所以从试验开始每隔 1、1.5、2、2.5、3、3.5……小时的时间转换电极, 每次电极转换的同时交换阴阳极, 始终保持水分从阴极排出。所有试验均达到预定试验时间后停止。

真空-电渗试验: 试验前先在模型槽内壁涂上润滑的环氧树脂, 将 EKG 电极与板管连接器相连并固定在模型槽底部作为阴阳极, 然后将试验用土填至槽内 400 mm 高度, 阴阳极板长度均为 420 mm, 在阴阳极和中间点附近分别布置一根电势探针, 深度均为 200 mm, 之后将 pH 计探头插入阳极附近的土体, 实时监测阳极附近的 pH 值变化, 然后在土体表面铺设砂垫层, 再覆上真空膜隔绝空气, 板管连接器出膜处用 30% 含水率的软黏土回填压

实。最后将导电塑料排水板通过鳄鱼钳与电源连接，排水滤管通过气动接头连接气动管，与真空饱和缸连接，再检查装置密封性，不牢固地方用胶带和密封胶做好密封处理，防止漏气。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 排水量与排水速率

图 3 为五组试验的总排水量变化曲线，从变化曲线可以看出真空-电渗法排水总量为 2780 ml，阴极直排法排水总量为 1685 ml，真空预压法排水总量为 2470 ml，EKG 电极电渗法最小，排水总量为 610 ml，铁电极电渗法为 966 ml，真空-电渗优势明显，金属电极排水量相比于 EKG 电极更大。

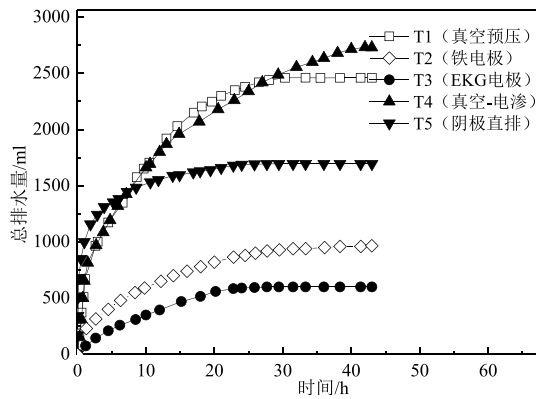


图 3 总排水量随时间变化曲线

上述数据说明：试验前期真空预压法的排水效果很明显，并排除了土体中大部分自由水；而到了试验后期，由于土体固结沉降所带来的渗透系数变小、真空度沿深度方向上递减等原因，真空预压法的排水效果不再明显，而此时电渗法的优势开始显现出来，可以继续排出粘土颗粒周围的弱结合水，并有效防止了淤堵。由此，可以考虑在使用 EKG 电极进行真空-电渗法时，可以设置控制指标，待真空预压法的排水效果低于该指标时，再开启电渗试验。

电渗法中金属电极排水量明显大于 EKG 电极，EKG 电极作为一种导电塑料排水板，设计初衷即为将真空预压法与电渗法相结合，但该工法只能通过土体上表面排水，基于此，进行了两组电渗试验表面排水量对比试验，发现铁电极在土体上表面的排水量约占总排水量的 20%左右，而对于 EKG 电极，这一比例则高达 75%，此现象的形成主要与电极板表面上的凹槽有关，从排水速率上来看，假定初始排水速率为  $V_{max}$ ，5 小时后 T2 为  $26.1\%V_{max}$ ，T3 为  $56.8\%V_{max}$ ，20 小时后 T2 为  $11.3\%V_{max}$ ，T3 为  $31.8\%V_{max}$ ，EKG 电极排水凹槽对于排水有促进作用，也就不难理解为什么表面排水量 EKG 电极电渗法更大。EKG 电极表面凹槽可以充当排水通道，孔隙水到达阴极后可以很顺畅地沿凹槽向上消散，而铁电极电渗



时如果不设置额外的排水通道,孔隙水向土体表面消散的能力较差,可见EKG板更利于排水疏通,也更适用于后续联合工法的研究推广。

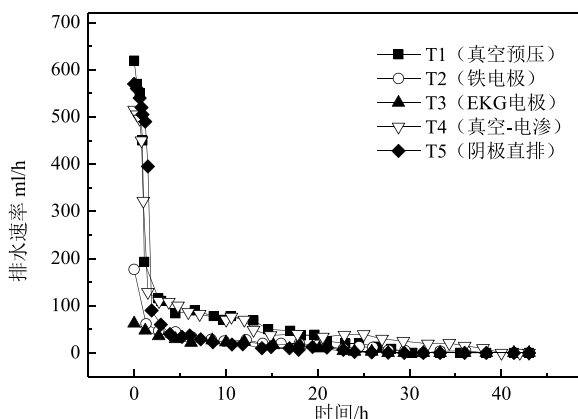


图4 试验排水速率随时间变化曲线

另外对比两组真空-电渗试验,大约试验进行8小时之前阴极直排法在相同的时间内无论是在排水量上还是在排水速率上都明显高于真空-电渗法,在试验初期,土体内含水量较大,排水通道较多,并且单侧排水可以避免真空预压与电渗在阳极相互抑制,所以在试验初期阴极直排效果更优,图4为排水速率随时间变化曲线图,以T4和T5为例,假定初始排水速率均为 $V_{max}$ ,5小时后T4下降到 $20.9\%V_{max}$ ,T5为 $69.3\%V_{max}$ ;但是试验进入中后期阴极直排效果越来越差,20小时后T4为 $7.76\%V_{max}$ ,T5为 $1.16\%V_{max}$ ,分析认为与阴极直排中水分排水路径更长有直接关系,排出相等水量时,阴极直排法在排水路径上比真空-电渗法大一倍,并且随着土体固结沉降,水分在土体内运动迟缓,排水路径长的弊端更加凸显,所以阴极直排法在排水量和排水速率上与真空-电渗法的差距越来越大。虽然阴极直排法试验后期效果不佳,但是如果能将阴极直排与双侧排水真空-电渗相联合,前期使用阴极直排,等到排水量最高点时换成双侧排水真空-电渗法,这样可以进一步提高真空-电渗效率。

## 2.2 电流电势变化

如图5所示为电流变化曲线,T2-T4组试验电流经历了个短暂的上升之后整体呈现下降趋势,整个过程是连续的,T5组试验由于电极转换呈现突变现象。

电流上升预示着电阻降低,电阻降低等价于电导率升高,而导致电导率上升的原因,大致可归纳为两点:一是土体中的盐离子溶解并进入了孔隙溶液中,二是电极与土体的接触有一个相互适应的过程。T2组由于使用金属电极,导电性更强,整体电流更大,但可以发现试验后期电流下降较快,分析认为与金属电极腐蚀有关,相反EKG电极整体较稳定,间接验证了EKG电极的耐腐蚀性。

阴极直排法试验前期排水量和速率更大,但鉴于其排水通道相对较少,所以虽然双侧排水真空-电渗法在阳极自身内部有抑制作用,但双侧排水使得土体内水分流动更活跃,电流更大,所以如果要将阴极直排法单独应用于地基处理试验中还需要进一步的研究。

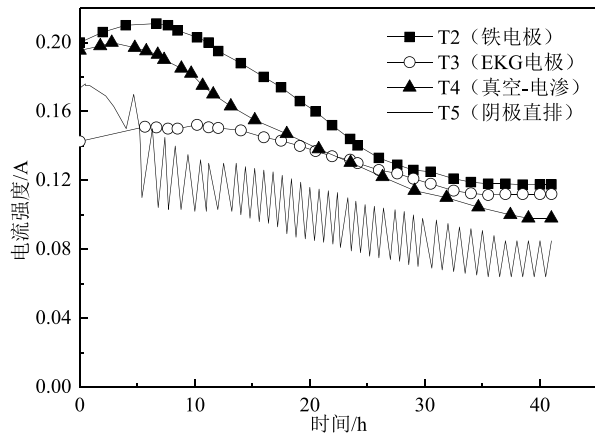


图 5 电流随时间变化曲线

无论金属电极还是 EKG 电极, 电渗试验一段时间之后, 多出现了电流下降及排水停止的现象, 这其中一部分是由于正常孔隙水排出造成的, 而另外相当一部分因素是由于作用在土体上的有效电势降低造成的, 对电势变化规律的分析, 将主要从在阳极处的电势损失、在阴极周围的电势损失等方面进行。图 6、7 为 3 组试验中阴阳极电势损失随时间变化曲线, 对比图 6 和 7 可发现真空-电渗法中由于土体表面大气压力, 土体压缩过程中所受的压力分布阻止了裂缝产生, 从而电极板与土体接触良好, 界面电阻不会急剧增大, 阴阳极电势损失较小, 相对较稳定, 所以没有明显电势降。电渗试验中, 随着试验进行, 阳极处电势损失缓慢增大, EKG 电极在阳极的电势损失由 28% 增加到了 52%, 铁电极在阳极的电势损失则由 24% 增加到了 42%, 使用金属电极的电势损失要比 EKG 电极小。阴极处电势损失呈降低趋势, EKG 电极在阳极的电势损失由 38.5% 降低到了 25%, 铁电极在阳极的电势损失则由 41% 增加到了 28%, 两者基本持平, 说明在阴极处金属电极电势损失相对更大, 这与试验后期金属电极发生氧化还原反应和电解反应有关, 如何增大或者保证有效电势稳定是后续研究的重点。

将图 6 与图 7 结合分析, 可以得到实际作用在土体中的有效电压随时间变化曲线, 如图 8 所示。由图可知, 使用铁电极时作用在土体上的有效电压要整体高于 EKG 电极, 这也符合铁电极试验排水量高于 EKG 电极。两组试验有效电压占比均呈先升高后降低趋势, EKG 电极试验中从 35% 升高到 36% 后再缓慢降低到 23% 并在试验后期维持稳定; 铁电极试验中从 32.5% 升高到 35% 后再缓慢降低到 29.5%, 真空-电渗试验则基本保持稳定, 可见真空-电渗法在地基处理过程中的优势。

图 9 为阴极直排法中土体电势随时间的变化曲线, 土中电势值在每次电极转换后界面电阻增大, 则电势突然增加。

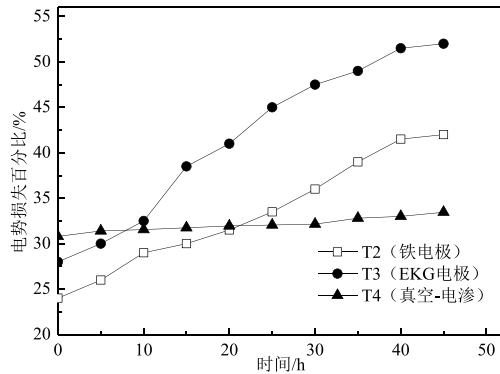


图6 阳极处电势损失随时间变化曲线

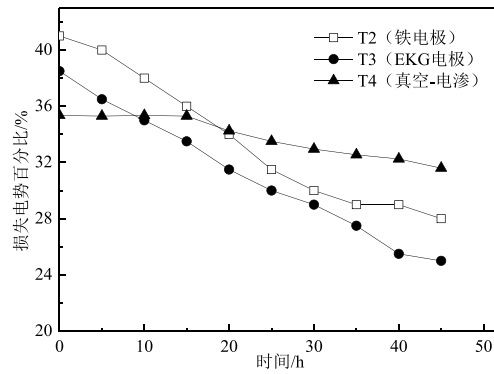


图7 阴极处电势损失随时间变化曲线

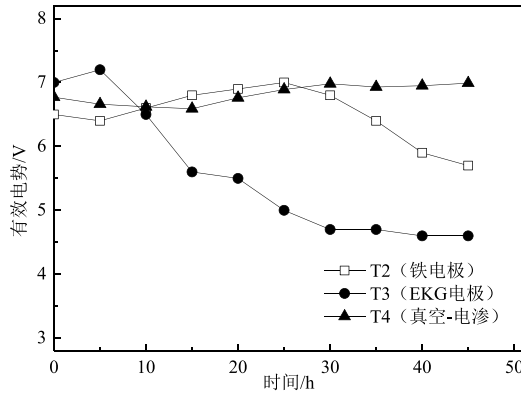


图8 有效电势随时间变化曲线

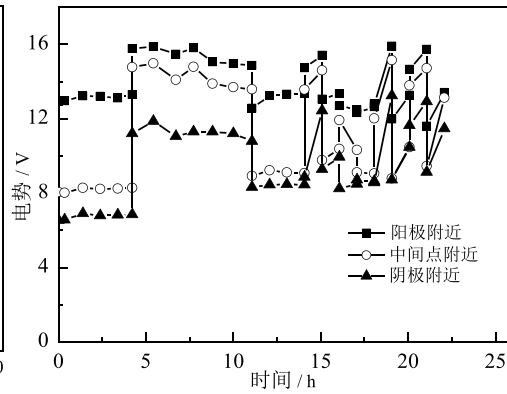


图9 阴极直排真空-电渗电势变化曲线

### 2.3 土体含水率

试验结束后在阳极、阴极和中间点取表层土进行含水率测定，其含水率变化及降低百分比见表3。T4组试验效果最好，3个测点含水率平均降低34.87%，单独电渗最差，T2组3个测点含水率平均降低12%，T3组含水率平均降低10.93%，定量分析可见真空-电渗法能够显著改善土体处理效果。真空-电渗法含水率最高点出现在中点附近，其原因可以认为，试验早期真空预压和电渗在阳极处相互抑制，阴阳两极间形成了相反的水力梯度，使部分水滞留在两极中间，所以造成了中间含水量高于两电极。

表3 试验后土体含水率变化

试验编号	阳极/%		中间/%		阴极/%	
	含水率	降低百分比	含水率	降低百分比	含水率	降低百分比
T1	33.8	32.3	43.2	13.4	33.3	33.3
T2	41.3	17.4	44.5	11	46.2	7.6
T3	43.6	13.0	45.1	9.9	45.1	9.9
T4	31.7	36.3	34.7	30.3	30.9	38.0
T5	32.7	34.5	38.7	22.4	35.7	28.5

## 2.4 抗剪强度强度

试验结束后对土体阴阳极及其中间区域的表层土体进行十字板剪切试验测得强度见图 10。试验前土样呈流塑状，几乎没有抗剪强度。

T4 组阳极处处理后强度为 26 kPa，比 T1 组阳极处强度提高比例达到约 81.8%；比 T2 组阳极强度提高比例达到 132%，比 T3 阳极处强度提高比例达到约 175%；而两组电渗试验相比较发现，使用金属电极处理后土体强度更高，这一规律与土体含水率分布规律是类似的。阳极周围土体的强度要比其他位置高，阴极周围土体由于有盐类物质析出，强度也要比中间位置的高。室内电渗试验处理后的土体强度与工程中地基处理后的强度控制指标仍存在一定差距，这主要是由于电渗法排水后仅靠自重固结，如果辅以其他压密措施，如真空预压、堆载预压、低能量强夯等，土体的排水固结效果及处理后的强度会进一步提高，体现了真空-电渗的优势。

