目　　次

论　　文

地基处理新技术

译　　文

北京市地下水位动态预测及抗浮水位确定问题

沈小克，王军辉，周宏磊

（北京市勘察设计研究院有限公司，北京，100038）

摘要：作为工程设计的重要内容之一，地下结构抗浮设计的方法在近 20 年中受到国内业界专家学者越来越多的关注，在业界也引发了建设性的讨论。在过去近 20 年的时间里，北京市勘察设计研究院（有限公司）基于持续的两期研究，建立并不断改进了关于抗浮设计水位的设计分析体系，应用于工程实践之中。截至目前为止，从全国的视角看，业界在基本原理上虽不存在异议，但在一些概念和方法上尚缺乏足够清晰的共识，需要工程界和建设管理部门和单位协同努力，推进建立在科学共识基础上、具有清晰工程概念、完整、系统的设计水位分析体系的建立工作。

关键词：工程抗浮；设计水位

1 引言

对于可能受到地下水影响以及地表水渗（灌）入淹没地下结构部分的建设工程，工程抗浮一直是“传统”的技术工作内容之一，国内在 20 多年前的部分技术规范和国（境）外的技术标准（指南）也早有所考虑[1-7]。因其对工程的安全性和经济性影响显著，无论是设计单位还是建设管理单位，对工程抗浮的重要性认识上并不存在异议。然而，由于地下水赋存状态的复杂性和缺乏足够的基础试验测试数据和研究，以往对抗浮问题的考虑多基于或局限于简单、理想化的工况，设计规定侧重一般的原理或概念。从 1994 版开始，国标《岩土工程勘察规范》（GB50021）进一步明确了对地下水浮力作用应进行评价、按“设计水位”计算浮力和考虑地下水位升降等定性要求，国内市政、公路、铁路工程方面的标准也包括了对“抗浮设计水位”的规定，但目前在工程实践中“设计水位”依旧是难以“科学合理”确定的工程设计参数，尤其是复杂水文地质条件下的抗浮设计方法，目前尚未完全建立起一个设计标准体系。

北京市勘察设计研究院有限公司（简称“北勘院”）基于在北京地区开展系统专项研究[8-10]的发现与认识（简称“一期研究”），于 1990 年代末初步建立起一套抗浮设计分析方法，并推广应用于工程实践。其后，部分业界同仁在工程实践中也采用了相同或相近的技术路线。自 2008 年起，针对“一期研究”所依据的基础发生了变化，北勘院启动“二期研究”[11-12]，探索建立更为科学的地下水位预测方法，该期研究于 2010 年完成并开始

收稿日期：2014 年 11 月

应用于工程实践。

2 北勘研究工作与实践

2.1 研究工作概述

针对工程建设和相关技术发展需要，北勘院近 20 余年持续开展建筑抗浮水位分析的研究和工程实践，基于持续的地下水水位监测数据，对影响北京地区地下水动态的重要因素变化特征进行分析，通过 1995～1999 年（一期研究）和 2008～2009 年（二期研究）两期系统、深入的研究，建立健全了一套建筑工程抗浮水位分析体系，其包括可对比验证的抗浮水位分析方法——“场域渗流模型综合分析法”（简称“场域法”）和“区域三维瞬态流模型分析法”（简称“区域法”）。

2.2 场域法

该方法采用基于宏观数据反分析与场地数值分析相结合的工程分析方法，基本思路如下。

（1）基于宏观数据反分析

大量研究与工程实践表明[8-13]，从地下水的补给、径流和排泄的一般规律看，地下水位动态是一个宏观区域性问题，某个建筑场地的地下水位变化是区域地下水位动态规律的具体表现，因此在方法论上，建筑场地的地下水位变化趋势可以利用与其同处一个水文地质单元上的地下水位动态监测资料进行分析。张在明等（1999 年）针对北京地区地下水复杂分布特征，在大量数据统计、因素反演和拟合分析基础上，提出了“基于宏观数据反分析方法”，该方法在实际工作中分如下两步来实现：

a）确定主控含水层

北勘院将任一具体建筑场地在地下工程影响深度范围内、与同一水文地质单元上含水系统存在密切水力联系的含水层作为“主控含水层”，相应的地下水水位作为“主控水位”，其动态规律预测可通过上述基于宏观数据反分析的方法实现。对于多层地下水分布的地区（3 层或以上），需要确定建筑场地地下工程影响深度范围内的上、下两个主控含水层，以此作为预测二者之间的地层中的孔隙水压力（地下水位）的边界条件。

北京地区的上主控含水层主要为其水位动态直接受气象条件控制的浅部含水层（如台地区的台地潜水含水层、旧城区的上层滞水含水层和河流故道的阶地潜水含水层），一般在地下 10m 深度范围内，含水层岩性主要为粉土或砂土。北京地区的下主控含水层一般为 25m 深度左右以下的潜水～承压水含水系统，即文献[8-10]中所提到的基流层，其水位在空间分布上构成区域的“基流面”（参见图 1）。多年来，下主控水位动态特性复杂，受人为因素影响较大，包括地下水开采、官厅水库放水和南水北调等。

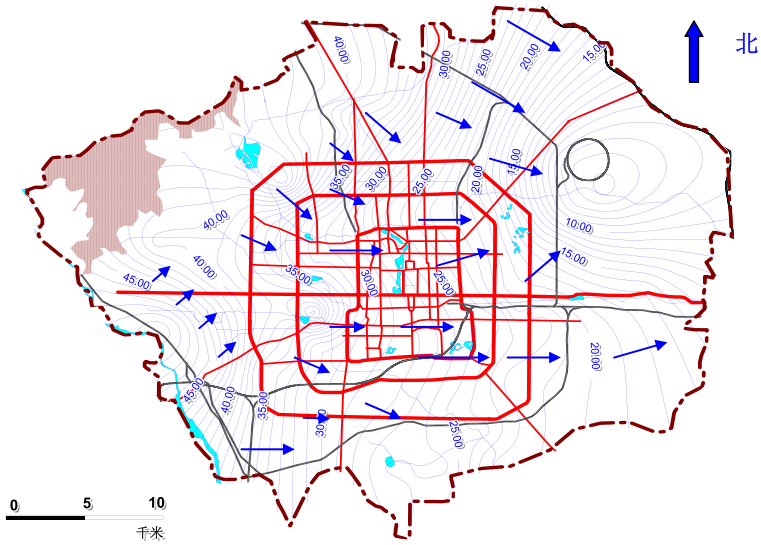
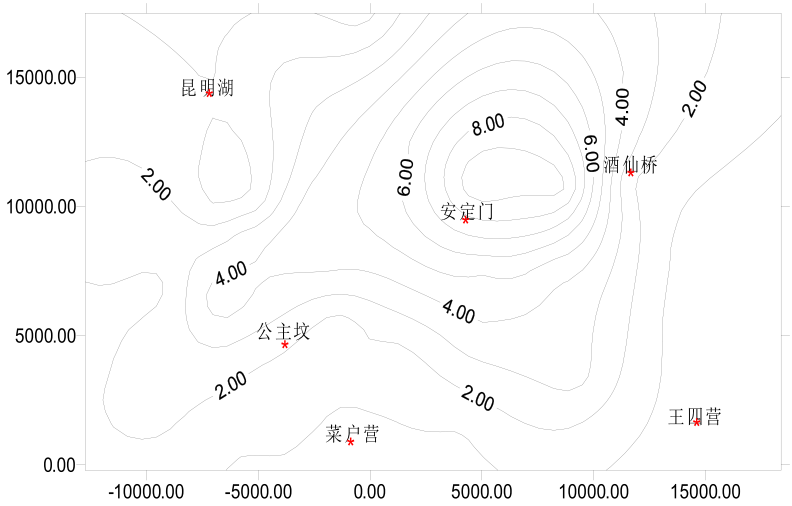


图 1 北京市平原区下主控水位分布情况（基流面）（1997 年数据）

b）利用宏观数据反演、预测主控水位

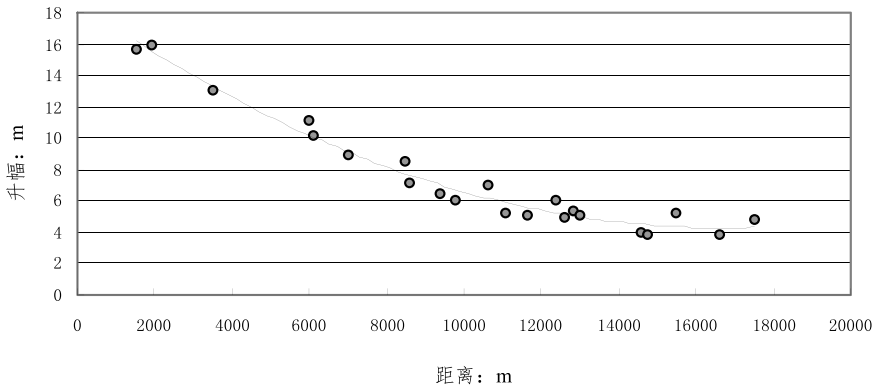
基于上述认识，由于下主控水位（基流面）动态特征复杂，本文重点介绍其水位预测方法（上主控水位主要受气象条件影响，其水位预测可参照降水量最大的 1959 年 8 月份数据）。北勘院利用区域地下水长期动态监测资料，通过对建筑场地所在水文地质单元各层地下水位的动态分析，反演出影响主控含水层地下水位动态的主要因素及其影响程度，然后针对未来影响地下水的因素，通过拟合、统计与类比分析，确定主控含水层的远期最高水位[8,9]（图 2）。



（a）1988～1992 年开采量减小引起的水位升幅

（2）基于垂向一维渗流模型的数值分析

大量现场监测数据表明[8-10]，对于多层含水层（多层地下水）的地区，不同深度 d（x,y）处的孔隙水压力或地下水位（水头）不同。因此从抗浮水位的角度来看，就是要预测基底标高位置处的最大孔隙水压力，通过静水压力公式反算得出设计水位标高，这一点和文献[15]的观点基本无异，但在具体的确定方法上不同。



（b）1995～1997 官厅水库放水引起的水位升幅

图 2 预测主控水位的宏观数据反演分析结果（以下主控水位预测为例，“一期”研究重要成果之一）

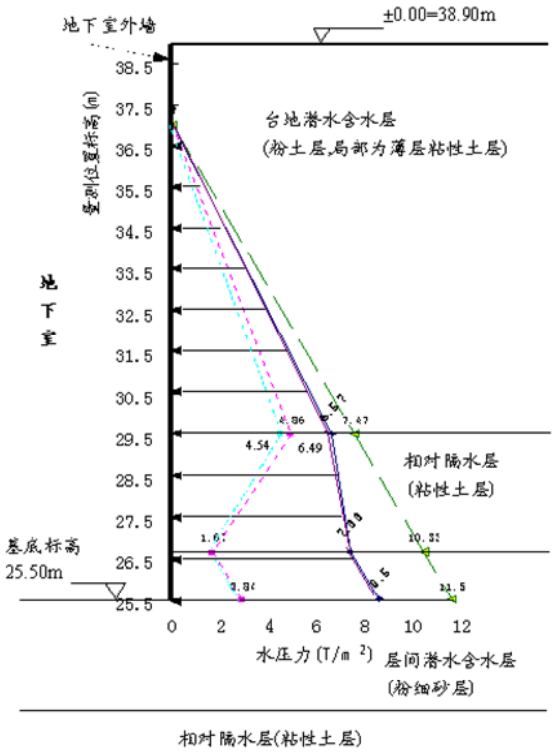


图 3 “一期”研究重要成果之二——垂向一维渗流模型

根据大量实测水位和孔隙水压力数据，并在理论研究基础上，北勘院提出了垂向一维渗流模型（张在明，1999）[8-10]。利用该模型，根据现场实测的各层地下水位数据反演出各层地下水之间的联系程度和计算参数（如渗透系数），然后以上主控水位最高值作为上边界，以下主控含水层远期最高水位作为下边界，进行垂向一维渗流分析，预测建筑场地不同位置处的最大孔隙水压力，作为抗浮设计水位的计算依据（图 3）。

当建筑基底位于主控含水层中时，可以按照预测的主控含水层最高水位作为抗浮水位，并根据静水压力公式直接计算基底的设计孔隙水压力，而不必进行垂向渗流计算。

上述两个方面工作针对具体建筑场地，在进行每个建筑抗浮水位分析时，上述两项工作都要重新做一次。

2.3 区域法

“一期研究”成果创建了比较完整的分析体系，并在很多工程中付诸应用，但也还存在一定的不足：①在方法科学性方面，场域法在主控水位的分析上基于对既有大量数据的反演，缺乏物理内涵，是一种间接的非确定性模型，对既有数据样本的依赖性较强；②在基础数据方面，在研究时考虑影响水位变化的部分前提条件基于一定的人为设定，如水资源的“十一五”规划尚未出台，南水北调的具体方案和数据尚不明确，其对合理预测远期地下水位变化有一定的影响；③在研究成果形式方面，由于上述原因以及工程地质水文地质条件的复杂性，虽然在主控水位反分析的过程中是针对整个研究域的，但限于当时的条件，在后面水位预测中采取的是针对单项工程场地的解决方案（project-based solution），很难作为适用全市范围的“定解”，造成工程实践中发生一些争议（在地铁等线状工程比较明显）。

（1）北京市浅层地下水区域三维瞬态流模型

针对一期研究成果的上述不足，北勘院自 2008 年开始实施二期研究。

为从方法论上做全新的改进，北勘院在 50 多年来长期动态监测数据基础上，基于渗流理论的基本原理和分析模型具备“客观性、等效性和可解性”的原则，建立覆盖北京市中心城范围（面积约 1085km^2）的三维瞬态流模型（三维剖分情况参见图 4）。

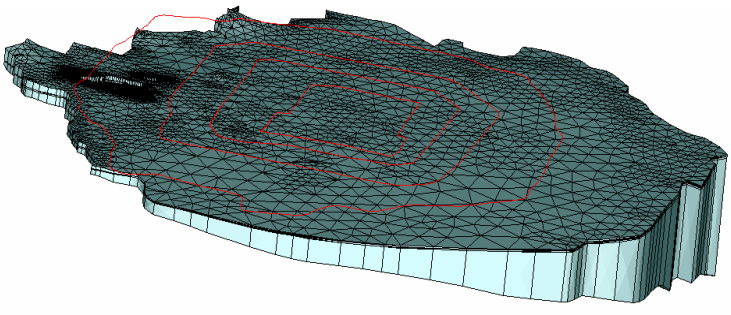
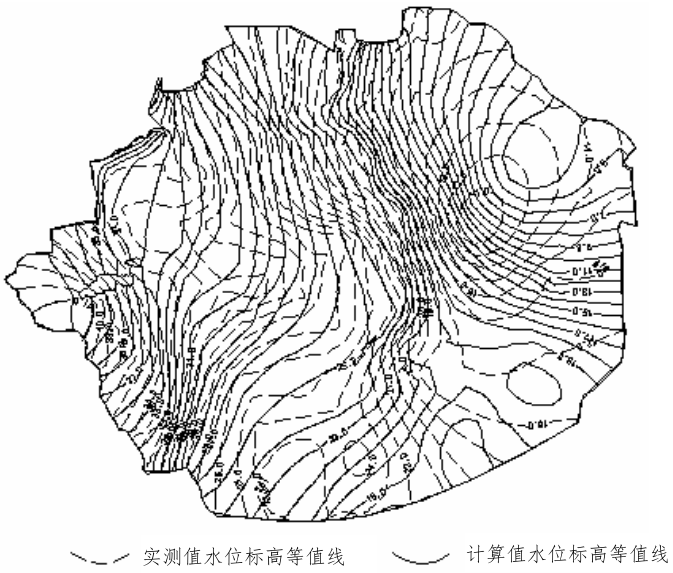


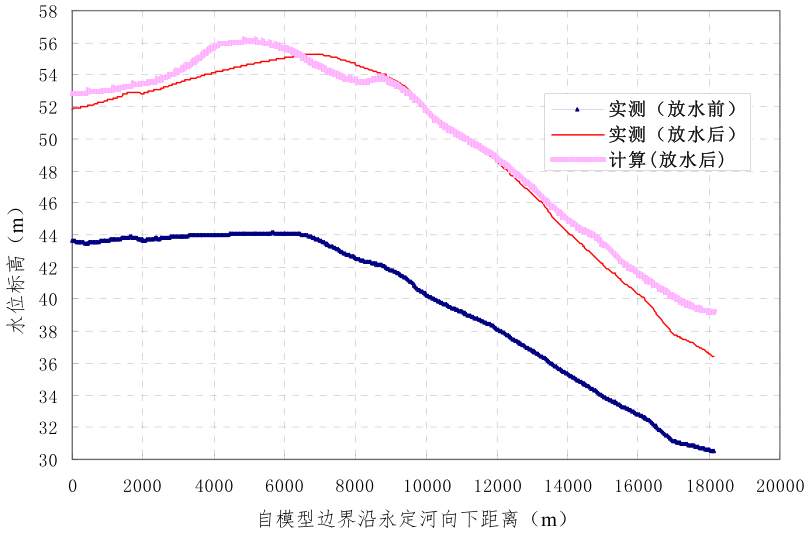
图 4 区域三维瞬态流模型有限元剖分示意图

从机理上，三维瞬态流方程建立在达西定律（能量守恒）和水流连续性方程（微观层面的质量守恒）这两个水力学基本原理的基础之上。在边界条件和源汇项的设定上，充分

考虑到了“四水转化过程”的水均衡原理（宏观层面的质量守恒），从“场论”的观点全面、深入揭示了 50 多年来北京市地下水环境复杂时空变化过程中的质量守恒和能量守恒。因此，与场域法相比，“二期研究”在方法论上的科学性获得显著提高。该模型的参数和边界条件取值上，也通过了北京市地下水位长期动态监测资料的识别和验证（以图 5 为例），同时也通过了水均衡验算，从多个角度证明了模型的可靠性。



（a）模型识别中主控水位计算值与实测值对比



（b）利用 1995 年官厅水库放水数据验证模型

图 5 模型识别与验证（部分典型例图）

（2）预测结果具有“自学习、自完善”特性

影响城市地下水位动态的主要因素较多并且多变（如与水资源措施有关的地下水开采量等），预测结果也应随之变化，但变化过程中所遵循的能量守恒和质量守恒基本定律不变。因此，以三维瞬态流模型为基本平台，可针对实际外界环境条件的变化调整影响因素（作为输入条件），保证水位预测结果的合理性。

（3）预测结果形式上的优点

与场域法相比，区域法除了上述预测结果自身的科学性和可靠性外，其预测结果在形式（尤其是时间和空间上表现形式）也具有明显的优点，不同于场域法的预测结果仅仅是单个的数据，便于设计单位参考和灵活使用。

以目前所掌握的最新“南水北调（中线）”工程进京后地下水开采规划数据作为输入条件，通过该模型可以预测出全市的地下水位变化情况（部分结果参见图 6 和图 7）。

a）在时间上能反映水位回升的过程

采用瞬态流模型，在时间上能充分考虑水位回升过程，与建筑物使用年限相结合使得抗浮水位的分析更具针对性和科学性，揭示出地下水位回升呈现先快后慢的变化趋势和 30 年后达到基本稳定的特性（参见图 6），这对不同使用年限工程的抗浮水位分析具有重要的指导意义。

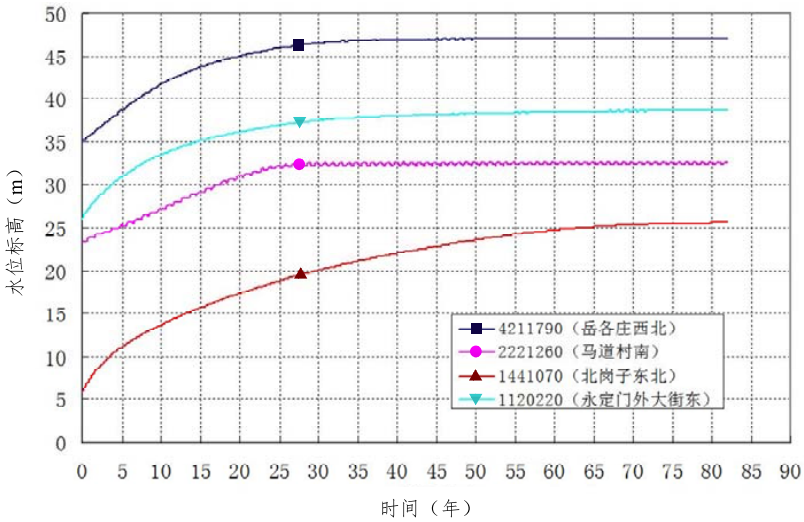


图 6“南水北调（中线）”工程进京不同时间水位变化趋势图

b）地下水位分布具有良好的连续协调性

该模型的分析结果使得地下水位的分布在空间上具有良好连续协调性（图 7），作为该地区统一的分析方法的“定解”，因此可以避免某个地区不必要的技术争议，这在大跨度的线性工程中应用中意义更大。

图 7“南水北调（中线）”工程进京 50 年后水位变化趋势图（以下主控水位为例）（单位:m）

2.4 工程应用示例

北京地区某超高层建筑项目的主塔为地下 5 层，地下车库为纯地下 6 层，其建筑基底的设计标高均为-37.16m（参见图 8）。由于本工程纯地下部分面积较大、基础埋置深，科学确定抗浮设计水位对工程安全和造价具有十分重要的意义。

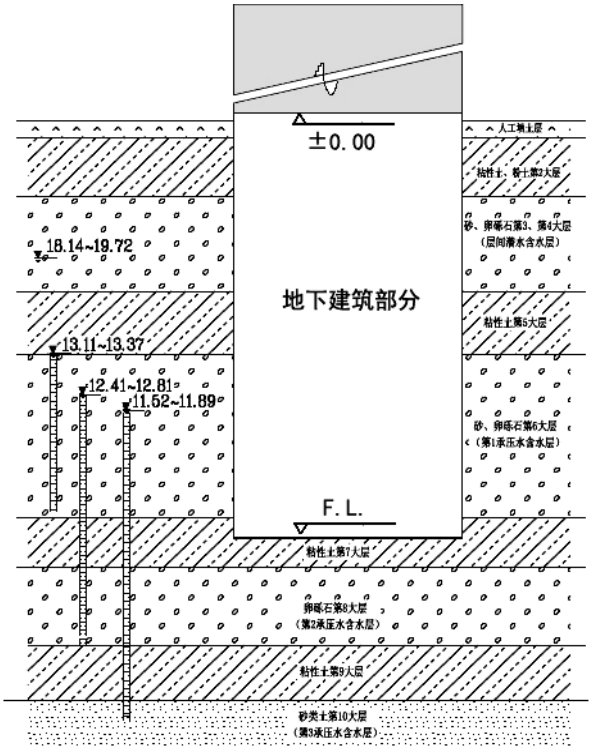


图 8 工程基础埋置与地下水分布关系剖面示意图（图中水位对应 2012 年）

（1）区域法预测结果

根据最新输入条件，以 2013 年 12 月份的水位为初始条件，不考虑本工程施工降水期间对渗流场造成的短期影响，进行 50 年使用年限内建筑场区范围内承压水最高水位预测，预测结果为标高 30.70m。

（2）场域法预测结果

为保证区域法在本工程分析中的可靠性，对本工程同时又采用了场域法进行抗浮水位分析。根据场域法基本思路，进行场区承压水远期水位预测，预测结果为标高 30.90m。

上述场域法与区域法的分析结果十分接近，说明了区域法在本工程的抗浮水位分析中具有良好的可靠性与合理性。综合上述两种方法分析结果，建议本工程抗浮水位按标高 31.00m 考虑，远低于本工程场地 1959 年最高地下水水位标高 36.50m。

3 工程抗浮设计探索中几个值得注意的情况

从 2001 年起至今的近 14 年间，国内业界专家围绕抗浮设计这一热点问题开展了很多思考，这些探索包括讨论对促进建立一个科学合理的抗浮设计体系无疑是十分积极的。目前的探索与研究大体具有以下特点：

（1）依旧缺乏对工程分析体系的系统研究。结合实际工况在“点”上探索得相对多，对于体系的建立缺乏系统研究。业界同仁们的探索和思考涉及“抗浮设计水位”（浮力作用）的确定方法、孔隙水压力分布（折减）、设计参数的定位及取值（荷载类型、分项系数），以及在抗浮的工程措施（技术、工法）方面，但主要受限于完整监测、测试资料数据的缺失（缺乏），对不同地区地下水赋存特性及地下水位变化规律的研究，未涉足地下水作用的概率分布，在如何建立一个完整、合理的评价体系方面还是基本是空白。关于抗浮水位的研讨以及讨论，绝大多数集中于相对隔水层中的孔隙水压力应该如何折减（包括或基底上下赋存不同地下水层情况）和是否及如何通过建筑场区的历史高水位确定抗浮水位等，而对如何科学预测地区性的地下水位（类似于北勘院提出的区域法）涉及得很少，而其恰恰是抗浮水位确定的核心之一。

（2）抗浮设计水位概念不够明确。以国（境）内外技术标准的规定为标志，勘察设计界基本认同并采用“设计水位”或“抗浮设计水位”这一为工程应用而简化，与现状实际地下水位并不直接挂钩的“虚拟指标”，即均以该“水位”高程为原点，通过静水压力计算公式确定地下结构基底抗浮设计的浮托作用（力）。值得注意的是，在物理概念上，部分标准和研究对于设计水位应该是工程寿命期间可能作用在基底的最大孔隙水压力、通过静水压力计算公式反算出的“等效水头”的阐述并不清晰。该最大孔隙水压力应主要包括静水压力和可能存在的渗流孔隙水压力（忽略短期可消散的超孔隙水压力）。如果概念不明确，容易误入盲目的在历史最高水位、近期最高水位、勘察时期量测水位之间选择和拍脑门算术处理以寻求貌似合理的解决方案的境地。

（3）抗浮水位分析的基本思路在概念上获得了更多的认同，但具体方法有待取得进一步的共识。对于简单工况，如基底置于含水层中的基础和单一潜水或承压水层，通过历

史最高水位（水头）、直接采用静水压力公式计算基底孔隙水压力，并不存在大的分歧。在近些年的“抗浮设防水位”的工程咨询分析中，在相对复杂的地区（多层地下水、存在非饱和带），首先选择某层地下水（对一层地下水、强渗透性地层）或基底上下两层地下水（对存在垂直渗流场地）的预测高水位作为边界控制条件，再结合拟建场地的水文地质条件和“地区经验”，通过垂直渗流分析，计算得出基底标高处的“设计孔隙水压力”并反算出“抗浮设计水位”，在概念上能够取得较多的共识。在这方面，某些设计分析参数引起过热烈的讨论，如“与基底埋深无关、一个场地只有一个‘场地抗浮设计水位’”等，其中也存在某些误解和误读。

