

摘 要

本文研究的是桩基托梁挡土墙的工程应用及优化设计。桩基托梁挡土墙的特点是扩大了一般圬工式挡土墙的使用范围,当地表覆盖为松散体,地表稳定性较差时,采用桩基托梁挡土墙可将基底置于稳定地层中,以节约上部挡墙截面,节省圬工,同时节约了大量的资金。但是当前桩基托梁挡土墙技术还不成熟,在实际工程应用中,由于土体与结构之间的作用力与很多因素有关,同时结构之间相互作用存在超静定因素,所以至今为止,人们还不能完全揭示桩基托梁挡土墙结构与土相互作用的机理,挡土墙、托梁和桩三者的受力特点及其之间的相互作用尚待进一步深入研究。本文研究的主要内容如下:

- 1、对于桩基托梁挡土墙结构体系,确定作用在结构上的主要荷载种类及其分布;
- 2、对于实际工程中的桩基托梁挡土墙结构体系,先进行理论计算,得出挡土墙、托梁、桩的内力情况,再运用 ANSYS 数值分析软件建立有限元三维模型,分析结构的位移变化趋势,应力分布及结构的受力情况。然后把数值计算的结果与理论计算结果对比分析,两者的规律一致,证明数值分析的合理性、计算结果的正确性。
- 3、运用数值计算方法,找出能够对结构进行优化的具体方案。将预应力锚索运用到桩基托梁挡土墙结构中,运用 ANSYS 数值分析软件建立有限元三维模型对几种不同工况进行分析计算,和优化前的计算结果进行对比分析,判断是否满足使用要求,当几种工况的结构都满足使用要求时,再用造价软件进行造价分析,找出一种既安全又经济的工况对已有工程实例的设计方案,提出合理的优化。

关键词: 桩基托梁挡土墙; 数值分析; 预应力锚索; 优化设计

Abstract

This paper intends to study engineering application and optimization design of pile foundation-trimmer beam-retaining wall structure. This type of structure broadens the application range of masonry retaining wall. For the loose media, the use of pile foundation-trimmer beam-retaining wall structure could be reposed on a stable formation to economize the engineering investment by saving cross-section of retaining wall.. Several principle theoretical problems on Pile foundation-Trimmed beam-Retaining wall structure have been still not resolved, such as the interaction mechanism and the statically indeterminate influencing factors between the complex P-T-R structure and the soil. It is necessary to analyze the mechanical properties and interaction of the pile foundation, trimmer beam and retaining wall. This paper mainly consists of three parts as follows:

1. Determining the load types and their distribution for P-T-R structure.
2. Calculating theoretically the internal forces of P-T-R structure; Analyzing displacement changes and stress distributions by using ANSYS numerical analysis software to establish 3D FEM model; Comparing the theoretical results with the numerical ones to examine the suitability of the modeling.
3. Attempting to find a safe and economic optimization design by analyzing the prestressed cable structure with the examined FEM model and by analyzing the investments with a cost software.

Key words: P-T-R structure, numerical analysis, prestressed cable, optimization

西南交通大学

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权西南交通大学可以将本论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复印手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

1. 保密□，在 年解密后适用本授权书；
2. 不保密☒，使用本授权书。

（请在以上方框内打“√”）

学位论文作者签名：

陈树德

指导老师签名：

左红

日期：

2010.6.25

日期：

2010.6.25

西南交通大学硕士学位论文主要工作（贡献）声明

本人在学位论文中所做的主要工作或贡献如下：

(1)、确定了一种验算桩基托梁挡土墙支挡结构的简便方法。在对工程实例中的桩基托梁挡土墙进行理论计算后，再用数值计算方法分析桩基托梁挡土墙的受力特性，将数值计算结果和理论计算结果进行对比分析，两者规律一致，证明数值建模是合理的，数值计算结果是正确的，由此表明，在工程设计中，可以运用数值计算这一简便的方法来分析结构的受力特性。

(2)、基于某实际工点，对桩基托梁挡土墙支挡结构进行优化设计。通过对桩基托梁挡土墙支挡结构施加预应力锚索，分别分析了其他条件不变时，桩基截面分别采用 $2\text{m} \times 3\text{m}$ ， $2\text{m} \times 2\text{m}$ ， $2\text{m} \times 1.5\text{m}$ ，再施加预应力锚索的三种工况，三种工况分别和原工况（桩基截面采用 $2\text{m} \times 3\text{m}$ 、不加预应力锚索）进行对比分析可知，三种工况中，随着桩基截面尺寸的增加，结构越趋安全，但截面尺寸（ $2\text{m} \times 1.5\text{m}$ ）是限值，不宜再减小。

(3)、进行工程造价对比，找出最优方案。对几种不同工况进行造价分析，在同样满足使用、安全要求的条件下，造价最低的方案，即桩基截面尺寸为 $2\text{m} \times 1.5\text{m}$ 是最优方案。

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是在导师指导下独立进行研究工作所得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的研究成果。对本文的研究做出贡献的个人和集体，均已在文中作了明确说明。本人完全了解违反上述声明所引起的一切法律责任将由本人承担。

学位论文作者签名：

日期：

陈桂林
2010.6.25

第 1 章 绪论

1.1 课题研究的背景及意义

我国是一个地质灾害发生十分频繁的国家,据国土资源部网站资料,2007 年 1 月~6 月,除北京、天津、上海、内蒙、吉林、海南外,全国 25 个省(区、市)都发生了地质灾害,共发生 2817 起。其中,滑坡 2066 起、崩塌 441 起、泥石流 141 起、地面塌陷 106 起、地裂缝 56 处、地面沉降 7 处, 92% 是自然因素引起的, 8% 是人为因素引起的。共造成 190 人死亡、13 人失踪、142 人受伤,直接经济损失 6.14 亿元。尤其在我国西南地区,不仅地质灾害数量多,而且灾种全,其中堆积体边坡是造成崩塌、滑坡、泥石流等浅表地质灾害的因素之一^[1]。堆积体边坡通常处于临界状态,一遇开挖和降雨即可能发生开裂、解体和滑坡,给人员安全和工程顺利建设带来危害^[2],而且边坡的治理费用在工程建设中也是极其昂贵的,因此对边坡采取合理地治理方式是非常重要的。

在治理堆积体边坡时,挡土墙是经常采取的方式之一,挡土墙是土木建筑、水利水电、铁道交通等工程建设中广泛应用的一种结构物。在众多挡土墙形式中,衡重式挡土墙以结构简单、施工方便、节约用地,就地取材等优点在工程中应用广泛。但衡重式挡土墙对地基的要求较高,在地基承载力不能满足设计要求的地区,这时通常在挡土墙下设置托梁和桩基,利用托梁通过桩基将挡土墙上所受作用力传递给深层地基,来满足对地基承载力的要求。因此桩基、托梁和挡土墙常常作为一种支挡结构体系出现在工程实际中^[3]。

桩基托梁挡土墙是一种新型的支挡结构,是一种挡土墙与桩的组合形式,由托梁或承台相连接,桩基托梁主要用于解决地基承载力较低的问题,可应用于填方区较厚、覆盖土层稳定性较差、基岩埋藏又较深的情况。桩基托梁挡土墙的特点是扩大了一般圬工式挡土墙的使用范围,当地表覆盖为松散体、堆积体,地表稳定性较差时,采用桩基托梁挡土墙可将基底置于稳定地层中,以节约上部挡墙截面,节省圬工,减少对坡体干扰^[4],同时节约了大量的资金。但是当前桩基托梁挡土墙技术还不成熟,在实际工程应用中,由于土体与结构之间的作用力与很多因素有关,同时结构之间相互作用存在超静定因素,所以至今为止,人们还不能完全揭示桩基托梁挡土墙结构与土相互作用的机理,挡土墙、托梁和桩三者的受力特点及其之间的相互作用尚待进一步深入研究,什么情况下用桩基托梁挡土墙和如何设计才是最优也还有待进一步研究,本文通过对工程实例中的桩基托梁挡土墙结构进行理论计算,分析其受力特点,再用有限元数值分析方法对工

程实例进行建模分析,将分析结果和理论计算结果进行对比分析,进一步证明理论计算结果的正确性,数值计算的合理性。通过对桩基托梁挡土墙支挡结构施加预应力锚索进行优化,利用有限元建模,分析几种不同工况下桩基托梁挡土墙支挡结构与土体的变形规律,当几种工况的结构都满足安全要求时,再用造价软件进行造价分析,找出一种既安全又经济的工况对已有工程实例的设计方案提出合理的优化。以获得具有一定理论意义并可指导工程实践的研究成果。

1.2 桩基础及其它挡土墙研究现状

1.2.1 桩基础研究现状

桩基础是一种常用的基础形式,是深基础的一种,它由已延伸到地层深处的基桩和联接桩顶的承台组成。桩基可以承受竖向荷载,也可以承受横向荷载。承受竖向荷载的桩是通过桩侧摩阻力或桩端阻力或两者共同作用将上部结构的荷载传递到深处土(岩)层。因而桩基的竖向承载力与桩基所穿过的整个土层和桩底地层的性质、桩基的外形和尺寸等密切相关;承载横向荷载的桩基是通过桩身将荷载传递给桩侧土体,其横向承载力与桩侧土体的抗力系数、桩身的抗弯强度等密切相关。桩基础的主要功能是将荷载传至地下较深处的密实土层,以满足承载力和沉降的要求,因而具有承载力高、沉降速率低、沉降量较小而且均匀等特点,能承受竖向荷载、水平荷载土拔力及由机器产生的振动或动力作用等^[1]。

由文献[5~7]可知,桩的理论研究与工程应用历史较长,但影响桩基受力变形特性的成桩工艺、土体等因素非常复杂。因此,对单桩和群桩受力变形特性,认识还不充分,其设计往往依赖于工程类比和工程经验。目前,桩基研究的手段主要有原型观测、静载试验、模型试验、数值分析。原型观测和静载试验是设计和确定桩基承载力、研究桩基承载变形特性的最直接、最可靠的方法,并且是验证模型试验和数值分析合理性的手段,但由于试验周期长、耗资巨大的缺点,因此,仅应用于较少的重要工程中。弹性理论法、荷载传递法、剪切位移法、有限单元法、边界单元法、混合法等桩基数值分析方法,是研究分析桩基特性的一种便利而花费较少的方法,但其精度主要依赖于模拟桩—土相互作用、成桩工艺、土体特性等因素对桩基承载变形特性影响的准确性和合理性。模型试验可以根据需要较精确的设定和控制边界条件、桩土材料特性,在研究桩—土相互作用时具有较强的针对性和目的性,获得的信息远比原型观测和静载试验多,还可用来验证数值模拟分析,但模型不能完全表征原型的一切特征。由于桩土特性本身及其影响因素的复杂性,需将不同的研究手段有机结合起来,才可能真正揭示桩—土相互作用的机理,准确定量分析桩基的应力与应变及其变形全过程的模拟。

1.2.2 桩托梁（承台）研究现状

由文献[8~14]可知,高层建筑桩承台基础的设计近二十多年来从原理和实践方面都发生了一系列演化,大体可分为三类模式:(1)“纯桩”模式:不论是端承型桩还是摩擦型桩、低承台还是高承台,一律由桩承担全部荷载,不考虑基底土的分担作用,这是传统的并仍为一些岩土工程设计者沿用的模式;(2)复合桩基模式:对于非端承桩、基底土为非液化、非湿陷性、非固结土的条件下,考虑桩间土分担一部分荷载;(3)按控制变形设计的复合疏桩基础模式:一种情况是地基土承载力不足,由疏桩弥补其不足,另一种情况是地基土承载力虽满足要求,但沉降过大,布置疏桩以减小沉降。前者称为协力桩基,后者称为减沉桩基;这二者在满足承载力要求的前提下,控制沉降变形,且均应为摩擦型疏桩,以较大程度地发挥桩间土的承载力作用。按照现行的公路和铁路设计规范,托梁是按绝对刚性来处理的。在长期的工程实践中,以此为基础,形成了一整套系统、简洁、实用的设计体系,这就是通常所说的 m 法桩~绝对刚性承台设计方法。现行规范是根据结构荷载的大小通过对承台厚度的调整来满足承台刚性要求的,但规范中只对承台厚度的下限作出了规定,因此承台厚度的确定是一项带有很强经验性的工作,特别是对于大型和特大型桥梁的承台,不同的设计者往往会给出不同的设计结果,由此而产生的经济效益上的差别是十分可观的。目前,国外对桩承台的研究主要表现在两个方面,一是对承台的受力机理进行分析,提出能反应承台实际受力情况的传力模式;二是对影响承台承载力的一些因素,如承台有效厚度、纵筋配筋率及配筋方式等进行研究。研究结果表明:

1.对桩承台体系采用桁架模型为理论基础的 analysis 研究是可行的,可以定性地解释承台的传力机理和破坏模式;

2.纵向钢筋的数量与配筋方式对承台的承载力有很大的影响,在承台受冲剪承载力计算时,应考虑纵向钢筋的有利影响,钢筋集中布置在桩径范围内比均匀布置钢筋承载力要高;

3.传统的设计方法对承台厚度的作用估计过高,这可能是导致工程中常常采用厚承台的主要因素之一。

4.在厚承台中,压杆的破坏不会出自混凝土的受力破坏,而是由于压应力的扩展使得在压杆中产生横向拉应力,使压杆产生纵向破裂而破坏。因而在厚承台中适当增加柱子的支承面积可有效的提高承台的抗剪能力。20 世纪 80 年代以来,桩承台的研究在国内也得到越来越多重视。普遍认为承台是一种双向板结构,并采用弹塑性理论对其力学性能和极限承载力加以分析。在通过大量模型试验、原型观测和有限单元法,对承台的受力特征、传力机理和极限承载力理论分析结果加以论证,从而使桩承台理论更加完善。

1.2.3 其它挡土墙研究现状

在国内外土木建设中,对于高边坡和高路基结构破坏一直给予高度重视,并根据各种地质情况,设计要求和施工方法,运用并设计了各种类型挡土结构物。目前,国内外采用的挡土结构物的主要形式有:①重力式挡土墙:②薄臂式挡土墙:③支撑墙④加筋土挡土墙⑤板桩墙挡土墙和锚定板挡土墙^{[15][16]}。

重力式挡土墙是较早采用的型式,其利用墙体重量保持自身的稳定,多用浆砌片(块)石砌筑或混凝土浇筑。由于重力式挡土墙依靠自身重量维持平衡,墙身截面大、圬工数量较大,因此对地基承载力要求高,如在软弱地基上修建时,需增大地基基础,以解决地基承载力问题。

薄壁式挡土墙是由钢筋混凝土材料构成的轻型挡土墙,包含悬臂式和扶壁式两种型式。薄壁式挡土墙依靠墙身自重和踵板上方的填土重力来保持稳定,所设的墙趾板增大了抗倾覆稳定性,减小了基底应力。墙身高度在 6m 以内多采用悬臂式,6m 以上采用扶壁式。采用扶壁式挡土墙(一般在 8~9m)虽然提高了建筑高度,但使用的水泥量及断面配筋量较大,造价较高不利于机械化施工。薄壁式挡土墙断面较小,自重较轻,可充分发挥钢筋混凝土材料的强度性能,适用于填方路段,多应用于承载力较低的地基土或有抗震要求的地区。

加筋土技术发展于 60 年代,是一种在土中加入高模量筋材的复合材料,利用拉筋与土之间的摩擦作用,改善土体的变形条件和提高土体的工程性能的土体加固技术。加筋土挡土墙是利用加筋土技术修建的支挡结构物,1965 年首次应用加筋土理论在法国修建了第一座加筋土挡土墙。路基土体中拉应力通过土与加筋的剪切作用,传递到附近的拉筋上,土体自身承受压应力及剪应力,从而使土体成为具有一定自承约束的结构。加筋土挡土墙一般为条带式挡土墙,多应用于地形平坦且有充足布筋空间的填方路段。该技术发展迅速,现已被许多国家所采用,同时在我国西北黄土地区应用十分广泛。

锚定板挡土墙是一种适用于填方路段的轻型支挡结构,是一种把受拉杆件埋入稳定地层从而对结构物进行加固的技术,按其锚固机理可分为粘结型、摩擦型、端头锚固型和混合型等。锚杆挡土墙通过锚杆的锚固作用充分发挥了岩土体的自身强度和自稳能力,大大减轻了结构物的自重,起到了节约工程材料、确保施工安全与工程稳定的作用,有着显著的经济效益和社会效益。锚杆挡土墙应用范围多为存在有稳定问题的岩石地层的地区,对于上层锚固则要求上层有较高稳定性。

1.3 桩基托梁挡土墙研究现状

1.3.1 桩基托梁挡土墙的发展及特点

桩基托梁挡土墙一种新型的支挡结构,是一种挡土墙与桩的组合形式,由托梁或承

台相连接, 桩基托梁来源于建筑桩基和桥梁桩基, 主要用于解决地基承载力较低的矛盾, 挡土墙一般为衡重式挡土墙, 墙高控制在 12m 以下, 托梁底一般置于原地面^[7]。桩基托梁挡土墙可应用于填方区较厚、覆盖土层稳定性较差、基岩埋藏又较深的情况, 如在堆积体边坡地段使用还可以起到稳定堆积体边坡的作用。

20 世纪 60 年代的成昆铁路在陡峻山坡的路堤曾采用桩基托梁挡土墙, 据统计有铁西、拉白、白果等 8 处, 共 283.23m 长, 使用效果明显, 技术可靠, 节省投资。若与常规的扩大基础挡墙方案相比, 挖工量可省 35%, 挖基量可省 70%。20 世纪 90 年代初期宝成铁路增建第二线工程建设中, 陡坡路堤多处采用桩基托梁挡土墙方案。主要用于紧临既有线、陡坡岩堆、河岸支挡、陡坡拦石墙等地段。在河岸严重冲刷、高路堤陡坡地段, 采用桩基托梁挡土墙, 能解决河岸防护建筑基础埋深较深的困难^[7]。

桩基托梁挡土墙的特点是扩大了一般圬工式挡土墙的使用范围, 当地面陡峻或地表覆盖为松散体、堆积体, 地表稳定性较差时, 采用桩基托梁挡土墙可将基底置于稳定地层中, 以节约上部挡墙截面, 节约圬工、减少对坡体干扰^[7]。

1.3.2 桩基托梁挡土墙应用范围和适用条件

(1) 主要用于河岸严重冲刷、陡坡岩堆、稳定性较差的陡坡覆盖土、基岩埋藏较深、与既有线紧邻等地段路基。

(2) 当山坡较陡、覆盖土层稳定性较差、基岩埋藏又较深时, 可采用桩基托梁挡土墙。

(3) 当既有线陡坡路堤平行增建第二线, 当采用挖台阶浆砌防护、预留土埂临时支护、跳槽开挖基坑等临时支护措施不能满足行车和施工安全时, 可采用路肩式或坡脚式的桩基托梁挡土墙^[7]。

1.3.3 桩基托梁挡土墙布置原则

由文献[18]可知, 桩基托梁挡土墙应遵循以下布置原则:

(1) 桩基托梁挡土墙的挡土墙高度及截面尺寸、桩间距、桩的尺寸、托梁尺寸的确定, 应综合考虑达到安全可靠、经济合理。

(2) 挡土墙的高度应满足托梁基底不致于悬空, 挡土墙基底竖向永久荷载合力作用点宜与托梁截面中心线、桩中心线重合。

(3) 托梁可设连续梁或简支梁。连续梁下的桩宜按等间距分布; 简支梁一般做成支端悬出的简支梁。

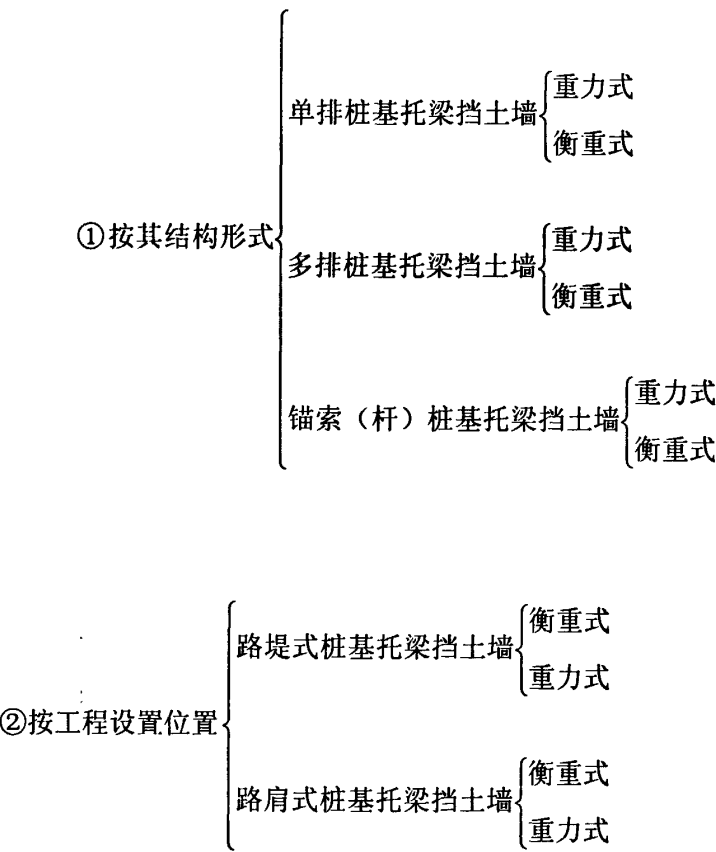
(4) 桩按悬臂桩设计时, 锚固点的选择一般按襟边宽度不少于 4m 而定。矩形截面时, 桩截面的短边尺寸不宜小于 1.25m; 桩间距宜为 5~8m。

(5) 桩的外边缘至托梁边缘的距离不小于 75 mm。

(6) 桩基托梁挡土墙结构中，桩顶嵌入托梁内的长度不宜小于 50 mm。主筋深入托梁内的长度不宜小于钢筋（Ⅱ级、Ⅲ级）直径的 35 倍。

1.3.4 桩基托梁挡土墙的结构形式及结构断面示意图

桩基托梁挡土墙中的挡墙一般为衡重式和重力式挡土墙，根据工程设计需要，可以选择不同的结构形式，单排桩基、多排桩基及锚索（杆）；也可根据工程设置位置分为路堤式和路肩式，具体见下面图表^{[17][18]}，结构断面图见图 1-1：



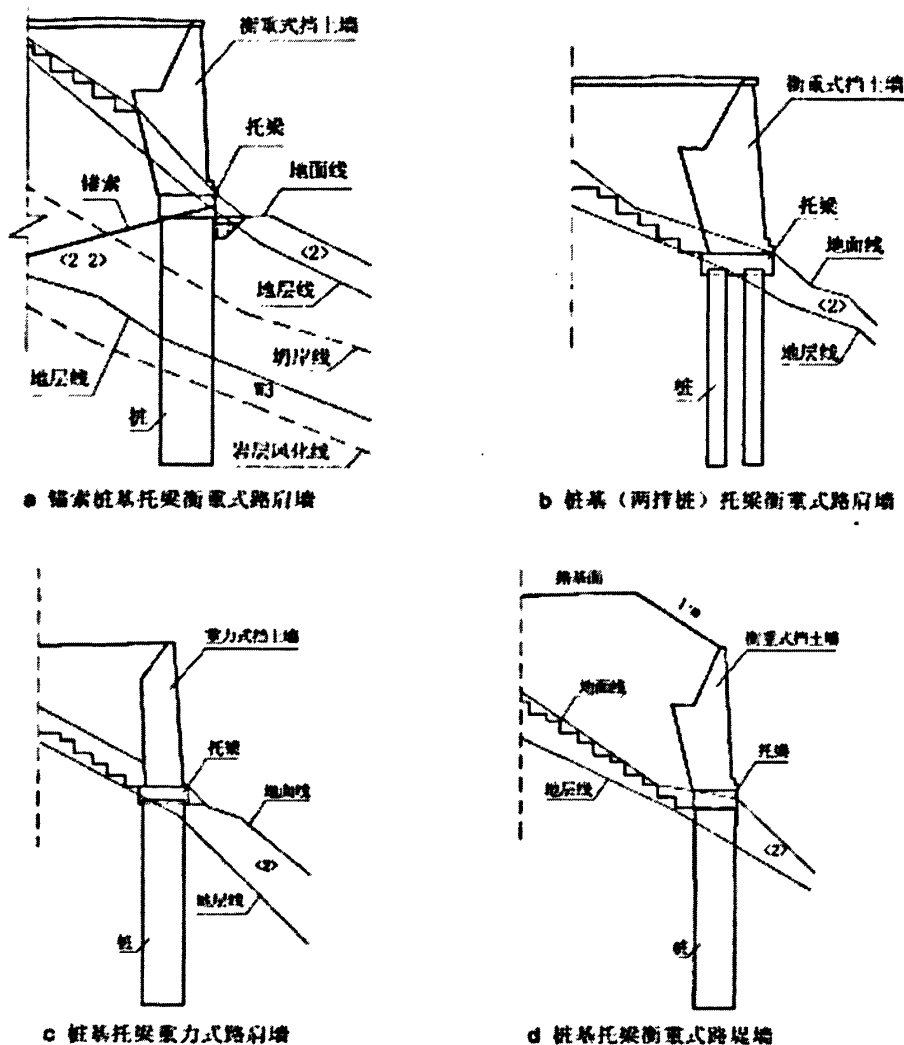


图 1-1 桩基托梁挡土墙结构类型断面示意图 (尺寸单位: m)

1.3.5 桩基托梁挡土墙的施工工艺

桩基托梁挡土墙的施工工艺流程如下^[18-25]:

桩基定位→锁口护壁浇筑→搭设提升平台→人工挖孔→孔内碴土吊运→护壁立模混凝土浇筑→护壁整修→安装钢筋笼→浇筑桩身混凝土→桩基检测→开挖托梁土石方→凿除锁口护壁→立托梁模板→托梁钢筋绑扎→托梁混凝土浇筑→衡重式路肩挡土墙 C15 巧片石混凝土浇筑或 M7.5 浆砌片石浆砌→立帽石模板→浇筑帽石混凝土。

(1) 桩基定位

按照图纸设计尺寸, 准确地放出桩位或开挖轮廓线。

(2) 锁口护壁浇筑

开挖前先作好地面排水, 孔口部分根据桩身孔口段地质情况将孔口开 1m~3m 时,

即可立模灌注 20 cm 厚的第一节钢筋混凝土护壁,此节护壁在孔 0.5m~0.8m 高度范围内加厚至 60 cm,此部分称之为锁口,用来防止下节护壁开挖时孔口下陷。锁口顶面要平整,并高出地面 20 cm~30 cm,防止孔口杂物及山坡石滚落孔内。

(3) 搭设提升平台

为保证桩孔内开挖出的碴石能快速安全地提升出来运走,在桩口用脚手架搭设井字架提升运输平台。同时在孔口安设两块活动门板,开挖过程中全部盖住,提升过程中盖住其中一块,孔内施工人员站在盖住的一块下面,防止落物砸伤。

(4) 人工挖孔

掘进采用人工分段开挖,每段开挖深度 1.5m 左右。挖掘松散碎石层及土层时,采用风镐等工具掘进;钻凿岩层时,采用浅炮眼松动爆破,以确保孔壁不受损。爆破之前,应设安全警戒线并把孔口两块门板盖上,防止爆破时小石块飞出伤人。弃碴土石采用卷扬机提升,开挖出的弃土弃碴运至指定位置堆弃,不得堆在孔口。桩位轴线采用在孔口设置十字控制网控制,并在护壁悬挂锤球,以保证挖孔垂直度。开挖接近孔底标高时,采用人工开凿,以保证基底基岩的完整性。

(5) 护壁浇筑

每掘进一段约 1.5m 左右,立即进行混凝土护壁浇筑,护壁厚 20 cm。护壁浇筑时,采用小型振动棒插捣密实,并与孔壁结合紧密。若进入较完整基岩后,为加快施工进度,可不护壁。

(6) 成孔检查

达到设计标高以及岩性与设计一致后,要检查孔深、孔径,并清除孔底浮碴及杂物。

(7) 护壁整修

为保证桩身截面不受损,将护壁凸出侵限处用砂轮磨平,凹处用易与护壁粘结的灰浆(石灰:水泥:砂=1:1.6)抹平。

(8) 安装钢筋

笼钢筋笼加工好后,运至现场。在提升平台上用卷扬机提升,徐徐放入孔内。校正钢筋笼骨架位置并加固牢固,防止灌注混凝土时产生移位变形。

(9) 桩身混凝土浇筑

混凝土采用强制式自动计量搅拌机拌和,自卸汽车运至现场桩位处。混凝土采用溜槽和串筒下料,接至距孔底 1.0m 处。灌注桩身混凝土必须连续进行,每一捣固层厚以不超过 30 cm 为宜,以保证桩身混凝土质量。

