

摘 要

随着我国城市化进程的进一步发展,地铁在城市交通中的地位日益重要,然而在富水地区(特别是我国南方部分城市)地下水的渗流已成为地铁投入运营后对隧道与周边环境影响的主要问题之一;同时,由于地铁隧道长期受列车荷载的作用,地下水渗流和列车荷载的耦合作用对地铁隧道及周边环境的影响问题也日益突出,成为亟待研究的问题之一。本文综合运用饱和渗流原理、流固耦合理论及振动理论,采用数值模拟方法分析了不同渗流情形、不同列车振动荷载作用及列车振动荷载与渗流综合作用对隧道周边的影响。其主要研究内容和成果包含以下几个方面:

1、通过对土体的弹性及弹塑性本构关系以及研究对象的实际工况的分析,选用摩尔-库伦弹塑性本构关系作为本文数值模拟的基本本构关系;阐述了土体的渗透与固结理论,分析了流固耦合原理及饱和状态下流固耦合的基本方程在本文中的应用可行性。

2、依据南京地铁某地段的地质参数,建立了地铁周边地表沉降分析的三维数值模型,分别就衬砌不同部位渗水、不同渗透比、同一地下水位不同隧道埋深及同一隧道埋深下不同地下水位四种情况进行了数值模拟研究。分析了上述各因素对隧道地表沉降的影响,讨论了随渗流时间的推移土体超孔隙水压力的变化趋势,得出了地表沉降和土体超孔隙水压力变化的规律。

3、基于列车振动的基本理论,建立了二维的数值分析模型。分别分析了同一列车振动荷载振幅下不同振动频率及同一列车振动频率下不同车速对隧道地表沉降的影响,得出了列车荷载对地表沉降影响的规律。

4、进行了振动荷载与地下水渗流综合作用时的地表沉降的影响分析。分别考虑同一列车振动荷载振幅不同振动频率及同一列车振动频率不同车速与地下水渗流综合作用对地表沉降影响的规律。

论文综合分析了地铁投入运营后,各种渗水条件对隧道周边的影响,同时考虑了列车荷载单独作用及列车荷载与地下水渗流综合作用对隧道周边的影响。得出了相关影响因素的影响规律,为今后地铁运营后对隧道周边影响的预测和整治提供依据。

关键词: 渗流 列车荷载 地铁隧道 地表沉降 流固耦合 数值模拟

Abstract

With the further development of urbanization process in China, the status of subway traffic in cities is increasingly important. But in the water-rich region (especially some cities in south China), the groundwater seepage problem and the train load are the two big influencing factors. In this paper, with the theory background of saturated seepage principle, fluid-structure interaction theory and vibration theory, the impacts of tunnel surrounding environment are analyzed using numerical simulation method with different seepage and train load conditions. Research efforts have been carried on in the aspects as follows:

1. In this paper, the elastic and elastic-plastic constitutive relations are introduced in the theory part. At the same time, the Mohr-Coulomb elastic-plastic model is chosen, the soil consolidation and seepage relation is introduced, and the basic equation of fluid-structure interaction is derived based on the fluid-structure interaction theory.

2. Using the Nanjing metro geological parameters, a three-dimensional mathematical model of analysis on ground subsidence was built, and (some researches on numerical simulation) were done considering four different conditions respectively, which include different seepage positions, different k/k_v , different tunnel depth under the same groundwater level and different groundwater level with the same tunnel depth. The influence of ground subsidence induced by factors above and the change trend of ultra-pore pressure with the time passed by were analyzed. In addition, the laws of surface subsidence and ultra-pore pressure change were gained.

3. A two-dimensional numerical model was built based on the vibration theory. Considering the two different load conditions, the law of surface subsidence influenced by train load was gained.

4. Considering the surface subsidence law under the synergistic effect of groundwater seepage and train load with different amplitude-frequency, effect analysis of the surface subsidence was done.

In this paper, influences of different factors (such as the different groundwater seepage conditions, single train load and coupling analysis of train load with groundwater seepage) on surface subsidence after the subway putting into operation were analyzed. These results may be helpful for the underground engineering.

Keywords: seepage; train load; tunnel; surface-subsidence; fluid-structure-interaction; numerical-simulation

东南大学学位论文独创性声明

本人声明所呈交的学位论文是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得东南大学或其它教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

研究生签名： 马斐 日期： 2008.01.10

东南大学学位论文使用授权声明

东南大学、中国科学技术信息研究所、国家图书馆有权保留本人所送交学位论文的复印件和电子文档，可以采用影印、缩印或其他复制手段保存论文。本人电子文档的内容和纸质论文的内容相一致。除在保密期内的保密论文外，允许论文被查阅和借阅，可以公布（包括刊登）论文的全部或部分内容。论文的公布（包括刊登）授权东南大学研究生院办理。

研究生签名： 马斐 导师签名： 张曙光 日期： 2008.01.13

第一章 绪论

1.1 研究背景及意义

随着城市化进程的进一步迅猛发展,很多大城市都出现了人口膨胀、交通拥挤等一系列问题,合理开发地下空间已成为城市现代化发展的必然选择。作为地下工程之一的城市地铁工程 1863 年在英国伦敦建成后,便得到了迅速的发展。巴黎,纽约,东京,莫斯科等城市都已经形成了四通八达的地铁线网^[1]。

我国地下交通事业虽然起步晚,但发展迅速。其中北京、上海、香港、广州、深圳、南京、天津等城市的地铁先后开通并投入运营。重庆、青岛、武汉、沈阳、杭州等城市正在积极兴建或计划修建地铁。地铁建设将是 21 世纪中国城市建设的一个重要方面。

然而随着城市地铁的建设,各种问题也接踵而来。特别是我国南方地区地层较多富水,地下水位较高。如何做好防渗工作也是隧道建设的一个热点和难点问题,同时由于隧道开挖和列车长期循环荷载的作用引起隧道上部渗流场变化而引起事故也常有报道,造成很大的直接和间接经济损失,甚至危害生产建设和人民生命财产的安全。如上海地铁 1 号线已建好隧道的长期沉降监测资料表明^[2]:1993 年 1 月~1995 年 4 月,地铁 1 号线尚未正式通车,绝大部分沉降点的总沉降量在 2-6mm,自 1995 年 4 月试运营以后,沉降速率急剧加大,到 1995 年 12 月陝西南路站以北的总沉降量达到 30-60mm;2003 年 7 月上海地铁四号线因漏水而引起坍塌事故,引起附近数幢建筑倾斜或倒塌,造成巨大经济损失;2005 年 10 月北京地铁 10 号线发生渗水,引起地面房屋倒塌,造成附近大面积停水,给居民生活带来严重不便;2005 年 12 月台湾高雄市地铁工程发生严重塌方事故,造成巨大经济损失;2005 年底南京九华山隧道在投入运营 4 个月 after 出现大面积渗水,一度造成交通拥挤;2006 年 12 月南京地铁一号线 6 站台在投入运营一年后发生不同程度的渗水,已经影响到了行人。由此可见,列车长期循环荷载对隧道及隧道渗流的影响不容忽视。

刘宝琛指出,深入开展岩土力学研究,提出较为可靠的地下开挖及降水引起的地面沉降及变形预测方法就显得十分必要^[3]。高大钊在他的新著中谈及,软土地区城市中地下工程的施工扰动和地下水对城市环境是制约和控制设计和施工的重要因素^[4]。而早在 1948 年太沙基对初期土力学评价中指出:“在工程实践中,大多数施工难点与事故是由于渗流所产生的压力引起,但这些压力并未受到重视”^[5]。据统计^[6],国内外发生的岩土工程事故中,相当一部分是由于水在岩土介质中的渗流而导致岩体大面积失稳造成的。地下水的流失直接造成土体固结,而地铁施工时土体固结沉降占整个地表沉降的比重在 60%以上^[7]。

列车荷载及渗流问题特别是渗流问题将是一个影响隧道运营安全的主要问题,特别是在软土和富水地区。轻则造成隧道的渗水病害,给隧道带来安全隐患,重则造成隧道上部水土流失,地面沉陷或坍塌。同时列车荷载的循环作用将增加土体的残余应变,进而累积造成隧道周边地表沉降。

可见,对列车荷载及渗流问题对地铁隧道影响的研究至关重要,它关系到隧道工程及其周边建筑物的安全与城市地下交通的发展。本文主要从数值模拟计算和理论分析方面,就地铁运营期间地下水渗流与列车循环荷载作用对隧道周边地表沉降的影响进行研究。以期得到渗流及列车循环荷载在不同情况下对地表沉降影响的规律,为今后的隧道设计和建设提供参考。

1.2 国外内研究现状

1.2.1 国外研究现状

渗流分析的发展经历了漫长的历史。从 1856 年,法国工程师 H.Darcy 通过实验提出了线性渗透

理论,为渗透理论的发展奠定了基础之后,1889年,茹可夫斯基首先推导了渗流的微分方程。1922年,巴甫洛夫斯基正式提出求解渗流场的电比拟法,为后来的电网络法奠定基础。此后许多数学家和地下水动力学科学工作者对渗流数学和解析法进行了广泛和深入的研究,使得渗流力学得以更好的发展。

对于渗流-应力耦合作用的研究是20世纪80年代以后,特别是80年代中后期发展迅速。从美国机械工程师学会(ASME)出版的权威力学文摘刊物《应用力学评论》(AMR)所收录的有关流-固相互作用的文摘条数的统计曲线来看,从1984年出现了一个跳跃式的上升后,一直呈平均上升的趋势。表明流-固耦合问题的研究越来越受到人们的重视^[8]。

X.Yi.R.Kerry Rowe等^[9]研究了采用土压平衡盾构施工引起的饱和土层中孔隙水压力的变化规律,并与实测结果进行了比较分析;Murad Y. AbuFarsakh等^[10]利用大变形理论研究了粘土层盾构隧道施工引起的地面沉降和孔隙水压力分布规律;J.H.Shin等^[11]研究了盾构隧道施工后地层中地下水运动的长期特性。Antonio Bobet^[12](2001)基于Einstein and Schwartz^[13](相对刚度法)给出了一种可以计算浅埋情况下围岩和隧道衬砌结构变形方法,同时可以考虑排水和不排水两种情况,该方法可用于拱顶以上覆盖层厚度大于1倍洞径的情况。

在因隧道开挖引起隧道上部地层沉降的问题上,1969年,Peck根据当时大量实测资料系统提出了地层损失的概念和估算隧道开挖地表下沉的实用方法^[14],即著名的Peck公式。英国学者O Reilly, Shirlaw等^{[14]-[19]}针对不同含水量的地层在采用不同开挖方法所引起地表沉降的问题,通过大量实测资料,提出地层损失和沉降的预测公式,以及因为土的流变性而造成的沉降的长期性。

In-Mo Lee等^{[20]-[22]}通过理论分析和数值计算对韩国某过江隧道的研究,得出隧道在承受水压力时的受力状态,盾构开挖面承受渗流压力的规律,以及隧道周围渗流场的分布变化情况。

在列车荷载对隧道影响方面,美国的G.P.Wilson等^[23]针对铁路车辆引起的噪声和振动提出了通过改善道床结构形式(采用浮板式道床)和改革铁路车辆转向架构造以减少轮轨接触力,从而降低地铁车辆引起的结构噪声和振动的建议;日本的T.Fujikake^[24]、青木一朗和K.Hayakawa等分别就交通车辆引起的结构振动发生机理、振动波在地下和地面的传播规律及其对周围居民的影响进行了研究。提出了对周围环境振动水平的预测方法;L.G.Kurzweil等^[25]则研究了地铁列车的振动波在不同地层中的传播途径、衰减特性以及邻近建筑物的二次振动和噪声问题;Kaynia等^[26]将列车荷载简化为间距一定的移动荷载,用成层粘弹性半空间上的E-B梁模型对地基振动进行了模拟,发现理论结果与实测值吻合的很好;T.Balendram等^[27]采用有限元加粘性边界的方法对新加坡地铁-土-结构物的振动进行了分析研究;Yang & Hung^{[28]-[29]}采用有限元与无限元相结合的方法,对隔振沟和弹性地基减少列车振动效果进行了研究;Lars Hall^[30]采用二维有限元法研究了列车荷载作用下的轨道结构响应。

1.2.2 国内研究现状

我国不少学者也先后对地下工程中的水的问题作了相应的研究。理论方面,徐增和、徐小荷^[31]研究了二维应力场下承压底层中流固耦合问题,并求出耦合条件下的空隙压力与介质应力的解析解,结果表明,耦合效应不容忽视。荣传新等^[32]考虑地下水渗流作用影响,应用弹塑性损伤力学原理,导出了巷道围岩的应力分布规律以及巷道损伤区半径与孔隙水压力之间的关系。李宗利等^[33]得出了考虑渗流作用下深埋圆形隧道应力与位移的弹塑性解析解。

而在流固耦合的数值模拟方面,我国学者主要集中在岩体、坝体和基坑开挖等方面的研究。如平扬、白世伟等^[34]基于比奥固结理论,并将其扩展应用于弹塑性分析领域。将渗流场水力作用与应力场耦合,通过有限单元法模拟,得到了深基坑开挖及降水过程中,开挖范围及邻近区域地面沉降等环境效应的基本规律的认识,为深基坑开挖设计与信息化施工提供借鉴。罗晓辉、杨志锡和杨林德等^{[35]-[36]}也通过数值模拟的手段对深基坑开挖中渗流场与应力场耦合作用进行了研究。

杨永香等人^[37]采用FLAC3D程序对沪-蓉高速公路龙潭特长深埋隧道进行计算模拟,从围岩的孔隙水压力分布、应力场、位移场及塑性区4个方面进行分析讨论,并将计算结果与监测结果比对,验证了计算结果的可靠性。李延春等^{[38]-[39]}结合厦门海底隧道的稳定计算,考虑有水作用和无水作用

两种情况,应用三维快速拉格朗日法进行弹塑性和流-固耦合分析,就开挖后的应力分布、洞周位移、塑性区等结果,对其差异性进行了统计对比。得出两种结果的差异性很大,考虑水的渗流影响是很有必要的。刘继国^[40]等人,也对隧道中流固耦合的问题进行了探讨。

张冬梅等人^[41]通过数值计算方法,对隧道长期形态发展过程中衬砌局部渗流对地表沉降、沉降槽以及地层损失的影响进行了分析,并对上海地铁2号线某区间隧道的沉降发展进行了预测与比较。孙少锐等^[42]采用二维渗流分析方法,对南京九华山隧道在不同开挖(加固)步骤中的渗流场特征进行了详细的研究。

在列车荷载研究方面。孙璐和邓学钧^[43]研究了移动线荷载作用下无限长梁的动力响应;谢伟平等^[44]研究了移动荷载引起土体变形,以及荷载自振频率和轨道对变形的影响;边学成^[45]运用解析推导和数值模拟对高速列车运行时带来的冲击荷载对铁路轨道和地基的动力相互作用以及铁路沿线地基的振动等问题进行了比较详细的探索与研究。

在流固耦合在地下工程中应用方面,国内外学者主要集中在理论分析、试验检测以及基于地下工程施工的流固耦合分析。特别是在对已投入运营隧道受地下水渗流对周边影响的研究还很少,虽然张冬梅等进行了基于2D模型的数值模拟,但考虑渗水情况较少,未能全面的反映隧道投入运营后地下水渗流对其周边的影响,同时由于是2D模型,未能充分反映真实情况。本文将进行基于3D计算模型的,考虑多种渗流情况对已投入运营隧道周边影响的数值模拟分析。

在列车荷载方面,国内外学者主要集中在列车荷载所产生振动与噪音对周边居民和生态的影响、列车荷载对路基的影响以及高速铁路所产生的冲击荷载对轨道和周边环境的影响。在地铁隧道方面,考虑列车荷载对隧道周边地表沉降的影响还比较少,而考虑列车荷载与渗流综合作用对地表沉降的影响目前还未看到有关文献。本文拟考虑不同列车荷载情况下及列车荷载与地下水渗流综合作用对隧道周边地表沉降的影响进行数值模拟分析。

1.3 本文研究内容与技术路线

1.3.1 本文研究内容

本文采用理论分析和数值模拟相结合的方法对渗流及列车荷载对隧道周边沉降影响的机理进行研究。假定土体为多向同性的摩尔库仑弹塑性体,结合南京某地铁地质参数,运用渗流力学、塑性力学、振动等相关知识,利用数值模拟方法,对多种渗流情况作用对地表沉降的影响;列车荷载与渗流耦合作用下对隧道周边的影响进行了分析。具体内容如下:

(1) 将土体视为饱和土,针对同一地下水位,同一渗流条件,分析隧道不同埋深对隧道周边的影响规律。

(2) 将土体视为饱和土,针对同一埋深,同一渗流条件,分析不同水位对隧道周边的影响规律。

(3) 将土体视为饱和土,针对同一埋深,同一水位,分析衬砌不同渗水部位对隧道周边的影响规律。

(4) 将土体视为饱和土,针对同一埋深,同一水位,同一渗流条件,分析衬砌不同渗水率对隧道周边的影响规律。

(5) 分析列车荷载同一振幅不同频率及同一振动频率不同车速对隧道周边地表沉降影响的规律。

(6) 分析列车荷载同一振幅不同频率及同一振动频率不同车速与地下水渗流综合作用对隧道周边地表沉降影响的规律。

1.3.2 技术路线

本文采用理论分析和数值模拟相结合,以数值模拟为主的技术路线。具体研究路线如下:

(1) 进行广泛的资料检索和调查,了解国内外列车荷载及渗流对地表沉降影响的研究现状;

(2) 收集某富水地区隧道周围地层的地质资料,建立合理的数值分析模型;收集列车运行资料,

建立合理的列车荷载加载模型:

(3) 运用数值模拟计算, 对不同情况(不同渗流部位、不同渗透比、同一地下水位下不同埋深及同一埋深下不同地下水位等情况)的渗流场变化对隧道周边地表沉降的影响进行研究;

(4) 运用数值模拟计算, 对同一振幅不同频率的列车荷载及同一振动频率不同车速对隧道周边地表沉降的影响进行研究;

(5) 通过数值模拟计算对对同一振幅不同频率的列车荷载及同一振动频率不同车速两种不同的情况与地下水渗流综合作用对隧道周边地表沉降的影响进行分析研究。

第二章 土体本构、固结渗流及流固耦合理论

2.1 土体的本构关系

岩土体的本构关系是实现模拟的理论基础,本构关系的研究因为需要而获得迅速发展^{[45]-[49]}。被广泛采用并应用于工程的主要有线性、非线性弹性模型以及弹塑性模型^{[48]-[58]}。

2.1.1 弹性本构模型

弹性本构模型可分为:线弹性本构模型和非线弹性本构模型。线弹性本构模型就是应力—应变关系满足广义 Hook 定律;而非线弹性本构模型是以 Duncan—Chang 模型为代表的。

2.1.1.1 线弹性本构模型

以 Biot 动力固结方程作为岩土工程固结问题的总控制方程时,需要进行以下假设:

- 1) 土体是完全饱和的宏观各向同性弹性体;
- 2) 土体的变形是微小的;
- 3) 孔隙水相对于土骨架的渗流运动服从 Darcy 定律,其惯性力可不计;
- 4) 应力应变的正负号法则与弹性力学相反。

在 Biot 中假设土体的骨架为各向同性的线弹性,其应力—应变关系满足广义 Hook 定律:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 3\lambda\varepsilon_m + 2G\varepsilon_x, \tau_{yz} = G\gamma_{yz} \\ \sigma_y &= 3\lambda\varepsilon_m + 2G\varepsilon_y, \tau_{zx} = G\gamma_{zx} \\ \sigma_z &= 3\lambda\varepsilon_m + 2G\varepsilon_z, \tau_{xy} = G\gamma_{xy} \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

ε_m 为应变,有

$$\varepsilon_m = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z}{3}$$

λ 为拉梅常数,有

$$\lambda = \frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}$$

G 为剪切模量,有

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

式中, E ——为弹性模量, Mpa;

μ ——为泊松比;

ε_x 、 ε_y 和 ε_z ——各方向的应变;

γ_{xy} 、 γ_{yz} 和 γ_{zx} ——剪切应变。

2.1.1.2 非线性弹性本构模型

非线性弹性本构模型是以 Duncan—Chang 模型为代表的。Duncan 等人应用常规三轴压缩试验所得到的 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \varepsilon_1$ 之间的一组试验曲线,找出其共同的数学公式,并从这一数学公式导出线弹性模量 E_t 的公式。结合试验所得的体积应变 ε_v 与主应变 ε_1 的关系曲线,导出泊松比 μ_t , 并以此作为计算依据。Duncan-Chang 模型是国内外应用很广的一种实用岩土模型。但在应用中也发现 μ_t 公式不够

完善, 1980 年 Duncan 和 Wong 等人将此公式改进, 将 μ_i 改用体积压缩模型 K_i , 即 $E-K$ 模型。这里主要介绍修正后的模型。

在常规三轴压缩试验条件下, $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$ (即 $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{常数}$) 时,

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (2.2)$$

式中, a 、 b 为试验常数, 都是 σ_3 的函数。

如图 2-1 (a) 所示的常规三轴试验曲线, 采用图 2-1 (b) 坐标绘制, 可得 a 、 b 两个常数。

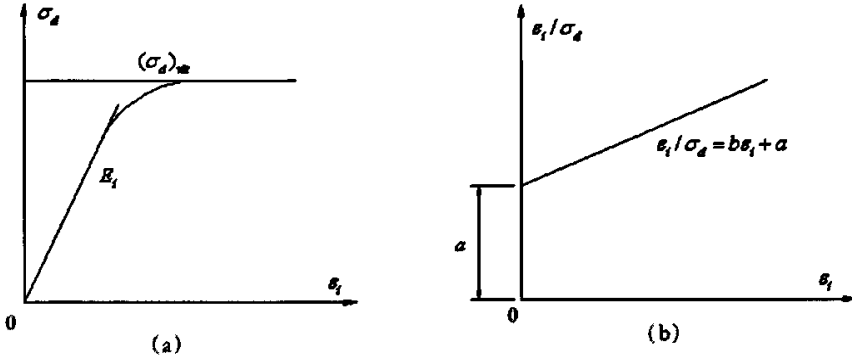


图 2-1 常规三轴试验曲线

当应变很小时, 由式 (2.3), 初始弹性模量为 E_i , 有

$$E_i = \left(\frac{\partial \sigma_d}{\partial \varepsilon_1} \right)_{\varepsilon_1 \rightarrow 0} = \frac{1}{a} \quad (2.3)$$