对于多类土层和地下水层组合条件下如何在建筑基底的相对隔水层中应该如何折减，北勘院主要依据是室内试验研究和工程现场测试，业界专家、学者也尝试通过室内试验研究获得孔隙水压力的分布特性[15, 24]，以求获得更深入的科学认识，但总体上试验数据还不够充足，代表性不够广，未能达到发现具有普适性的客观规律的程度。更多的专家对孔隙水压力的折减在工程分析应用中如何简化进行探讨 [11, 23]，这些探索无疑具有积极的意义和工程价值。

（4）安全度的确定缺乏统一的工程设计原则，应用条件模糊。国外在抗浮设计中渗流的影响研究甚少，但在工程设计原则上，明确应该考虑洪水（包括内涝地表水灌入）、地下水变化、地下水的开采及回灌的潜在影响[28]，针对潜在但难以预测的罕遇灾害影响因素，倡导遵从“潜在风险越大、安全系数越高”的原则。如对于纯靠重力抗浮的地下混凝土结构通常考虑用 1.1，对于可能遭受洪水淹没或异常高水位危害的情况建议用 1.25。对特定工程结构，则随不同的工况规定不同的安全系数（如表 1 所示），有的甚至达到 2.0（如空载游泳池，美国德克萨斯州岩土与测试公司）。美国多个州的桥涵设计要求根据地下水长期观测结果，按地下水位动态变化的最高值确定抗浮设计水位。

表 1 混凝土水工结构设计抗浮稳定性标准（美国工程师军团，1987）

受荷条件	最低安全系数
建造阶段	1.3
运营阶段	1.5
定期维护（未全部卸载）	1.3
大修阶段（全部卸载）	1.1

国内不同“行业”设计标准的“抗浮安全系数”多定位在 1.05、1.1（单一值），但更多地是从经济性考虑，多数对应用的条件阐述得并不详尽。北京地区建筑地基基础勘察设计规范和结构设计措施[25]建议的抗浮安全系数为 1.0～1.1，在这方面对取值条件规定了原则，明确应与设计中如何考虑北京地区几种已经明确的异常水位变化相关，体现了随着对不确定风险考虑程度的高低取值的工程设计原则。

此外，值得高度重视的是如何确保能防止发生“水盆效应”问题，主要是对基础周边地面排水和肥槽回填材料阻（隔）性能的设计与施工要求，与是否及如何考虑抗浮设计质

量密切相关。部分规范（如 GB50021、广东省和北京地区规范等）在设计抗浮设计要求中明确了与肥槽回填质量的关系，但其它部分标准对工程措施的强制性要求明显份量不够，因而抗浮安全系数（1.05～1.1）很有可能得不到可靠保证。随着国家、地区经济实力的增强，为确保工程安全，应该强制落实确保肥槽回填质量的工程措施，在此方面是完全可以做到的[27]。

4 结语

（1）期望业界共同努力，继续深入研究，积极探索，开展不同边界条件下的模型试验，增加现场实测，验证地下水不同赋存条件下的孔压折减特性规律，促成适用于工程实践的抗浮设计水位分析评价方法体系早日建立，并呼吁各地早日建立健全对地下水的长期监测网；

（2）设计孔隙水压力与基底埋深和地下水赋存体系密切相关，应统一“设计水位”的概念并使用明晰的术语。“场地主控水位”是计算分析“设计孔隙水压力”的主要边界输入，因水文地质单元而异；

（3）对抗浮安全度的考虑，应根据致灾后果对风险程度进行划分，并针对可能的不确定性风险，设定不同的安全系数；

（4）抗浮设计应考虑重要影响因素变化的影响，包括人为干预因素的不确定性，如地下水位回升减速的情况和人工干预工作难以按既有计划实施到位致使水位恢复时点延后等；

（5）工程建设应强制做好预防地表水、肥槽入渗发生“水盆效应”的系统设计和施工质量的控制；

（6）期望业界同仁结合工程项目深入研究相关问题，如地下连续墙等地下围护结构的存在对孔隙水压力分布的影响，主动抗浮体系的运用及其耐久性、经济性和相关工法、技术的开发等。

参考文献：

[1] 中华人民共和国建设部. GB50332-2002 给水排水工程管道结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.

[2] 中华人民共和国建设部. GB50069-2002 给水排水工程结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.

[3] 中华人民共和国建设部. GB50108-2008 地下工程防水技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.

[4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50157-2013 地铁设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2013.

[5] 中国工程建设标准化协会. CECS138:2002 给水排水工程钢筋混凝土水池结构设计规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.

[6] 中华人民共和国铁道部. TB10002.1-2005 铁路桥涵设计基本规范[S]. 北京：中国铁道出版社, 2005.

[7] 澳门政府. 地工技术规章[S]. 澳门: 澳门政府公报, 35: 1689-1755, 1996.

[8] 张在明. 地下水与建筑基础工程 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.

[9] 张在明, 孙保卫, 徐宏声. 地下水赋存状态与渗流特征对基础抗浮的影响[J]. 土木工程学报, 2001, 21(2): 97-101.

[10] 张在明, 孙保卫, 徐宏声等. 建筑场地孔隙水压力测试方法、分布规律及其对建筑地基影响的研究[R].北京市科学技术委员会课题, 北京市勘察设计研究院内部资料, 1999.

[11] 张在明, 沈小克, 王军辉等. 北京市地下水环境变化对结构抗浮影响研究[R]. 北京市规划委员会课题,北京市勘察设计研究院有限公司内部资料, 2009.

[12] 沈小克, 周宏磊, 王军辉等. 地下水与结构抗浮[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.

[13] 张旷成, 丘建金. 关于抗浮设防水位及浮力计算问题的分析讨论[J]. 岩土工程技术, 2007, 21(1):15-20.

[14] 李超. 建筑抗浮设防水位的合理取值[J]. 工程勘察, 2014 (4): 49-54.

[15] 黄志仑, 马金普, 李丛蔚. 关于多层地下水情况下的抗浮设计水位[J]. 岩土工程技术, 2005, 19 (4): 182-183.

[16] 柳建国, 刘波. 建筑物的抗浮设计与工程技术[J]. 工业建筑, 2007, 37(4): 1-5.

[17] 张彬, 李广信, 杨俊峰. 地下水浮力作用机理模型试验设计与实施[J]. 岩土工程技术, 2006, 20(3): 128-131.

[18] 李广信, 吴剑敏. 浮力计算与粘土中的有效应力原理[J]. 岩土工程技术, 2003, (2): 63-66.

[19] 袁正如. 地下工程抗浮设计中的几个问题[J]. 地下空间与工程学报, 2007, 3(2): 519-521.

[20] 杨佳宾, 地下室抗浮设计的方法研究[J]. 山西建筑, 2013, 39(14): 46-47.

[21] 杨红梅, 李玲, 王胜军. 地铁车站抗浮设计方法探讨[J]. 岩土工程技术, 2014, 28(1): 14-19.

[22] 周载阳, 顾宝和, 马耀庭. 北京地区建筑抗浮设防水位的合理确定与单建地下车库基础形式选择[J]. 建筑结构, 2005, 35(7): 7-11.

[23] 张欣海. 深圳地区地下建筑抗浮设计水位取值与浮力折减分析[J]. 勘察科学技术, 2004, (2): 12-20.

[24] 张第轩, 陈龙珠. 地下结构抗浮计算方法试验研究[J]. 四川建筑科学研究, 2008, 34(3): 105-108.

[25] 北京市建筑设计研究院. 建筑结构专业技术措施[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.

[26] 住房和城乡建设部工程质量安全监管司, 中国建筑标准设计研究院. 全国民用建筑工程设计技术措施: 结构(混凝土结构)[M]. 北京: 中国计划出版社, 2012.

[27] 刘卡丁. 绿色工程经典案例－深圳益田村地下双层停车场案例分析[R]. 住房和城乡建设部轨道交通工程质量安全专家委员会会议. 2014.

[28] Claude Goguen, Ronald Thornton. Why Buoyancy Forces Cannot Be Ignored[J/OL]. Precast Magazines. http://precast.org/2010/07/why-buoyancy-forces-cannot-be-ignored. 2010-7-28.

Development of predicting approach in analyzing design groundwater level (DGWL) in Beijing area and current issues in determination of DGWL

SHEN Xiaoke, WANG Junhui, ZHOU Honglei

(BGI Engineering Consultants Ltd., Beijing, 100038)

Abstract: As an integral part of the important work in engineering design, designing approach for determining anti-buoyancy water level for underground structures has been drawing more attentions from the industry nation-widely and constructive discussions helped deepening the knowledge and understanding of the issues. BGI Engineering Consultants Ltd. (formerly Beijing Geotechnical Institute) has conducted consistently two phases of applied researches in the last two decades, which established and improved an effective analyzing system applied to engineering practice. By far, commonly accepted concept and approaches in determining design groundwater level are to be reached and it is needed badly to promote the establishment of a working system of clear engineering concepts and principles jointly by the professionals of the geotechnical industry, project developers and local administrations across the nation.

Key words: anti-buoyancy, design groundwater level

大面积超软地基复式负压快速固结技术开发与应用

刘汉龙[1,2]，董志良[3]，沈扬[2]，高明军[2]，丁选明[1,2]，王保光[2]

（1 重庆大学土木工程学院，重庆 400045； 2 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室，南京 210098；3 中交四航工程研究院有限公司，广州 510230）

摘要：新近饱和吹填土地基无法满足传统真空预压技术作业前提条件，在真空预压的基础上提出了改性真空预压结合覆水预压的方法，依托浮桥和浮船为施工平台，建立了以塑料编织布、排水支管、排水主管和塑料排水板为主要部件的改性真空排水系统，并结合具有保护真空膜和预压作用的覆水预压技术形成了一种完整实用的地基处理技术。该法适用饱和吹填土地基的土质特性，能有效地提高地基承载力、降低含水率，已成功应用于温州民营经济科技产业基地永兴园区，加固效果良好，显著提高了地基承载力和减少了工后沉降。

关键词：吹填土；改性真空预压；覆水预压；超软地基；围海造地

1 概述

我国沿海地区人口稠密，人均耕地面积少。随着经济、社会的迅猛发展，沿海地区建设规模迅速扩大，土地作为一种有限的宝贵资源与建设用地的不断需求存在着突出矛盾，解决这个矛盾的一个重要出路就是向海要地[1]，即“围海造地”。大规模的“填海造地”一直是许多国家扩大用地的重大措施。

近代围海造地较发达的国家有荷兰、日本等国。荷兰早期的围海造地事业，始于公元 11 世纪，全国共有土地面积 24000 平方公里，其中由围海造地的土地即高达 20000 平方公里。而日本在 1979 年到 1986 年 7 年时间中填海造地面积大约为 13200 公顷。中华人民共和国成立以来，据不完全统计，截止到 2008 年，江苏、浙江、福建、广东等 10 省市的围海造地面积将近 800 万亩。2004 年底，浙江省政府发布了《温台沿海产业带发展规划》，根据该规划，温台沿海产业带计划围垦 448 平方公里。

围海造地是发展国民经济的重大举措，但是围海造地的地基处理成为工程建设中的难题，尤其是新近饱和吹填土地基。饱和吹填土地基在水力下吹填而自然堆积，易形成片架结构，形成很大的孔隙，其在自重作用下固结，固结时间短，因此具有以下几个特点：一是含水率高；二是孔隙比大；三是处于欠固结状态。所以吹填地基土的强度低、压缩性高、地质条件复杂，此类地基甚至一般的施工机械也不能进场，因此处理起来非常复杂。国内外学者对吹填软土地基的处理方法开展了一系列的研究[2-5]，为大面积超软地基处理提供了

收稿日期：2014 年 11 月

一定的经验和参考。

本文笔者研发了复式负压快速固结技术成功地克服了大面积超软地基处理这一技术难题，加固处理效果良好。

2 吹填土地基处理面临的关键问题

吹填土的地基处理技术主要有：翻晒与压实法、堆载预压法、真空预压法、强夯法、振动水冲法、固化法和电渗排水法等。但是，对于由饱和超软吹填土形成的围海造陆工程，传统地基处理技术无法克服在强度约为零的泥上作业这一难题。在围海造陆工程中，上述传统处理方法存在工程难点、局限性或不适之处。

对于真空预压为技术而言，传统真空预压在设计计算、施工工艺和工程应用等方面已趋于成熟，能够适用于处理吹填淤泥及软粘土地基。但是对于超软吹填土地基，传统真空预压技术还具有这样的缺陷：该技术是基于地基已经具有一定的承载力，人员和机械设备能够入场施工的条件下进行施工作业的，而新近饱和吹填土地基无法满足这一前提条件。针对传统真空预压的不足，结合作者研发的复合加筋褥垫排水技术[6]，本文开发了一种新型改进真空预压技术的快速处理方法[7-8]。

3 吹填超软地基改性真空预压结合覆水预压快速处理方法

针对超软吹填土的土质特性和场地的施工难点，在真空预压的基础上本文提出了改性真空预压方法即吹填超软地基改性真空预压结合覆水预压快速处理方法，该方法主要技术包括：铺设浮桥、改性真空预压，以及覆水预压等技术。该技术的主要处理过程是：在围堤内的淤泥区上铺设浮桥，在淤泥区上铺设塑料编织布，将其固定围堤和浮桥上，在塑料编织布上水平铺设排水支管，塑料排水板围绕排水支管插入淤泥之中，在塑料编织布上水平铺设排水主管，走向与排水支管垂直，排水主管一端连接真空泵。在排水主管和支管上铺设土工布，在土工布上铺设真空膜，在真空膜上附加荷载。

（一）技术主要组成部分

1. 浮桥 2. 浮船 3. 改性真空水平排水系统，主要包括：塑料编织布、排水支管、排水主管、塑料排水板等。4. 覆水预压系统即：在真空膜上设置挡水围堰（或结合现有围堤），进行膜上覆水。

（二）施工工序

本技术的施工工序简要步骤如图 1 所示：

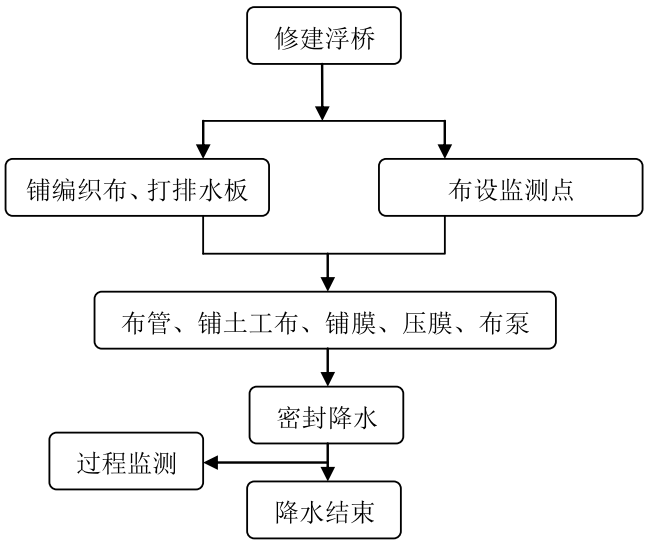


图 1 施工工序简要步骤

1. 适当合理地规划出泥上浮桥的位置和各处理区域的位置，从场地的一端开始在吹填土上铺设浮桥（如图 2）。

图 2 浮桥

图 3 铺编织布

2. 在淤泥区上铺设塑料编织布（如图 3），在塑料编织布上水平铺设排水支管，塑料排水板缠绕排水支管插入吹填土中。

3. 在塑料编织布上铺设排水主管，走向与排水支管垂直，间距适当。

4. 在排水主管与排水支管上铺设两层 180 g/m^2 土工布（如图 4），在土工布上铺设两层聚乙烯薄膜真空膜（如图 5），布置真空泵等排水系统，循环开启 30%的真空泵，试抽真空（慢抽）一段时间，检查是否漏气及加强真空维护。在试抽真空一段时间后，正式满负荷开启真空泵，在真空压力达到 80 kPa 后持续稳压。

图 4　铺土工布

图 5　铺真空膜并压膜密封

5. 在真空膜上加载，进行覆水预压，膜上覆水 50~100 cm，膜上覆水不仅作为预压荷载，还能避免真空膜受太阳曝晒和大风侵蚀，延缓老化。做好现场各项监测工作，绘制沉降—时间关系曲线，待沉降稳定符合卸载条件后，卸除真空荷载，拆除抽真空系统。

4 复式负压快速固结技术大面积应用

温州民营经济科技产业基地永兴南园土地整理场地软基处理工程，位于瓯江南口以南龙湾永兴南园围垦境内，规划范围西起滨海塘河，北至纬三路，南至围垦南直堤，东至围垦区主堤塘。软基处理工程分 7 个区面，软基处理工程由 7 个围区组成，总面积合计约 2759 亩。其中 I 标段处理面积为 610300 平米；II 标段在 II、V、VII 区面，面积为 611200 平方米；III标段在III、VI、VIII区面，处理面积 372325 平米。

本工程软基处理主要是将航道疏浚吹填造地形成的 3～4m 厚流塑状软粘性土，处理到有一定承载力适宜建设的场地土。吹填造地形成后的地基土质极软，不能直接上人和设备。本工程拟处理软土为流泥，褐灰色，为海相吹填形成；静探 P_s 值为 0.10～0.30MPa；分布于表层，局部夹少量粉细砂，粉细砂分布不均；含水量极高，具有很强的流动性及触变性。

施工采用复式负压固结法中的核心技术——无砂垫层改性真空预压技术，根据现场地质情况设计采用壁厚不小于 2mmDN50 波纹滤水管替代传统的用砂垫层做为水平排水通道，排水主管每 20m 设置一道，波纹滤管间距 0.8m 布置，主次管管径管材相同，竖向排水采用 A 型塑料排水板，排水板间距为 0.8×0.8m 布置，插板深度要求插至吹填前地坪标高，并铺设一层 150g/m^2 土工布做为真空膜防护层，同时按要求布置沉降标、真空表、孔压计等设施，然后铺设厚度 0.14mm 聚氯乙烯真空膜两层，四周用人工压入密封沟内深度不小于 1m，最后按每 1000 m^2 布置一套功率 7.5kW 真空泵进行试抽真空。

抽真空期间膜下真空度稳定在 80kPa 以上连续不间断抽真空不小于 90 天，并按设计要求进行观测做好数据统计分析，当连续 4 昼夜场地实测沉降量小于 2mm，真空排水基本无水排出时，真空预压卸载。

在抽真空前，人在膜上行走有很深的陷窝（见图 6），而在抽真空两个月后行人已能够

在上面行走而不会出现陷窝（见图 7）。

图 6 抽真空后 1 周前场地

图 7 抽真空 2 月后场地

采用静载荷试验对加固后地基承载力进行了检测，试验结果如图 8 所示。检测结果表明，软基处理场地 3 个月处理后承载力大于 55kPa，处理深度大于 3 米，处理后表层形成 1 米以上厚度的硬壳层，达到了预期的处理效果。

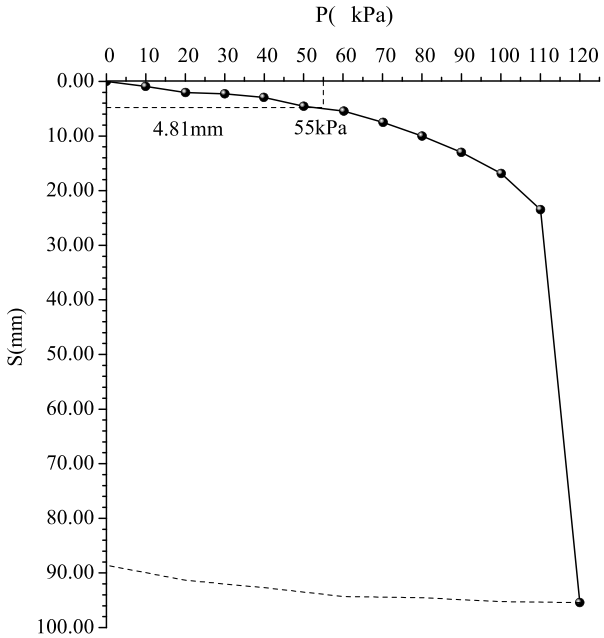


图 8 现场载荷试验曲线

5 结语

本文开发的改性真空预压技术成功地解决了超软吹填土地基不能满足一般施工机械和人员作业条件的难题，经温州民营经济科技产业基地永兴园区的大面积应用，实际处理效果证明该地基处理方法针对性强，适用性强、技术先进合理、施工快捷方便、加固效果显著，可显著提高地基土的承载力和减少工后沉降，成功解决了超软吹填土地基处理难题。

在未来，随着科技和经济的发展地基处理技术将会不断发展和完善，地基处理技术的发展前景也将会愈来宽广。

参考文献:

[1] 地基处理手册编委会. 地基处理手册（第二版）[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.

[2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑地基处理技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.

[3] 董志良，张功新，莫海鸿等. 超软弱土浅表层快速加固方法，中国，ZL2008100261684[P], 2008.

[4] 彭建, 王仰麟. 我国沿海滩涂的研究[J]. 北京大学学报, 2000, 36(6): 832-839.

[5] 周健, 张健, 姚浩. 真空降水联合强夯法在软弱路基处理中的应用研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(增): 198-200.

[6] 刘汉龙，王保田，陈永辉，丰土根，戴元志. 复合加筋排水褥垫，中国 ZL02218323X[P]，2002-01-14

[7] 刘汉龙，曾国海，高有斌，高明军，丁选明. 吹填超软地基改性真空预压结合覆水预压快速处理方法: 中国, ZL201010158412. X[P]. 2010-04-28.

[8] 河海大学, 温州民科产业基地开发有限公司. 大面积超软地基复式负压快速固结技术开发与应用研究报告[R]. 南京: 2011.

利用高分辨率 PSInSAR 监测大型线性工程区地面沉降

葛大庆，王艳，李曼，张玲，刘斌
（中国国土资源航空物探遥感中心，北京，100083)

摘要：地面沉降是当前我国中东部平原、盆地和三角洲地区多发的地质灾害形式之一，随着高速铁路、公路、大型管线等地跨不同地质单元的大型线性工程建设，由地面沉降引起的非均匀性垂向变形的累积效应对线性工程的影响越发显著。城市深基坑、地铁隧道等地下工程施工建设与运营过程中产生不同程度的地面下沉，引发工程线路上方及周边建（构）筑物的下沉和变形。针对大型线性工程区地面沉降影响评估与分析，本文介绍了利用高分辨率 PSInSAR 技术进行大型线性工程区地面沉降的精细监测技术，分别以京津城际轨道交通工程，北京地铁 7 号线和上海地铁 10 线为例，对工程沿线的区域性地面沉降、地铁开挖过程及运营初期地面沉降的影响分布时间特征进行了分析，显示了高分辨率 InSAR 技术在全面准确测量地面沉降方面的技术特点和监测能力。

关键词：大型线性工程；地面沉降；高分辨率 PSInSAR；地铁开挖；时间效应

1 引言

我国当前大规模施工建设的大型线性工程如高速铁路网、城市轨道交通网、南水北调工程等主要集中分布于中东部的平原、盆地和三角洲等经济发达地区，由于各地区特殊的地质单元结构，均不同程度的存在地表形变灾害。由地面沉降、地裂缝和地面塌陷等地表形变引发的高速铁路路基下沉、桥梁变形、输油输气管线断裂等问题，使运输物流系统暂时瘫痪，并直接威胁到生命财产安全。此外，大规模城市地下空间的开发利用，如深基坑开挖、地铁隧道建设等引发的地面沉降对工程线路上方周边建筑物的影响突出。以上海、北京等地铁施工为例，由于不同时期的线路建设，新修线路穿越已建成线路，地下连续挡土墙所触及的深度和工程开挖深度逐步增加。其中，北京地铁6号线东四站穿越已建成的5号线下方，车站埋深达到34米的深度，是北京最深的地铁站。上海地铁九号线宜山路站挡土墙深度达62.9 m，开挖深度达30.6 m，成为上海最深的地铁站。为确保地铁的施工安全和邻近建（构）筑物的安全，各城市对地铁建设引发地面沉降有着严格的控制标准。北京、上海等城市对地铁隧道引发沉降的控制标准不超过30mm，而一些重要地段则要求控制在15mm之内[1]。

比较上述两类线性工程区地面沉降的影响特征：前者主要受地面沉降影响引起路基下沉和变形，具有长期性和区域性；后者则由地下开挖引发沉降，沉降影响分布取决于线路走向，沉降幅度取决于开挖深度、施工工艺和降水方式[1,2]。如何准确有效地监测、识别并评价与大型线性工程相关的地面沉降的影响是确保工程安全的基础工作。以往多利用点位

收稿日期：2014 年 10 月

测量数据（如水准、GPS、应力应变测量和光纤测量等）通过理论计算法和实测数据分析法进行趋势分析和预计。由于线性工程分布方位广、变形特征差异大，常规点位测量在解决大范围覆盖和高密度测量上存在不足。

雷达干涉测量（SAR Interferometry，InSAR）技术利用 SAR 对同一地区重复观测获取的相位信息，通过相位干涉方式进行解算，可准确提取观测时段内的相对变形量，已在地面沉降、地面塌陷、冰川移动、火山活动、地震形变场反演等多尺度、多类型地表形变监测中得以应用[3]。我国近十年来组织了大规模的区域性地面沉降 InSAR 监测工程化应用，利用 ENVISAT、RADARSAT-2 等 SAR 数据（20m～30m）完成了华北平原、长三角和汾渭谷地等主要沉降区的全覆盖监测，实现了相同基准、同一时间段的完整成果，年沉降速率监测结果与精密水准测量的比较精度达到 3～5mm，在重大工程区和工矿区地面沉降和塌陷方面应用效果显著[4, 5]。