(10) 桩基检测

待桩身混凝土强度达到设计强度后,进行无损小应变检测。

(11) 开挖托梁土石方及凿除锁口护壁混凝土

桩基检测合格后,放出托梁的开挖轮廓线,采用风镐或浅眼松动爆破,人工开挖土石方锁口护壁混凝土凿除采用风镐,严禁放炮,以确保桩身混凝土不受破坏。弃碴土石等采用卷扬机提升至自卸汽车上,运至指定的弃碴位置。

(12) 托梁施工

托梁基坑开挖至设计标高后,托梁底部铺一层 5 cm 厚的碎石,并用砂浆找平,以方便立模和绑扎钢筋。托梁模板采用组合钢模板,拼接严密,支撑牢固。钢筋加工好后,运至现场。在提升平台上用卷扬机提升徐徐放入模板内。校正钢筋骨架位置并加固牢固,防止灌注混凝土时产生移位变形。混凝土采用强制式自动计量搅拌机拌和,自卸汽车运至现场托梁处。混凝土采用溜槽和串筒下料,连续进行,确保托梁质量。在浇筑托梁最顶上一层混凝土时,要预埋接茬片石或连接钢筋。

(13) 衡重式路肩挡土墙施工

在托梁养护至 7d,达到设计强度后,方可进行衡重式路肩挡土墙 C15 片石混凝土浇筑或 M7.5 浆砌片石浆砌施工。

1.4 本文研究思路和主要内容

本文研究的是桩基托梁挡土墙支挡结构,主要研究分析桩基托梁挡土墙结构体系上作用的荷载种类及分布形式,通过对工程实例中的桩基托梁挡土墙结构进行理论计算,分析其内力情况,再用有限元数值分析方法对工程结构进行建模分析,将分析结果和理论计算结果进行对比分析,两者规律一致,证明数值分析的合理性、计算结果的正确性。最后一章通过对桩基托梁挡土墙支挡结构施加预应力锚索进行优化,运用 ANSYS 软件,利用第三章的建模方法进行建模,分析几种不同工况下桩基托梁挡土墙支挡结构与土体的变形规律,将分析结果和第三章中的数值计算结果进行对比,判断是否满足使用要求;当几种工况的结构都满足使用要求时,再用造价软件进行造价分析,找出一种既安全又经济的工况对已有工程实例的设计方案提出合理的优化。基于以上思路,本文研究的主要内容如下:

1、对于桩基托梁挡土墙结构体系,确定作用在结构上的主要荷载种类及其分布;

2、对于实际工程中的桩基托梁挡土墙结构体系,先进行理论计算,得出挡土墙、托梁、桩的内力情况,再运用 ANSYS 数值分析软件建立有限元三维模型,分析结构的位移变化趋势,应力分布情况。然后把数值计算的结果与理论计算结果对比分析,两者的规律一致,证明数值分析的合理性、计算结果的正确性。

3、运用数值计算方法,找出能够对结构进行优化的具体方案。将预应力锚索运用到桩基托梁挡土墙结构中,运用 ANSYS 数值分析软件建立有限元三维模型对几种不同工况进行分析计算,和优化前的计算结果进行对比分析,判断是否满足使用要求,当几种工况的结构都满足使用要求时,再用造价软件进行造价分析,找出一种既安全又经济的工况对已有工程实例的设计方案,提出合理的优化。

第 2 章 作用在桩基托梁挡土墙上的荷载

桩基托梁挡土墙的设计,应贯彻国家技术经济政策,按全面规划、远期近期结合、统筹兼顾的原则,同时应满足在各种设计荷载组合下支挡结构的稳定、坚固和耐久^[7],所以,首先要确定作用在桩基托梁挡土墙上的荷载种类及其分布形式。由图 2-1 可知作用在桩基托梁挡土墙上的荷载主要是土压力和滑坡推力,另外还有路面荷载^[8]。

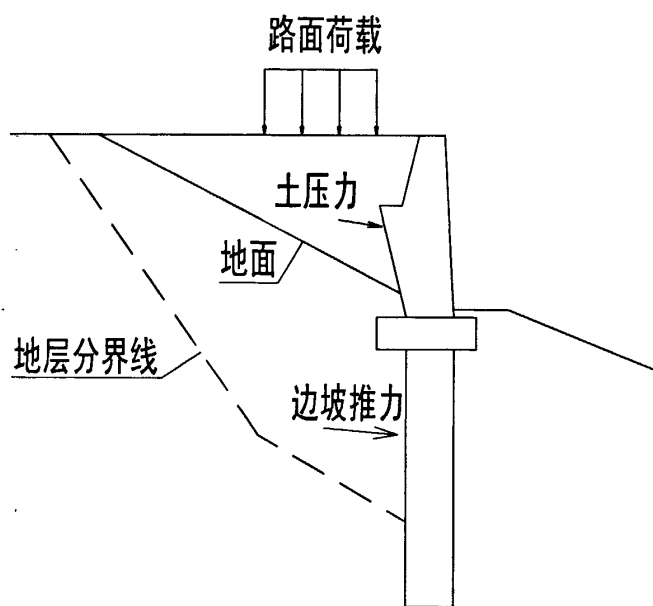


图 2-1 桩基托梁挡土墙上的荷载

2.1 路面荷载

公路车辆荷载标准应按现行《公路桥梁设计通用规范》的规定采用,车辆荷载按换算等代匀布土来代替,铁路列车动荷载应采用中华人民共和国铁路标准活载(即“中—活载”),可不计冲击力、离心力、制动力和摇摆力。轨道和列车荷载用换算土柱来代替^[7]。根据中华人民共和国铁道部《铁路路基支挡结构设计规范》(TB10025-2001),换算土柱作用于路基面上的分布宽度和高度可查看下表 2-1。

[illegible]

2.2 土压力

2.2.1 土压力计算理论的发展

土压力计算理论始于 1773 年, 库仑(C.A.Coulomb)发表了以滑动土体整体极限平衡为条件的库仑土压力理论, 其后于 1857 年朗肯(W.J.M.Rankine)也发表了以微分土体极限平衡为条件的朗肯土压力理论, 此后许多学者, 如太沙基(K.Terzaghi)、契波塔廖夫(Tschebotarioff)、皮克(R.B.Peek)、毕晓普(A.B.Bishop)、罗威(P.W.Rowe)等, 对土压力的计算理论及方法进行了研究扩展了库仑和朗肯土压力理论的应用范围, 并且提出了许多新的计算方法和计算理论, 如索柯洛夫斯基的极限平衡理论、能量理论、水平层计算方法、土压力的空间计算理论等, 并且通过大量的模型试验和现场试验验证各种土压力理论的实用性, 在有限单元法应用到土压力理论分析中后, 使土压力的计算方法和计算理论渐趋完善和合理^[26]。

2.2.2 土压力的影响因素

土压力的计算是一个复杂的问题, 它涉及到填料、墙身和地基三者之间的共同作用。土压力的性质和大小与墙身的位移、墙高和墙后填土的性质有关^[9]。

作用在挡土墙上的土压力, 其大小和分布与许多因素有关, 大致有以下几种因素^[27]
^[28],

- ①挡土墙的形式和墙体的刚度;
- ②挡土墙表面的倾斜度及其粗糙程度;
- ③挡土墙的变形和位移;
- ④填土的性质(如土的均匀性);
- ⑤填土表面荷载的情况;
- ⑥地下水的情况。

挡土墙形式不同, 作用在其上的土压力的大小和分布也不相同, 库仑土压力理论和朗肯土压力理论主要适用于刚性挡土墙。柔性挡土墙由于受到墙体本身变形的影响, 土压力及其分布与刚性挡土墙有很大区别。

挡土墙墙背表面的粗糙度和倾斜度将直接影响到作用在墙面上的土压力的大小和作用方向, 作用在光滑墙面上的土压力要比作用在粗糙墙面上的土压力小。前者土压力的作用方向与墙面的法线一致, 而后者则与墙面法线成某一角度(等于墙面与填土的摩擦角)。此外, 墙面的仰角愈大, 则作用在墙面上的土压力也愈大。

挡土墙的位移和变形与土压力的大小直接有直接关系。太沙基通过大规模的模型试验, 获得了极限状态和挡土结构变形之间的关系, 当挡土结构绕墙趾转动时, 主动土压力为三角形分布(见图 2-2(a)), 而当挡土结构平移、绕墙顶转动和绕墙中部转动时, 主动土压

力为非线性分布(见图 2-2(b)、图 2-2(c))。方永寿(1986)对砂性填土刚性挡墙的主动土压力进行了模型试验,试验结果表明:主动土压力为非线性分布,其分布形式取决于挡土结构的变位方式,但不同挡土结构变位方式达到主动土压力状态所需的位移量基本一致,土压力合力作用点随着土的密度增加而上升。

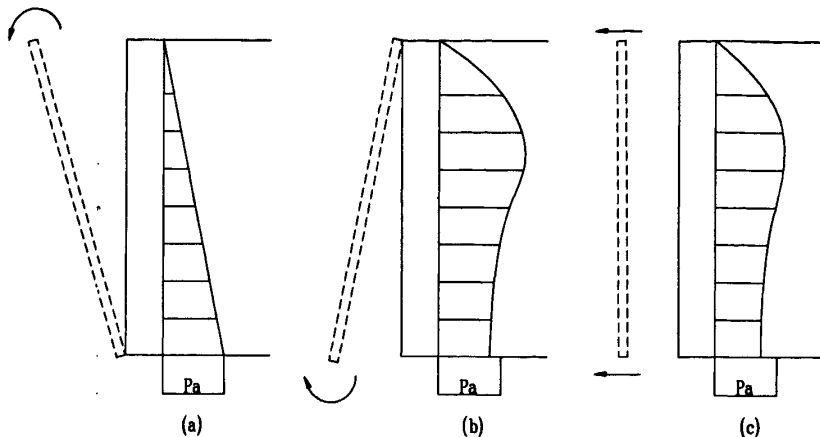


图 2—2 土压力的分布与挡土墙位移方式的关系

2.3 滑坡推力

计算滑坡在工程使用年限内各种荷载作用条件下不同部位尤其是在设立抗滑支挡工程建筑物部位的滑坡推力数值,为整治工程设计计算提供定量的依据,这是滑坡推力计算的主要目的^[29]。在现有支挡结构工程的设计中,均将滑坡推力作为抗滑结构上的外荷载,因此,滑坡推力计算也是支挡结构工程设计的前提条件^[18]。

由于滑坡或边坡失稳破坏的多样性和复杂性,对滑坡或边坡的稳定性评价方法也多种多样,就滑坡推力的计算而言也没有一种适用于所有情况的万能方法,应该对具体问题具体分析^[30]。

目前的抗滑桩设计计算中,考虑岩土体与抗滑桩的相互作用包括两个部分:一是将滑坡推力以各种可能的分布方式作用到抗滑桩上以考虑桩后滑体与抗滑桩的相互作用,二是桩周岩土体(包括桩前滑面以上及滑面以下的岩土体)与抗滑桩的相互作用。对于后者一般采用弹性地基梁理论来进行计算,也有的将滑面以上桩前岩土体与桩的作用考虑为某种分布形式的抗力作用于抗滑桩上,而只对滑面以下岩土体与桩的作用考虑为弹性地基梁;对于前者的研究主要集中于各种条件下滑坡推力在抗滑桩上的分布形式研究。由于作用在抗滑桩上的荷载分布形式对结构的内力计算影响较大(尤其是对于悬臂式的抗滑桩结构),因此,研究滑坡推力在抗滑桩上的具体作用分布形式有较大的现实意义^[31]^[32]。

影响滑坡推力分布形式的因素很多,包括滑场的类型、部位、地层性质、变形情况及地基系数等因素^[33],所以,滑坡推力分布形式的确定是很困难的,只能根据实践经验、

一些实测结果和模型试验分析成果经验性的给出。

关于滑坡推力的分布形式，目前常用的有三角形、矩形(平行四边形)和梯形三种。国外有人把滑坡体视做散体，用三角形分布，国内铁路部门多用平行四边形分布，两者造成的倾覆力矩差别很大，因此影响工程结构的大小和埋深。日本有人认为滑坡滑动时滑坡推力主要集中在滑动面以上 1~2m 处，因此用三角形分布是合适的^[33]。滑坡推力的分布对桩结构的内力计算影响较大，尤其是对于滑坡推力较大的滑坡更是如此，所以采用不同的滑坡推力分布图式对于工程的造价有较大的影响，因此在实际设计计算中应结合具体情况分别加以考虑。

文献[34~40]也根据不同的情况对抗滑桩上滑坡推力的分布图式做了说明。指出滑体沿断面高度均匀向下变形，地基系数为常数，推力呈均匀分布；如地基系数沿断面高度呈线性变化，则推力呈三角形分布；如地基系数在顶部呈线性变化，在底部为常数，则推力呈梯形变化。从一些滑坡实测资料看，当滑坡为堆积层、破碎岩层时，下滑力自上而下按三角形分布，由于滑体与滑动面间存在摩擦，其下滑力有所减小，因而整个分布图形接近于抛物线形。一般来说，如果滑体的变形是均匀往下蠕动，当滑体是一种粘聚力较大的地层(如粘土、土夹石等)，其推力分布图形可近似按矩形考虑。如果滑体是一种以内摩擦角为主要抗剪特性的堆积体，其推力分布图形可近似按三角形考虑，甚至按二次曲线考虑。介于以上两者间的情况，可假定为梯形。一般根据具体情况采用三角形、梯形或矩形。

文献[35-36]在我国一些抗滑桩模型试验和现场试桩实测试验资料分析结果的基础上，针对滑坡岩土体性质的不同，提出和推导了相应的滑坡推力分布函数，并列成便于查阅的图表形式，如表 2-2 所示。

表 2-2 滑坡推力分布形式表

滑坡岩土类别	滑坡推力分布形式	滑坡推力合力作用点位置	滑坡推力分布函数 $q(z)$
岩石	矩形或平行四边形	$1/2h_1$	$q(z)=\frac{E}{h_1}$
砂土、散体	三角形~抛物线形	$3/5 h_1\sim 2/3 h_1$	$q(z)=\frac{(36k-24)E}{h_1^3}z^2+\frac{(18-24k)E}{h_1^2}z$
粘土	抛物线形~三角形	$2/3 h_1\sim 3/34h_1$	$q(z)=\frac{(36k-24)E}{h_1^3}z^2+\frac{(18-24k)E}{h_1^2}z$
介于砂土及粘土之间	梯形	$13/20 h_1$	$q(z)=\frac{1.8E}{h_1^2}z+\frac{1}{10h_1}E$

2.4 本章小结

本章主要介绍了作用在桩基托梁挡土墙结构上荷载的种类，即路面荷载、土压力和滑坡推力。介绍了路面荷载的换算方式，土压力计算理论的发展及影响土压力的因素和滑坡推力的分布形式。桩基托梁挡土墙是挡土墙和桩通过托梁联结而形成的组合型支挡结构，挡土墙一般为衡重式挡土墙。对于作用在桩上的荷载确定，可以分为两种情况考虑：如果桩基托梁挡土墙不是使用在滑坡地段，桩不承受滑坡推力，桩上的荷载就只有挡土墙的土压力通过托梁传递到桩顶的水平力和弯矩；如果桩基托梁挡土墙使用在滑坡地段，桩还要承受滑坡推力。

第 3 章 桩基托梁挡土墙工程实例的理论计算 和数值分析

本章主要介绍桩基托梁挡土墙支挡结构在工程中的应用情况,通过对工程实例中的桩基托梁挡土墙结构进行理论计算和数值分析,将两种计算结果进行对比分析,当数值计算结果和理论计算结果一致时,证明数值建模是正确的,为下一章运用有限元建模进行优化设计打下基础。

3.1 工程概况

XX 线安康段至重庆段增建二线工程,线路自覃家坝车站引出,南向沿洲河左岸双线行进,除建设双线大桥、望水娅双线大桥、望水娅双线中桥、新申家滩双线大桥、风洞子双线特大桥外,其余地段以路基通过,尾接新铁山隧道。线路距州河左岸 30~60 米不等,DK606+380~DK607+670,DK609+390~DK609+590 为陡坡路基,填挖不大,右侧横坡坡度 250~500,局部为陡坎,DK608+000~220 斜坡挖方,边坡最大挖高约 20 米,DK608+670~+723 中心最大填高约 16 米。

低山河谷地貌,地形起伏较大,地面高程 270~394m,自然坡度 25°~60°,植被发育,线路前进于州河左侧岸坡上,沿线民舍散布,既有线位于增建二线左侧,州河通航,且附近有公路与达渝高速公路相通,交通较为方便。

测区内不良地质主要为水库坍岸:本段州河左侧岸坡,由于州河下游水库蓄放水,水位涨落影响,斜坡覆盖土体(主要为既有线的弃渣及崩坡积的粉质黏土及碎块石土,厚 0~10 不等),存在水库坍岸,结合枯水位、百年水位及水位浪高(按 2 米考虑)。受岸坡较顺直、坡度较陡、覆盖土薄等因素影响,测段水库坍岸特点是断续分布,坍落带在线路左侧 2~10 米或右侧 6~12 米范围皆有,坍岸深度与土层、风化层厚度及自然坡度有密切关系,坍岸深度在 2~10 米,坍落物质被搬运的速度较快,其中 DK610+268~360 段下部人工填土厚 5~15 米,路堤基本处坍岸影响带内,工程措施应加强,其余坍岸地段对路基影响较小,较易处理。

3.1.1 工程地质条件

(1) 地层岩性

测段地表覆盖第四系全新统人工填筑土、坡洪积层、坡残积层。下伏基岩为中生代侏罗系、三叠系沉积岩。现将路基所涉及到的地层岩性由新到老分述如下:

①人工填筑土

以粉质黏土、碎石及角砾土为主,棕红色、褐黄色、紫红色,硬塑及坚硬状,土质较紧密,不均匀,主要分布于既有铁路路基、公路路基内,厚 $0\sim 15m$,属Ⅱ级普通土。其路基填料分组属 C 组填料。

②素填土

以碎块石土为主,紫红色,松散,稍湿状。碎块石占 $80\sim 90\%$, $d=200\sim 800\text{ mm}$,石质成分砂岩、泥岩质(弱风化—强风化),余为粉质黏土充填。分布于既有线隧道进出口弃渣场及人工采石场等地段,厚 $2\sim 10m$,局部稍厚,属 W 级软石,路基填料分组属 C 组填料。

③泥岩夹砂岩

紫红色为主,偶夹灰绿色,泥岩泥质胶结,局部为砂质结构,偶含钙质结核、团块;砂岩浅灰、灰、青灰色,为细粒、中粒结构,钙质胶结。泥岩及泥质粉砂岩为软岩,节理较发育,岩体较破碎,易风化剥落,强风化(W3)质较软,厚 $2\sim 6m$,属Ⅳ级软石,其路基填料分组属 D 组填料。其下为弱风化(W2),路基填料分组属 C 组填料。

④砂岩

黄褐及青灰色,泥质胶结,细粉粒结构,局部含长石较多,强风化带厚约 $2\sim 6m$,属Ⅳ级软石。路基填料分组属 C 组填料。弱风化带属 V 级次坚石。路基填料分组属 A 组填料。

⑤泥岩夹砂岩

褐黄、灰黄、灰白、褐红色,中—厚层状,细粒结构,泥质胶结,岩质软,受构造影响节理发育,岩体较破碎,地表出露多为强风化(W3)—弱风化(W2)带,据钻探揭示,W3 厚 $2\sim 7\text{ m}$,属Ⅳ级软石;路基填料分组属 D 组填料。弱风化带(W2)属Ⅳ级软石,路基填料分组属 C 组填料。

(2) 地质构造

据区域地质资料及野外测绘,测段地层岩性单一,属单斜构造,未见断裂构造迹象。地层产状主要为 $N5^\circ\sim 47E/20\sim 55^\circ SE$,岸坡上岩体发育陡倾节理。主要节理为: $N10^\circ\sim 68E/26\sim 82^\circ NW$, $N5\sim 85^\circ W/\perp$, $N25\sim 61^\circ E/\perp$ 。

(3) 水文地质条件

段内地表水主要为溪沟流水,主要接受大气降水补给,局部常年有水,流量均不大,沟水随季节性变化大,雨季流量大增,旱季流量变小,向州河排泄,经取沟水及州河水进行水质简分析,对硅无侵蚀性。

地下水主要为赋存于第四系土层中之孔隙潜水及砂岩中的裂隙水,大气降雨补给,顺裂隙面向坡脚排泄,岸坡基岩储水条件差,地下水不发育。

3.1.2 工程地质条件评价及工程措施意见

工程地质条件评价：低山河谷地貌，地表基岩多出露，岩层单斜，基岩裂隙水不发育，斜坡地段断续存在水库坍岸，对工程有一定影响。路堑地段无顺层。建议：

(1)一般路堤注意清除表层浮土、松石，分层夯实。

(2)泥岩质软，易风化剥落，遇水易软化，路堑开挖后应及时防护，以防表水渗入，软化基础，降低承载力。

(3)陡坡路基地段结合坍岸影响加强挡护，挡墙基础应置入基岩内一定的深度。

(4)坍岸地带可采用挡墙或干砌片石护坡处理并设反滤层。

(5)非坍岸地带应考虑洪水位影响，作好路堤防护。

(6)段内应设立良好的排水设施。在坡洪积沟槽附近均应预设相应的涵洞工程，加强雨季时路基边坡及小沟槽的排水工作。

3.2 桩基托梁挡土墙结构的理论计算

3.2.1 支挡结构的选型

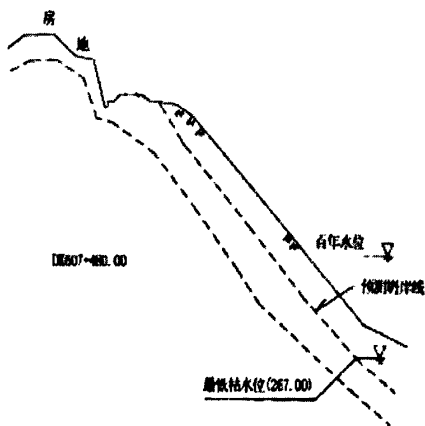


图 3-1 DK607+480 典型边坡横断面图

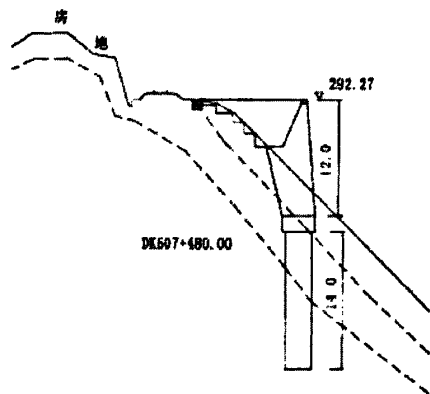


图 3-2 桩基托梁挡土墙横断面图(m)

对于 DK607+480 典型边坡，其横断面如图 3-1，可看出该边坡紧邻既有线，又是高陡边坡，临近河岸，具有水库坍岸不良地质，完全符合桩基托梁挡土墙的设计条件。本工程选用桩基托梁挡土墙进行支挡。

桩基托梁挡土墙的设计如图 3-2，设计选型：挡土墙高 12m，托梁尺寸 $10.0 \times 1.5 \times 3.8$ ，桩长 14m(置入基岩内一定的深度)，桩截面 $2m \times 3m$ 。桩间距取为 6 米。

3.2.2 桩基托梁挡土墙计算模式的确定

桩基托梁挡土墙的内力计算，首先要确定桩基托梁挡土墙结构的计算模式。如图 3-2

所示，由于滑面穿过桩，此时桩不仅要承受上部结构传来的荷载而且承受滑坡推力，故采用抗滑桩的设计理论计算。其判别方法是：边坡中存在穿过桩的潜在滑面，则支挡结构为抗滑桩基托梁挡土墙。其内力计算按照抗滑桩基托梁挡土墙的理论进行计算。

3.2.3 岩土参数及结构力学参数的选取

地层参数是根据地质勘查资料确定的，结构力学参数根据经验及结构材料特性取值，具体见表 3-1。

表 3-1 土层及结构力学参数

土石名称	重度		黏聚力	内摩擦角	弹性模量	泊松比
	(kN/m ³)		C (kpa)	φ (°)	E (MPa)	μ
泥岩夹砂岩	弱风化	24	1000	35	1000	0.3
	强风化	22	200	40	100	0.3
素填土	21		20	30	30	0.36
墙后填料	20		13	33	30	0.36
挡土墙	23				3000	0.23
托梁、桩	25				25000	0.2

3.2.4 路面荷载的计算

根据《铁路路基支挡结构设计规范》规定，在挡土墙力学计算时，将路基面上轨道静载和列车的竖向活载一起换算为与路基土容重相同的矩形土体。换算土柱作用于路基面上的分布宽度和高度可查看表 2-1。本工程采用 I、II 级(次重型)，换算土柱的分布宽度 $l_0 = 4.975\text{m}$ ，计算高度为 $h_0 = 3.2\text{m}$ ，容重 $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ 。即局部均布荷载 $q_0 = 57.6\text{Pa}$ ，宽度 $l_0 = 4.975\text{m}$ 。

3.2.5 衡重式挡土墙的土压力计算

衡重式挡土墙上的土压力一般按第二破裂面法计算。通常近似地分为上、下两墙分别计算，不考虑其相互影响，然后取其矢量和作为全墙的土压力。工程上对衡重式挡土墙的设计经验很丰富，其设计有相应的经验公式及规范规定，设计理论成熟，本文采用《公路设计手册——路基》中所编制的第二破裂面法计算土压力的公式来计算本例中衡重式挡土墙的土压力。

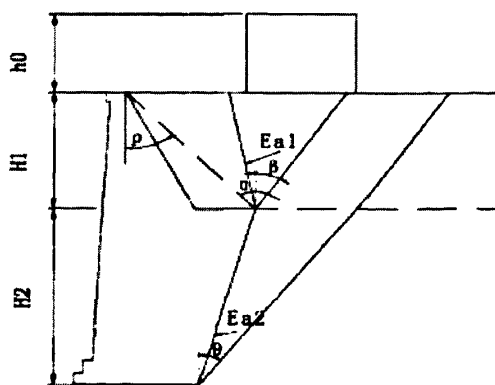


图 3-3 第二破裂面法计算图示

上墙高 $H = 4.8\text{m}$ ，假设第一破裂面交于荷载内部，第二破裂面交于荷载外部，如图 3-3 所示，利用第二破裂面法计算土压力。首先判断是否满足第二破裂面法的计算条件。

图 3-3 第二破裂面法计算图示：将已知数据代入公式

$$A = 2dh_0 / H(H + 2h_0) - \tan \alpha_1, \quad \psi = \varphi + \alpha_1 + \delta$$

$$\tan \alpha = -\tan \psi + \sqrt{(\cot \varphi + \tan \psi)(\tan \psi + A)}, \quad \beta = (90^\circ - \varphi) / 2$$

可得第一、第二破裂角：

$$\tan \alpha = 0.516, \quad \alpha = 27.29^\circ, \quad \tan \beta = 0.543, \quad \beta = 28.5^\circ$$

$\because H_1(\tan \rho + \tan \beta) < K + l_0$ ，故满足假设条件，出现第二破裂角，按第二破裂面法计算挡土墙的土压力。

利用第二破裂面法计算上墙土压力，土压力作用位置和方向如图 3-4 所示。

图中：经分析知，用路肩墙第一破裂面交于荷载内的公式计算：

$$\alpha = \beta = 45 - \varphi / 2, \quad K = \tan^2(45 - \varphi / 2) / \cos(45 + \varphi / 2)$$

$$K_1 = 1 + 2h_0 / H_1, \quad E_1 = \gamma H_1^2 K K_1 / 2, \quad Z_{1y} = H_1 / 3 + h_0 / 3 K_1$$

$$E_{1y} = E_1 \sin(\alpha_1 + \varphi), \quad E_{1x} = E_1 \cos(\alpha_1 + \varphi)$$

最后算得结果为：

$$E_{a1} = 332.35\text{kN}, \quad E_{1x} = 158.57\text{kN}, \quad E_{1y} = 292.08\text{kN}, \quad Z_{1y} = 2.06\text{m}$$