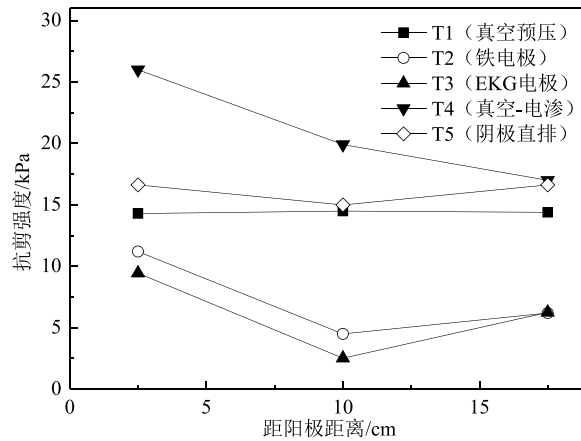


图 10 抗剪强度分布图

真空-电渗处理后土体强度最高，尤其在阴极区域强度也最高，EKG 板的使用减轻了淤堵，提高了效率，顺利排出了电渗作用堆积在阴极的水分，阴极直排法处理后土体强度更均匀，说明转换电极的效果明显。

结合图 10 和图 3 可见，真空预压排水量明显比阴极直排法大，但是阴阳极强度却比阴极直排法小，从排水量图中可以看出阴极直排法前期的排水量和排水速率在 5 组试验中最高，真空预压和电渗相互促进使得阴极直排法表层土体含水率下降更大，间接表现为土体强度更大。可见真空预压与电渗相结合后不仅体现在互相促进了排水，同时也使土体获得了大于两个单独试验叠加效果的强度。

## 3 结论

(1) 从试验结果来看金属电极材料在后期腐蚀严重，影响试验效果，试验全过程 EKG 电极在土体表面排水量和排水速率上更优于铁电极，尽管铁电极的总排水量高于 EKG 电极。

(2) 真空-电渗法处理软黏土的效果明显优于真空预压法和电渗法, 排水量、抗剪强度等均为最大, 维持了土体内有效电势稳定, 提高了试验效率, 鉴于 EKG 材料对于水的良好疏通效果以及防淤堵性, 可以考虑真空-电渗试验中真空预压和电渗的交替使用, 当真空预压排水效果低于设定指标后开启电渗法, 对于试验效果和能耗将大有裨益。

(3) 试验前期, EKG 电极阴极直排法在一定程度上能有效缓解双侧排水真空-电渗法在阳极相互抑制的情况, 并且阴极直排法处理后的土体更均匀, 场地更平整, 如果能将阴极直排和真空-电渗联合使用可以进一步提高真空-电渗法的排水效果, 为真空-电渗法发展提供新的思路。

### 参考文献:

- [1] 龚晓南, 岑仰润. 真空预压加固软土地基机理探讨[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 2002, 35(2): 7-10.
- [2] 焦丹, 龚晓南, 李瑛. 电渗法加固软土地基试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(S1): 3028-3216.
- [3] 庄艳峰, 王钊. 电渗固结中的界面电阻问题[J]. 岩土力学, 2004, 25(1): 117-120.
- [4] Chew S H, Karunaratne G P, Kuma V M, et al. A field trial for soft clay consolidation using electric vertical drains[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2004, 22(1): 17-35.
- [5] 陈卓, 周建, 温晓贵, 陶燕丽. 电极反转对电渗加固效果的试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2013, 47(9): 1579-1584.
- [6] 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.

# 真空-堆载联合预压最终沉降预测实例

柳忠标<sup>1,2</sup>, 余世晨<sup>1</sup>, 张世民<sup>1</sup>, 李宗帅<sup>2</sup>, 张四凤<sup>2</sup>

(1.浙江大学城市学院, 浙江 杭州 310015; 2.浙江众城检测技术有限公司, 浙江 杭州 310023)

**摘要:** 对于软弱地基的施工, 需先进行地基处理, 才能保障建筑物及人身安全。真空-堆载联合预压法是常见的地基处理方法之一, 其最终沉降对之后施工影响很大, 因此掌握沉降趋势十分重要。本文针对舟山某场地的实际工况, 利用 Origin 软件将实测数据进行整理归纳, 得出最终沉降方程式, 并对相似工况工地进行预测验证。为以后更进一步研究真空-堆载联合预压法的地基处理方法提供参考。

**关键词:** 真空-堆载联合预压; 最终沉降; 预测公式

## 1 前言

真空-堆载联合预压法是将加固区密封后, 通过抽真空使膜下以及塑料排水板中的孔压降低, 而土体由于渗透差, 孔压下降缓慢, 因此在土体和塑料排水板之间产生孔压差, 促使土体排水固结的一种地基处理方法<sup>[1,2]</sup>。因为其具有加固区沉降均匀, 且能有效地消除工后沉降, 成本低等优点, 被越来越多地应用于地基处理中<sup>[3]</sup>。由于真空压缩及堆载作用, 塑料排水板深度范围内的土层会有显著的压缩, 即产生一定的沉降, 对之后的继续施工产生一定影响, 大量学者对真空-堆载联合预压法的最终沉降进行研究。现在已有多种理论分析模型。本文将结合现有的理论分析模型选定最终沉降预测公式形式, 再利用 Origin 软件得出拟合实际工地监测数据的公式。

## 2 沉降预测现有理论

常用沉降预测模型可分为常规理论计算方法和曲线拟合法两种, 其中常规理论计算方法有分层总和法、考虑三向变形效应的单向压缩沉降算法、三向变形沉降算法、弹性理论法、应力路径法、剑桥模型法等, 而曲线拟合法包括指数曲线法、双曲线法、泊松曲线法、Asaoka 法等<sup>[4]</sup>。

常规理论计算方法会涉及参数的选取、条件的假设、公式的简化等, 在计算过程中会有一定偏差; 曲线拟合法的应用中需估算数据, 且仅采用个别几个数据进行拟合, 具有一定的偶然性。本文公式则是通过对几组平行试验的数据分析得出, 因此更具有代表性。

## 3 最终沉降预测实例

收稿日期: 2017 年 5 月

基金项目: 杭州市科学技术委员会项目 (No.20160533B95)  
浙江大学城市学院教师基金项目 (J15017)

### 3.1 工程概况

舟山某场地由人工吹填粉细砂和回填宕渣形成，原泥面以下淤泥质土为主，属于高压缩性土，物理力学性质差，要求进行地基处理后使用，通过各方面的考虑，决定采用真空-堆载联合预压法的方式进行地基处理。该建场地位于舟山市定海区北蝉乡，新港十一道以北，南部与大成十一道相接。场地北临大海，为后期人工填海造陆形成，地形较为平坦，地面钻孔标高为 1.8~2.6 m。地貌单元属海积、滨海冲积平原。

主要岩土层岩土工程参数如下表所示

表 1 主要岩土层岩土工程参数

层号	地层名称	成因时代	顶板标高/m	层厚/m
① <sub>1</sub>	素填土	mlQ	0.82~1.78	1.60~2.80
① <sub>2</sub>	吹填土	mlQ	-0.78~0.08	2.60~4.20
① <sub>3</sub>	淤泥质粉质粘土	mQ43	-4.98~-0.72	2.60~4.80
② <sub>1</sub>	淤泥质粘土	mQ42	-8.28~-4.52	4.20~7.40
② <sub>2</sub>	淤泥质粘土	mQ42	-13.17~-11.22	5.50~7.00
③ <sub>1</sub>	粉质粘土	mQ41	-18.31~-18.26	最大揭露厚度 0.95 m

本次工程采用真空-堆载联合预压的方法处理地基，整个场地分为 16 个区，有 Z-1、Z-2、Z-3、Z-4、Z-5、Z-6、Z-7、Z-8、Z-9、Z-10、Z-11、Z-12、Z-13、D-1、D-2、D-3，如图 1 所示，考虑到可能存在的边界效应及检测面积对实验的影响，本次预测取 Z-3、Z-4 两个区的检测平均值进行预测数值研究。

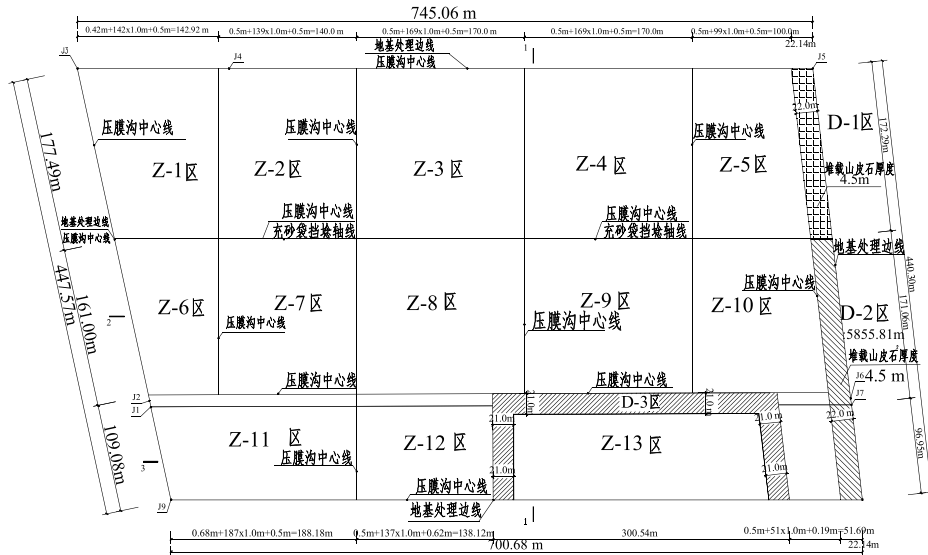


图 1 场地布置图

### 3.2 监测结果

最终沉降观测即为地表沉降观测，该场地采用二级水准测量铺膜后部分的地表沉降。实测数据如下表所示。

表 2 Z-3 区地表沉降-时间汇总表

日期	2015/9/24	2015/9/28	2015/10/3	2015/10/6	2015/10/10	2015/10/22	2015/11/3	2015/11/15	2015/11/23	2015/11/26	2015/12/10	2016/1/5	2016/1/11	2016/1/17	2016/1/24	2016/2/26	2016/3/3
天数	0	4	9	12	16	28	40	52	60	63	77	103	109	115	122	155	161
Z3-1	0	-22.9	-76.4	-127.3	-180.9	-277.8	-362	-456.6	-513.2	-530.6	-604.3	-745	-785	-811.8	-825.5	-864.1	-868.4
Z3-2	0	-20.4	-70.1	-122.7	-198.6	-283.6	-375.2	-469.1	-527.5	-546.8	-621	-780.2	-821.1	-848.1	-862	-882.4	-886.3
Z3-3	0	-21.1	-63.3	-116.2	-200.9	-257.3	-353.9	-437.9	-500.1	-523.6	-593.2	-757.5	-798.3	-824.9	-839.3	-872.8	-879.2
Z3-4	0	-27.6	-78.6	-129.6	-204	-285.8	-379.4	-464.6	-525.6	-546.9	-619.1	-763.8	-786.1	-812	-824.2	-847.7	-851.6
Z3-5	0	-24.5	-63.5	-118.1	-191.9	-269.7	-361.3	-440.4	-496.1	-515.1	-589.6	-747	-791.1	-816.6	-831.7	-867.3	-871.3
Z3-6	0	-24.7	-71.1	-111.7	-201.2	-270.2	-370.7	-452	-516.7	-539.6	-613.1	-772.6	-809.8	-836.2	-849.8	-873.6	-879.9
Z3-7	0	-30.2	-71.5	-113.7	-189.7	-260	-357.4	-445.1	-498.4	-515.1	-587.1	-742.1	-784.7	-811	-824.7	-856.6	-859.6
Z3-8	0	-26.3	-75.7	-135.8	-225.5	-292.1	-382.8	-476.5	-537.8	-559.6	-624.1	-782.1	-817.3	-844.5	-857.1	-892.5	-897.6
均值	0.0	-24.7	-71.3	-121.9	-199.1	-274.6	-367.8	-455.3	-514.4	-534.7	-606.4	-761.3	-799.2	-825.6	-839.3	-869.6	-874.2

表 3 Z-4 区地表沉降-时间汇总表

日期	2015/9/24	2015/9/28	2015/10/3	2015/10/6	2015/10/10	2015/10/22	2015/11/3	2015/11/15	2015/11/23	2015/11/26	2015/12/10	2016/1/5	2016/1/11	2016/1/17	2016/1/24	2016/2/26	2016/3/3
天数	0	4	9	12	16	28	40	52	60	63	77	103	109	115	122	155	161
Z4-1	0	-48.7	-112.4	-143.5	-191.1	-298.5	-342.9	-432.2	-487.1	-507.2	-564.8	-766.8	-797.4	-822.7	-836.7	-868	-874.4
Z4-2	0	-45.1	-114.6	-142.8	-197.7	-306.5	-357	-445	-494.8	-514.5	-569.4	-807.7	-841.2	-865.5	-879.6	-903	-907
Z4-3	0	-41.4	-104	-128.5	-173.5	-270.2	-318.1	-411.5	-468.3	-490.1	-545	-763.9	-797.4	-822.4	-836.3	-869	-876
Z4-4	0	-48.7	-115.9	-156.9	-210.4	-313.4	-365	-453.5	-503	-520.1	-577.8	-793	-822.6	-848.5	-862.6	-894.4	-898.2
Z4-5	0	-43.3	-107.8	-152.9	-205.4	-319.8	-368	-456.5	-511.8	-532.6	-588.2	-812.2	-844.1	-870	-883.6	-910	-913.6
Z4-6	0	-45.1	-105.4	-152.5	-202.7	-327.1	-380.5	-461.7	-517.1	-536.9	-595.4	-816.9	-850.9	-876.4	-890.2	-913.9	-920.8
Z4-7	0	-39.1	-102.9	-152.7	-205.6	-319.4	-379.9	-462.8	-512.8	-531.2	-585.6	-813.3	-845.9	-871.5	-885	-920.4	-923.5
Z4-8	0	-47.2	-106.1	-148.4	-197.5	-313.1	-365.5	-453.6	-510.3	-528.2	-577	-808.8	-840.9	-863.5	-877.3	-906	-911
均值	0.0	-44.8	-108.6	-147.3	-198.0	-308.5	-359.6	-447.1	-500.7	-520.1	-575.4	-797.8	-830.1	-855.1	-868.9	-898.1	-903.1

### 3.3 拟合公式

将 Z-3、Z-4 两个区的沉降平均值再取平均值，再通过 origin 软件将两个区的平均值绘制成散点图，然后初定方程类型进行拟合，得到如图 2 所示的散点图及拟合线。



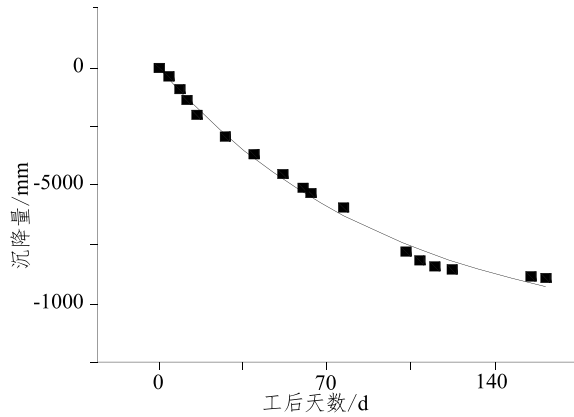


图2 Z-3、Z-4区沉降量平均值散点图及其拟合曲线

通过 Origin 软件计算可得到 Z-3、Z-4 两个区的沉降预测公式为:

$$y = 1152.58 \times \exp\left(\frac{-x}{96.83}\right) - 1146.94 \quad (1)$$

$$R = 0.99148$$

$y$  为沉降量, mm;  $x$  为工后天数, d;  $R$  为表示公式与曲线的拟合程度。

## 4 公式验证

### 4.1 被验证工地基本概况

江苏省昆山市某工地地层属第四系全新统冲湖积层, 地层岩性自上而下如下表所示:

表5 主要地层岩性

层号	地层名称	层厚/m	性质描述
①	黏土	0.2~3.6	灰黄色, 软~硬塑, 0.2~0.5 m 为种植土, 含植物根系, 0.76~3.6 m 为中等压缩性土
②	淤泥质粉质黏土	3.2~16.5	深灰色, 流塑, 含少量腐殖质, 局部夹有薄层粉砂, 具有高压缩、低强度的特点
③ <sub>1</sub>	粉质黏土	0~4.1	绿灰色, 软塑, 夹薄层粉砂, 中等压缩性土
③ <sub>2</sub>	黏土	0~8.1	深灰色~浅绿色, 硬塑, 中等偏低压缩性土

该工地采用真空-堆载联合预压处理上部高压缩性土, 真空预压阶段(2003.4.25~2003.6.20)共 56 d, 真空-堆载阶段(2003.6.21~2003.9.15)共 86 d, 联合预压阶段(2003.9.16~2003.11.4)共 49 d, 其中 191 d 累计平均沉降量为 1012.62 mm<sup>[3]</sup>。

天数总共为 191 d, 取  $x=191$ , 带入公式(1)得  $y=-986.61$ , 即通过公式预测沉降量 986.61 mm。

$$\begin{aligned}\text{误差率} &= ((\text{预测值}-\text{实测值})/\text{实测值}) \times 100\% \\ &= ((-986.61+1012.62)/1012.62) \times 100\% = 2.57\%\end{aligned}$$

可判定误差较小, 本公式适用于该被验证的工地。

## 5 结论

通过以上分析可得到如下结论:

(1) Origin 软件可通过已知数据绘制曲线, 并根据曲线拟合相关渐近线及渐近线方程。

(2) 公式(1)适用于对高压缩性土进行真空-堆载联合预压处理后的地基沉降预测。

(3) 公式(1)不考虑边界效应。

(4) 通过验证, 公式(1)对之后类似的工况有一定的参考价值, 可利用此公式初步掌握沉降趋势, 判断工后情况。

### 参考文献:

- [1] 吴焕然, 阎长虹, 许宝田, 邵勇, 燕晓莹. 真空堆载联合预压加固软土地基效果分析[J]. 水文地质工程地质, 2013, 40(03): 74-78.
- [2] 彭劫, 何钜, 张文彬, 苏波, 宋恩润, 洪雷. 真空-堆载联合预压处理地基的沉降特性[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2012, 40(06): 670-675.
- [3] 吴家兴, 高传伟. 真空-堆载联合预压软基处理技术试验研究[J]. 施工技术, 2005, 05: 49-50+80.
- [4] 任世杰. 真空-堆载联合预压软土路基沉降观测与预测研究[D]. 长沙: 中南大学, 2006.

## 岩土工程商业软件发展前沿 (2)

# 复杂三维数值分析模型的建立

卢海华, Todd Myhre, Murray Fredlund

(SOILVISION Systems Ltd., 120 - 502 Wellman Cres., Saskatoon, Canada)

**摘要:** 本文介绍了岩土工程三维数值模型的基本概念, 包括三维模型的组成, 国际上流行的各种三维建模方法, 最新三维建模软件的特点。通过 SOILVISION 公司最新开发的三维建模软件 SVDESIGNER 解释怎样在一个河谷上建立一个复杂三维坝体模型, 求得坝体的总土方量和水库库容等。

**关键词:** 三维建模; 三维模型; 建模方法; 数值分析; 施工; 开挖

### 1 引言

在《岩土工程商业软件发展前沿(1)》(《地基处理》2017年第一期)中已经提到, 随着计算机 CPU 和 GPU 的处理能力越来越强, 岩土工程的三维商业软件开发和应用越来越广泛。本篇重点介绍三维数值模型的基本概念, 不同的建模方法, 及如何在复杂地形、地质条件下建立三维模型。

一个实际工程的三维数值分析项目, 包括数据收集、建模、求得收敛的正确解、整理输出结果等各个阶段, 其中三维模型的建模阶段往往占据了计算分析的大部分时间, 有时甚至达到 90%以上。作者早期曾经做过如图 1 所示的尾矿坝、图 2 所示的大型露天矿的三维边坡稳定分析, 由于复杂的地形、岩土层、矿物层、断层和软弱层等情况, 在这些项目中三维模型的建模阶段都占据了大量的时间。图 3 是一个典型的露天矿的二维剖面图。通过这些岩土工程数值分析项目, 我们意识到需要单独开发一个功能强大, 简单易学易用的商业软件, 以便能顺利地完成任务, 并节省大量的时间。

所谓三维建模, 就是利用钻孔地质资料, 或者导入其他 GIS 或 CAD 文件等, 用计算机软件建立三维概念模型, 以便对这模型再进行稳定分析、沉降分析或渗流分析等等, 其流程如图 4 所示。下面先介绍三维几何模型的基本概念、目前比较成熟流行的三维模型表示方法, 最后用 SOILVISION 公司最新开发的软件 SVDESIGNER 具体介绍怎样建立一个复杂的三维坝体模型。SVDESIGNER 是一款用户界面非常友善的三维岩土工程 CAD 设计软件, 用以实现岩土和水文地质工程数据处理和可视化, TINs 网格 (Triangulated Irregular Networks) 建立复杂曲面, 模型体积计算和设计高质量分层施工的岩土工程项目。

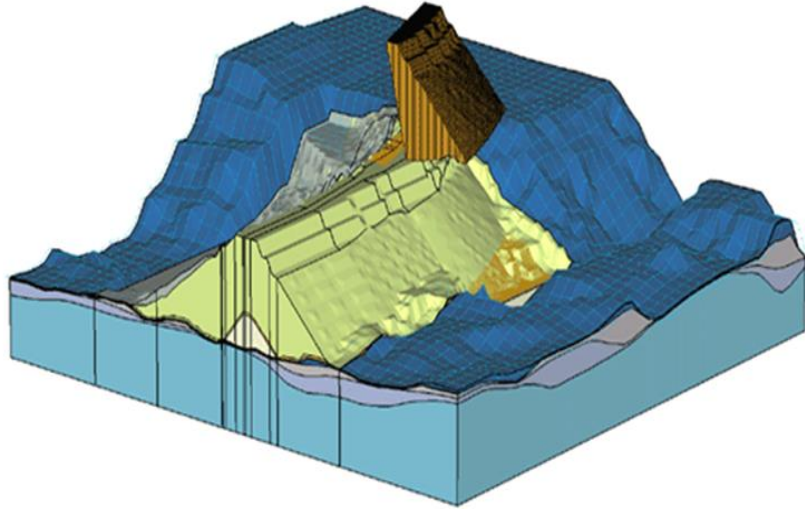


图1 某尾矿坝的三维模型

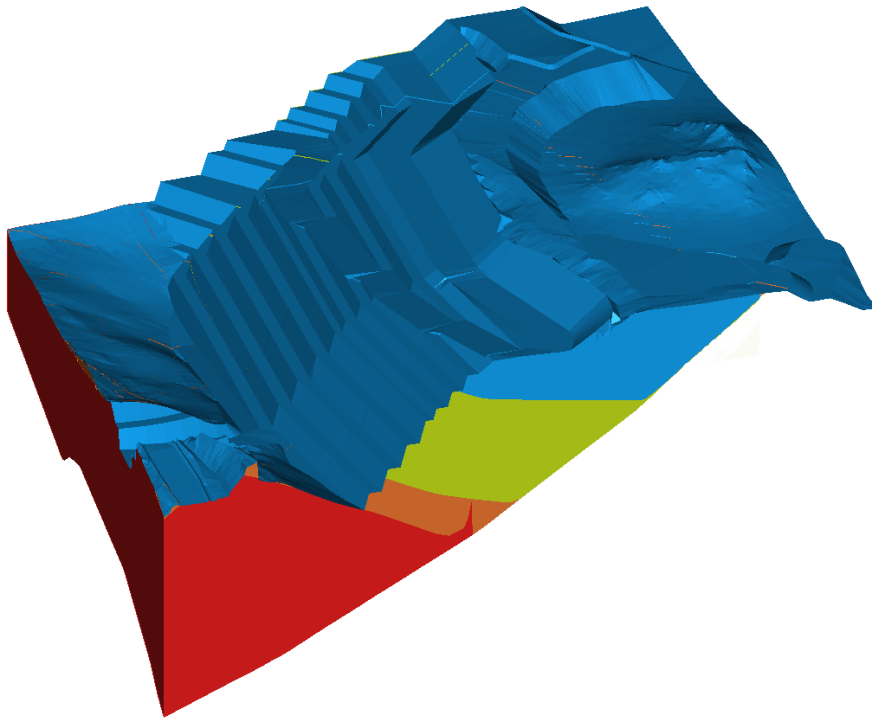


图2 某露天矿的三维模型

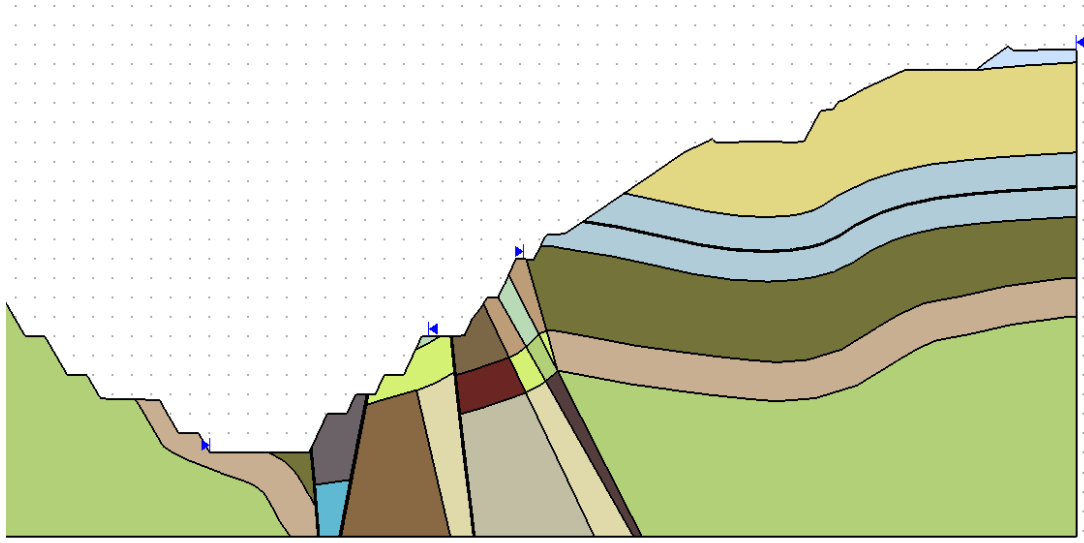


图3 某露天矿的一个二维剖面模型

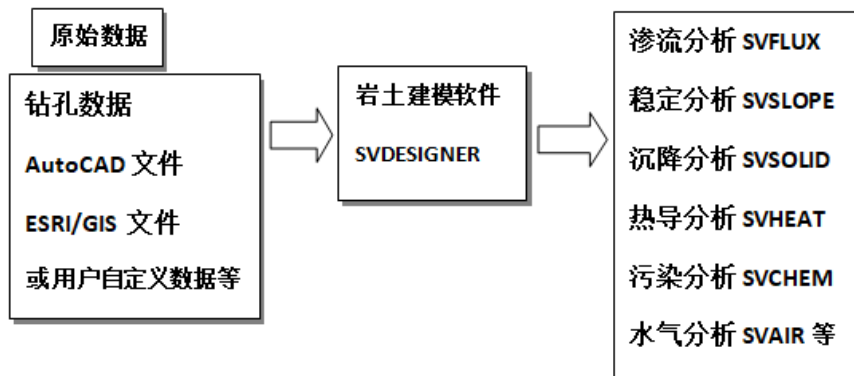


图4 模型建立、计算流程

## 2 三维模型基本概念

计算机的三维模型是用于描述自然界中物理存在的物体或虚幻的东西。三维模型可以分为两大类，一类是面、壳模型（Shell Model），这种模型只要用点、线、面表示出物体的表面即可，是一个内部空心的曲面闭合体，比较常见于计算机游戏和电影动画里的物体和人物的表现；另一类是实体模型（Solid Model），广泛用于工程和医疗等模型，其特点是从任意一个方向作一个切面，其物体的内部都能清楚正确地展示出来。岩土工程中真正的三维模型就是属于实体模型。

一个岩土工程的三维模型有区域 (Region) 和曲面 (Surface) 构成。图 5 到图 9 详细分解介绍一个简单的三维例子。它有两个由多边形构成的不规则的区域 (Region) (图 5) 和下、中、上三个面 (Surface) 组成 (图 6~图 8)。区域 (Region) 不包含任何高度 (Elevation) 有关的信息。所有的高度 (Elevation) 信息是靠面 (Surface) 来描述, 也就是说不同高度的土层分隔是靠面来定义的。区域 (Region) 就像一个饼干模具 (Cookie-Cutter) 切过所有的面 (Surface) 来形成三维模型。

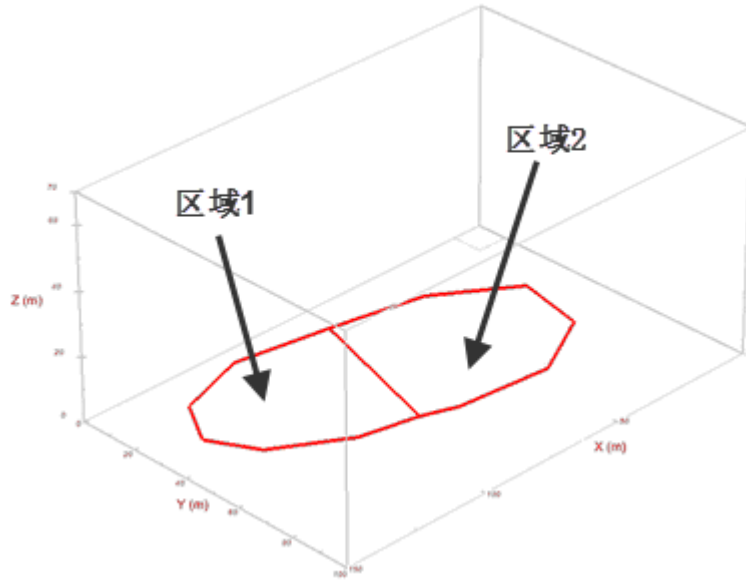


图 5 三维模型—两个区域

上下相连的两个面 (Surface) 之间组成一个层 (Layer)。在这个例子里有三个面 (Surface), 也就是有两层 (Layer)。在一个区域和一个层构成的体积里可以填充不同的土体, 在这个例子里可以填充  $2 \times 2 = 4$  种不同的土体 (图 9), 就像一幢楼里的各个房间内可以填充进不同的土体。用不同的区域和面就可以描述任何复杂的三维体。