从式 (2.3) 可知, a 是初始弹性模量 E_i 的倒数。

当应变很大时, 由式 (2.2), 应力的极限值为

$$(\sigma_d)_{ult} = (\sigma_d)_{\varepsilon_1 \rightarrow \infty} = \frac{1}{b} \quad (2.4)$$

式 (2.4) 是应力应变曲线的渐近线。

实际应力应变曲线在破坏时的侧限抗压强度 $(\sigma_d)_f$, 常达不到极限值 $(\sigma_d)_{ult}$, 两者之间的比值被称为破坏比 R_f , 即

$$R_f = \frac{(\sigma_d)_f}{(\sigma_d)_{ult}} = b(\sigma_d)_f \quad (2.5)$$

一般 R_f 在 0.75~1.0 之间, 并认为与侧限压力 σ_3 无关, 但从国内外试验结果来看, R_f 并非是非常数。

由式 (2.5), 式 (2.2) 可写成为

$$\sigma_d = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_d)_f} R_f} \quad (2.6)$$

随着试验时值的不同, 试验曲线也将不同, 但这些曲线都可用式 (2.6) 表示, 只是 E_i 值随 σ_3 而变化。

切线模量 E_i 为

$$E_i = (1 - R_f S)^2 E_i \quad (2.7)$$

其中

$$S = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{\sigma_d}{(\sigma_d)_f} \quad (2.8)$$

根据摩尔-库仑破坏准则，有

$$(\sigma_d)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.9)$$

将式 (2.9) 代入式 (2.7) 得

$$E_i = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) \sigma_d}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 E_i \quad (2.10)$$

Duncan 建议模型采用如下经验式

$$E_i = K p_0 \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2.11)$$

式中， p_0 为大气压， p_a 、 K 、 n 为试验常数，对于不同的土， K 值在 100~3500 之间； n 值一般在 0.2~1.0 之间。

由式 (2.3)、(2.5)、(2.10) 和式 (2.11) 得

$$a = K \sigma_3^n = \frac{1}{E_i} \quad (2.12)$$

$$b = \frac{R_f (1 - \sin \varphi)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \quad (2.13)$$

可见。a、b 均为 σ_3 的函数。

Duncan-Chang 模型是国内外广泛应用的岩土模型，既适用于粘性土，也适用于砂土，但不宜用于密砂、超固结土。主要优点是利用常规三轴剪切试验确定所需的计算参数。由于它是非线性弹性模型，所以一般只适用于荷载不太大的条件（即不接近破坏的条件）。这个模型是应用单一剪切试验结果进行全部应力应变分析，而且一切公式都是根据 σ_3 为常量的试验结果进行推算。因此，它更适宜于以土体稳定性分析为主、 σ_3 接近常数的土体工程问题。

Duncan-Chang 模型没有考虑剪胀性和应力路径问题，这是模型的主要缺点。此外，按 Duncan 的假定，当 $\sigma_3 = 0$ 时， E_i 及 K_i 均为零，这显然与实际不符。有研究者在计算中假定，当 σ_3 大于前期固结压力时，按上述计算公式计算，而当 σ_3 小于或等于前期固结压力时，可按前期固结压力代入上式进行计算将得到较好的结果。

2.1.2 弹塑性本构模型

应用于岩土工程较为普遍的弹塑性本构模型主要有：Drucker-Prager 模型 (1952)、Mohr-Coulomb 模型和 Cam-Clay 模型 (Roscoe, 1958~1963)。Drucker-Prager 模型纯粹是从金属塑性理论和 Drucker 公式推演而来的，虽然在岩石力学中有人还在使用，但始终没有得到土木工程师们的普遍认同。Cam-Clay 模型（即剑桥模型），虽然也引用了金属塑性理论的基本概念，但经过修正，可以考虑土的体积塑性应变和剪胀（剪缩），从而得到较为广泛的应用。Mohr-Coulomb 模型适用于砂土和粘土，它是通过砂土的剪切破坏规律得出的。

2.1.2.1 Drucker-Prager 模型

Drucker-Prager 模型是在考虑静水压力影响的广义 Mises 屈服准则基础上建立的，屈服准则为：

$$aI_1 + \sqrt{J_2} = k \quad (2.14)$$

I_1 是应力张量第一不变量，有：

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (2.15)$$

J_2 是应力偏量第二不变量，有：

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (2.16)$$

其中

$$a = \frac{\sin \varphi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}}$$

$$k = \frac{\sqrt{3}c \cos \varphi}{\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}}$$

式中， c 、 φ 分别为岩土的内聚力和内摩擦角。

2.1.2.2 Mohr-Coulomb 模型

古典的 Mohr-Coulomb 屈服准则因能较好的描述土壤、岩石等材料的破坏行为，在岩土工程领域得到广泛的应用。土力学中的边坡稳定、土压力和地基承载力这三大经典问题都直接或间接地借助了这一准则。

一、Mohr-Coulomb 条件的形式

对于一般受力下的岩土，所考虑的任何一個受剪面，其极限抗剪强度通常可用库仑定律表示。

$$\tau_n = c - \sigma_n \tan \varphi \quad (2.17)$$

式中， τ_n 为极限抗剪强度； σ_n 为受剪面上的法向应力，以拉为正； φ 为岩土的内摩擦角； c 为岩土的内聚力。

式 (2.17) 在平面上的线性关系，在一般情况下，可表达成双曲线、抛物线、摆线等非线性曲线，统称为莫尔强度条件。

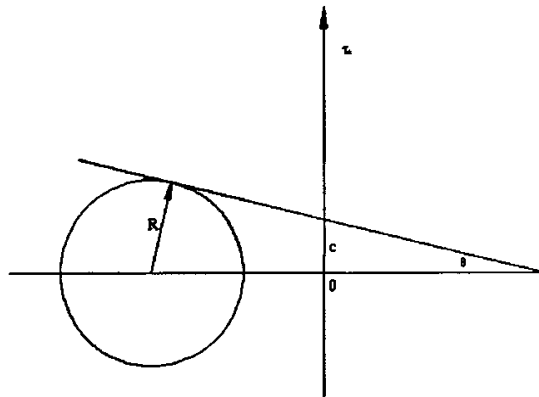


图 2-2 Mohr-Coulomb 屈服条件

二、Mohr-Coulomb 条件的另一种表达形式

在 σ 平面中，莫尔-库仑条件的另一种形式为：

$$q = \frac{-3 \sin \varphi}{\sqrt{3} \cos \theta_\sigma - \sin \theta_\sigma \sin \varphi} p + \frac{-3c \cos \varphi}{\sqrt{3} \cos \theta_\sigma - \sin \theta_\sigma \sin \varphi} \quad (2.18)$$

式中,

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$$

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

$$\tan \theta_\sigma = \frac{1}{3} \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$$

其中 θ_σ 为应力洛德角。

式 (2.18) 可表达成 (2.17) 的形式, 即

$$q = -p \tan \tilde{\varphi} + \tilde{c} \quad (2.19)$$

其中

$$\tan \tilde{\varphi} = \frac{3 \sin \varphi}{\sqrt{3} \cos \theta_\sigma - \sin \theta_\sigma \sin \varphi}$$

$$\tilde{c} = \frac{3c \cos \varphi}{\sqrt{3} \cos \theta_\sigma - \sin \theta_\sigma \sin \varphi}$$

将式 (2.14) 和 (2.15) 代入式 (2.18), 可将式 (2.18) 变成式 (2.20) 形式, 即:

$$\frac{\sin \varphi}{\sqrt{3} (\sqrt{3} \cos \theta_\sigma - \sin \theta_\sigma \sin \varphi)} I_3 + \sqrt{J_2} - \frac{\sqrt{3} c \cos \varphi}{\sqrt{3} \cos \theta_\sigma - \sin \theta_\sigma \sin \varphi} \quad (2.20)$$

三、Mohr-Coulomb 条件与 Drucker-Prager 条件的关系

当取 $\theta_\sigma = -\frac{\pi}{6}$ 时, 为受拉破坏, 可得:

$$a = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}, \quad k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)} \quad (2.21)$$

式 (2.18)、(2.19) 中的 $\tan \tilde{\varphi}$ 和 \tilde{c} 分别为:

$$\tan \tilde{\varphi} = \frac{6 \sin \varphi}{3 + \sin \varphi}, \quad \tilde{c} = \frac{6c \cos \varphi}{3 + \sin \varphi}$$

当取 $\theta_\sigma = \frac{\pi}{6}$ 时, 为受压破坏, 可得:

$$a = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}, \quad k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (2.22)$$

$$\tan \tilde{\varphi} = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}, \quad \tilde{c} = \frac{6c \cos \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

将式 (2.22) 对 θ_σ 微分, 可得:

$$\tan \theta_\sigma = \frac{\sin \varphi}{2}$$

代入 θ_σ 值, 可得:

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3(3 + \sin^2 \varphi)}} = \frac{\tan \varphi}{\sqrt{(9 + 12 \tan^2 \varphi)}} \\ k &= \frac{\sqrt{3} \cos \varphi \cdot c}{\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}} = \frac{3c}{\sqrt{(9 + 12 \tan^2 \varphi)}} \end{aligned} \right\} \quad (2.23)$$

$$\left. \begin{aligned} \tan \tilde{\varphi} &= \frac{\sin \varphi}{\sqrt{3} \sqrt{3 + \sin^2 \varphi}} \\ \tilde{c} &= \frac{\sqrt{3} c \cos \varphi}{\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}} \end{aligned} \right\}$$

式 (2.23), 即为 Drucker-Prager 条件。在平面上给出两条 Mohr-Coulomb 破坏线, 如图 2-3 所示。

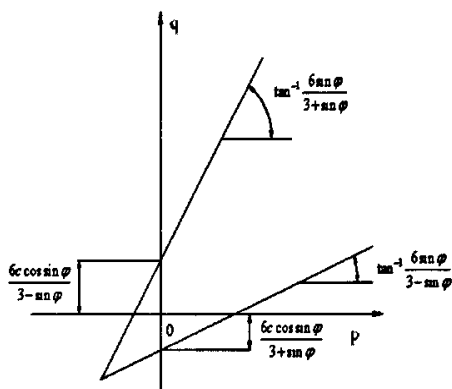


图 2-3 平面上两个摩尔-库伦破坏线

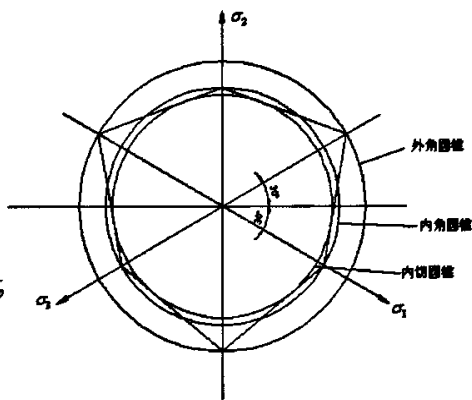


图 2-4 相应于三种系数的 a 、 k 的圆锥屈服面

以式 (2.21)~式 (2.23) 中的 a 、 k 作为系数的三个圆锥屈服面中, 式 (2.21) 是通过 Mohr-Coulomb 不等角六角锥外角点的内接圆锥 (受拉破坏); 式 (2.22) 是通过 Mohr-Coulomb 不等角六角锥外角点的外接圆锥 (受压破坏); 式 (2.23) 是内切圆锥 (Drucker-Prager 屈服条件)。用 π 平面图表示如图 2-4 所示。

从图 2-4 可以看出, 按 Drucker-Prager 条件计算, 其计算结果偏保守。

D-P 模型的优点是采用简单的方法考虑了静水压力对屈服和强度的影响, 参数少, 计算简单, 同时也考虑了岩土类材料的剪胀性; 缺点是没有反映材料三轴拉压强度的不同、纯静水压力可引起岩土类材料的屈服和破坏及应力 Lode 角对塑性流动的影响。

2.1.2.3 剑桥模型 (Cam-Clay 模型)

Roscoe (1958~1963) 在正常固结和超固结粘土试样的排水和不排水三轴试验的基础上, 并根据能量原理, 提出了剑桥模型 (Cam-Clay 模型)。剑桥模型从理论上阐明了土体弹塑性变形特征, 开创了土体的实用模型, 它的建立是岩土塑性力学开始的一个重要标志。Roscoe、Burland (1968) 和 Wood (1990) 分别对 Cam-Clay 模型进行了修正, 使其更加符合实际。

剑桥模型属于等向硬化的强塑性模型, 最初的屈服面是弹头型, 后被修正为椭圆形, 成为修正

的剑桥模型。

一、临界状态线

剑桥模型在 p - q 平面的屈服曲线方程为：

$$f(p, q, H_0) = p^2 - p_c p + \left(\frac{q}{M} \right)^2 = 0 \quad (2.24)$$

式中， p_c 为固结压力； M 为破坏线斜率。

剑桥模型的屈服曲线在 p - q 平面上是一个以 $(0, p_c/2)$ 为圆心， $p_c/2$ 为长半轴、 $q = Mp_c/2$ 为短半轴的椭圆。

模型服从相关流动法则，即塑性势函数与屈服函数一致。

$$Q = f \quad (2.25)$$

硬化曲线

$$H = p_c = H(\varepsilon_v^p) \quad (2.26)$$

在各向等压固结过程中，比容与有效应力的关系可表示为：

$$v = N - \lambda \ln p \quad (2.27)$$

因此

$$p = e^{\frac{N-v}{\lambda}} \quad (2.28)$$

正常固结粘土排水和不排水三轴试验表明：它们有一条共同的破坏轨迹线，与排水条件无关。这条破坏轨迹在 p - q 平面上是一条通过原点的直线，在 p - v 平面上是一条曲线，它在 v - $\ln p$ 平面上与正常固结线几乎平行。因此，破坏轨迹线可用下式表示：

$$q = Mp_f \quad (2.29)$$

$$v_f = \Gamma - \lambda \ln p_f \quad (2.30)$$

式中， M 、 Γ 、 λ 对一种特定的土是常数。

一旦试验路径达到了这条线，土体就在体积不发生改变的情况下发生塑性流动。这时土体被认为处于临界状态，破坏轨迹线被称为临界状态。如图 2-5 所示。

1. 剑桥模型屈服面方程

在剑桥模型中，假设土体是加工硬化材料，并服从相关联流动规则。因此，其塑性势面和屈服面是重合的。在图 2-6 中，应力平面和应变平面重合，曲线 AB 为屈服面轨迹。

根据正交定律，在屈服轨迹上任何一点处，应满足下列条件：

$$\frac{dq}{dp} = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} \quad (2.31)$$

由边界条件 A 点 $(p_0, 0, v_0)$ 或边界条件 B 点 $(p_0, 0, v_0)$ ，可得屈服轨迹在 p - q 平面上投影方程的两种表达形式，即

$$\frac{q}{p} - M \ln \frac{p_0}{p} = 0 \quad (2.32)$$

或

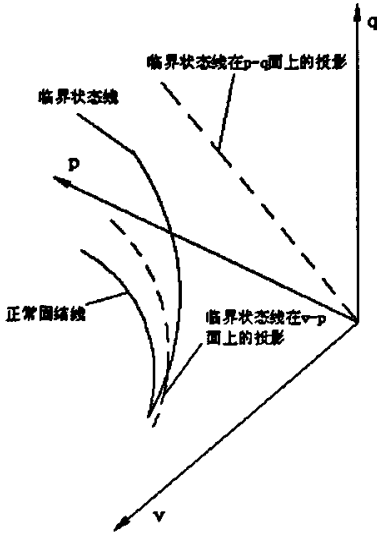


图 2-5 q-p-v 空间的临界状态线

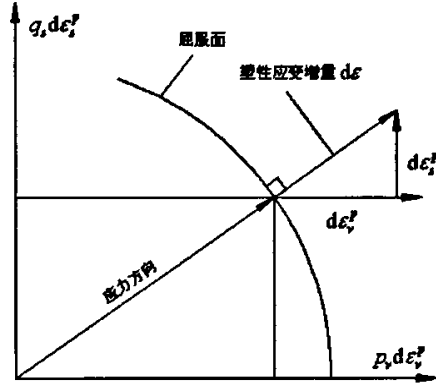


图 2-6 屈服时塑性应变增量

$$\frac{q}{p} - M \ln \frac{p_x}{p} - M = 0 \quad (2.33)$$

屈服轨迹沿着正常固结线或沿着临界状态线移动所形成的曲面就是屈服面。剑桥模型假定在同一屈服轨迹上塑性体积应变 $\varepsilon_v^p = \text{常数}$ 。

$$\text{即} \quad dv^p = 0 \quad (2.34)$$

这说明屈服轨迹在平面上的投影，必须落在一根各向等压固结回弹曲线上。设屈服面与临界状态线在一个共同点，它一定落在一条各向等压固结回弹曲线上，于是可得：

$$v_x = v + n \ln p \quad (2.35)$$

点在临界状态线上，应满足

$$v_x = \Gamma - \lambda \ln p \quad (2.36)$$

$$q_x = Mp_x \quad (2.37)$$

由式 (2.33)、式 (2.35)、式 (2.36) 和式 (2.37)，可得到剑桥模型屈服面方程：

$$q = \frac{Mp}{\lambda - n} (\Gamma + \lambda - n - v - \lambda \ln p) \quad (2.38)$$

在主应力空间，剑桥模型的屈服面形式如图 2-7 所示。屈服面形状为弹头形。屈服面像一顶帽子（或称为子弹头型），人们称这类模型为帽子模型。

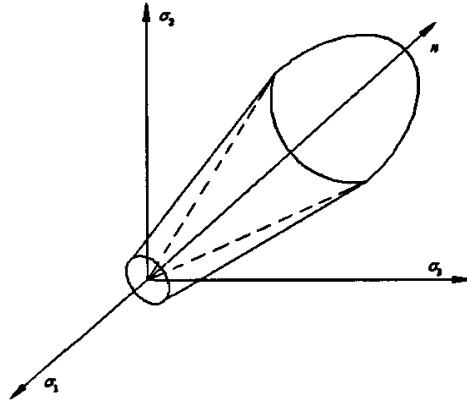


图 2-7 剑桥模型的屈服面

二、应力—应变关系

1、弹性变形阶段

剑桥模型理论认为在边界内土体的变形是完全弹性的，应变关系服从广义胡克定律，即：

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon_v &= \frac{dp}{K} \\ d\varepsilon_s &= \frac{dq}{3G} \end{aligned} \right\} \quad (2-39)$$

式中， K 为弹性体积变形模量；

G 为弹性剪切模量。

在排水试验中，土体比容增量可表示为：

$$dv = -n \frac{dp}{p} \quad (2.40)$$

体积应变增量为：

$$d\varepsilon_v = \frac{n}{vp} dp \quad (2.41)$$

所以，土体的弹性体积变形模量为

$$K = \frac{vp}{n} \quad (2.42)$$

根据弹性系数之间的关系，得

$$\frac{G}{K} = \frac{3(1-2\mu)}{2(1+\mu)} \quad (2.43)$$

由式 (2.39)、式 (2.42) 和式 (2.43)，得：

$$d\varepsilon_v = \frac{2n(1+\mu)}{9vp(1-2\mu)} dq \quad (2.44)$$

式 (2.41) 和式 (2.47) 为排水条件下，土体处于弹性变形阶段的本构关系表达式。对不排水条件， $d\varepsilon_v = dp = 0$ ，剪应变增量由式 (2.47) 确定。

2、弹塑性变形阶段

当土体的受力状态在状态边界内移动时，土体只产生弹性应变。当土体的状态接触到状态边

界面时，在加载条件下，土体将发生塑性应变，并产生加工硬化现象。

(1). 在排水条件情况下

塑性体积应变增量表示为：

$$d\varepsilon_v^p = -\frac{dv}{v} = \frac{\lambda-n}{Mvp} \left[\left(M - \frac{q}{p} \right) dp + dq \right] \quad (2.45)$$

由流动规则得到塑性剪切应变增量和塑性体积应变增量的关系为：

$$d\varepsilon_s^p = \frac{dv}{M - \frac{q}{p}} d\varepsilon_v^p \quad (2.46)$$

于是

$$d\varepsilon_s^p = \frac{\lambda-n}{Mvp} \left(dp + \frac{1}{M - \frac{q}{p}} dq \right) \quad (2.47)$$

土体弹性体积应变增量为

$$d\varepsilon_v^e = \frac{ndp}{vp} \quad (2.48)$$

(2). 不排水条件

在不排水条件下，土体体积不变，即：

$$v = v_0 = N - \lambda \ln p_0 \quad (2.49)$$

由于土体体积保持不变，屈服过程中，弹性体积应变增量和塑性体积应变增量之和为零，即：

$$d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p = 0 \quad (2.50)$$

由式 (2.47) 和式 (2.48)，得：

$$d\varepsilon_s^p = -\frac{ndp}{vp \left(M - \frac{q}{p} \right)} \quad (2.51)$$

式 (2.50) 和式 (2.51) 是不排水条件下，土体本构关系的基本方程。

三、修正剑桥模型

Burland(1968 年)研究了剑桥模型屈服轨迹与临界状态线交点和与正常固结线交点的变形情况，剑桥模型的屈服轨迹应为椭圆（见图 2-8）。

修正后的剑桥模型的本构关系表达式为：

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda-n}{v} \left(\frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} + \frac{dp}{p} \right) \quad (2.52)$$

$$d\varepsilon_s^e = \frac{n}{vp} dp \quad (2.53)$$

$$d\varepsilon_s^p = \frac{\lambda-n}{v} \left(\frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \right) \left(\frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} + \frac{dp}{p} \right) \quad (2.54)$$

与实测结果比较, 由剑桥模型计算得到的应变值, 一般偏大; 修正后的剑桥模型得到的计算应变值, 一般偏小。修正后的剑桥模型比剑桥模型更符合工程实际一些。

剑桥模型在 p - q 平面上屈服面形状为弹头形, 修正后的剑桥模型的屈服面为通过原点的椭圆形。椭圆方程为:

$$\left(\frac{p - \gamma p_0}{\alpha} \right)^2 + \left(\frac{q}{\beta} \right)^2 = p_0^2 \quad (2.55)$$