计算下墙土压力，土压力作用位置和方向如图 3-5 所示。

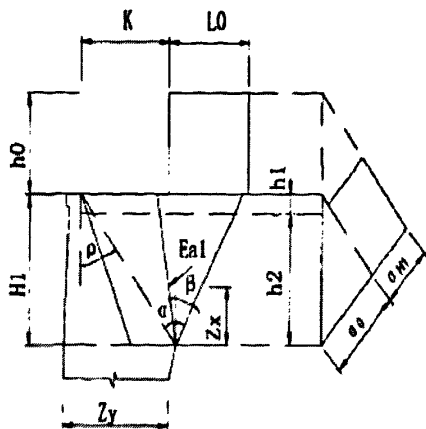


图 3-4 上墙计算图式

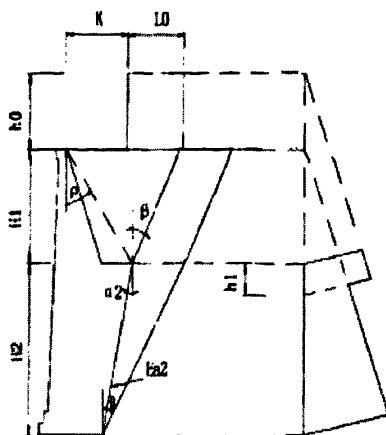


图 3-5 下墙计算图式

分析可知采用路肩墙上墙第一破裂面交于荷载内,下墙破裂面交于荷载外的方法进行计算:

$$\begin{aligned} \tan \theta_2 &= -\tan \psi \pm \sqrt{(\cot \varphi + \tan \psi)(\tan \psi + A)}, \quad \psi = \varphi + \alpha_2 + \delta_2 \\ b_0' &= b_0 + d - H_1 \tan \rho - H_1 \tan \theta_1, \quad A = -2b_0' h_0 / H_2 (H_2 + 2H_1) \\ K &= \cos(\theta_2 + \varphi)(\tan \theta_2 + \tan \alpha_2) / \sin(\theta_2 + \psi), \quad K_1 = 1 + 2H_1 / H_2 + 2h_0 h_2 / H_2^2 \\ E_2 &= \gamma H_2^2 K K_1 / 2, \quad E_{2x} = E_2 \cos(\alpha_2 + \delta_2), \quad E_{2y} = E_2 \sin(\alpha_2 + \delta_2) \\ h_2 &= b_0' / \tan \theta_2 + \tan \alpha_2, \quad Z_{2y} = H_2 + H_1 / 3K_1 - h_0 h_2 (3h_2 - 4H_2) / 3H_2^2 K_1 \\ Z_{2x} &= B - Z_{2y} \tan \alpha_2 \end{aligned}$$

计算可得:

$$E_{2x} = 196.90 \text{ kN}, \quad E_{2y} = 196.90 \text{ kN}, \quad E_{2v} = 10.45 \text{ kN}$$

$$Z_{2y} = 3.07m \quad , \quad Z_{2x} = 3.92m$$

所以用第二破裂面法计算的挡土墙所受的水平土压力合力 $E_n = 355.47 \text{ kN/m}$

3.2.6 托梁的内力计算

由上文分析可知,采用路肩墙上墙第一破裂面交于荷载内,下墙破裂面交于荷载外的力传递到托梁上,通过托梁又把来自挡土墙的水平推力和竖直力及弯矩传递给桥顶。

(1)托梁上的荷载确定^[56]

第二破裂面与墙背之间的土体延米自重: $W = 109.14 \text{ kN/m}$

衡重式挡土墙的墙体延米自重: $W_1 = 869.4 \text{ kN/m}$

托梁的延米自重: $W_1 = 142.5 \text{ kN/m}$

将各力简化到托梁底面中心位置:

竖向力: $N = (E_{1v} + E_{2v} + W + W_1 + W_2)L = 11314.9 \text{ kN}$

托梁竖直面上的均布荷载: $q=1131.49kN/m$

水平力： $E_x = (E_{1x} + E_{2x})L = 3554.7kN$
托梁水平面内的均布荷载： $q_x = 355.47kN/m$
弯矩： $M = M_w + M_{E_y} + M_{E_x} = 21418.4kN \cdot m$
托梁上的荷载如图 3-6 所示。

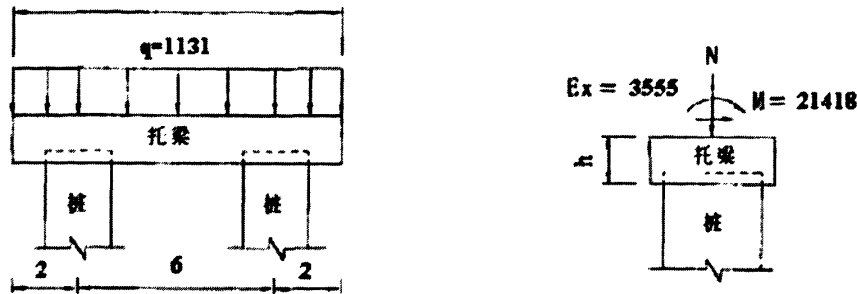


图 3-6 托梁受力分布图

(2)托梁的内力计算^[55]

由文献[54~55]可知用程序来实现内力计算，采用温克尔弹性地基梁计算，桩与托梁之间为固接，荷载满布。计算简图及结果如图 3-7 所示。计算书如下：

①各跨信息

表 3-2 托梁各跨信息

No.	L	I_x	B	H	A	γ	μ	K	E
1	2.0	10687.5	3.8	1.5	5.7	25.0	0.20	1500.0	25000.0
2	6.0	10687.5	3.8	1.5	5.7	25.0	0.20	1500.0	25000.0
3	2.0	10687.5	3.8	1.5	5.7	25.0	0.20	1500.0	25000.0

注：

- L—跨长，单位：m
B—截面底部宽度，单位：m
A—截面面积，单位： m^2
 μ —材料泊松比
E—弹性模量，单位：Mpa
 I_x —截面惯性矩，单位： m^4
H—截面高度，单位：m
 γ —材料容重，单位： kN/m^3
K—基床系数，单位： kN/m^3

②计算结果

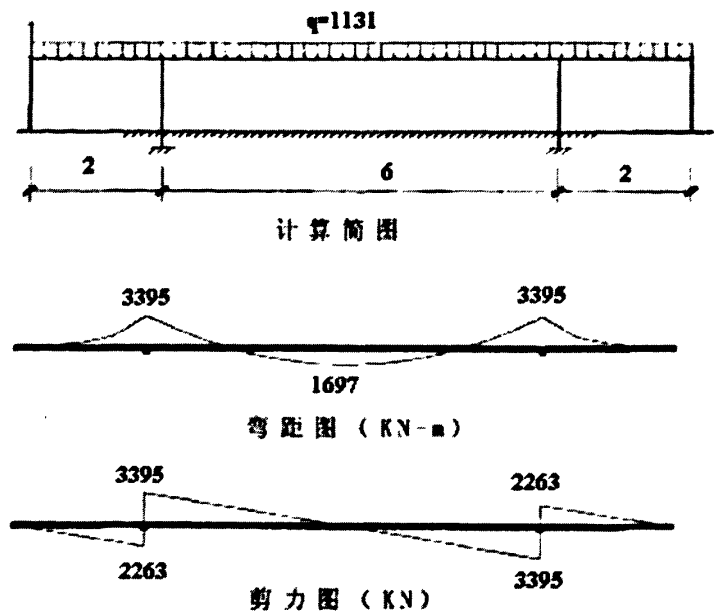


图 3-7 托梁的计算简图及受力图

3.2.7 桩内力计算

(1)桩顶外力的确定，见表 3-3.

表 3-3 桩顶以上的弯矩、水平推力和竖向压力的计算

	支端悬出的简支梁	计算结果
弯矩	$M/2$	$M_1=10709\text{KN.m}$
水平推力	$E_s/2$	$F_1=1777\text{KN}$
竖向压力	$N/2$	$N_1=5657\text{KN}$

(2)桩滑坡推力计算

桩的内力计算，首先要确定桩上所受的荷载，桩上的荷载一部分来自挡土墙后土体产生的上压力及土体和挡土墙的自重，通过托梁传递到桩顶的水平推力和弯矩及竖向荷载，数值大小见表 3-3；另一部分荷载来自桩后滑体产生的滑坡推力，假设滑坡推力为矩形分布。桩后滑坡推力的确定，首先确定滑体范围，用传递系数法计算滑坡推力^[2]，见图 3-8。其中滑块的参数 $\gamma=22\text{kN/m}^3$, ($\phi=40^\circ$, $c=0$)

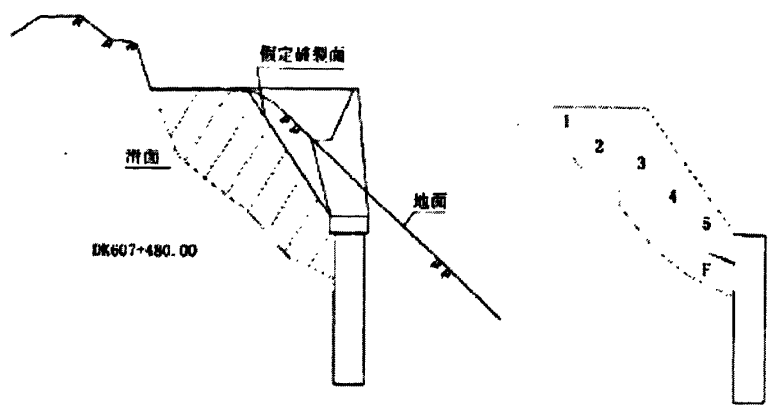


图 3-8 传递系数法计算滑坡推力

传递系数法计算公式： $E_i = K_s W_i \sin \alpha_i + \psi E_{i-1} - W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i - c_i l_i$ ，工程中选用的安全系数 K_s 为 1.25，滑坡推力的计算表见表 3—4。

表 3-4 滑坡推力表

条块 编号	条块体力 (kN/m)	滑面倾角 α_i	倾角差 $\Delta \alpha_i$	传递系数 ψ	ψE_{i-1}	Ei (kN/m)
1	132	56	/	/	/	40
2	691	44	21	0.633	25	208
3	917	49	-5	1.07	223	582
4	788	36	13	0.785	457	500
5	779	23	13	0.785	392	168

滑坡推力合力 $F = 168 \text{ kN/m}$ ，换算为矩形分布荷载 $q = 42 \text{ kN/m}$

(3) 桩结构内力计算^[52]

在抗滑桩基托梁挡土墙中，根据抗滑桩的实际受力特点，把桩沿滑动面分为非锚固段和锚固段，分别考虑其受力。滑动面以上视为一端固定的悬臂梁，滑动面以下视为弹性地基梁。桩后滑体产生的滑坡推力直接作用于桩身自由段，通过桩体再将滑坡推力传递给桩身锚固段并传递至下部稳定地层中。桩的计算模型示意图如图 3-9 所示，桩后滑坡推力采用矩形分布形式。

桩顶承受竖向荷载用来验算桩基竖向荷载承载力是否满足要求，由于桩埋于稳定基岩中并嵌入岩体一定深度，支挡结构在竖向荷载作用下产生的沉降很小，

一般能够满足竖向荷载承载力要求。桩的内力计算，不考虑竖向荷载作用。根据工点实际情况，桩自由段的长度 $h=4\text{m}$ ，桩自由段按一端固定的悬臂梁计算，锚固段按桩底为固定端的弹性地基梁计算。

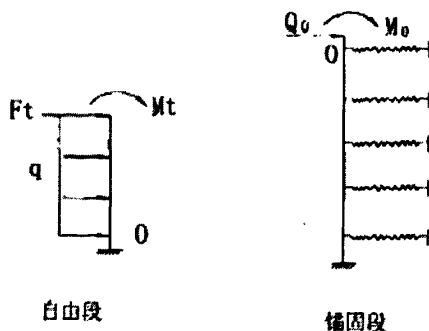


图 3-9 桩结构计算示意图

① 桩的非锚固段内力和变形计算^[54]

根据滑面以上桩所承受的外力为滑坡推力和由托梁传来桩顶部的荷载及弯矩，内力计算按一端固定的悬臂梁考虑，给出弯矩和剪力的计算公式，也可采用现有的有限元程序计算出非锚固段的内力和变位。

锚固段顶点桩身的弯矩 M_0 ，剪力 Q_0 为：

$$M_0 = qh^2 / 2 + F_t h + M_t$$

$$Q_0 = F_t + qh$$

非锚固段桩身各点的弯矩 M_y ，和剪力 Q_y 按下式计算：

$$M_y = qy^2 / 2 + F_t y + M_t$$

$$Q_y = F_t + qy$$

水平位移和转角：

$$x_y = x_0 - \varphi_0(h-y) + q(h^4/8 - h^3/6 + y^4/24)/EI + M_t y^2/2EI + F_t h^3/3EI$$

$$\varphi_y = \varphi_0 - q(h^3 - y^3)/6EI - M_t y/EI - F_t y^2/2EI$$

式中， F_t —托梁传递到桩顶的水平力； q —滑坡推力分布荷载；

M_t —托梁传递到桩顶的弯矩； h —非锚固段桩长；

y —锚固点以上桩身某点距桩顶的距离。

② 桩的锚固段内力和变形计算^[53]

桩锚固段的内力和变位如图 3-10 所示：

桩的挠曲微分方程为：

$$EI \frac{d^4 x_y}{dy^4} + CB_p x_y = 0$$

式中： y —计算点到滑面的距离(m)；

x_y —地层 y 处桩的位移量(m)；

B_p —桩的计算宽度(m)；

C —地基系数，又称弹性抗力系数，表示单位面积地层产生单位变形所需施加

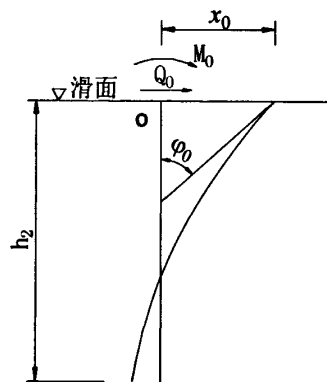


图 3-10 锚固段计算模型

的力, Kpa/m 。

目前多假定地基系数随深度按幂函数规律变化, 其表达式为: $C = m(y + y_0)^n$

式中: m —地基系数随深度变化的比例系数, kpa/m^2

n —随岩、土类别而变化的纯数, 如 0, 1、……

y_0 —与岩、土类别有关的常数。

当 $n=0$ 时, C 值为常数, $C=k$, 适用于较完整的硬质岩层、未扰动的硬粘土或性质相近的半岩质地层。采用此种假定的计算方法称为“ k ”法。

当桩前滑动面以上无滑体和超载时, 即 $n=1$, $y_0=0$, $C=my$, C 值呈三角形规律变化, 适用于一般硬塑至半坚硬的砂粘土、碎石类土或风化破碎成土状的软质页岩以及密度随深度增加的地层。采用此假定的方法称为“ m ”法。

分析知本题锚固段采用“ k ”法进行计算, 于是桩身的挠曲线方程为:

$$EI \frac{d^4 x}{dy^4} + xK_H B_p = 0$$

式中: $xK_H B_p$ 为地基作用于桩上的水平抗力 (kPa)。引入变形系数 $\beta = \left(\frac{K_H B_p}{4EI}\right)^{\frac{1}{4}}$, 即 $K_H B_p = 4EI\beta^4$, 则有

$$\frac{d^4 x}{dy^4} + 4\beta^4 x = 0$$

结合桩的边界条件, 用数学的方法求解上式得到嵌固段以下任一截面的位移和内力的计算公式:

$$\left. \begin{aligned} U(x) &= x_0 \varphi_1 + \frac{\varphi_0}{\beta} \varphi_2 + \frac{M_0}{\beta^2 EI} \varphi_3 + \frac{Q_0}{\beta^3 EI} \varphi_4 \\ \varphi(x) &= \beta \left(\frac{\varphi_0}{\beta} \varphi_1 + \frac{M_0}{\beta^2 EI} \varphi_2 + \frac{Q_0}{\beta^3 EI} \varphi_3 - 4x_0 \varphi_4 \right) \\ M(x) &= M_0 \varphi_1 + \frac{Q_0}{\beta} \varphi_2 - 4x_0 \beta^2 EI \varphi_3 - 4\varphi_0 \beta EI \varphi_4 \\ Q(x) &= Q_0 \varphi_1 - 4x_0 \beta^3 EI \varphi_2 - 4\varphi_0 \beta^2 EI \varphi_3 - 4M_0 \beta \varphi_4 \end{aligned} \right\} \quad (3-1)$$

其中: $\varphi_1 = \cos \beta y$; $\varphi_2 = \frac{1}{2}(\sin \beta y \cosh \beta y + \cos \beta y \sinh \beta y)$

$\varphi_3 = \frac{1}{2} \sin \beta y \sinh \beta y$; $\varphi_4 = \frac{1}{2}(\sin \beta y \cosh \beta y - \cos \beta y \sinh \beta y)$

式(3-1)即为“ K ”法求解的一般表达式, 计算时必须先求滑动面处的位移 x_0 和转角 φ_0 , 才能可求出桩身任一截面的变位、内力。为此, 需要根据桩底的边界条件确定 x_0 和 φ_0 。

(a) 当桩底为固定端时, $x_{h_2} = 0$, $\varphi_{h_2} = 0$, 将式(3-1)第 1、2 式联立解得:

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= \frac{M_0}{\beta^2 EI} \cdot \frac{\varphi_2^2 - \varphi_1 \varphi_3}{4\varphi_4 \varphi_2 + \varphi_1^2} + \frac{Q_0}{\beta^3 EI} \cdot \frac{\varphi_2 \varphi_3 - \varphi_1 \varphi_4}{4\varphi_4 \varphi_2 + \varphi_1^2} \\ \varphi_0 &= -\frac{M_0}{\beta EI} \cdot \frac{\varphi_1 \varphi_2 + 4\varphi_3 \varphi_4}{4\varphi_2 \varphi_4 + \varphi_1^2} - \frac{Q_0}{\beta^2 EI} \cdot \frac{\varphi_1 \varphi_3 + 4\varphi_4^2}{4\varphi_2 \varphi_4 + \varphi_1^2} \end{aligned} \right\}$$

(b) 当桩底为铰支端时, $x_{h_2} = 0$, $M_{h_2} = 0$, $\varphi_{h_2} \neq 0$, $Q_{h_2} \neq 0$, 将式(3-1)第 1、3 式联立解得:

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= \frac{M_0}{\beta^2 EI} \cdot \frac{4\varphi_3 \varphi_4 + \varphi_1 \varphi_2}{4\varphi_2 \varphi_3 - 4\varphi_1 \varphi_4} + \frac{Q_0}{\beta^3 EI} \cdot \frac{4\varphi_4^2 + \varphi_2^2}{4\varphi_2 \varphi_3 - 4\varphi_1 \varphi_4} \\ \varphi_0 &= -\frac{M_0}{\beta EI} \cdot \frac{\varphi_1^2 + 4\varphi_3^2}{4\varphi_2 \varphi_3 - 4\varphi_1 \varphi_4} - \frac{Q_0}{\beta^2 EI} \cdot \frac{4\varphi_3 \varphi_4 + \varphi_1 \varphi_2}{4\varphi_2 \varphi_3 - 4\varphi_1 \varphi_4} \end{aligned} \right\} \quad (3-3)$$

(3) 当桩底为自由端时, $Q_{h_2} = 0$, $M_{h_2} = 0$, $x_{h_2} \neq 0$, $\varphi_{h_2} \neq 0$, 将式(3-1)第 3、4 式联立解得:

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= \frac{M_0}{\beta^2 EI} \cdot \frac{4\varphi_4^2 + \varphi_1 \varphi_3}{4\varphi_3^2 - 4\varphi_2 \varphi_4} + \frac{Q_0}{\beta^3 EI} \cdot \frac{\varphi_2 \varphi_3 - \varphi_1 \varphi_4}{4\varphi_3^2 - 4\varphi_2 \varphi_4} \\ \varphi_0 &= -\frac{M_0}{\beta EI} \cdot \frac{4\varphi_3 \varphi_4 + \varphi_1 \varphi_2}{4\varphi_2^3 - 4\varphi_2 \varphi_4} - \frac{Q_0}{\beta^2 EI} \cdot \frac{\varphi_2^2 - \varphi_1 \varphi_3}{4\varphi_2^3 - 4\varphi_2 \varphi_4} \end{aligned} \right\} \quad (3-4)$$

将上述各种边界条件相应的 x_0 和 φ_0 代入式(3-1), 可求出滑动面以下任一截面的变位和内力。

经计算得锚固段顶点的弯矩和剪力: $M_0 = 10709.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $Q_0 = 1777.36 \text{ kN}$, 根据抗滑桩基托梁挡土墙的计算理论, 计算桩的内力。得到桩结构的内力图见 3-11。

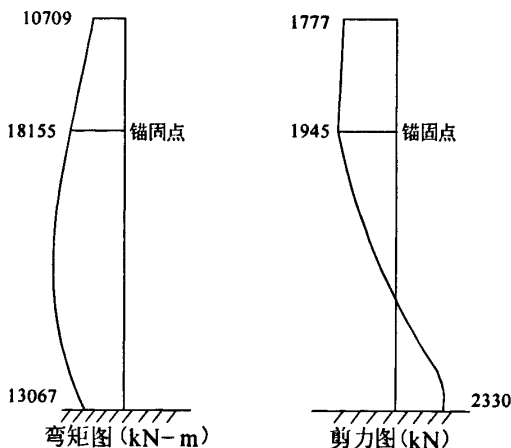


图 3-11 桩内力计算图

3.3 桩基托梁挡土墙的数值计算

上面的工程实例中,是将桩基托梁挡土墙分成挡土墙、托梁、桩基三个结构,运用理论计算方法,研究了衡重式挡土墙墙后土压力的大小及其分布、托梁和桩结构的内力分布情况。但对桩基托梁挡土墙支挡结构整体稳定性及应力分布情况、结构在荷载作用下的变化趋势等问题没有全面的解决,外界条件对墙后土压力、结构水平位移和垂直沉降及结构内部应力分布的影响问题都有待进一步的研究。针对这些问题,本文运用 ANSYS 有限元软件,对工程算例中的桩基托梁挡土墙结构原型进行三维有限元分析,土体采用弹塑性的 Drucker-Prager 本构模型,在挡土墙后和桩基与土接触面间引入无厚度的面接触单元,研究结构与土之间的作用问题,结构内部应力分布情况及其结构之间的传力机理,与理论计算结果进行对比分析,当数值计算结果和理论计算结果一致时,证明数值建模是正确的。

3.3.1 ANSYS 有限元程序简介

由文献[3,41~44]可知 ANSYS 有限元程序是由总部位于 Canonsburg PA-USA (美国匹兹堡南部)的 ANSYS 公司开发,融结构、热、流体、电磁、声学于一体的大型通用有限元分析软件,可广泛用于核工业、铁道、石油化工、航空航天、土木工程、矿业工程、水利等一般工业及科学研究。该软件可在大多数计算机及操作系统中运行,经过了大量的工程实践的检验,具有计算速度快、结果精确等特点。ANSYS 有限元程序的优势在于其强大的前置处理、解题程序和后处理功能,它即提供了网格自动划分和优化调整功能,有丰富的单元类型、材料类型和本构模型,用户可根据实际工程问题的需要选用或建立新的材料类型和本构模型,用来模拟支护结构,如衬砌、锚杆、支架等。可模拟大变形和小变形行为,在多载荷步运算中具有信息的继承性,可通过单元的生死功能和改变某些单元的材料参数,很容易模拟现场的施工过程。此外,用户可以直接在屏幕上绘制或以文件形式创建或输出多种形式的图形。使用者还可根据需要,将若干个变量合并在一幅图形中进行研究分析。

本文在建模时对各个面采用 shell63 单元进行单元划分,然后拉伸面成体,建立三维实体模型;所有单元均采用 solid45 八节点六面体单元;模型中采用 Beam4 单元模拟。

1、shell63 单元既具有弯曲能力和又具有膜力,可以承受平面内荷载和法向荷载。本单元每个节点具有 6 个自由度:沿节点坐标系 X、Y、Z 方向的平动和沿节点坐标系 X、Y、Z 轴的转动。应力刚化和大变形能力已经考虑在其中。在大变形分析(有限转动)中可以采用不变的切向刚度矩阵。

2、solid45 单元用于构造三维固体结构,单元通过 8 个节点来定义,每个节点有 3 个沿着 x,y,z 方向平移的自由度,单元具有塑性、蠕变、膨胀、应力强化、大变形和大应

变能力。

3、Beam4 单元是一种可用于承受拉、压、弯、扭的单轴受力单元。这种单元在每个节点上有六个自由度： x 、 y 、 z 三个方向的线位移和绕 x,y,z 三个轴的角位移。可用于计算应力硬化及大变形的问题。通过一个相容切线刚度矩阵的选项用来考虑大变形（有限旋转）的分析。

3.3.2 弹塑性结构静态分析步骤综述

由文献[3]可知，弹塑性结构静态分析主要由建模、加载和求解、考察结果这 3 个主要步骤组成。

一、建模过程

用户可在 ANSYS 中创建实体模型，也可以用直接生成方法创建模型。此外还可以从专门接口输入在计算机辅助设计(CAD)系统创建的模型。对于实体建模，需要描述模型的几何边界，建立对单元大小及形状的控制，然后令 ANSYS 程序自动生成所有的节点和单元。与之对比，用直接生成方法，在定义实体模型之前，必须确定每个节点的位置，及每个单元的大小、形状和连接。ANSYS 直接生成方法基本上是依次传递的，它要求在建立有限元网格时记录所有的节点号。这种详细的记录对于大模型来说是乏味的，并很可能出错。实体建模一般比直接生成方法更加有效和通用，是一般建模的首选方法。

二、加载和求解

在这一步中，需要定义分析类型和选项，指定载荷步选项，开始有限元求解。弹塑性分析经常需要多个载荷步来完成，且总是需要平衡迭代。处理过程如下：

- ①进入 ANSYS 求解器，定义分析类型及分析选项；
- ②在模型上加载；
- ③指定载荷步的普通选项。这些选项可以在任何载荷步中改变设置；
- ④指定载荷步的非线性选项；
- ⑤开始求解计算；
- ⑥如果你需要定义多个载荷步，对每一个其余的载荷步重复步骤③、④、⑤；
- ⑦离开 SOLUTION 处理器。

三、考察结果

弹塑性静态分析的结果主要由位移、应力、应变、以及反作用力组成。可以用通用后处理器 POST1 或者时间历程后处理器 POST26 来考察这些结果。

①使用通用后处理器 POST1 考察结果

使用 POST1 考察结果，数据库中的模型必须与用于求解计算的模型相同，并且结果

文件 Jobname.rst 必须是可用的。通用后处理器 POST1 一次仅可以读取一个子步。通用后处理器 POST1 考察结果的步骤如下:

1) 检查输出文件 Jobname.out, 确定所有子步的分析是否都收敛。如果不收敛, 确定为什么收敛失败; 如果收敛, 那么继续进行后处理。

2) 进入 POST1, 如果用于求解的模型不在数据中, 发出 RESUME 命令。

3) 读取需要的载荷步和子步结果, 可以依据载荷步和子步号或者时间来识别。然而, 不能依据时间识别出弧长结果。可以使用 SUBSET 或者 APPEND 命令仅对选出的部分模型读取或者合并结果数据。同样地可以通过 INRES 命令限制从结果文件到基本数据被写的的数据总量。另外可以用 ETABLL 命令对选出的单元进行后处理。

4) 绘变形图、变形动画、等值线图, 列表显示所需结果。

5) 其它的性能。许多其它的后处理函数, 如在路径上映射结果、记录、参量列表等, 在 POST1 中是可用的。对于非线性分析, 载荷工况组合通常是无效的。

②用 POST26 考察结果

可以使用时间—历程后处理器 POST26, 考察非线性结构的载荷—历程响应。使用 POST26 比较一个 ANSYS 变量对另一个变量的关系。典型的 POST26 后处理顺序可以遵循这些步骤:

1) 根据输出文件 Jobname.OUT 检查是否在所有要求的载荷步内分析都收敛。

2) 如果收敛, 进入 POST26, 并发出 RESUME 命令, 读入模型。

3) 定义在后处理期间使用的变量。

4) 图形或者列表显示变量。

5) 其它的性能。许多其它的后处理函数可用于 POST26。

3.3.3 桩基托梁挡土墙结构的弹性本构模型

由文献[3]可知, 在本次有限元分析计算中, 桩基托梁挡土墙结构视为各向同性弹性体, 其增量型本构关系为

$$d\sigma = [D_e]d\epsilon \quad (3-5)$$

式中 $[D_e]$ 为结构体的弹性矩阵, 其表达式为

$$[D_e] = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} & 0 \\ & & & & & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \end{bmatrix}$$

上式中, E —弹性模量;

μ —泊松比。

3.3.4 土体本构模型

土的变形特性极为复杂, 表现为明显的非线性特性, 现有的本构模型中, 非线性弹性的 Duncan-Chang 模型、弹塑性的 Mohr-Coulomb 模型和 Drucker-Prager 模型应用较为广泛, 其中, Drucker-Prager 本构模型因其物理概念简单, 参数较少, 并因而得到了更为广泛的应用, 本章的结构非线性有限元分析中, 土体采用 Drucker-Prager 模型模拟^[9]。

(一) Drucker-Prager 屈服准则

Mohr-Coulomb 屈服面为角锥面, 其角点在数值计算中常引起不便, 为了得到近似的 Mohr-Coulomb 曲面的光滑屈服面, 1952 年 Drucker-Prager 把 Mises 准则加以修改, 提出如下屈服准则

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (3-6)$$

式中: F —屈服函数

I_1 —第一应力不变量, $I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$

J_2 —应力偏张量的第二应力不变量,

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{13}^2)]$$

α 、 k 是与材料的内摩擦角 φ 和内聚力 c 有关的材料系数, 其数值为:

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$$

$$k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$$

或者, 利用 $\xi = I_1 / \sqrt{3}$ 和 $r = \sqrt{2J_2}$, 写出

$$F = \sqrt{6}\alpha\xi + r - \sqrt{2}k = 0 \quad (3-7)$$

若取 $\alpha = 0$, Drucker-Prager 屈服准则就退化为 Mises 准则, 由上式可知, Drucker-Prager 屈服曲面是一个正圆锥面, 见图 3.12, 它在 π 平面上的截面是一个圆, 如图 3.13。

(二) Drucker-Prager 流动准则

流动准则描述了发生屈服时, 单个塑性应变分量 (ε_{xpl} , ε_{ypl} 等) 的发展情况。一般来说, 如果流动方程是从塑性应变在垂直于屈服面的方向发展的屈服准则中推导出来的, 这种流动准则叫作相关流动准则; 否则叫作不相关流动准则。对理想塑性材料来说, 当塑性应变增量的矢量与屈服面法向重合, 与应力增量的矢量之间的夹角等于直角时, 对正则屈服面, 有

$$\{d\varepsilon_p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} \quad (3-8)$$

式中 Q —塑性势面函数;

$d\lambda$ —塑性比例函数。

令 $\{\delta\} = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$, $\{s\} = [s_{11} \ s_{22} \ s_{33} \ s_{12} \ s_{23} \ s_{31}]^T$, 则

$$\left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} = \alpha \{\delta\} + \frac{1}{2\sqrt{J_2}} \{s\} \quad (3-9)$$

$$d\lambda = \frac{1}{A} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \{d\varepsilon\} \quad (3-10)$$

式中 A —系数, $A = 9K\alpha^2 + G$;

G —剪切模量, $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$

K —弹性模量, $K = \frac{E}{3(1-2\mu)}$

μ —泊松比;

α —材料系数,

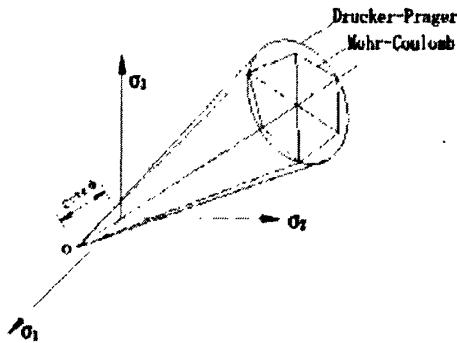
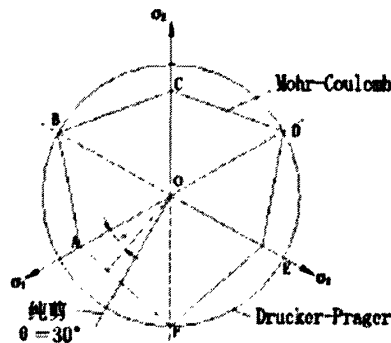


图 3-12 Mohr-Coulomb 屈服面和 Drucker-Prager 屈服面

图 3-13 在 π 平面上的 Mohr-Coulomb 屈服线和 Drucker-Prager 屈服线

3.3.5 桩基托梁挡土墙的数值建模及结果分析

本工程建模采用点—面—体的顺序，具体为：先建控制关键点，由关键点连接成面，对各个面采用 shell63 单元进行单元划分，然后拉伸面成体，建立三维实体模型。所有单元均采用 solid45 八节点六面体单元。

本次数值计算主要模拟上文工程实例中桩基托梁挡土墙原型结构，挡土墙高 12m，托梁尺寸 $10.0 \times 1.5 \times 3.8$ ，桩长 14m(置入基岩内一定的深度)，桩截面 $2\text{m} \times 3\text{m}$ 。桩间距取为 6 米。为了更好的模拟周围土体作用，在原型范围上加大了模拟范围。在沿挡土墙的纵向上取一跨 10m 宽，挡土墙后取 30m 长，在挡土墙前取 30m 长，桩基以下 (Y 轴负向) 地基取 22m 厚，本次有限元计算模拟的范围为 $49.5\text{m} \times 10\text{m} \times 60\text{m}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高)。整体模型的 Z 向为河道 (路) 走向，垂直于挡土墙断面方向，X 向为挡土墙断面横向，垂直于河道走向，Y 向为竖向。各部分材料参数确定见表 3-5，土体为弹塑性材料，挡土墙、托梁、桩为线弹性材料。整体模型及桩基托梁挡土墙模型分别如图 3-14，3-15，整个模型包括 24860 个实体单元，31350 个节点。模型 X 向和 Y 向周边基岩边缘

节点六个自由度均被约束，Z=0 和 Z=10 断面节点仅约束 UZ，挡土墙墙后土体上作用竖向均布荷载模拟车辆荷载。具体约束及荷载图见 3-16a，3-16b 为整体应力云图，滑坡的滑动面过桩基。

表 3-5 力学参数

土石名称	材料号	重度		黏聚力	内摩擦角	弹性模量	泊松比
		(kN/m ³)		C (kpa)	φ (°)	E (MPa)	μ
泥岩夹砂岩	1	弱风化	24	1000	35	1000	0.3
	2	强风化	22	200	40	100	0.3
素填土	3	21		20	30	30	0.36
墙后填料	4	20		13	33	30	0.36
挡土墙	5、7	23				3000	0.23
托梁、桩	6	25				25000	0.2

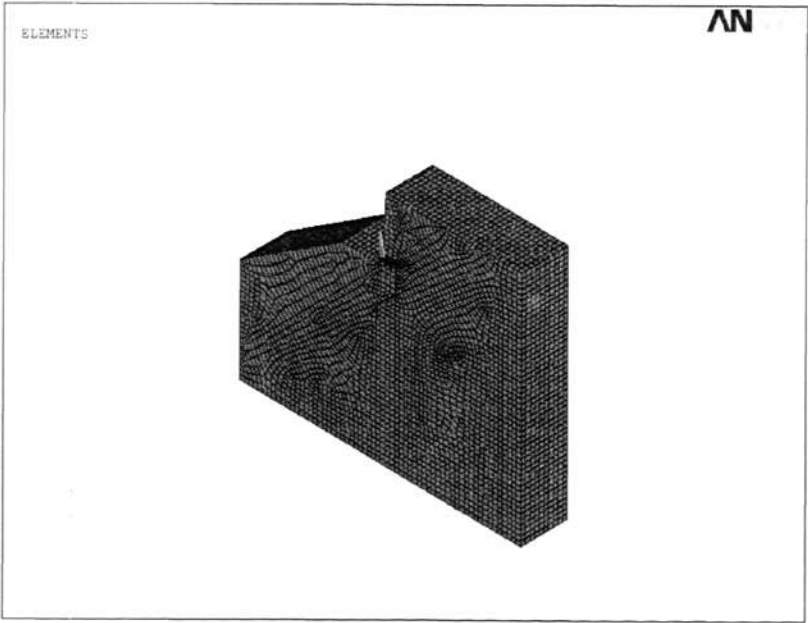


图 3-14 整体模型图

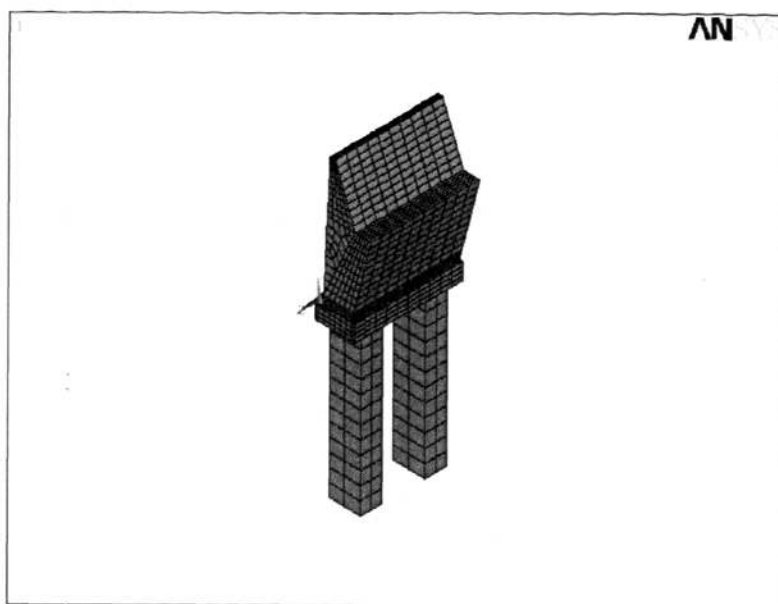


图 3-15 桩基托梁挡土墙模型图

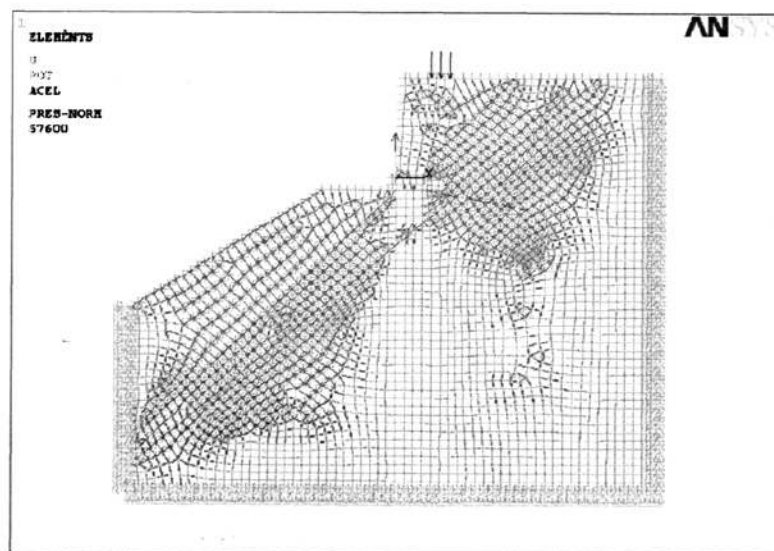


图 3-16a 整体结构约束及荷载

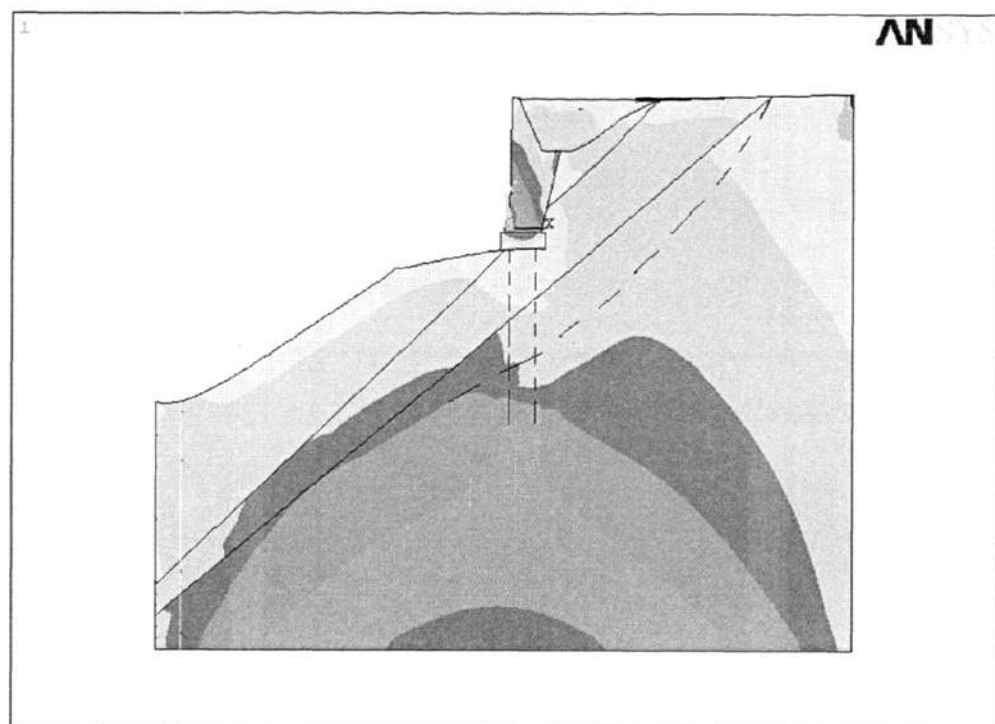


图 3-16b 整体结构应力云图 (单位: Pa)

针对本例, 取挡土墙不同的点对计算结果进行分析, 所取分析点的位置如图 3-17 所示。

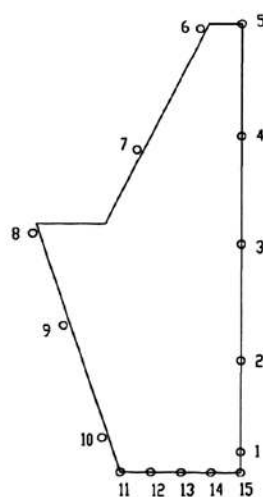


图 3-17 挡土墙各点位置

(1) 挡墙沉降分析

各点的竖向位移反应了挡墙的沉降, 位移云图如 3-18 所示。由图可见, 挡土墙沉降最大在挡土墙非填土侧根部, 约为 15.5mm, 最小在挡土墙填土侧根部, 为 12.1mm, 挡墙一方面由于自重及竖向作用力产生沉降, 另一方面由于墙后土压力作用, 挡墙绕挡土墙非填土侧根部点转动, 故挡墙整体向外倾斜。图 3-19 给出了挡土墙根部对应各数据点沉降曲线图, 由图可见, 各点竖向沉降几乎呈线性变化, 15 点对应沉降最大。

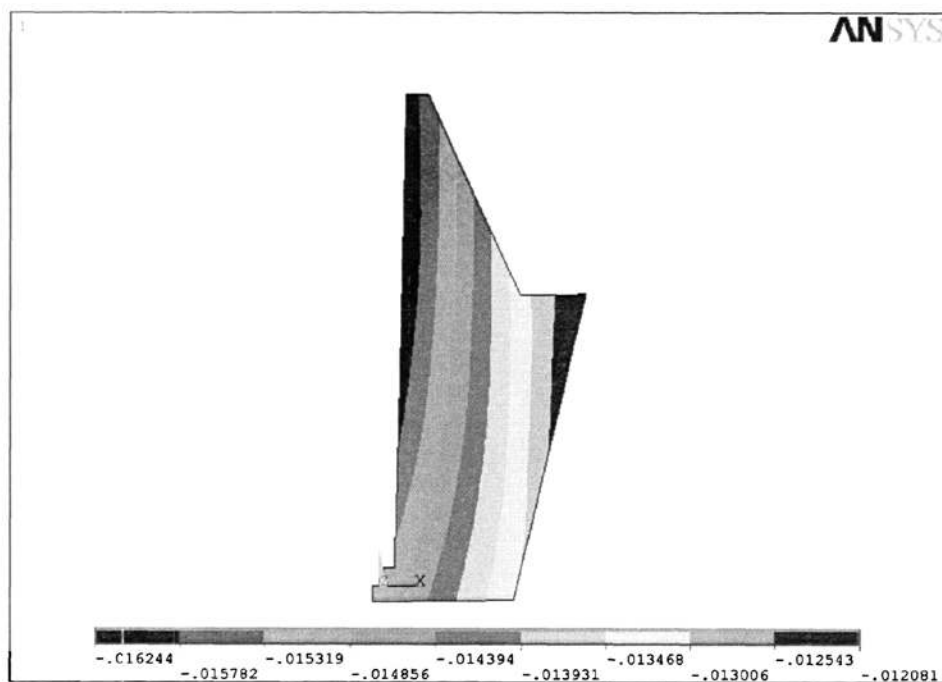


图 3-18 挡土墙沉降云图 (单位: m)

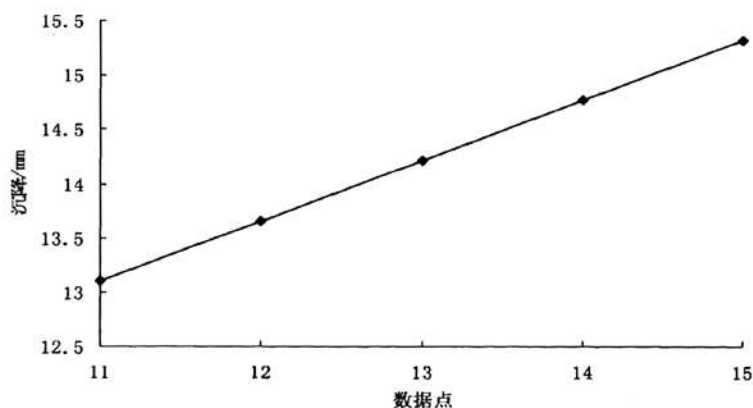


图 3-19 挡土墙沉降曲线图

(2) 挡墙水平位移分析

各点的水平位移如图 3-20 所示, 图 3-21 给出各数据点水平侧移曲线图。

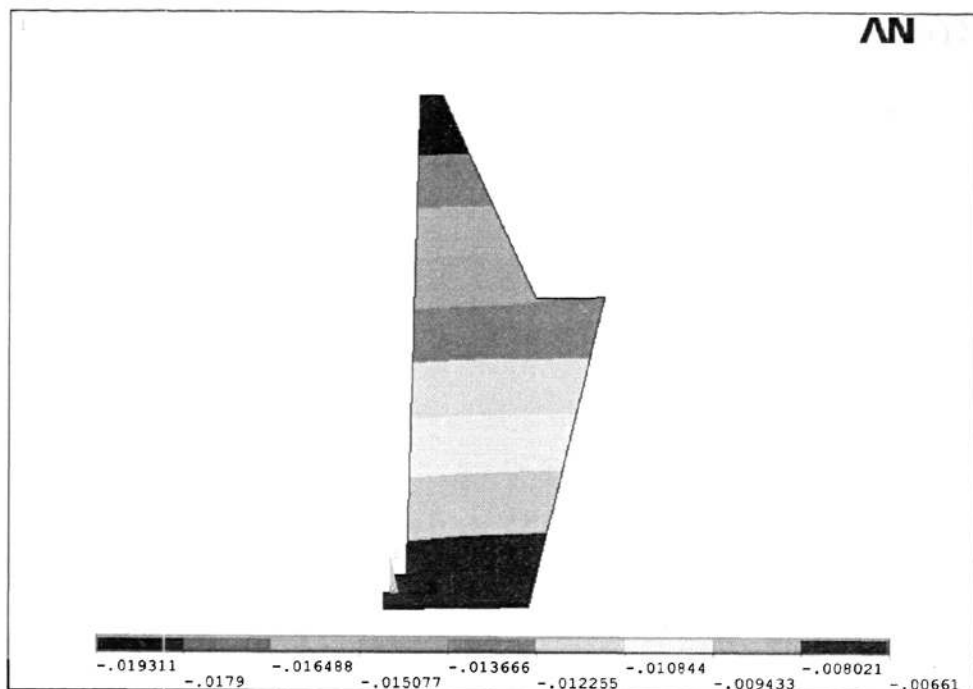


图 3-20 挡土墙水平位移云图 (单位: m)

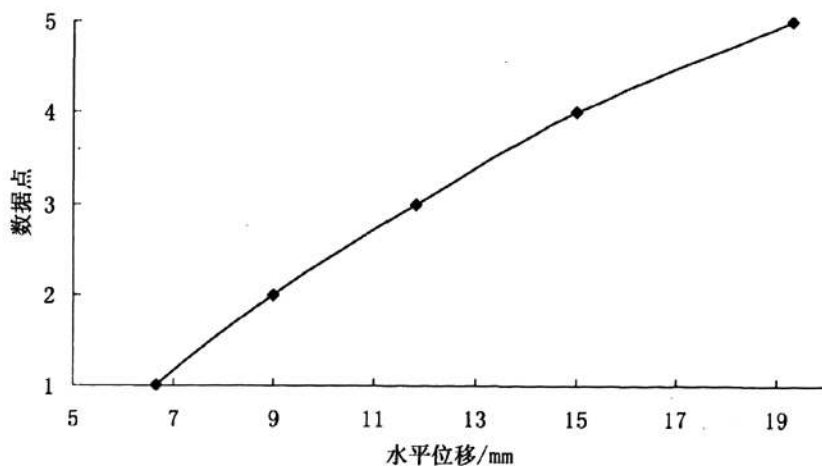


图 3-21 挡土墙水平位移

由图 3-20 可见, 挡土墙最大水平位移最大在顶部, 约为 19.3mm, 最小水平位移在根部, 约为 6.6mm。由图 3-21 可见, 挡土墙水平位移基本呈线性分布, 但靠近挡土墙顶部, 侧移增大较根部快。

(3) 挡土墙墙背内部应力分析

挡土墙墙背内部各个数据点对应应力见图 3-22a 及 3-22b, 由图可见, 墙后最大土压力发生的下墙处, 不同土体交界处, 墙后土压力有较大变化。总体看来, 下墙承受土压力较上墙大。由图 3-22b 可见, 在挡土墙的衡重台附近有拉应力出现, 此时, 当拉应力较大时, 在设计时可以考虑增加混凝土强度或适量配筋。

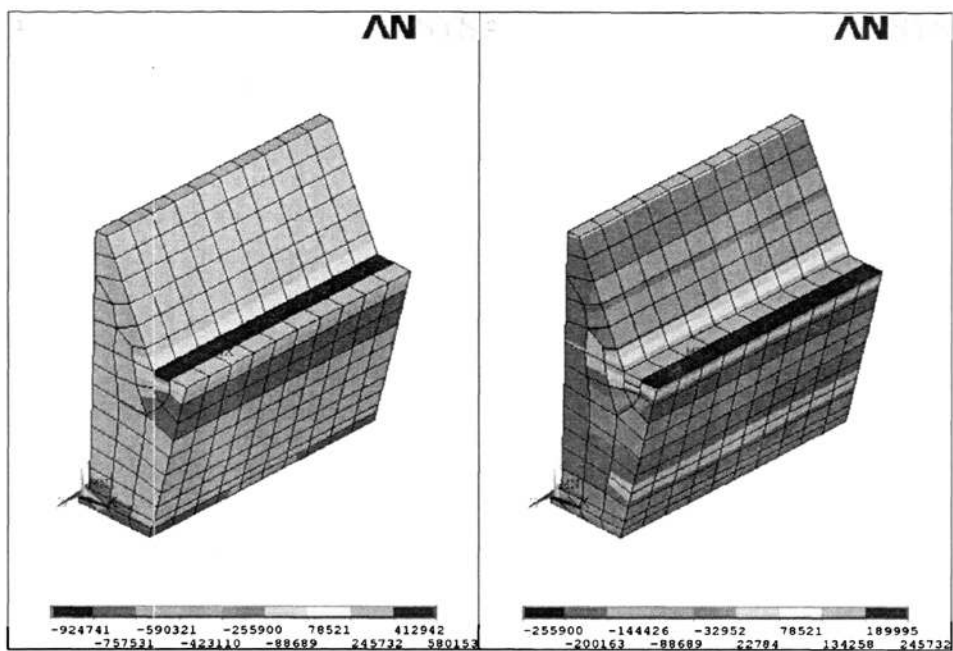


图 3-22a 挡土墙墙背内部应力分布云图

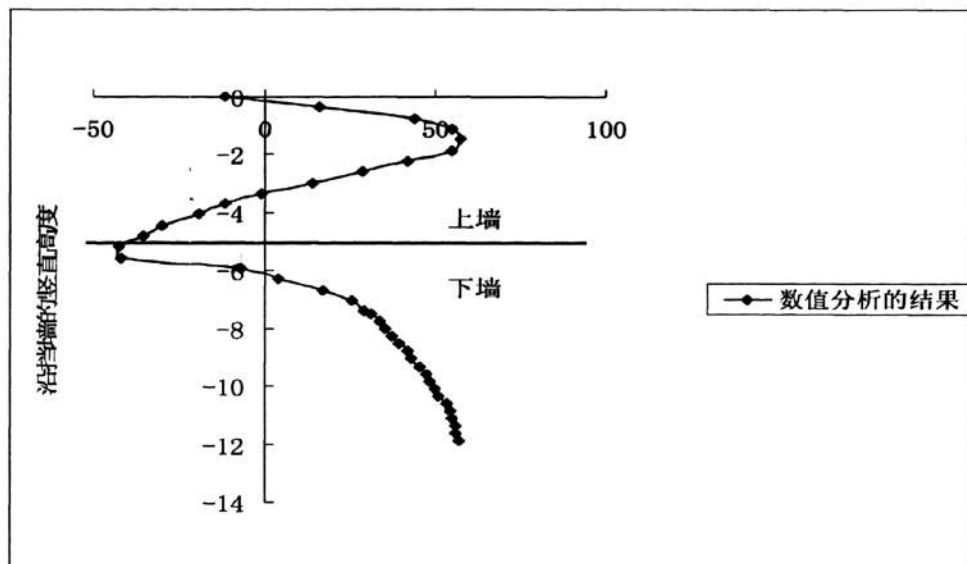


图 3-22b 挡土墙墙背水平应力分布图 (kPa)

(4) 托梁上下表面应力及内力分析

托梁上下表面应力分布如图 3-23 和图 3-24 所示。图 3-25 为托梁上下表面最大应力变化曲线，图中正应力表示压应力。由图 3-23、3-24 可见，托梁应力最大值出现在桩基支承部位，应力向四周逐渐扩散降低，两桩之间的应力从桩往中间逐渐减小，上下表面变化趋势相同，只是量值不同。托梁上表面几乎没有出现拉应力，而托梁下表面则部分存在拉应力，但最大值不超过 0.2MPa，且中部有应力为零的区域。托梁上最大应力发生部位偏向于非填土侧。由图 3-25 可见，托梁应力最大值依然出现在桩基支承部位，相同部位下表面所受最大应力值较上表面大，应力分布不均匀程度较大，最大压应力值约为 1.35MPa，最大拉应力值约为 0.15MPa。

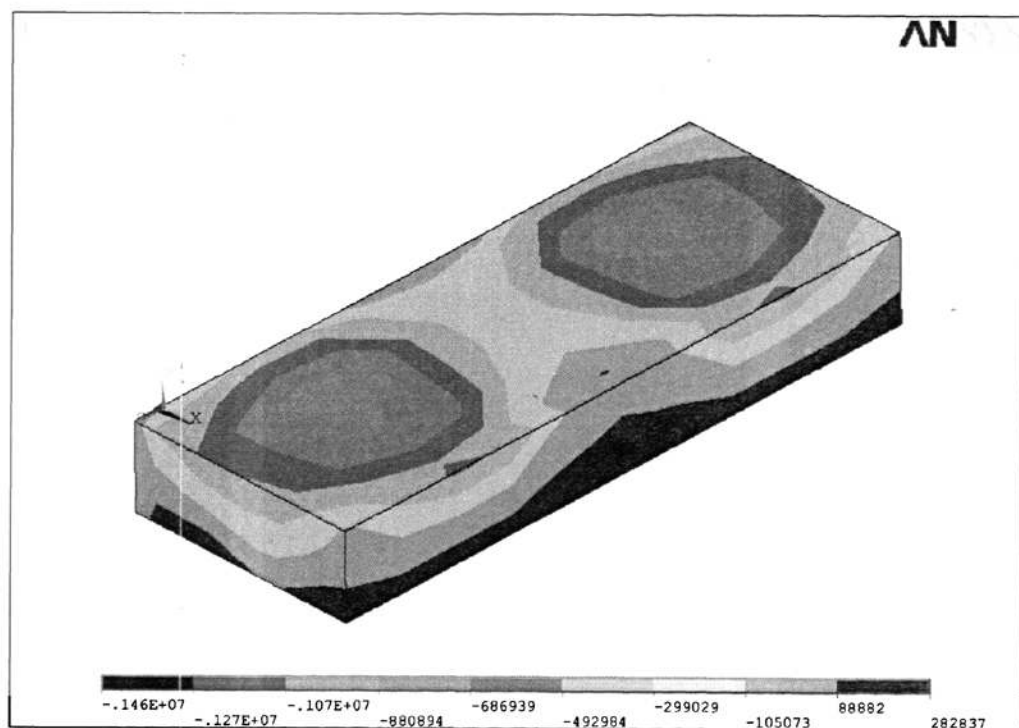


图 3-23 托梁上表面应力图（单位：Pa）

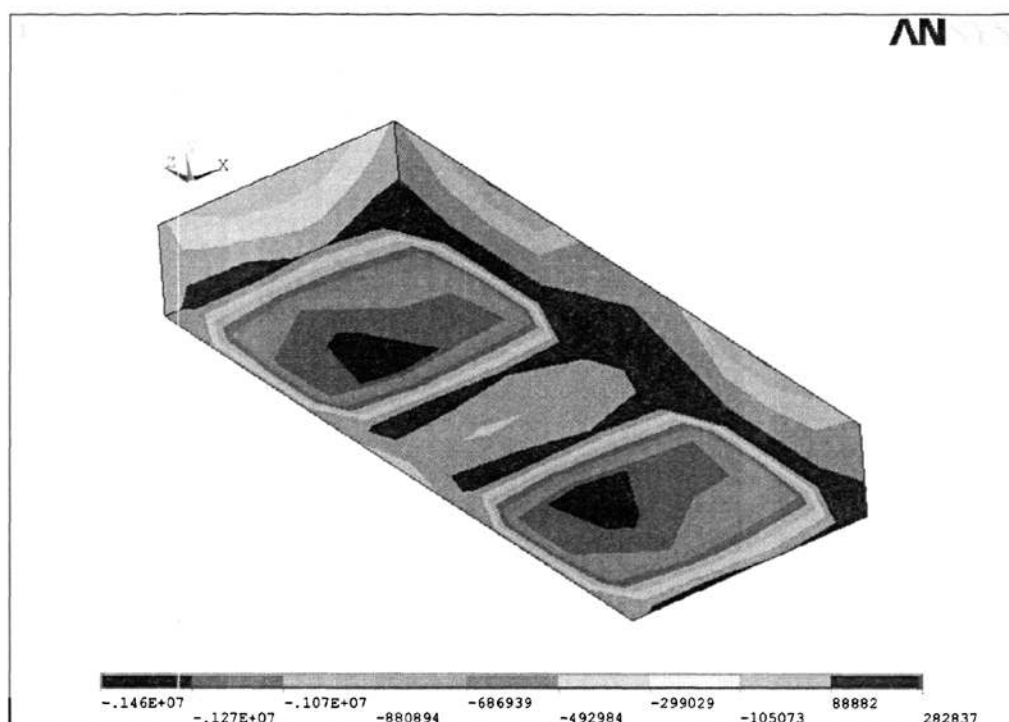


图 3-24 托梁下表面应力图 (单位: Pa)