用多边形 (和圆) 可以描述任何区域 (Region) 的形状, 这里就不多介绍了。下面重点介绍面 (Surface) 的表示方法。

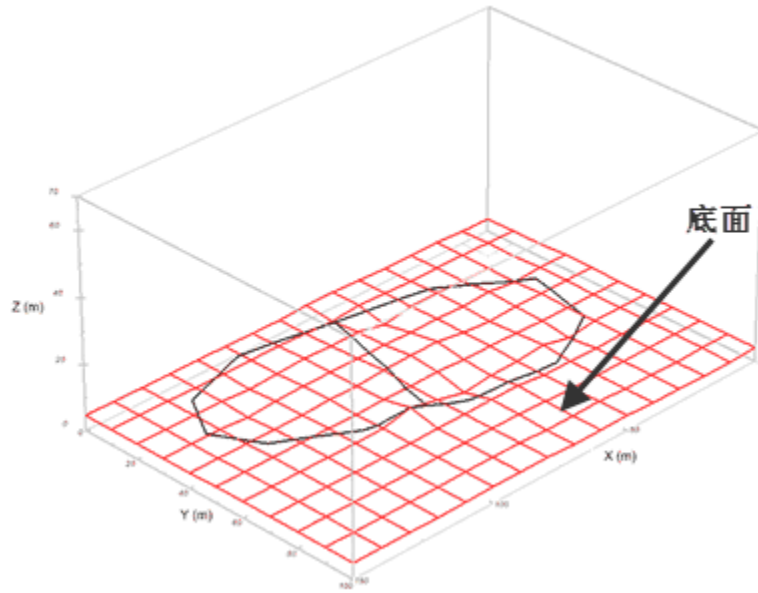


图6 三维模型—底面

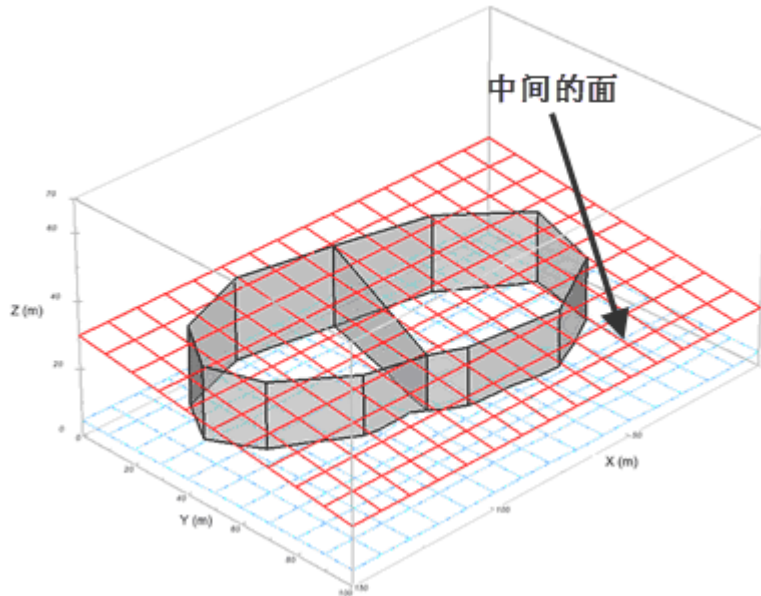


图7 三维模型—中间面

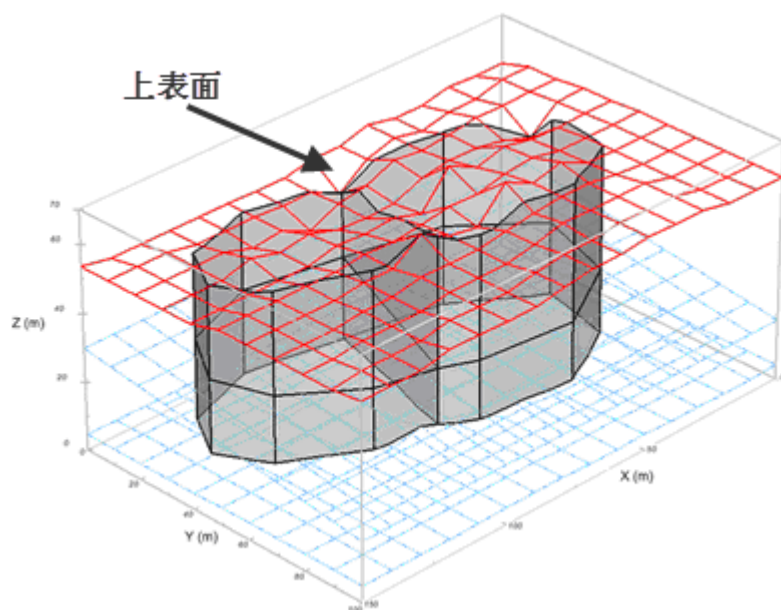


图8 三维模型—上表面

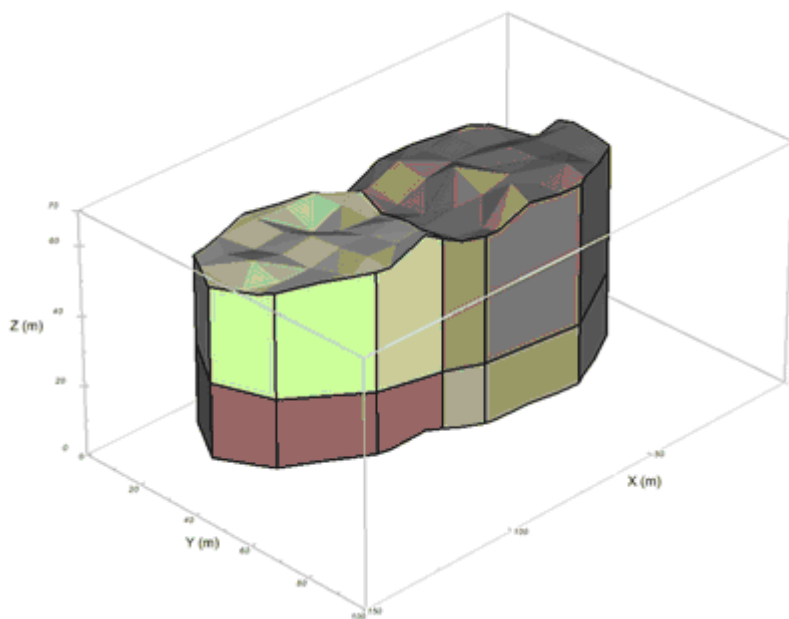


图9 三维模型—给每个区域/层填充不同土体

曲面 (Surface) 可以用来描述地表面地形的高度变化、地下不同土层之间的分隔面、各种岩土结构的面等等。描述面的主要方法有：

(1) 常值。如果整个面上所有的点有同样的高度，就可以用常值  $Z=Constant$  来表示。比如图6中的底面，其实就是  $Z=0$ 。



(2) 面方程。如果整个面上的高度变化是有规律的线性变化, 就可以考虑用面方程  $Ax + By + Cz = D$  来描述。

(3) 采用地质中的层面/软弱面的参数表示。在岩石地质中, 用袖珍罗盘仪 (Brunton Compass) 可以测得岩层或软弱层的走向 (Strike), 倾向 (Dip Direction) 和倾角 (Dip)。用户可以在建模软件中直接输入这些参数来代表面。

(4) 矩形四节点栅格网格。如果一个面上点的高度不能用简单的数学方法表示, 那么可以用一些  $x$  方向线段和  $y$  方向线段垂直相交而成的矩形四节点网格表示, 如图 8 中的上表面就是矩形四节点网格, 用户除了给定  $x$  方向和  $y$  方向直线段, 还需要给每个节点的高程。四节点网格比较直观, 但用于复杂几何模型仍有缺陷。

(5) 三角形非规则网格—TINs (Triangulated Irregular Networks)。用三节点网格来表示面 (Surface) 比四节点网格要更加灵活和精确, 比如在对几个面之间的交叉边界的计算和表示。后面章节着重介绍用 TINs 建立复杂三维模型。

### 3 三维建模方法

根据用户对实际工程中能搜集到的地形、地质等资料的详细程度, 以及对三维模型精度的不同要求等情况, 可以采用不同的三维建模方法。比较常见的方法如下:

(1) 基于一个二维剖面, 通过向另外一个方向拓展形成一个三维体, 如图 10 所示。这种方法最简单, 适合于在第三维方向 (图 10 (a) 中的垂直于纸面方向) 土层变化很少的情况。也可以基于多个二维剖面, 通过二维剖面之间各种不同的插值方法形成三维体。用这种方法建模, 二维剖面越多, 则建立三维体的精度越高。

(2) 基于钻孔数据。一个钻孔的数据, 包含土体情况和高程信息。如果只有一个钻孔的数据, 那得到的三维模型的每个土层面都是平面。如果有多个钻孔数据, 钻孔之间的土层信息可以通过插值得到, 比较常用的象 Kriging 插值法。用这种方法, 钻孔数越多, 得到的三维模型越精确。

(3) 直接导入 AutoCAD, GIS 等文件建立三维模型。

三维模型设计中一个最困难的方面就是如何处理三维几何。不论是复杂的岩土地层信息的表示, 还是模拟施工过程、基坑开挖、道路、堤坝或者尾矿坝等的岩土工程设计, 都适合进行三维计算分析, 但建立数值模型却很繁琐。加拿大 SOILVISION 公司开发的软件 SVDESIGNER 是为岩土工程师设计的一款简单易学却功能强大的三维概念模型设计软件, 它包含了所有上面所述的三维建模方法, 可以计算模型体积 (比如水库库容, 坝体的土方量等等), 也可以输出任何方向的二维剖面模型等等。该软件和其他模块 (稳定计算模块, 渗流计算模块等等) 深度整合, 几何模型可以直接输出应用于其他任何模块的计算。下一节就详细介绍用 SVDESIGNER 在实际地形中设计一座坝的例子。

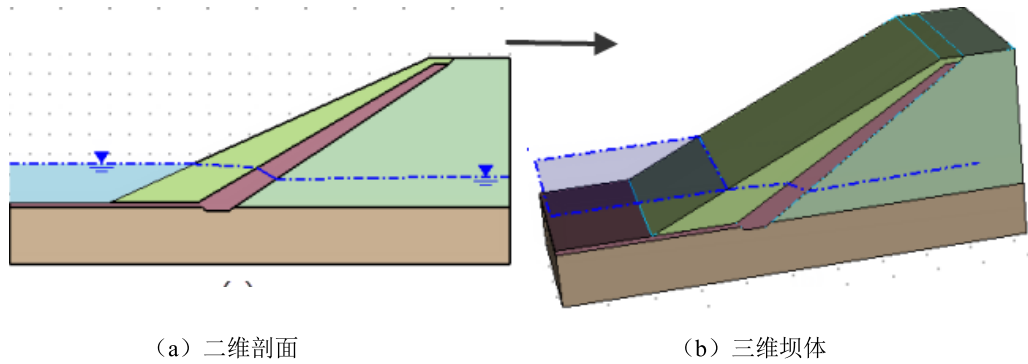


图 10 一个夹心面板堆石坝二维剖面拓展为三维的例子

### 4 三维建模实例

这个例子展示怎样在一个河谷上建立一座坝模型，求得坝体的总土方量和水库库容<sup>[1]</sup>。

第一步：创建文件名，选择长度单位等。

第二步：导入地形 AutoCAD DXF File (\*.dxf) 文件，这文件中包含一些等高线，如图 11 所示。

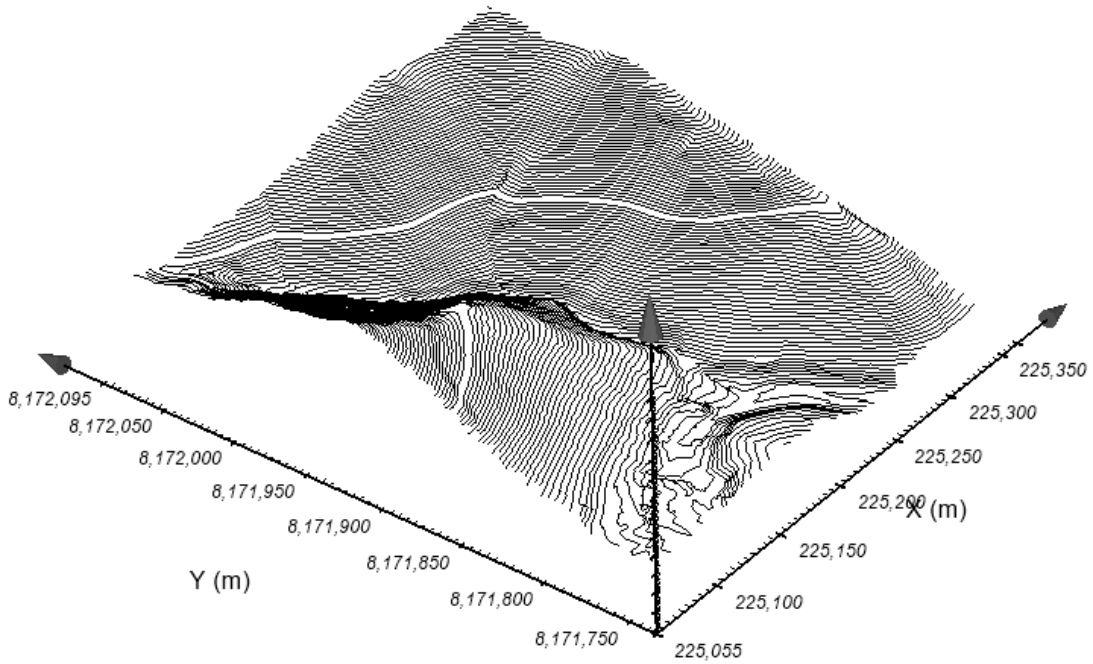


图 11 坝址地形等高线图

第三步：把地形等高线转换成三角形网格（TINs）组成的面，如图 12 所示。这个转换在 SVDESIGNER 软件里非常简单，只要点一下一个菜单就好。只有把等值线转换成了面（Surface）以后，才能对这个面进行后续的操作。

第四步：创建模型分析区域（Regions），在这个例子里区域可以简单地设成是一个矩形，只要输入四个点的（x, y）坐标，如图 13 所示。区域在垂直（Z）方向切割面，只有被区域包裹的面的部分才会在后续操作中用到。