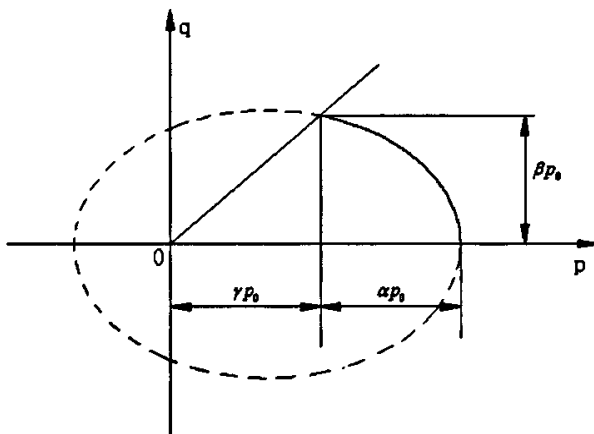


图 2-8 椭圆屈服面方程

式中, α 、 β 、 γ 为土的参数, 由试验测定。

2.2 渗透固结

2.2.1 土体固结沉降基本理论

土体固结沉降一直是土力学的重要研究内容之一, 固结沉降的研究对象主要是富水软土地层, 软土从定义上讲是指含水量和孔隙比大, 抗剪强度和渗透性低, 并且压缩性和灵敏度高的粘性土的统称^{[59]-[62]}。这类土广泛分布在我国东南沿海及某些内陆地区, 对于富水软土地层而言, 当地层失水或者在外荷载作用下, 其沉降量一般都较大, 而许多工程, 如城市地铁、高速公路、机场跑道等工业与民用建筑对地表沉降又有严格的要求, 一般均需要采取相应的技术措施, 在确定这些技术措施时, 估算沉降量是其中一项重要内容。然而如何较为准确地估算沉降量、合理地预测其发展规律至今仍是一个值得探讨的问题。

软土固结沉降特性一般表现出三个不同的阶段: 瞬时沉降、主固结沉降和次固结沉降。公式一般表示为^[63]:

$$S(t) = S_d + S_c(t) + S_s(t) \quad (2.56)$$

式中: $S(t)$ ——地层在时间 t 内的总沉降;

S_d ——地层的瞬时沉降;

$S_c(t)$ ——地层排水的主固结沉降;

$S_s(t)$ ——地层的次固结沉降。

2.2.1.1 瞬时沉降

瞬时沉降是在土体的体积还没有变化而由畸变产生的固结沉降。这是一个理想的概念, 瞬时沉降不可能立即发生, 但可认为水还没有从土体中流出, 因此可以忽略水从土体中流出, 其体积基本

保持常数。对于严格的土体一维变形情况，瞬时沉降很小。当土体完全饱和时，由于土中水及土颗粒本身的变形可忽略不计，故瞬时沉降可以接近于零。对于土体的二维（平面应变）或三维变形情况，则瞬时沉降在地层总沉降中占有相当大的比例。

瞬时沉降的理论计算方法主要有如下几种：（1）根据土体的不排水变形量按线弹性理论计算，也包括 D'Appolonia^[64]等人（1971 年）经有限元分析提出的修正方法；（2）Lambe^[65]等人（1967 年）提出的应力路径法；（3）根据徐少曼（1983 年）提出的三轴不排水试验的归一化曲线进行计算。这几种方法中，唯有 Lambe 等人提出的应力路径法可以考虑加载方式和加载速率的影响^[65]，但该方法过多地依赖室内试验，试验工作量相当大，且对试验技术要求很高，所以在工程中应用非常不便。

2.2.1.2 主固结沉降

主固结沉降是指孔隙水从土体中流出，引起体积随着时间的减少，使地层逐渐发生沉降。水在土体中的渗流速度受到孔隙压力、渗透性和压缩性等因素的影响，随着孔隙压力的消散，渗流速度将会逐渐降低，最后达到新的孔隙压力值（或为 0），土骨架结构在新的有效应力作用下重新达到平衡。

在地铁隧道工程中，主固结沉降通常用下式表示：

$$S_c(t) = S_{\infty} \tilde{U}_t \quad (2.57)$$

式中： S_{∞} ——地层的最终固结沉降量；

\tilde{U}_t ——地层的平均固结度。

2.2.1.3 次固结沉降

次固结沉降指土中超静水压力基本消散后底层所产生的沉降，或称为流变沉降。这部分沉降通常较小，且历时很久，与土的力学性质有关。根据曾国熙等（1994 年）的研究，次固结沉降在总沉降中所占比例，一般都小于 10%（按 50 年计）

2.2.2 渗流与固结

2.2.2.1 水在土中的流动规律

一、达西定律

1) 达西定律的推导^[66]

土中通常含有水，水在土的孔隙中是流动的，在孔隙中流动的水具有粘滞性。达西定律是土中水运动规律的最重要的公式，这个公式说明“水是从水头高的地方流向水头低的地方”。根据达西定律和连续性方程，再考虑边界条件，一般的渗流问题都能得到好的解决，即可以求出土中水的渗流量和土中孔隙水压力的分布。

1856 年，达西（Darcy）在设计第戎（Dijon）城的公共供水工程时，通过对土样的渗流试验得到了以下关系式：

$$Q = kA \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad (2.58)$$

式中， Q ——渗流水量， m^3/s ；

k ——比例常数，通常称为渗透系数， m/s ；

A ——渗流截面面积， m^2 ；

Δh ——水头高度差， m ；

Δs ——土样的长度， m 。

渗流量 Q 等于渗流速度 v 与渗流截面面积 A 的乘积，即：

$$Q = v \cdot A \quad (2.59)$$

将式（2.59）代入式（2.58）中，得：

$$v = k \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad (2.60)$$

若对上式中的 Δs 取极限, 即 $\Delta s \rightarrow 0$, 得:

$$v = -k \frac{dh}{ds} \quad (2.61)$$

2) 渗透系数

渗透系数 k 表示土的渗透强弱的程度, 它与许多因素有关, 如土的种类土颗粒的级配, 土的密实度, 渗透液体的动力粘滞系数及温度等。

土的种类不同, 其渗透系数的大小也不同, 粘性土的渗透系数较小, 非粘性土的渗透系数较大, 表 2-1 所示为土的渗透系数的平均值。

表 2-1 土的渗透系数的平均值

土的种类	渗透系数 k		土的种类	渗透系数 k	
	m/s	m/d		m/s	m/d
粘土	$<6 \times 10^{-8}$	<0.005	细砂	$1 \times 10^{-5} \sim 6 \times 10^{-5}$	$1.0 \sim 5.0$
粘壤土	$6 \times 10^{-8} \sim 1 \times 10^{-6}$	$0.005 \sim 0.1$	中砂	$6 \times 10^{-5} \sim 2 \times 10^{-4}$	$5.0 \sim 20.0$
轻粘壤土	$1 \times 10^{-6} \sim 6 \times 10^{-6}$	$0.1 \sim 0.5$	粗砂	$2 \times 10^{-4} \sim 6 \times 10^{-4}$	$20.0 \sim 50.0$
黄土	$3 \times 10^{-6} \sim 6 \times 10^{-6}$	$0.25 \sim 0.5$	圆砾	$6 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-3}$	$50.0 \sim 100.0$
粉砂	$6 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-5}$	$0.5 \sim 1.0$	卵石	$1 \times 10^{-3} \sim 6 \times 10^{-3}$	$100.0 \sim 500.0$

土的密实度也直接影响到土中孔隙和孔隙比的大小, 所以对土的渗透系数也有很大影响。土的密实度大, 则孔隙比小, 故土的渗透系数小; 土的密度小, 则孔隙比大, 故土的渗透系数大。

渗透系数与液体的动力粘滞性系数有很大关系。试验表明, 液体在土中的渗透流速与液体的动力粘滞性系数成反比, 与液体的质量成正比, 故渗透系数也与液体的动力粘滞性系数成反比, 与液体的质量成正比, 即:

$$k = \lambda \frac{\rho g}{\eta} = \lambda \frac{\rho g}{\rho \gamma} = \lambda \frac{g}{\gamma} \quad (2.62)$$

式中: k ——渗透系数, m/s;

λ ——土的内在渗透率, 它决定于土的性质, m²;

ρ ——液体的密度, kg/m³;

g ——重力加速度, m/s²;

η ——液体运动粘滞系数, kg/ms;

γ ——液体的动力粘滞系数, m²/s。

由式 (2.62) 可见, 液体的动力 (或运动) 粘滞性系数大, 渗透系数小; 动力 (运动) 粘滞性系数小, 则渗透系数大。

液体的动力粘滞性系数的大小又与液体的温度有关。温度高, 液体的动力粘滞性系数小, 土的渗透系数大。

2.2.2.2 渗流的基本微分方程^[67]

1) 渗流的连续方程

如图 2-9 所示从渗流场中取出的一个单元土体, 其体积 $V = dx dy dz$ 。如假定在 x 方向流入单元体的渗流流速为 v_x , 在 y 方向流入单元体渗流流速为 v_y , 在 z 方向流入单元体渗流流速为 v_z , 则单位时间流入此单元土体的水量为:

$$v_x dy dz + v_y dx dz + v_z dx dy$$

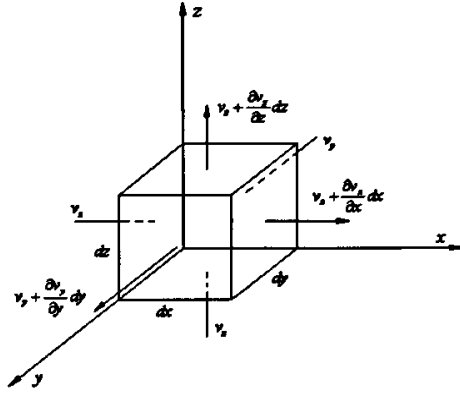


图 2-9 单元土体的渗流

沿 x 、 y 、 z 三个方向流出单元土体的渗流流速分别为：

$$v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx, v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy, v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz$$

故单位时间内流出单元体的水量为：

$$\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dydz + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx dz + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy$$

若认为流体是不可压缩的，而且在渗流过程中土体的孔隙保持不变，则单位时间内流入单元体的水量应与流出单元体的水量相等，即：

$$v_x dydz + v_y dx dz + v_z dx dy = \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dydz + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx dz + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy \quad (2.63)$$

上式经整理后可简化为下列形式：

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (2.64)$$

式 (2.64) 为渗流连续方程

在各向同性土体的情况下，根据达西定律可得：

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}, v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}, v_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.65)$$

式中， k ——单元土体的渗透系数；

h ——渗透水头，即：

$$h = \frac{p}{\rho g} + y$$

p ——单元土体中心处的水压力；

ρ ——液体的密度；

g ——重力加速度；

y ——单元土体中心处的位置水头。

将式 (2.65) 代入式 (2.64)，则渗流的连续方程将变为下列形式：

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.66)$$

式(2.66)表示三维无旋流的流态。

在二维平面渗流问题的情况下,式(2.66)变为:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2.67)$$

对于均匀的各向异性土体的情况下,根据达西定律,渗流的流速可表示为:

$$v_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x}, v_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y}, v_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.68)$$

式中, k_x 、 k_y 、 k_z 分别为土体沿 x 、 y 、 z 方向的渗透系数。

将式(2.68)代入式(2.64),得均匀各向异性土体情况下,三维渗流的连续方程为:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.69)$$

在二维平面渗流的情况下,均匀各向异性土体的渗流连续方程为:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2.70)$$

2) 势函数与流函数

$$\phi(x, y, z) = -kh \quad (2.71)$$

式中, ϕ 为渗流的势能,称势函数。

将式(2.69)代入达西公式即式(2.65),得:

$$v_x = \frac{\partial \phi}{\partial x}, v_y = \frac{\partial \phi}{\partial y}, v_z = \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (2.72)$$

将式(2.70)代入式(2.66),则渗流的连续方程也可用势函数表示为:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (2.73)$$

2.3 流固耦合

2.3.1 流固耦合的原理

经典渗流力学一般假定流体流动的多孔介质(比如岩石、土壤等)是完全刚性的,即在孔隙流体压力变化过程中,固体骨架不产生任何弹性或者塑性变形,这时可将渗流视为非耦合问题来研究。实际的多孔介质,不论是天然地质材料还是人造多孔固体,大多为可变形体,在实际的渗流过程中,由于孔隙流体压力的变化,一方面要引起多孔介质骨架有效应力变化,由此导致土体特性比如渗透率、孔隙度等的变化;另一方面,这些变化又反过来影响孔隙流体的流动和压力的分布。因此,在许多情况下,必须考虑孔隙流体在多孔介质中的流动规律及其对多孔介质本身的变形或者强度造成的影响,即考虑多孔介质内应力场与渗流场之间的相互耦合作用。

太沙基(Terzaghi)在研究土体时,提出了著名的有效应力原理,并建立了一维固结模型;之后

比奥 (Biot) 在此基础上取得了一些开创性的研究成果, 建立了较为完善的三维固结理论。从此以后, 流固耦合理论的研究基本上都是遵从 Biot 的三维固结理论开展的, 只是假设的多孔介质的应力应变本构关系有所不同 (比如有的假设多孔介质为弹性, 有的为粘弹性等等) 或者孔隙流体假设为多相流体或单相流体的差别 (有的称为非饱和多孔介质或者饱和多孔介质)。

比奥 (Biot) 从较严格的固结机理出发推导了准确反映孔隙压力消散与土骨架变形相互关系的三维固结方程, 一般称为“真三维固结理论”, 而将太沙基三维方程称为“拟三维固结理论”。这里仅介绍饱和土体固结的比奥理论。

一、固结方程

在土体中取一微分体, 若体积力只考虑重力, z 坐标向上为正, 应力以压为正, 则三维平衡微分方程为:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= -\gamma \end{aligned} \right\} \quad (2.74)$$

式中, γ 为土的容重, 应力为总应力。根据有效应力原理, 总应力为有效应力与孔隙压力之和, 且孔隙水不承受剪应力, 上式可写为:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} &= -\gamma \end{aligned} \right\} \quad (2.75)$$

式中, $\frac{\partial u}{\partial x}$ 、 $\frac{\partial u}{\partial y}$ 、 $\frac{\partial u}{\partial z}$ 实际上是个方向的单位渗透力, 此式以土骨架为脱离体建立的平衡微分方程。

利用本构方程式 $\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$

可将式中应力用应变来表示。比奥最初假定土骨架是线弹性体, 服从广义胡克定律, 则 $[D]$ 为弹性矩阵式可写成:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_x &= 2G \left(\frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_v + \varepsilon_x \right) \\ \sigma'_y &= 2G \left(\frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_v + \varepsilon_y \right) \\ \sigma'_z &= 2G \left(\frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_v + \varepsilon_z \right) \\ \tau_{yz} &= G\gamma_{yz}, \tau_{zx} = G\gamma_{zx}, \tau_{xy} = G\gamma_{xy} \end{aligned} \right\} \quad (2.76)$$

式中, G 和 ν 分别为剪切模量和泊松比。其实, 物理方程并不一定要限于弹性, 也可推广到弹塑性体。这时 $[D]$ 为弹塑性矩阵。

再利用几何方程将应变表示成位移。在小变形假定下，几何方程为：

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= -\frac{\partial w_x}{\partial x}, \gamma_{xz} = -\left(\frac{\partial w_y}{\partial z} + \frac{\partial w_z}{\partial y}\right) \\ \varepsilon_y &= -\frac{\partial w_y}{\partial y}, \gamma_{zx} = -\left(\frac{\partial w_z}{\partial x} + \frac{\partial w_x}{\partial z}\right) \\ \varepsilon_z &= -\frac{\partial w_z}{\partial z}, \gamma_{xy} = -\left(\frac{\partial w_x}{\partial y} + \frac{\partial w_y}{\partial x}\right) \end{aligned} \right\} \quad (2.77)$$

式中， w 表示位移。应力应变符号在土力学中习惯以压为正，以拉为负，故式与一般弹性力学中几何方程的符号相反。

将式 (2.77) 代入式 (2.76)，再代入式 (2.75)，就得出以位移和孔隙压力表示的平衡微分方程。对于弹塑性问题，方程的形式是复杂的，这里只给出弹性问题的方程，即：

$$\left. \begin{aligned} -G\nabla^2 w_x - \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial w_x}{\partial x} + \frac{\partial w_y}{\partial y} + \frac{\partial w_z}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ -G\nabla^2 w_y - \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial w_x}{\partial x} + \frac{\partial w_y}{\partial y} + \frac{\partial w_z}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial y} &= 0 \\ -G\nabla^2 w_z - \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial w_x}{\partial x} + \frac{\partial w_y}{\partial y} + \frac{\partial w_z}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.78)$$

式中， ∇^2 为拉普拉斯算子， $\nabla^2 = \frac{\partial}{\partial x^2} + \frac{\partial}{\partial y^2} + \frac{\partial}{\partial z^2}$ 。

此外，由达西定律，通过微小土体 x 、 y 、 z 面上的单位流量分别为：

$$\left. \begin{aligned} q_x &= -\frac{K_x}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \\ q_y &= -\frac{K_y}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \\ q_z &= -\frac{K_z}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (2.79)$$

式中 K_x 、 K_y 、 K_z ——三个方向的渗透系数；

γ_w ——水的容重。

根据饱和土的连续性，单位时间单元土体的压缩量应等于流过单元体表面的流量变化之和，即

$$\frac{\partial}{\partial t} (\varepsilon_v dx dy dz) = \frac{\partial (q_x dy dz)}{\partial x} dx + \frac{\partial (q_y dz dx)}{\partial y} dy + \frac{\partial (q_z dx dy)}{\partial z} dz$$

由此 $\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}$

将式 (2.79) 代入则得：

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{1}{\gamma_w} \left(K_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)$$

岩石的渗透性各向相同, $K_x = K_y = K_z = K$, 并将 ε_v 用位移表示出来, 上式可写为:

$$-\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial w_x}{\partial x} + \frac{\partial w_y}{\partial y} + \frac{\partial w_z}{\partial z} \right) + \frac{K}{\gamma_w} \nabla^2 u = 0 \quad (2.80)$$

这就是以位移和孔隙压力表示的连续性方程。饱和土体中任一点的孔隙压力和位移随时间的变化, 须同时满足平衡方程式 (2.78) 和连续性方程式 (2.80), 将两式联立起来, 便得到比奥固结方程。它是包含四个偏微方程的微分方程组, 也包含4个未知函数 u, w_x, w_y, w_z , 它们都是坐标 x, y, z 和时间 t 的函数。在一定的初始条件和边界条件下, 可解出这四个函数。

对于平面变形问题, 比奥固结方程可写为:

$$\left. \begin{aligned} -G \nabla^2 w_x + \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \varepsilon_v + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ -G \nabla^2 w_z + \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \varepsilon_v + \frac{\partial u}{\partial z} &= -\gamma \\ \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + \frac{K}{\gamma_w} \nabla^2 u &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.81)$$

式中, $\varepsilon_v = -\left(\frac{\partial w_x}{\partial x} + \frac{\partial w_z}{\partial z}\right)$ 为体应变, $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ 为拉普拉斯算子。

2.3.2 流固耦合的基本方程

2.3.2.1 基本假定

在土体流固耦合的基本方程推导过程中, 做出以下假定:

- ①多孔介质骨架 (土骨架) 只有微小应变;
- ②孔隙水的压缩符合 Hook 定律;
- ③多孔介质中固体颗粒 (土粒) 不可压缩;
- ④孔隙水的流动服从 Darcy 定律;

⑤有效应力原理仍适用于非饱和土, 但有效应力原理公式采用 Bishop 1959 年提出的式子, 并假定可忽略排气过程, 即假定各处孔隙气压力均等于大气压, 此时有效应力原理表达为 $s' = s - \chi u_w I$ 。

2.3.2.2 土体流固耦合的控制方程

在上述基本假定下, 土体流固耦合的控制方程的包括^[68]: 有效应力原理、土体平衡方程、土体骨架变形的几何方程、土体骨架的本构方程、渗流基本方程、吸力状态方程 (亦即土水特征曲线方程) 等。

(1) 有效应力原理

有效应力原理采用 Bishop 在 1959 年提出的式子, 即:

$$s' = s - \chi u_w I \quad (2.82)$$

式中, s' 为有效应力张量, s 为总应力张量, I 为单位张量, χ 与饱和度 S_r 有关的系数, 对于饱和土, $\chi = 1$, 即得到 Terzaghi 针对饱和土提出的有效应力公式:

$$s' = s - u_w I \quad (2.83)$$

(2) 土体平衡微分方程

考虑到非线性问题，土体平衡微分方程（即弹塑性力学问题的平衡微分方程）宜用如下形式的增量式：

$$\nabla \cdot ds + df = 0 \quad (2.84)$$

式中， df 为增量形式的体力矢量。

(3) 土体骨架变形的几何方程

由于只考虑小变形，则增量形式的几何方程为：

$$de = \frac{1}{2}(\nabla du + du \nabla) \quad (2.85)$$

式中， de 为增量形式的 Cauchy 应变张量， du 为增量形式的位移矢量。

(4) 土体骨架的本构方程

土体骨架的本构方程可以用增量形式表达：

$$ds' = D_g : de \quad (2.86)$$

式中， D_g 为弹塑性张量。

(5) 渗流基本方程

渗流基本方程采用微分形式的 Darcy 流的基本微分方程：

$$\frac{1}{J} \frac{\partial (J \rho_w n S_r)}{\partial t} - \nabla \cdot \left[\rho_w k_r(S_r) k_s(e) \cdot \nabla \left(\frac{u_w}{\rho_w g} + z \right) \right] = 0 \quad (2.87)$$

(6) 吸力状态方程

吸力状态方程（亦即土水特征曲线方程）可表示为以下形式：

$$u_w = W(S_r, n) \quad (2.88)$$

2.3.2.3 土体流固耦合的基本方程

将式 (2.85) 代入式 (2.86) 中，即可得到用有效应力与位移的关系：

$$ds' = \frac{1}{2} D_g : (\nabla du + du \nabla)$$

将上式代入式 (2.84)，并注意到式 (2.82)，则得到用位移表达的土体平衡方程：

$$\frac{1}{2} \nabla \cdot [D_g : (\nabla du + du \nabla)] + \nabla \cdot (\chi du_w I) + df = 0 \quad (2.89)$$

将式 (2.87) 左边第一项展开，则有

$$\frac{1}{J} \frac{\partial (J \rho_w n S_r)}{\partial t} = \rho_w n S_r \frac{\partial (J)}{\partial t} + n S_r \frac{\partial \rho_w}{\partial t} + \rho_w S_r \frac{\partial n}{\partial t} + \rho_w n \frac{\partial S_r}{\partial t}$$

上式中右边第一项可展开为：

$$\rho_w n S_r \frac{\partial \rho_w}{\partial t} = \rho_w n S_r \beta \frac{\partial u_w}{\partial t}$$