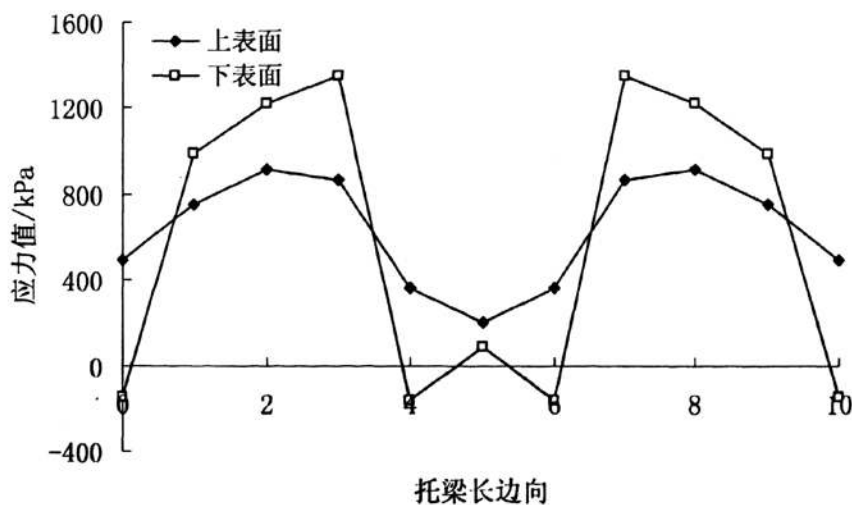


图 3-25 托梁上下表面最大应力变化曲线

为了便于和理论计算的托梁弯矩及剪力图进行比较, 本文通过应力合成了托梁的弯矩及剪力, 所画托梁的弯矩及剪力图如图 3-26 所示。

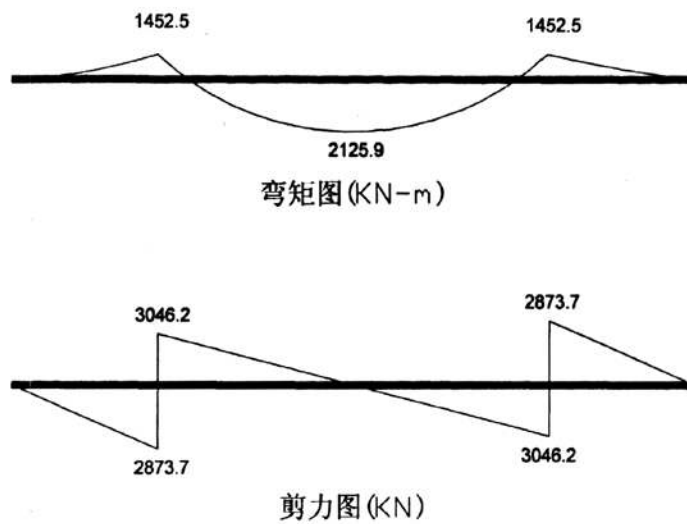


图 3-26 托梁弯矩及剪力图

(5) 桩结构内力分析

图 3-27、3-28 给出桩结构的沉降及水平位移云图，桩的竖向应力云图见图 3-29，桩结构的单元水平剪力图如 3-30 所示。

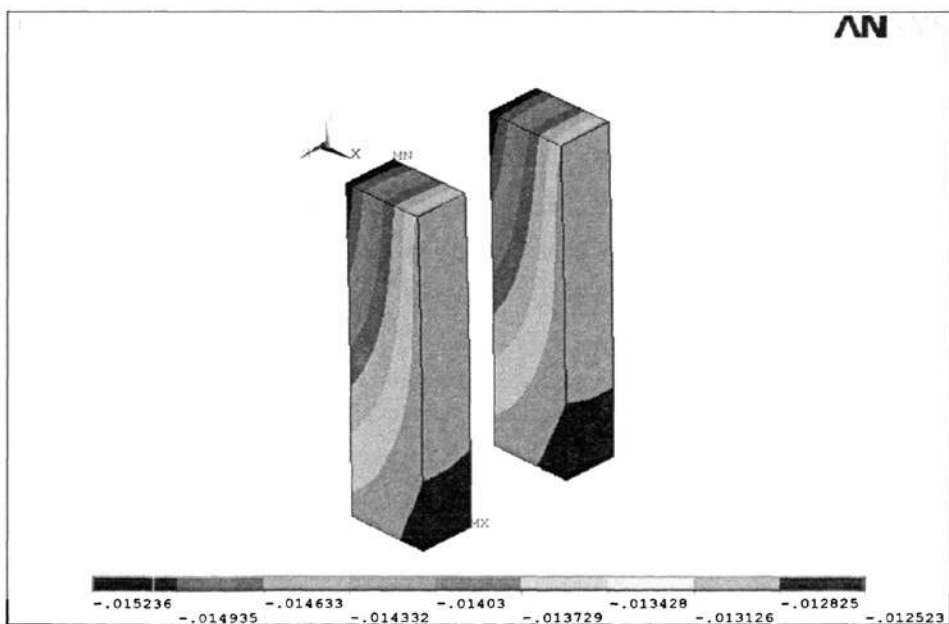


图 3-27 桩沉降云图 (单位: m)

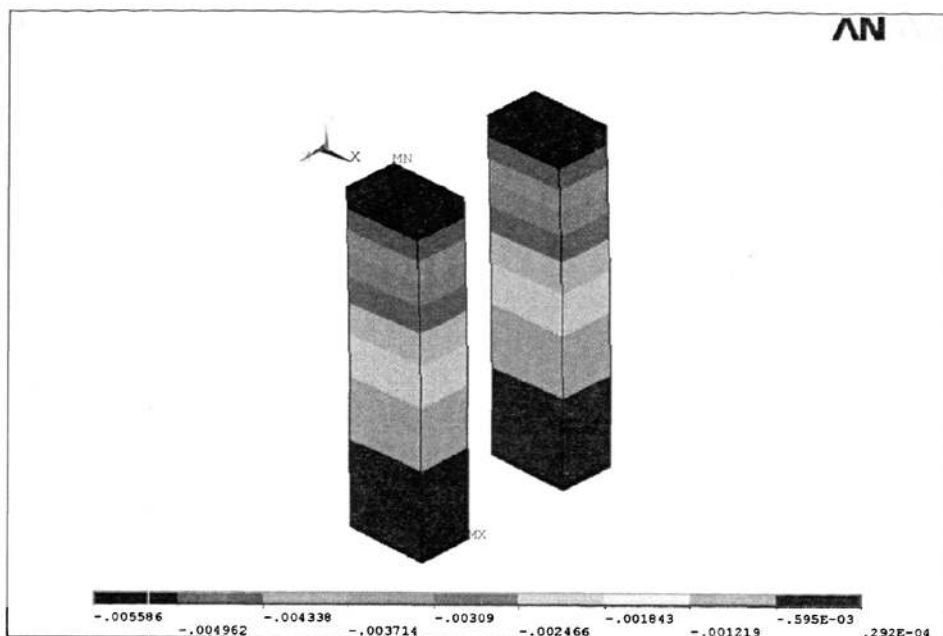


图 3-28 桩水平位移云图 (单位: m)

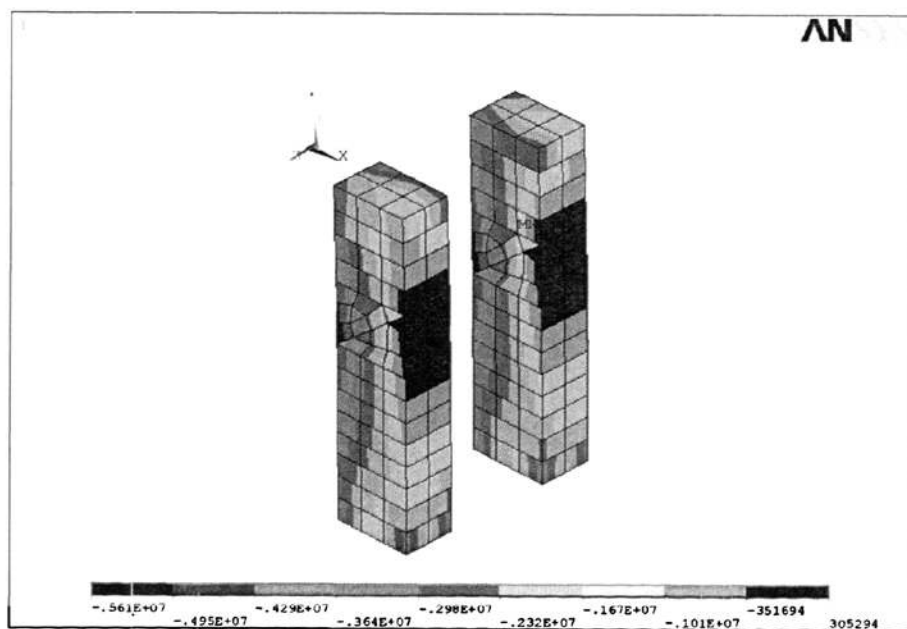


图 3-29 桩竖向应力云图 (单位: Pa)

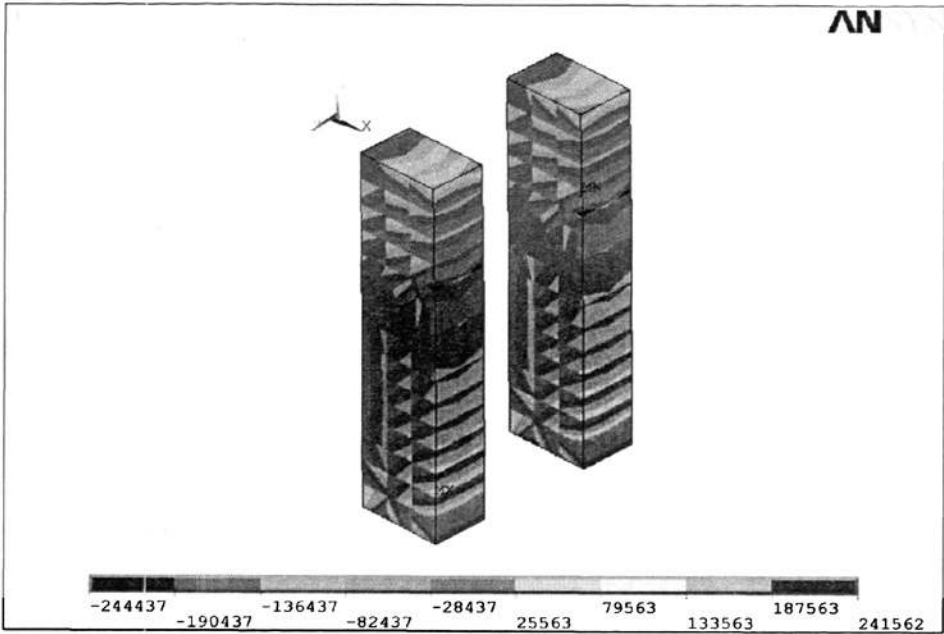


图 3-30 桩的单元水平剪力图（单位：N）

为了便于和理论计算的桩结构弯矩及剪力图进行比较，由应力结果合成的桩剪力图、弯矩图如 3-31。

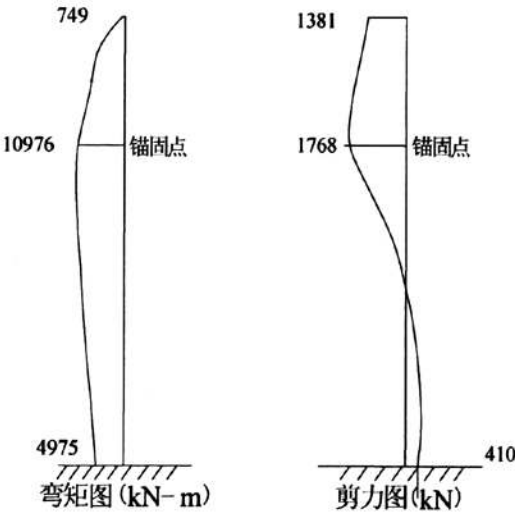


图 3-31 桩结构剪力、弯矩图

3.4 数值计算与理论计算结果对比分析

桩基托梁挡土墙的理论计算结果与数值计算结果对比分析如下所示。墙后土压力，托梁内力以及桩内力理论分析结果比较，对比图如 3-32，3-33，3-34。从对比图形可以看出，数值分析结果与理论计算结果的规律一致，证明数值建模的合理性、计算结果的正确性，为下一章正确建立模型进行优化设计提供依据。

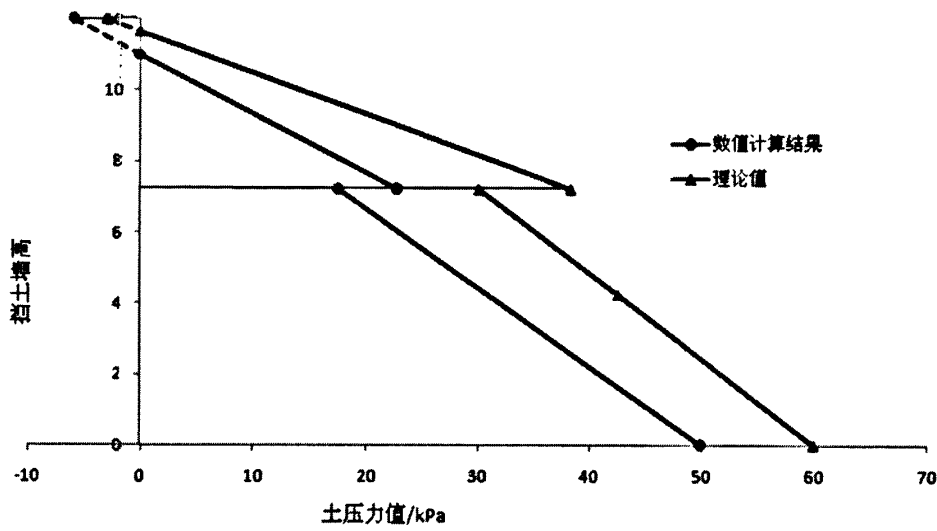


图 3-32 墙后土压力比较

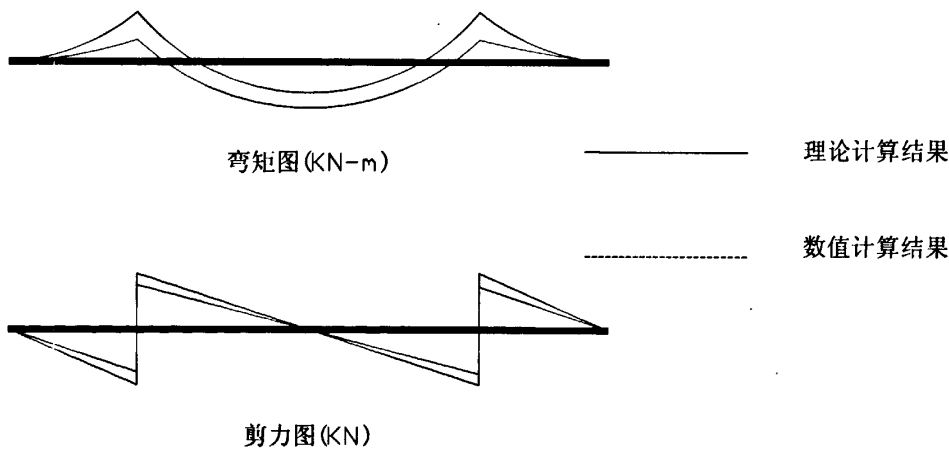


图 3-33 托梁内力比较

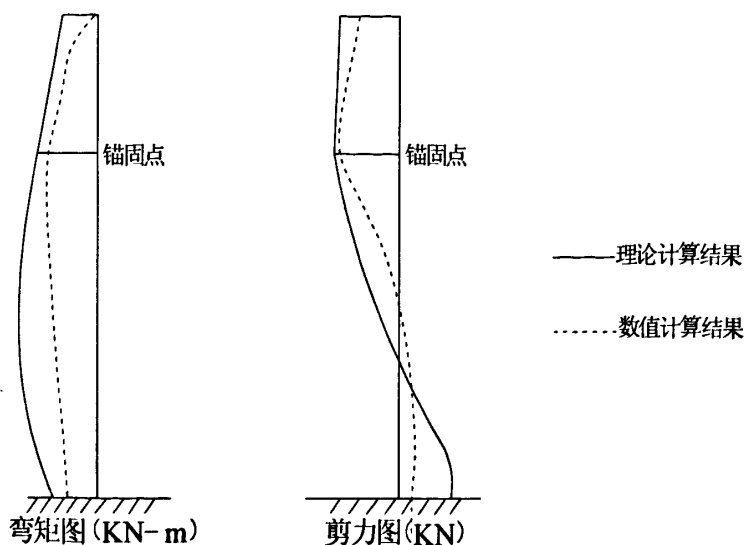


图 3-34 桩内力比较

3.5 本章小结

本章主要介绍了桩基托梁挡土墙在实际工程中的应用情况,选取 XX 线安康段至重庆段增建二线工程 DK607+480 典型边坡,该边坡紧邻既有线,又是高陡边坡,临近河岸,完全符合桩基托梁挡土墙的设计条件,因此选用桩基托梁挡土墙进行支挡。首先从工程概况及地质条件,到支挡结构的选型、参数选取及荷载的计算,到挡土墙、托梁和桩内力的计算。衡重式挡土墙上的土压力一般按第二破裂面法计算,通常近似地分为上、下两墙分别计算,不考虑其相互影响,然后取其矢量和作为全墙的土压力;托梁采用温克尔弹性地基梁理论进行计算;根据桩基托梁挡土墙计算模式的判断分类,可知支挡结构为抗滑桩基托梁挡土墙,其内力计算按照抗滑桩基托梁挡土墙的理论进行计算,桩上的滑坡推力采用传递系数法计算。然后运用 ANSYS 有限元程序,对工程实例中的整个工况进行三维有限元分析,研究结构与土之间的作用问题,结构内部应力分布情况及其结构之间的传力机理,与理论计算结构进行对比分析,从对比图形可以看出,数值分析结果与理论计算结果的规律一致,证明数值分析的合理性、计算结果的正确性,为下一章正确建立模型进行优化设计提供依据。

第 4 章 施加预应力锚索对桩基托梁挡土墙进行优化设计

第 3 章工程实例中所用的桩基托梁挡土墙支挡结构,在地表承载力较低的区域很适用,相对其它支挡结构而言,也更经济,但也有一定的局限性,当作用在其上的荷载很大时,如边坡推力很大,容易使结构失稳,这时就要加大桩基埋深和截面尺寸,显然,埋深和截面尺寸太大既不经济又不易于施工,对坡体也有很大干扰。这时,对桩基托梁挡土墙支挡结构进行优化是必要的,在桩基托梁挡土墙上施加预应力锚索是一种很好的优化方式。如图 4-1 所示。

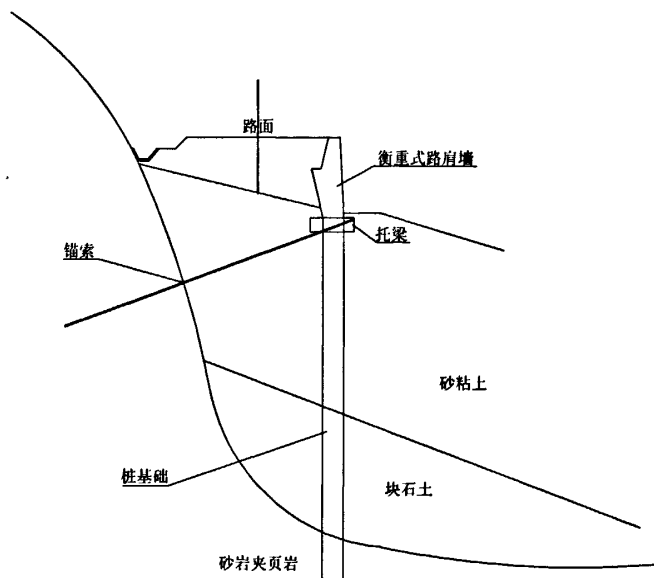


图 4-1 加预应力锚索后的桩基托梁挡土墙结构横断面图

4.1 预应力锚索

预应力锚索是通过对锚索施加张拉力以加固岩土体使其达到稳定状态或改善内部应力状态的支挡结构。锚索是一种主要承受拉力的杆状结构,它是通过钻孔及注浆体将钢绞线固定于深部稳定地层中,在被加固体表面对钢绞线张拉产生预应力,从而达到使被加固体稳定和限制其变形的目的^[17]。预应力锚索由内锚头、外锚头和锚索体三部分组成。它是将长锚索锚入深部稳定岩体中,由外锚头可以对锚索施加预应力来控制围岩。并通过水泥砂浆对岩体联结而提供锚固力。锚索体材料由高强度低松弛的钢绞线组成,在巨大的预应力作用下,可使松散的围岩产生弹性压缩,形成较大的“自承带”,从而提高围岩的整体性和内在拉力,改善围岩的力学性能,有效的控制围岩有害变形,保持围岩稳定^[45]。

4.1.1 预应力锚索发展概况

1918 年西利西安矿山开采首次使用锚索技术,1993 年在阿尔及利亚电站水坝加固中成功采用预应力锚索加固技术,20 世纪 40 年代起,锚索加固技术在世界各国得到了迅速发展,广泛应用于边坡加固、坝基加固、抗震加固、抗浮加固、滑坡防治等岩土工程各个领域,欧美、日本等国家还编制了锚固技术的实践性规范。20 世纪 50 年代后期,随着压力灌注浆扩大锚固头工艺的开发,锚索技术广泛扩展到松散、软弱地层中^[17]。

我国的锚索加固技术始于 20 世纪 60 年代,1964 年首次在梅山水库的坝基加固中采用了锚索加固技术。20 世纪 80 年代以后,我国锚索加固技术的发展尤为迅速,广泛应用于国防、水电、矿山、公路等岩土工程中^[17]。

4.1.2 预应力锚索的特点

预应力锚固技术最大的特点是能够充分利用岩土体自身强度和自承能力,大大减轻结构自重,节省工程材料,是高效和经济的加固技术。预应力锚索于圬工类结构比较具有一下特点^[17]:

①具有一定的柔性

锚索是一种细长受拉杆状构件,柔度较大,具有柔性可调的特点,用于加固岩土体时能与岩土体共同作用,充分发挥两者的能力。

②深层加固

预应力锚索的长度,可根据工程需要确定,加固深度可达数十米。

③主动加固

通过对锚索施加预应力,能够主动控制岩土体变形,调整岩土体应力状态,有利于岩土体的稳定性。预应力锚索结构是在岩土体及被加固建筑物产生变形之前就发挥作用,与挡土墙、抗滑桩、桩基托梁挡土墙等支挡结构在岩土体变形后才发挥作用的被动受力状态有着本质的区别。

④随机补强、应用范围广

预应力锚索既可对有缺陷或存在病害的既有建筑物、支挡结构进行加固补强,又可在新建工程中显示其独特的功能,具有应用范围广的特点。

⑤施工快捷灵活

预应力锚索施工采用机械化作业,具有工艺灵巧,施工进度快、工期短、施工安全等特点,用于应急抢险更具独特优势。

⑥经济性好

预应力锚索既可单独使用,充分利用岩土体自身强度,从而节省大量工程材料,同时可与其他结构物组合使用,如和桩基托梁挡土墙一起使用,改善其受力状态,节省大

量圬工,具有显著经济效益。

4.1.3 预应力锚索主要施工工艺要求

由文献[20, 21, 46~50]可知,实施预应力锚索的主要工序有:锚索制造、造孔、下锚、灌浆、设置紧固头、张拉、锁定与封锚等。

(1) 锚索制作

①用张拉机将钢绞线拉伸顺直,按锚索设计长度及工艺操作要求(设计长度+1 m~1.5 m)采用切割机切割钢绞线。

②将除锈剂涂抹洗刷钢绞线表面,用钢丝刷除锈干净,然后将自由段涂上防腐剂,套上聚乙烯塑料管。

③将 6(8)根防锈处理好的钢绞线和一根用于注浆的塑料管组合,用扩张环、定位片在适当的间距固定,然后在扩张环、定位片之间用紧箍环将 6(8)根钢绞线箍紧成一体,焊接导向尖锥于锚固段端头,完成锚固段制作。再把自由段钢绞线用铁丝按一定间距捆扎固定,一根锚索制作结束。

④制作好的锚索必须专人检查、登记、验收、编号并捆扎成圈状,以便运输至工地使用。

(2) 造孔

①在破碎、松散岩(土)体中成孔困难,选择性能良好的适宜的钻孔机械是顺利造孔的保证条件,对造孔机具的要求:a、环境适应性强,既能钻进岩体,又能钻进土体,特别是破碎岩体的造孔;b、性能要好,钻进效率高,有对孔内事故预防和处理的能力,钻孔直线度要好,孔斜范围以 $-10^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 为宜;c、功能要全,要具有单动力头冲击钻进,跟管钻进的功能和调节水压、风水比和防尘设备。

②施钻机具一般为风动冲击型钻机,在松散地段成孔施工时,为防止坍孔,宜选用偏心钻跟进护壁套管方式钻进,钻进过程中,应观察出灰、出渣和漏风情况,做好滑动面所处位置的记录,判断孔段是否进入稳定岩(土)层,以保证孔段进入稳定岩土层深度不小于设计要求的锚固段长度。考虑沉渣厚度,孔底应超钻 30 cm~50 cm。精度要求,孔斜不超过 1/100,倾角误差不大于 2.5° ,才能保证锚固效果。

③造孔完成后,采用高压风洗吹,吹出孔中岩粉和积水,以保证砂浆和孔壁的黏结强度。

(3) 下锚

①造孔完成后应立即下锚,以防坍孔造成下锚困难甚至重新补钻的后果。

②下锚前再次对锚索进行质量检查,校核锚索编号,核对锚索长度与钻孔长度。

③采用人工推入下锚,必须保证锚索下到设计的深度位置。

(4) 灌浆

①水泥砂浆。采用水泥砂浆标号不低于 M35,水泥采用 525 号普通硅酸盐水泥,砂用中砂,含泥量小于 3 %,配合比通过试验配制,实践证明采用水 0.5 : 水泥 1.0 : 砂 1.0 配合比制作的砂浆是能保证锚固质量的。为了缩短张拉等待时间,水泥砂浆中可掺入适量早强剂,但严禁掺用具有中、强腐蚀性的外加剂。

②灌浆方法。a、自孔底有压灌浆,通过安置于锚索中间插入孔底的 $\Phi 22$ 塑料管灌浆,压力不小于 800 MPa,至孔口溢出为止。b、自由段遇裂缝时将发生漏浆,严重时将无法达到孔口溢浆的效果,可以采取调整浆液浓度、人工从孔口填塞砾石、岩粉与浆液混合,堵塞裂缝漏浆。c、由于水泥浆有收缩性,第一次灌浆完成,待水泥砂浆凝固收缩后,孔口应进行补充灌浆直至锚孔全部灌满为止。

(5) 紧固头设置

紧固头设置包括斜托现浇和锚具安装两道工序。斜托为钢筋混凝土方形墩,混凝土标号不小于 C20,斜托直接在孔口立模现浇,同条件养护。斜托强度达到设计强度的 75 % 以后,安装钢垫板(30 cm $\times$ 30 cm $\times$ 3 cm)和锚具并用夹片锁好钢绞线。