本文重点介绍了利用高分辨率 SAR 数据和 PSInSAR 时序分析技术提取线性工程区地表微小形变的方法，结合京津城际轨道交通工程、北京地铁 6、7 号线和上海地铁 10 号线地面沉降高分辨率 InSAR 监测结果，分析了高铁沿线区域地面沉降和对路基沉降影响特征，并重点对地铁地面沉降在建设和运营初期的分布特征，影响范围及其随时间的变化特征进行了综合分析，展示了高分辨率 InSAR 技术监测重大工程区地面沉降的能力和作用。

2 InSAR 技术与地表形变监测

2.1 InSAR 形变测量的核心

InSAR 形变监测技术的核心是利用重复观测获取的相位信息进行干涉进而提取形变量，其观测对象为两次观测过程中后向散射特性保持稳定的雷达目标，称为相干目标（Coherent Target），对应的地物一般为人工目标和自然目标。人工目标以建筑物、桥梁、管线、柱、杆等为主，其散射特性多表现出点目标（Point target）的特点，在较长时间内保持着良好的相干性。而自然目标以裸露岩土体为主，在 SAR 分辨单元内保持了较为均一的散射特性，多为分布式目标（Distributed target）。植被、水体覆盖的地区，一般不存在良好的自然散射体（natural scatterer），因而难以直接进行 InSAR 监测，需要布设一定数量的人工目标，如角反射器（Corner reflector）等进行测量。

InSAR 形变测量是以雷达相位（而非强度图像）的干涉测量为基础，以遥感方式实现几何测量，属于空间大地测量。与由点到线进而成面的传统测量手段相比较，从时间和空间的观测点密度上有了极大的提高，实现了所有测量目标的同步观测和高密度监测，特别是高分辨率 InSAR，提高了 InSAR 的可测量范围和精细程度，具有大范围覆盖、高精度、高密度和高频率的优势。

2.2 InSAR 形变测量的主要技术方法

一般而言，InSAR 提取形变信息的方法有常规的差分干涉测量（Differential InSAR，D-InSAR）和相干目标时序分析方法，前者是利用两次观测实现变形过程的“片段”测量，而后者则利用长时间条件下获取的差分干涉相位序列，通过相位的统计模型求解变形速率

和变形序列，并削弱 D-InSAR 面临的大气影响以提高监测精准度，实现形变对象的全过程测量。目前，时序方法在较为缓慢且连续变形的监测中应用广泛，如地面沉降、滑坡蠕变、火山活动、大型单体建筑等，前提是存在足够的相干目标。D-InSAR 在较为突发且幅度较大的变形，如地震、冰川移动等，对于提取单时相形变效果显著。相干目标时序分析思想下，产生了如永久散射体干涉测量（Permannent Scatterer Interferometry）技术、短基线集（Small Baseline Subset）等方法，其出发点仍然是差分干涉相位，因而，差分干涉是形变测量的基础。从测量形变的结果上，D-InSAR 获取的是观测时段内的相对变形量，而时序分析方法获取的则是相干目标的平均形变速率和形变变化序列。

3 高分辨率 PSInSAR 形变监测技术

3.1 线性工程 InSAR 监测

中等分辨率 InSAR 技术开展高速铁路（公路）、长距离管线等大型线性工程沿线地表形变调查与监测已在国内外取得较好的应用效果，在大区域地表形变监测方面体现了高频度、高密度、大范围覆盖的技术优势。受制于分辨率的限制，中等分辨率 InSAR 的测量结果为多个散射体的综合，精细程度上难以实现对大型工程、独立构（建）筑物等地物局部精细测量。比较而言，高分辨率 InSAR 借助高分辨率（1-3m）SAR 数据，适用于大型构建筑物和典型地物目标的精细监测，是中等分辨率 InSAR 技术更进一步的发展。

以 TerraSAR-X 和 COSMO-Skymed 为代表的高分辨率雷达卫星系统为开展 InSAR 精细化监测提供了数据源，其总体优势体现在两个方面：①高密度相干点目标和短周期（8-11 天）；②对地面目标的准确定位。由于分辨尺寸效应影响，中等分辨率 SAR 数据上同一分辨单元内若干独立的散射体在高分辨率成像模式下表现为稳定的相干目标，而在中分辨率数据下整个像元为低相干目标，相位混杂，难以提取有效的干涉相位。因此，在高分辨率条件下相干目标的数量会大幅度增加，不仅表现为受几何尺寸成倍的增加，而且低相干地区独立分布的散射体可能表现为相干目标。高分辨率实现了对地物细节的精细刻画，由此方便了对地物细节信息的提取，也使得相干目标的精确定位成为可能。对于雷达像元的分辨率而言，其获取的散射信号时目标单元内多个独立散射体散射相信的相干叠加，高分辨率尽可能提取了单位散射体，这使得每一个目标定位更加精确。

高分辨率 InSAR 有利于直接提取单个目标的干涉相位。针对线状地物，如位于地表的高速铁路、公路、输水输油管线测量等对象，中等分辨率 InSAR 监测成果准确反映了区域地表变形场（一定范围）的分布特征，但受到分辨率的限制，对于线性工程路基、桥梁、轨道等稳定程度的监测不够。其根本原因在于难以实现目标准确定位，即分辨精细程度不足。因而，高分 InSAR 提供了对工程体和周围环境的共同监测，易于分辨环境变化对工程体的影响。但分辨率的提高并不能完全实现每个地物的有效监测。其根本原因就是受相干性的影响。相干性是一个相对概念，在特定雷达成像方式下保持相干的目标，在其他成像模式下并不一定保持相干。相干性与雷达波长、入射角、入射方向和扫描方式都有直接关系。对于高铁等线性工程监测，选择与铁路线路近似垂直入射的雷达数据有利于提取更多

相干目标，特别是线路之上的，其监测结果也反应了线路本身的变化。

3.2 高分辨率 PSInSAR 处理方法

（1）处理思路

高分辨率 SAR 条件下，城市建筑物（如楼房）在斜距成像后投影到二维平面，形成多个相干目标，而实际场景中为垂直于地面具有一定高度的独立地物，这一特征要求在形变参数解算的策略上予以顾及。高层建筑物的分布增加了高分辨率干涉图中条纹的密度，给相位解缠带来了不便。同时，地物高程相位与地表形变相位混为一体，在不能准确解算的情况下，将直接影响形变信息的提取精度。

高铁线路等线性工程多分布于城市地区，相干目标集中，解算的主要难题是如何精细分离各相位组成分量。因而，形变信息提取的基本思路以永久散射体干涉测量（PSInSAR）为主，综合利用长、短基线干涉相位序列的二维相位回归分析，建立以迭代算法为主的多模型高分InSAR数据处理方法，通过逐次迭代求解地表形变信息和地物高程信息。在此基础上获取相干目标的形变速率，形变序列和对应的高程估计值。这里简要描述地表形变参数的提取算法。

（2）二维周期函数模型

形变序列的处理模型中，考虑到大气的空间相关性，如果对相邻两点（小于大气相关距离）求差则可以削弱大气的影响。相邻相干目标i和j的差分干涉相位的互差为：

$$\Delta\varphi_{i,j}^{k}=[C_B\cdot B^{(k)}\cdot\Delta\varepsilon_{i,j}+\frac{4\pi}{\lambda}\cdot\Delta d_{i,j}^{(k)}]+\alpha^{(k)}+n^{(k)} \tag{1}$$

式中，C_B 为垂直基线相关的系数，B 为垂直基线，$\Delta\varepsilon$ 为相对高程误差，d 为形变量，α 为大气相位，n 为噪声，k 为干涉图个数。

由于相邻目标间的相对变形速率与时间间隔相关，干涉图的时间基线 T 为自变量，因而，可将形变量 d 分解为两部分：线性形变速率 Δv 和非线性形变量 μ_{NL}。对于缠绕相位其周期数由相对高程误差和线性形变速率共同决定，采用二维参数估计方法可实现对相位周期的估算。由此，构建目标函数：

$$\varphi_{\mathrm{model}}(i,j,T^{(k)})=C_B\cdot B^{(k)}\cdot\Delta\varepsilon_{i,j}+\frac{4\pi}{\lambda}\cdot T^{(k)}\cdot\Delta v_{i,j} \tag{2}$$

将式（2）从差分相位互差 $\Delta\varphi_{i,j}^{k}$ 中减去可得残余相位：

$$\Delta w_{i,j}^{k}=\Delta\varphi_{i,j}^{k}-\varphi_{\mathrm{model}}(i,j,T^{(k)})=\mu_{NL}^{(k)}+\alpha^{(k)}+n^{(k)} \tag{3}$$

显然，当目标函数的参数 $\Delta\varepsilon$ 和 Δv 在准确估计时，残余相位将最小化。

在相邻两点解算的基础上，需要对于所有相干目标建立连接关系，整体求解形变场的速率和高程误差改正。这一目标的实现可通过建立Delanay三角网的方法完成。利用邻近法则将所有距离满足大气相关距离的相干目标连接起来，在求解完成相邻点间的互差后，通过最小二乘或加权平均的方法可以求解每个目标相对于参考点的变形速率，即总体形变速

率场。

（3）地物高程的迭代回归

高程和形变信息的整个求解过程为分步逐次迭代。考虑到建筑物的高度、干涉图基线及地形相位条纹密度的关系，取研究区平均建筑物高度作为高程约束，确定初次计算地物高程时需要的干涉图序列。为降低相位解缠的误差以提高初次高程估计的准确性，选择条纹在 1 个整周以内的干涉图参与运算。以 Cosmo-skymed 数据为例，确定时间基线小于 50 天，空间基线小于 50m 的差分干涉序列作为初始数据进行地物高程值的估计，按照一维模型（相位变化主要与高程相关）进行参数估计。将估计值作为初始 DEM 模拟地形相位，去除相同时间间隔下垂直基线为 100m 以内的干涉图中的地形分量，重新利用一维模型求解高程残余值。在获取初始高程后将时间基线大于 50 天，空间基线大于 100m 的干涉图加入二维参数估计序列，增加高程误差估计和形变速率估计的干涉图数目，最终将垂直基线小于 300m，时间间隔在 1 个年度以内的干涉图参与计算，估计最终的高程改正和形变速率。

4 线性工程区应用实例

4.1 京津高铁沿线地面沉降监测

京津城际轨道交通工程（京津高铁）是我国第一条设计速度为 350km/h 的高速铁路，全长 115km，沿线经过北京市通州区和天津市北辰区两个沉降区带[4]。其中，北京段沉降区位于通州区，年地面沉降达 60～80mm，高铁线路途经的十八里店、康化桥、东石村桥和亦庄站等均为多年来的主要地面沉降区[3]，为长期抽采深层地下水所致的区域性地面沉降。为研究高铁线上目标及路基沉降特征，获取了从 2009 年 1 月至 2011 年 8 月间的 Cosmo-skymed 3m 分辨率 SAR 数据进行时序分析处理。

图 1 所示京津高铁沿线主要区段地面速率，对应的线路里程数为 DK10-DK22。从 2009 年至 2011 年的 3 年中，最大沉降速率达到 125mm，表现为区域性沉降的特点。该时间段内为京津高铁正常运营期，监测结果反映了地面沉降对高铁线路的影响，而非高铁施工引发沉降。京津高铁在该段受整体性地面沉降影响，呈现出连续下沉的特征，从 DK12 至 DK22 半径为 10km 的范围内，沿线路走向的沉降区带两侧较为对称，如图 2 线上目标沉降速率图。从 DK9 至 DK16 约 7km 范围内的差异沉降为 98mm，由此引起的线路附加坡度为 0.016‰，远小于设计指标对于线路平顺性的要求。但持续的差异性沉降降低了路基的绝对高程并产生附加坡度。加之该地区局部开采浅层地下水引起较大的不均匀地面沉降，进一步加剧线路不平顺性，影响高速铁路行车安全。

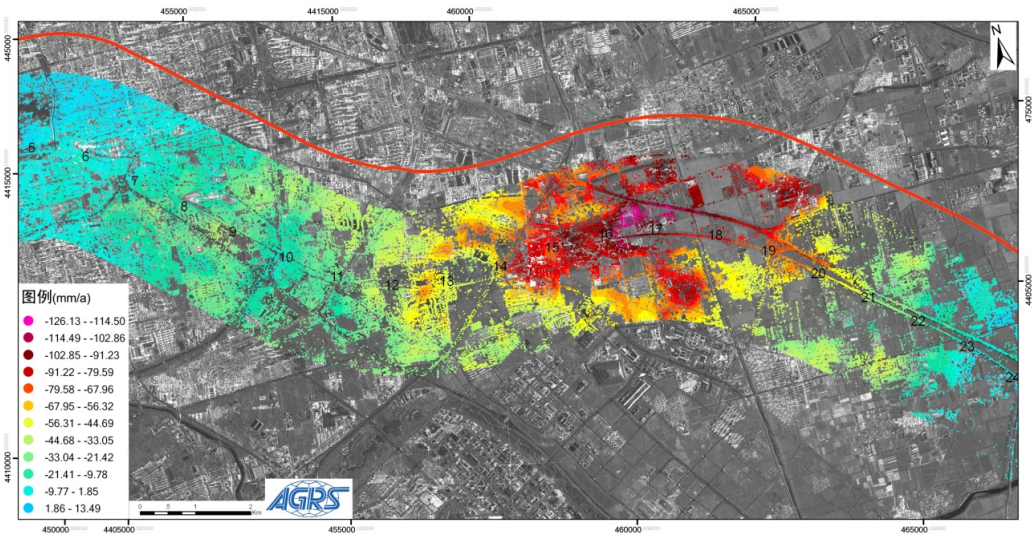


图 1 京津高铁 DK5-DK24 沿线 8km 范围内地面沉降速率（2009 年 1 月～2011 年 8 月）

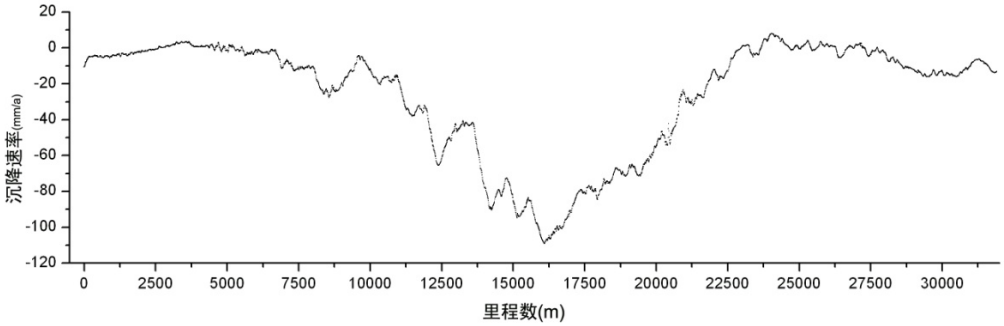


图 2 京津高铁 DK0-DK32 沿线路基线上目标沉降速率

通过对DK12-DK22沿线地下水位观测数据分析发现，多年来地面沉降与地下水水位动态变化具有良好的一致性，地下水位在反复升降中呈持续下降状态，地面沉降量呈持续增加状态，沉降速率的周期性变化与地下水水位的季节性反复升降过程吻合。目前为止，沉降量仍在不断累加，沉降量仍然会在相当长的一段时间内继续增加。

对高铁线路上的目标时间序列分析发现，整体沉降呈现出较为线性的随时间增加而沉降速率增大的特点。这与北京段区域沉降的时间变化特征相似。图3所示分别为北京南站候车大厅顶棚、高铁线路上典型沉降中心处相干目标的沉降序列。显著的线性沉降特征与地面下沉特征相似，表明铁路受到地下采水引发沉降的影响，属于区域性沉降对工程的附加影响。

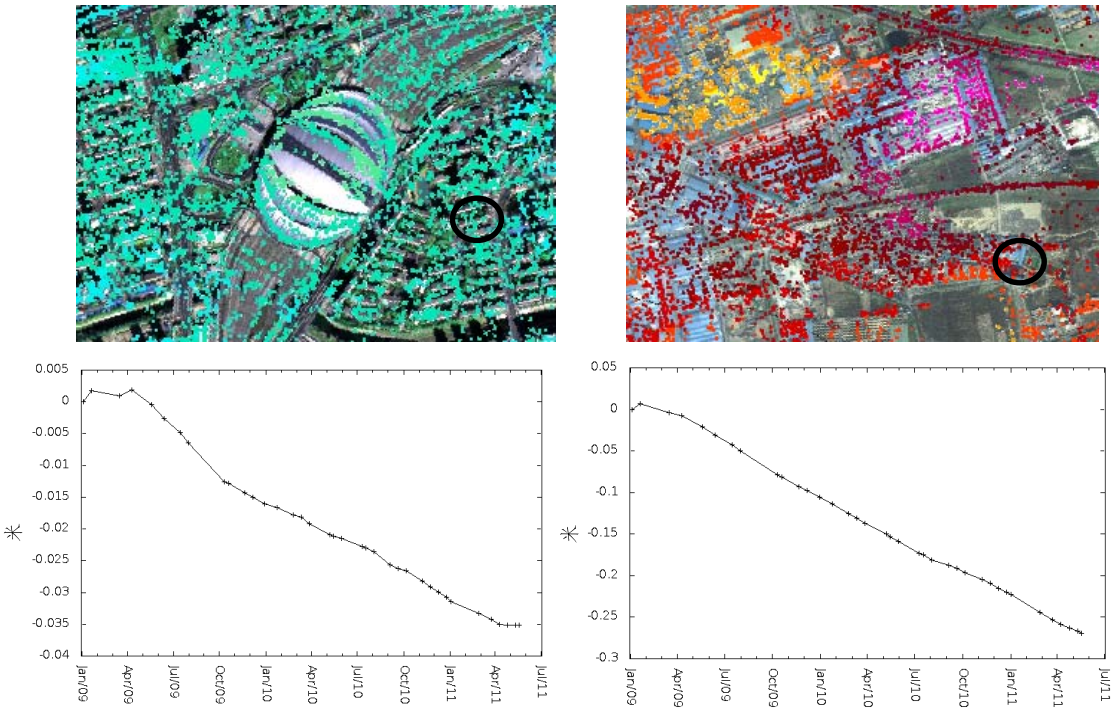


图 3 高铁线上目标和北京南站沉降序列 （左：北京南站候车大厅顶棚，右：高铁线上）

4.2 上海地铁 10 号线地面沉降效应分析

上海地铁 10 号线一期工程全长 36 公里，共设 31 座车站，整条线路均在地下，起点为杨浦区新江湾城，终点为虹桥机场，是上海城市轨道交通路网中的骨干线路。其中龙溪路站以东及支线部分于 2010 年 4 月 10 日开通试运营，而主线龙溪路站以西已经于 2010 年 11 月 30 日开通。10 号线在建设过程中采用分段开挖的方式进行，按照施工区间进行沉降控制，因而不同地区的沉降幅度有所不同。总体上，整个线路的施工开始时间为 2007 年年底和 2008 年年初，开通试运营为 2010 年 4 月。

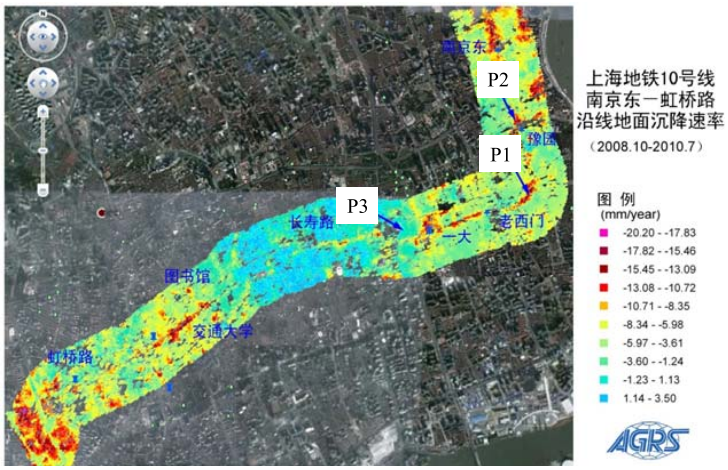


图 4 上海地铁 10 号线沿线沉降速率

选择利用覆盖上海市主城区的 Cosmo-skymed 3m 分辨率雷达数据 35 景，其获取时间为 2008 年 11 月至 2010 年 6 月。在此期间上海市区在建地铁有 10 号线和 9 号线的部分区段，这一时间跨度与地铁施工和运营基本同步。

图 4 所示为 10 号线路陕西南路-淡水路-老西门-豫园-南京东一线表现出明显的线性沉降分布，与地铁线路重合，在该段时间内累积沉降量最大处超过了 25mm，但不同区段内的沉降分布不同。

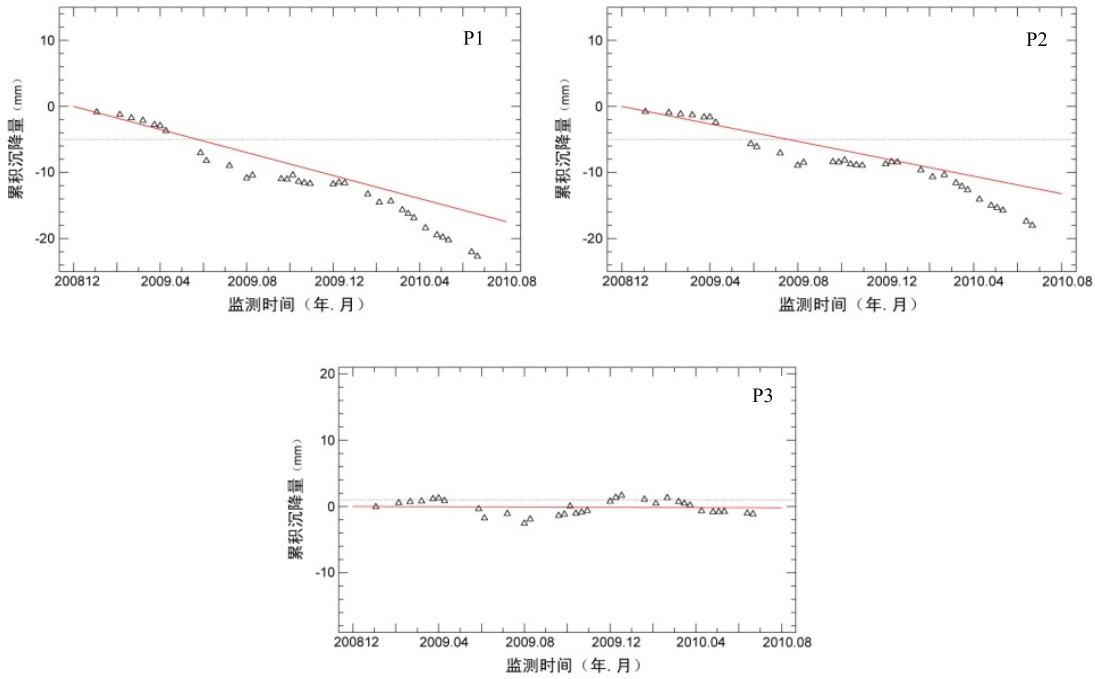


图 5 相干目标沉降序列（P1、P2 为线上目标，P3 为非线上目标）

（1）10 号线地面沉降的时间特征

为分析地下施工引发地面沉降的变化特征，分别在线路上方选择目标点 P1、P2 和远离线路的目标 P3（图 4、5 所示）。对比 P1 和 P2 点沉降序列发现，2 点表现出相似的沉降特征，即从 2008 年 12 月至 2009 年 4 月下旬沉降缓慢，此后至 2010 年 3 月沉降速率较之前有所增加，在此阶段内随着时间推移逐渐减缓。从 2010 年 3 月份之后沉降有加速的趋势。这种时间分布特征与 10 号线施工和运营的时间节点基本吻合。在施工和运营前后表现出不同的沉降特征，呈现出连个加速阶段，前者与施工过程中的开挖有关，而后者则可能与地铁运营初期动载荷的效应有关，后者在一段时间内加速了沉降的产生。而远离线上的目标 P3，则不具备加速的特征。

（2）线上纵向沉降分布与影响范围

分别在陕西南路（一大）－淡水站、老西门站－豫园站、豫园站－南京东路站间的沉降区设 3 条剖面 P1-P1'、P2-P2'和 P3-P3'，提取隧道开挖期间在纵向上的地面沉降量。对比 3 个剖面（图 6）可知纵向上的沉降特征为：1）线路两侧的沉降影响范围基本对称，5mm

的沉降影响半径为 100m～150m；2）线路纵向呈现沉降槽，最大沉降量位于纵向剖面中心，达 10～15mm，影响范围为 50-100m； 3）在沉降槽的边缘有部分地区出现回弹现象。

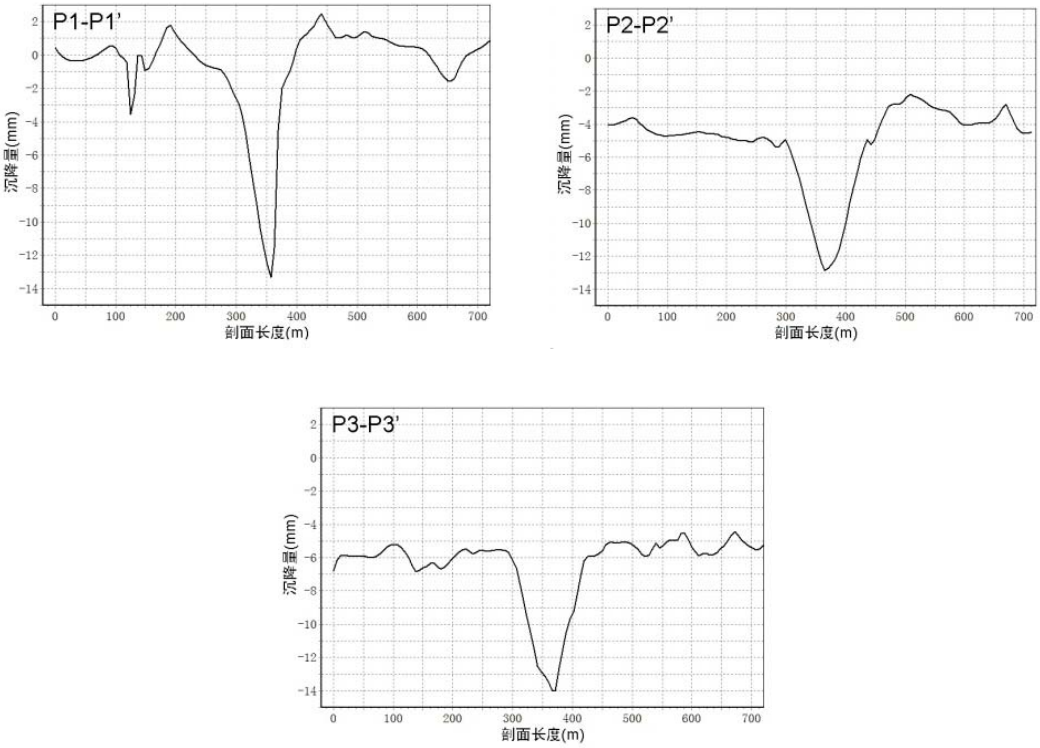


图 6 纵向剖面沉降量

（3）沿线路走向沉降分布特征

如图 4，从南京东路——一大区间内沉降呈现出与线路方向一致的线性分布。各站点区间内普遍地面沉降达到 10～15mm，最大超过 20mm，而站点上沉降均小于 10mm。特征如下：1）沿线路分布明显，沉降位于隧道上方，应属于施工期间沉降；2）各主要车站沉降较区段内沉降较小；区段内沉降较为均匀，在监测时段内达到 10～15mm。