对于上式右边第二项，根据假定条件②，利用前面结果可展开为：

$$n S_r \frac{\partial \rho_w}{\partial t} = \rho_w n S_r \beta \frac{\partial u_w}{\partial t}$$

上式中右边第三项，根据假定条件③，利用前面结果 $dn = (1-n) \frac{dV}{V}$ ，于是有：

$$\rho_w S_r \frac{\partial n}{\partial t} = \rho_w n S_r (1-n) \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}$$

上式中右边第四项，可展开为：

$$\rho_w n \frac{\partial S_r}{\partial t} = \rho_w n \frac{\partial S_r}{\partial u_w} \frac{\partial u_w}{\partial t}$$

由式 (2.88) 可得, $\frac{\partial S_r}{\partial u_w} = \frac{\partial W^{-1}(u_w, n)}{\partial u_w}$, 于是

$$\rho_w n \frac{\partial S_r}{\partial t} = \rho_w n \frac{\partial S_r}{\partial u_w} \frac{\partial u_w}{\partial t} = \rho_w n \frac{\partial W^{-1}(u_w, n)}{\partial u_w} \frac{\partial u_w}{\partial t}$$

对于体积应变随时间的变化率可用位移来表示:

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} (\nabla \cdot u)$$

于是, 式 (2.87) 最终可写为:

$$S_r \frac{\partial}{\partial t} (\nabla \cdot u) + n \left(S_r \beta + \frac{\partial W^{-1}(u_w, n)}{\partial u_w} \right) \frac{\partial u_w}{\partial t} - \nabla \cdot \left[k_r(S_r) k_e(e) \cdot \nabla \left(\frac{u_w}{\rho_w g} + z \right) \right] \quad (2.90)$$

将式 (2.88)、式 (2.89)、式 (2.90) 联立, 就组成了土体流固耦合的基本方程组。该方程组共包括五个方程, 未知量有 u (包含 3 个量)、 u_w 、 S_r 共五个。

众所周知, 土体性质比较复杂, 单纯从弹性理论方面考虑显然不能真实反映土体的性质。而在弹塑性理论方面 Drucker-Prager 模型纯粹是从金属塑性理论和 Durcker 公式推演而来的, 虽然在岩石力学中有人还在使用, 但对于岩土工程来说, 并不太适用; Cam-Clay 模型 (即剑桥模型), 虽然也引用了金属塑性理论的基本概念, 但经过修正, 可以考虑土的体积塑性应变和剪胀 (剪缩); Mohr-Coulomb 模型是通过砂土的剪切破坏规律得出的, 适用于砂土和粘土。由于 Cam-Clay 模型是由英国学者提出, 在我国的应用还在探讨修正中, 同时由于其参数复杂且需要通过大量室内试验得到。而本文的研究对象为南京地铁某地区, 本文选用的文献^[69]中由南京地铁科研方提供的完善的地质参数与应用更广泛的 Mohr-Coulomb 模型更加符合, 故本文计算选取土体本构为 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型。

在分析地下水渗流对地表沉降影响的问题时, 仅考虑土体固结或渗流的影响都是不够的, 同时二者的简单相加也不能真实的反应地下水渗流对地表沉降的影响。这时, 我们需要综合考虑流体和固体的相互作用, 即流固耦合作用。本文通过对流固耦合的原理和流固耦合基本方程的介绍分析, 为流固耦合的数值计算寻求到了理论支持与计算参数选取依据, 为第三章关于地下水渗流对隧道周边地表沉降影响分析的参数选取与数值模拟提供了理论支持。

2.4 小结

本章介绍了土体的本构关系, 渗透固结的基本理论以及流固耦合的原理和基本方程。

1、土体本构关系主要介绍了弹性本构模型与弹塑性本构模型。弹性本构模型中分别介绍了线弹性和非线性弹性本构模型; 而弹塑性本构模型中分别介绍了 Drucker-Prager 模型 (1952)、Mohr-Coulomb 模型和 Cam-Clay 模型;

2、渗透固结一节, 土体固结沉降的基本理论中分别对土体的瞬时固结沉降、主固结沉降和次固结沉降进行了介绍; 而渗流原理中分别介绍了水在土中的流动规律和渗流的基本微分方程;

3、流固耦合一节介绍了流固耦合的原理及饱和状态下流固耦合的基本方程, 并分析了在本文中应用的可行性。

第三章 地下水渗流对隧道周边地表沉降影响的数值模拟分析

3.1 引言

在富水地区，特别是我国南方沿海一带，地铁隧道建成后，由于衬砌不同情况的渗水，将导致土体渗流场的变化，进而引起孔隙水压力的变化造成地表沉降。本章选用南京某地区土体参数，运用 FLAC3D 数值计算软件，就不同情形的地下水渗流对隧道周边地表沉降的影响进行数值模拟分析。

3.2 数值模拟分析模型

3.2.1 计算模型的建立

为了更真实的反映实际情况，在参考以往计算模型的基础上，根据计算要求。建立三维数值计算模型 $x \times y \times z = 110 \times 50 \times (40 + h)$ （单位：m）（见图 3-1），隧道截面采用马蹄形截面（见图 3-2），方形部分尺寸为 $8\text{m} \times 4\text{m}$ ，弧顶半径为 4m 。

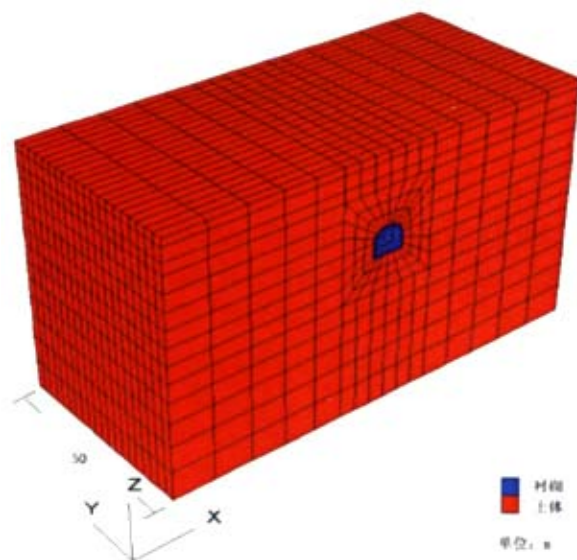


图 3-1 数值计算三维模型

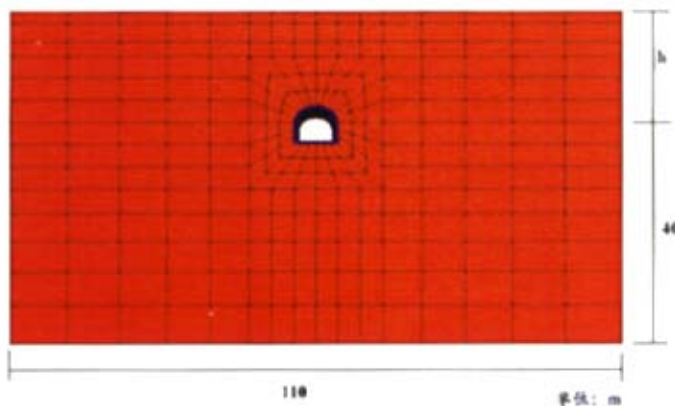


图 3-2 数值计算模型截面图

网格划分采取隧道截面处局部加密向外扩散的划分方式（见图 3-1、3-2）。

3.2.2 边界条件的确定

边界条件选取模型底部全约束（即 x 、 y 、 z 方向位移约束），四个侧面分别进行垂直于其方向的位移约束。

对于流场，当流场范围取得满足精度要求时，作为流场远端的左右边界可视为不排水边界即可按流量边界处理也可按水头边界处理，本文按水头边界处理；底部弱透水层可作为不排水边界处理，本文作为不透水边界处理；衬砌渗水部位为透水边界，下面章节将根据透水边界的不同情况进行分析。

3.2.3 材料参数的选取

土体采用 Mohr-Columb 弹塑性本构模型，土体参数采用南京地铁某地区地质参数（见表 3-1）。隧道衬砌采用线弹性本构模型，材料参数选取弹性模量，其中弹性模量 $E = 3e10Pa$ ，泊松比 $\mu = 0.25$ 。流体模型采用各向同性模型（即 FLAC3D 中的 fl_iso 模型），参数选取见表 3-1。

表 3-1 南京地铁某地区地质参数表^[69]

含水率 $W/\%$	32.6	39.1	29.0	36.7
湿密度 $\rho/(g/cm^3)$	1.81	1.82	1.91	1.87
含水量 $\%$	37.5	37.7	33.5	36.9
土重度 $\gamma/(kN/m^3)$	18.4	18.3	18.9	18.4
孔隙比 e	1.04	1.055	0.92	1.03
塑性指数 I_p	10-24	14.8	13.6	14-25
液性指数 I_L	1.07	1.13	1.04	0.98
压缩系数 a_{1-2}/MPa	0.54	0.572	0.31	0.40
压缩模量 E_s/MPa	3.77	3.812	6.19	5.08

固快粘聚力 c/kPa	13.4	10.8	18.6	29.3
固快内摩擦角 $\varphi/^\circ$	20.6	15.6	23.5	13.4
泊松比 μ	0.34	0.31	0.35	0.33
垂直渗透系 $K_v \times 10^{-7} / (cm/s)$	61.28	5.31		1.15
水平渗透系 $K_h \times 10^{-7} / (cm/s)$		16.1	29.0	1.53

3.3 地下水渗流对地表沉降影响的数值计算

在地下水渗流对地表沉降影响数值计算这节中，首先进行了如下基本假定：

- 1) 土体是各向同性的弹塑性体；
- 2) 土体为饱和土；
- 3) 流体为各向同性单向流；

在本节中，将分别对衬砌不同渗水部位对地表沉降的影响；渗水部位不同渗透比对地表沉降的影响；同一地下水位下隧道不同埋深对地表沉降的影响；同一埋深下不同地下水位对地表沉降的影响进行分析。

在本文计算中，渗水位置取沿 Y 方向 23m 到 27m 处的衬砌相应位置。衬砌具体渗水位置具体看下面章节详细介绍。

3.3.1 衬砌不同渗水部位对地表沉降的影响

本小节中取隧道埋深 $h=20m$ ；地下水位取距离地表以下 2m。分别考虑衬砌以下三个部位：衬砌顶圆弧部位、衬砌侧边部位以及衬砌拐角部位的渗水对地表沉降的影响。本节计算中渗透比取 1（即土体渗透率与渗水部位渗透率相同）；渗流计算时间选取 450 天。

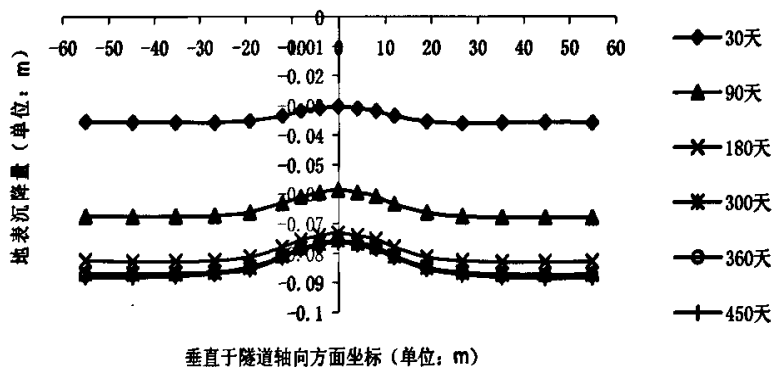


图 3-3 衬砌顶部渗水情况下地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

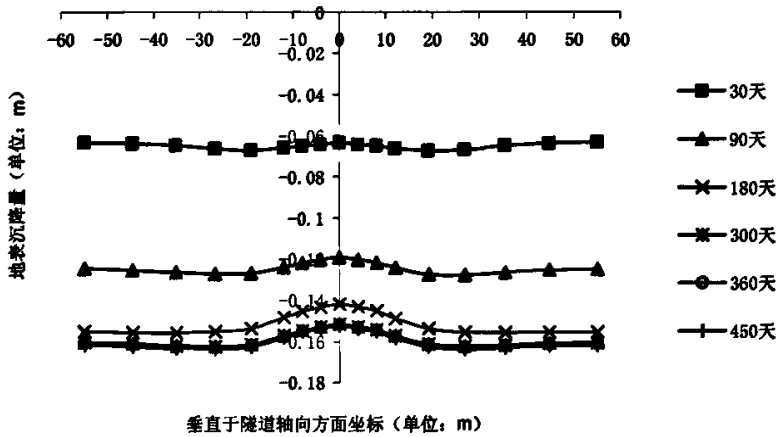


图 3-4 衬砌侧部渗水情况下地表垂直于隧道轴向不同时期的沉降量对比图

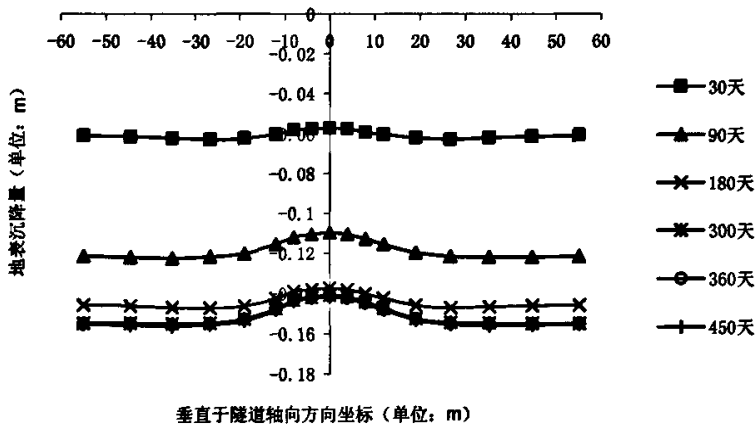


图 3-5 衬砌拐角处渗水情况下地表垂直于隧道轴向不同时期的沉降量对比图

如图 3-3~3-5 所示, 分别选取隧道衬砌顶部渗水, 侧边部位渗水和隧道底部拐角处渗水的情况。选取渗水时间分别为 30 天、90 天、180 天、300 天、360 天和 450 天时地表垂直于隧道轴线中部方向的沉降量 (即 Y 取 25m, Z 取 20m 即 $h=20\text{m}$, X 取 -55m 到 55m 这条直线上的各点的沉降量) 作比较。三种情况下均在渗水时间接近于 450 天时沉降趋于稳定。三种情况下, 均有中间略有隆起, 两边逐渐下沉然后再隆起的趋势, 其中以顶部渗水情况下中间隆起最厉害, 其次是拐角部位渗水情况, 再次是侧部渗水情况, 而这与实际情况都比较相符。

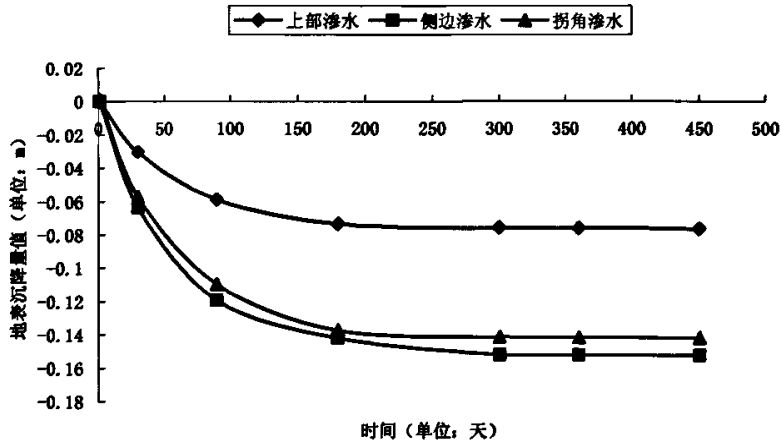


图 3-6 衬砌不同渗水部位情况下地表隧道轴线中部一点沉降量随时间变化图

如图 3-6 所示, 为三种渗水情况下地表中间一点 (该点坐标值为 $X=0m$, $Y=25m$, $Z=20m$) 沉降量随时间变化图。由图中可以看出上部渗水和拐角渗水情况下, 在约 200 天后沉降逐渐趋于平稳, 侧部渗水情况下, 在约 300 天后沉降逐渐趋于平稳; 侧部渗水和拐角渗水情况所产生的沉降量比顶部渗水情况下所产生的沉降量大约 1 倍多, 而侧部渗水和拐角渗水情况下所产生的地表沉降量相差不多, 其最大沉降量约为 15cm。

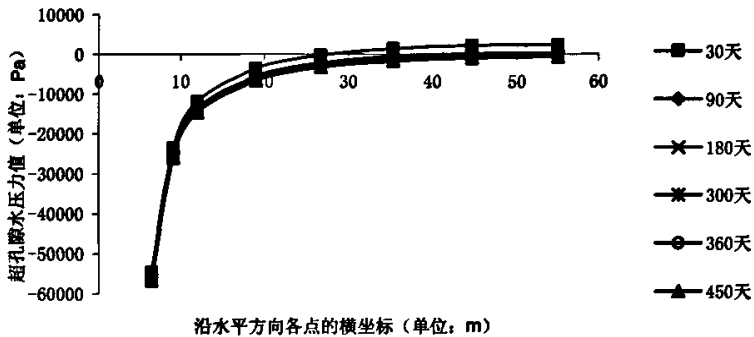


图 3-7 顶部渗水条件下中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

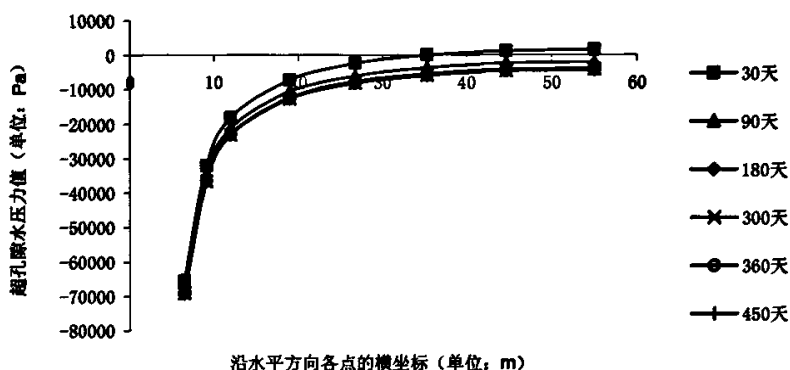


图 3-8 侧部渗水条件下中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

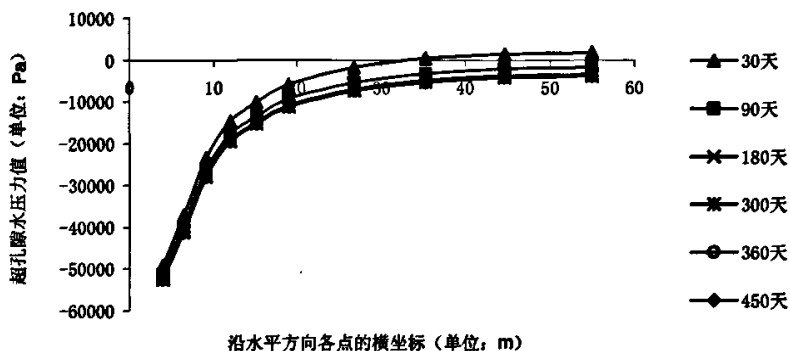


图 3-9 拐角部渗水条件下中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

如图 3-7~3-9 所示，分别为衬砌顶部渗水、侧边部位渗水和隧道底部拐角处渗水三种情况下，隧道中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力的变化图。由图可知，三种渗水情况下，土体超孔隙水压力随着距离隧道距离的增加而逐渐增大；其中顶部渗水和侧部渗水情况下孔隙水压力变化的幅度较大，而拐角处渗流情况变化幅度较小；衬砌中间部位渗水超孔隙水压力最小，约为 -70000Pa。

3.3.2 不同渗透比对地表沉降的影响

不同渗透比对地表沉降的影响，也就是考虑隧道衬砌的局部渗透性。采用 O'Reilly 等^[70]提出的有限渗透性概念来描述。有限渗透性描述了隧道局部渗流条件下衬砌的平均渗流特征，衬砌的渗透性采用衬砌和周围土体的相对渗透性来表示，衬砌和周围土体渗透系数分别用 k_i 和 k_v 表示。我们用 k_i 和 k_v 的比值来表示衬砌的渗透性，有以下几种情况^[40]：

- (1) 不排水：隧道衬砌为不排水边界， $k_i/k_v = \infty$ ；
- (2) 部分排水：隧道衬砌为排水边界， $k_i/k_v = 0.01$ ；
- (3) 部分排水：隧道衬砌为排水边界， $k_i/k_v = 0.1$ ；
- (4) 完全排水：隧道衬砌为排水边界， $k_i/k_v = 1$ 。