(6) 张拉

张拉前,张拉设备必须配套标定,每只千斤顶应配用的压力表数值不小于两块,表的精度不低于 1.5 级,其常用读数不宜超过表盘刻度的 75 %。张拉过程中,应认真测量和记录锚索的伸长量,伸长量将作为油压表读数的校核参考值。以核实锚索的伸长与受力是否相符。

(7) 锁定与封锚

各次最后一级预应力张拉完成后,应立即用夹片将锚索锁定于锚具上,用切割机将多余锚索切除,然后用除锈剂对锚具进行除锈,涂上防锈漆,锚头部分涂上防腐剂,用设计的 C15 混凝土将锚具封闭,保证钢绞线、锚具不外露于空气中,防止锚索、锚具锈蚀,确保预应力的长期效应。

4.2 预应力锚索桩基托梁挡土墙

4.2.1 预应力锚索桩基托梁挡土墙的特点

预应力锚索桩基托梁挡土墙,是将预应力锚索——桩基托梁挡土墙联合使用的支挡结构。锚索孔设在距托梁顶面托梁高度的 $1/3$ 处,如桩上仅设单孔锚索时,孔位应在桩中心处,下倾 15° 。如桩上设两根锚索时,孔位应在桩中心左、右 0.4m 处,两孔位间距为 0.8m,两片托梁间桩上锚索为 2 孔时,相邻两孔锚索设计下倾角分别按 14° 、 16° 设置。每孔锚索由 $6\phi 15.2$ 或 $8\phi 15.2$ 高强度、低松弛预应力钢绞线制作而成,其极限抗拉强度不小于 1860 MPa,伸长率不大于 3.5%。桩基嵌固效果好,支挡面积大,但悬臂能力差;预应力锚索抗拉性能好,使桩的变形受到约束,大大改善了悬臂桩的受力及变形状态,

从而减少了桩的截面和埋置深度，可以很好地解决结构的失稳问题，同时也节省工程造价^[17, 46]。

4.2.2 预应力锚索桩基托梁挡土墙的施工顺序

由文献[17, 20]可知，预应力锚索桩基托梁挡土墙应遵循下面施工顺序：

①首先作好地面截、排水设施，再隔桩开挖，施工锚索桩，绑扎钢筋笼，灌注 C20 混凝土，注意桩顶与托梁重合部位先绑扎钢筋，不浇筑混凝土，待施工托梁时再与托梁一起现浇 C20 混凝土；

②桩间注浆；

③施工托梁；托梁上打锚时应预留 $\Phi 150\text{mm}$ PVC 塑料套管；

④锚索造孔、下锚、安装、灌浆、张拉及封锚；

⑤施工托梁上衡重式路肩挡土墙。

⑥最后施工线路左侧挡护及土石方工程。

4.3 预应力锚索桩基托梁挡土墙数值分析

为了研究加预应力锚索后桩基托梁挡土墙采用不同截面桩基时的受力状况，为桩基优化提供参考，针对不同截面和埋深（本工程实例中的桩基为 14m 长，属于比较合理的桩长，本文不再进行桩长优化）的桩基，分别建立有限元模型。各个模型中，单元类型，材料属性，荷载和约束均同第 3 章结构，只是由于桩基截面尺寸的改变，使得桩基和托梁的单元划分略有不同，桩基截面分别采用 $2\text{m} \times 3\text{m}$ ， $2\text{m} \times 2\text{m}$ ， $2\text{m} \times 1.5\text{m}$ ，截面方向为 Z 向 X 向，为了便于表述，对应模型分别编号为模型 1、模型 2、模型 3。预应力锚索采用 $8\Phi 15.2$ 预应力束，每束施加预应力 1300MPa，模型中采用 Beam4 单元模拟，采用给单元施加初应变的方法来模拟锚索预应力。具体有限元模型如图 4-2，窗口 1 和 2 分别代表不同角度。不同模型桩基和托梁单元划分略有不同。

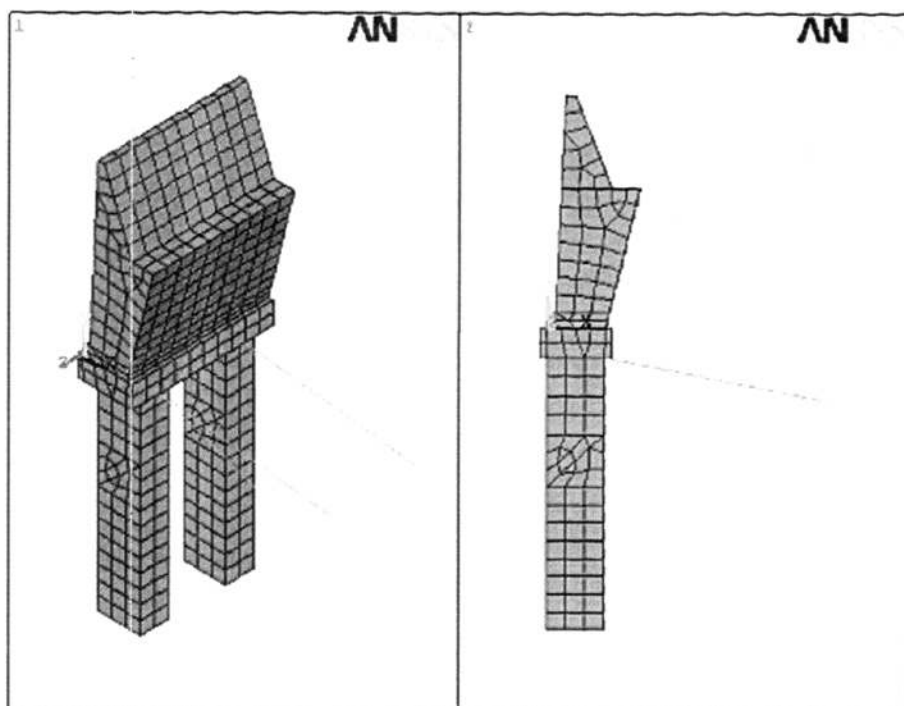


图 4-2 加预应力锚索后模型

4.3.1 挡土墙沉降分析

各点的竖向位移反应了挡墙的沉降，加预应力锚索后各个模型的竖向位移云图如 4-3~4-5 所示，分别为模型 1、模型 2、模型 3 的计算结果。由三幅图可见，挡土墙底部最大沉降发生在非填土侧，且随着桩截面的减小，沉降值逐步增大，但增幅不甚明显，最大增幅约 1mm。对比第 3 章中图 3-18，可以发现，预应力锚索对挡土墙竖向位移影响较小，由于预应力锚索的作用，挡土墙竖向沉降略有增加。

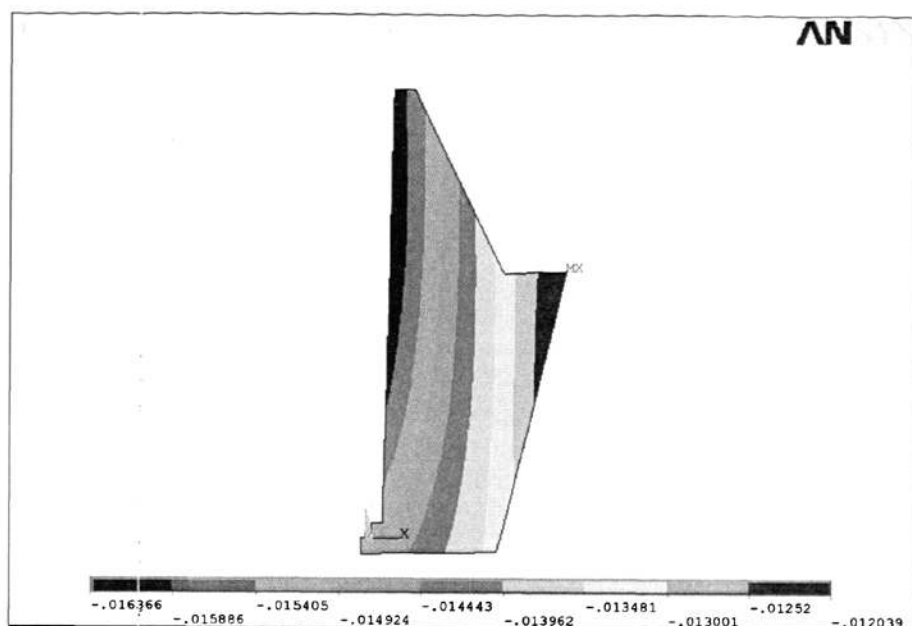


图 4-3 模型 1 挡土墙沉降云图 (单位: m)

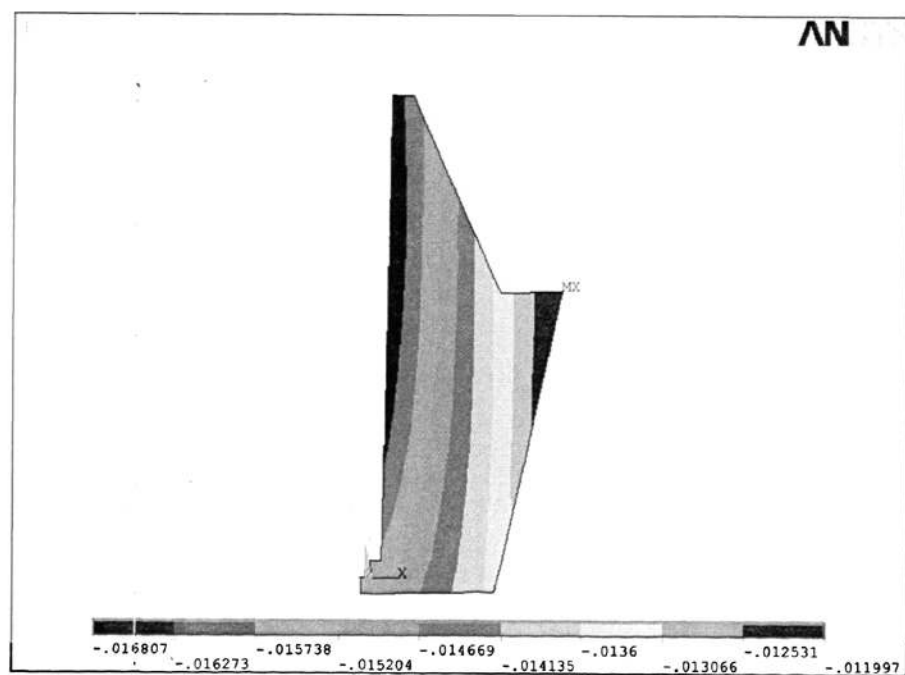


图 4-4 模型 2 挡土墙沉降云图 (单位: m)

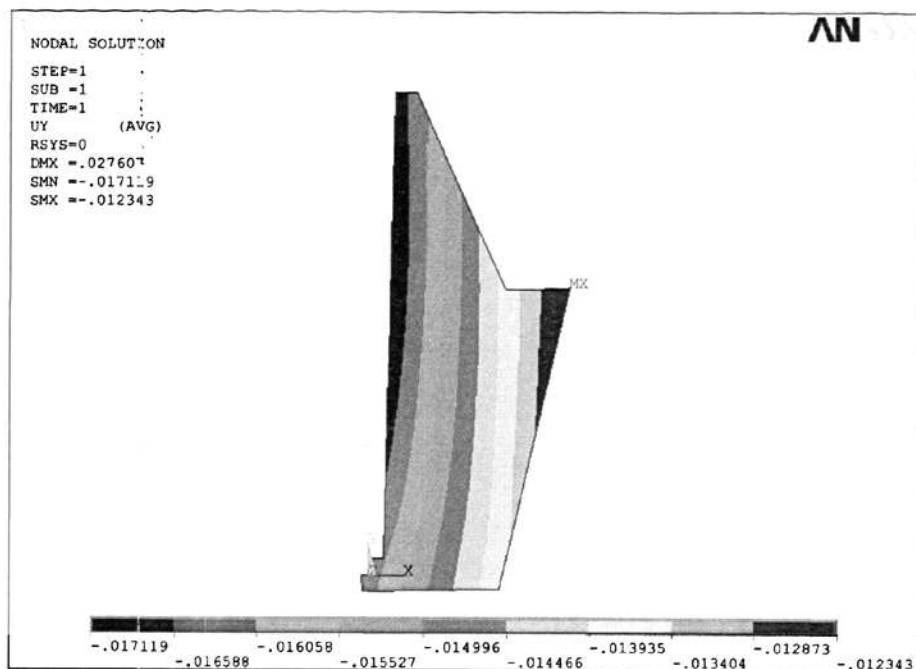


图 4-5 模型 3 挡土墙沉降云图（单位：m）

4.3.2 挡土墙水平位移分析

挡土墙的水平位移云图如 4-6~4-8 所示，分别为模型 1、模型 2、模型 3 的计算结果。由三幅图可见，挡土墙最大水平位移发生在顶部，最小水平位移发生在根部，且随着桩截面的减小，偏移逐步增大，模型之间最大水平位移的增加量约为 2mm。并且可以看出，模型 3 中挡土墙最小水平位移较模型 1、2 增加较多，而模型 1、2 则比较接近。对比第 3 章中图 3-20，可以发现，预应力锚索对挡土墙水平位移的影响较大，由于预应力锚索的作用，模型 1 中挡土墙最大最小水平位移均有所减小、而模型 2 中挡土墙最大水平位移和原结构（指第 3 章结构，下同）基本相当，而最小水平位移则减小约 2mm，模型 3 中，最大最小水平位移较原结构均有所增大，但最小水平位移增幅相对较小，最大水平位移增幅为 3mm，也在合理范围内。

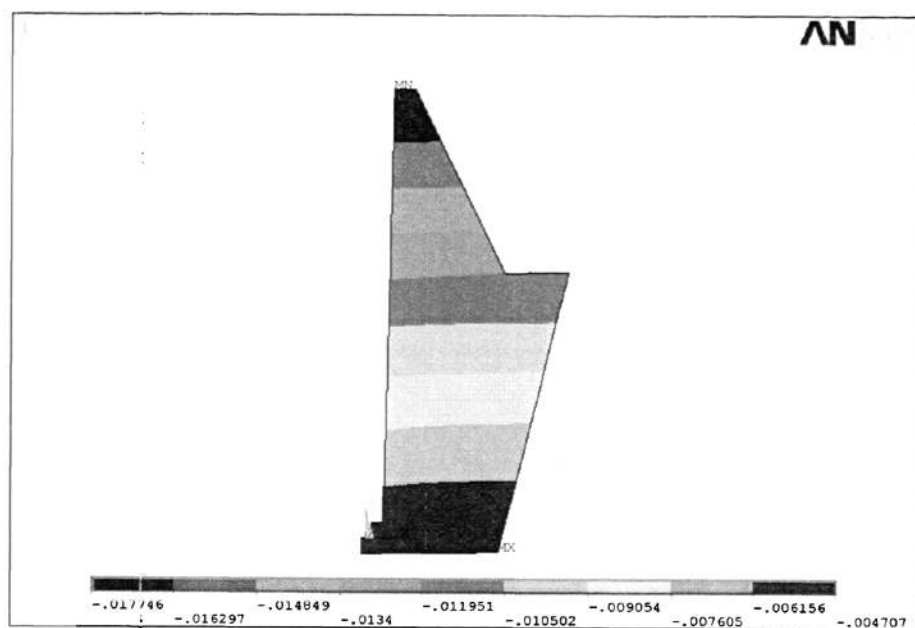


图 4-6 模型 1 挡土墙水平位移云图 (单位: m)

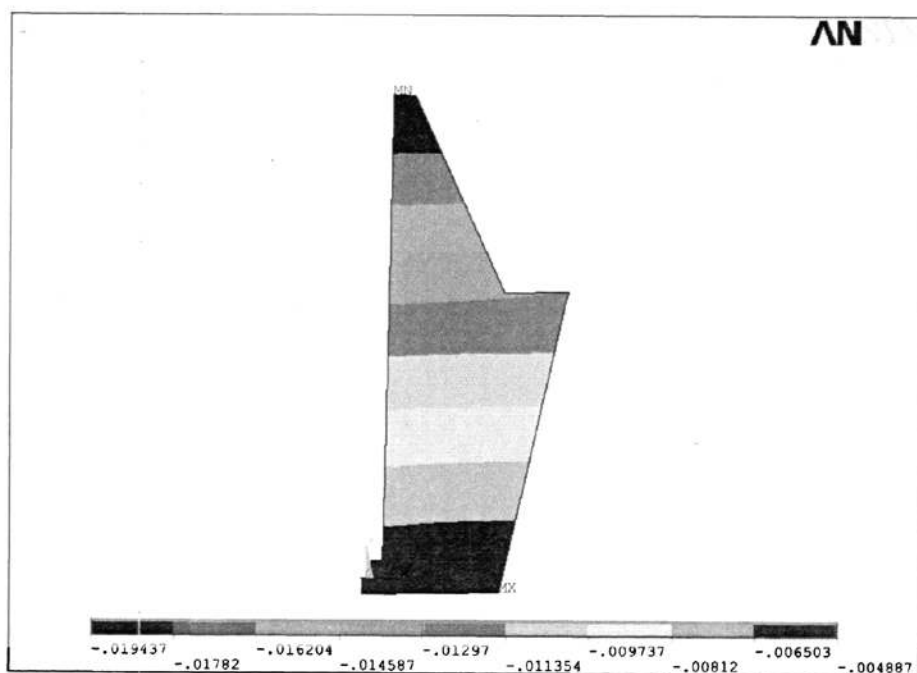


图 4-7 模型 2 挡土墙水平位移云图 (单位: m)

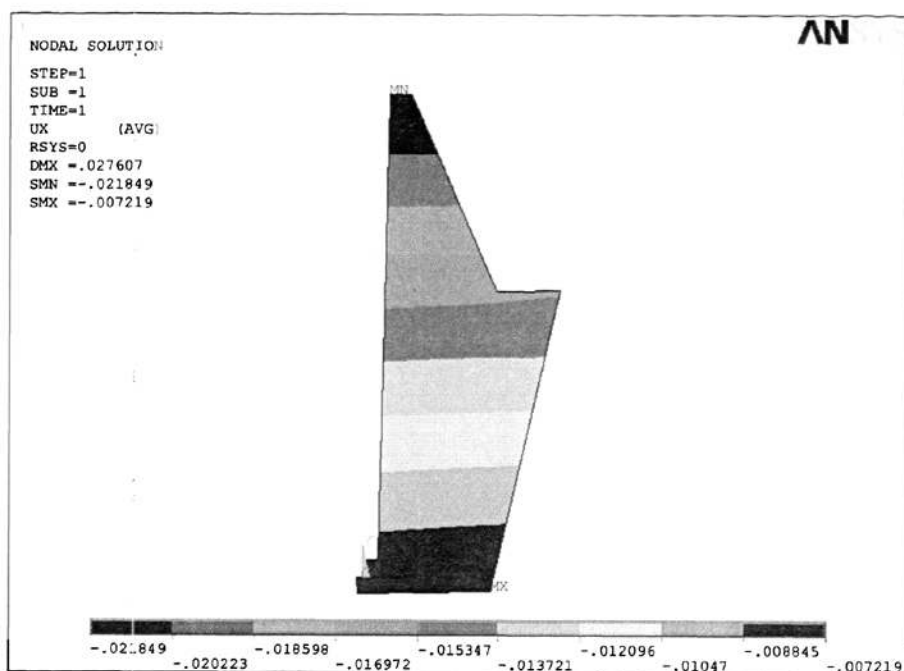


图 4-8 模型 3 挡土墙水平位移云图 (单位: m)

4.3.3 挡土墙墙背内部应力分析

挡土墙墙背内部应力分布图如 4-9a、b~4-11 a、b 所示, 分别为模型 1、模型 2、模型 3 的计算结果, 窗口 1 为整体云图, 窗口 2 为大部分区域云图。由图可见, 挡土墙最大墙后土压力发生在平台下侧, 最小墙后土压力发生在顶部, 由于建模时平台和平台上土体节点自由度的耦合, 使得平台上出现较大拉应力, 所以, 在设计中, 可以考虑增加混凝土强度或适量配筋。

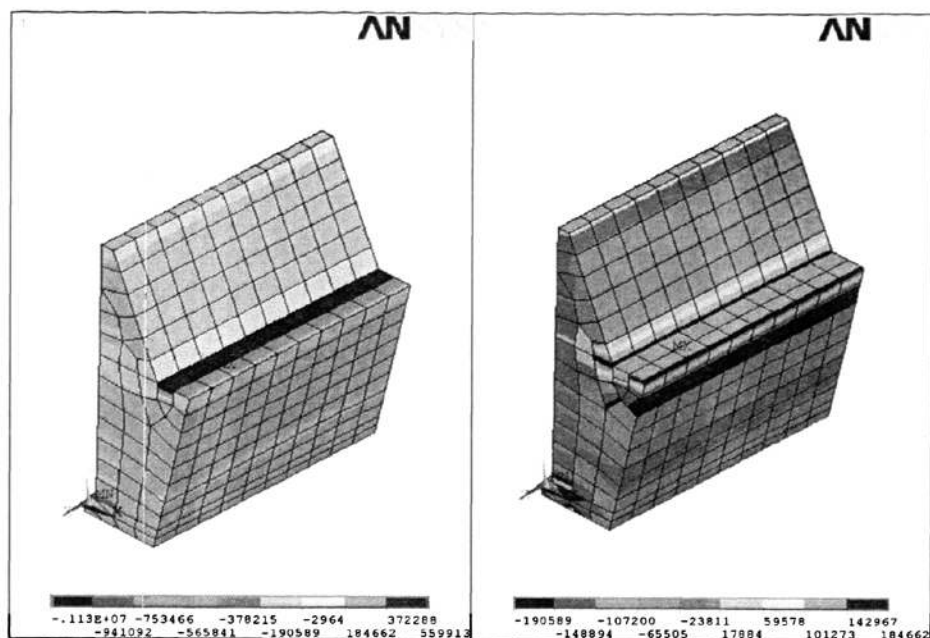


图 4-9a 模型 1 挡土墙墙背内部应力分布云图 (单位: Pa)

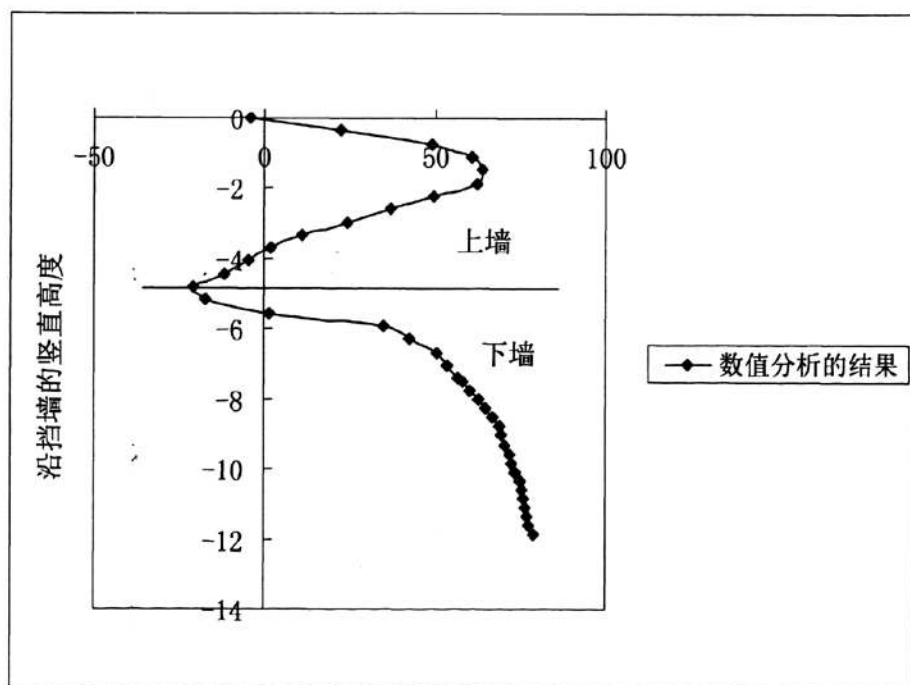


图 4-9b 模型 1 挡土墙墙背内部水平应力分布图 (kPa)

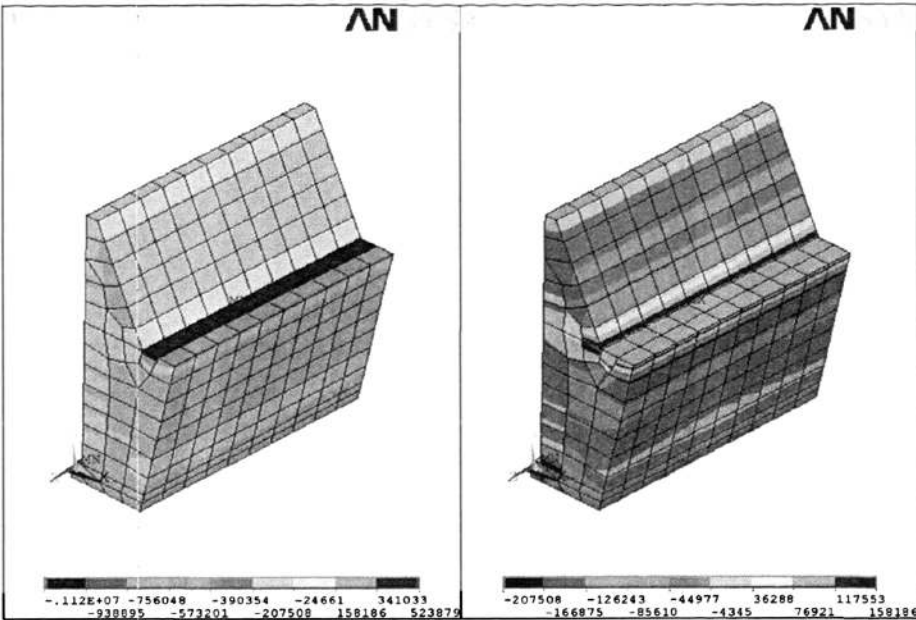


图 4-10a 模型 2 挡土墙墙背内部应力分布云图（单位：Pa）

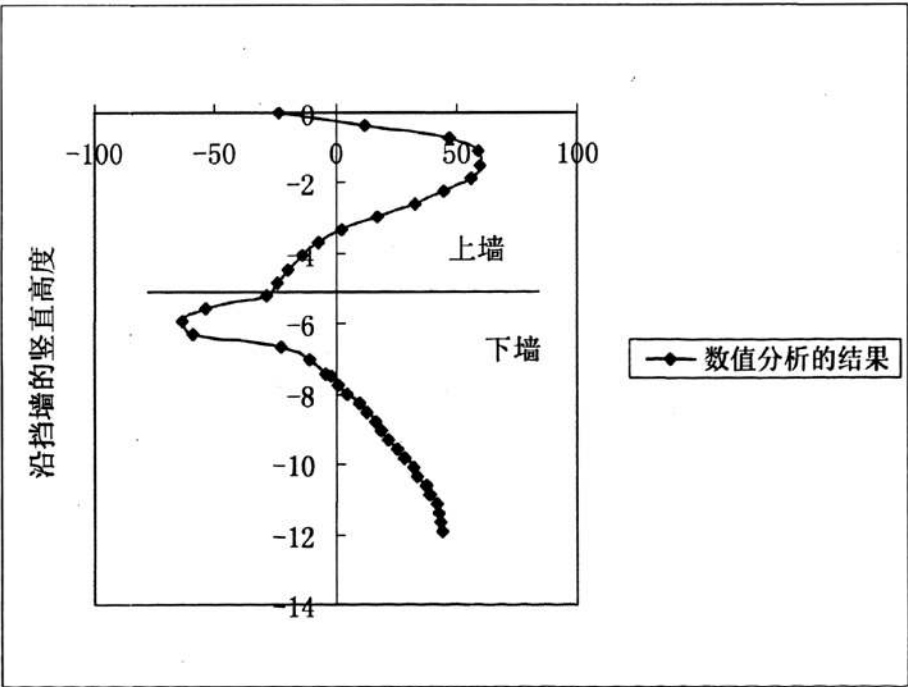


图 4-10b 模型 2 挡土墙墙背内部水平应力分布图（kPa）

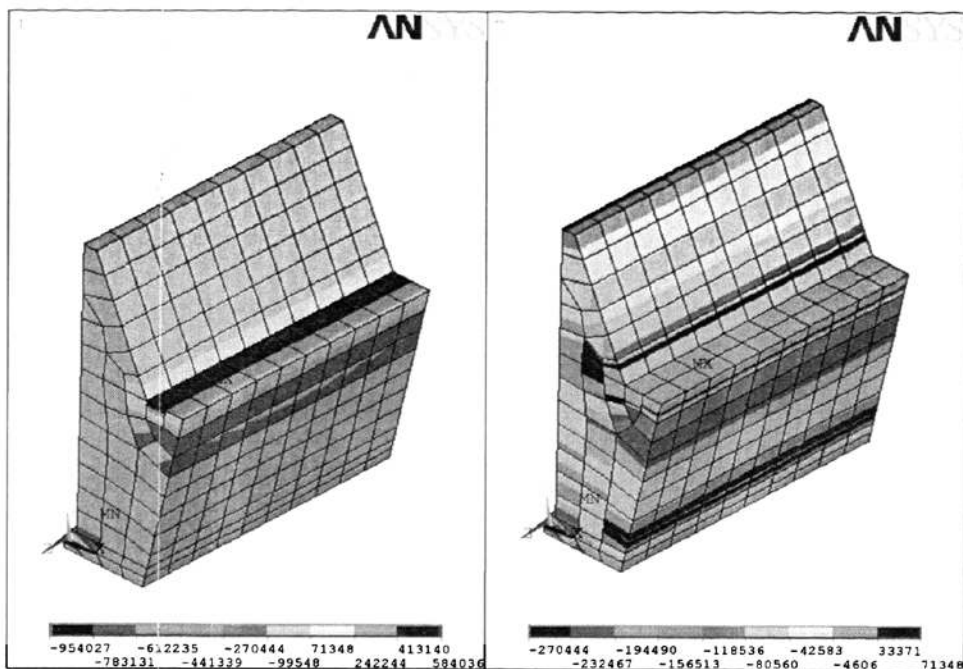


图 4-11a 模型 3 挡土墙墙背内部应力分布云图 (单位: Pa)