4.3 北京地铁 6、7 号线地面沉降影响特征

北京地铁 6 号线西起石景山区苹果园站，东至通州区东小营，与 S1 线相连到达门头沟新城。该线全长 52 公里，共有 33 个站，一期工程已于 2012 年 12 月 30 日正式开通。北京地铁七号线起于北京西客站，终于焦化厂站。工程线路全长约 23.81km，均为地下线；全线共设车站 23 座，区间隧道覆土厚度在 11～30m 之间，最小覆土厚度在化工二厂路站～紫南家园站区间，覆土厚度为 11～13m；最大覆土厚度在都市街站～瓷器口站和瓷器口站～幸福大街区间，覆土厚度为 28～30m；地下车站覆土一般按 3～5m 控制，最大覆土厚度在双井站，为 13.5m。

利用从 2010 年 12 月之 2012 年 10 月件获取的 TerraSAR-X 3m 分辨率 SAR 数据，提取两条线路沿线地面沉降速率图（图 7）。对比发现，6、7 号线沿线沉降中心明显，分别

以 6 号线东四站、7 号线磁器口站最为突出，最大沉降速率达 36mm/a、40mm/a。东四站呈现出对称分布的 2 个沉降中心，25mm/a 以上的沉降影响范围在南北方向上约 650m，东西方向上约为 550m，以线路为中心在南北方向上较为对称分布，向北影响范围向南长约 40-80m。7 号线磁器口站沉降尤为显著，30mm/a 以上的影响范围在南北和东西方向约为 750m×850m。两个主要站点均与地铁 5 线路（南北方向）正交，施工线路穿越 5 号线，最深开挖达到 35m。对照图 8 的沉降序列，东四站和磁器口站沉降呈现出不同的时间特征，前者在 2012 年 5 月份之后趋于平稳，而后者持续下沉。沿线路方向 6 号线沉降显著，普遍达 10～15mm/a，而 7 号线路其余各站点沉降中心突出，如广渠门内站、崇文三里河站。

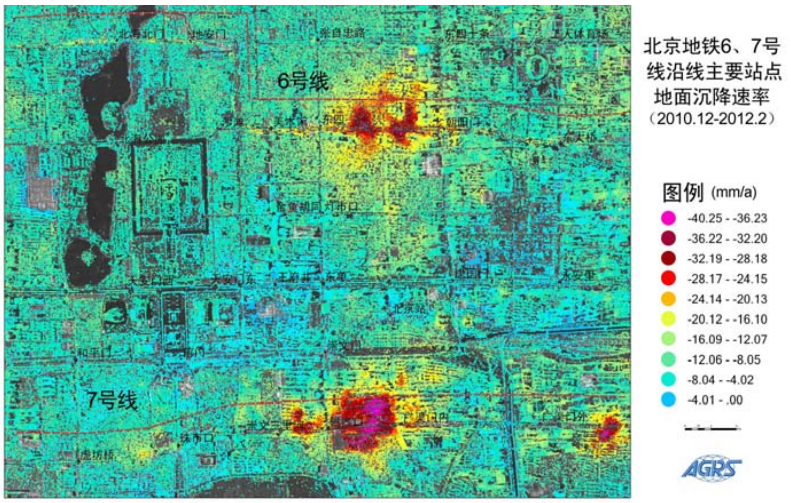
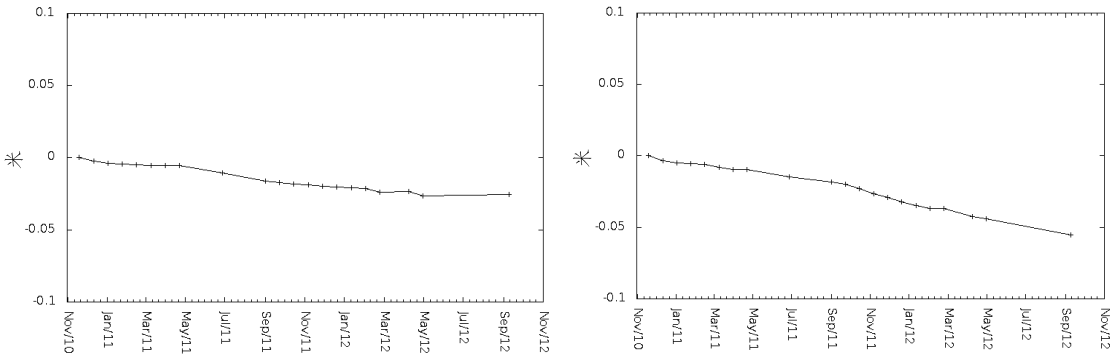


图 7 北京地铁 6、7 号线沿线地面沉降速率



（a）东四站　　（b）磁器口站

图 8 主要站点沉降序列

5 总结

针对地面沉降对重大工程的影响以及城市地下工程建设诱发地面沉降两种问题，介绍

了高分辨率 PSInSAR 技术地面沉降精细监测的方法和应用。分别以高速铁路、城市地铁沿线地面沉降监测为例，揭示了高铁和地铁沿线地面沉降的分布及其空间变化特征，并对地铁施工和运营阶段地面沉降的差异性变化进行了分析，显示了高分辨率 InSAR 技术用于工程区地表形变监测的技术特点和能力。

比较发现，京津高铁受区域地面沉降影响，路基与地面表现出相同的沉降特征，其最大沉降速率超过 80mm/a。分析沉降的差异性，尽管沉降幅度大，但由此引起的附加坡度极小，短期内对线路坡度影响甚微，但随着时间的加剧将影响高铁的平稳运行，需引起关注。

比较上海地铁 10 号线和北京地铁 6、7 号线路施工和运营初期的地面沉降特点，北京地铁车站存在特别显著的沉降中心，最大沉降速率超过 30mm/a，沉降场基本呈现对称分布，而上海地铁站上沉降普遍较小。除站点为，区间内两地区地面沉降特征相近，即：区间隧道沉降量较大，横向沉降大致均匀, 左右沉降相同，而纵向沉降较大，有明显的沉降槽。

参考文献：

[1] 缪林昌, 王非, 吕伟华. 城市地铁隧道施工引起的地面沉降[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2008, 38(2): 293-297.

[2] 李桂华, 黄腾, 席广永等. 软土地铁隧道运营期沉降监控研究综述[J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2011, 39(3): 277-281.

[3] Ferretti A, Prati C, Rocca F. Nonlinear subsidence rate estimation using permanent scatterers in differential SAR interferometry. IEEE Trans. Geosci. Remote Sens, 38(5): 2202-2212, 2001.

[4] 葛大庆, 郭小方, 张玲等. 华北平原地面沉降区 InSAR 监测[R]. 中国国土资源航空物探遥感中心. 2010. 12.

[5] 王艳, 郭小方, 张玲等. 长江三角洲地区地面沉降 InSAR 监测[R]. 中国国土资源航空物探遥感中心. 2010. 12.

[6] 郭小方, 葛大庆, 范景辉等. 重大工程区地表形变高分辨率星载干涉 SAR 关键技术合作研究[R]. 中国国土资源航空物探遥感中心. 2013. 12.

Subsidence along large linear engineering monitoring by PSInSAR with high resolution SAR images

GE Daqing, WANG Yan, Li Man，ZHANG Ling，LIU Bin

(China Aero Geophysical Surveying & Remote Sensing Center for Land and Resources, Beijing, China,100083)

Abstract: Land subsidence is a common geo-hazard occurring in plain, basin and delta area in the east and north China, which posing a great threaten to large scale linear feature such as high speed railway, highway and pipelines across different geological units due to the cumulative effect of vertical deformation. In urban are, with the great increase of deep foundation and subway tunnel construction, subsidence of the buildings, roads and bridges over the subway line occurred frequently. To the aim of subsidence monitoring along linear features we presented in this work the methods and applications of PSInSAR and high resolution SAR images. Subsidence along Jingjin high speed railway was analyzed and the impact of non-uniform subsidence was assessed base on the inteferometric analysis Cosmo-Skymed 3 meter images. The subsidence affect along Shanghai subway line 10 and Beijing subway line 6 and 7 during the stage of construction and operation has been investigated based on the high resolution TerraSAR-X images. The monitored subsidence changes gives detailed description of subway tunneling subsidence over different soil foundation. The subsidence magnitude derived by tunneling over subway lines is higher than that over the stations in Shanghai, but that is just on the contrary in Beijing. Subsidence over both sides of subway line is symmetrically occurred, and tanks occurred across the subway line in both cities. This work resulted that the dense sampling spatially and temporally capable of detailed description the susbsidence distribution and changes over large engineering zone.

Key words: Large scale linear engineering; land subsidence；high resolution PSInSAR；subway tunneling；temporal affect

岩土中爆炸波与结构相互作用计算方法综述（第一部分）

王明洋，高康华
（解放军理工大学爆炸冲击防灾减灾国家重点实验室，江苏 南京，210007）

摘要：岩土中爆炸波与结构相互作用是工程结构抗爆计算理论的关键问题，理论研究中通常在试验基础上，引入合理的介质动力本构模型分析波动问题。针对工程防护计算模型和解析方法，综述了岩土介质中爆炸波与结构相互作用的现状和研究进展，内容包括岩土的动力本构模型，爆炸波在自由场中的传播、自由表面对地下爆炸效应的影响、饱和砂土中爆炸液化以及爆炸波与地面结构、半埋结构和地下结构的相互作用等。重点阐述了非饱和土、饱和土和深部岩体的动力本构模型、考虑松弛效应的岩土综合弹塑性模型，一维平面波在不均匀介质和分层介质中的传播、岩石中爆炸及深地下爆炸地冲击效应以及地下箱型、圆柱形和直墙圆拱型结构爆炸荷载计算方面的研究成果，分析了各种模型和计算方法的适用范围和存在问题。

关键词：防灾减灾工程及防护工程；研究现状；综述；岩土；爆炸波；结构；相互作用

1 引言

爆炸波在岩土中遇到结构等障碍物发生反射并使其表面压力增大，由于岩土质点速度与爆炸波作用下结构整体沉陷和局部变形速度为同一量级，结构沉陷、变形会改变压缩波参数，波参数的改变又反过来影响结构沉降和变形，这种相互改变和影响称为岩土中爆炸波与结构的相互作用[1]，相互作用研究取决于岩土和结构实际特性及求解波动、振动问题的特点，对揭示结构动载形成机理和发展规律、精确分析岩土中爆炸效应及结构抗爆设计具有重要意义。当前基于试验得到大量岩土中爆炸波参数经验公式[2-5]并建立各类岩土动力本构模型，得到了一系列岩土中波传播及与障碍物相互作用一维问题解析解[6-9]；对较复杂的二维、三维波动问题，则多引入假设简化计算或采用有限元等数值模拟方法。本文主要针对工程防护中的力学模型和实用计算方法，从爆炸波在岩土中的传播和波与结构相互作用两个部分，对岩土动力本构模型、自由场中爆炸波的传播、工程结构爆炸荷载确定等方面进行简述。

2 爆炸波与结构的分类

爆炸按爆源与地表相对位置可分为空中爆炸、地面爆炸、地下浅埋爆炸和地下深埋爆

收稿日期：2014 年 11 月

炸，工程结构按其埋深位置可分为地上结构、半埋结构、浅埋结构和深埋结构。一般工业、民用建筑均为地上结构，半埋结构主要用于防空地下室、野战工事，也可用于核反应堆安全壳等重要经济建筑[10]；浅埋结构指结构顶盖与地表平齐或低于地面几十厘米至几米的情况，结构上面覆土较薄不能满足成拱条件，是防护工程和地下结构的常见形式；深埋结构则位于地下十米以上乃至几十米甚至几百米的岩土层中，常见于高抗力防护结构，也见于部分暗挖施工的地下隧道[11]。表 1 给出了各种结构在不同爆炸条件下承受的冲击波类型，表中 h 为装药至地面的深度，q 为装药量，C_P 为岩土中纵波速度，D_φ 为空气冲击波速度。对地面和半埋结构，位于近爆源的超地震区时，空气冲击波速度远大于地冲击速度，可忽略爆炸地冲击作用，仅考虑空气冲击波荷载；位于离爆源较远的超前地震区时，波在地层介质传播速度的衰减要小于空气冲击波的衰减，应考虑地冲击波和空气冲击波对结构的联合作用。

表 1 各种爆炸条件下结构承受的冲击波类型

爆炸条件	比例埋深[12] /m/kg$^{1/3}$	结构类型		
		地面结构、半埋结构	浅埋结构	深埋结构
空中爆炸	$h/q^{1/3}<0$	超地震区（$C_p < D_\varphi$）：空气冲击波；超前地震区（$C_p \geq D_\varphi$）：空气冲击波+感生地冲击波	感生地冲击波（齐地表结构顶面承受空气冲击波）	感生地冲击波（可能承受）
地面爆炸	$h/q^{1/3}=0$	超地震区（$C_p < D_\varphi$）：空气冲击波；超前地震区（$C_p \geq D_\varphi$）：空气冲击波+感生地冲击波+直接地冲击	直接地冲击波+感生地冲击波（齐地表结构顶面承受空气冲击波）	直接地冲击波（可能承受）
地下浅埋爆炸（抛掷爆破）	$0<h/q^{1/3}\leq 0.4\sim 0.6$			
地下浅埋爆炸（松动爆破）	$0.4\sim 0.6<h/q^{1/3}\leq 1\sim 2$	直接地冲击波	直接地冲击波	直接地冲击波（可能承受）
地下深埋爆炸	$h/q^{1/3}>1\sim 2$	直接地冲击波（可能承受）	直接地冲击波	直接地冲击波

3 岩土中爆炸波的传播

岩土中爆炸波常以压缩波形式传播，参数包括波压力、作用时间和传播速度等，与爆源和介质特性有关。通常根据爆炸波宏观试验结果和解决问题的特点建立介质动力本构模型，在此基础上求解波动方程并分析爆炸波的传播规律。对深部岩体，由于具有块系构造、高地应力赋存含能等特点，在大规模地下爆炸作用下还将表现出超低摩擦现象、摆形波现象和低频准共振现象等不同于浅部岩土的动力学与运动学特征。

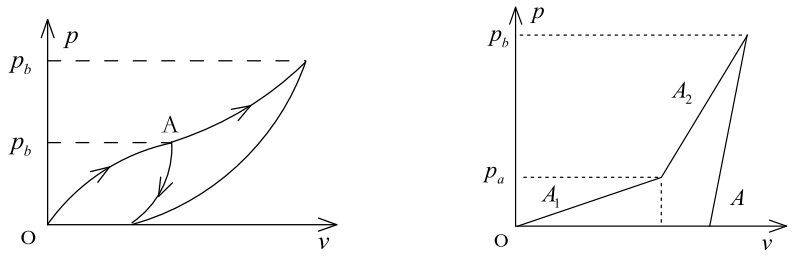
3.1 岩土的动力本构模型

岩土的动力本构模型难以用统一公式涵盖所有情况，工程计算中常选取既能满足实际情况精度要求又能简化计算的型式，如在试验基础[3,13]上建立的线弹性、非线弹性、弹塑

性以及考虑介质粘性的各种动力本构模型[14-15]。其中线性模型可简化计算，得到波动问题解析解，适用于低应力且介质不屈服的情况；非线弹性模型可反映岩土屈服后的非线性变形，适用于加载曲线与卸载曲线相差不大，残余变形较小的情况；弹塑性模型能够描述较高应力状态下土的应力应变关系，在分析岩土中爆炸波动问题中应用广泛；粘性介质模型中认为颗粒重新叠置需要少量、有限的时间实现，而不是瞬间发生的，考虑介质粘性可更为准确的描述波动过程，但会增大数学计算的困难性。当前已对这几类动力本构模型进行大量研究，在此主要介绍几类计算中常用而典型的模型。

（1）土的动力本构模型

非饱和土中爆炸波计算常采用弹塑性模型，忽略应变速率、能量空间弥散和黏性影响，得到的压缩波最大压力衰减幅值较实际要小，但多数情况下结构遇到的爆炸波峰值压力等级均处于土壤加载曲线第二阶段[16]，在弹塑性模型分析基础上经实验修正后确定的土中压缩波峰值压力可以满足工程需求，当爆炸波强度小于 1.5MPa 时，可直接采用 Prantle 曲线[4]。



（a）典型饱和土动力本构曲线　　（b）简化本构曲线

图 1 饱和土动力本构曲线[4,19]

饱和土动力本构模型研究主要以 Boit 理论[17]和 Ляхов 理论[18]为基础，图 1a 给出了典型饱和土动力本构曲线，图中 p,v 为压力和比容，p_a,p_b 为分界应力。图中显示随着压力增大，应力应变关系由递减硬化转为递增硬化，拐点 A 处的界限压力只受饱和土中气体含量影响，压力波通过该点时可能产生强间断并出现再生冲击波。文献[19] 给出了适用于工程分析的简化本构曲线，用两根直线逼近加载曲线，卸载按等应变卸载或按第二加载直线卸载，如图 1b，图中 A_1，A_2，A 分别为介质加、卸载波阻抗。

图 1 给出的动力本构关系未考虑饱和土各组分之间的相对运动，只能用于求解饱和土中爆炸波短时传播过程中总应力和孔隙水压力的变化情况，无法描述后期残余孔隙水压力的变化，不适用于分析爆炸液化问题。Byrne[20]有效应力模型运用应力比（定义为最大剪应力除以平均有效应力，也可用动摩擦角的正弦函数表示）的概念，采用修正的 Duncan-Chang 模型描述土骨架的变形，通过流体体积刚度表征孔隙流体压缩性的影响。该模型用应力比描述塑性剪应变可预测土介质在不排水加载条件下应变软化现象，对分析不排水加载条件下孔隙水压力升高引发的砂土液化尤为重要。王明洋，赵跃堂等[21]在 Byren 模型基础上考虑三相饱和砂土中气体对流体非线性压缩的影响，把线性流体模量改进为考

虑水气耦合的非线性流体模量，建立了饱和砂土爆炸动力分析的适用模型，可考虑各向异性、应变软化和剪切效应，适用于排水条件、不排水条件和部分排水条件下非饱和砂土、完全饱和砂土和三相饱和砂土的爆炸效应及其后液化问题的研究，也可用于地震荷载及其它动荷载问题的研究。

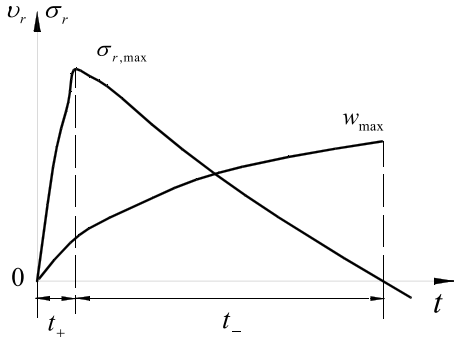


图 2 介质近区应力波[1]

（2）岩土综合弹塑性模型[22-24]

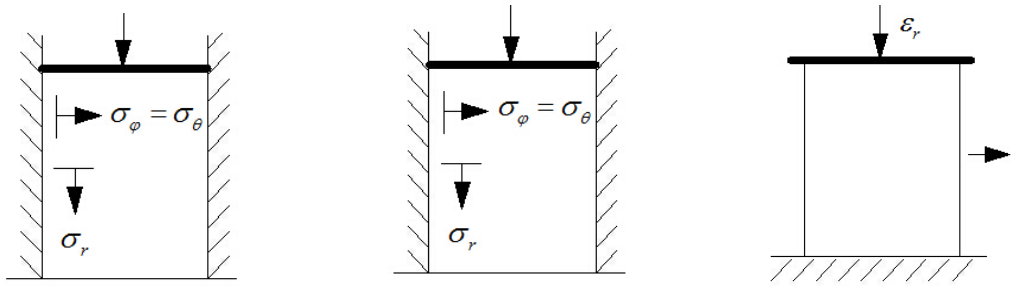
C.C.Grigorian[2]提出了岩土弹塑性介质模型的普遍形式，原则上能描述任何一种运动。该模型认为土的体积变形只与平均法向应力有关，剪切变形特性在到达极限状态前符合线弹性，在极限状态下则符合具有 Mises-Schleiher-Боткин 塑性条件的 Prandtl-Rice 图形，在球对称情况下，介质状态由体积压缩和卸载规律及塑性条件来确定。C.C.Grigorian 模型参数少，控制方程相对简单，考虑了除粘性和扩张性外岩土重要动力特性（如体积变形的非线性和不可逆性、弹塑性剪切、剪切时弹性极限与平均压力的关系等），可描述介质变形和破坏中的主要参数，在理论模拟中能较为准确的再现爆炸波参数，适用范围广，但未考虑介质变形的应力松弛效应，无法解释一些试验结论，且运用该模型计算时得到的破裂区外上升时间变化规律与实际情况矛盾[25]。

Замышляев等[23]在C.C.Grigorian模型基础上，引入非破坏材料强度准则、破坏材料强度准则和脆性断裂破坏时剪切极限应力随时间松弛的演化方程，建立了岩石破碎区域的综合弹塑性模型，该模型较好地描述了强动载下岩体动力行为，模型中的参数及函数变化具有很好的稳定性，能较好的反映破碎区硬岩变形规律对爆炸波传播的幅值和时间特征参数的影响，文献[26]将该模型用于深部硬岩爆炸破碎区动力计算，得到的相对爆腔半径与模型试验符合较好。文献[24]将自由孔隙空间和非结合液体看做土体构造中的缺陷，塑性变形视为加载和卸载过程的泛函，其数学结构取决于缺陷彼此之间以及和土体骨架之间相互作用的规律性，包含有描述缺陷相互作用、活动性以及缺陷稳定条件函数等，并在状态方程中将压力和变形及其时间导数联系起来，提出了软土的综合弹塑性模型。该模型考虑了土壤塑性变形松弛效应，真实反应了爆炸波传播时土体变形特性，在定性分析和定量计算中均能较好再现质量速度振幅，峰值升压时间和最大位移等爆炸波特征值。

（3）内摩擦模型[4,25]

动载作用下，岩石在低应力区（应力幅值超过弹性限不多时）可采用弹塑性体模型，

在高应力区（岩石具有流体动力行为时）可采用理想塑性体模型，当前均进行了大量的研究，但对两个区域之间的过渡区研究相对较少，这一过渡区的范围对于岩石来讲大约在 10~15 GPa，岩石中爆炸问题大多属于该范围。天然岩石材料是由许多颗粒牢固地连接在一起的集合体，尽管这些材料的变形性状取决于裂纹的存在及扩展、构造单元的大小、拓扑结构及相互作用等微观和细观水平性质，但在宏观水平上，所有这些表现为粘结力、内摩擦、膨胀，最主要的是导致行为的非线性，为此，Христианович 和 Шемякин 将岩石视为由紧密排列并牢固胶结的“小球”组成的固体模型[27]，在压力作用下既可能发生“小球”的体积变形，也可能因相互滑移造成联接破坏而出现摩擦。文献[4，25]指出，地下爆炸时，岩石可能由弹性状态经显著增强的塑性状态，再向理想流动状态（或接近流体动力状态）转变，这种增强的本质正是在于内摩擦。



（a）侧面受到刚性约束（$\sigma_\phi=\sigma_\theta=\alpha\sigma_r$） （b）侧面受到有限约束（$\sigma_\phi=\sigma_\theta\neq\alpha\sigma_r$） （c）侧面无约束

图 3 压缩时介质的变形

图 3 给出了介质在具有刚性壁的圆筒中的单轴压缩的三种情况，图中 σ_r 为沿圆筒轴向应力，σ_θ 为径向应力为，ε 为体积应变。图 3a 表示质点间的摩擦力很大且联接未破坏时，介质处于弹性或非线弹性状态；图 3c 表示质点间的联接被破坏，粒子间摩擦力小得可忽略不计，介质处于流体动力状态或接近于理想流动状态；图 3b 表示质点间联接被破坏，但摩擦力不能忽略的情况，此时考虑摩尔库伦强度准则公式（内摩擦角 $\phi \neq 0$ 而粘结强度系数 c=0），应力 σ_r、σ_θ 及介质中声波传播速度 α 按下式确定：

$$\frac{\sigma_\theta}{\sigma_r} \approx \alpha^* < 1 \quad ; \quad \alpha^* = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} \quad ; \quad a^2 = \frac{3K}{\rho_0(1+2\alpha^*)} \tag{1}$$

上式表明 α^* 值与内摩擦角 φ 有关，这种应力状态称为内摩擦状态，摩擦系数变化是解释介质增强 $\sigma_r(\varepsilon_r)$ 的一个主要原因。当 $\alpha^* = \nu/(1-\nu)$ 时，有 $a = a_0 = \sqrt{(\lambda+2\mu)/\rho_0}$，从弹性状态转到内摩擦状态；当 $\alpha^* \to 1$ 时，摩擦系数减小；当 $\alpha^* = 1$ 时，有 $a = c_0 = \sqrt{K/\rho_0}$，对应于流体动力状态。由此可见，内摩擦模型很好的描述了岩土从弹性到破坏状态的过渡。