本文选取 3.3.1 中拐角渗流情况，分别选取渗透比 k_i/k_v 为 1、0.1 和 0.01 三种不同的情况来分析不同渗透比对地表沉降的影响。

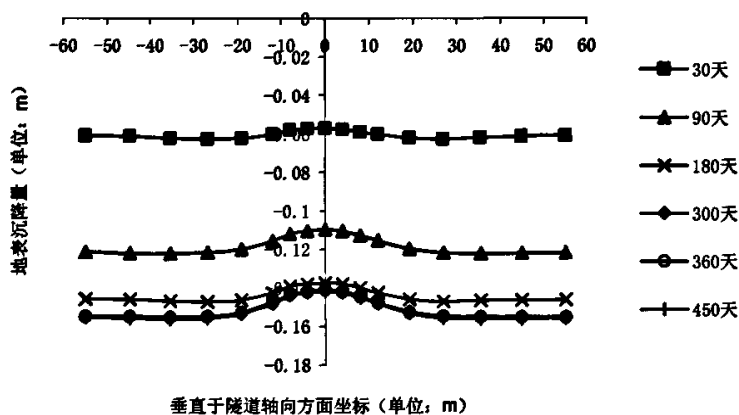


图 3-10 渗透比为 1 时地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

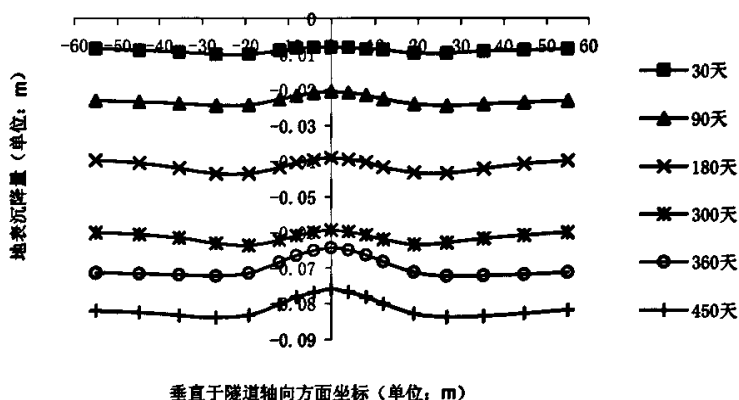


图 3-11 渗透比为 0.1 时地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

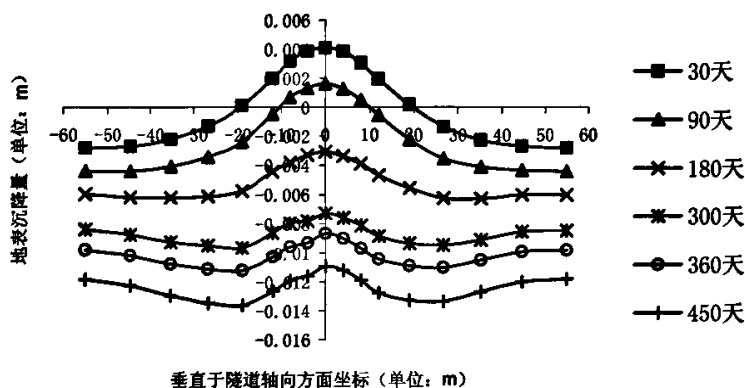


图 3-12 渗透比为 0.01 时地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

如图 3-10~3-12 所示, 分别为渗透比 k_t/k_v 为 1、0.1 和 0.01 三种不同的情况, 选取渗水时间分别为 30 天、90 天、180 天、300 天、360 天和 450 天时地表垂直于隧道轴线中部方向的沉降量 (即 Y 取 25m, Z 取 20m 即 $h=20\text{m}$, X 取 -55m 到 55m 这条直线上的各点的沉降量) 作比较。三种情况下仅有渗透比为 1 的情况渗水时间接近于 450 天时沉降趋于稳定, 其他两种情况都还处于未稳定状态。三种情况下, 均为中间略有隆起, 两边逐渐下沉然后再隆起的趋势, 而这与实际情况都比较相符。且相同渗水时间内, 即均渗水 450 天, 渗透比为 1 的情况比渗透比为 0.1 的情况所产生的沉降量约大 2 倍左右; 渗透比为 0.1 的情况比渗透比为 0.01 的情况所产生的沉降量约大 8 倍左右。由此可见随着渗透比的减小, 相同渗水时间内所产生的地表沉降量随之呈非线性减小趋势。

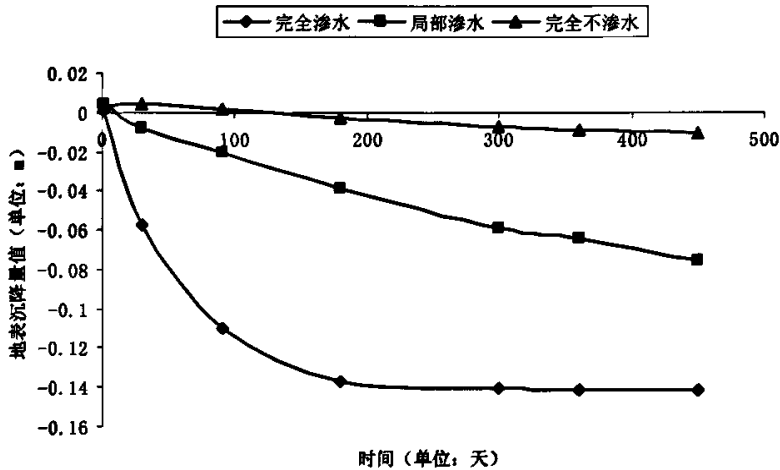


图 3-13 不同渗透比下地表隧道轴线中部一点沉降量随时间变化比较图

如图 3-13 所示, 为三种不同渗透比情况下地表中间一点 (该点坐标值为 $X=0\text{m}$, $Y=25\text{m}$, $Z=20\text{m}$) 沉降量随时间变化图。由图可以看出渗透比为 1 时 (即完全渗流情况下) 地表沉降量最大, 且在约 200 天后沉降逐渐趋于平稳, 最大沉降值约为 14cm; 渗透比为 0.1 和 0.01 的情况在 450 天渗流时间内都没有趋于稳定, 且渗透比为 0.1 时的沉降变化曲线斜率约为渗透比为 0.01 时的 10 倍左右。

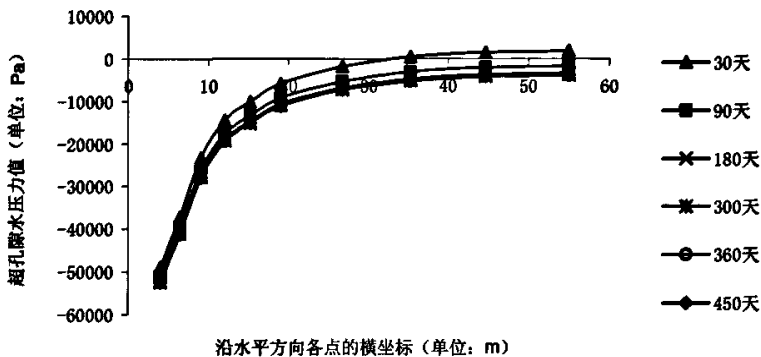


图 3-14 渗透比为 1 条件下中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

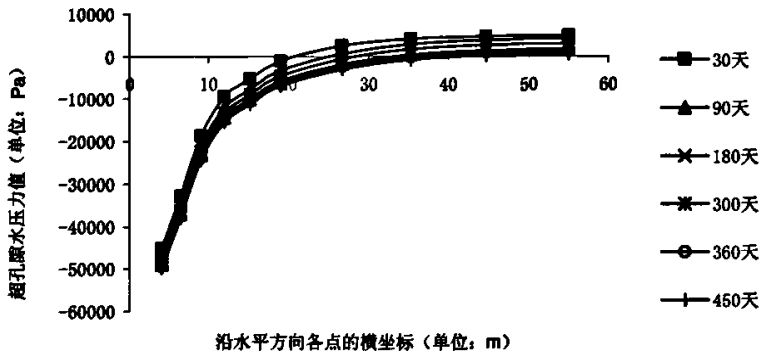


图 3-15 渗透比为 0.1 条件下中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

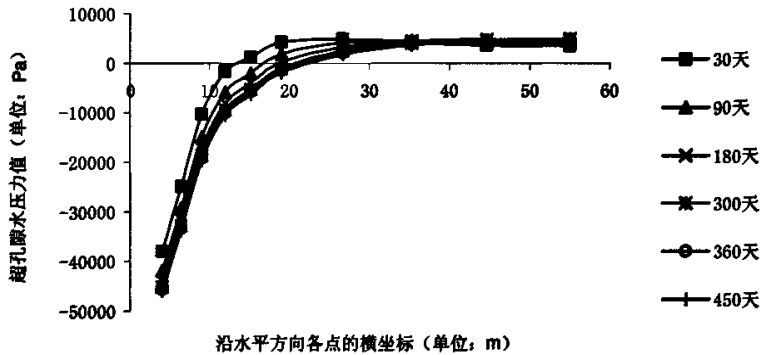


图 3-16 渗透比为 0.01 条件下中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

图 3-14~3-16, 分别为渗透比 k_f/k_s 为 1、0.1 和 0.01 三种不同的情况, 中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图。由图可知土体超孔隙水压力随着距离隧道距离的增加而逐渐增大; 相同渗水时间内孔隙水压力的影响范围随着渗透系数的增加而增加, 其中在渗水时间为 450 天时, 渗透比为 1 情况下, 超孔隙水压力全为负; 而渗透比为 0.1 时, 超孔隙水压力在距离隧道约 35 米内为负; 当渗透比为 0.01 时, 超孔隙水压力在距离隧道约 20 米内为负。其中三种情况下的最小超孔隙水压力均发生在紧靠隧道处, 且大小大致相等。这与实际情况吻合。

3.3.3 同一地下水位下不同埋深对地表沉降的影响

本节同样选取 3.3.1 中衬砌拐角渗流情况, 地下水位选取距离隧道顶部 8m。分别选取隧道埋深 (即图 3-2 中的 h) 为 20m、18m 和 16m, 渗流计算时间同样选取 450 天进行计算。

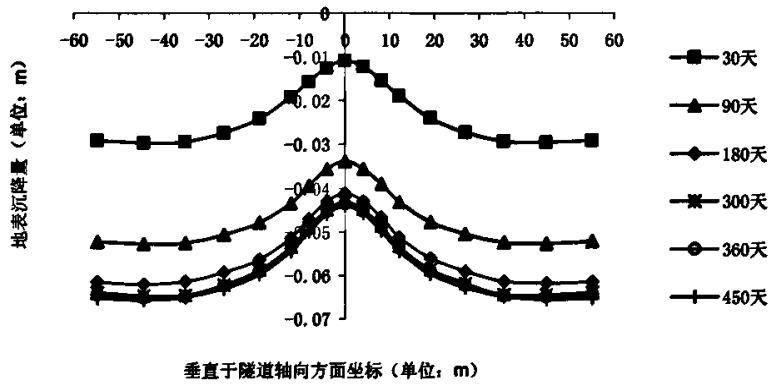


图 3-17 隧道埋深为 20m 时地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

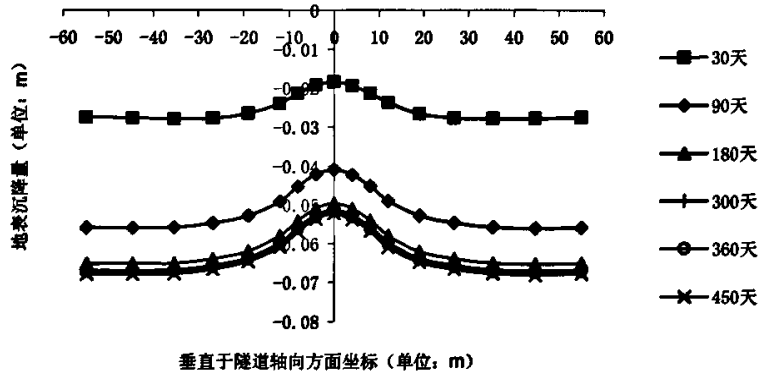


图 3-18 隧道埋深为 18m 时地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

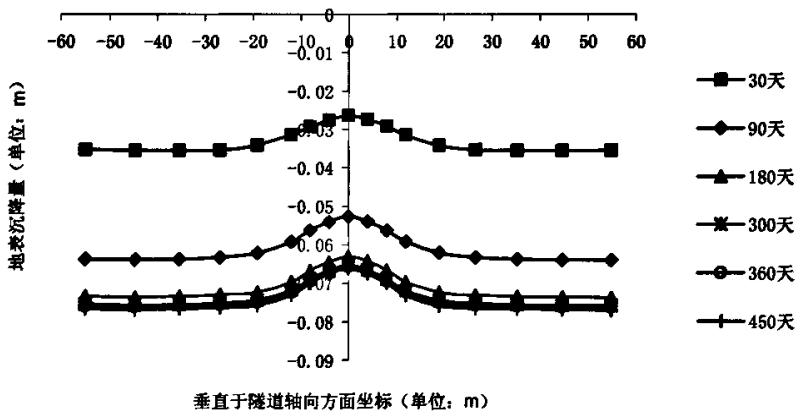


图 3-19 隧道埋深为 16m 时地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

图 3-17~3-19 分别为在地下水位距离隧道顶部 8 米时，隧道埋深分别为 20m、18m 和 16m 三种情况下地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间的变化图。由图可知，三种情况均在 300 天左右沉降趋于稳定；地表沉降呈中部略隆起，且随着埋深的减小中部的隆起也逐渐减小。

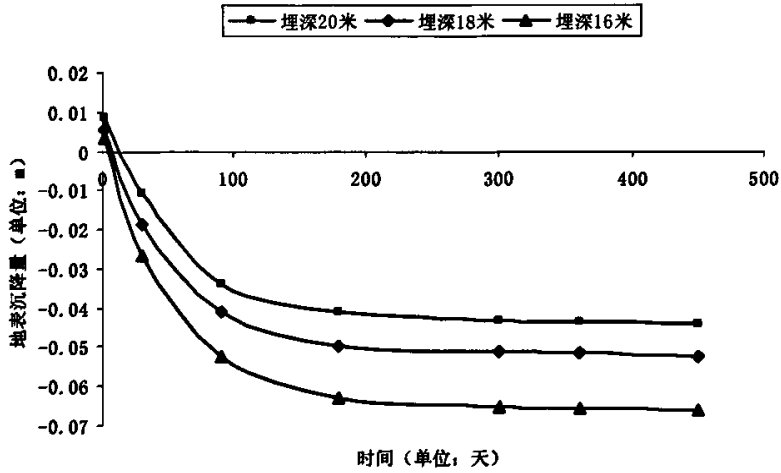


图 3-20 同一地下水位不同埋深地表隧道轴线中部一点的沉降量随时间变化比较图

图 3-20，为相同地下水位不同埋深情况下地表中间一点（该点坐标值为 $X=0m$, $Y=25m$, $Z=20m$ 、18m 和 16m）沉降量随时间变化图。由图可以看出埋深为 16m 时所产生的沉降量最大，约为 7cm；而埋深为 20m 时所产生的沉降量最小，约为 4cm。可知，相同渗流时间、相同水位下地表沉降量随着埋深的增加而减小。图中三条曲线趋于稳定时间大致相同，相同渗透比与水位下，说明埋深的变化对沉降趋于稳定的时间影响不大。

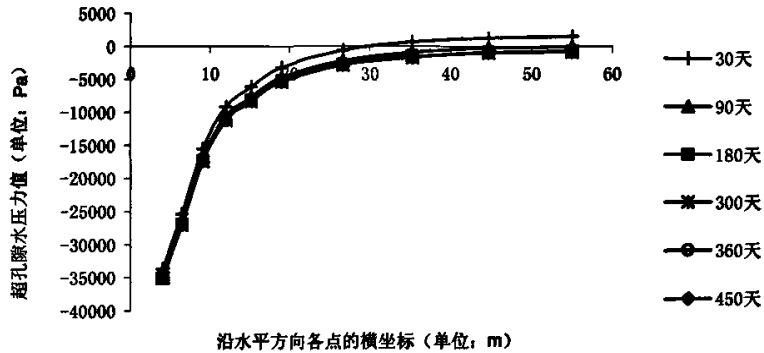


图 3-21 埋深为 20m 时中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

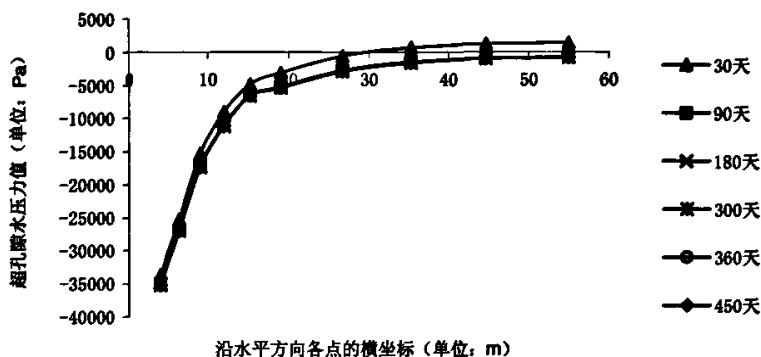


图 3-22 埋深为 18m 时中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

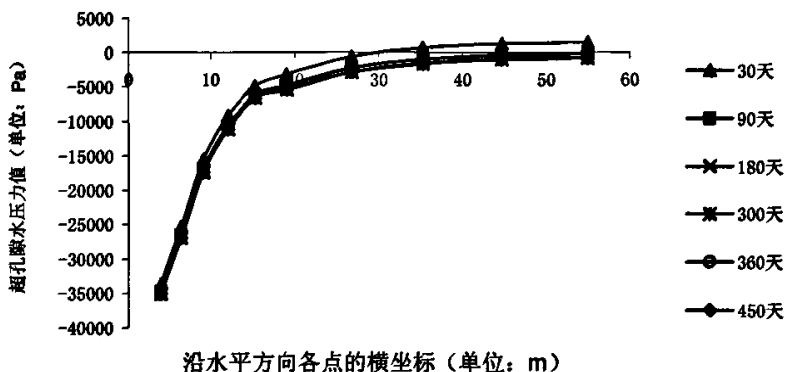


图 3-23 埋深为 16m 时中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

图 3-21、3-22 及 3-23，分别是地下水位距离隧道顶部 8m，埋深分别为 20m、18m 和 16m 时，中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图。由图可知土体超孔隙水压力随着距离隧道距离的增加而逐渐增大；相同渗水时间内，超孔隙水压力的变化范围随着埋深的增加变化不大；由于水位和渗水条件相同，最低超孔隙水压力发生在距离隧道最近处，且大小相同，隧道埋深对超孔隙水压力的变化影响不大。这也与实际情况相吻合。

3.3.4 同一埋深下不同地下水位对地表沉降的影响

本节同样选取 3.3.1 中拐角渗流情况，隧道埋深为 20m（即图 3-2 中的 h 为 20m），地下水位分别选取距离隧道顶部为 8m、10m、12m 和 14m 四种情况，计算时间同样取 450 天。

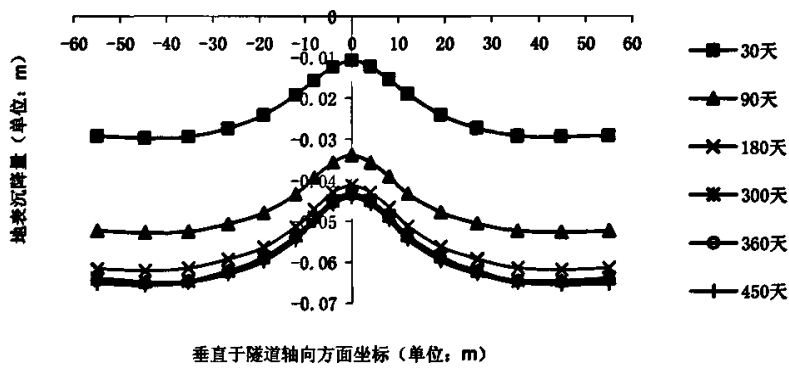


图 3-24 地下水位为 8m 时地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

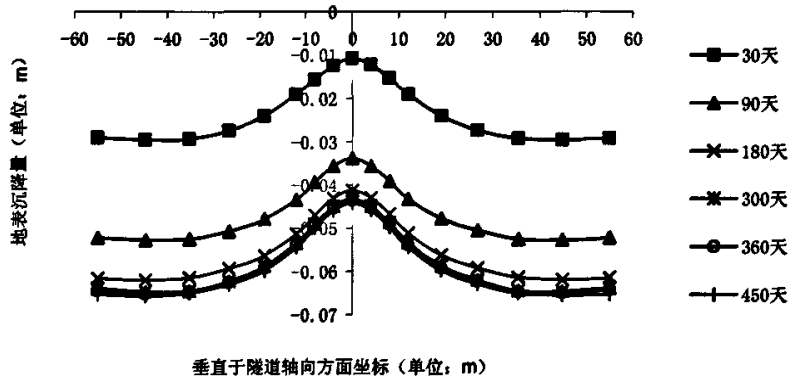


图 3-25 地下水位为 10m 时地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

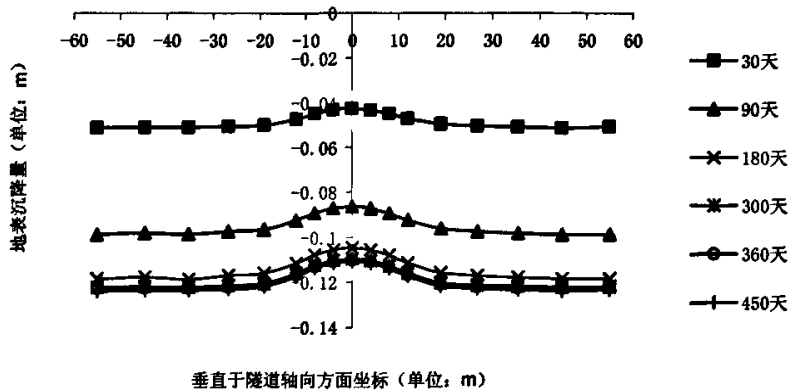


图 3-26 地下水位为 12m 时地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

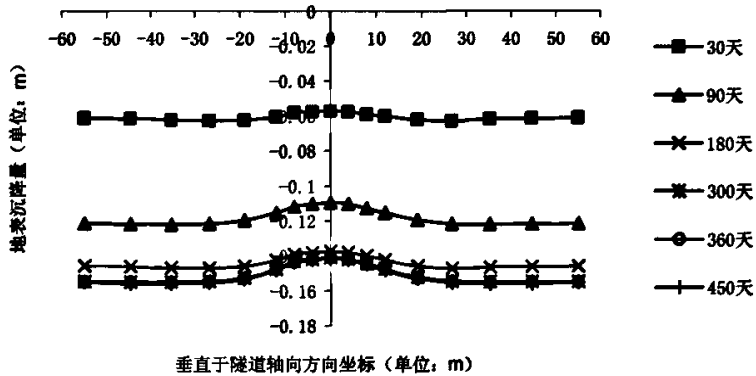


图 3-27 地下水位为 14m 时地表垂直于隧道轴线方向沉降量随时间变化图

如图 3-24~3-27 所示，分别为隧道埋深为 20m（即图 3-2 中的 h 为 20m），地下水位分别为距离隧道顶部 8m、10m、12m 和 14m 时，选取渗水时间分别为 30 天、90 天、180 天、300 天、360 天和 450 天时地表垂直于隧道轴线中部方向的沉降量（即 Y 取 25m， Z 取 20m 即 $h=20m$ ， X 取 -55m 到 55m 这条直线上的各点的沉降量）作比较。四种情况均为中部略隆起然后下沉然后再逐步隆起，这与实际情况相符；同时从图中可以看出，隧道中部的隆起随着水位的增高而减小；相同渗流时间下，顶部沉降量随着水位的增高而增加。