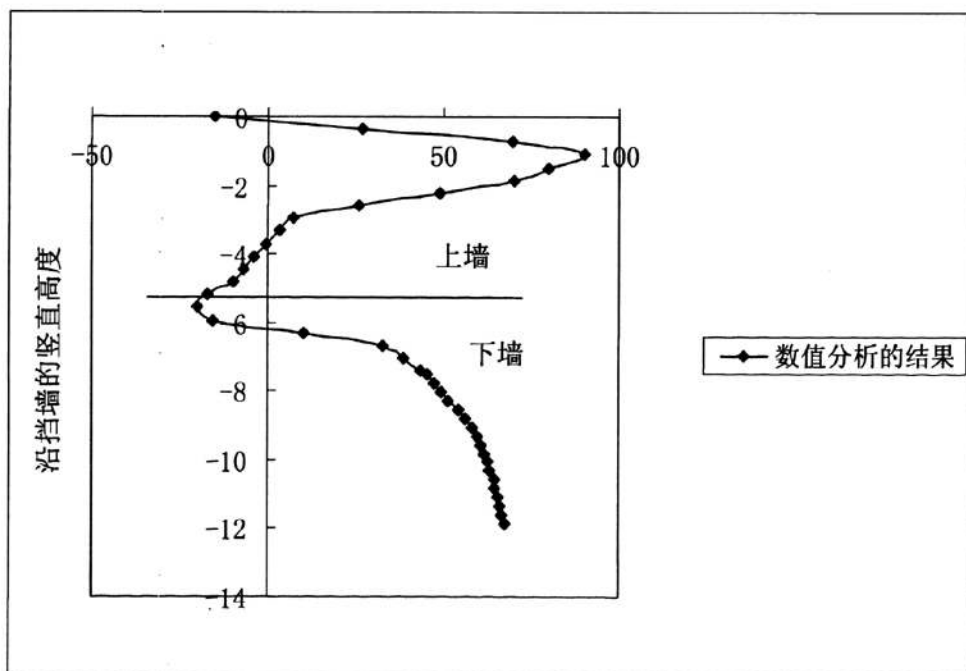


图 4-11b 模型 3 挡土墙墙背内部水平应力分布图 (kPa)

4.3.4 托梁上下表面应力分析

加预应力锚索优化后,各个模型的托梁上下表面应力分布如图 4-12 至图 4-17 所示。由图可见,托梁应力最大值均出现在桩基支承部位,应力向四周逐渐扩散降低,两桩之间的应力从桩往中间逐渐减小,上下表面变化趋势相同,只是量值不同。托梁上表面几乎没有出现拉应力,而托梁下表面则部分存在拉应力,但除去应力集中部位,最大值不超过 1MPa,且中部有应力为零的区域。相同部位下表面所受最大应力值较上表面大,应力分布不均匀程度较大。随着桩截面的减小,托梁最大值名义压应力值有所增大,但最大不超过 2.6MPa。

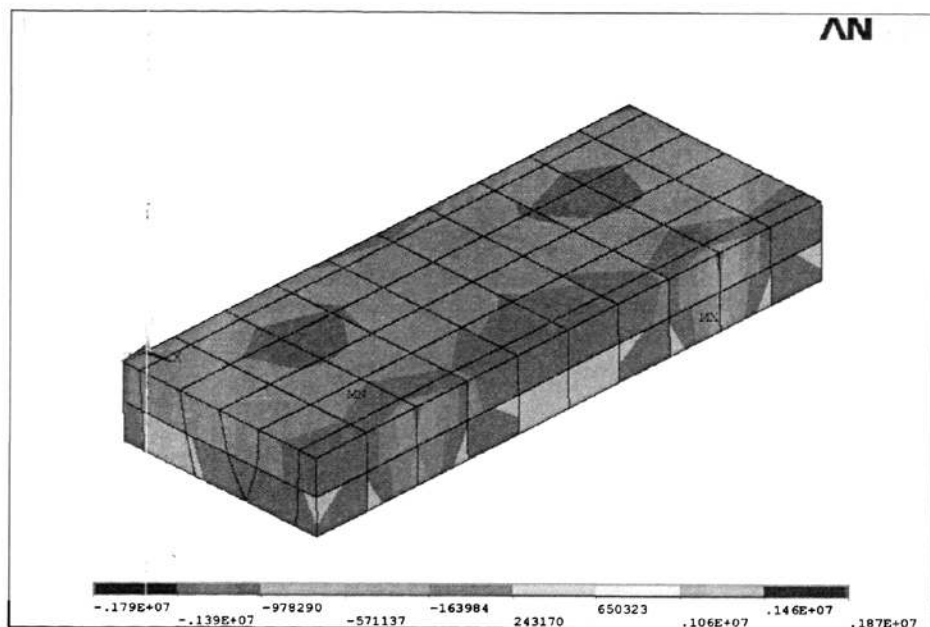


图 4-12 模型 1 托梁上表面应力图 (单位: Pa)

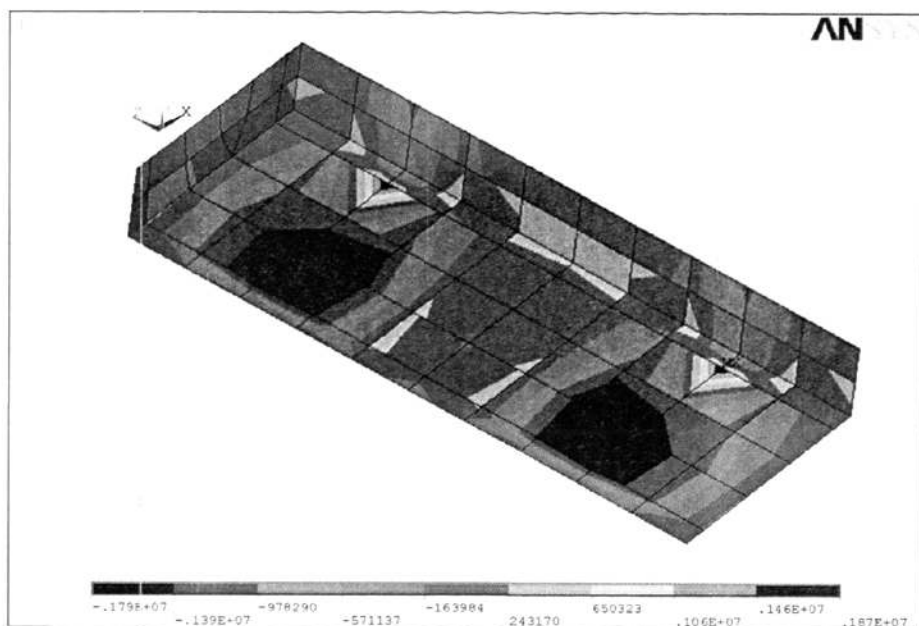


图 4-13 模型 1 托梁下表面应力图 (单位: Pa)

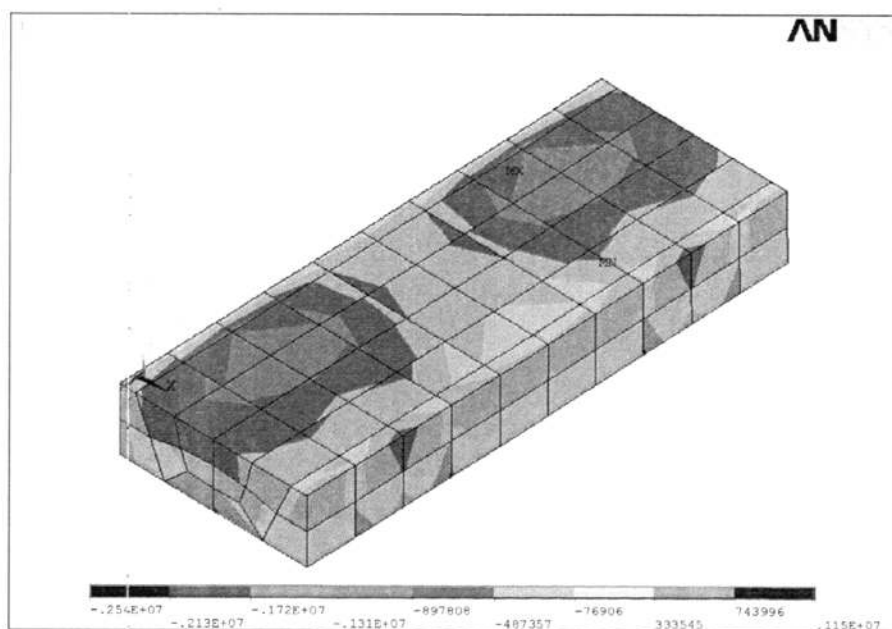


图 4-14 模型 2 托梁上表面应力图 (单位: Pa)

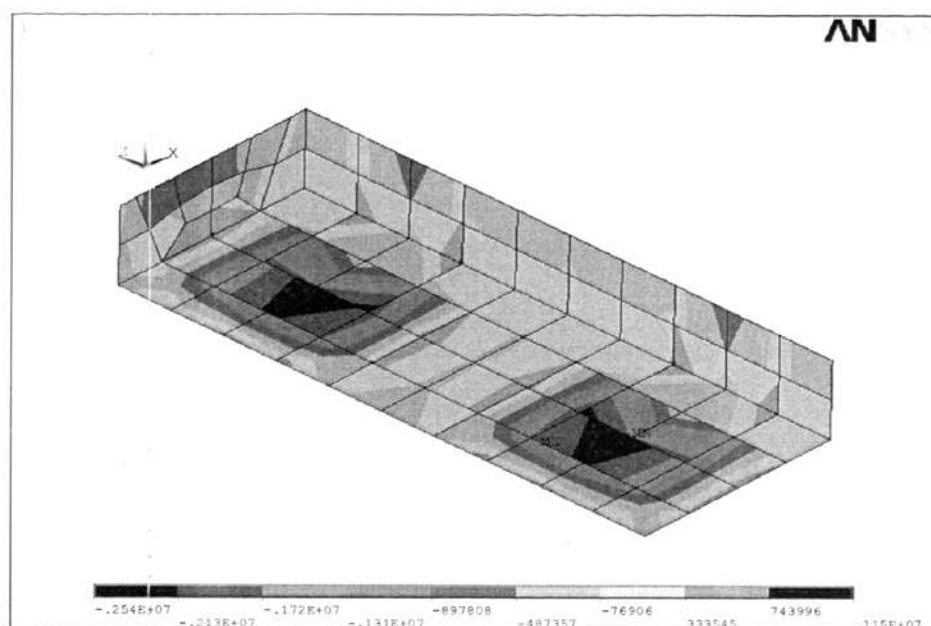


图 4-15 模型 2 托梁下表面应力图 (单位: Pa)

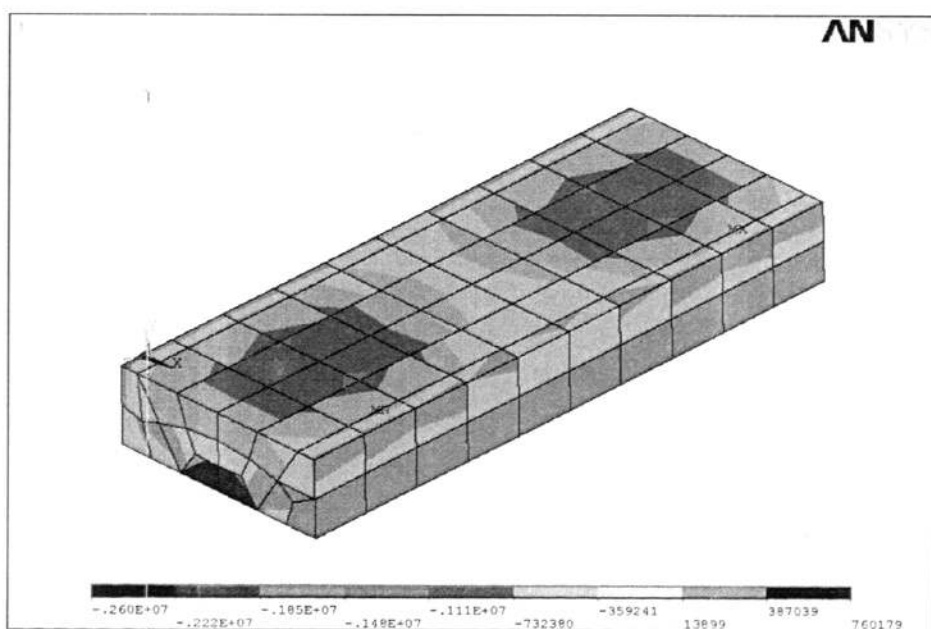


图 4-16 模型 3 托梁上表面应力图 (单位: Pa)

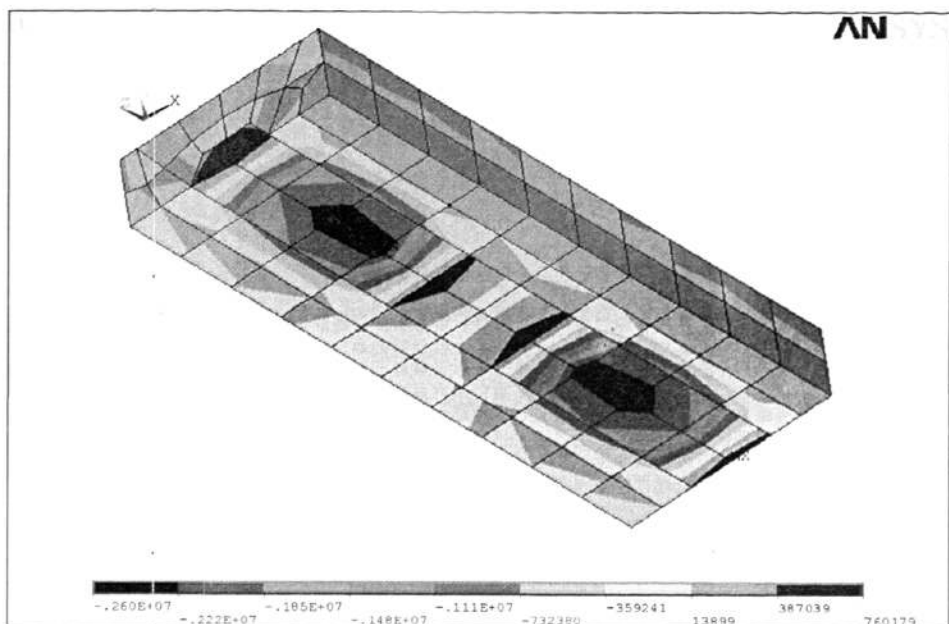


图 4-17 模型 3 托梁下表面应力图 (单位: Pa)

4.3.5 桩受力分析

各个模型的桩的沉降及水平位移图分别如图 4-18 至图 4-23 所示。由图可见, 预应力锚索对桩的沉降影响较小, 模型 3 的水平位移明显大于模型 1、2。对比第 3 章图 3-27、3-28 发现, 模型 1 桩的最大沉降较原结构略有减小, 而模型 2、3 桩的最大沉降较原结构略有增大; 而水平位移最大值, 模型 1、2 均较原结构有所减小, 模型 3 则和原结构相当。

各个模型的桩的竖向应力图分别如图 4-24 至 4-26 所示。由图可见, 预应力锚索对桩的竖向应力影响较大, 由于预应力锚索的增加, 使得桩竖向拉应力有所减小, 甚至消失, 随着桩截面的减小, 桩竖向最大压应力有所增加, 模型 2、3 较模型 1 增大约 2MPa, 最小压应力值也有所增加。对比第 3 章图 3-29, 发现预应力锚索的增加可以减小或者消除桩内竖向拉应力, 同时增大竖向压应力。

各个模型的桩的横向单元剪力图分别如图 4-27 至图 4-29 所示。

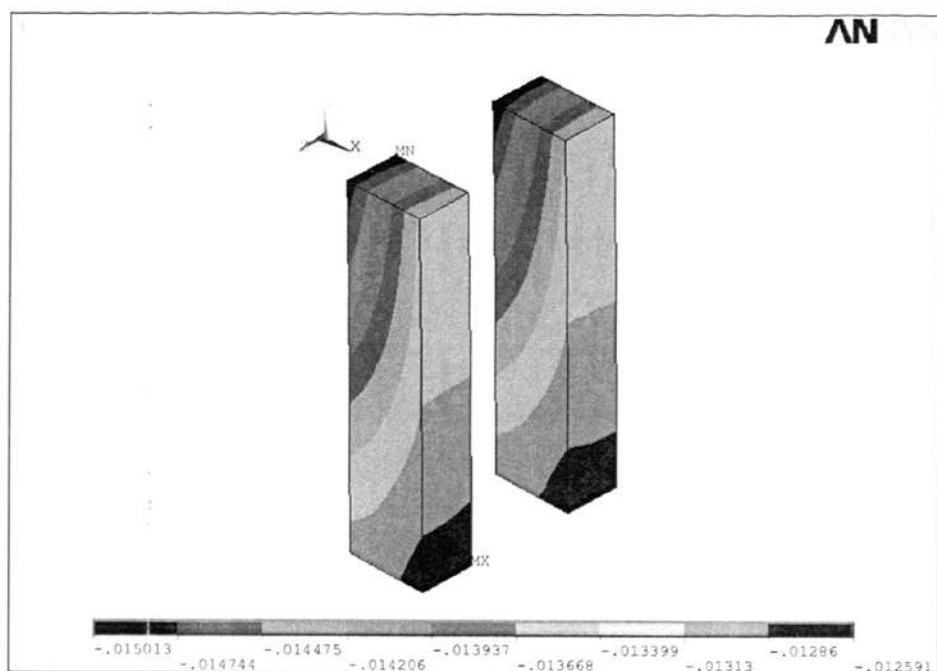


图 4-18 模型 1 桩竖向沉降云图 (单位: m)

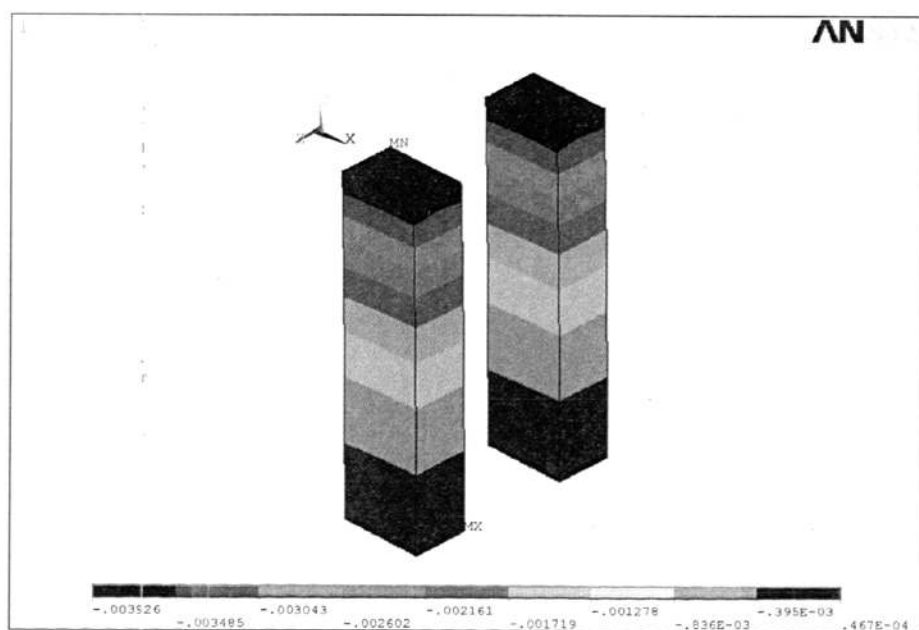


图 4-19 模型 1 桩水平位移云图 (单位: m)

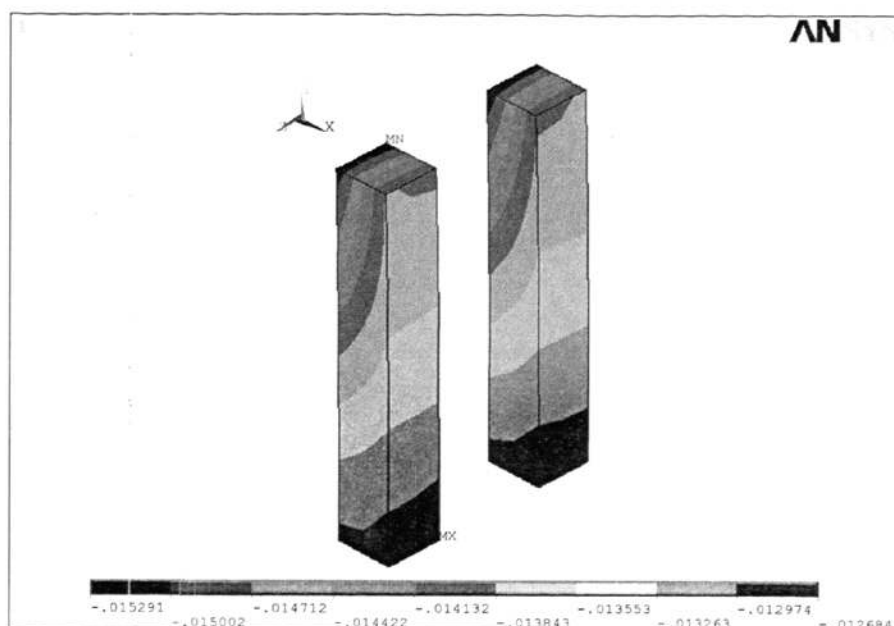


图 4-20 模型 2 桩竖向沉降云图 (单位: m)

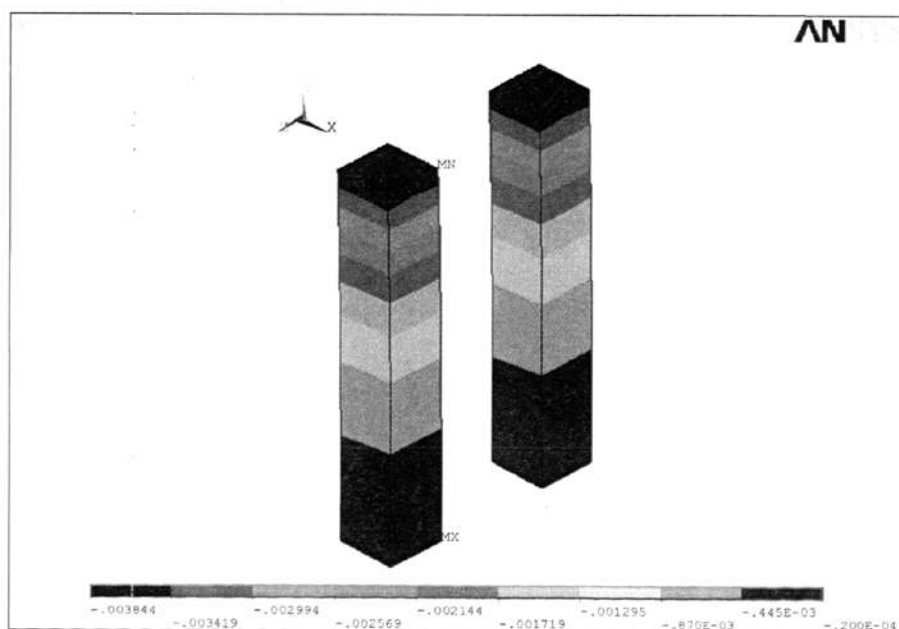


图 4-21 模型 2 桩水平位移云图 (单位: m)

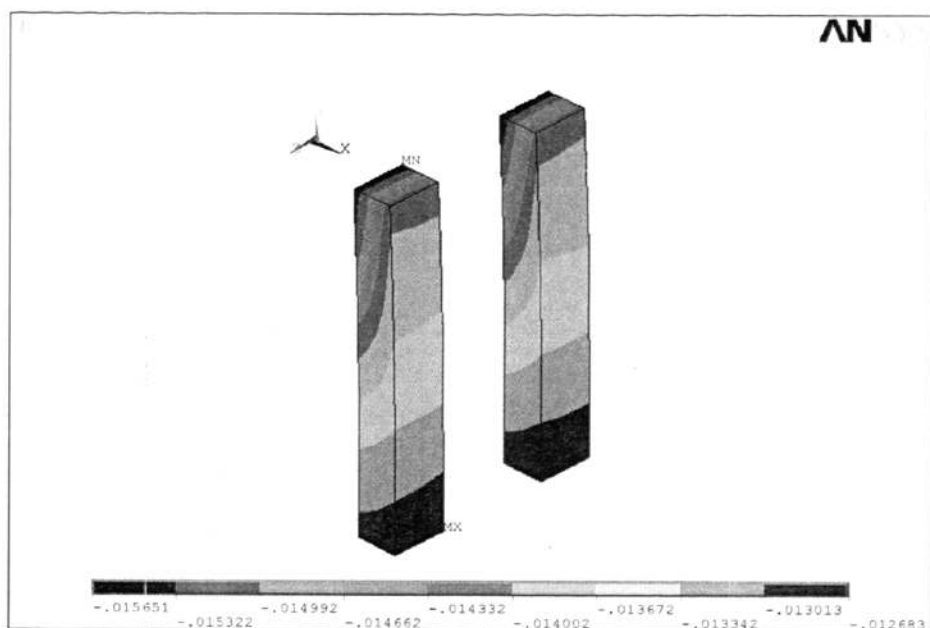


图 4-22 模型 3 桩竖向沉降云图 (单位: m)

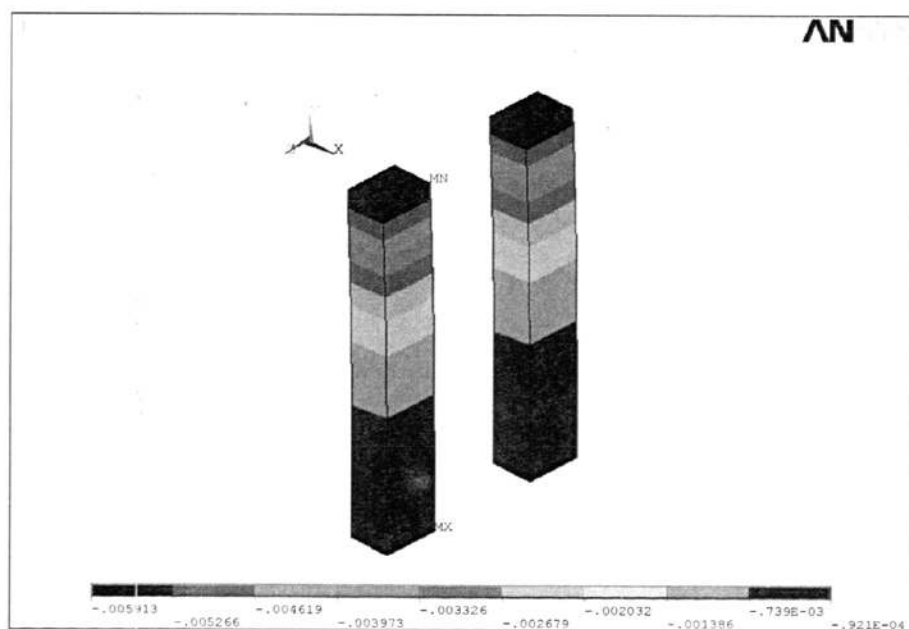


图 4-23 模型 3 桩水平位移云图 (单位: m)