（4）深部岩体动力本构模型

深部岩体是长期赋存于高地应力环境中的地质体，它过去的历史必将一直影响岩体现在

和未来的行为[28]。深部岩体非线性力学行为尽管已受到了国内外学者的广泛关注，但目前尚没有得到令人满意的计算模型。模型建立的困难不仅在于如何确定深部岩体固有的非均匀、非连续构造表征，同时还在于在很大的动力变形与破坏情况下如何阐述岩体的性质：在宏观上所有这些性状表现为粘结力、内摩擦、扩容和能量释放（弹性、塑性、粘性、惯性）等特性。目前描述岩石非线性力学行为的本构模型大致可以分为弹（粘）塑性模型、断裂损伤模型和物理细观模型等。弹（粘）塑性模型通常用 Drucker-Prage 的塑性流动理论来描述介质的变形，应力的瞬时值与塑性增加的应变率相关[29]。断裂损伤模型基于断裂损伤理论提出各种损伤本构模型，损伤被认为是物体内缺陷形成和发展的过程，而且这个过程的强度和持续时间是由构成损伤物体的应力-应变变化历史所决定的，损伤连续介质力学模型中以下两个因素尤为重要，第一是对作为损伤变量的具体的物理力学量值的选取，以及给出适合的动力演化方程来描述物体变形破坏时尺度定量变化；第二是给出与所选度量相适应的方程来描写损伤连续介质的变形过程[4]。物理细观模型基于物理细观力学理论提出本构模型，该方面通常认为岩体的变形是一个多阶段、多水平的松弛过程，剪切稳定性的丧失是在微观、细观和宏观三个水平上依次丧失局部剪切稳定性的过程[25,30]。

王明洋等[31,32]在深入研究深部岩体变形破坏特征、机理的基础上，根据深部岩体在卸荷条件下能量释放、消耗和转移的过程中，体积变形经历弹性回弹和扩容，剪切变形可能经历峰值前（弹性和内摩擦强化阶段）和峰值后（软化及残余破坏阶段）阶段的性状，提出了深部岩体全过程变形破坏动态本构模型。该模型采用大变形架构，在形变上运用物理细观力学理论和裂纹运动散布理论，引入宏观裂纹扩展滞后时间表征岩体不同构造水平在强化中的贡献，给出了内摩擦强化阶段流变方程，运用裂纹运动散布理论，引入破裂时间表征宏观裂纹扩展贯通过程，建立软化阶段形变本构方程；在体变上该模型从岩体的微细观构造特征出发，采用合理的手段描述岩体内部微裂纹在应力集中源附近的局部拉应力作用下，裂隙萌生和扩展的动态过程，利用断裂力学和散布损伤力学建立了裂隙岩体损伤演化与体积扩容方程。通过对本构模型的二次开发以及深地下隧洞开挖变形破坏的算例表明，该模型能够有效的描述深部岩体开挖卸荷过程中与时间相关的体积扩容、摩擦滑移、以及峰值后大变形等，在深部岩体力学理论与工程中具有广泛的应用前景。

3.2 爆炸波在自由场传播规律

地下爆炸效应主要是致力于定量描述压缩波在介质中的传播规律，并确定具有各种物理力学特性的介质中应力—变形状态的规律性。爆炸按爆源可分为核爆和化爆，核爆空气冲击波产生的土中压缩波波阵面曲率半径很大，波阵面与地面夹角很小，可视为一维应变平面爆炸波传播；对常规炸药的爆炸波，一般情况下，由于与爆心距离近，波阵面曲率半径小，应按非平面波研究，其特点是波传播过程中波阵面会发生几何扩散，并在波阵面后方产生拉应力和振荡现象[33]，但若允许较大误差或者对于大炸药量的化爆，在远离爆心处也可按一维平面爆炸波处理。此外，若爆心附近存在自由面，还需考虑其对介质中爆炸波传播形状、基本参数和耗散过程的影响。

（1）一维平面波

一维平面波传播分析即将压缩波视为在侧应变受限的垂直土柱中传播，所有波参数只

和一个空间坐标以及时间参数有关。通常基于试验引入修正参数考虑实际情况，运用介质弹塑性模型和特征线法求解波动方程，得到压缩波参数公式应用简便，但适用范围受限制。如式（2）考虑能量空间耗散和黏性影响，给出了非饱和土中核爆和化爆条件下感生地冲击波参数[16]：

$$P_h=[1-\frac{h}{c_1t_d}(1-\frac{1}{\gamma_2^2})]\Delta P_m\ ,\ t_{dh}=(\gamma_c-1)\frac{h}{c_0}\ \ ,\ \gamma_c=c_0/c_1\ ,\gamma_2=c_2/c_1 \tag{2a}$$

$$P_h=[1-\frac{h}{2\eta v_1\tau}(1-\frac{1}{\gamma_2^2})]\Delta P_m\ ,\ t_{dh}=(\gamma_c-1)\frac{h}{c_0} \tag{2b}$$

式中 P_h 为土中压缩波峰值压力；ΔP_m 为地面冲击波峰值超压；h 为土体计算深度；c_0 为起始压力波速；c_1 为峰值压力波速；c_2 为卸载波速；t_d 为地面冲击波等冲量降压时间；t_{dh} 为压缩波升压时间；τ 为化爆空气冲击波的等冲量作用时间；$\eta=1.5\sim2.0$ 为修正系数，可综合考虑波的非平面性和传播时能量的扩散和耗散。

一般情况下岩土是不均匀介质，既表现在存在着清晰可见的具有不同特性的层面上，也表现在这些特性连续变化上。一维平面波在不均匀介质中运动方程为：

$$\frac{\partial^2 p}{\partial h^2}-\frac{1}{A^2}\frac{\partial^2 p}{\partial^2 t}=0 \tag{3}$$

式中：p 为压缩波在介质中引起的压力；h 为拉格朗日坐标，数量上等于初始截面和所研究截面之间所包含的介质质量之和；t 为时间参量；A 为介质波阻抗，可通过其随 h 的变化反映介质不均匀性。文献[4]假定介质波阻抗沿质量长度线性变化，即令 $A(h)=A_1+\kappa h$，推导了表面线性衰减压力作用下介质中加载和卸载区域压力和粒子速度的解析解。计算结果表明，对 $\kappa=0$ 的均匀介质，压力曲线与粒子运动速度的曲线重合；当 $\kappa<0$ 时，介质波阻抗随着深度增大而减小，而压缩性增加，不均匀介质中的压力比均匀介质中小，而质点速度则比均匀介质中大，随着距离的增加，不均匀介质中波阵面上粒子速度可能增长，而波阵面压力则逐渐减小；当 $\kappa>0$ 时，介质波阻抗随深度增大而增大，在表面荷载作用下，不均匀介质中压力要大于均匀介质，而粒子速度则比均匀介质要小，在非均匀介质中，随着初始截面距离的增加，波阵面上压力在某些地段上可能显著增长，波的作用时间逐渐增长，而粒子速度则逐渐减小。由此可知，饱和土中出现入射荷载峰值随深度增大而增大的所谓“倒衰减”现象，原因就在于波传播方向上介质波阻抗逐渐增大。

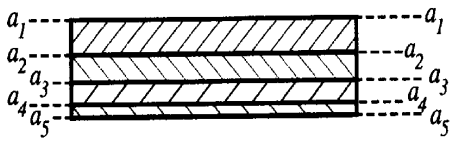


图 4 分层介质计算模型

由于地质构造的复杂性，岩土往往由不同组分的多层介质构成，如图 4，图中 i 表示每层编号，各层起始界面用 $a_i - a_i$ 表示。文献[34]分析了压缩波传播时在介质界面发生反射和透射，按界面处应力和速度连续确定各层中波参数。一般情况下，介质质量速度 u 远小于压缩波速 c，故压缩波作用下介质压力与速度的关系可按式（4）近似确定，式中 p 为介质压力，A_i 为波阻抗，下标 ai 表示界面。

$$p - p_{ai} = \pm A_i\,(u - u_{ai}) \tag{4}$$

在 $h_i / c_i = h_{i+1} / c_{i+1}$ 条件下，可忽略介质层厚的影响，按第 i+1 个界面上的压力和速度确定第 i 层介质的压力和速度。对介质波阻抗沿传播方向逐层增加，即 $A_i < A_{i+1}$ 的情况，第 m 层介质压力和质量速度值可按下式确定：

$$p_{a(m+1)} = \frac{2^m}{\prod_{i=1}^{m}(1 + A_i / A_{i+1})} p_{a1}\ , u_{a(m+1)} = \frac{2^m}{\prod_{i=1}^{m}(1 + A_{i+1} / A_i)} u_{a1} \tag{5}$$

该式表明 $A_i < A_{i+1}$ 时介质压力逐渐增长、质量速度降低，同样解释了上述“倒衰减”现象。

（2）非平面波

岩土中非平面波的传播由于波动方程数学求解较为复杂，理论分析时常选取简化的计算模型确定解析解，对非线性动力本构介质中波的传播，则多采用数值模拟进行分析。对地下封闭爆炸，可忽略地表面反射对地冲击效应的影响，视为无限空间内的膨胀的球对称问题[35-36]。

在孔隙率较低的硬岩中爆炸时，围岩由内至外依次形成空腔、汽化区、液化区、非弹性变形区（压碎区和径向破裂区）和弹性区，如图 5。其中不可逆变形区域性状最终决定了辐射出来波的基本参数，反映了能量分配份额和爆炸地震动的重要特性，文献[4]给出了空腔半径 r_* 及压碎区半径 R_0 的理论计算公式：

$$r_* = \frac{0.61 Q^{1/3}}{\left(\rho a_0^2 f_c^2\right)^{1/9}}\ ;\quad R_0 = \left(\frac{\rho a_0^2}{4 f_c}\right)^{\frac{1}{3}} r_* \tag{6}$$

式中：ρ, a_0 分别为介质密度和介质中的声速；f_c 为介质的单轴抗压强度。

分析爆炸时岩石弹性区波的传播时，可视为波在无限弹性介质中的传播问题，常以爆腔内表面径向粒子速度或径向正应力描述脉冲源，周围介质在此作用下产生空间球对称运动，而后用应力表示运动方程，并用拉格朗日变量表示一维运动情况下均匀连续介质的质量守恒定律，由此得到的解是假设在所有运动区域内介质材料均为弹性状态，但多数试验显示岩土破坏过程的空间—时间特性在本质上取决于爆源近区的介质行为。实际上，爆炸荷载作用下岩石近区达到内摩擦状态，而在较远岩石介质中才处于弹性状态，应力波传播

过程中主要在近区中衰减，如图 6 所示，应力随距离变化在内摩擦状态时为 $\sigma_r \sim 1/(\bar{r}^{2-\alpha})$ [37]，而在弹性状态为 $\sigma_r \sim 1/\bar{r}$，其中 $\alpha \approx \nu/(1-\nu)$，$\bar{r} = r/r_0$，$r_0$ 为爆炸装药半径，ν 为泊松比。主要原因就是摩擦和介质状态的变化，而岩体中衰减的轨迹即为不可逆变形的边界。

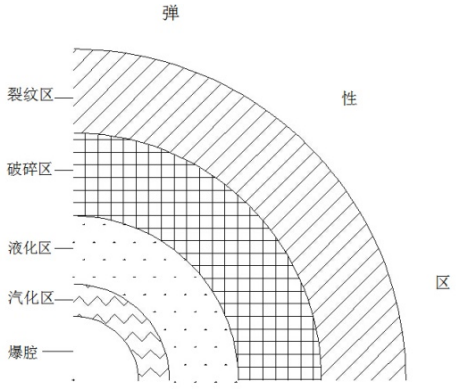


图 5 炸药周围岩体的分区

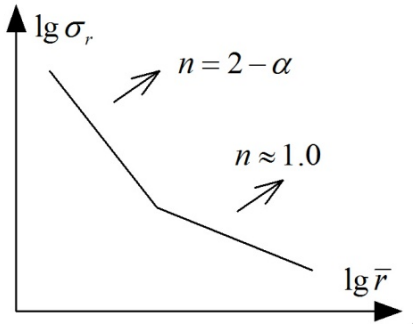


图 6 岩体中爆炸应力波随距离的衰减规律

实验表明，岩石爆炸近区大幅值应力及速度的增长区域与波的整个作用区域相比很小，呈现“短波”特征，而该范围内压力的突变或应力幅值远远小于介质体积压缩模量或波传播方向上压缩模量，呈现“弱波”特征，该状态下各向压缩与体积变形的关系可认为是弱非线性的。基于短波、弱波理论和内摩擦模型，运用量级分析，文献[4,25]研究了球对称、柱对称以及平面应力波在岩石的传播中及内摩擦状态下的衰减规律。

土中球面爆炸波传播问题主要针对集团装药爆炸的理想状态，并忽略介质的初始应力状态。对非饱和土可按弹塑性介质动力模型求解球面弹塑性波和球面冲击波传播的解析解[4]；而饱和土压缩性具有明显的非线性特征，通常采用数值模拟的手段，但可采用适当的简化：在爆源附近适当比例距离处以爆心为球心取一球面，通过试验或一维数值模拟手段确定出该球面上压力时程波形，而后将该球面作为载荷边界进行爆源远场的波场参数分析。

（3）自由表面对地下爆炸效应的影响

对浅埋爆炸，需考虑自由表面对爆炸波传播的影响，即入射波遇自由面形成反射纵波和反射横波，并与后续入射波进行叠加，在靠自由面一侧的岩体内构成非常复杂的动态应力场。地表未发生破坏时，地面运动可视为弹性区内爆炸地震效应，运用弹性动力学理论按半空间边界上弹性波反射问题研究[38]。文献[39]根据爆炸等效荷载理论，把浅埋爆炸的整个非弹性破坏区看成震动源，在地震波传播到地表以前，是球对称问题，当球面波入射到地表面发生反射时，则转变成轴对称问题，如图 7。

图中装药埋深为 h，整个非弹性变形区为以 O 点为中心，R_0 为半径的球形空腔（相当于非弹性变形区边界半径），P_i 为来自爆心的入射纵波，P_r 为来自自由面的反射纵波，S 为由反射波引起的横波，r 为压缩波传播距离。唐廷等[40]在此基础上，以非弹性变形区边界

的径向粒子速度作为爆炸等效荷载，分析球面入射波和反射波的传播过程，利用不完全分离变量法[41]，给出了地下爆炸岩土自由表面位移场的精确解和近似解，研究表明：浅埋爆炸时，随着距离增加地表运动主要受到两组波群影响，近区内表面最大位移和速度的载体是纵波；远区内表面最大位移和速度的载体是表面波，两类波的振幅和周期变化规律见表 2。

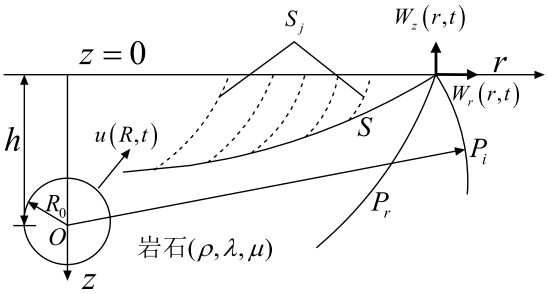
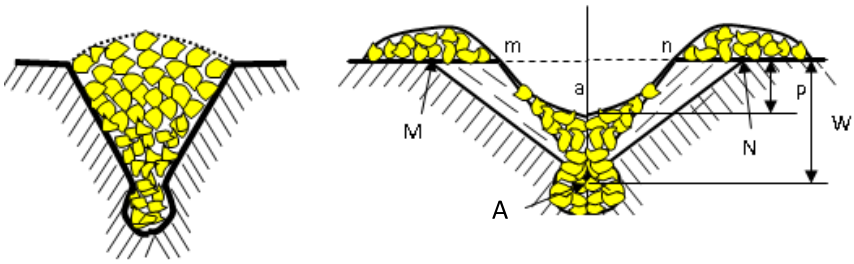


图 7　浅埋地下爆炸地震波传播

表 2 浅埋爆炸地表纵波和表面波的振幅和周期变化规律

波的类型	振幅变化规律	振动周期变化规律
纵波（P 波）	①自由表面产生粒子最大应力和速度幅值衰减规律为：$\sigma_r, v_r \sim 1/r^{2-a}$； ②纵波的位移振幅与装药的比例埋深无关； ③表面水平位移分量、垂直位移分量和无限介质中位移幅值比例为 3:1:2。	①纵波在表面的振动周期接近无限埋深中波的周期； ②纵波周期实际上与装药的比例埋深无关。
表面波（R 波）	①表面波的最大振幅（位移与速度）的衰减规律为：$1/\sqrt{r}$，幅值由非弹性区边界信号参数确定； ②表面波的振幅与爆炸强度和装药埋深有关，特别是，装药埋深增加 2 倍会使振幅减小 3-4 倍。	表面波振动周期比纵波周期大 2-4 倍。



MAN—松动漏斗；MmA—松动锥；mAn—抛掷漏斗；man—可见漏斗；　w—最小抵抗线；P—可见深度

图 8　松动爆破和抛掷爆破

当装药埋深进一步减小时，岩土介质近自由面处会出现局部破坏，即在地面产生疏松鼓包和爆炸成坑两种现象，如图 8。工程爆破中通常认为这些现象是由爆炸应力波与爆炸

产物共同作用[42]的结果，当前针对抛掷爆破成坑范围、最佳埋深、临界埋深等基本参数得到了一系列应用于工程实践的计算公式[3,13]，但这些公式大多基于实验数据拟合得到，由于力学模型和波动方程计算复杂，这些方面定量的理论研究成果不多。

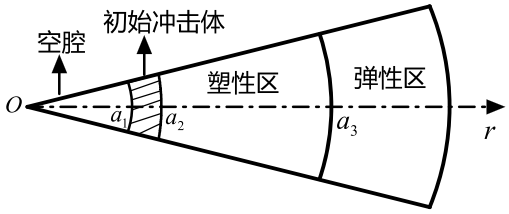


图 9 冲击体压缩周围介质运动

为避免求解自由面影响下岩石中复杂的波场，在不考虑重力影响的范围内，可运用爆炸震塌和贯穿模型研究浅埋爆炸。爆炸后地面反射波和入射波相叠加，沿抵抗线方向的粒子速度增大，运动场对称性被破坏，腔体朝自由面扩展并凸起形成疏松鼓包，对应于爆炸震塌；若破坏介质获得足够速度则向上抛起并形成爆破漏斗坑，对应于爆炸贯穿。将岩石中爆炸空腔附近的介质薄层视为初始冲击体，爆轰产物有效机械能通过冲击体作用于周围介质并使其发生不可逆变形和运动，从而使固体介质中爆炸问题转化为初始冲击体挤压周围介质运动的问题，如图 9。冲击体在运动过程中受到周围介质的抵抗，即承受爆炸抗力，可按刚塑性介质模型并通过极限载荷上限值理论评估，即利用动力学许可速度场积分方程得到未知极限荷载并从上限评估极限作用力。由此，问题就归结为建立能够精确描述动力学过程的速度场。根据不可压缩条件和质量守恒条件及边界条件，构造周围介质塑性区的动力学许可速度场，当爆炸冲击过程开始受到自由面影响但尚未形成贯穿时，介质的径向速度与时间和空间变量均有关系，可称为第一速度场；当贯穿块体形成后，径向速度只与时间有关，且在整个塑性区域内保持一致，如同刚体运动，可称为第二速度场。利用极限平衡原理可确定各种条件下的爆炸抗力，结合初始条件、边界条件求解冲击体运动方程，可确定临界震塌埋深和临界贯穿埋深，即可区分封闭爆炸、疏松爆炸和抛掷爆炸的两类临界状态。

3.3 饱和土中的爆炸液化

在动荷载作用下，饱和土的孔隙压力增大、有效应力减小进而从固态变为液态，这一过程称为液化，其中孔隙水压力的发展导致了土变形强度的变化，又是变形强度变化的体现。饱和土液化动力分析主要有总应力法和有效应力法[43]，前者不考虑孔隙水压力增大对土特性的影响，分析时用初始静有效应力确定土的剪切模量和阻尼比，对液化区的剪切模量则取一个接近零的值，以此反映土体非线性和液化特性，无法得到液化随时间的真实发展过程；后者则基于有效应力原理，分析时考虑动载作用下孔隙水压力上升、有效应力下降导致土体剪切模量减小和土质软化等影响，可较好反映土的液化发展过程。当前对地震作用下饱和土液化问题研究较多[44-46]，而爆炸地震波具有高幅值、高频率、持续时间短等

特点，其作用时饱和砂土显示出不同的动力特性和液化特性，如土体的孔压升高和有效应力降低速度比天然地震波作用时要快，且频率越高，对二者影响越大[47]。

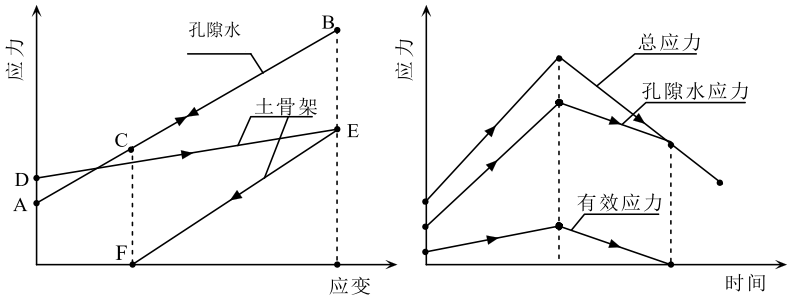


图 10 爆炸液化模型

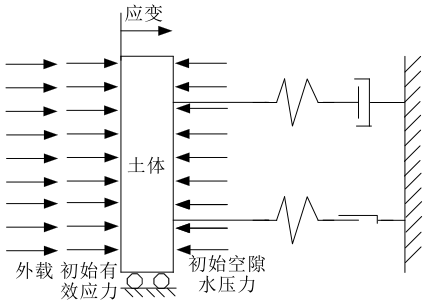


图 11 一维粘弹塑性模型

国内外现有爆炸液化的研究多以实验为主，如在系统分析实验数据的基础上将峰值应力、应变、粒子速度和孔隙应力比与比例距离联系起来，得到判别和确定爆炸液化形成、范围、持续时间的经验公式[48-52]。对爆炸液化机理的研究，一般将理论模型中液化时的爆炸载荷简化为三角形载荷，Prater[53]和 Rischbieter[54]假定土骨架受力变形关系与完全排水条件下相同，忽略土中各相间的相互作用耦合，提出了如图 10 所示的爆炸液化模型，孔隙水变形为线弹性，土骨架应力应变关系加、卸载可能不同路，有效应力增长远小于孔隙水压力增长，可能在土骨架卸载至零时，孔隙水仍处在受压状态，该状态即为液化。Charlie[55]根据 Allen[56]提出的液化过程中砂土颗粒结构变形分析方法，论述了孔隙水压力变化—砂土液化—砂土结构重新固结这一过程，并以一维粘弹塑性模型（如图 11）定性解释了三角形压缩荷载作用和不排水条件下，饱和砂土中孔压的升高和有效应力的降低是由于砂土结构的不可恢复变形造成的，从而使得土体液化。

孔隙水压力的产生、增长和消散在液化动力分析中十分关键，上述分析及大量试验研究表明，一个完整的爆炸孔隙水压力变化过程可以分三个阶段描述，即波传播阶段、残余空隙水压力累积阶段和孔隙水压力消散阶段。爆炸孔隙水压力计算时，对波传播阶段，由于持续时间非常短，固体颗粒和孔隙水之间几乎没有相对运动存在，可采用一般瞬态波传

播分析方法求解。现有试验研究结论分析表明，粒子运动速度峰值是确定残余孔隙水压力比的控制因素，因此波传播阶段的分析是分析爆炸液化问题的基础，考虑到孔隙水压力只是与体积压缩应变有关，因此可以直接根据数值计算得出的体积应变来求出孔隙水压力。第二阶段的持续时间相对于第一阶段有长有短，但相比较第三阶段孔隙水压力的消散过程还是短得多。对于小当量的爆炸过程，一般仅有为数不多的几个加、卸载过程，且振幅不大，此时的边界条件仍然可以采用不排水条件，采用一般的瞬态波传播分析方法仍然可以求解。对于大当量的爆炸过程，这个阶段的持续时间比较长，此时的边界条件为排水条件。第三阶段是孔隙水压力的长期消散阶段，相应于饱和砂土的重新固结过程。由于孔隙水相对于固体颗粒的相对运动不可避免，因此继续沿用前面两个阶段的分析方法将存在机理上的偏差。以第二阶段的计算结果作为初始条件，按照经典的固结方程就可以研究孔隙水压力的长期消散阶段。在前两个阶段采取瞬态波传播分析时，饱和砂土可采用 3.1（1）节提到的有效应力平面弹塑性模型，对爆炸地冲击载荷的输入，由于爆炸地震波引起的介质运动属于短时非平衡随机过程，可采纳天然地震波人工合成的思想，考虑到介质特性、爆炸方式、装药量大小等因素的影响，对爆炸地震波进行人工合成模拟研究[57]：首先应用非平稳随机过程模型进行单点爆炸地震波的模拟，并对模拟结果进行修正，使其速度时程末端值为零而位移时程末端值为某一定值，而后对该模型进行改进，在谱密度函数中考虑所要模拟的爆炸地震波离爆心的距离的影响，在幅值包络线函数中不但考虑距离的影响因素，而且还考虑装药量的影响，最后完成合成模拟。鉴于实际情况中复杂边界条件和介质动本构关系对数学计算造成的困难，常采用数值模拟进行求解[47,58]，如文献[47]根据上述孔隙水压力计算原则，运用有限元法求解了爆炸孔隙水压力的前两个阶段，并采用 FLAC 软件模拟爆炸远区饱和土介质在爆炸地震荷载作用下的动力特性以及液化可能性。

总的看来，孔隙水压力的发展是爆炸液化动力分析的关键环节，与地震液化问题的研究相比，爆炸液化问题在试验研究、理论研究、数值分析和工程应用等方面的研究都还处于起步和探索阶段，其合理性有待于以后广泛的爆炸液化试验进行验证。

3.4 深地下爆炸地冲击效应

在深部岩体中爆炸时，岩体中块系形成整体运动的必要条件是岩块间的超低摩擦效应[59]。超低摩擦效应产生的原因是由于岩块相互接触或脱离以及岩块表面粗糙度的减少。在一定条件下，块系运动还可能发生准共振现象。研究表明[60,61]，对于岩体这类具有粘结力、内磨擦、剪胀等一系列积聚能量的特性的介质，当对它进行加载、卸载循环时，可逆的弹性能远小于加载时的外力功，不可逆变形能一部分耗散了，另一部分积聚在岩体内。当外力卸载后，岩体处于“不稳定”的平衡状态，既外部扰动可使岩体继续变形，这个变形可能是缓慢、渐进的蠕变性质，也可能是突变的动力性质，此时释放的能量大大超过外部扰动能量，外部扰动起到了“扣板机”的作用。这种现象表明岩体中储存有大量的处于不稳定平衡状态的地质构造变形能，当地下外部扰动打破了岩体的原有平衡状态后，引起了岩体中长期储存的地质构造变形能的释放，从而造成岩体中块系结构岩块的剧烈运动。俄罗斯学者[62~64]指出，深地下爆炸时，岩体自由场中除了存在 P 波和 S 波外，还存在非线性“变形”波（如摆型波），其波速较之压缩波和横波虽小，但振幅和能量却大，他们通过理论