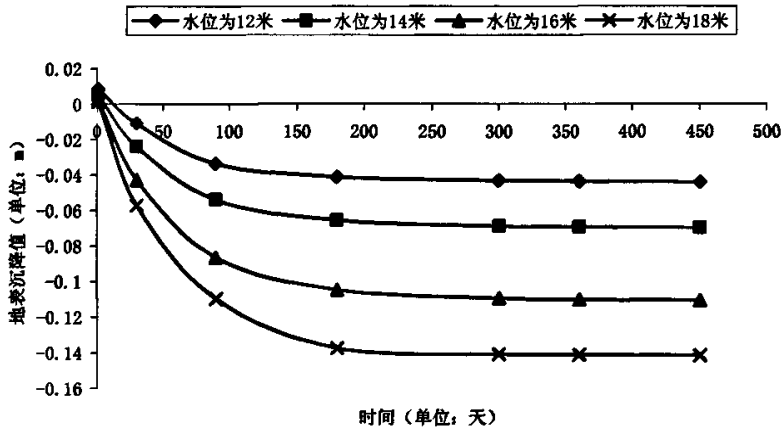


图 3-28 同一埋深下不同水位的地表隧道轴线中部一点的沉降随时间变化图

如图 3-28 所示，为同一埋深下不同水位情况下地表中间一点（该点坐标值为 $X=0m$ ， $Y=25m$ ， $Z=20m$ ）沉降量随时间变化图。由图中可以看出水位为 16m 时所产生的沉降量最大，约为 14cm；而水位为 8m 时所产生的沉降量最小，约为 4cm。可知，相同渗流时间、同一埋深下地表沉降量随着水位的增高而增加。图中三条曲线趋于稳定时间大致相同，相同渗透比与埋深下，说明水位的变化对沉降趋于稳定的时间没有太大影响。

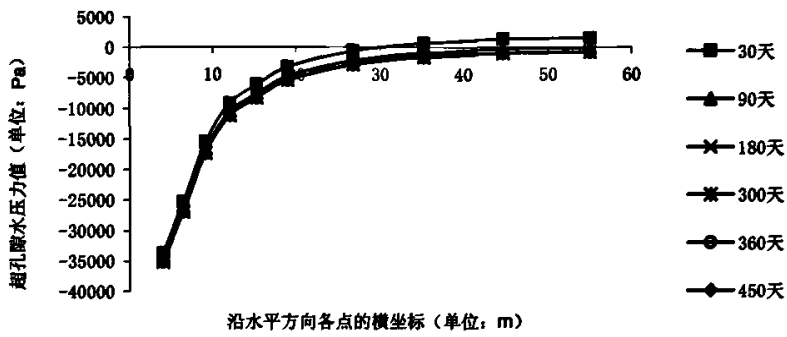


图 3-29 地下水位为 8m 时中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

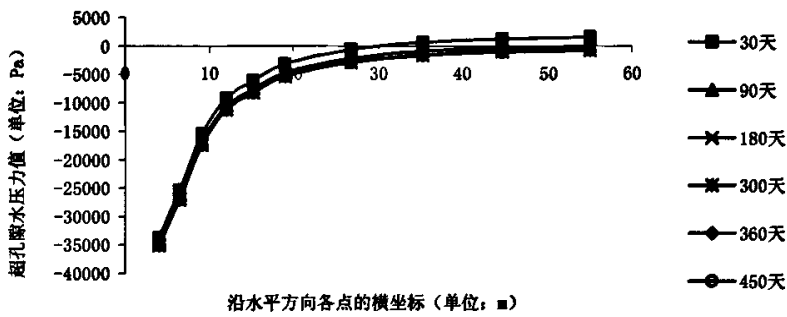


图 3-30 地下水位为 10m 时中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

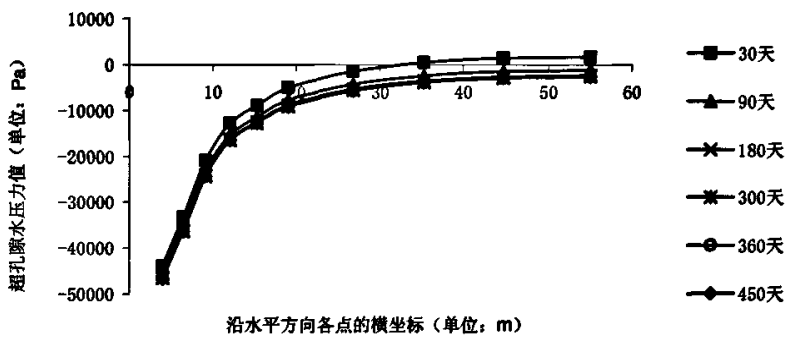


图 3-31 地下水位为 12m 时中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

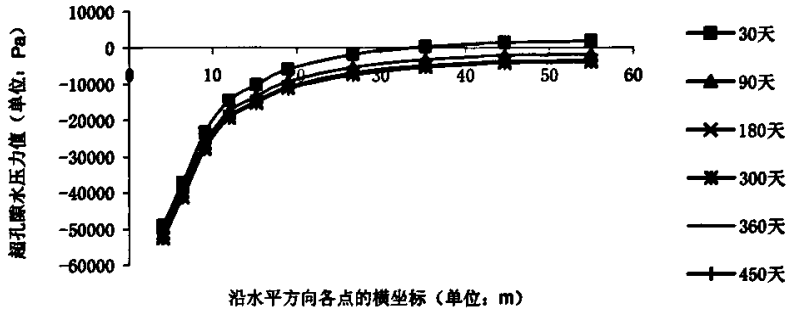


图 3-32 地下水位为 14m 时中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图

图 3-29~3-32, 分别是埋深为 20m, 地下水位距隧道顶部距离分别为 8m、10m、12m 和 14m 时, 中间截面沿水平方向各点在不同时刻超孔隙水压力变化图。由图可知土体超孔隙水压力随着距离隧道距离的增加而逐渐增大; 相同渗水时间内, 超孔隙水压力的变化范围随着水位的增高而增加; 由于埋深和渗水条件相同, 最低超孔隙水压力发生在距离隧道最近处, 且随着水位的增高而减小。这与实际情况也相吻合。

3.4 小结

本章通过隧道衬砌不同渗水部位、不同渗透比、同一水位下不同埋深及同一埋深下不同水位四种情况对地表沉降量的影响作了数值分析。通过计算结果表明:

(1) 在隧道衬砌不同渗水部位情况下, 衬砌顶部渗水所产生的地表沉降最小, 衬砌中部与拐角处渗水所产生的沉降量相差不多;

(2) 同一渗水条件下, 相同渗水时间内, 所产生的地表沉降量随着 k_t/k_v 的减小而呈非线性减小; 渗流稳定时间也随着 k_t/k_v 的减小而增加; 同一渗流时间下, 渗流所影响的范围随着 k_t/k_v 的减小而减小;

(3) 同一地下水位下, 相同渗流时间内, 所产生的地表沉降量随着埋深的增加而减小; 而渗流的影响范围随着埋深的增加变化不大, 可认为埋深对渗流影响范围没有影响不大;

(4) 同一埋深下, 相同渗流时间内, 所产生的地表沉降量随着水位的增高而增大; 而水位的变化对渗流时间没有影响, 即渗流稳定时间只与渗水部位及渗透比有关; 渗流影响范围随着水位的增高而增加。

第四章 列车荷载与渗流作用下对隧道地表沉降影响的数值模拟分析

4.1 引言

隧道建成投入运营以后,列车日常运营所产生的振动荷载对地铁周边的影响不容忽视,本章将从通过对列车振动相关知识背景,运用数值模拟分析,对同一振幅不同振动频率及同一振动频率不同列车车速两种情况对隧道周边地表的影响进行数值模拟分析。同时考虑列车荷载与地下水渗流的综合作用所造成的影响。

4.2 列车振动相关理论

4.2.1 列车振动荷载的性质与确定

4.2.1.1 列车振动发生的原因

地下列车振动荷载的确定是研究该问题的前提。在我国有不少对轮轨关系的定性描述,在这里我们需要的是列车荷载的定量分析。现有的方法都是基于现场测试,并进行频谱分析,在此基础上推导列车的振动荷载。

地下铁道是一个半封闭空间,地铁列车高速行驶是地铁振动的主要发生源。振动源于载重对车轮的钢轨的施压及其相互作用,其一,行驶中的列车,由自身重量通过轮机接触点引起钢轨周期性的上下振动,再从道床传入地面,这是地铁振动中最基本的压力振动;其二,当车轮经过钢轨的接缝处表面由于磨损成波纹状钢轨时,就会形成强大的冲击施振源,从而激励车辆和钢轨的振动。其主要的影响因素还包括有列车速度、车辆重量、隧道的埋置深度、隧道基础和衬砌结构类型、轨道类型、是否采用了隔振措施等,此外列车与轨道的相互作用也会加大振动的作用。

4.2.1.2 振动频率

地铁列车的振动频率主要有三部分组成:列车自振频率、轨道间频率和列车周期不平顺频率。在列车振动荷载的三个频段中,低频和中频的分量将通过轨道传至轨下道床,高频振动则被钢轨自身吸收,对于结构和地基影响不大,低频振动在整个频域中所占的比例较大。

根据文献^[71],列车荷载振动作用的频域比较窄,而且以低频分量为主,隧道基底土层中的土的位移幅值谱在 1Hz 和 3Hz 左右出现峰值,以 1Hz 为主;速度幅值谱也有类似的情况;加速度幅值谱峰值集中在 3Hz 附近。李德武、高峰等^[72]对金家岩铁路隧道进行了列车振动现场测试与频谱分析,认为隧道的基底频率集中在 1.5Hz 和 7.5Hz。鉴于上述研究成果以及低频范围的车辆荷载对土体的动力性质影响较大,地铁列车荷载对土体的作用频率主要集中在 1-10Hz。本文按照这个规则选用了几个频率进行了对比计算。

4.2.1.3 地铁运行时土中的波动规律

列车运行时的振动问题主要是由移动荷载的自振与振动位置的变化所引起的。列车动荷载主要是由移动列车在轨道上的重力加载后形成,对一般的城市地铁,车速低于 100km/h 时,其主要频率在 10Hz 以下。

对地铁运行时土中的波动规律进行数值模拟评价时,由于列车运行时间可设为从 $-\infty$ 到 $+\infty$,因此,对时间进行 Fourier 变换到频率域进行分析是合理的,对时间-空间域进行变换,从而对移动方向进行波数积分得到最终结果。也就是说将波数变成频率。谢伟平^[73]经过计算和分析认为,用二维模型同样可以得到三维的结果,同时,这样也可以使问题的复杂性大大简化,但这种方法只适用于

速度不变且沿速度方向地基性质变化不大的情况。

4.2.2 列车振动荷载确定方法

4.2.2.1 列车振动荷载的确定方法

目前常用的地铁列车荷载确定方法主要有以下几种：

1) 先进行现场测试分析，然后根据列车荷载形式用傅立叶变换进行离散，再通过列车车辆模拟轮系和轮轨相互作用简化模型，应用达朗贝尔原理求解出列车振动荷载的数定表达式^[74-77]；

2) 根据经验和试验分析用人工激励函数来模拟列车振动荷载；

用来模拟列车动荷载的激励力函数为（其中包括静荷载和由一系列正弦函数迭加而成的动荷载）^[76]：

$$F(t) = A_0 + A_1 \sin \omega_1 t + A_2 \sin \omega_2 t + A_3 \sin \omega_3 t \quad (4.1)$$

式中 A_0 ——轮静荷载； A_1 、 A_2 、 A_3 ——为钢轨振动圆频率对应得振动荷载峰值。当列车运行速度为已知时，量测出钢轨的基本振动波长 L 及与之对应的振幅 a_i ，即可算出相应的圆频率 ω_i 。令列车簧下质量为 m ，则相应振动荷载幅值可按下式计算：

$$A_i = m \cdot a_i \cdot \omega_i^2 \quad (4.2)$$

3) 根据列车-轨道-隧道结构系统，进行有限元分析计算得出列车振动荷载。

4.2.2.2 列车振动荷载的确定

地铁车辆的计算参数^[77]见下表

表 3-1 地铁车辆计算参数

车体质量 $M(t)$ (满载)	43.0	转向架弹簧系数 $kT(kN/m)$	2080
车体质量惯性距 $J(tm^2)$	1700	转向架阻尼系数 $CT(KN \cdot S/m)$	240
转向架质量 $M(t)$	3.60	轮对弹簧系数 (KN/m)	2450
转向架质量惯性距 $J(tm^2)$	9.62	轮对阻尼系数 $(KN \cdot S/m)$	240
车长 $L(m)$	19.52	车辆定距 $l(m)$	12.66
轴距 $a(m)$	2.30	轮对质量 $mw(t)$	1.70

假定列车行进速度为 72km/h，运用上表计算参数，得到地铁列车的振动荷载，如图 4-1 所示^[71]：

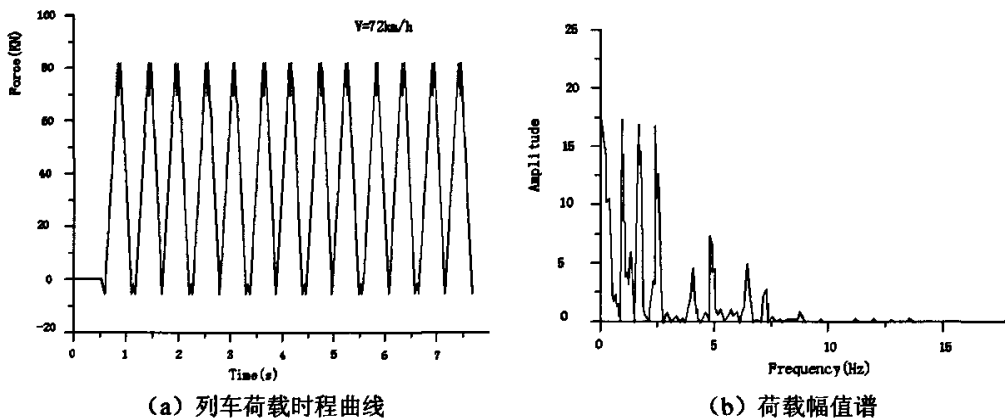


图 4-1 列车荷载时程曲线及幅值谱

4.2.3 列车振动的基本理论

4.2.3.1 运动微分方程的建立

1、假定条件

- 1) 岩土是各向同性的地质材料及变形的多孔介质；
- 2) 固体骨架的变形遵从有效应力规律；
- 3) 土体内水渗流遵守达西定律；
- 4) 多孔介质是由固体和流体两部分所组成，流体充满多孔介质空间；
- 5) 岩土的骨架、颗粒及流体均可压缩，但通常，孔隙固体颗粒的可压缩性较骨架的压缩性均很小，所以在本论文的讨论中忽略土颗粒的可压缩性；

- 6) 岩土质点在渗流过程中要发生位移，包括刚性位移和变形位移，因而质点具有一定的速度。

2、动力平衡方程

分别以固相和液相为受力对象，考虑两者之间的相互作用力，认为固相和液相的相互作用力满足达西定律，是由固、液相的相对运动引起的粘性耦合力，属于体力。

$$\text{固相:} \quad \sigma_{ij,j} + R_i = (1-n)\rho_s \ddot{u}_i \quad (4.3)$$

$$\text{液相:} \quad \sigma_{ij} - R_i = n\rho_w \ddot{U}_i \quad (4.4)$$

其中， $\sigma_{ij,j}$ 和 σ 分别为单位面积上固相和孔隙流体压力， R_j 是液相对固相的粘性力。 n 为孔隙率； u_i 和 U_i 分别为固相和液相的位移分量； ρ_s 和 ρ_w 分别为固相颗粒和液相的质量密度。

3、达西定律的应用

由上节可知，液相对固相的粘性作用力 R_j 是由达西定律来确定的。由假设可知孔隙流体以层流状态渗流，达西定律成立。

首先考虑沿 x 方向的达西定理为：

$$Q = \frac{K_x A (h_1 - h_2)}{L} \quad (4.5)$$

其中， Q 为单位时间流过多孔介质的体积流量， A 为多孔介质的横切面积， $(h_1 - h_2)$ 为水头差， L 为试样长度， K_x 为渗透系数，单位为 m/s 。将水头的重力势能 $p' = \rho_w g h$ 代入式 (4.5)，整理后得：

$$\frac{Q}{A} = \frac{K_x (p'_1 - p'_2)}{\rho_w g L} \quad (4.6)$$

当 $L \rightarrow 0$ 时，并注意到单位时间流过单位面积的流量 $Q/A = n(\dot{U}_x - \dot{u}_x)$ ，经整理上式可写为：

$$\frac{\partial p'}{\partial x} = \frac{n\rho_w g}{K_x} (\dot{U}_x - \dot{u}_x) \quad (4.7)$$

左端相当于骨架对流体的阻力，以压为正。平均到单位面积，并注意到 R_x 以拉为正，有：

$$R_x = n \frac{\partial p'}{\partial x} = n^2 \frac{\rho_w g}{K_x} (\dot{U}_x - \dot{u}_x) \quad (4.8)$$

令 $\frac{\rho_w g}{K_x} = \frac{1}{k_x}$ ， k_x 为 x 方向的渗透率，单位为 $s \cdot m^3 / kg$ 。则上式变为：

$$R_x = \frac{n^2}{k_x}(\dot{U}_x - \dot{u}_x) \quad (4.9)$$

同理可得 z 方向粘性力:

$$R_z = \frac{n^2}{k_z}(\dot{U}_z - \dot{u}_z) \quad (4.10)$$

令 $b_x = n^2/k_x$, $b_z = n^2/k_z$, 将式 (4.9)、(4.10) 代入式 (4.9) 和 (4.10) 中, 并引入有效应力原理 $\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + (1-n)\sigma_w$, $\sigma = n\sigma_w$ 可得出:

固相运动微分方程:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial z} + (1-n)\frac{\partial \sigma_w}{\partial x} + b_x(\frac{\partial v_x}{\partial t} - \frac{\partial u_x}{\partial t}) = (1-n)\rho_s \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau}{\partial x} + (1-n)\frac{\partial \sigma_w}{\partial z} + b_z(\frac{\partial v_z}{\partial t} - \frac{\partial u_z}{\partial t}) = (1-n)\rho_s \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} \end{cases} \quad (4.11)$$

液相运动微分方程:

$$\begin{cases} n\frac{\partial \sigma_w}{\partial x} + b_x(\frac{\partial v_x}{\partial t} - \frac{\partial u_x}{\partial t}) = n\rho_w \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \\ n\frac{\partial \sigma_w}{\partial z} + b_z(\frac{\partial v_z}{\partial t} - \frac{\partial u_z}{\partial t}) = n\rho_w \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} \end{cases} \quad (4.12)$$

式中, u_x , u_z 分别为土骨架 X , Z 方向的位移; v_x , v_z 分别为水 X , Z 方向的位移; ρ_s , ρ_w 分别为土骨架和水的密度; b_x , b_z 为 X , Z 方向的渗透阻尼系数; σ_x , σ_z , σ_w , τ 分别为 X , Z 有效应力、孔隙水压力、剪应力; n 为空隙率。

4、质量连续方程

由两相饱和和多孔介质的压缩性可知:

液相的体积压缩模量为:

$$E_w = -\rho_w \frac{d\sigma_w}{d\rho_w} \quad (4.13)$$

固相颗粒的体积压缩模量为:

$$E_s = -\rho_s \frac{d(\Theta'/(1-n))}{d\rho_s} \quad (4.14)$$

式中, E_s 、 E_w 分别为固相颗粒和孔隙流体的压缩模量,

$$\frac{\Theta'}{1-n} = \frac{\sum \sigma'_{ii}}{3(1-n)} = \frac{\sum \sigma_{ii}}{3(1-n)} + \sigma_w = \frac{\Theta}{1-n} + \sigma_w, \quad \Theta = \frac{\sum \sigma_{ii}}{3} \text{ 为固相平均有效正应力。利用上式并整}$$

理上两式可得固相和液相的物态方程:

$$\begin{cases} -\frac{d\rho_s}{\rho_s} = \frac{d(\Theta/(1-n))}{E_s} \\ \frac{d\rho_w}{\rho_w} = -\frac{d\sigma_w}{E_w} \end{cases} \quad (4.15)$$

在两相介质中如果不考虑两相之间的相互转化, 则两相都满足质量守恒方程, 即:

$$\text{固相:} \quad \frac{\partial}{\partial t}((1-n)\rho_s) + \text{div}(\rho_s(1-n)\dot{u}) = 0 \quad (4.16)$$

$$\text{液相:} \quad \frac{\partial}{\partial t}(n\rho_w) + \text{div}(\rho_w n\dot{v}) = 0 \quad (4.17)$$

利用数学公式:

$$\text{div}(\lambda A) = \text{grad}\lambda \cdot A + \lambda \text{div}A, \quad \text{grad}(\lambda_1 \lambda_2) = \lambda_1 \text{grad}(\lambda_2) + \lambda_2 \text{grad}(\lambda_1)$$

将式 (4.16) 和式 (4.17) 展开, 并忽略小量, 可得到,

$$(1-n)\text{div}\dot{u} + \frac{1-n}{\rho_s} \frac{\partial \rho_s}{\partial t} = \frac{\partial n}{\partial t} \quad (4.18)$$

$$n\text{div}\dot{v} + \frac{n}{\rho_w} \frac{\partial \rho_w}{\partial t} = \frac{\partial n}{\partial t} \quad (4.19)$$

将式 (4.18)、式 (4.19) 两式相加, 整理后得到:

$$(1-n)\text{div}\dot{u} + n\text{div}\dot{v} + \frac{1-n}{\rho_s} \frac{\partial \rho_s}{\partial t} + \frac{n}{\rho_w} \frac{\partial \rho_w}{\partial t} = 0 \quad (4.20)$$

将式 (4.19) 代入 (4.20) 式, 可推出:

$$(1-n)\text{div}\dot{u} + n\text{div}\dot{v} - \frac{1}{E_s} \frac{\partial((1-n)\sigma_w + \Theta)}{\partial t} - \frac{n}{E_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial t} = 0 \quad (4.21)$$

通常情况下, 固相颗粒的可压缩性比孔隙流体的可压缩性小的多, 因此可以忽略固相颗粒的可压缩性, 得到两相饱和介质的相容方程:

$$(1-n)\text{div}\dot{u} + n\text{div}\dot{v} - \frac{n}{E_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial t} = 0 \quad (4.22)$$

即可写为:

$$\sigma_w = \frac{(1-n)}{n} E_w \text{div}u + E_w \text{div}v \quad (4.23)$$

考虑到应变和位移的关系:

假设孔隙流体为正压理想流体, 则位移和应变间存在如下的关系:

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right), \quad \bar{\epsilon}_u = e_{ij} = \text{div}u, \quad \bar{\epsilon}_v = \text{div}v$$