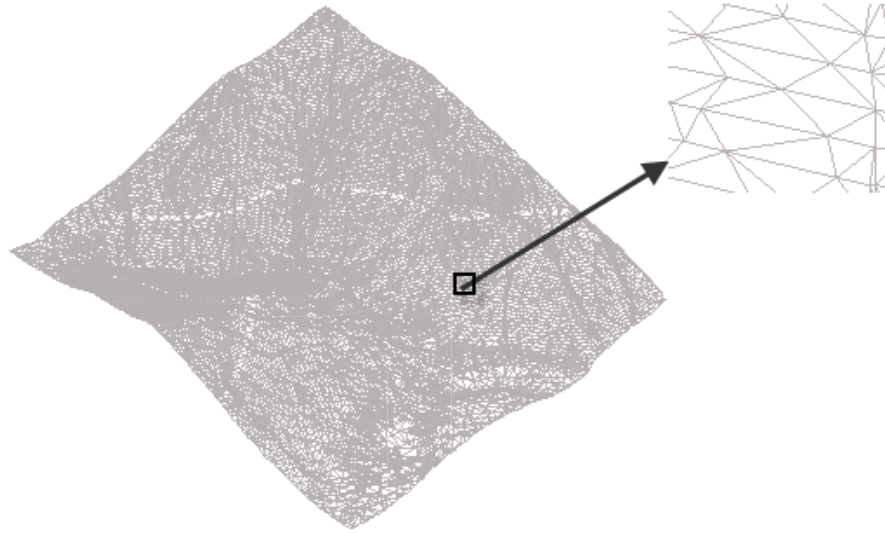


图 12 地形等高线被转换成三角形网格（TINs）表示的面

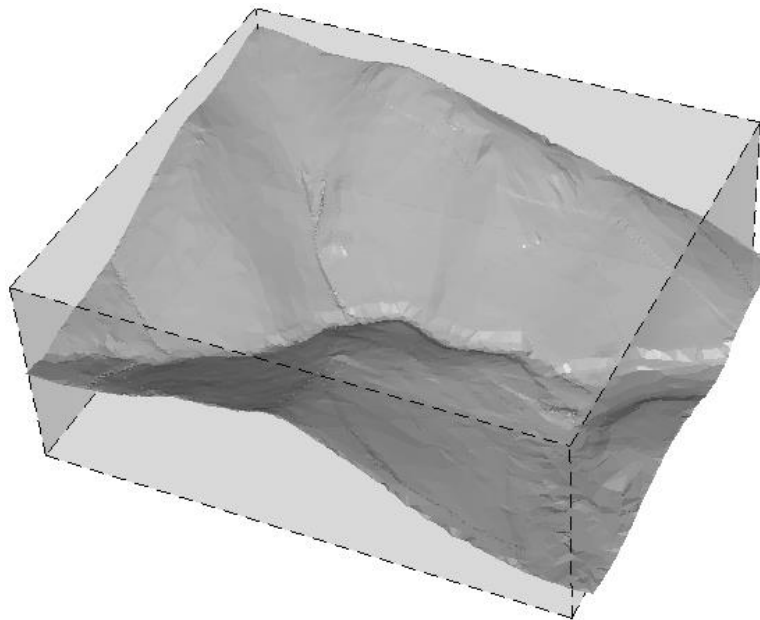


图 13 定义区域（一个矩形）

第五步：创建坝体剖面。如图 14 所示，输入坝顶宽度，上下游坝面的高度和坡度。

第六步：创建坝顶中心线。可以理解为这个坝的剖面会沿着这根连线走，从而形成一个三维坝体。在这个例子里，这条连线是只有两个点的三维线段，这样形成的坝的走向是直的，如图 15 所示。走向的轨迹也可以采用多线段 (Polyline)，从而形成复杂的结构体。

第七步：创建三维坝体。在这一步，我们只要指定第五步建立的剖面沿着第六步的线段走就好。SVDESIGNER 有专门的功能连接剖面 and 走向。结果如图 16 所示。

第八步：求坝面与地表面的相交面。到现在为止坝面和地表面都是单独存在的，接下来就是要求得基于这两个面的交面。这个相交面由地表面和坝体面共同形成，该相交面是这个模型的第二个面。求两个或多个面的相交面有很多选择和讲究，算法也很繁琐，SVDESIGNER 提供了丰富的快捷功能，一步就能完成。相交后的细部放大图如图 17 所示。

第九步：创建水库库平面。有专门的指令创建水库。在模型空间中选择一点，再提供水库的蓄水面（库面）的高程就可以。

第十步：和第八步同样的道理，这一步需求得水库蓄水面、地表面和坝面这三个面之间的相交面。得到的相交面是这个模型的第三个面，如图 18 所示。

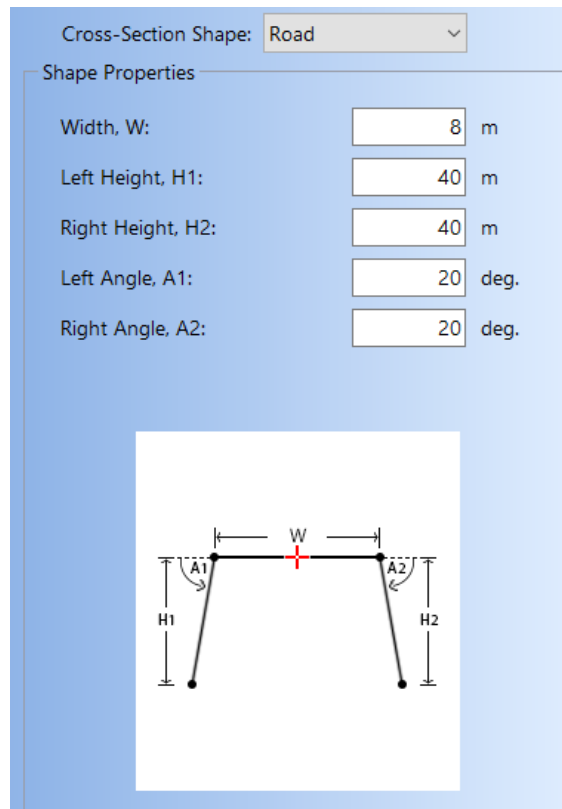


图 14 坝体剖面

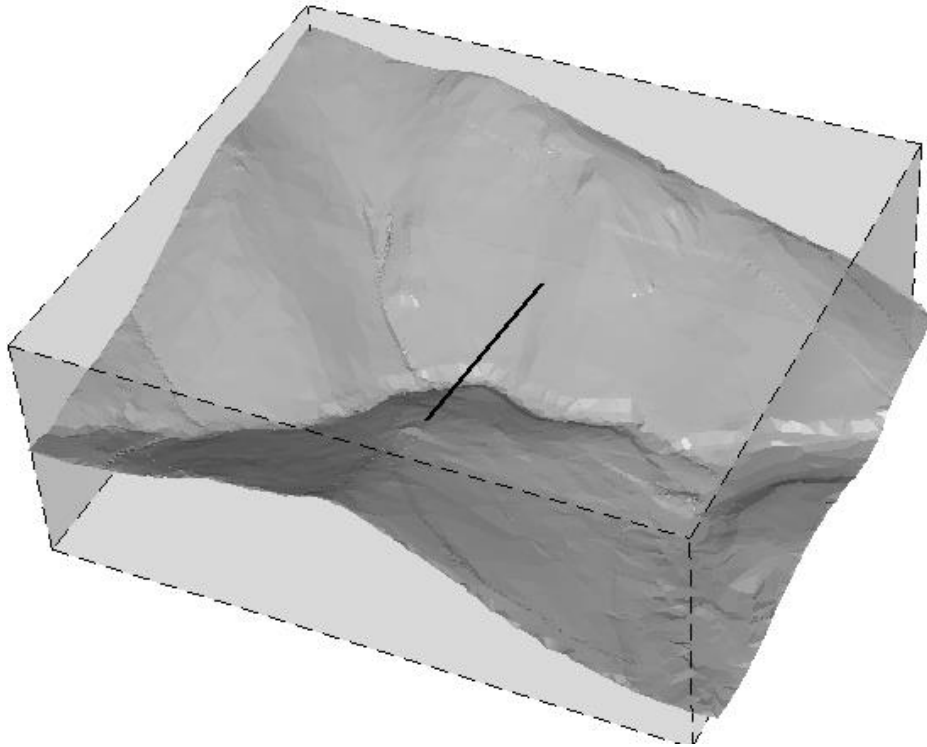


图 15 坝顶中心线

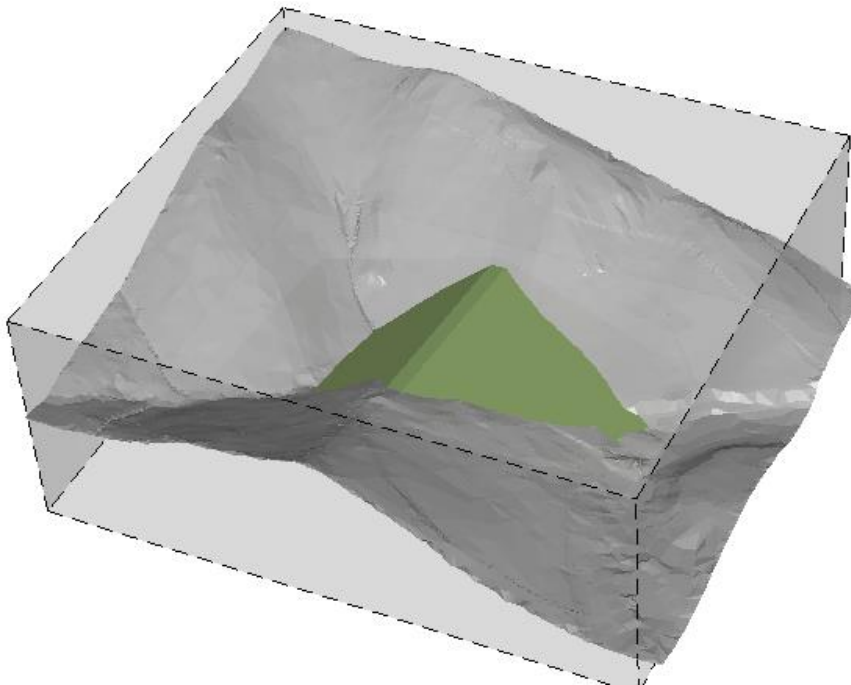


图 16 建立了三维坝体

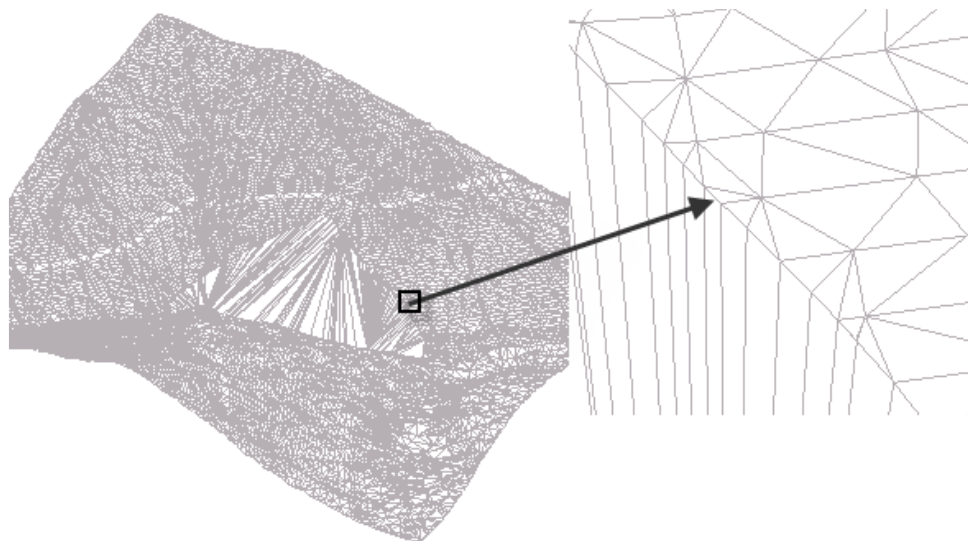


图 17 坝体面和地表面相交后形成的新的面的细部图

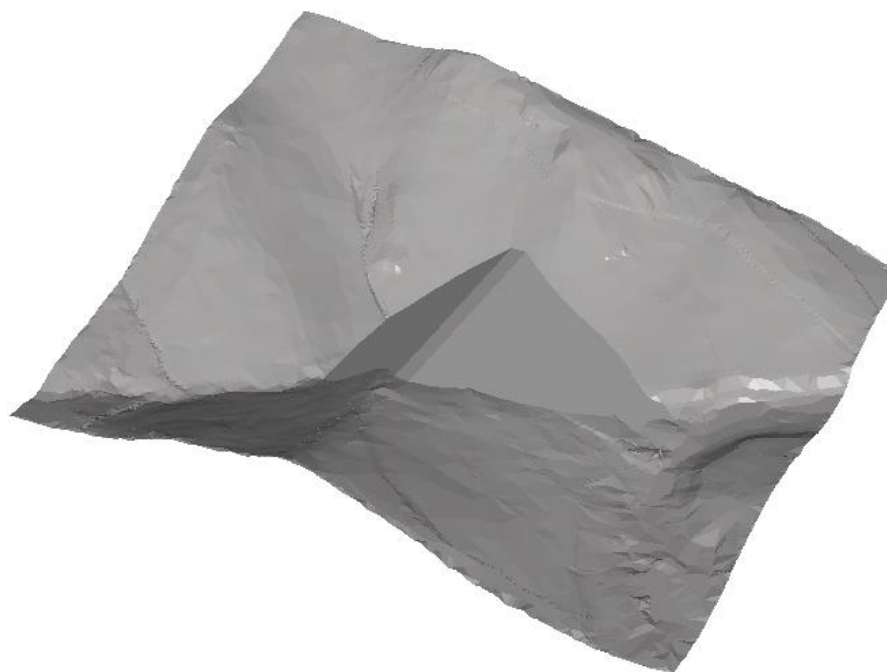


图18 水库库平面、坝体面和地表面相交后形成的新的面

第十一步：最后一步，利用区域和一个底面，还有上面说的三个面形成一个三维体，如图 19 所示。程序会自动计算出这个模型里各个区域与层 (Layer) 构成的每个三维体的体积，比如坝体面和地基面构成的三维体的体积就是坝体土方量。当然最主要是现在可以输出体积 (Volume) 模型给其它程序模块进行有限元分析、边坡极限平衡分析等，也可以

从这三维模型里任意一个方向切出一个二维剖面模型，如图 20 所示，从而大大减少二维模型的建模时间。

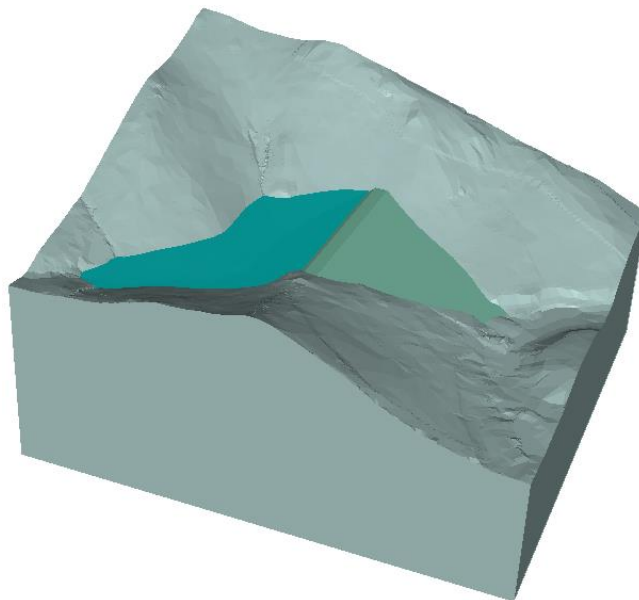


图19 建好的水库大坝三维模型

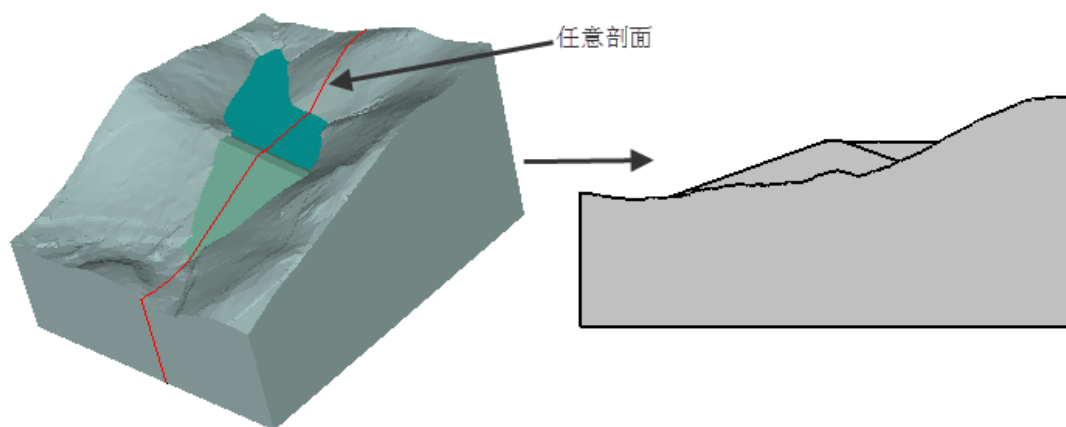


图 20 可以从任意一个方向切出一个二维模型剖面

## 5 最新三维模型软件特点

SOILVISION 公司开发的软件 SVDESINGER 可以帮助工程师在三维环境下方便地完成岩土工程设计。让工程师更多关注岩土结构设计和有限元求解，而不是将时间花在岩土