分析和模型试验证实了由于块体之间平动与转动引起的非线性“变形”波。

许多地下核试验现象表明，爆炸条件下地下洞室和结构的破坏还与自由场的位移关系密切。俄罗斯学者 Kurlenya 和 Oparin[65]基于对大量地震、岩爆和不同能量等级的深地下爆炸试验中爆炸能量和摆型波载体（地质块体）尺寸之间关系的研究，总结出深部岩体准共振和摆型波现象出现的无量纲能量条件为：

$$k=\frac{W}{MC_p^2}=\Theta\times10^{-\beta} \tag{7}$$

其中：$\Theta=1\sim4$，$\beta=9\sim11$，W 为作用于爆心区域块系岩体的冲击扰动能，M 为爆心区域块系岩体的质量。k 反映了地质块体的动能特征和内部变形波之间的关系。块体在不同冲击能作用下的震动和频谱曲线表明，随着冲击扰动能的增大，当 $k\geq(1\sim4)\times10^{-11}$ 时摆型波开始形成，当 $k=(1\sim4)\times10^{-9}$ 时整个块系进入准共振状态。上述条件满足之后，地质块体间的超低摩擦效应开始起主要作用，块体间相对脱离变得明显，岩块中的超低摩擦效应在地质体进入共振状态时的势能释放过程中起着关键作用。文献[66]深入阐释了该条件的物理基础并定义之为地冲击能量因子。地冲击能量因子特征参数密切了揭示深部岩体非线性动力现象如超低摩擦现象、准共振及其动力事件如岩爆、诱发地震等相互关联的本质规律，为探明深部岩体力学复杂的静动力学现象与工程响应关键机理开辟了新的研究途径。

岩爆产生的动力问题和爆炸诱发地壳地震被认为是类似的现象。深部地下岩体在高地应力的长期作用下存储了大量的弹性势能，开挖扰动打破了岩体原有的平衡状态，使得岩体内部大量的势能释放。深地下扰动被认为只是起到诱导作用，扰动力是一种高频力，将质点运动对振动平均后，相当于在深地下岩体地应力作用下的定常场之外再附加一个扰动场，这一扰动促使定常场的势能开始转化为质点低周期的运动，并出现大振幅的运动。文献[66]指出，要产生岩爆等动力事件，诱发能量可能比原岩初始能量低 2 个量级，而要产生分区破裂等准静力事件，诱发能量则可能比原岩能量低 3~4 个量级。

此外，地下防护工程最关心的是不可逆变形区的大小，要尽量避免工程埋置在不可逆变形范围内。根据俄罗斯试验资料[4]，地下大规模爆炸，爆炸局部不可逆变形区的半径(安全埋置深度 H≥ R_d)为 $R_d\approx(800\sim1100)Q^{1/3}(m)$，其中 Q 为爆炸当量。这一实测结果远远超过按连续介质力学模型计算得到的结果，原因在于地下爆炸时，岩体中由于断裂、裂隙、节理所分割的岩块发生了旋转和相互之间的滑移，这是连续介质模型的计算所无法达到的，但是利用深部岩体非线性力学能量原理却可成功的给出深部岩体介质中不可逆变形区范围。文献[66]将地冲击能量因子写成下列形式：

$$k=\frac{W}{MC_p^2}=\frac{W}{\rho VC_p^2}=\frac{\rho\bar{\xi}^{\&}}{2\rho C_p^2}=\frac{\bar{\xi}^{\&}}{2C_p^2}=\frac{1}{2}\bar{\varepsilon}^2 \tag{8}$$

取 $k\approx1\times10^{-10}\sim4\times10^{-10}$，$C_p\approx5000m/s\sim7000m/s$ ，代入上式可得地冲击运动临界速

度：$\bar{\upsilon} = C_p \bar{\varepsilon} \approx 0.10 m/s \sim 0.15 m/s$。通过地冲击运动的临界速度评估大规模爆炸安全埋置深度为：$\upsilon = A\left(R/Q^{1/3}\right)^{-n}$ 或者 $R = \left(A/\upsilon\right)^{(1/n)} Q^{1/3}$，上述结论与美、俄地下核试验实测不可逆变形区范围完全吻合[66]。

（未完待续）

Review on the calculation method of the interaction between explosion wave in rock and soil and structure

Wang Ming-Yang，Gao Kang-Hua

(State Key Laboratory for Explosion & Impact and Disaster Prevention & Mitigation, PLA University of Science & Technology, Nanjing 210007, Jiangsu, China)

Abstract: The interaction between explosion wave in soil and structure is the key problem of blast-resistant structures design. Based on the tests, the rational media dynamic constitutive relationships were introduced and the wave propagation problems were solved. The recent advancements of calculation models and analytical methods on the interaction between explosion wave in soil and underground structure are reviewed. They are categorized into several parts: the dynamic constitutive models of rock and soil, the explosion wave propagation in free field, the influence of ground surface on effect of underground explosion, explosion liquefaction of saturated sandy soil and the interaction between blast wave and structures such as ground building, semi-buried and underground constructions. The conventional dynamic constitutive models of unsaturated soil, saturated soil and deep rock mass are itemized in details. The integrated elastoplastic dynamic constitutive model for rock and soil is introduced, which can reflect relaxation effects of medium. The research achievements for one-dimensional plane wave propagation in inhomogeneous and layered media, explosion effects in rock and deep rock mass, the explosion load for underground structures such as box-framed structure, circular structure and horseshoe structure are emphatically described. The applicable range and main deficiencies of various calculation models and analytical methods are analyzed.

Keywords: Disaster prevention and Mitigation Engineering; Research and Development; Review; Rock and Soil; Explosion wave; Structure; Interaction.

地基处理新技术

高压旋喷桩成桩直径的计算最新进展

沈水龙[1,2] 王志丰[1,2], 许烨霜[1,2]

（1.上海交通大学土木工程系 2.海洋工程国家重点试验室，上海，200240）

摘要：高压旋喷技术施工设计长期存在着一个问题，即没有统一的旋喷桩直径的预测计算方法。现有的成桩直径计算方法大致可以分为经验公式法和半经验半理论法两类。经验公式法缺乏明确的物理意义，不确定性较大；半经验半理论法有较好的理论基础，可以解释一些施工现象，但不能全面考虑成桩直径的影响因素。桩径影响因素主要包括土性参数和施工参数，其中土性参数主要包括土体强度和颗粒级配分布等，旋喷施工参数则主要有喷射流体的性质、喷射压力和流量、喷嘴形状、喷嘴移动速度和压缩空气等。笔者等基于紊流力学理论与土体冲刷破碎理论，提出了可以同时考虑所有施工参数与土体颗粒级配影响的成桩直径计算公式。经过与现场测试结果对比，证明所提方法具有合理性与可靠性。

关键词：高压旋喷桩；直径；经验公式；半经验半理论公式；桩径影响因素

1 前言

高压旋喷技术是将水力采煤中的高压水射流技术的原理与化学注浆技术相结合，以高压水泥浆液或高压水流喷射并冲击土体，浆液与土粒相互混合，在地层中经化学反应后形成坚固的圆柱状固结体[1]。高压旋喷技术自问世以来有了很大的发展，新的工法不断涌现，已经形成具有多种施工工艺的系列工法。然而高压旋喷技术施工设计方面长期存在着一个问题，即没有统一的旋喷桩直径的预测计算方法。

旋喷桩直径的影响因素可以简单分为土性条件及旋喷施工参数。关于土性条件对旋喷桩直径大小的影响，很多学者从土的颗粒级配、不排水抗剪强度等方面进行了研究，得到了旋喷桩直径随着土体不排水抗剪强度或土中细颗粒含量增大而减小的定性结论[2,3]。关于旋喷施工参数对旋喷桩直径大小的影响，很多都是依据经验性的方法来考虑的，如日本学者Shibazaki[3]曾根据日本地层中的旋喷试验的结果提出过计算旋喷桩直径的经验公式，然而这些经验方法由于缺乏较为明确的物理意义，普适性较差，因此并不能直接应用于旋喷施工设计中[4-6]。

半经验半理论方法基于紊动射流理论，这类方法有一定的理论基础半理论半经验方法基于圆形自由紊动射流理论与土体抵抗射流冲刷理论，一般将射流冲刷破损土体的范围作为旋喷桩的直径，可以较好地解释一些施工中的现象。代表性的半经验理论成果有Modoni方法[7]与Ho方法[8]。Modoni方法与Ho方法的对象都是最简单的单管法，并且考虑的桩径影响因素也不够全面，因此其应用范围也比较窄。Shen-wang等[4-6]基于圆形断面自由紊动射

收稿日期：2014 年 8 月

流理论，通过建立旋喷桩半径、土性条件以及旋喷施工参数之间的相互关系，提出了一种能考虑土体强度和颗粒级配情况的成桩直径计算方法。鉴于桩径影响因素的多样性和复杂性，探索全面考虑桩径影响因素的成桩直径计算方法仍是未来高压旋喷技术发展的一个重点。

2 高压旋喷成桩直径的影响因素分析

考虑高压旋喷桩的成桩机理，成桩直径的影响因素可以分为两个方面：其一是土性参数；其二是旋喷施工参数。土性参数主要包括土体强度和颗粒级配分布等，旋喷施工参数主要有喷射流体的性质、喷射压力和流量、喷嘴形状、喷嘴移动速度和压缩空气等[9]。

2.1 施工参数

（1）喷射流体的性质

不同旋喷工法的喷射流体的性质有所不同，单管法和二重管法主要喷射高压水泥浆，而三重管法则喷射高压水。Modoni 等[7]研究了喷射高压水和喷射高压水泥浆（水灰比为 1）对生成旋喷桩半径的影响，由于水的粘滞性比水泥浆的低很多，则旋喷施工时消耗掉的能量也相对较小，因而可以获得较大的桩径。水泥浆的性质主要由水灰比决定，对于水灰比较小的情况，水泥浆粘滞性较高，旋喷施工时消耗的能量也较高，虽然旋喷桩强度可能较高，然而旋喷桩直径较小；对于水灰比较大的情况，水泥浆粘滞性较低，因而可以获得一个较大的桩径，但是虽然旋喷桩强度可能无法满足设计要求，所以设计施工方案时选择一个合理的水灰比是很重要的，旋喷施工中常用的水灰比一般在 1 左右。

（2）喷射压力和流量

从旋喷施工过程来看，高速射流所拥有的破坏土体的能量来自于高压泵，而喷射压力和喷射流量直接体现了高压泵提供的能量大小，因此也直接影响了高速射流切割土体的效率。当其他条件保持不变的情况下，喷射压力越大、流量越大，则提供的能量越大，切割效率也越大，相反则越小。Yoshida 等[10]研究了喷射压力和流量对切割距离的影响，高压泵提供的能量越大，则切割距离越大。Ho[11]认为喷射流量对切割距离的影响要比喷射压力更显著一些，并建议在设计用于旋喷施工的高压泵时，可以把如何使较小的压力和较大的流量共同作用作为一个很重要的考虑因素。

（3）喷嘴形状

喷嘴的形状及构造是影响旋喷施工中射流切割效率的一个非常重要的因素。一般情况下，旋喷施工所用的喷嘴有几个关键的技术指标：如图 1 所示，喷嘴总长（S），喷嘴直径（d_0），直线长径比（L/d_0），窄角（ϕ）等。

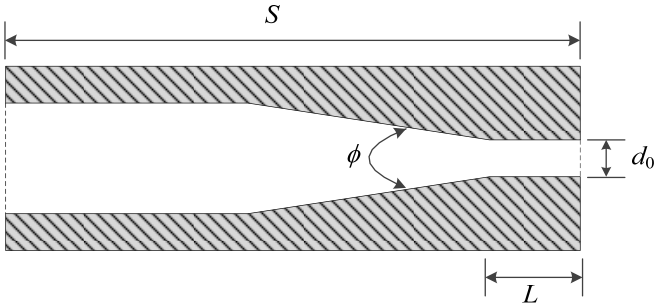


图 1 喷嘴结构示意图

Ho[11]总结了旋喷施工中采用的喷嘴直径一般处于 1～5mm 范围内，喷嘴的个数也是从 1 到 4 个不等。研究表明，采用合理几何尺寸的喷嘴可以使射流产生一个较好的切割效率，为了获得合理的喷嘴几何尺寸，Shibazaki 进行一系列的室内试验[3]，并给出了切割性能较好的喷嘴尺寸的建议范围：总长度，S=（15～20d_0）；直线部分长度，L=（3～4）d_0；窄角大概为 13°。

（4）喷嘴移动速度

研究表明，当其他条件相同的情况下，射流喷射时间越长，切割距离也就会越大（只考虑未达到临界切割距离的情况）。对于旋喷施工而言，喷嘴的移动速度直接决定了喷射时间的长短，从而影响成桩直径的大小。喷嘴的移动速度即喷嘴沿钻喷杆切线方向的速度，可以由旋转速度和提升速度计算得到。旋喷施工中常用的旋转速度范围大概为 5～15rpm（单管法）和 4～8rpm（二重管法和三重管法），而常用的提升速度范围大概为 15～100cm/min（单管法），10～30cm/min（二重管法）和 6～15cm/min（三重管法）。

由于旋转速度的存在，旋喷施工中还存在重复喷射的现象，因而重复喷射次数也是影响成桩直径的一个重要因素。Yoshida 等[10]研究了重复喷射次数对切割距离的影响，试验条件为高压水和砂土。试验结果表明，切割距离随着重复喷射次数的增多而增大。工程实践表明，如果其他条件保持不变，旋喷桩直径随着提升速度的增大而不断地减小。关于旋转速度对成桩直径影响的研究则相对较少，Malinin 等.[12]通过现场试验得出对于常用的旋转速度范围，成桩直径受旋转速度的影响较小的结论。

（5）压缩空气

研究表明，在不同的介质中喷射高压水，射流能量的衰减有所不同[3]。在空气中和在水中喷射相比较而言，在水中喷射时压力的衰减比在空气中喷射时要快得多，而有空气包裹的高压水在水中喷射时的压力衰减则慢一些。由此可以推测在土中喷射高压水时，射流压力衰减则更快，当喷射的流体是水泥浆时，由于水泥浆的粘滞性较高，这种情况下射流压力的衰减会更快。

2.2 土性参数

高压旋喷桩成桩机理的核心部分即是高速射流与土的相互作用，因而土的物理力学性质必然是影响成桩直径的非常重要的因素。目前关于高压旋喷技术适用于哪些土层仍然存在争议，Covil 和 Skinner[9]认为高压旋喷技术对于大部分的土质条件都适用；Bell[13]则认

为处理细粒土时，高压旋喷技术的效果很差；另外一些学者[3]则认为高压旋喷技术只适用于标贯击数很低的土质条件（如黏性土 N<5～10；砂性土 N<15）。

对关于土性参数对旋喷桩直径大小的影响，现有的文献主要是从土的颗粒级配、相对密实度和不排水抗剪强度等方面进行研究，得到了很多的定性结论，如旋喷桩直径随着土颗粒粒径的变小而变小的[16]；旋喷桩直径随着标贯击数或不排水抗剪强度的增大而减小[3]。对于不同的土质条件，采用不同的旋喷工法，形成的桩径也是不同的。采用单管法施工在不同土质情况下形成桩径的范围约为 0.4～0.9m[2]。采用二重管法和三重管法施工形成的桩径形成桩径的范围大致分别为 0.9～2.1m 和 0.9～2.5m[19]。

3 高压旋喷桩成桩直径的计算方法

如表 1 所示，现有的成桩直径计算方法大致可以分为两类：（1）经验公式法，与（2）半经验半理论方法。

表 1 成桩直径计算方法的分类表

方法类型	依据	优点	缺点	代表性方法
经验方法	室内或者现场试验	计算方法较为直观和简单，考虑了一些重要的影响因素	要求大量的实测数据，没有理论基础，普遍适用性较差，难以应用	Shibazaki 的方法[3] Mihalis 的方法[20]
半理论半经验方法	紊动射流理论	有一定的理论基础，与实际情况更加接近，可以较好地解释一些施工中的现象	无法较为全面地考虑影响因素，方法较新，需要更多的验证	Modoni 的方法[7] Ho 的方法[8] 基于总能量的理论方法[21] 基于紊流力学理论的方法[4]

3.1 经验公式法

预测计算高压旋喷成桩直径的经验方法，一般可以通过对旋喷室内试验或者现场试验得到的结果进行回归分析得到，这种方法虽然看起来较为简单，然而由于其回归系数没有明确的物理意义，普遍适用性较差，无法得到较好的推广。现有具有代表性的经验方法包括 Shibazaki[3]基于室内试验结果给出的经验方法以及 Mihalis 等[20]依据现场试验结果给出的经验方法。

（1） Shibazaki 的方法

Shibazaki 选取高压水射流替代水泥浆射流模拟松散砂层中的单管法旋喷试验。高压水的喷射压力为 30MPa，喷射流量为 0.3m^3/min，试验完成后通过对试验结果的整理分析，提出了计算高压旋喷直径的经验公式[3]：

$$D_0 = kp_g^{k_1} Q_g^{k_2} N^{k_3} V_m^{k_4} \tag{1}$$

式中，D_0 为计算的旋喷桩直径；p_g 为喷射压力；Q_g 为喷射流量；N 为重复次数；V_m 为喷嘴移动速度；k, k_1, k_2, k_3 和 k_4 为经验系数，其中 k=0.315，k_1=0.003，k_2=2.186，k_2=0.135，

k_4=0.198。

Shibazaki 的方法考虑了几个重要的施工参数如喷射压力、喷射流量、喷嘴移动速度等。从前面关于成桩直径影响因素的分析可知，土性条件也是一个很重要的影响因素，然而 Shibazaki 的方法无法反映土性条件的影响，当施工工法改变为二重管法或者三重管法时，Shibazaki 的方法也无法考虑压缩空气等因素对成桩直径的影响。另外，由于该方法针对砂土试验提出，对黏性土而言是否适用，有待进一步确认。

（2） Mihalis 的方法

Mihalis 通过对希腊 Athens 地铁工程中（土层条件为软岩）的几个现场旋喷试验结果进行回归分析，施工方法包括单管法、二重管法和三重管法，给出了计算旋喷桩直径的经验方法[20]：

$$D_0 = n_1 \left(\frac{p_g Q_g}{v_s} \right)^{n_2} \tag{2}$$

式中，v_s 为提升速度；n_1 和 n_2 为经验系数，其中 n_1=10, n_2=0.5。

Mihalis 的方法非常的直观简单，并且也考虑了几个重要的影响因素，喷射压力、喷射流量和提升速度。然而与 Shibazaki 的方法具有相同的缺陷，无法反映土性条件这个重要参数的影响，另外像压缩空气、旋转速度等因素对成桩直径的影响也无法考虑。这个方法基于软岩试验得到，对其他土性条件的适用性需进一步验证。

3.2 半经验半理论法

根据前面的分析，高压旋喷技术施工过程的本质即高速紊动射流与土体的相互作用，并且直接影响成桩直径的大小，因此很多学者[4,7,8]选取紊动射流理论和土体破坏理论作为研究成桩直径计算方法的理论基础。现有的具有理论基础的成桩直径计算方法一般属于半理论半经验方法，主要原因是旋喷桩成桩过程极其复杂，其中一些参数的确定需要一定的经验基础，而纯理论的手段有时则行不通。

（1）Modoni 的方法

Modoni 等[7]基于紊动射流理论提出了三个模型来分别计算旋喷桩在不同土质中的成桩直径（单管法）：（1）渗透模型（砾质土），（2）砂土破坏模型，（3）黏土破坏模型。关于渗透模型，其主要假设是喷射流体流动填充土孔隙的过程满足达西定律，因而土的渗透性是该模型考虑的一个重要的方面。关于砂土与黏土的破坏模型，Modoni 把高速射流简化成了一个作用在土体上的力，如图 2 所示，并且采用了两个简单的物理概念来计算成桩直径，一个是喷射流体的作用时间（t^*），另一个是 Dabbagh 等[22]提出的喷射流体在土中的流动速度（V_c），因而其核心思想可以用如下方程表示[7]：

$$D_0 = 2\int_0^{t^*} V_c t^* dt^* \tag{3}$$

式中，V_c 为喷射流体在土中的流动速度；t^* 为喷射流体的作用时间。

在求解这两个参数 V_c 和 t^* 的过程中，考虑了旋喷施工参数（如流体性质、提升速度、喷射流量、喷嘴个数、喷嘴直径）和土性条件（如土体强度），然而像旋转速度、土的颗粒级配以及二重管法和三重管法中压缩空气等因素对成桩直径的影响则无法考虑。

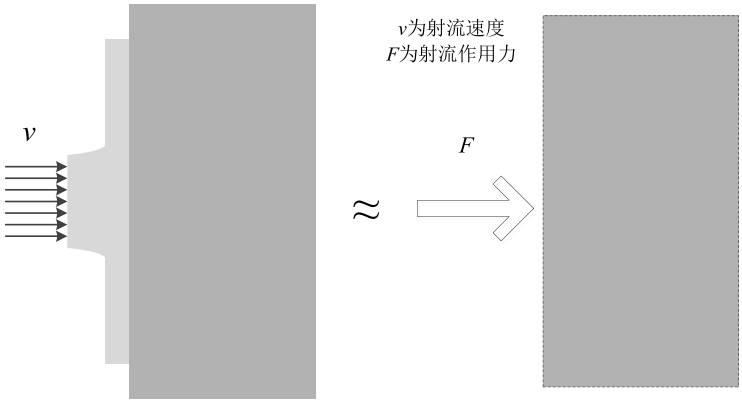


图 2 破坏模型中的射流与土相互作用简化示意图[7]

（2）Ho 的方法

Ho[8]基于紊动射流理论，并且假设水泥浆的喷射压力随着喷射距离增大会不断地衰减，在这个过程中，土体不断地发生破坏，直至喷射压力减小到与土体的极限抵抗力相等时，土体则不再发生破坏，提出了一个简单的公式来计算成桩直径（单管法）：

$$D_0 = 12.5 d_0 \sqrt{\frac{p_g - p_r}{q_{bu}}} + D_r \tag{4}$$

式中，p_r 为喷嘴出口处的阻力，d_0 为喷嘴直径，q_{bu} 为土体极限抵抗力，D_r 为钻喷杆直径。

Ho 的方法非常的直观简单，应用起来则非常方便。Ho 方法可以较好的反映旋喷施工中的一些现象，如当喷嘴直径及土质条件不变的情况下，喷射压力越大则成桩直径越大。然而 Ho 提出的计算公式无法反映喷嘴移动速度（提升速度和旋转速度）这个重要参数的影响。另外像土的颗粒级配、压缩空气和喷射流体性质等因素的影响也无法考虑。

（3）基于总喷射能量的理论方法

Flora 等[21]考虑喷嘴出口处流体喷射的能量和土体抗冲刷能力，提出一种可以在单管、二重管及三重管三种工法中应用的成桩直径计算公式：

$$D_0 = D_{\mathrm{ref}} J^{\beta} S^{\delta} \tag{5}$$

式中，D_{ref} 为单液注浆时成桩直径经验值；J 为无量纲参数，用于评价喷嘴处流体喷射能量的大小，按公式（6）计算；S 为无量纲参数，用于评价土体抗冲刷能力；β、δ 为影响因子，取值通过试验确定。

$$J=\frac{\alpha\Lambda^{*}E_{n}^{'}}{7.5\times10} \tag{6}$$

式中，Λ^{*}为评价喷嘴与浆液相互作用的无量纲因子；E_n'为喷嘴处喷射液体的比能；α 为与旋喷工法相关的参数，对于单管法，$\alpha=1$，对于二重管和三重管法，$\alpha>1$。

用于评价土体抗冲刷能力的参数 S 与土体类型有关，粗粒土按公式（7）计算，细粒土按公式（8）计算：

$$S=\frac{N_{\mathrm{SPT}}}{10} \tag{7}$$

$$S=\frac{q_c}{1.5} \tag{8}$$

式中，N_{SPT} 为标准贯入度；q_{c} 为锥尖阻力。

Flora 的方法可以用于多种工法，工程应用较为便利，也可以较好的反映与旋喷施工相关的参数。然而 Flora 提出的计算公式无法反映土的颗粒级配等因素的影响。

（4）笔者等的基于紊流力学理论的方法

Shen-Wang 等[4-6]通过建立旋喷桩半径、土性条件以及旋喷施工参数之间的相互关系，提出了一种新的高压旋喷桩直径计算方法。如图 3 所示，高速射流从以一定速度移动的喷嘴喷出，随后切削破坏土体并与周围的介质发生激烈的能量交换，射流的速度则不断减小到土体发生破坏的临界数值，水泥土混合物经过一段时间的硬化，最终形成高压旋喷桩。考虑高压旋喷技术的施工过程，对于一定条件下的施工参数，假设喷嘴没有发生移动，即可以认为喷射时间是无限长的，高速射流对土体的切割作用会产生一个极限切削距离（x_L），如图 3（b）所示。