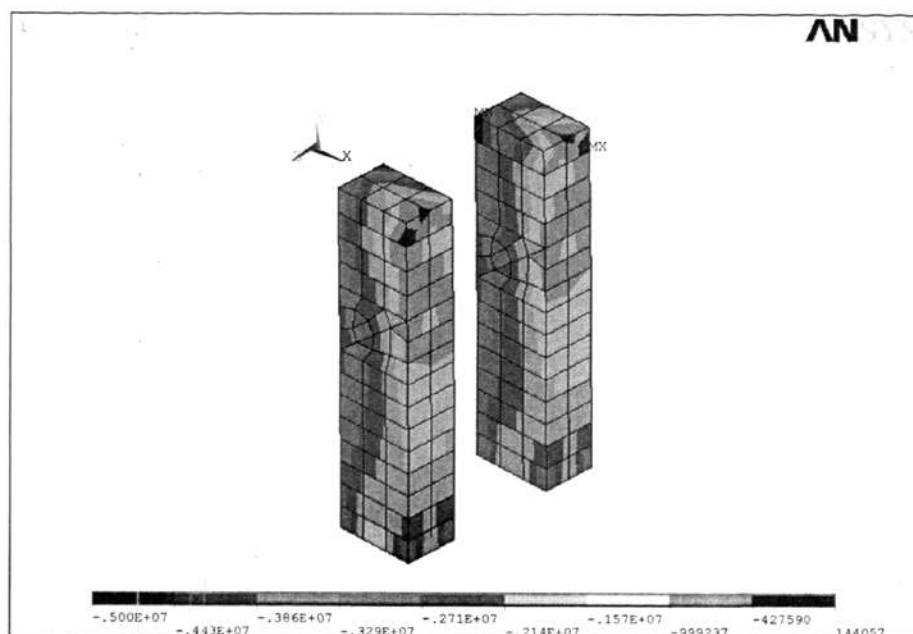


图 4-24 模型 1 桩竖向应力云图 (单位: Pa)

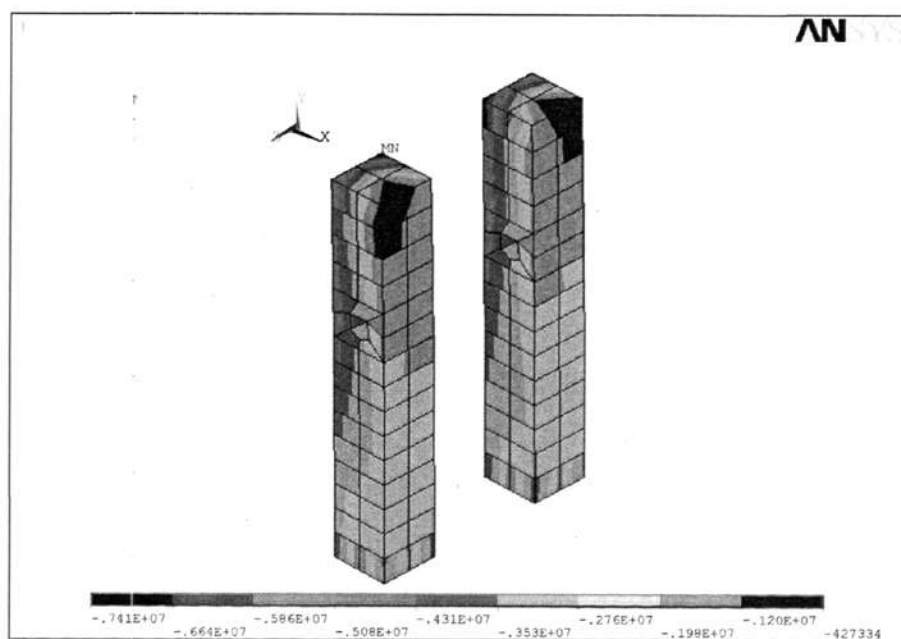


图 4-25 模型 2 桩竖向应力云图 (单位: Pa)

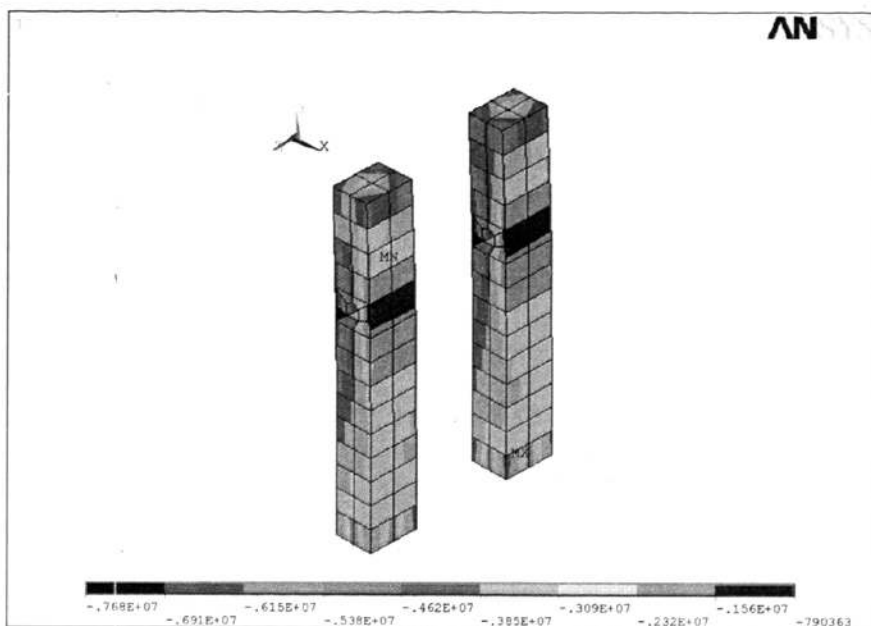


图 4-26 模型 3 桩竖向应力云图 (单位: Pa)

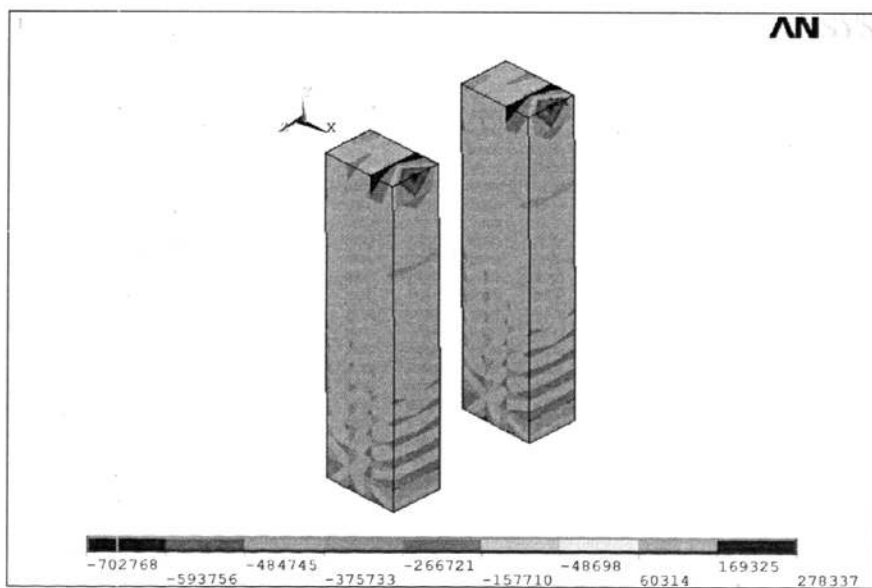


图 4-27 模型 1 桩内单元剪力云图 (单位: N)

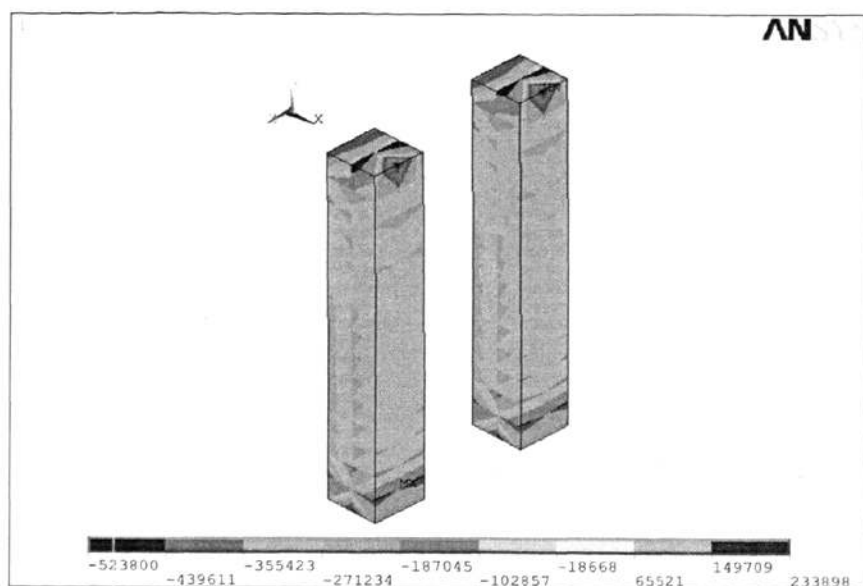


图 4-28 模型 2 桩内单元剪力云图 (单位: N)

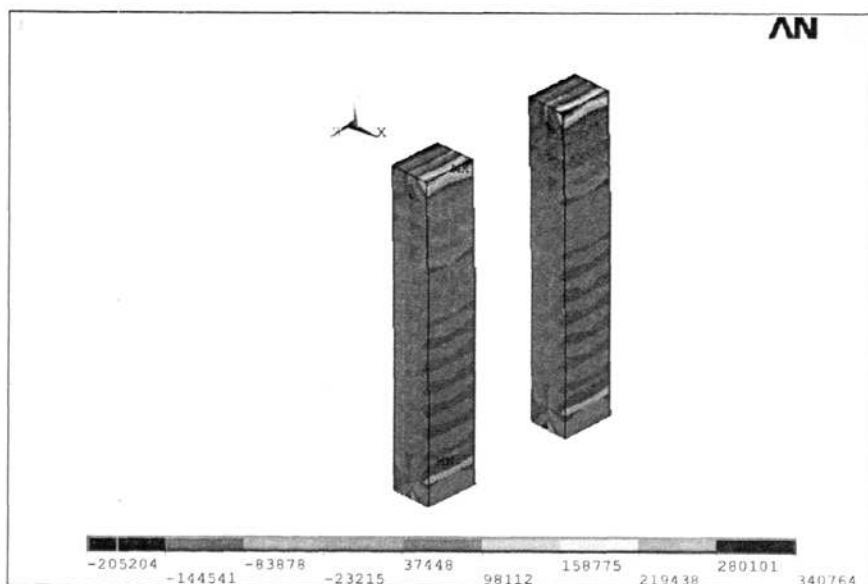


图 4-29 模型 3 桩内单元剪力云图 (单位: N)

4.3.6 四种工况的受力特性及工程造价对比分析

通过以上对三种工况进行数值建模分析(即其他条件不变时,桩基截面分别采用 $2\text{m} \times 3\text{m}$, $2\text{m} \times 2\text{m}$, $2\text{m} \times 1.5\text{m}$, 施加预应力锚索, 模型 1、模型 2、模型 3), 将所得结果和第三章中的数值模型(即桩基截面采用 $2\text{m} \times 3\text{m}$, 不加预应力锚索的情况)结果进行对比分析可知, 每种工况的挡土墙、托梁、桩基都满足使用要求, 说明每种工况都是

可行的。

但通过对几种工况进行造价对比分析,见附件一,单元桩基托梁挡土墙中桩截面为 2×3 米造价为:13.93 万元,桩截面变化为 $2\text{m} \times 2\text{m}$ 及加锚索造价为 13.78 万元、桩截面变化为 $2\text{m} \times 1.5\text{m}$ 及加锚索造价为 11.55 万元。由此可知,在同样满足使用要求的前提下,工况三即施加 $8\Phi 15.2$ 预应力锚索、桩的截面尺寸为 $2\text{m} \times 1.5\text{m}$ 是最优方案,单位桩基托梁挡土墙中的桩就能节省造价 2.38 万元(节约 17%),整条线路将能节省数以百万计的造价,证明对工程进行优化是合理的、经济的、必要的。

4.4 本章小结

本章主要介绍了在桩基托梁挡土墙结构中施加预应力锚索进行优化设计及预应力锚索的施工工序,运用 ANSYS 数值分析软件对在其他条件不变时,桩基截面分别采用 $2\text{m} \times 3\text{m}$, $2\text{m} \times 2\text{m}$, $2\text{m} \times 1.5\text{m}$, 施加预应力锚索的三种不同工况进行数值分析,和第 3 章不加预应力锚索的数值分析结果进行对比,在同样满足使用、安全要求时,再进行造价分析,以造价最低的方案为最优方案。

(1) 挡土墙沉降分析

挡土墙底部最大沉降发生在非填土侧,且随着桩截面的减小,沉降值逐步增大,但增幅不甚明显,最大增幅约 1mm。对比第 3 章中图 3-18,可以发现,预应力锚索对挡土墙竖向位移影响较小,由于预应力锚索的作用,挡土墙竖向沉降略有增加。

(2) 挡土墙水平位移分析

挡土墙最大水平位移发生在顶部,最小水平位移发生在根部,且随着桩截面的减小,偏移逐步增大,模型之间最大水平位移的增加量约为 2mm。并且可以看出,模型 3 中挡土墙最小水平位移较模型 1、2 增加较多,而模型 1、2 则比较接近。对比第 3 章中图 3-20,可以发现,预应力锚索对挡土墙水平位移的影响较大,由于预应力锚索的作用,模型 1 中挡土墙最大最小水平位移均有所减小、而模型 2 中挡土墙最大水平位移和原结构(指第 3 章结构,下同)基本相当,而最小水平位移则减小约 2mm,模型 3 中,最大最小水平位移较原结构均有所增大,但最小水平位移增幅相对较小,最大水平位移增幅为 3mm,也在合理范围内。

(3) 挡土墙墙后土压力分析

挡土墙最大墙后土压力发生在平台下侧,最小墙后土压力发生在顶部,由于建模时平台和平台上土体节点自由度的耦合,使得平台上出现较大拉应力,此时,可以考虑增加混凝土强度或适量配筋。

(4) 托梁上下表面应力分析

加预应力锚索优化后,托梁应力最大值均出现在桩基支承部位,应力向四周逐渐扩

散降低,两桩之间的应力从桩往中间逐渐减小,上下表面变化趋势相同,只是量值不同。托梁上表面几乎没有出现拉应力,而托梁下表面则部分存在拉应力,但除去应力集中部位,最大值不超过 1MPa,且中部有应力为零的区域。相同部位下表面所受最大应力值较上表面大,应力分布不均匀程度较大。随着桩截面的减小,托梁最大值名义压应力值有所增大,但最大不超过 2.6MPa。

(4) 桩受力分析

预应力锚索对桩的沉降影响较小,模型 3 的水平位移明显大于模型 1、2。对比第 3 章图 3-19、3-20 发现,模型 1 桩的最大沉降较原结构略有减小,而模型 2、3 桩的最大沉降较原结构略有增大;而水平位移最大值,模型 1、2 均较原结构有所减小,模型 3 则和原结构相当。

预应力锚索对桩的竖向应力影响较大,由于预应力锚索的增加,使得桩竖向拉应力有所减小,甚至消失,随着桩截面的减小,桩竖向最大压应力有所增加,模型 2、3 较模型 1 增大约 2MPa,最小压应力值也有所增加。对比第 3 章图 3-29,发现预应力锚索的增加可以减小或者消除桩内竖向拉应力,同时增大竖向压应力。

(5) 单元桩基托梁挡土墙中桩截面为 2×3 米造价为:13.93 万元,桩截面变化为 $2\text{m} \times 2\text{m}$ 及加锚索造价为 13.78 万元、桩截面变化为 $2\text{m} \times 1.5\text{m}$ 及加锚索造价为 11.55 万元。由此可知,在同样满足使用要求的前提下,工况三即施加 $8\Phi 15.2$ 预应力锚索、桩的截面尺寸为 $2\text{m} \times 1.5\text{m}$ 是最优方案,单位桩基托梁挡土墙中的桩就能节省造价 2.38 万元(节约 17%),整条线路将能节省数以百万计的造价,证明对工程进行优化是合理的、经济的、必要的。

结 论

1、成果与结论

通过以上四章对桩基托梁挡土墙支挡结构的论述分析,在对工程实例中的桩基托梁挡土墙支挡结构进理论计算、数值计算后,比较分析两种计算结果,用理论计算检验数值建模、计算的正确性。在验证数值分析正确的基础上,利用数值分析方法对施加预应力锚索后的桩基托梁挡土墙支挡结构的几种工况进行数值分析,然后通过对几种工况进行造价对比,确定出最优设计方案。通过本论文研究可以得出结论有:

(1)、确定了一种验算桩基托梁挡土墙支挡结构的简便方法。在对工程实例中的桩基托梁挡土墙进行理论计算后,再用数值计算方法分析桩基托梁挡土墙的受力特性,将数值计算结果和理论计算结果进行对比分析,两者规律一致,证明数值建模是合理的,数值计算结果是正确的,由此表明,在工程设计中,可以运用数值计算这一简便的方法来分析结构的受力特性。

(2)、基于某实际工点,对桩基托梁挡土墙支挡结构进行优化设计。通过对桩基托梁挡土墙支挡结构施加预应力锚索,分别分析了其他条件不变时,桩基截面分别采用 $2\text{m} \times 3\text{m}$, $2\text{m} \times 2\text{m}$, $2\text{m} \times 1.5\text{m}$,再施加预应力锚索的三种工况,三种工况分别和原工况(桩基截面采用 $2\text{m} \times 3\text{m}$ 、不加预应力锚索)进行对比分析可知,三种工况中,随着桩基截面尺寸的增加,结构越趋安全,但截面尺寸($2\text{m} \times 1.5\text{m}$)是限值,不宜再减小。

(3)、运用工程造价方法,找出最优方案。对几种不同工况进行造价分析,在同样满足使用、安全要求的条件下,造价最低的方案,即桩基截面尺寸为 $2\text{m} \times 1.5\text{m}$ 是最优方案。

本论文主要新意在于,根据目前桩基托梁挡土墙结构的计算方法,桩与托梁是分开进行计算的,考虑实际工程中桩和托梁浇筑成一个整体,作者运用数值分析的方法将桩基托梁挡土墙作为一个整体进行建模、计算分析,所得结论和理论计算结果一致,用以验证了本文数值分析的正确性,为对桩基托梁挡土墙结构进行优化设计提供依据。在加预应力锚索后,分析几种不同的工况,将分析结果对比分析,确定出一种既安全又经济的优化方案。

2、存在的不足与展望

(1)、由于本人是在职研究生,时间和精力都有限,没有对预应力锚索作用在托梁、桩基的不同部位等工况进行分析计算,可能存在比本文更加优化、经济的设计方案,仅仅提出了施加预应力锚索这一节省造价的优化思路。

(2)、没有对预应力锚索的损失进行研究，也没有对施加多少排预应力锚索是否更加合理进行研究，仅仅是提供了一种可以参考借鉴的优化的思路。

致 谢

本论文是在导师左德元教授的精心指导下完成的，从论文的选题到具体工作都得到了左老师的详细指导。在三年的研究生学习期间，左老师朴实无华的作风，严谨治学的态度潜移默化的感动着我，催我奋进；左老师渊博的知识，丰富的经验以及对我的谆谆教诲，将使我终生受益，感谢左老师在我读研究生期间为我提供的学习和锻炼机会，这些使我在专业知识，实践能力，交际能力等方面得到锻炼和提高，为我今后的工作和学习奠定了一个良好的基础。

感谢在三年的硕士学习过程中，赵通、张涛、杜立群、刘金生、李传华、潘文成、张丽冰、任东亚、程军勇、周恒宇等师兄弟给予的帮助和鼓励。特别感谢崔凯副教授、张晋芳博士、周庆硕士对我学习的指导。同时也向所有关心和帮助过我的老师、同学和朋友表示衷心的感谢！

最后，感谢我的家人给予的巨大支持，感谢他们无私的付出，使我能顺利完成学业！

参 考 文 献

- [1]丁秀美. 西南地区复杂环境下典型堆积_填_体斜坡变形及稳定性研究 [博士学位论文][D]. 成都理工大学, 2005.
- [2]胡定, 潘亨永, 杜建成. 小湾左岸坝前堆积体边坡稳定性分析研究[J]. 云南水力发电, 2000, 16 (1): 31~36.
- [3]高志辉. 桩基托梁挡土墙力学作用机理试验研究与数值分析 [硕士学位论文][D]. 四川大学, 2005.
- [4]缪峥嵘. 德润园工程桩基托梁挡土墙设计[J]. 工程建设, 2006, 38 (3): 33~36.
- [5]顾晓鲁, 钱鸿缙, 刘惠珊, 汪时敏. 地基与基础[M]. 中国建筑工业出版社, 2003.
- [6]黄熙龄, 泰宝玖. 地基基础的设计与计算[M]. 中国建筑工业出版社, 1981.
- [7]刘利民, 舒翔, 熊巨华. 桩基工程的理论进展与工程实践[M]. 中国建材工业出版社, 2002.
- [8]中华人民共和国铁道部标准, 铁路路基设计规范(TBJ 1—85)[S].
- [9]中华人民共和国铁道部标准, 铁路路基支挡结构物设计规则(TBJ 25—90)[S].
- [10]汤斌, 王月香, 雷学文. 承台底土阻力群桩效应系数有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(5): 804-808.
- [11]刘金砺. 粉土中钻孔群桩承台-桩-土的相互作用特性和承载力计算[J]. 岩土工程学报, 1987, 9(6): 1~15.
- [12]谢涛, 袁文忠, 朱明. 群桩基础竖向承载力群桩效应模型试验研究[J]. 铁道建筑技术, 2002, 26(4): 38~40.
- [13]陈茂林, 王月香. 复合桩基侧阻端阻力群桩效应及其综合效率系数的有限元分析[J]. 四川建筑科学研究, 2003, 29(1): 37~39.
- [14]中华人民共和国行业标准. 建筑桩基技术规范(JGJ94-94)[S]. 人民交通出版社, 1995.
- [15]陈忠达. 公路挡土墙设计[M]. 人民交通出版社, 2000.
- [16]管枫年, 薛广瑞, 王殿印. 水工挡土墙设计[M]. 中国水利水电出版社, 1996.
- [17]李海光, 周德培等著. 2002 新型支挡结构设计 with 工程实例. 人民交通出版社. 2004.
- [18]张敏. 桩基托梁挡土墙设计理论与工程应用研究 [硕士学位论文][D]. 西南交通大学, 2007.
- [19]张沛杰. 桩基托梁施工技术. 山西建筑, 2004.30 (14).
- [20]杨当狮. 预应力锚索桩基托梁挡土墙在工程中的应用. 山西建筑, 2003.29 (14)
- [21]罗照新. 预应力锚索桩基托梁挡土墙在陡坡路堤中的应用. 路基工程, 2004 (4).
- [22]黄黎冰, 张立勇. 土基上桩基托梁挡土墙结构模型试验研究. 四川水利, 2005 (5).
- [23]邹 建. 锚索桩基托梁挡土墙在渝怀线的应用. 路基工程, 2003 增刊.

- [24]赵阳.荷载与结构设计方法.重庆大学出版社, 2001.
- [25]顾慰慈.挡土墙土压力计算[M].中国建材工业出版社, 2001.
- [26]王渭漳, 吴亚中.墙背土压力分布计算的新理论及其工程应用, 们.人民交通出版社, 1996.
- [27]高江平, 吴家惠.土压力计算方法新探[J].西安公路交通大学学报, 1995, 15(2):7~11.
- [28]殷宗泽.土力学与地基[M].中国水利水电出版社, 1999 — 05.
- [29]徐邦栋, 滑坡分析与防治.北京:中国铁道出版社.2001:681~688.
- [30]刘小丽, 周德培.岩土边坡系统稳定性评价初探.岩石力学与工程学报.2002, 21(9):1378~1382.
- [31]钱家欢, 殷宗泽.土工原理与计算.第二版.北京:中国水利水电出版社.1996
- [32]潘家铮.建筑物的抗滑稳定和滑坡分析.北京:水利出版社.1980:9.
- [33]郑恒样, 袁志刚.滑坡分析与抗滑桩设计.人民黄河.1998, 20(2):25~27.
- [34]张军, 谢珍.抗滑桩设计计算系统的开发研究.中南公路工程.2000, 25 仅):55~57.
- [35]Richard L.Handy.THEARCHINSOILARCHINGJoumalofGeoteelmiealEngineering.
1985, 111(3):302~318.
- [36]戴白航.抗滑桩滑坡推力和桩前滑体抗力分布规律的研究.岩石力学与工程学报.2002,
21(4):517~521.
- [37]BishoPA.W..The Use of the Slip Cirele in the Stability Analysis of SloPes.Geotechnique.1955, 5(1).
- [38]SpeneerE..A Method of Analysis of the Stability of Embanknlents Assuming Parallel Inter-Slice
Forees.Geoteehnique.1967, 17(1).
- [39]Morgenstern, N.R., and Price, VE.The analysis of the stability of general slip surfaees.Geoteehnique,
London, VOI.15(1), 1965.
- [40]杨涛, 周德培等.抗滑桩滑坡推力分布形式的计算确定.岩土工程学报, 2006, 28(3).
- [41]美国 ANSYS 公司成都办事处, ANSYS 建模及分网指南.2002
- [42]美国 ANSYS 公司成都办事处, ANSYS 非线性分析指南.2002
- [43]美国 ANSYS 公司成都办事处, ANSYS 高级分析指南.2002
- [44]李皓月, 周田鹏, 刘相新.《ANSYS 工程计算应用教程》.中国铁道出版社,
- [45]刘玉元,高杰.锚索预应力降低的影响因素探讨[J].探矿工程,2005,1:27~28
- [46]谢庆华.预应力锚索抗滑桩实验研究.西部交通科技(桥涵工程), 2006.
- [47]J.E.鲍尔斯(JosePhE.B0wles)著.基础工程结构分析及程序.北京:中国铁道出版社, 1982.
- [48]蔡新, 孙文俊编著.结构静力学四].河海大学出版社.2004:80 — 86
- [49]刘小丽.新型桩锚结构设计计算理论研究.西南交通大学博士论文, 2003.
- [50]邹建.锚索桩基托梁挡土墙在渝怀线的应用.路基工程(增刊), 2003.
- [51]交通部第二公路勘察设计院,《公路设计手册—路基》, 人民交通出版社, 第二版.
- [52]汪宏,曹睿.参数法计算桩的内力与位移[J].港工技术,2007,(03)
- [53]戴白航,彭振斌.抗滑桩内力计算“K”法的改进与应用[J].地质与勘查,2002,(03)

-
- [54]郑国芳,用初参数法计算桩的内力和位移[J].海洋工程,1986,(03)
- [55]刘黎,何昌荣,桩基托梁挡土墙结构托梁内力的合理计算[J].水电站设计,2005,(03)
- [56]中铁二院工程集团有限责任公司,桩基托梁挡土墙托梁受力分析[J].水电站设计,2008,(06)
-

附件

附件一：

单位工程竣工结算汇总表

标段：

工程名称：托梁及桩【截面 2× 3】

序 号	汇 总 内 容	金 额 (元)
1	分部分项工程	118992.66
2	措施项目	9256.04
2.1	其中：安全文明施工费	7547.24
3	其他项目	
3.1	其中：暂列金额	
3.2	其中：专业工程暂估价	
3.3	其中：计日工	
3.4	其中：总承包服务费	
4	规费	6521.95
5	税金：(1+2+3+4)×规定费率	4622.63
竣工结算总价合计=1+2+3+4+5		139393.28

单位工程竣工结算汇总表

工程名称: 托梁及桩【变截面 2× 2】		标	第 1 页共 1
		段:	页
序 号	汇 总 内 容	金 额 (元)	
1	分部分项工程	120051. 68	
2	措施项目	7740	
2.1	其中: 安全文明施工费	6311. 08	
3	其他项目		
3.1	其中: 暂列金额		
3.2	其中: 专业工程暂估价		
3.3	其中: 计日工		
3.4	其中: 总承包服务费		
4	规费	5453. 72	
5	税金: (1+2+3+4) × 规定费率	4570. 32	
竣工结算总价合计=1+2+3+4+5		137815. 72	

单位工程竣工结算汇总表

工程名称: 托梁及桩【变截面 2× 1.5】		标	第 1 页共 1
		段:	页
序 号	汇 总 内 容	金 额 (元)	
1	分部分项工程	101000.88	
2	措施项目	6214.45	
2.1	其中: 安全文明施工费	5067.17	
3	其他项目		
3.1	其中: 暂列金额		
3.2	其中: 专业工程暂估价		
3.3	其中: 计日工		
3.4	其中: 总承包服务费		
4	规费	4378.8	
5	税金: (1+2+3+4) × 规定费率	3827.68	
竣工结算总价合计=1+2+3+4+5		115421.81	

攻读硕士学位期间发表的论文与科研工作

发表论文:

- 1、陈桂兵.高校基建维修改造工程审计探讨.西南交通大学学报（社会科学版）2008 年 5 月第九卷，综合研究卷
- 2、陈桂兵.高校建设项目全过程跟踪审计初探.西南交通大学学报（社会科学版）2008 年 5 月第九卷，综合研究卷

科研工作:

- 1、绵阳市园艺道路设计与膨胀土地基处理；2008-2009；
- 2、自贡市南湖大道桩基托梁挡土墙验算与优化设计；2008-2009。