结构的三维建模上,从而使设计分析时间大大减少,复杂的三维数字模型的设计效率会大幅提高。软件提供的复杂结构交互功能可以准确地完成道路,堤坝,土坝和尾矿坝的切割和填充等操作。其主要特点包括:

(1) 复杂三维曲面的表示:支持多种文件类型输入,三维面的表示可以用四节点栅格结构或者是由数千独立元素组成的不规则三角网格结构(TINs)。钻孔数据或者其他格式的数据可以直接作为岩土地层数据输入软件,相应的网格或不规则三角网格数据就会生成土层面。

(2) 曲面求交:多个几何曲面可以根据条件相交并组成新的栅格曲面或不规则三角网格曲面。

(3) 曲面切割、开挖:对地表面和土层切割功能可以用来设计道路对山坡坡体的切割,露天矿的采矿切割,或者深基坑开挖切割等等。

(4) 施工顺序:三维结构模型可以清晰的展现出土坝等的土层层次和土坝的施工过程等,矿场的开采顺序等。

(5) 体积计算功能:可以精确提供完成施工所需填充的土方量等。

(6) 快速转换功能:直接将三维几何概念图形转换为二维或三维的数值体积模型,也可以作为相关数值模型的三维数据管理器。

#### 参考文献:

[1]SOILVISION Systems Ltd. 2017. SVSDESIGNER User Manual. Saskatoon, Saskatchewan, Canada.





# 地基处理的内含能和碳排放评估

## I: 定义和背景

Energy and Carbon Assessment of Ground Improvement  
Works. I: Definitions and Background

Craig M. Shillaber, James K. Mitchell, Joseph E. Dove,  
选自 J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2016, 142(3): 04015083: 1-9.

译: 徐杰, 校: 周建

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

**摘要:** 通过对环境影响的定量评估, 岩土工程师将可持续发展目标纳入到地基处理设计方案和施工方法评估体系中。由于设计方案必须符合项目性能要求, 造价成本和环境影响成为决策过程的两个关键因素。其中成本估算方法早已建立, 而环境影响的简化评估在很大程度上未能满足需要。本文回顾了地基处理中的生命周期分析、内含能和碳足迹等概念与现状, 并提出通过在设计过程中对生命周期内含能和二氧化碳排放量的评估, 从而定量描述地基处理对环境的影响。其中生命周期是指从原料提取一直到建设完成的整个过程。本文提出的背景是基于同行文献中一个新型能量和排放评估模型 (streamlined energy and emissions assessment model; SEEAM)。

**关键词:** 岩土工程; 可持续发展; 生命循环; 能量; 能量效率; 二氧化碳; 土体加固

## 1 引言

地基处理是岩土工程领域中日益重要的一块内容, 处理复杂多变的地下条件、满足环保和减灾的要求都在推动其发展。目前, 在满足岩土工程设计规范要求的前提下, 方案决策主要取决于造价成本 (Holt 等, 2010), 却没有把对环境的影响考虑进来。由于绿色建筑工法的运用有增长趋势, 因此将环境因素纳入地基处理和岩土工程设计施工规范体系中显得十分必要。

岩土工程涉及到大量的原材料和能量消耗, 如何有效减少其对环境的影响仍是一个待解决的问题 (Abreu 等, 2008; Holt 等, 2010; Jefferis 2008; Simpson & Tatsuoka 2008)。根据 Fragaszy 等研究 (2011), 工程技术人员应积极主动寻求解决方案, 减少能量消耗, 改善环境恶化的现象。生命周期分析 (Life cycle analysis; LCA) 可用于定量检测环境影

响因素,然而由于传统岩土工程理论教育和工程实践的落后,生命周期思想无法运用到定量评估环境影响中去,使得该领域的发展受到了一定程度的阻碍。因此,岩土工程师们必须参与到可持续发展的工作中并探究解决方法(Mitchell & Kelly, 2013)。

本文介绍了将生命周期思想和环境影响评估运用到地基处理实践中所需的基本背景资料。首先,简要回顾了可持续性和可持续发展两个概念。本文并非试图全面解决可持续发展问题,相反,以一组满足规范的地基处理方案为例,同时考虑环境影响和造价成本的前提下研究两者如何提高可持续发展在最终设计方案抉择时的优先级。此外,环境影响评估也是一个有效的方法,可以为工程师在项目规划或决策阶段提供一些量化的数据信息。

本文其余部分着重讨论量化环境影响,即通过生命周期分析估测内含能(embodied energy; EE)和二氧化碳(carbon dioxide; CO<sub>2</sub>)排放的情况。内含能和二氧化碳排放是全球环境影响的两个指标,其值会因地基处理施工时设备或工法的不同而差异显著。目前,已有文献基于上述讨论提出了地基处理作业时的内含能和二氧化碳排放的测量方法(Shillaber等, 2015)。

由于本文所用的专业术语和名词缩写并不常见,因此整理汇总成表1,按文中出现顺序进行排列。

表1 专业术语和名词缩写词汇表(按出现顺序排列)

术语(缩写)	定义
可持续的/可持续性	不消耗资源的无期限持续能力
可持续发展	保持可持续状态的阶段
可再生能量	可以在人类时间坐标而不是地质时间坐标上更新的资源
不可再生能源	在人类时间坐标上不能得到补充或更新,但可在地质时间坐标上更新的资源
强可持续性	强调环境、社会和经济层面可持续性之间依赖性的可持续发展模式
弱可持续性	当环境、社会和经济不被全部考虑并且相互之间没有依赖性时较妥协的可持续发展模式
生命周期分析	定量评估产品或过程在整个寿命期内的环境影响的方法
生命周期碳分析(Life cycle carbon analysis; LCCA)	专门将碳作为唯一考虑因素的生命周期分析
生命周期能量分析(Life cycle energy analysis; LCEA)	专门将能量作为唯一考虑因素的生命周期分析
过程分析	逐步记录特定产品的生命周期并考虑所有投入-产出的生命周期分析方法
投入-产出分析	将部门之间的资金流转化为物物流的生命周期分析方法

混合分析	结合了过程分析和投入-产出分析方法来保持特定的产品细节但收紧研究边界的生命周期分析方法
线性分析	通过调整边界条件或限制所考虑的影响因素来简化生命周期分析
内含能	使项目达到其当前状态所消耗的所有能量
温室气体 (Greenhouse gas; GHG)	大气中存在的能够吸收地球表面的红外辐射并防止其逃逸到外层空间的任何气体
二氧化碳	化工燃料的燃烧和动物的呼吸排放到大气中的普通温室气体
全球气候变化专门委员会 (Intergovernmental Panel on Climate Change; IPCC)	1988年成立的全球气候变化评估机构
全球变暖潜能值 (Global warming potential; IPCC)	描述温室气体在给定时间间隔内吸收与二氧化碳相关的红外辐射能力的数值
二氧化碳当量 (Carbon dioxide equivalents; CO <sub>2</sub> eq)	排放到大气中的温室气体量通过全球变暖潜能值转化为等量二氧化碳的总量
甲烷 (Methane; CH <sub>4</sub> )	从废物的分解和能量生产过程中排出的一种常见的温室气体 (天然气就是甲烷)
内含能系数 (Embodied energy coefficient; EEC)	表示一种材料的单位 (例如每 kg, 每 L) 生产中所包含的内含能系数
二氧化碳排放系数 (CO <sub>2</sub> emissions coefficient; CC)	表示一种材料的单位 (例如每 kg, 每 L) 生产中所排放的二氧化碳总量的系数
碳关键设计	将碳作为可持续发展的一个关键参数及代表的设计

## 2 可持续性和可持续发展

可持续性和可持续发展的概念广泛,且均对岩土工程和社会发展产生了深远的影响。根据定义,如果一个过程或实践可以在没有消耗资源和破坏生态系统的条件下无限持续下去,那它就是可持续的 (Parkin, 2000; Pearce 等, 2012)。可持续性是最終目标,而可持续发展是一个过程,可持续性就是通过这个过程实现的 (Parkin, 2000)。联合国世界环境与发展委员会 (United Nations World Commission on Environment and Development; WCED) 将可持续发展定义为那些“既能满足现有要求,又不损害子孙后代满足自身需要的能力”的发展 (联合国世界环境与发展委员会 1987)。为此,为可持续发展设定了两个主要目标 (Pearce 等, 2012): (1) 能够满足人们的基本需求,且能提高生活水平; (2) 确保人们所依赖的自然资源和生态系统能够得到长久的维持和发展。

前文的定义意味着一个真正可持续的系统在投入和产出之间是能够维持平衡的,其中消耗的资源不断被新资源替代或者通过可再生资源的投入实现再生产。化工燃料等几乎所有的资源都可在地质时间坐标中得到更新,但是作者将可再生资源定义为那些在人类时间坐标上而非地质时间坐标上可再生的资源,如木材等。Odum (1996) 的研究表明,对地球而言,基本的可再生能量投入是太阳能、深层地热能和潮汐能。实际上,所有岩土工程建设过程都依赖于不可再生能量和材料资源,如石油燃料、水泥、钢材、塑料和其他化学

品。由定义可知, 这些资源都是不可持续的, 另外传统岩土工程建设在没资源消耗的前提下不可能无限使用。土木工程专业新技术研发通常需要好几年时间, 所以提高资源利用率和促进可持续发展迫在眉睫。

### 3 环境与可持续发展

很多人将可持续发展误解为就是自然环境保护。事实上, 实现可持续目标需要平衡三个相互联系的要素: 环境、社会和经济 (Parkin 2000; Parkin 等, 2003), 只重视其中一个要素而忽略其它两个都将导致不可持续发展 (如通过货币储蓄调节经济)。

Parkin 等 (2003) 阐述了世界上的两个财富资源: 自然环境和人类的脑力、体力劳动。虽然这些都是独立的财富资源, 但是人类劳动不可能脱离自然环境。这个事实与可持续发展原则不谋而合, 同时说明这个世界及其环境资源是有限的, 会限制社会和经济的发展 (Daly, 1990、2005)。强可持续性是指依赖于环境而限制社会及经济增长, 可用同心椭圆表示其关系, 如图 1 (a) 所示。与此相反, 弱可持续性是指这三个要素可以独立存在。如图 1 (b) 所示, 其图示模型较好描述了此概念, 清楚地说明了只考虑三个要素 (环境/社会/经济) 中的任何一个或两个都是对可持续发展的妥协, 而不是彻底的可持续发展。

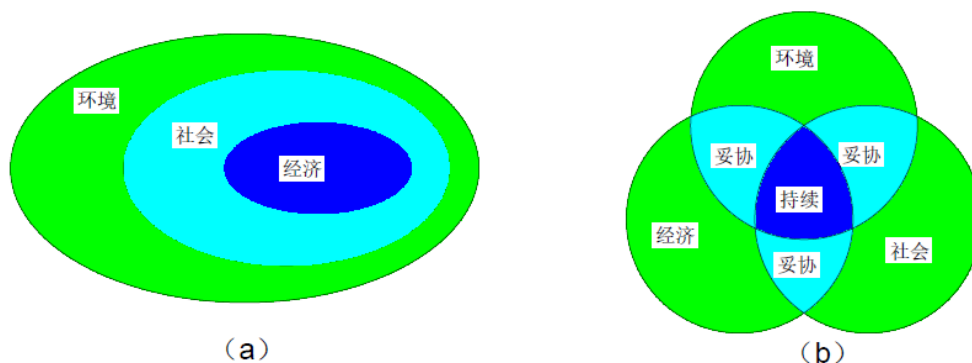


图1 可持续性的定义

图 1 中可持续性的定义包括: (a) 强可持续性和 (b) 弱可持续性。强可持续性强调社会和经济依赖于环境, 其增长受环境承载能力的限制; 弱可持续性三个要素 (环境, 社会, 经济) 是独立存在或相互重叠的关系; 当只考虑两个或一个要素时存在对可持续发展的妥协现象。

现将强、弱两种可持续发展模式之间的差异进行实际类比, 以一个无法获取外部资源 100 万平方米 (100 公顷) 的农场为例。如果农民只考虑弱可持续性模式, 假设他以一种对社会和环境负责的方式在这片土地上耕作, 并可通过农业技术的进步使获得的农作物和财富始终保持增长趋势 (即在弱可持续模型中 3 个要素是独立的, 农民可以设想经济无限大, 此模型依旧是可持续的)。但实际上, 100 万平方米 (100 公顷) 土地的作物承载能力有限, 这就限制了农民原先预期的作物总产量和财富。农作物生产取决于土地 (环境),

并且由于土地的承载能力有限, 可用土地的总量就限制了从农作物收割中产生的财富值(经济增长)。这种限制就是强可持续性模型中所提到的限制。

可持续性三个要素间的相互依赖关系意味着与一个要素相关的因素可能对于另一个要素也很重要。例如, 在施工作业期间, 灰尘控制是一个重要的环境因素, 它既可以通过减少因粉尘引起的呼吸问题来促进社会效益, 又可以通过减少清理成本或由于 HVAC 过滤器的过早堵塞而造成相邻设备维护成本的附加总量来提升经济效益。此外, 要素间的相互联系意味着可以通过解决相关的环境问题促进一些全球问题的解决, 例如由气候变化引起的环境破坏对穷人造成的影响(Murphy, 2012)。与环境相关的社会效益(目前和未来)很多, 解决环境问题是实现可持续发展的一个重要方面。

#### 4 考虑成本、环境影响和社会

地基处理方案的选择通常基于性能和造价, 很少考虑环境影响或其他社会问题(Holt等, 2010)。所有相关的设计方案必须满足工程建设要求, 因此, 一旦方案满足建设要求, 造价成本和环境影响就成为影响岩土工程可持续发展的关键因素。

从目前可持续性讨论来看, 如果岩土工程师进行地基处理设计决策时仅考虑性能、成本和环境的影响, 那么似乎就将社会因素排除在外了。然而, 除了相互关联的三大要素促使经济和环境产生社会效益外, 在设计和建设中也要考虑其他社会因素, 这些因素可能涉及到美学, 用户/居住者的舒适度, 社区影响, 通行方式和现场管理等。这些都在项目总体规划中体现, 并通过合同文件实行。理想状态下, 随着终稿的设计和规范的发展, 整个规划过程应包括业主、开发商、建筑师、土木工程师(规划, 环境, 结构和岩土)、项目利益相关者和公众。公众应尽早参与到规划过程中, 以便使项目设计和规范更好地符合社会的想法和需求(Pantelidou等, 2012)。