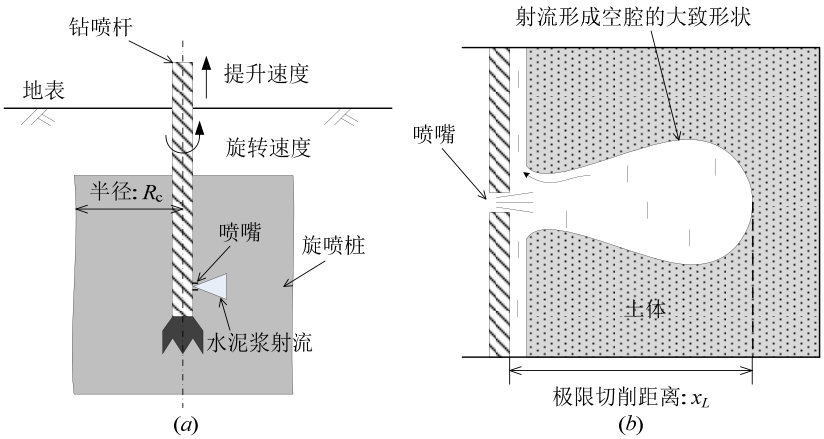


图 3 极限切削距离计算示意图

事实上旋喷施工中喷射时间是非常有限的，喷射时间往往由喷嘴的移动速度决定，因而会得到一个较小的切削距离。王志丰[4]认为由于喷射时间有限会引起极限切削距离的折减，因而提出一个考虑喷嘴移动速度的折减系数（η）来计算这种折减效应，得出计算旋喷桩成桩直径计算公式如下：

$$D_0 = 2R_c = 2\eta x_L + D_r \tag{9}$$

式中，R_c 为计算的旋喷桩半径；D_r 为钻喷杆直径，针对 3 种不同的基本的旋喷工法：单管法、二重管法和三重管法，取值分别为 60、76 和 90mm[23]；x_L 为极限切削距离；η 为考虑喷嘴移动速度的折减系数。

由公式（5）可以看出，计算旋喷桩直径的关键参数有两个，即极限切削距离和考虑喷嘴移动速度的折减系数。通过圆形断面自由紊动射流理论和土体破坏理论的联合分析，便可以得到极限切削距离。极限切削距离计算公式如下：

$$x_L = \alpha \frac{d_0 v_0}{v_L} \tag{10}$$

式中，v_L 为土体临界破坏速度；v_0 为射流喷嘴出口速度；d_0 为喷嘴直径；α 为轴向衰减系数，与射流性质相关。

喷嘴移动速度的折减系数（η）计算公式如下：

$$\eta = a_0 \left(\frac{v_{m0}}{v_m} \right)^{a_1} N^{a_2} \tag{11}$$

式中，v_m 为喷嘴的移动速度；N 为重复喷射次数；v_{m0} 为使得公式无量纲化所取得一个特值，取 0.071m/s；a_0，a_1 和 a_2 为经验常数，a_0 的取值为 0.09，a_1 和 a_2 分别取值为 0.14 和 0.2[10]。

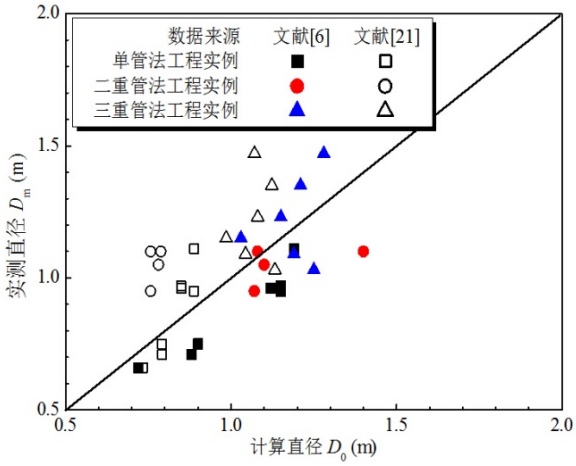


图 4 不同工程实例实测与计算结果对比情况

上述成桩直径计算方法考虑了土体强度和颗粒级配情况，但未考虑大深度下应力水平的影响。该公式与三种采用不同旋喷工法的工程实例进行了对比，如图 4 所示，并得到了较为合理的预测结果。然而鉴于工程实例数量的有限性，未来仍然需要通过更多的工程实例对该方法的适用性进行验证。

4 结论

（1）成桩直径的影响因素较多，主要可以分为土性参数和施工参数两类，土性参数主要包括土体强度和颗粒级配分布等，旋喷施工参数主要有喷射流体的性质、喷射压力和流量、喷嘴形状、喷嘴移动速度和压缩空气等。

（2）现有的成桩直径计算方法大致可以分为经验公式法和半经验半理论法两类。经验公式法中的回归系数没有明确的物理意义，不确定性较大；半经验半理论法有较好的理论基础，可以解释一些施工现象，然而不能全面的考虑成桩直径的影响因素。

（3）笔者等基于紊流力学理论与土体冲刷破碎理论，提出了可以同时考虑所有施工参数与土体颗粒级配影响的成桩直径计算公式。经过与现场测试结果对比，证明所提方法具有合理性与可靠性。

本论文得到了国家自然科学基金项目（编号:41372283），上海市教委创新项目（编号:13ZZ021）和上海市科委项目（编号:12231201000）的资助。

参考文献:

[1] 徐至均, 全科政. 高压喷射注浆法处理地基. 北京: 机械工业出版社, 2004.

[2] Croce, P. and Flora, A. Analysis of single fluid jet-grouting. Géotechnique, 2000, 50(6): 739-748.

[3] Shibazaki, M. State of practice of jet grouting. Grouting 2003: Grouting and Ground Treatment, ASCE, Florida, 2003: 198-217.

[4] 王志丰. 高压旋喷成桩及其环境影响的施工技术与计算方法研究[博士学位论文]. 上海: 上海交通大学, 2013.

[5] Wang, Z.F., Shen, S.L., and Yang, J. Estimation of the diameter of jet-grouted column based on turbulent kinematic flow theory. In: Grouting and Deep Mixing 2012, Geotechnical Special Publication No. 228, 2012, 2044-2051.

[6] Shen, S.L., Wang, Z.F., Yang, J., and Ho, E.C. Generalized approach for prediction of jet grout column diameter, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(12): 2060-2069.

[7] Modoni, G., Croce, P., and Mongiovi, L. Theoretical modelling of jet grouting. Géotechnique, 2006, 56(5): 335-347.

[8] Ho, C.E. Fluid-soil interaction model for jet grouting. In: Grouting for Ground Improvement: Innovative Concepts and Applications, Geotechnical Special Publication No. 168, 2007, 1-10.

[9] Covil, C.S., and Skinner, A.E. Jet grouting: a review of some of the operating parameters that form the basis of the jet grouting process. In: Grouting in the ground, Thomas Telford, 1994, 605-627.

[10] Yoshida, H., Asano, R., Kubo, H., Jinbo, S., and Uesawa, S. Effect of nozzle traverse rate and number of passes on cutting soil utilizing water jet for wider application. In: Proceedings of the Sixth American Water Jet Conference, Houston, 1991, 381-392.

[11] Ho, C.E. Turbulent fluid jet excavation in cohesive soil with particular application to jet grouting [PhD Dissertation]. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 2005.

[12] Malinin, A., Gladkov, I., and Malinin, D. Experimental research of jet grouting parameters in different soil conditions. In: GeoShanghai 2010: Deep and Underground Excavations, Geotechnical Special Publication No. 206, 2010, 49-54.

[13] Bell, A.L. Jet grouting. In: Ground Improvement, Blackie Academic and Professional, 1993, 149-173.

[14] Kanematsu, H. High pressure jet grouting method. Doboku Sekoh, Civil Construction, 1980, 21(13).

[15] Shibazaki, M. The state of art in jet-grouting. In: Proceedings of the Symposium on Soil and Rock Improvement in Underground Works, 1991, 19-46.

[16] Botto, G. Developments in the techniques of jet-grouting. XII Ciclo di Conferenze di Geotecnica, Torino, 1985, reprint by Trevi.

[17] Miki, G., and Nakanishi, W. Technical progress of the jet grouting method and its newest type. In: Proceedings of the International Conference on In-situ Soil and Rock Reinforcement, Paris, 1984, 195-200.

[18] Tornaghi, R. Trattamento colonnare dei terreni mediante getti-niezione (jet-grouting). XVII Convegno Nazionale di Geotecnica, Taormina, 1989, 193-203 (in Italian).

[19] Burke, G.K. Jet grouting systems: advantages and disadvantages. In: GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems, Geotechnical Special Publication No. 124, 2004, 875-886.

[20] Mihalis, I.K., Tsiambaos, G., and Anagnostopoulos, A. Jet grouting applications in soft rocks: the Athens Metro case. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 2004, 157(4): 219-228.

[21] Flora, A., Modoni, G., Lirer, S., Croce, P. The diameter of single, double and triple fluid jet grouting columns: prediction method and field trial results. Géotechnique, 2013, 63(1): 934-945.

[22] Dabbagh, A.A., Gonzalez, A.S., and Pena, A.S. Soil erosion by a continuous water jet. Soils and Foundations, 2002, 42(5): 1-13.

[23] Lunardi, P. Ground improvement by means of jet grouting. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 1997, 1(2): 65-85.

简 讯

第十三届全国地基处理学术讨论会在西安召开

第十三届全国地基处理学术讨论会于2014年10月22日至24日在陕西省西安市召开。会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会主办，长安大学承办，机械工业勘察设计研究院、西北综合勘察设计研究院、中交第一公路勘察设计研究院有限公司、陕西省交通规划设计研究院、西安公路研究院、山西省交通科学研究院、中北工程设计咨询有限公司、西安市地下铁道有限责任公司、中铁第一勘察设计院集团有限公司、西安交通大学、西安理工大学、西安建筑科技大学、西北农林科技大学、西安铁路局科学技术研究所协办。

本届会议是继第一届（上海宝钢，1986）、第二届（山东烟台，1989）、第三届（河北秦皇岛，1992）、第四届（广东肇庆，1995）、第五届（福建武夷山，1997）、第六届（浙江温州，2000）、第七届（甘肃兰州，2002）、第八届（湖南长沙，2004）、第九届（山西太原，2006）、第十届（江苏南京，2008）、第十一届（海南海口，2010）、第十二届（云南昆明，2012）全国地基处理学术讨论会之后的又一次盛会。来自全国各行业的地基处理专家、学者、工程师、工程技术人员和有关厂家的代表会聚一堂，交流地基处理工程勘察、设计计算、施工技术、施工机械和现场测试等方面的理论和经验，介绍新材料、新产品和新工艺的开发和应用，讨论如何进一步发展和提高我国地基处理水平，更好地为国家经济建设服务。

10 月 23 日上午大会首先举行了开幕式。开幕式由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会副主任委员、长安大学谢永利教授主持。首先由地基处理学术委员会主任、中国工程院院士、浙江大学龚晓南教授致开幕词，接着中国土木工程学会土力学及岩土工程分会理事长张建民教授及承办单位长安大学的有关领导先后发言致词，最后所有与会代表进行了合影留念。

开幕式后进行大会报告，20 余位专家学者应邀作了专题报告和论文报告，分别就当前地基处理领域中诸多难点、热点问题以及若干重大工程技术等问题进行了深入的交流和探讨。老中青济济一堂，学术气氛十分活跃。

大会特邀报告包括：

1. 膨胀土地基的变形与承载特性，长沙理工大学郑健龙教授；
2. 场地形成机理与处治方法，同济大学叶观宝教授；
3. 共振法加固液化地基的理论与工程应用，东南大学刘松玉教授；
4. 高聚物注浆加固防渗新技术，郑州大学王复明教授；
5. 公路盐渍土路基处治技术进展，长安大学谢永利教授；
6. 延安平山造地工程实践与关键技术问题研究，机械工业勘察设计研究院郑建国教授级高工；
7. 国家标准《吹填土地基处理技术规范》介绍，重庆大学刘汉龙教授；

8．地裂缝工程灾害机制与减灾措施研究，长安大学彭建兵教授等。

10 月 23 日晚召开了中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会全体委员会议，主任委员龚晓南首先总结汇报了前阶段学会工作和地基处理学术委员会换届筹备工作，然后学术委员会秘书俞建霖介绍了会议前经反复协商形成的第五届地基处理学术委员会组成情况，并提交会议讨论。经商议产生了第五届地基处理学术委员会。随后召开了第四届和第五届地基处理学术委员会委员会议，对如何进一步更好地开展学会工作进行了讨论。会议决定下届全国地基处理学术讨论会于 2016 年在南昌召开。

本次会议闭幕式于 10 月 24 日下午 16:30 胜利闭幕。

会议出版了论文集——《地基处理理论与实践新进展》，共录用论文 64 篇，内容包括基础理论，试验研究和检测，排水固结、振密与挤密，灌入固化物和置换，复合地基，其他处理方法共 6 个专题。论文集的内容反映了当前我国地基处理领域的主要成就和发展水平，可供同行们参考。

2014 年中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会成立 30 周年。为了纪念学术委员会成立 30 周年，学会组织出版了《地基处理技术及发展展望》和纪念文集《地基处理三十年》。《地基处理技术及发展展望》全面反映了三十年来，特别是近十年来地基处理技术在我国的发展情况；《地基处理三十年》回顾了三十年来地基处理学术委员会的工作历程。

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会

地基处理学术委员会

2014 年 11 月

译 文

促进泥炭层分解技术及其工程应用

Stimulated decomposition in peat for engineering applications

Som P. Pichan,Brendan C. O'Kelly, 选自 Proceedings of the Institution of Civil Engineers

Ground Improvement, August 2013 Issue (GI3): 168-176

译：王宝峰 校：周建

摘要：泥炭长时间沉积后压缩性仍很高，纤维型泥炭尤其如此。由于有机物的分解显著影响泥炭的压缩性，所以主要施工前开始人为地促进其分解可以缓解其在设计周期中压缩速率的增加。本文通过室内试验和现场测试提出了一种加速泥炭分解技术的可行性尝试。通过添加足量碱性材料和含氮物质调节影响分解的主要限制因素 pH 值和碳氮比 C:N。该技术可以针对特定泥炭沉积层，也符合可持续发展的要求。在中等分解程度的高纤维沼泥层中，添加泥炭粉煤灰（PPFA）和尿素，制成不同配比的泥炭混合物。每立方米的潮湿泥炭层添加 21kg PPFA 和 1.5kg 的尿素达到最佳 pH 和碳氮比。自然分解者的作用通过平板计数技术测量每 g 干泥炭层中达到 10^5 个菌落形成单位（CFU）的微生物菌落总数来加以确认。

1 引言

泥炭是由不同地层中死亡植物残余分解逐渐积累形成，这种积累发生在有水源可以促进分解并得以保存的地方（Farrell，2012）。原状泥炭含水量很高，其范围可达百分之几百到两千以上（Hobbs，1986），这就导致泥流强度低压缩性高（O'kelly，2006a；Mesri 和 Ajlouni，2007）。泥炭的分解或者生物氧化作用可以使泥炭中原有物质发生永久性变化，粗纤维和植物细胞结构被破坏，细胞壁吸附复合物作用弱化（Wardwell 等，1983），孔隙减小，细小物质所占比例增加（Blackford 和 Chambers，1993），最终形成一种非晶体颗粒物质。然而，由于所处自然生态系统属自发型环境，一般地下条件分解速率会相当慢。

一些研究者认为泥炭的蠕变更可能由生物活动引起（Wardwell 等，1983），而不是荷载的作用，分解过程对压缩性的影响表现为以下两方面：（a）微生物新陈代谢引起固体干重（体积）减少；（b）有机物结构的完整性遭到破坏使压缩性增大。

泥沼的分解或生物氧化作用主要由自然作用或人为活动（如修建排水系统）导致地下

收稿日期：2014 年 11 月

水位间歇性波动引起。地下水位波动会引起空气进入，土中氧气浓度增加四倍（Matthiesen，2004），因此分解速率大大提高，这与最近研究结论一致，即微生物活动会自然发生，或者人为调整一些限制因素，比如通过加入葡萄糖、氧气等营养物，或改变环境促使其发生（Mitchell 和 Sanamarina，2005）。最新研究表明，调整 C:N，pH，氧气供给量和温度达到最佳条件，可以提高纤维型泥炭的分解速率（Pichen 和 O'Kelly，2012）。

缺氧条件下分解速率低，岩土文献中通常认为缺氧条件下泥炭的分解作用对相关工程设计寿命周期内的性能没有明显影响，因此泥炭的分解作用对土体的工程性能和泥炭特性影响研究很缺乏。一旦泥炭自然生态平衡被打破，分解作用可能会显著提高，例如：Mesri 和 Ajlouni（2007）研究表明，地下环境供氧量增加，pH 值增大，温度升高，所取泥炭样品分解速率也因此增加。

农学、植物学和环境学已经认识到分解作用潜在的重要影响。据报道，某些情况下分解作用是泥炭中影响次固结沉降的主要因素（Drexler 等，2009）。泥炭中次固结沉降比较大，通常大于孔隙水排出引起的主固结沉降，这对土地使用规划和发展有显著影响。大量案例表明，泥炭大面积沉降多可归因于有机物分解，例如美国 California 的 Sacramento-San Joaquin Delta 泥沼地区 55～80%的沉降主要由分解引起（Drexler 等，2009）。Beaving 和 VandenAkker（1996）提出，泥炭草地中每 100 年约有 0.5m 厚的泥炭被氧化。与该沉降速率类似， Sweden 的 Komosse Bog Complex 的雨养沼泽地区，由于气候、水文条件和营养供给速率的变化促进了分解，在 35 年监测期间沉降约达到 150mm（Franzen，2006）。对已建好的堤坝而言，上部包气带层更厚，泥炭的分解速率可能比这个更快。

本文主要研究分解作用对泥炭压缩性的影响。泥炭的分解程度可以大致体现其工程特性，分解越多，则越不易压缩，越不易于进一步固结（Price 等，2005）。泥炭纤维结构重组，孔隙水的存贮方式，孔隙水在微小或较大孔隙中排出（O'kelly，2013），这些都与泥炭次固结密切相关（Hobbs，1986；Mesri 和 Ajlouni，2007）。因此，本研究假设泥炭中纤维素结构破坏，有机物转变为腐殖质，最后转化为气体，这一分解过程对压缩性有显著影响。从岩土工程角度分析，长期分解会显著改变泥炭的工程特性，因此场地泥炭分解作用的不可控性或不可预测会对工程建筑物的耐久性造成潜在危险（Landva 等，1983）。以 200 多年前建造的早期泥炭堤坝为例，由于不断分解或者氧化作用，顶部沉降约 1.0m，并且至今依然在沉降。这种案例尤其需要注意，因为不仅需要考虑堤坝高度防止冒顶，还要考虑影响其工程稳定性的条件。相反在泥炭层承受主体工程以前，通过对限制分解作用影响因素的合理调节，加速泥炭中有机物的分解，可以有效地改变承压泥炭层在整个设计寿命期间的压缩特性。

本文研究有两个主题：（1）综述影响泥炭分解作用的限制因素；（2）通过室内试验设计给出纤维型泥炭分解的最佳条件。后者旨在考察适用于特定泥炭沉降预处理技术的可行性，及可持续发展的方式。特别地，研究表明泥炭粉煤灰（PPFA）作为发电厂燃烧粉碎泥炭的副产品，是一种很好的添加剂。对 PPFA 主要产出国如爱尔兰和芬兰，这种灰的再处理日益成为一个棘手问题。本技术适用于任何纤维型泥炭，若能将限制分解因素调整到最佳情况，也适用于其他可降解有机物。

2 泥炭层分解的限制因素

泥沼形成于积水条件下，由于水运移营养物质，参与化学反应，决定可溶物（盐类和矿物质）的类型和浓度，决定环境酸碱度，控制通风，维持环境的热稳定性，所以水对微生物的生存至关重要（Mitchell 和 Santamarina，2005）。泥炭分解需要包括细菌和真菌在内的微生物群来驱动（Hobbs，1986；Pankratov 等，2011），需要碳来完成细胞生长，产生能量，维持生命的代谢过程。饱和度为 60～80%是嗜氧微生物的最佳工作条件（Mitchell 和 Santamarina，2005），然而高饱和度下长时间浸泡会引起供氧量减少，逐渐导致缺氧条件，微生物活性因此减弱（Hobbs，1986）。

土中细菌的生长也受营养物质特别是氮、磷元素供应条件限制（Wardwell 等，1983）。含氮量主要取决于地形类别和地区水文地质条件，因为水流经泥炭层时会影响营养物的化学性质和浓度（Hobbs，1986）。按营养物质含量地层形态可归类为富养、中养和缺养。土中获得营养物质的等级可用碳氮比（C:N）来评估。由于泥炭主要含碳，氮含量极少，所以 C:N 比较大，一般为 40:1～50:1。氮含量增大，微生物活性增强（Hobbs，1986；Pankratov 等，2011），以往报道的最佳 C:N 比范围为 15:1～30:1（Wardwell 等，1983）。

泥沼中微生物的活性受强酸环境限制，这在富营养泥炭和酸性泥炭的比对中更加明显，前者是碱性的更容易被彻底分解（Hobbs，1986）。pH 值主要取决于泥沼中水的来源和化学性质（Farrell，2012），以及细菌的活性和主要植物的类型（Pankratov 等， 2011）。有时候植物生长会使泥沼环境酸化，比如泥炭藓类等物种会产生具有抗微生物性的酚的代谢产物，这就会酸化环境并进一步减缓泥炭分解速率（Pankratov 等，2011）。往泥沼中加入富石灰水可以减弱其酸性（Hobbs，1986）。这样均衡反应后，分解过程需要一个接近 pH 中性的环境，即分解物在 pH 在 7.0～7.5 范围内活性最高（Wardwell 等，1983）。

天然生态系统中温度较低时，微生物活性也受到限制，因为其最优生长通常需要一个较高的温度。例如，被认为是厌氧菌的嗜温微生物，通常在 15～45℃的土壤温度范围内最活跃，这一范围内温度每增加 10℃活性通常提高 2～3 倍以上。分解纤维素等有机体的最佳温度范围为 35～40℃（Hobbs，1986；O’Kelly，2008）。恒温 20～30℃，pH＞5 时，泥沼可以完全分解（Hobbs，1986）。

3 微生物的有效性

不同类型土体和岩石中微生物的赋存已经得到广泛研究，但是极少有研究涉及泥炭层中微生物种群的数量与活动，人们对这方面的认识还不够（Hingley，1993）。土中很容易出现的三种主要微生物是细菌，古细菌和真核微生物。它们可以通过化学组成或者细胞结构互相区别（Mitchell 和 Santamarina，2005）。在最适宜环境下，微生物通常以极高速率繁殖，突变和自然选择，这使得它们极快地适应环境，并很快地发展形成生物多样性。地表附近土壤中微生物群体总数的数量级约在每 kg 土壤中 10^9～10^{12} 左右（Mitchell 和

Santamarina，2005）。然而不同类型细菌生活环境不同，实际数量可能有很大的不同，这取决于土壤的类型和深度（Barns 和 Nierzwicki- Bauer， 1997）。需氧型细菌生存在游离或溶解氧条件下；厌氧型细菌生存在缺氧条件下；兼氧型菌含氧或无氧条件下都能够生存（Mitchell 和 Santamarina，2005）。因此，地下环境中的大多数微生物通常是厌氧或兼氧型，后者厌氧条件能采取发酵的形式维持代谢。

自然生态系统中泥炭可以分为 acrotelm 或 catotelm，这主要是根据季节性地下水位和分解程度来划分的。在 acrotelm 的大多数微生物是需氧型的，因为这层可以从空气，降水，或者地下水位的周期性/季节性波动获得足够的氧气（Hobbs，1986）。底层 catotelm 中的微生物一般是厌氧型，而且大多性质特殊，数量也较少（Farrell，2012；Hobbs，1986）。人为活动会对泥沼中的微生物数量产生显著影响，细菌种群数目从自然菌落减少到复原菌落再到采样菌落（Glatzel 等，2004）。采样泥炭中碳基质和营养物减少以及不利的环境会导致微生物数量减少。

细菌，如厚壁菌门和拟杆菌，是影响各种环境中生物聚合物降解的关键因素，只在泥沼中以小群落存在，干泥炭中典型的细菌数为 2.6×10^5CFU/g，这里 CFU（菌落形成单位）度量微生物种群存在的数目（Hunter 等，2006）。纤维素基质通常被泥炭层中具有分解纤维素能力的酸杆菌门或噬纤维菌型细菌降解（Pankratov 等，2011）。然而，酸杆菌不像嗜纤维菌型细菌可以响应环境的变化，如果不通过含氮添加物催化，它们的生长速度相对较慢。因此，作者怀疑噬纤维菌型细菌作为主要限制因素在加快泥炭分解速率的作用已经达到最优。在 acrotelm 中真菌相当活跃，其平均菌落数目为 3.7×10^6CFU/ g 干泥炭（Hunter 等，2006），随着深度增加逐渐变成厌氧和饱和条件，因此它们的生长速率减小。真菌具有多样的水解能力，也能够降解纤维素、可溶性酚醛树脂、果胶、淀粉、甲壳质等生物聚合物（Pankratov 等，2011）。

4 实验材料和研究方法

4.1 泥炭层和添加剂的选择

此次研究所用的泥炭材料取自爱尔兰 Kildare 郡 Ballydermot 天然地下水位以下的沼泽地。采样材料首先储存在密闭容器中，之后制样进行一系列室内试验。通过添加 PPFA（取自爱尔兰 Longford 郡的 Lanesborough 电站）和商用氮肥即尿素，调节影响分解的主要限制因素 pH 值和 C:N 比，两者的最优范围分别为 pH 值 7.0～7.5，C:N 比 25:1～30:1。

PPFA 作为一种高碱性的粒状材料已经被广泛使用，例如，在城市污水污泥的碱性稳定化处理中替代石灰或窑灰(O’Kelly，2006b)。选用尿素作为添加剂是因为它含氮量达 46％。因此，添加少量的这种材料，就可以使泥炭层中 C:N 比明显减小。两种添加剂都是颗粒状，用研杵和研钵进行粉碎，以确保泥炭混合层的均匀性。

4.2 试验材料的基本性质

测试试验材料的基本参数，包括天然泥炭层的 C:N 比，目的是作为基准参数与后续试验中不同泥炭的混合物作比较。含水量通过代表性样品在 105℃烘箱干燥 48 小时后测定。

液限值（LL）和塑限值（PL）分别使用 80g-30°落锥式液限测试仪和 Casagrande 搓条法确定。液限 LL 测试的材料按英国标准规定，首先用镊子除去粗纤维，然后用宽背刀做成一种均匀的糊状混合条。固体比重使用小比重瓶法测定，采用煤油代替蒸馏水作为比重瓶的液体。干重烧失量通过将材料在 440℃马弗炉中烘干 18 小时后点燃该粉状样品来测定。以上测试均按照 BS1377 规范要求进行（BSI，1990a，1990b）。将代表泥炭标本经过 150μm 筛分离泥炭纤维，纤维含量（FC）即为烘箱中剩余材料重量占试样干重的百分比（ASTM，2008）。泥炭的分解程度用（H）表示，H 值介于 1 和 10 之间，其中 H_1 表示泥炭完全没有分解，H_{10} 表示泥炭完全分解。尽管分解特征值 H 这一术语严格意义上表示泥炭中腐殖物质的含量，但本文中一般就是表示分解程度这一含义。