式 (4.22) 又可写为如下形式, 即得连续性方程: (忽略了固相颗粒的可压缩性)

$$n \frac{\partial \bar{\epsilon}_v}{\partial t} + (1-n) \frac{\partial \bar{\epsilon}_u}{\partial t} = \frac{n}{E_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial t} \quad (4.24)$$

式中, E_w 为水的压缩模量, $\bar{\epsilon}_v$ 为水体的压缩体应变, $\bar{\epsilon}_u$ 为土骨架的体应变。

4.3 数值模拟分析模型

4.3.1 模型的建立

由于 3D 情况下进行振动、渗流与土体三相耦合的计算非常复杂且消耗时间过长，同时根据前面所述，在特定条件下，采用 2D 平面应变模型同样能求得一样的效果。结合本文研究内容，采用 2D 平面模型，同时选用 FLAC5.0 有限差分数值模拟软件进行数值模拟。

模型尺寸选取 $110\text{m} \times (40\text{m} + 20\text{m})$ （如图 4-2 所示），即隧道埋深为 20m 。衬砌厚度选取 0.5m ，隧道界面选取马蹄形截面，方形部分尺寸为 $8\text{m} \times 4\text{m}$ ，弧顶半径为 4m 。网格化分采用靠近隧道部位局部加密模式，详见图 4-1。

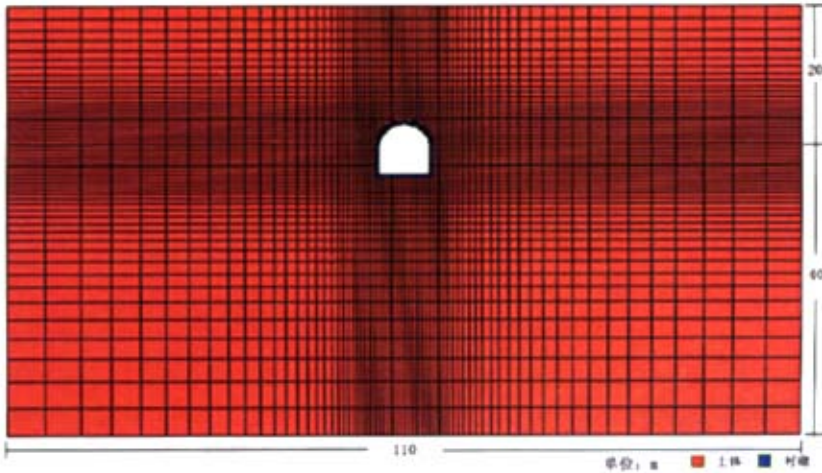


图 4-2 计算模型及网格化分图

4.3.2 计算参数的选取

土体、衬砌及地下水计算材料参数选取与 3.2.3 节相同，在此不再赘述。

4.3.3 边界条件的确定

模型底部采用 X、Y 方向位移全约束，侧边根据计算要求采用 FF（Free-Field）边界条件。

4.4 列车荷载单独作用下对隧道地表沉降的影响分析

4.4.1 同一车速不同列车荷载振动频率对地表沉降的影响分析

4.4.1.1 列车荷载的选取

本文在计算中假定列车荷载为 72km/h ，由图 4-1 可知最大振幅为 80kN 。采用人工数定激励力函数来模拟作用在道床底部的列车荷载，根据文献^[73]，由于道床对列车荷载有衰减作用，且衰减系数一般为 $0.1\text{--}0.3$ ，本文中取衰减后的荷载幅值为 30kN ，即衰减系数取约 0.4 。为了简化计算，列车荷载的振动形式选取最简单的半正弦荷载：

$$F(t) = A_0 \sin \omega t$$

其中 $A_0 = 30\text{kN}$ ， $\omega = 2\pi f$

由 4.1.2.1 可知，列车荷载的频率 f 在低频范围，本文分别选取荷载频率为 1Hz 、 2Hz 、 4Hz 和 8Hz

四种不同情况进行计算，以期得到不同频率荷载对地铁周边地表沉降影响的规律。

4.1.1.2 计算结果分析

本节计算中不考虑隧道衬砌渗水情况，仅考虑在列车荷载不同频率作用对隧道地表沉降的影响。计算时间选取 450 天，为了简化计算，未考虑列车的运营间隔时间。

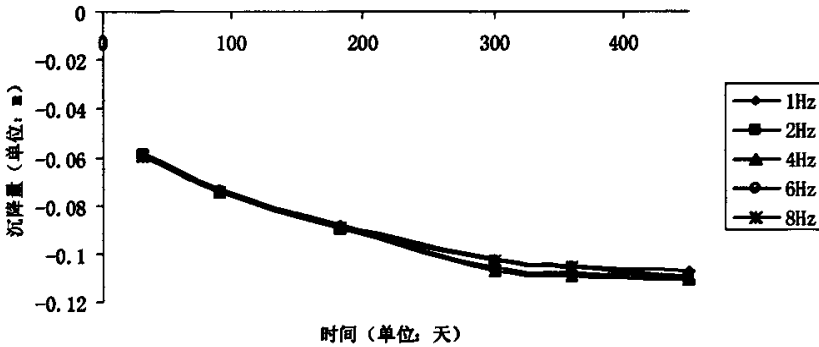


图 4-3 不同频率下顶部一点的沉降随时间变化图

由图 4-3 可知，同一荷载振幅下不同振动频率对隧道地表沉降影响变化不大，但随着频率的增加先增加后减小，由计算可以看出，在频率为 4Hz 时达到最大，然后随着频率的增加慢慢减小。

4.4.2 同一列车荷载振动频率不同车速对地表沉降的影响分析

本节计算中根据 4.4.1 节计算结果，选取列车荷载振动频率为 4Hz。由于城市地铁列车的运营速度一般都在 100km/h 以内，故本节计算分别考虑列车车速为 30km/h、50km/h、70km/h 和 100km/h。其他条件与 4.4.1 中考虑相同，在此不再赘述。

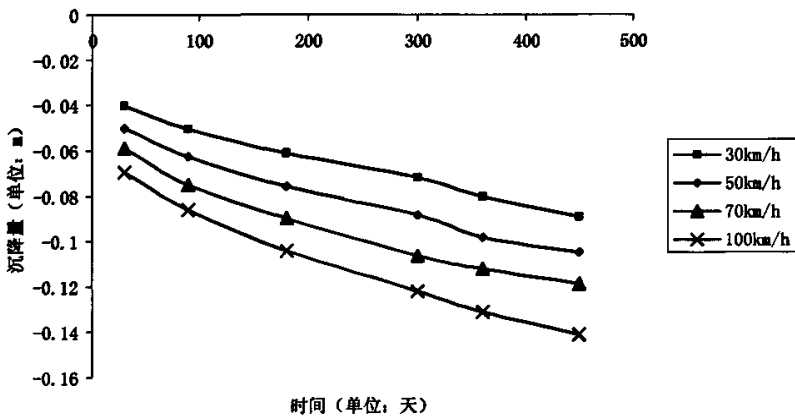


图 4-4 同一频率下顶部一点在不同车速作用下沉降量随时间变化图

由图 4-4 可知，同一列车荷载振动频率不同车速下，隧道顶部一点的沉降量随着车速的增加也逐渐增加。也就是随着列车荷载最大振幅的增加而逐渐增加。

4.5 列车荷载与渗流共同作用对隧道地表沉降的影响分析

本节计算中，列车荷载遵从 4.4 节内容。增加考虑渗水共同作用，渗水参数选取参考表 3-1，水位取距离地表 -2m 位置，渗水位置参考第三章计算结果选取隧道拐角处，选取渗透比 k_f/k_p 为 1 的情

况进行计算；计算时间选取 450 天。为了简化计算，未考虑列车的运营间隔时间。

4.5.1 同一车速下不同列车荷载振动频率与渗流共同作用对隧道地表沉降的影响分析

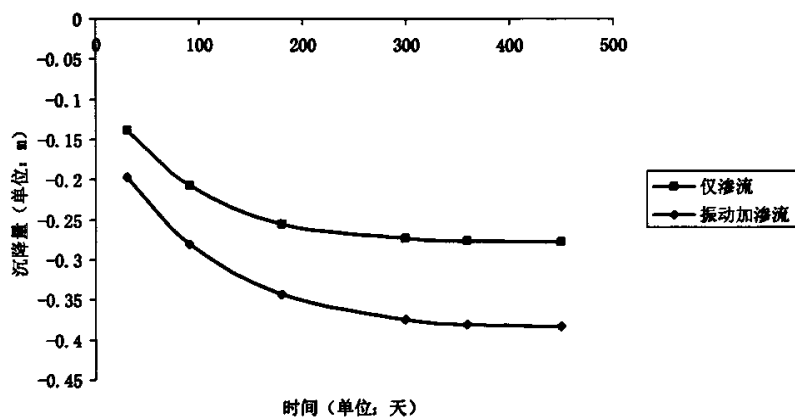


图 4-5 频率为 1Hz 时振动与渗流共同作用与渗流单独作用顶部一点的沉降量随时间变化图

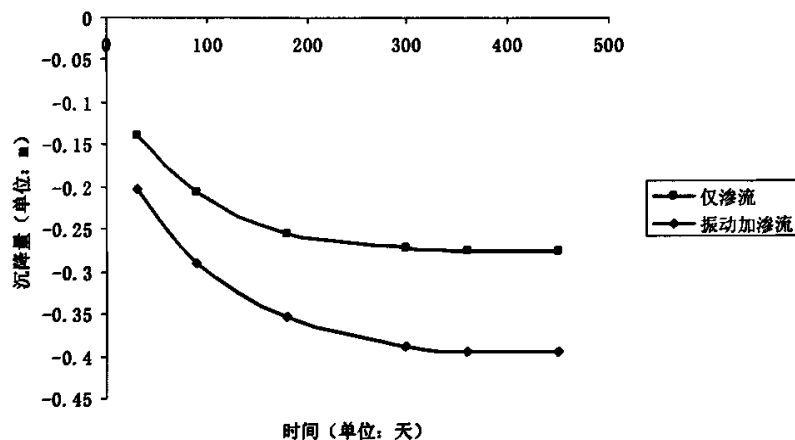


图 4-6 频率为 2Hz 时振动与渗流共同作用与渗流单独作用顶部一点的沉降量随时间变化图

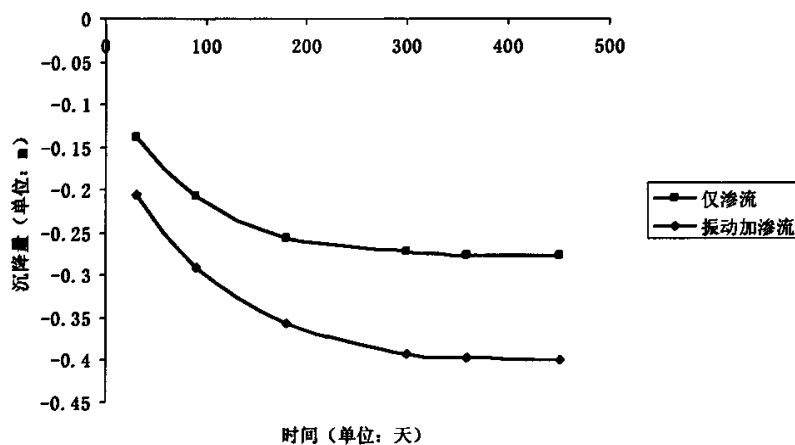


图 4-7 频率为 4Hz 时振动与渗流共同作用与渗流单独作用顶部一点的沉降量随时间变化图

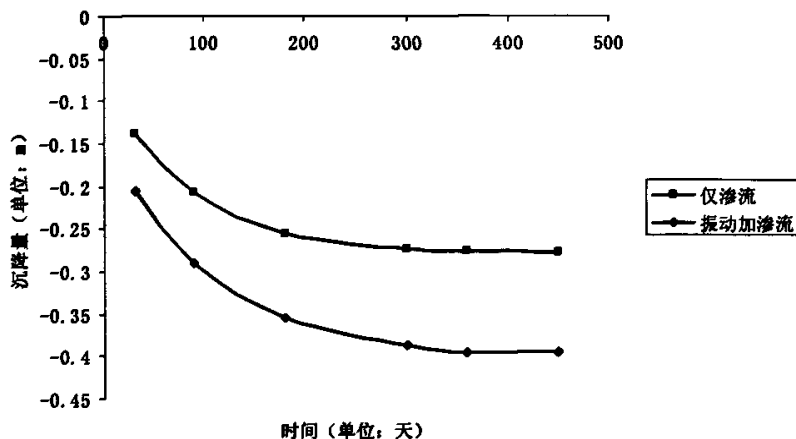


图 4-8 频率为 6Hz 时振动与渗流共同作用与渗流单独作用顶部一点的沉降量随时间变化图

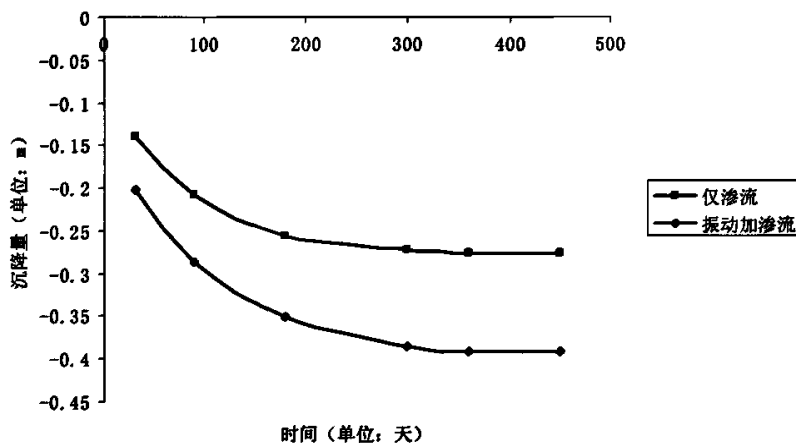


图 4-9 频率为 8Hz 时振动与渗流共同作用与渗流单独作用顶部一点的沉降量随时间变化图

由图 4-5 到图 4-9 可知, 振动与渗流的耦合作用对地表沉降的影响明显大于仅在渗流作用下的沉降量, 同时也大于单独渗流与单独动力作用的沉降量的和, 这说明在考虑列车荷载和渗流共同作用时, 其耦合作用与相互影响不容忽视, 不能简单的进行二者的代数相加。通过对两种情况下隧道顶部一点沉降量随时间变化曲线的对比, 我们发现, 随着振动频率的增加沉降量的变化量先增加后减小, 约在频率为 4Hz 时变化量达到最大, 然后随着频率的增加开始逐步减小。这与刘维宁等在文献^[71]中提到的隧道图层中的位移幅值在 1-3Hz 时出现峰值基本相符。

4.5.1 同一列车荷载振动频率下不同车速与渗流共同作用对隧道地表沉降的影响分析

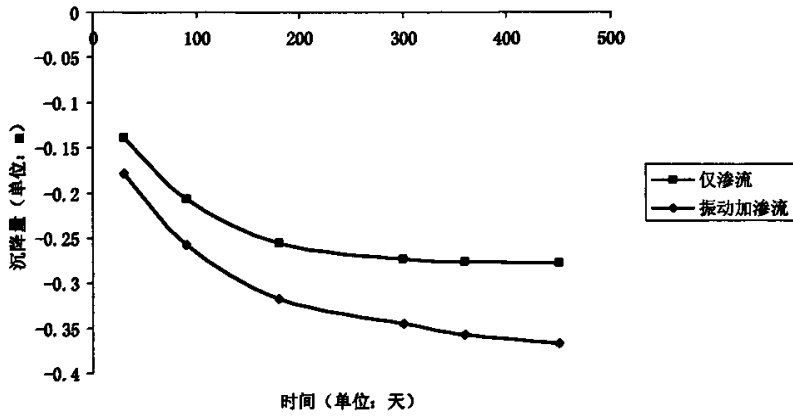


图 4-10 车速为 30km/h 时振动与渗流共同作用与渗流单独作用顶部一点的沉降量随时间变化图

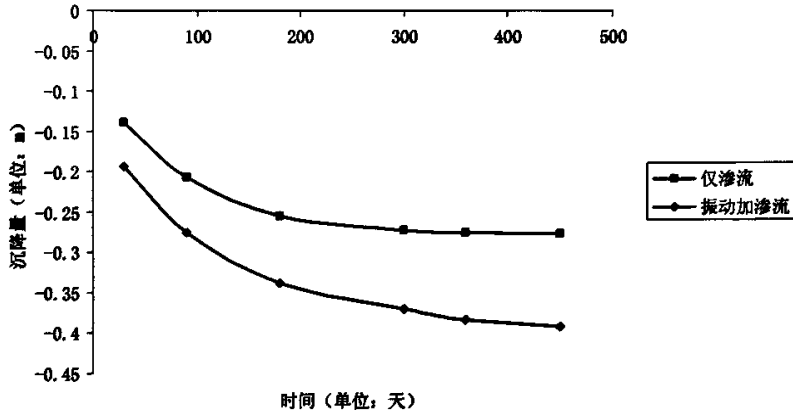


图 4-11 车速为 50km/h 时振动与渗流共同作用与渗流单独作用顶部一点的沉降量随时间变化图

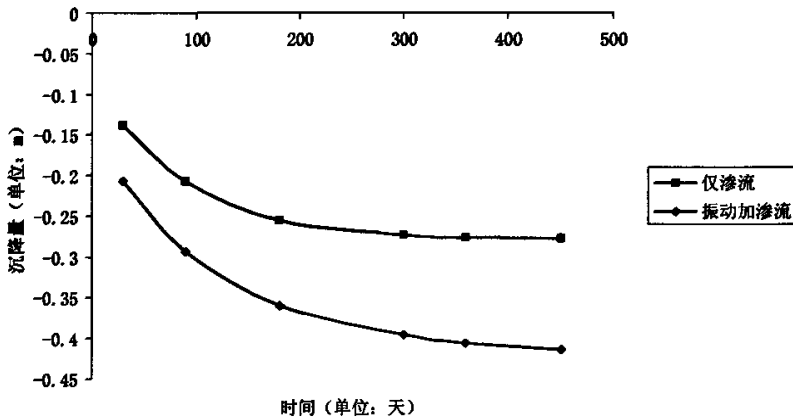


图 4-12 车速为 70km/h 时振动与渗流共同作用与渗流单独作用顶部一点的沉降量随时间变化图

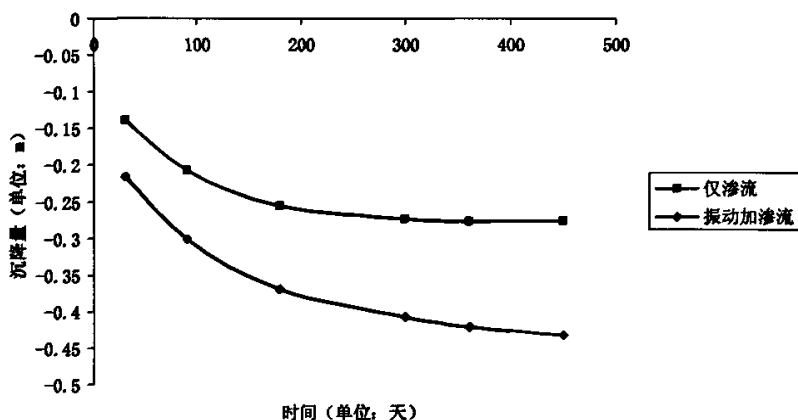


图 4-13 车速为 100km/h 时振动与渗流共同作用与渗流单独作用顶部一点的沉降量随时间变化图

由图 4-10 到图 4-13 可知, 振动与渗流的耦合作用对地表沉降的影响明显大于仅在渗流作用下的沉降量, 同时也大于单独渗流与单独动力作用的沉降量的和, 这说明在考虑列车荷载和渗流共同作用时, 其耦合作用与相互影响不容忽视, 不能简单的进行二者的代数相加。通过对两种情况隧道顶部一点沉降量随时间变化曲线的对比, 我们发现, 随着速度的增加沉降量的变化量先增加后减小, 约在 70km/h 时变化量达到最大, 然后随着车速的增加开始逐步减小。

4.6 小结

本章介绍了列车振动的相关理论, 分析了列车荷载的性质及确定方法, 同时根据本章计算特点选用了荷载的确定形式。通过数值计算, 分析了单列车荷载作用下, 车速一定, 不同列车荷载振动频率以及列车荷载振动频率一定不同车速对隧道地表沉降的影响; 同时分析了考虑两种情况与地下水渗流综合作用下对地表沉降的影响。得出如下结论:

- 1、同一荷载振幅下不同振动频率对隧道地表沉降影响变化不大, 但随着频率的增加先增加后减小, 由计算可以看出, 在频率为 4Hz 时达到最大, 然后随着频率的增加慢慢减小;
- 2、同一列车荷载振动频率不同车速下, 隧道顶部一点的沉降量随着车速的增加也逐渐增加。也就是随着列车荷载最大振幅的增加而逐渐增加。
- 3、振动与渗流的耦合作用对地表沉降的影响明显大于仅在渗流作用下的沉降量, 同时也大于单独渗流与单独动力作用的沉降量的和, 这说明在考虑列车荷载和渗流共同作用时, 其耦合作用与相互影响不容忽视, 不能简单的进行二者的代数相加;
- 4、通过对同一车速不同列车荷载振动频率情况下隧道顶部一点沉降量随时间变化曲线的对比, 我们发现, 随着振动频率的增加沉降量的变化量先增加后减小, 约在频率为 4Hz 时变化量达到最大, 然后随着频率的增加开始逐步减小;
- 5、通过对同一列车振动频率不同车速情况下隧道顶部一点沉降量随时间变化曲线的对比, 我们发现, 随着振动频率的增加沉降量的变化量先增加后减小, 约在 70km/h 时变化量达到最大, 然后随着车速的增加开始逐步减小。

第五章 结论与展望

5.1 结论

本文着重对地铁投入运营后,地下水渗流及列车荷载这两个影响因素进行了分析。分别运用有限差分数值分析软件,考虑地下水渗流情况下(衬砌不同渗水部位、不同渗透比、同一地下水位不同埋深及同一埋深下不同地下水位四种情况)对隧道周边地表的影响;考虑列车荷载单独作用情况下(同一车速下不同列车荷载振动频率和同一列车荷载振动频率不同车速两种情况);考虑列车荷载与地下水渗流综合作用下(同一车速下不同列车荷载振动频率和同一列车荷载振动频率不同车速两种情况,地下水位取距离地表-2m位置,渗水位置参考第三章计算结果选取隧道拐角处,选取渗透比 k/k_0 为1的情况进行计算)。通过以上分析,得出结论如下:

1、衬砌不同渗水部位对隧道地表影响,三种情况下地表沿隧道轴向方向沉降曲线均为中部隆起两边逐渐下沉然后再隆起的趋势,其中以顶部渗水情况下中部隆起量最大,其次是拐角渗水和侧部渗水情况,中部最大隆起量约为1.5-2cm;而不同渗透比情况下, $k/k_0=1$ 时中部隆起最大,隆起量约为1cm,且隆起量随着渗透比 k/k_0 的减小而逐渐减小;同一地下水位情况下,地表隆起量随着隧道埋深的增加而增加,其中最大隆起量约为2cm;同一埋深情况下,地表隆起量随着地下水位的升高而逐渐减小,最大隆起量约为2cm。可见,地表沿隧道轴向方向中部隆起量的变化总的来说与渗透比大小、隧道埋深及地下水位有关,随着渗透比的减小而减小,随着埋深的增加而增加,随着地下水位的升高而减小。

2、衬砌不同部位渗水情况下,地表隧道轴线中部一点沉降量均随着时间的增加逐渐趋于稳定,其中顶部渗水和拐角渗水情况下在约200天后沉降逐渐趋于稳定,而侧部渗水情况下在约300天后沉降逐渐趋于稳定,其中侧部渗水和拐角渗水情况下所产生的沉降量比顶部渗水情况下所产生的沉降量大约1倍左右,而侧部渗水和拐角渗水情况下所产生的沉降量相差不大,三种情况下最大沉降量约为15cm;不同渗透比情况下,渗透比为1时(即完全渗流情况下)地表沉降量最大,且在约200天后沉降逐渐趋于平稳,最大沉降值约为14cm;渗透比为0.1和0.01的情况在450天渗流时间内都没有趋于稳定,且渗透比为0.1时的沉降变化曲线斜率约为渗透比为0.01时的10倍左右;同一地下水位情况下,埋深为16m时所产生的沉降量最大,约为7cm;而埋深为20m时所产生的沉降量最小,约为4cm。可知,相同渗流时间、相同水位下地表沉降量随着埋深的增加而减小。又三种情况的稳定时间大致相同,相同渗透比与水位下,说明埋深的变化对沉降趋于稳定的时间没有影响;同一埋深情况下,水位为16m时所产生的沉降量最大,约为14cm;而水位为8m时所产生的沉降量最小,约为4cm。可知,相同渗流时间、同一埋深下地表沉降量随着水位的增高而增加,又四种情况下趋于稳定时间大致相同,说明相同渗透比与埋深下,水位的变化对沉降趋于稳定的时间没有太大影响。由以上可知,同一渗流条件下隧道沉降稳定时间只与渗透比有关,而其沉降量随着渗透比的增大而增大,随着隧道埋深的增加而减小,随着地下水位的增高而增加。

3、衬砌不同部位渗水情况下,三种渗水情况下,土体超孔隙水压力随着距离隧道距离的增加而逐渐增大;其中顶部渗水和侧部渗水情况下孔隙水压力变化的幅度较大,而拐角处渗流情况变化幅度较小;衬砌中间部位渗水超孔隙水压力最小,约为-70000Pa;不同渗透比情况下,土体超孔隙水压力随着距离隧道距离的增加而逐渐增大;相同渗水时间内孔隙水压力的影响范围随着渗透系数的增加而增加,其中在渗水时间为450天时,渗透比为1情况下,超孔隙水压力全为负;而渗透比为0.1时,超孔隙水压力在距离隧道约35米内为负;当渗透比为0.01时,超孔隙水压力在距离隧道约20米内为负。其中三种情况下的最小超孔隙水压力均发生在紧靠隧道处,且大小大致相等;同一地下水位情况下,土体超孔隙水压力随着距离隧道距离的增加而逐渐增大;相同渗水时间内,超孔隙水压力的变化范围随着埋深的增加变化不大;由于水位和渗水条件相同,最低超孔隙水压力发生在

距离隧道最近处,且大小相同,隧道埋深对超孔隙水压力的变化没有影响;同一埋深情况下,土体超孔隙水压力随着距离隧道距离的增加而逐渐增大;相同渗水时间内,超孔隙水压力的变化范围随着水位的增高而增加;由于埋深和渗水条件相同,最低超孔隙水压力发生在距离隧道最近处,且随着水位的增高而减小。由以上可知,土体超孔隙水压力的大小与渗透比和地下水位有关,而与隧道埋深关系不大,且随着渗透比和地下水位的增高而增加。

4、同一荷载振幅下不同振动频率对隧道地表沉降影响变化不大,但随着频率的增加先增加后减小,在频率约为 4Hz 时达到最大,然后随着频率的增加慢慢减小;同一列车荷载振动频率不同车速下,隧道顶部一点的沉降量随着车速的增加也逐渐增加。也就是随着列车荷载最大振幅的增加而逐渐增加。

5、在振动与渗流的耦合作用下对地表沉降的影响明显大于仅在渗流作用下的沉降量,同时也大于单独渗流与单独动力作用的沉降量的和,这说明在考虑列车荷载和渗流共同作用时,其耦合作用与相互影响不容忽视,不能简单的进行二者的代数相加。同一荷载振幅下不同振动频率与地下水渗流共同作用下,随着振动频率的增加沉降量的变化量先增加后减小,约在频率为 4Hz 时变化量达到最大,然后随着频率的增加开始逐步减小;同一列车荷载振动频率下不同车速与地下水渗流共同作用下,随着速度的增加沉降量的变化量先增加后减小,约在 70km/h 时变化量达到最大,然后随着车速的增加开始逐步减小。

5.2 展望

隧道投入运营后地下水渗流及列车荷载对隧道周边影响研究是一个长期的过程,需要通过长期的监测及勘查,通过对实测数据的分析才能更好的对隧道将来的问题作出预测及及时给出预防 and 解决方案。由于受研究时间和研究条件限制,以及本人知识水平有限,尚有大量问题期待进一步研究和探索:

1、考虑土体的分层性及流变性。本文仅考虑土体为同一地质条件,而实际情况中却要复杂的多。同时本文选用土体本构模型为摩尔-库伦弹塑性本构,而实际上土体的本构很复杂。今后可进一步就土体的分层性和土体本构的流变性方面进行研究;

2、考虑非稳定流及非饱和情形下渗流对隧道周边的影响。本文计算采用的是饱和稳定流的渗流条件,是对实际情况中地下水渗流作了理想的简化,可进一步研究需考虑非稳定流及非饱和情形下渗流对隧道周边的影响;

3、地下水两相流情况(即综合考虑土体的垂直渗透率和水平渗透率)对隧道周边的影响研究。本文计算采用的是单相流情况,即仅考虑了地下水的垂直渗透率,未考虑地下水的水平渗透率,而实际情况中水平渗透率的作用不容忽视,可进一步考虑该情形对隧道周边的影响;

4、进行列车荷载作用下的 3D 模型的优化计算,节约计算时间,完善并采用更加合理的列车荷载表示方法,以期在数值模拟过程中得到最符合实际的结果。

致 谢

岁月如歌，光阴似箭，两年多的研究生生活即将结束。回顾这一程求学路，记忆里满是老师的悉心指导和同学的快乐相伴，在此我要向他们表达最诚挚的感谢。

饮其流时思其源，成吾学时念吾师。本文是在导师张晓春副教授的精心指导下完成的。从论文的选题、研究内容和研究方法的确定到论文的具体写作及定稿都得到恩师精心的指导和严格的审核，论文的完成也凝聚着恩师的心血。导师严谨的治学态度、渊博的知识、务实忘我的工作作风、宽以待人的处事态度使我受益匪浅。在此论文完成之际，谨向恩师致以诚挚的敬意和衷心的感谢！并向恩师的家人表示深深的祝福！

在东南大学交通学院的学习生活中，我要感谢所有教导和关心过我的老师。特别是 ITS 研究所的钱振东教授、路小波教授、柴干副教授、张宁副教授、陆振波老师和张磊老师，感谢他们在我两年多的硕士阶段给予我的教导与帮助；交通学院的秦霞副书记、张建副书记、黄晓明副院长、陈一梅副院长、陈怡老师及沈榕老师，感谢他们在我 6 年多东南大学求学生涯中的关心与帮助；交通学院港航系的宣国良老师、谢耀峰老师、钱芳老师、姜志广老师、谢逸仙老师、张贤明老师及港航系的其他老师和同学，感谢他们在我的本科学习生涯期间的教导与关怀。

感谢一直关心与支持我的同学和朋友们！感谢魏其芬、吴逢春、杨捷、赵国云、江振华等师兄师姐，感谢丛波日、曾田等同学，感谢黄家祥、孙凤梅、张辰辰等师弟师妹；感谢 ITS 研究所的罗桑博士、刘云博士、杨立强博士、葛华、陈懿、于淼、唐健娟、舒富民、曹海波、韩光义、黄海涛、陈春红、王雁晖、魏运及 ITS 研究所的其他同学；感谢成园一舍 715、716 室的全体室友；在这三年的学习和生活中，他们都给予了我很多帮助。同窗之谊，我将终生难忘！

感谢东南大学岩土所的冯卫江硕士对我完成论文所提供的大力支持！

深深的感谢我的父母和家人，感谢他们多年来对我的养育与教导，感谢他们多年来默默的支持，是他们多年来的关心和支持，让我顺利完成学业，你们的亲情将伴我直到永远。感谢我的女友给予我生活上无微不至的关怀和精神上不懈的激励和支持！

衷心感谢在百忙之中抽出时间审阅本论文的专家教授，感谢答辩委员会的各位老师和专家们对我的论文提出的宝贵建议，为我今后的学习和研究开拓了思路。

最后，衷心感谢东南大学交通学院及 ITS 研究所对我的培育；真诚感谢所有帮助和关心过我的人，祝他们一生平安！

马 斐

于东南大学四牌楼校区

2007 年 12 月

参考文献

- [1] 施仲衡、张弥等.地下铁道设计与施工[M].西安:陕西科学技术出版社,1997
- [2] 边学成.高速列车运动荷载作用下地基和隧道的动力响应分析[D]:[博士学位论文].浙江:浙江大学岩土工程专业,2005
- [3] 刘宝琛.急待深入研究的地铁建设中岩土力学课题[J].铁道建筑技术,2000(3):1-3
- [4] 高大钊.岩土工程的回顾与前瞻[M].北京:人民交通出版社,2001.1-17
- [5] 冯国栋译.太沙基为岩土技术创刊(1938)所写的前言[J].土工基础,1999(6):3-8
- [6] 卢世宗.我国露天矿山边坡研究概况与展望[C].第四届全国工程地质大会文集,1992
- [7] 席锦州.富水地层地铁隧道开挖引起地表沉降的数值模拟研究[D]:[硕士学位论文].四川:西南交通大学桥梁与隧道工程专业,2005
- [8] Peck R.B. Deep excavations and tunneling in soft ground, State of the Art Report.Proc.7th Int.Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, MexicoCity,1969.225-290
- [9] X.Yi.R. Kerry Rowe,K.M.Lee. Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth balance shield.Can. Geotech.J. 1993,30:476-490.
- [10] Murad Y.Abu-Farsakh, George Z. Voyiadjis. Computational model for the simulation of the shield tunneling process in cohesive soils. Int. J.Anal.Mech.Geomech, 1999, 23:23-24.
- [11] J.H.Shin, T.L.Addenbrooke, D.M.Potts. A numerical study the effect of groundwater movement on long-term tunnel behaviour. Geotechnique, 2002.52(6):391-403.
- [12] Antonio Bobet, Analytical solutions for shallow tunnels in saturated ground. Journal of engineering mechanics, 2001, Vol.127, No.12:1258-1266.
- [13] Einstein. H. and Schwartz, C.W. Simplified analysis for tunnel supports. Geotech. Engrg.Div.ASCE, 1979, 105(4):499-518.
- [14] Mair R J, Taylor R N. Theme lecture: Bored tunneling in the urban environment [A]. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering[C]. 1997. 2353-2385.
- [15] Shirlaw J N, Subsidence owing to tunneling II Evaluation of a prediction techniques: Discussion. Canadian Geotechnical Journal, 1994, 31:463-466.
- [16] Shirlaw J N. Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth balance shield: Discussion. Canadian Geotechnical Journal, 1995,32:181-189.
- [17] Cooper M L, Chapman D N, Rogers C D, Chan A H. Movements in the Piccadilly line tunnels due to the Heathrow express construction. Géotechnique, 2002, 52(4): 243-257.
- [18] Yi X, Rowe R, Lee K M. Observed and calculated pore pressure and deformations induced by an earth balance shield. Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30: 476-490.
- [19] .O'Reilly M P, Mair R J, Alderman G H. Long-term settlements over tunnels: an eleven-year study at Grimsby [A].Proceedings of Conference Tunnelling [C]. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1991: 55-64.
- [20] In-Mo Lee, Seok-Woo Nam. The study of seepage forces acting on the tunnel lining and tunnel face in shallow tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology,16(2001):31-40.
- [21] In-Mo Lee, Jae-Sung Lee, Seok-Woo Nam. Effect of seepage force on tunnel face stability reinforced with multi-step pipe grouting. Tunneling and Underground Space Technology,19 (2004):551-565.
- [22] In-Mo Lee, Seok-Woo Nam. Effect of tunnel advance rate on seepage forces acting on the underwater tunnel face. Tunneling and Underground Space Technology,19(2004):273-281

- [23] G.P. Wilson, H. J. Saurenman, J. T. Nelson. Control of Ground-Borne Noise and Vibration. *Sound & Vibration*, 1983, 87(2): 339-350
- [24] Fujikake T. A Prediction Method for the Propagation of Ground Vibration from Railway Trains. *Sound & Vibration*, 1986, 111(2): 357-360
- [25] Kurzweil L.G. Ground-Borne Noise and Vibration from Underground System. *Sound & Vibration*, 1979, 66(3): 450-452
- [26] Kaynia, A.M. Madhus, C. Zackrisson, P. Ground vibration from high-speed trains: prediction and countermeasure. *Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 2000, 126(6): 531-537
- [27] T. Balendram, K.H. Chua, K.W. Lo & S.L. Lee. Steady-state vibration of subway-soil-building system. *Engineering Mechanics, ASCE*, 115(1): 145-162
- [28] Hung, H.H. *Vibration of Foundation and Soils Generated by High-Speed Trains* (in Chinese). M.S. Thesis. Dept. Civil Eng., Nat. Taiwan Univ., Taipei, Taiwan. 1995
- [29] Yang, Y.B. & Hung, H.H. A parametric study of wave barriers for reduction of train-induced vibrations. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 40, 1997: 3729-3747
- [30] Hall L. Simulations and analyses of train-induced ground vibrations, a comparative study of two- and three-dimensional calculations with actual measurements [Ph.D. Thesis] [D]. Sweden, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Environment Engineering, Royal Institute of Technology, 2000
- [31] 徐曾和, 徐小荷. 二维应力场承压地层中渗流的液固耦合问题[J]. *岩石力学与工程学报*, 1999, 18(6): 645-650
- [32] 荣传新, 程桦. 地下水渗流对巷道围岩稳定性影响的理论解[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004(5): 33-36
- [33] 李宗利, 任青文, 王亚红. 考虑渗流场影响深埋圆形隧洞的弹塑性解[J]. *岩石力学与工程学报*, 24(8), 2004: 1291-1295
- [34] 平扬, 白世伟. 深基坑工程渗流-应力耦合分析数值模拟研究[J]. *岩土力学*, 2001, 22(1): 37-41.
- [35] 杨志锡, 叶为民, 杨林德. 基坑工程中应力场与渗流场直接耦合的有限元法[J]. *勘察科学技术*, 2001, (3): 32-36.
- [36] 罗晓辉. 深基坑渗流-应力耦合分析[J]. *工程勘察*, 1996, (6): 37-41.
- [37] 杨永香, 刘泉声, 焦玉勇. 龙潭隧道的流固耦合分析[J]. *采矿与安全工程学报*, 2006, 23(3): 268-271
- [38] 李延春, 李术才, 陈卫忠, 邱祥波. 考虑水的耦合与否在隧道稳定计算中造成的结果差异对比[J]. *岩石力学与工程学报*, 2003, 23(增 1): 12159-2163
- [39] 李延春, 李术才, 陈卫忠, 邱祥波. 厦门海底隧道的流固耦合分析[J]. *岩土工程学报*, 2004, 26(3): 397-401
- [40] 刘继国, 朱光仪, 郭小红, 梁巍. 厦门海底隧道建设中涌水量流固耦合数值模拟[J]. *现代隧道技术*, 2006, 43(2): 34-37
- [41] 张冬梅, 黄宏伟, 杨峻. 衬砌局部渗流对软土隧道地表长期沉降的影响研究[J]. *岩土工程学报*, 2005, 27(12): 1430-1436
- [42] 孙少锐, 吴继敏, 魏继红, 陈吉森. 大跨度双连拱隧道开挖渗流场特征研究[J]. *勘察科学技术*, 2005(6): 14-19
- [43] 孙璐, 邓学钧. 匀速运动的线源荷载激励下无限长梁动力分析[J]. *应用数学和力学*, 1998, 19(4): 341-347
- [44] 谢伟平, 王国波, 于艳丽. 移动荷载引起的土变形计算[J]. *岩土工程学报*, 2004, 26(3): 318-322
- [45] 顾慰慈. *渗流计算原理及应用* [M]. 北京: 中国建筑工业出版社. 2000
- [46] Itasca Consulting Group, Inc. *FLAC User's Manual*, 2005
- [47] 邓颖人, 龚晓南. *岩土塑性力学基础* [M]. 北京: 中国建筑工业出版社. 1989
- [48] 谢康和, 周建. *岩土工程有限元分析理论与应用* [M]. 北京: 科学出版社, 2002
- [49] 朱百里, 沈珠江. *计算土力学* [M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1990

- [50] Carter, J.P, J.R.Booker and E.H.Davis, Finite Deformation of an Elasto-Plastic soil. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.1, PP:25-43.1977
- [51] Liakopoulos, A.C., Transient Flow Through Unasturated Porous Media. D. Eng. Dissertation, University of California, Berkeley, 1965
- [52] Schrefler, B.A., and L. Simon; A Unified Approach to the Analysis of Saturated -Unasturated Elastoplastic Porous Media, Numerical Methods in Geomechanics, Vol.1, PP.205-212, 1988
- [53] Gibson, R.E., R.L. Schiffman, and S.L.Pu, plane strain and Axially Symmetric Consolidation of a clay Layer on a smoth Impervious Base, Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, Vol.23, Pt4, PP.505-520, 1970
- [54] Harr.M.E., Groundwater and Seepage[M], McGraw-Hill, NewYork,1962
- [55] Pagano, L., Steadly State and Transient Unconfined Seepage Analyses for Earthfill Dams, ABAQUS User's Conference, Milan, PP.557-585, 1997
- [56] Dimaggio, F.L. and Sandier, I.S. Material Model for Granular Soils. J. Eng. Mech. Piv.ASCE97) EMS), PP935-1949,1971
- [57] Yoon, J.W., Yang, D.Y. and Chang, K., Elasto-plastic finite element method based on incremental deformation theory and continuum based shell elements for planar amisotropic sheet materials. Comp. Methods Appl. Mech. Eng.,174,23 (1999)
- [58] Morman, K.N., Jr., and Nagtegaal, J.C., Finite Element Analysis of Small Amplitude Vibrations in Pre-Stressed Nonlinear Viscoelastic Solids. Int. J. Num. Math. Eng, 1983
- [59] 黄正家.地铁区间隧道软弱富水地层浅埋暗挖法施工监测量测与分析[D]: [硕士学位论文].四川:西南交通大学,2003
- [60] 刘成宁.土力学[M].北京:中国铁道出版社,2000
- [61] Texzaghi, K., Consultants, Clients and Contractors, Journal of Boston Society of Civil Engineers.Vol.45, No.1, 1958
- [62] E.W.Brand & R.P.Brenner. Soft Clay Engineering. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1981
- [63] 黄文熙.土的工程性质[M].北京:水利电力出版社,1983
- [64] D'Appolonia, D.J., T.W. lambe and H.Gpoulos. Evaluation of pore pressures beneath and embankment. Proc,SSEC.NO.SM6.1971
- [65] Lambe, T.W. Methods of estimating settlement. Proc. ASCE,JSMFD,Vol.90,No.SMS, 1964
- [66] 顾慰慈.渗流计算原理及应用[M].北京:中国建材工业出版社,2000
- [67] 李培超,孔样言等. 饱和和多孔介质流固耦合渗流的数学模型[J].水动力学研究与进展,2003,18(4): 419-426
- [68] 余学彦.考虑流固耦合的城市隧道施工稳定性及地表沉降分析[D]: [硕士学位论文].江苏南京:河海大学岩土工程专业, 2006
- [69] 刘钊, 余才高, 周振强等. 地铁工程设计与施工[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004
- [70] O'Reilly M P, Mair R J, Alderman G H. Long-term settlements over tunnels: an eleven-year study at Grimsby[A]. Proceedings of Conference Tunnelling[C]. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1991: 55-64
- [71] 北方交通大学土木建筑工程学院.地震和列车振动作用下沉管地基整体稳定性研究分析报告(之四)[R].北京:北方交通大学土木建筑工程学院, 1998
- [72] 李德武, 高峰. 金家岩铁路隧道列车振动现场测试与分析[J].兰州铁道学院学报. 1997,3(16): 7-11
- [73] 谢伟平, 孙洪刚. 地铁运行时引起的土的波动分析[J].岩土力学与工程学报, 2003,22 (7): 1180-1184
- [74] 高峰. 铁路隧道列车振动响应分析[J]. 兰州铁道学院学报, 1998,17(2):6-11

- [75] 张玉娥, 白宝鸿. 地铁列车振动对隧道结构激振荷载的模拟[J].振动与冲击, 2003,19(3):68-70,76
- [76] 潘昌实, GN.Pande,黄土隧道列车动荷载响应有限元初步数定分析研究[J].土木工程学报, 1998,18(2):8-18
- [77] 刘维宁, 夏禾等, 地铁列车振动的环境响应[J].岩石力学与工程学报, 1996:15(增刊):586-593

硕士在读期间发表论文

- [1] 马斐、张东升、张晓春. 基于变形量控制的充填体力学参数研究[J].岩土力学 2007 年增刊, Vol28: 545-548;
- [2] 王姝春、王伟、马斐. 通州市道路交通事故预测[J].交通标准化, 2007.2: 171-174.