在项目规划期间, 规范应解决在现场管理中可能产生的社会(和环境)问题, 包括噪声、废水排放、交通堵塞(包括车辆和行人)、灰尘控制和本应由承包商或当地政府清除却堆积在道路和行人通道上的废石堆。此外, 现场条件和管理规范应强调保护工人的健康和安。所有这些因素对于社会可持续性都很重要, 并均和岩土工程建设息息相关。因此, 即使它们不属于项目规划内容和相应的规范要求, 就工程师和承包商来说, 这种有责任心的现场管理本身就是一种岩土设计和建设的方法, 可以立即促进社会的可持续性。

上述讨论并不全面, 还有许多既复杂又重要的问题(如公平和社会正义)。然而, 它确实阐明了当岩土工程设计和建造达到或者超过项目的最终性能及现场管理标准时, 特别是对于规划良好的项目, 关于可持续性的某些问题也就解决了。鉴于可持续性的三个因素环境、社会和经济之间的相互联系, 与现场管理相关的社会因素也可作为衡量当地环境影响的一个指标。承包商通常努力解决这些问题, 以将其作为最佳工程实践之一。虽然性能要求和成本预算已经在岩土工程领域建立并运用, 但是全球环境影响(例如资源消耗和潜在的气候变化影响)仍然是可持续发展的一个关键组成部分, 而且在目前岩土工程决策过

程中尚未得到很好的重视。下一节将解释如何使用生命周期分析来量化环境影响，以及它是如何简化并定量评价地基处理工程中的内含能和二氧化碳排放量的。

## 5 生命周期分析

生命周期分析是一种定量计算方法，用于评估产品或程序在其从出生到死亡的整个生命周期中对环境的影响（EPA，2006；Hammond & Jones 2008）。生命周期分析主要考虑原材料提取、加工、使用、回收、再利用以及最终处理等因素（Menzies 等，2007）。例如，塑料瓶的整个生命过程包括从石油产品中提取并加工制成塑料树脂，然后由树脂制成瓶子，之后将瓶子填充并用其来携带液体产品，最后在其使用寿命结束时回收用于另一个塑料制品的制造或通过填埋焚烧将其处理掉。

传统的生命周期分析考虑了所有类型的环境影响，其实也可通过简化分析单独检验某个特定的影响因素。例如，生命周期能量分析将能量使用视为唯一的环境影响因素，生命周期碳分析将碳视为唯一的环境影响因素（Menzies 等，2007）。这些简化的生命周期分析通常被称为流程化生命周期分析（Todd & Curran 1999）。

生命周期分析的国际标准和结果要求主要来自 1997 年至 2006 年间的 ISO 14040-ISO 14044（ISO 2006a, b）（Hammond & Jones, 2008b）。基于 ISO 14040 和 14044 标准（ISO 2006a, b）和美国环境保护署（2006）的报告，生命周期分析主要有四个阶段：（1）目标定义和范围界定；（2）存储分析；（3）影响评估；（4）解释说明。

目标定义和范围界定影响了后面的所有环节，因为它涉及到定义主题产品并确定研究边界。由于研究边界对结果有重大的影响，必须慎重选择研究边界。例如，对木材进行生命周期分析，如果忽视了制造锯和集井设备所使用的燃料，就会与考虑了这些燃料影响的分析结果产生差异。假定二氧化碳排放为生命周期分析中一个环境影响因素，利用测井设备生产 1 升可用的柴油燃料将产生 0.55 kg 的二氧化碳排放（Shillaber 等，2014）。上述这些排放约为柴油燃料生产和燃烧所产生的总二氧化碳排放量的 17%（Shillaber 等，2014 年）。因此，对于忽视了燃料生产的木材可能会导致不同的结果。

生命周期分析的主要工作在存储分析阶段得以实施，在这个阶段，材料、能量、水的使用和大气排放物得到鉴定并被量化。影响评估则用来确定上一阶段的量化指标，如材料、能量、用水和大气排放物对人类及生态产生的影响。解释说明阶段则用来评估整合后的信息，然后利用这些信息来选择较优的方法、产品、过程或者设计。另外解释说明阶段还可以揭示生命周期中可以改善的地方并减轻误差影响（EPA，2006；ISO2006a, b）。

生命周期分析可以从三种分析途径择一进行：过程、投入-产出和混合。过程分析需详细，从最终产品开始，通过其生命周期追溯到原材料的提取，并考虑每个步骤中所有影响因素（Menzies 等，2007；Williams 等，2012）。过程分析就像建立了一个与产品利益相关的谱系，挖掘每个与之相关的步骤。投入-产出分析则不需要太过具体，只需将各因素之间的资金流转化为物力流即可（卡内基梅隆大学绿色设计 Institute, 2008；Menzies 等，2007）。这种方法对于部门间（如钢铁制造）比较的效果将优于个别产品间（如钢管桩）的比较。

卡内基梅隆大学绿色设计研究所(2008年)开发了一个在线工具,可通过投入-产出分析,快速确定与某部门相关的经济活动对环境影响水平。与过程分析相比,投入-产出分析耗费时间虽然较少但却容易丧失特异性(Williams等,2012)。

混合分析则是将来自过程分析的特定产品信息与各部门间投入-产出分析边界条件进行紧密结合的分析过程(Menzies等,2007)。侧重于特定影响因素的程序化生命周期分析可使用混合分析,将过程分析和投入-产出分析的优势结合在一起。混合分析可以通过投入-产出分析有效解决上述影响因素,并利用过程分析来说明在产品生产过程中需要考虑的所有因素,其中具体细节无需已知(Williams等,2012)。当使用混合分析时,须确保同一投入不会同时对过程分析和投入-产出分析产生影响,因为这种重复计算会带来错误的评估结果。

采用生命周期分析的好处在于它允许选择环境友好的产品或过程,并通过考虑整个生命周期而不是其中一部分来避免将环境问题从一个地方转移到另一个地方(EPA,2006)。但是生命周期分析不能确定产品或过程以哪种分析途径会使生产效率最高或者经济效益最好(EPA,2006)。此外,即使针对一个简单过程,全面过程分析不仅十分复杂而且需要大量的时间。

尽管现代数据库和生命周期分析软件可以减少决策时间和精力(Inui等,2011),但这依然会让一个熟练的生命周期分析师花费6~10天时间通过现有数据库信息完成一个工业产品的简单筛选,然后用75~180天甚至更长时间根据ISO标准完成一份生命周期分析报告(PRe Consultants,2010)。虽然花费一定时间完成基于生命周期分析的生产过程或产品分析是合理的,但是分析要占用时间和资源,对于那些研究相关设计对环境影响的岩土工程师来说并不实用。

因此,岩土工程师在对其设计进行环境影响评估时,简化生命周期分析模型显得十分有意义。如前所述,可以通过考虑特定的环境影响因素来简化分析过程。下一节将讨论在岩土工程领域,生命周期分析简化后的两个有效的影响因素,即能量和二氧化碳排放。

## 6 能量和二氧化碳排放

未来三十年将是新能量供应和终端处理技术发展实施的重要挑战阶段(国家科学院2009)。Simpson & Tatsuoka(2008)也强调节能对岩土工程的重要性,在材料制造、使用、运输以及现场工作等工程建设中都应该注重节能。在美国,大多数生产所需的能量来源于自然界的化工燃料或者其他不可再生原材料,并且还将二氧化碳和其它污染物排放到环境中。在强可持续模型中图1(a),社会和经济不能脱离于环境。目前主要的能量获取方式是通过不可再生资源的开采、燃料的燃烧与排放等,这些方式都会对环境造成严重的不利影响。因此,能量消耗是评估可持续性的一个重要指标。由于所有岩土工程施工都有能耗,因此减少能量的使用及相关排放是减少不可再生资源消耗的好方法,可推进岩土工程的可持续发展。为了此方法能有效实施,必须使用生命周期分析简化模型来确定能耗对岩土工程生命周期的影响。

公共基础设施建设项目生命周期各阶段能量主要包括以下四类 (Cole & Kernan 1996; Dixit 等, 2010):

初始能量: 与材料筹措和初始建设相关的能量;

经营能量: 与经营建筑物或民用基础设施相关的能量, 包括加热、冷却和照明;

循环能量: 用于材料和建筑的翻新及持续维护相关的能量;

拆除能量: 在建筑物使用寿命结束时拆除及处置所消耗的能量。

然而并非上述所有能量均与岩土工程相关。Inui 等 (2011) 认为基本的生命周期能耗有四个阶段: (1) 原材料的提取; (2) 复合项目及建筑材料的加工与制造; (3) 不同场地和过程之间及内部的运输; (4) 施工建设。在基础设施的生命周期中, 这四个阶段均属于初始能量类别。因此在项目完工时, 对于岩土工程简化生命周期分析来讲, 建立准确的边界条件十分重要, 因为多数地基处理并不需要在使用寿命内消耗能量去作业、翻新或补救。

Simpson & Tatsuoka (2008) 曾预测到了在可持续发展研究的成熟阶段, 岩土工程师们必须精通能量和二氧化碳排放的定量分析这项技能。下一节将讨论建筑能量和二氧化碳排放量化的定义和目前的测量方法, 这将为另一篇文章 (Shillaber 等, 2015) 中提出的方法论奠定基础。

## 7 内含能

内含能是建筑物或民用基础设施处于生命周期非运行阶段的能量。关于内含能, 有很多不同的定义方式, 因为在项目分析的不同阶段边界条件不同。Hammond & Jones (2008) 将内含能定义为施工现场生产和供应材料所需的能量。Dixit 等 (2012), 根据建筑物的生命周期将内含能定义为对生产、使用和拆除全部过程负责的能量。Rennie (2011) 将内含能定义为产品寿命内消耗的初始总能量 (在后文定义)。

简单来说, 内含能是某项目从初始状态到可使用状态所需的总能量 (Chau 等, 2008, 2012; Inui 等, 2011; Soga 等, 2011)。也就是说产品的内含能是生产所需投入能量和整个生产流程所消耗能量的总和。在上述民用基础设施生命周期能量的四类中, 内含能包括了初始能量和循环能量。这些能量与建筑物及民用基础设施建设完成或翻新后的状态息息相关。笔者认为这种定义是最有用的, 因为它几乎可以在任何规模的项目中得以应用, 无论是单一产品如钢梁, 建筑物或主要的民用基础设施项目。

## 8 二氧化碳排放和碳足迹

大多数关于气候变化的讨论都集中在温室气体的排放, 例如二氧化碳, 而这些仅是其中的一部分。温室气体是大气层中具有吸收来自地球表面的红外辐射并防止其逃离功能的气体 (EPA, 2012)。全球气候变化委员会 (2013) 根据温室气体一段时间内吸收热量的能力为其赋予了全球变暖潜能值, 这种能力和二氧化碳吸收能力相关。对于全球变暖潜能值的取值, 时间间隔通常默认为 100 年。此外, 全球变暖潜能值会在全球气候变化委员会



定期发布的评估报告中得以更新。温室气体排放量以二氧化碳当量的形式来表示,即排放的温室气体量乘以全球变暖潜能值(全球气候变化委员会,2013)。因此,对于同一产品或过程,温室气体排放评估的二氧化碳当量值总大于二氧化碳排放评估中的二氧化碳值。

碳足迹用于描述一定量的碳排放,但其具体含义较难理解。已有文献中有许多相关定义(Wright等,2011),综合研究后,Wright等(2011)将碳足迹定义为所有与利益主体相关的二氧化碳和甲烷的排放量乘以全球变暖潜能值,转化为二氧化碳当量的形式呈现出来。据文中所述,将碳足迹分析范围限制于这两种常见的(并易于测量的)温室气体,不仅有助于减少分析工作量,而且还保证了一定精确度。

然而,作者认为岩土工程师在碳足迹分析中应单独考虑二氧化碳排放,而不是等效二氧化碳排放量。因为这样可以消除因时间变化导致全球变暖潜能值变化所造成的误差,其中包括非二氧化碳温室气体量在二氧化碳当量值中所占比例的不确定性,以及来自全球变暖潜能值计算得到的二氧化碳当量的不确定性。例如,在全球气候变化委员会第五次评估报告中,甲烷百年全球变暖潜能值位列28,其不确定性为 $\pm 40\%$ (2013)。而在全球气候变化委员会第四次评估报告中,甲烷百年全球变暖潜能值位列25(全球气候变化委员会2007)。因此,根据评估日期以及所用全球变暖潜能值的不同,对于相同排放量的甲烷,以二氧化碳当量的形式评估碳足迹会呈现不同的结果,其他温室气体也是如此。因此,除非考虑相同的温室气体并使用相同的全球变暖潜能值计算分析,否则二氧化碳当量值无法进行对比。此外,仅基于二氧化碳当量值,没有办法辨别其所代表的温室气体以及它们对总量的贡献。即使在比较分析时使用相同的全球变暖潜能值和温室气体,与全球变暖潜能值相关的不确定性意味着二氧化碳当量也可能存在明显的不确定性。因此,建议在岩土工程中将碳足迹评估范围仅限于二氧化碳,这样不仅简化了分析过程,也可以消除与全球变暖潜能值转化为二氧化碳当量值相关的不确定性,从而大大提高其精确度。

## 9 能量和二氧化碳排放的分类

在建筑和民用基础设施建设方面,内含能和二氧化碳排放均可分为间接和直接两种,而内含能又可进一步分为一次能量和传递能量。由于这些术语被广泛使用,故仅在表2中罗列其定义,其中能量关系如图2所示。在本次讨论中,总内含能值是直接和间接能量的总和。同样地,总二氧化碳排放量也是直接和间接二氧化碳排放的总和。

## 10 建筑工程内含能和二氧化碳排放的确定

### 10.1 内含能

对产品利益进行生命周期能量分析来确定内含能值。以建筑工程为例,项目完成过程通常是复杂的,而且原材料来源于不同的资源。针对此种情况,利用每种材料自身的内含能量系数来简化得到生命周期能量分析。内含能量系数表示材料单元从原始态加工到成品态的内含能总值,单位: MJ/kg 或 MJ/L (Chau等,2008、2012; Inui等,2011)。

对于一个已完成的民用基础设施项目，可运用公式（1），代入内含能量系数值确定材料的总内含能。（Chau 等，2008、2012；Inui 等，2011；Soga 等，2011）：

$$EE = \sum_{i=1}^n Q_i \times EEC_i \quad (1)$$

式中  $n$ =材料种类； $Q_i$ =单位质量或单位体积中第  $i$  种材料的数量； $EEC_i$ =第  $i$  种材料的内含能量系数值。

表2 用于建筑项目评估的内含能和碳的分类与定义

能量和碳成分	定义	参考文献
间接能量和间接二氧化碳排放	在生产过程之外以创造必要投入（材料、燃料和电能）产生的能量消耗和二氧化碳排放	Dixit 等（2010, 2012），Williams 等（2012）
直接能量和直接二氧化碳排放	现场生产过程中产生的能量消耗和二氧化碳排放	Dixit 等（2010, 2012），Williams 等（2012）
一次能量	所有来自于自然界的能量，包括在生产中损失的能量	Dixit 等（2010），Yohanis & Norton（2002）
传递能量	从物力转化到此环节的能量，不包括生产过程中损失的能量	Dixit 等（2010），Yohanis & Norton（2002）
总内含能	直接和间接能量的总和	
总二氧化碳排放	直接和间接二氧化碳排放的总和	