4.3 添加剂数量的确定

为达到最优 pH 值和 C:N 比，泥炭混合物中 PPFA 和尿素的所需用量分两个阶段确定，每个阶段都进行多组混合物试验。第一阶段，PPFA 添加量按泥炭干重量的 27%，55%，109%， 160%取不同值，与天然含水量的泥炭层混合。使用电子 pH 计测量 pH 值，由此建立 PPFA 百分含量和 pH 值之间的关系，确定泥炭混合物达到最优 pH 值时所需 PPFA 添加量。第二阶段，泥炭混合物 pH 值在最佳范围 7.0～7.5 之间，不同 C:N 比通过 VARIO 元素分析仪测定。每组试验均取三份相同样品。使用 Barbarick（2006）给出的方法确定达到最优 C:N 比 15～30:1 范围内时所需尿素量。这两个阶段泥炭混合物试验前也对其他相关指标进行了测试。

4.4 泥炭层纤维的结构与排列

对原状和重塑泥炭土进行光学图像检测得到泥炭纤维的结构和排列。原状土样使用直径 100mm，长度 1.0m 的薄壁取样管在沼泽地取样。该取样管有一个尖锐刀刃，可以减少采样时纤维撕裂和样芯压缩（O’Kelly，2009）。原状泥炭通过挡板砂浆混合器制备重塑土样。重塑土先在 14kPa 的施工荷载下单向压缩 28 天，达到原位泥炭预固结压力，再制成直径 150mm 长度 150mm 的土样。考虑到成像目的，即为了更清楚地观察纤维的结构，原状和重塑泥炭土样要按 Zainorabidin 等（2010）建议的那样先在特定温度空气环境中干燥。

4.5 微生物有效性评估

对天然泥炭层中微生物种群的有效性、PPFA 添加物对原有微生物种群的影响进行评估，是为了评价它们进一步分解泥炭层的潜力。标准平板计数技术，也称为直接活菌计数法，可以测出泥炭层中微生物的数量。操作时先将待测泥炭块放到半固体培养基上，将稀释液铺展到整个平板上，再计数规定培养时间后形成的菌落数目。在本实验中，随机精确提取 1.0g 湿泥炭土样加入到 9.0mL 无菌生理盐水（即 10^{-1} 的稀释度）。用电动搅拌器搅拌泥炭混合物使微生物均匀分散。进一步将悬浮液依次取出 1.0mL 加入到 9.0mL 无菌生理盐水中，使稀释度变成 10^{-2}，10^{-3}，10^{-4}。取不同稀释度的溶液各两份，每份 0.1mL。各组实验采用两种类型半固体培养基，即十倍稀释（TSA 1/10）的胰蛋白酶大豆琼脂和泥炭琼脂，评估哪种培养基最适合用于培养。所有平板在恒温 20℃含氧和无氧两种条件下进行培养。每份样品中微生物或者细胞的数量或者浓度通过计数平板培养 5 天和 10 天后形成 CFU 获

得，结果表示成 CFU/ g 干泥炭。需要注意的是，要严格控制测试条件，特别是设定培养温度 20℃，供给半固体培养基特定营养物，此平板计数技术只能检测到存活微生物总数的 5％左右。尽管不同培养环境下会泥炭中其他微生物种群会达到最佳生长状况，本实验结果重点反映泥炭中微生物的有效性。

5 试验结果

5.1 泥炭层和 PPFA 材料性能

所选天然泥炭和 PPFA 材料的性能如表 1 所示。可以看出由于泥炭层的纤维结构特点，液限 LL 试验比较困难，特别是塑限 PL 试验。测得的 LL 值非常高，但与通常报道的泥炭范围值相一致（Hobbs，1986）。

表 1 试验材料的基本特性

特性指标	材料类型	
	泥炭	PPFA
含水量/ %	1330	18.5
液限/ %	790	60
塑限/ %	——	51
颗粒比重	1.43	2.59
干重烧失量/ %	98.5	4.4
碳纤维含量/ %	78	0
pH	5.4	11.8
C:N 值	42.8±0.4:1	0

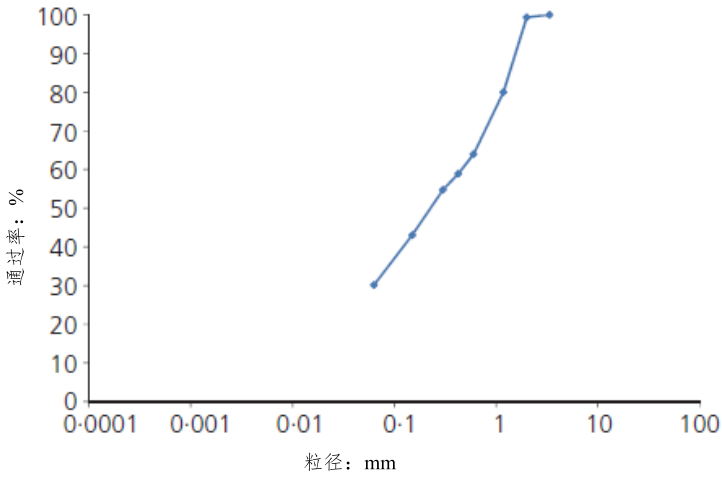


图 1 PPFA 颗分级配曲线

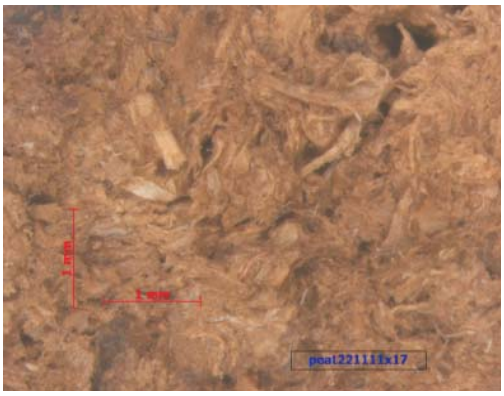
由于土体无法搓成直径 3mm 的条，因此认为天然泥炭是非塑性材料。鉴于泥炭的阿太堡界限含水量和其力学性能并无显著关联（Hobbs，1986），所以不再对各个泥炭混合物重复这些试验。天然泥炭固体颗粒容重为 1.43，介于纤维素和木质素的 1.4～1.5 范围之间（Hobbs，1986），这个数值与其 82%的高纤维含量匹配。天然泥炭层呈酸性，pH 值为 4.5，碳氮含量分别为 54.2±1.3% ，1.25±0.03%（n=3），因此上，平均 C:N 比为 43:1。粉碎后的 PPFA 材料由 30％淤泥，70％沙子组成（如图 1），归类于级配良好的高塑性极细粉砂。

目测表明，泥炭主要由中等分解（$H_{5\text{-}6}$）程度的泥炭苔藓组成，该植物在温带地区大多数沼泽物种常占优势。天然泥炭中超细纤维占 78％，含低-中等灰分，中等酸性，归类于 *Sphagnum–Carex– Cladium–Alnus–Betula–Phragmited* 泥炭（ASTM，2007），根据 von Post 的泥炭分类系统归于 SCWPh-H5-6-B4-F3-R2-W0 型（Landva 和 Pheeney，1980）。

5.2 泥炭层纤维的结构与排列

图 2 给出了天然干泥炭样本的光学图像，可以看出大部分植物体处于中等分解状态。泥炭所含叶茎等纤维仍可辨认，它们在原状土样和重塑土中的差别非常明显。重塑后纤维的结构排列发生变化，这种变化在原状土样和重塑土样都是随机的，即没有任何特定的趋势或者方向。

（a）原状土样



（b）重塑土样

图 2 天然泥炭的光学图像

5.3 添加剂的效果与混合过程

泥炭层中添加 PPFA 后土体性质发生改变，如图 3 所示。含水量和烧失量明显减小，而固体颗粒容重和 pH 值明显增大。添加相当量的尿素除了降低含水量外并未有其他明显效果，如图 3（c）所示。

因为 PPFA 本身的高碱性（pH 为 11.8），增大该材料的添加比例使得泥炭混合物 pH 值增大（图 3（a）所示），添加相当于泥炭干质量 30％的 PPFA，也即等效于泥炭混合物总干重的 22.7％，可以使之达到 pH 的最佳范围 7.0～7.5。如果 PPFA 添加量更大，则产生碱性混合物，这将抑制微生物生长，降低微生物活性。

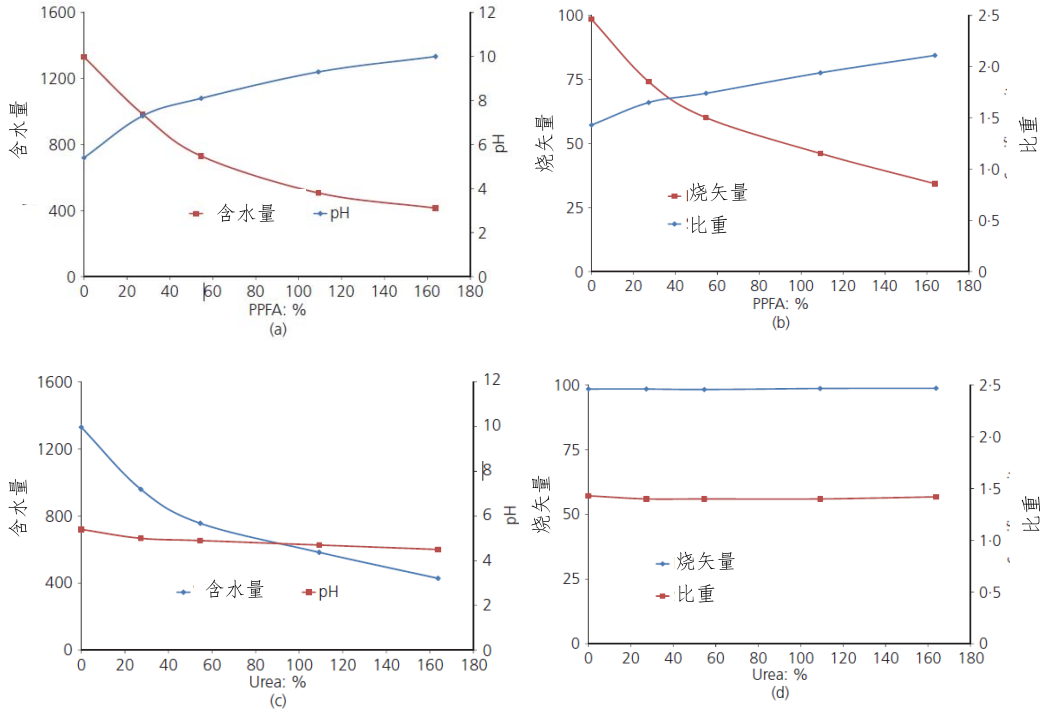


图 3 材料物理性质与 PPFA 和尿素添加量的关系

进一步研究表明，如果在天然泥炭土中添加 30%PPFA，由于 PPFA 含碳（一般占其干质量的 8%），C:N 比从原来的 43.4:1 增大到 51.5:1（n=6）。为达到最佳 C:N 比范围 25～30:1（如表 2 所示），需要精确添加相当于泥炭干质量 2.2%的尿素，即等效于泥炭混合物总干重的 1.63%。对不同泥炭混合物试验所得数据基本一致，证明上述添加剂及调整方法可以有效地达到所需的 C:N 比和 pH 值。

表 2 添加 30%PPFA 泥炭混合物的各项参数与 C:N 比

泥炭混合物	试验编号	特性					
		含水量/ %	比重	烧失量/ %	pH	总含碳量/ %	C:N
30%PPFA	A	951	1.62	73	7.4	38.8±1.0	50.1±2.3
	B	892	1.60	70	7.3	38.9±0.6	51.6±1.4
	C	948	1.60	69	7.3	——	——
30%PPFA+ 2.2%尿素	A	963	1.59	76	7.2	41.6±0.5	30.8±0.1
	B	936	1.57	75	7.2	41.4±0.4	30.9±1.2
	C	967	1.60	73	7.3	41.3±1.1	29.5±0.4

5.4 微生物的效果

表 3 列出地下水位以下的天然泥炭土进行平板技术测试所得微生物种群数目的平均

值，单位为 CFU/ g 干泥炭。TSA1/10 平板上形成的菌落数目各处明显不同（如图 4），这表明 Ballydermot 的泥炭很适合培养泥炭中现存微生物的培养基，然而也可以观察到泥炭琼脂培养基的平板上没有形成菌落，类似发现 Khammar 等（2004）已经报道过。天然泥炭土中测得的平均微生物菌落数为 2.6×10^5 CFU/g 干泥炭，这和 Hunter 等（2006）报道的数值一致。需要注意的是，测试样本是从泥炭样品芯部随机取出的，所以 TSA1/10 平板上形成的菌落数目差异较大可以解释为，天然泥沼中不同深度上微生物数量差异较大（Barns 和 Nierzwicki-Baer，1997）。此外，泥炭中的微生物大多为兼性需氧型，所以通气培养环境显然对细菌生长，大多数菌落的形成更有利。这些微生物是纤维素的最主要分解者，例如厚壁菌，拟杆菌，酸杆菌门和噬纤维菌等，另外真菌也能够降解泥炭中的纤维素（Hunter 等，2006；Pankratov 等，2011）。进一步的观察表明，在培养期的第 5 至第 10 天，微生物菌落数并未显著增加，这大概是因为平板上的可用营养物前 5 天已经被耗尽。TSA 1/10 培养基中营养物的减少速率与微生物的生长速率可能存在潜在的相关性，然而该技术不可能确定泥炭赋存微生物的类型和物种，也超出了本文研究范围。

表 3 天然泥炭制备胰蛋白酶大豆琼脂 10 倍稀释液平板微生物数目

样本	培养环境	平均微生物数目：CFU/g	
		5 天后	10 天后
A	有氧	3.7×10^5	3.7×10^5
	厌氧	——	2.2×10^5
B	有氧	1.5×10^6	1.5×10^6
	厌氧	——	6.4×10^5

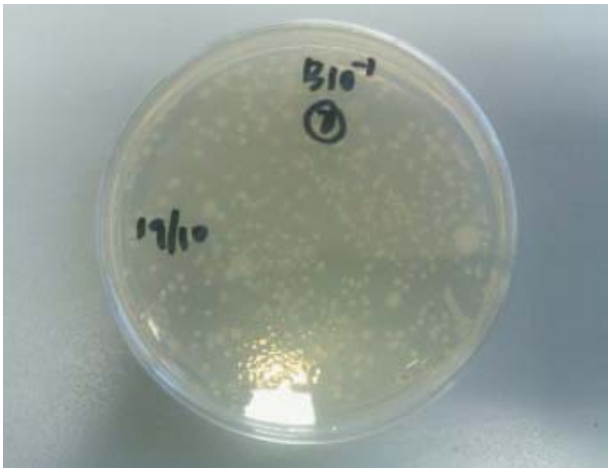


图 4 胰蛋白酶大豆琼脂上形成的菌落

最优配比泥炭混合物（即添加 30％PPFA，2.2％尿素）中平均微生物种群数为 9.4×10^5CFU/ g 干泥炭，由此可以得出结论，这些添加剂似乎没有对天然泥炭中原有微生物数

量产生不利影响。当环境温度在最佳范围 35～40℃内增加时，随着分解，预测认为微生物数量会明显增加。

6 讨论：潜在的环境问题

泥炭中添加 PPFA 和尿素引起对环境的负面影响尚未有专门文献报道，也许是因为这类材料在岩土工程中应用有限。PPFA 的化学组分与普通硅酸盐水泥（OPC）和燃煤粉煤灰（coal PFA）相近，但数值上存在差异（如表 4 所示）。因此，PPFA 对环境的潜在危害估计与粉煤灰（coal PFA）类似。其中令人担忧的可能是环境污染物排放到泥炭孔隙水中，最终进入地下水，最主要的是 PPFA 所含重金属离子可能滤出并逐渐被周围环境吸收。尽管如此，由于加入粉煤灰，土壤的碱性环境被中和，阳离子和重金属离子的流动遭到限制（Kumpiene 等，2007）。微生物活动促进添加的含氮物即尿素发生化学反应，可能会在泥炭中产生额外的硝酸或氨水，长期而言会导致富营养化。但从尿素添加的总量（泥炭干重 2.2％的尿素），及氨的自然排放量来看，氮排放所产生的效果几乎可以忽略。因此，若认为促进与工程相关的泥炭层分解可能导致大气中温室气体排放量增加，这难免言过其实。

表 4 OPC 和 PPFA 以及 Coal PFA 的化学组成

所含氧化物	OPC：%		Coal PFA：%		PPFA：%	
	典型值	范围	典型值	范围	典型值	范围
SiO_2	20.0	17.0-25.0	48.0	45.0-51.0	35.1	15.5-65.0
Al_2O_3	6.0	3.0-8.0	27.0	24.0-32.0	5.7	3.5-22.5
Fe_2O_3	3.0	0.5-0.6	9.0	7.0-11.0	3.0	2.0-22.5
CaO	63.0	60.0-67.0	3.3	1.1-5.4	22.7	9.0-47.0
MgO	1.5	0.5-4.0	2.0	1.5-4.4	5.6	3.4-9.8
K_2O	0.5	0.3-1.2	3.8	2.8-4.5	0.1	0.03-0.2
Na_2O	0.5	0.3-1.2	1.2	0.9-1.7	0.4	0.1-0.7
SO_3	2.0	2.0-3.5	0.6	0.3-1.3	17.5	0.4-17.5

7 结论

本文研究认为在纤维型泥炭沉积物承担建筑荷载前，促进其分解可以减少二次压缩沉降量，这部分沉降往往超过主固结沉降，从而显著降低持力层在设计寿命中可能发生的总沉降。室内试验研究表明，可以通过添加足量的碱性物质和含氮物质，人工调节影响纤维型泥炭分解的主要限制因素即高 C:N 比和高 pH 值，使其分别达到最佳范围，C:N 比为 25～30:1，pH 值为 7.0～7.5。PPFA 因其高碱性而成为一种有效的添加剂。

此次研究针对中等分解程度的泥炭苔藓，添加 30％PPFA 和 2.2％尿素（按泥炭干质量来计）制备最佳配比混合物，这分别相当于每立方米湿泥炭中分别加入 21kg PPFA 和 1.5kg

尿素。此配比在现场拌合和实际处理应用中易于操作，效果合理。这样目前被认为是废弃材料的 PPFA 可以在 PPFA 产出地采购，有效应用到相关地基处理工程中。所以这种做法比起目前建筑工程软土地基处理技术，或开挖置换等常规技术，更加符合可持续发展的要求。然而，这些实验结果不可能直接应用到工程实践中，所以需要更深入的实践研究。此外，考虑到不同植物体的组成成分差异和影响分解的限制因素都取决于气候条件和泥炭的具体形成过程，本文给出的最佳混合物可能不适用于其它类型的纤维泥炭。

简 讯

展岩土人风采　领地基处理创新之先

—— 第 13 届全国地基处理学术讨论会开幕式上的讲话

张建民
（清华大学）

尊敬的各位老前辈，尊敬的龚院士、各位领导、专家、代表：大家好！

在风光秀丽的金秋时节，我们在古城西安隆重举行为期两天的第 13 届全国地基处理学术研讨会，这是我国地基处理领域的科技工作者相互交流、展示、学习和总结的又一次学术盛会。首先，我谨代表中国土木工程学会土力学及岩土工程分会，对为本次会议的成功召开做出了很大贡献的会议组委会、承办单位和协办单位，表示衷心感谢！对踊跃参会的各位专家代表表示热烈欢迎，并预祝会议取得圆满成功！

“全国地基处理学术研讨会”从 1986 年召开第一届至今，已经历时 28 年了。这是我国土力学及岩土工程领域历史最长的唯一的以地基处理技术研讨为主题的高水平、高知名度、高影响力、高凝聚力的系列学术会议。特别需要指出的是，该系列的学术会议，始终是由 1984 年成立的、挂靠在浙江大学的中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会牵头主办的。今年恰逢地基处理学术委员会成立三十周年，可喜可贺！

昨天，我认真浏览了由龚晓南院士主编的地基处理学术委员会成立三十周年纪念文集《地基处理三十年》和《地基处理技术及发展展望（1984-2014）》。精美的纪念文集中，一幅幅感人至深的照片，一行行记载着几代人奋斗足迹的文字，让我十分感动，思绪久久难以平静。地基处理学术委员会诞生于国家改革开放之初，贡献于国家工程建设快速发展之时，30 年来为促进我国各种地基处理技术的发展提高和推广应用做出了巨大贡献，特别是学术委员会的先后两任主任委员曾国熙先生和龚晓南院士，更是推动我国地基处理的技术进步、理论发展、科技普及和人才培养工作的主要组织者、亲身实践者和突出贡献者，在此对他们深表敬意和感谢。

30 年来由地基处理学术委员会主办的全国学术研讨会和其他学术活动，不仅在地基处理的学术交流和技术推广方面影响深远、意义重大，已经成为我国土力学及岩土工程领域的一个著名学术品牌；更重要的是展现出了改革开放的特殊年代中我国一批有胸怀、有抱

尿素。此配比在现场拌合和实际处理应用中易于操作，效果合理。这样目前被认为是废弃材料的 PPFA 可以在 PPFA 产出地采购，有效应用到相关地基处理工程中。所以这种做法比起目前建筑工程软土地基处理技术，或开挖置换等常规技术，更加符合可持续发展的要求。然而，这些实验结果不可能直接应用到工程实践中，所以需要更深入的实践研究。此外，考虑到不同植物体的组成成分差异和影响分解的限制因素都取决于气候条件和泥炭的具体形成过程，本文给出的最佳混合物可能不适用于其它类型的纤维泥炭。

简 讯

展岩土人风采　领地基处理创新之先

—— 第 13 届全国地基处理学术讨论会开幕式上的讲话

张建民
（清华大学）

尊敬的各位老前辈，尊敬的龚院士、各位领导、专家、代表：大家好！

在风光秀丽的金秋时节，我们在古城西安隆重举行为期两天的第 13 届全国地基处理学术研讨会，这是我国地基处理领域的科技工作者相互交流、展示、学习和总结的又一次学术盛会。首先，我谨代表中国土木工程学会土力学及岩土工程分会，对为本次会议的成功召开做出了很大贡献的会议组委会、承办单位和协办单位，表示衷心感谢！对踊跃参会的各位专家代表表示热烈欢迎，并预祝会议取得圆满成功！

“全国地基处理学术研讨会”从 1986 年召开第一届至今，已经历时 28 年了。这是我国土力学及岩土工程领域历史最长的唯一的以地基处理技术研讨为主题的高水平、高知名度、高影响力、高凝聚力的系列学术会议。特别需要指出的是，该系列的学术会议，始终是由 1984 年成立的、挂靠在浙江大学的中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会牵头主办的。今年恰逢地基处理学术委员会成立三十周年，可喜可贺！

昨天，我认真浏览了由龚晓南院士主编的地基处理学术委员会成立三十周年纪念文集《地基处理三十年》和《地基处理技术及发展展望（1984-2014）》。精美的纪念文集中，一幅幅感人至深的照片，一行行记载着几代人奋斗足迹的文字，让我十分感动，思绪久久难以平静。地基处理学术委员会诞生于国家改革开放之初，贡献于国家工程建设快速发展之时，30 年来为促进我国各种地基处理技术的发展提高和推广应用做出了巨大贡献，特别是学术委员会的先后两任主任委员曾国熙先生和龚晓南院士，更是推动我国地基处理的技术进步、理论发展、科技普及和人才培养工作的主要组织者、亲身实践者和突出贡献者，在此对他们深表敬意和感谢。

30 年来由地基处理学术委员会主办的全国学术研讨会和其他学术活动，不仅在地基处理的学术交流和技术推广方面影响深远、意义重大，已经成为我国土力学及岩土工程领域的一个著名学术品牌；更重要的是展现出了改革开放的特殊年代中我国一批有胸怀、有抱

负、有责任感的岩土人非常独特的人格魅力和精神。我想，那是一种“求实、求真、求新”的科学精神，是一种强烈的进取精神、创业精神、创新精神和艰苦奋斗的精神。在学术界弥漫着功利主义和浮躁情绪的今天，这些精神弥足珍贵，特别值得我们继承和发扬。

今天，我们在此纪念地基处理学术委员会成立三十周年，回顾中国土力学及岩土工程学科的发展，我们不会忘记老一代土力学及岩土工程专家所开创的丰功伟业。他们中的许多人从青年时代开始，为国家振兴、民族富强而游学西土，学成报国。他们的一生与国家荣辱与共、风雨同舟，在非常不平凡的年代做出了非常不平凡的功业，成为新中国土力学及岩土工程学科发展的奠基者、组织者和开拓者。在他们的带领下，国家建设中一个又一个土力学及岩土工程难题的解决，实现了几代有抱负、有责任感的中国岩土工程科技工作者的人生理想和精彩。

今天，我们二百多位地基处理相关领域的老中青岩土工程科技工作者，聚集在古城西安，进行地基处理技术的交流和切磋，共同研讨工程建设实践中不断提出的许多与地基处理相关的科学技术难题和挑战，希望能够传承和发扬几代岩土人的优良传统，能够“展岩土人风采、树岩土界新风、领地基处理技术创新之先”，使这次会议成为记录和展现我国地基处理领域的科技工作者在追求和成就“岩土工程强国之梦”的历史进程中一个闪亮的里程碑。

各位专家，目前我国正处在大力推进城镇化、努力建设海洋强国以及建设创新型国家的历史进程中，作为岩土科技工作者，我们应该责无旁贷地肩负起振兴国家岩土工程科技的重任，脚踏岩土大地，面向国家需求，放眼未来发展，抓住历史机遇、迎接各种挑战。只要我们能够坚守良知、坚持真理、坚定信念，就一定会形成“崇尚科学、尊重原创、追求真知”的新风尚；只要我们能够站在共同推动“学科发展、服务行业、贡献社会”的高度，相互支持、相互理解、相互欣赏，就一定能够迎来“团结协作、互益共赢、同创辉煌”的新局面；只要我们勤于实践、勇于开拓，善于创新，就一定会在不久的将来完成中国岩土工程科技赶超世界先进水平的历史使命！

最后，再次祝愿会议取得圆满成功！谢谢各位！