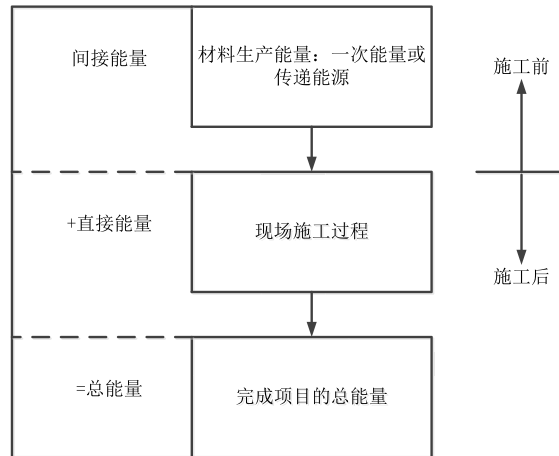


图2 建筑项目中内含能的组成部分

当使用内含能量系数进行分析时，为了得到既典型又具有代表性的均值，常忽略材料来源和生产过程中的一些细节。虽然这样节省了大量分析时间和资源，但却无法完成生命周期能量分析全过程。为了获得更精确的结果，在产品生命周期能量全过程分析中，需要

说明具体的材料来源和全面的生产过程。然而，由于制造商不愿透露内部信息，要获取所有材料来源和生产步骤来构建生命周期能量分析全过程是有较大难度的。

## 10.2 二氧化碳排放

由于温室气体较为重要，故有很多评估二氧化碳和其他温室气体排放的规范和标准。与产品相关的标准就有温室气体协议产品标准（2012）和 ISO14067（ISO 2013）。尽管评估标准不要求包含所有的间接排放，但 Williams 等（2012）建议碳足迹分析中应该包含所有直接和间接的排放量，以确保结果的准确度。虽然 ISO14067（ISO 2013）在很大程度上符合《温室气体协议产品标准》的要求（2012年），但《温室气体协议》在评估温室气体排放等方面提供了更多的细节指导。

对于民用基础设施和岩土工程等复杂产品，标准允许的温室气体排放系数与上文的内含能量系数类似。以二氧化碳为例，二氧化碳系数（CO<sub>2</sub> Coefficients; CCs）可根据材料单元从初始态到成品态过程中二氧化碳排放值获得，并且与上述内含能量系数具有相同的优势和局限性。

## 11 内含能量系数和二氧化碳系数的来源及其不确定性, 内含能和二氧化碳排放之间的关系

内含能量系数和二氧化碳系数可以从生命周期能量分析和二氧化碳分析中获得，具体可参考已有文献、实验室以及现场测量或公开的数据库（Menzies 等，2007）。对于建筑材料而言，最大的数据库就是碳和能量评估（Inventory of Carbon and Energy; ICE）的 2.0 版本，它由英国的 Hammond & Jones, 2011b) 研发出来。

针对每种材料，碳和能量评估 2.0 数据库（Hammond & Jones, 2011b）中所提供的内含能系数是在尽可能多的研究文献中总结得出的。数据库包括每种材料内含能量系数的最小值、最大值、平均值和标准差，并给出了可用数据的变化规律。例如，根据碳和能量评估 2.0 数据库（Hammond & Jones, 2011b），普通钢、普通水泥和普通骨料的内含能量系数最小值、最大值和平均值如图 3 所示。图 3 中的柱状图说明了对于不同建筑材料，内含能值差异显著，并且在不同的研究中，内含能量系数也有显著不同，如每种材料最小值和最大值之间差值。

可根据碳和能量评估数据库现有的数据和信息为每种材料取内含能量系数经验值。因为总有一些附加因素会影响输入的数据，所以这些推荐的内含能量系数值可能与数据平均值不一致（Hammond & Jones, 2011a）。例如，普通水泥的平均内含能值并不能解释在不同水泥类型或更换添加剂时的差异，如粉煤灰（I, II 等）。因此碳和能量评估数据库会通过分离某些具体因素再获得内含能量系数经验值。对于来自碳和能量评估数据库的普通钢（基于世界平均循环要求）、普通水泥和普通骨料的内含能量系数推荐值如图 3 所示，其推荐值均低于材料的内含能量系数的平均值。

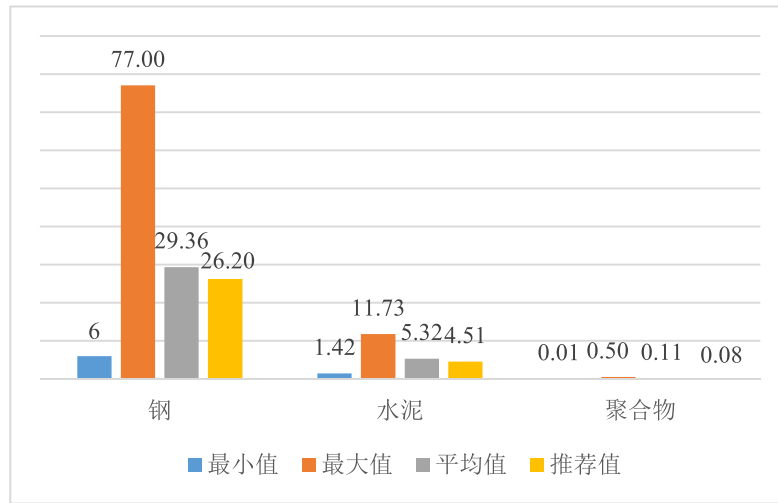


图3 碳和能量评估 2.0 数据库中所研究材料的内含能系数变化 (单位: MJ/Kg)

(数据来自 Hammond & Jones, 2011b)

对于同一种产品或材料, 导致其内含能差异的另一个原因是原料研究的差别。Dixit 等 (2010) 讨论了导致差异的十个原因。作者认为其中最大的三个因素是: (1) 研究的边界条件, (2) 不同的流程效率, (3) 所考虑的能量类型 (主要针对传递能量)。

通过消除一些上述过程的影响, 边界条件可以对内含能值产生重大的影响 (Dixit 等人, 2010)。因此对产品或材料的相关研究和内含能系数进行比较时, 确保使用相同的边界条件很重要。否则, 不同类型边界条件间的对比会降低其相关性。

在不同的研究中对于相同的材料, 不同工艺效率和方法也可以对内含能值产生显著的影响 (Buchanan & Honey 1993)。这种影响与内含能数据所处的时代密切相关, 因为生产相同的产品或材料, 采用更现代、更先进的工艺流程通常比采用旧技术更有效。例如, 过去 20 年的技术进步, 提高了车辆燃料经济, 也就是说与 20 年前相比使相同的材料或人移动相同的距离消耗的燃料更少, 因此也将产生更少的内含能 (和二氧化碳排放)。导致内含能差异的另一个重要因素是研究考虑的是初级能量还是传递能量 (Yohanis & Norton 2002)。根据定义, 传递能量建立的边界条件是将上述损失排除在外的, 这就导致了内含能的评估低于初级能量。

能量通常是二氧化碳排放评估的基础。二氧化碳排放与内含能大致类似, 特别是当能量是由化工燃料燃烧提供时, 此时二氧化碳是燃烧反应的附带产物。同样地, 碳分析是将主要能量 (如煤, 石油, 天然气, 核能) 的单位能量转化为二氧化碳排放 (Menzies 等, 2007)。Hammond & Jones (2008a, 2011a) 将相关行业的典型燃料混合物转化为二氧化碳排放, 从而在碳和能量评估数据库中计算得到二氧化碳系数。该方法可能无法提供由于某种具体工艺或设备生产而产生的二氧化碳精确值, 但是能提供某种燃料使用时的平均排放信息。除了在生产 and 消耗能量时排放二氧化碳外, 生产过程中的化学反应也会产生二氧化碳, 此时对于水泥等材料, 内含能和二氧化碳排放之间的差异较明显 (Inui 等, 2011)。

Hammond & Jones (2011a) 指出, 在国际上使用碳和能量评估数据库时, 内含能值比二氧化碳排放值更加可靠。这是因为生产一种从原型到成品的材料所需要的初级能量总量, 在很大程度上是由生产过程中的物理变化决定的, 但是碳和能量评估数据库的构建基础来源于英国, 不同国家提供能量的燃料和电力来源不同, 从而导致差异。此外, 不同区域间二氧化碳排放也会因燃料和电力来源的不同而产生明显的差异。例如, 美国中西部的钢铁厂可能消耗的是燃煤发电厂产生的电能, 而在纽约州北部使用相同生产过程的工厂, 可能消耗的是水力发电厂产生的电能。基于不同的电力来源, 在纽约工厂生产钢产生的二氧化碳排放量相对较少, 但是两者的内含能总量肯定相等。这就体现了选择与内含能量系数和二氧化碳系数相关的本地数据的重要性, 如此可确保能量和二氧化碳排放分析的准确性。

## 12 碳关键设计

碳关键设计是在碳作为一种符合可持续发展的设计参数时使用 (Clarke, 2010)。它的优点是将焦点汇聚到一个影响因素上, 即除了气候变化之外, 不可再生燃料及材料的消耗都归结于碳这一个普遍指标。然而, 使用碳作为可持续发展指标的一个显著缺点是, 仅考虑一个影响因素不能解释其他潜在的社会、经济或环境的影响, 而这些影响可能也非常重要 (Jefferson 等, 2010)。因此, 虽然碳是设计中需要考虑的一个重要因素, 但决策制定时不应排除可持续发展的其他重要因素, 如成本和性能等。此外, 可再生能源 (风能、太阳能、潮汐能、地热能、水能) 技术的不断发展可以减少二氧化碳排放, 但能量消耗依然很高。

基于之前关于内含能和二氧化碳排放的现状, 作者认为对于地基处理工程在生命周期环境影响评估中, 将内含能和二氧化碳排放作为全球影响因素是十分有意义的。

## 13 对地基处理工程的影响

由于民用基础设施生命周期能量分析全过程考虑了整个生命周期, 所以初始、运营、循环和拆除能量均包括在内。随着运行效率的提高, 初始内含能成为生命周期总能量使用中日益重要的组成部分 (Vukotic 等, 2010)。因此对于一个较完整的计算, 确定项目初始内含能和工程必要输入量十分重要。

作者同意 Spaulding 等 (2008 年)、Egan & Slocombe (2010 年) 的观点, 相对一些传统基础体系, 地基处理技术可以更加可持续化, 因为其在减少施工时间、材料使用、燃料消耗和劳动力上都具有巨大的潜力。这四种因素与岩土工程设计施工对环境和成本的影响成线性关系。

例如, Egan & Slocombe (2010) 研究了一个案例, 用深强夯柱和振动石柱替代传统桩并进行比较。在满足项目要求和地质条件下, 他们发现地基处理技术产生的温室气体排放量少于传统技术。因此 Egan & Slocombe (2010) 得出结论: 降低地基处理引起的温室气体排放的途径之一是减少甚至消除混凝土和钢铁的使用。这一发现与其他研究认为的建筑

材料是民用建筑项目中内含能的最大贡献者相一致 (Chau 等 2008、2012; Inui 等, 2011; Soga 等, 2011; Vukotic 等, 2010)。碳和能量评估数据库中水泥和钢的内含能量系数值大于骨料的内含能量系数值也可说明上述结论 (图 3)。因此, 材料的选择和使用是十分重要的, 在设计阶段要尽量寻求既满足性能要求又符合可持续发展标准的材料。

## 14 总结及结论

人们普遍认识到需要通过改进工程建筑材料和其使用方式来减少能量消耗和二氧化碳排放, 从而提高人类社会所依赖的自然系统的可持续性。可持续发展的传统定义是环境、社会和经济三方面的相对平衡。

对于地基处理项目, 在决策满足性能标准的设计方案时, 既要考虑经济成本, 又要考虑环境影响, 才能选出可持续发展的方案。为此, 在以简化地基处理对全球环境影响定量评估时, 生命周期内含能和二氧化碳排放是两个重要因素。可以认为生命周期是从原材料的提取一直到施工的完成。

除了造价成本和最终性能要求之外, 在进行地基处理和其他岩土工程设计决策时, 将内含能和二氧化碳的生命周期环境影响考虑进来可以促进岩土工程实现可持续发展的目标。在另一篇文章中 (Shillaber 等, 2015), 一个新型的能量和排放评估模型可以定量描述地基处理项目中的内含能和二氧化碳排放, 并且文章通过一个案例展示了其应用。

### 参考文献 (略)

## 简讯

**2017年全国锚固与注浆技术学术研讨会  
暨广东省第一届锚固与注浆技术学术研讨会**  
(第2号征文通知)

**会议背景及主题:**

锚固与注浆是岩土工程领域的重要工程措施,在基坑、边坡、地铁、隧道、铁路、公路、水利水电、矿山、文物保护等基础设施建设领域得到了广泛的应用,已成为解决岩土工程问题行之有效的方法之一。为了加强锚固与注浆技术的学术交流,中国岩石力学与工程学会锚固与注浆分会、中国岩石力学与工程学会技术咨询工作委员会、广东省岩土力学与工程学会锚固与注浆专业委员会共同将举办2017年全国锚固与注浆技术学术研讨会暨广东省第一届锚固与注浆技术学术研讨会。大会以“锚固与注浆技术的创新与发展”为主题,针对锚固与注浆新理念、新技术、新设备及未来发展进行探讨,旨在展示锚固与注浆领域最新研究成果和发展趋势。本次研讨会投稿的论文经评审后将由《施工技术》以增刊的形式出版,部分优秀论文将在正刊刊出。诚邀相关领域的科技工作者、工程技术人员和研究生前来参会交流!

**主办单位:** 中国岩石力学与工程学会锚固与注浆分会

广东省岩土力学与工程学会锚固与注浆专业委员会

**主办单位:** 中科院广州化灌工程有限公司

中交四航工程研究院有限公司

**协办单位:** 中科院广州化学有限公司;广东省建筑构件工程有限公司;敦煌研究院文物保护技术服务中心;广州穗科建设管理有限公司;广东金拓建设工程有限公司;天津市聚能高压泵有限公司;广东省中科化灌工程与材料院士工作站;广东省化学灌浆工程技术研究开发中心

**会议时间:** 2017年11月17~20日

**会议地点:** 广州珠江宾馆

**会议专题:** ①锚固与注浆技术的理论、工艺及材料研究新进展②地基处理、基础工程、边坡治理、古遗址保护等专业研究新进展③防渗帷幕、防水堵漏、结构加固补强、隧道缺陷修复、应急抢险及工程管理等专业研究新进展④其他相关领域的新进展

**论文征集与出版:**

①应征论文应是未公开发表的,字数不超过6000字(含图表)为宜,论文请按《施工技术》论文格式要求编排。②应征论文为电子邮件投稿,请将论文摘要及全文发送至论文征集邮箱:ag2017@sina.cn,并提供作者简介及作者的详细通讯地址、邮编、联系电话及Email地址。

**重要日期:** 2017年8月15日前提交论文全文。

请参会代表务必于10月15日前通过Email将《参会回执》传至会务组邮箱ag2017@sina.cn。

**会议网站:** <http://www.mgzj.org> <http://www.gzcgcas.com>