

摘 要

长期反复荷载作用下土体与邻近桩基相互作用问题是数十年来岩土工程界的研究热点之一。上述问题主要包括两方面的研究：长期反复荷载作用下土体变形特性的研究和受长期反复荷载作用土体与邻近桩基的相互作用特性研究。对此课题，本文主要开展了如下几个方面的研究工作：

在对国内外长期反复荷载作用下土体特性进行系统调研的基础上，基于临界状态土力学理论，在 Carter 模型中引入临界重复应力的概念形成改进 Carter 模型，该模型可以更加合理的反映重复加卸载作用下土体主要特性，可以方便地应用于长期重复加卸载地基与结构物的相互作用分析。

根据改进 Carter 模型，编制了平面应变有限元程序，应用该程序对长期反复荷载下土体与邻近桩基相互作用性状进行系统的研究。结果发现地基土在堆载作用下发生沉降和水平位移，随着反复加卸载次数的增加，堆载中心沉降和堆载区边缘土体水平侧移迅速增大，堆载中心沉降和堆载区边缘土体水平侧移值的大小和中间软土区的性质密切相关，当中间软土区的屈服面衰减系数 θ 增大时，相同的反复加卸载次数所引起的附加变形也随之增大；而软土层临界重复应力比 r_c 的增大时则引起相同的反复加卸载次数下的附加变形降低。当堆载区临近设置桩基时，由于堆载与邻近桩基发生相互作用，引起堆载中心沉降和堆载区边缘土体水平侧移降低，邻近桩基刚度越大，降低的幅度越大。同时在反复加卸载作用下引起邻近桩基桩身发生侧移，桩基刚度越大，桩身侧移越小；随着反复加卸载次数的增加，桩身的附加侧移值也越来越大；软土层深度增大，桩身的附加侧移值越大；桩身距离堆载区越远，桩身的附加侧移值越小。相对于单排桩基而言，双排桩能够更加有效的发挥遮拦作用。

本文同时对水平位移土体与桩基相互作用进行了三维弹塑性分析，结果发现随着土体水平位移的增加，邻近桩身的侧移和弯矩值也不断增加，桩身刚度增大时，桩基越来越表现出刚性桩的性状，而桩身刚度降低时，桩基表现出相对柔性的性状。

本文在 $p \sim y$ 曲线法和 Poulos 弹性理论法的基础上，提出一种能够考虑两者优点的耦合算法。在此基础上，对长期反复加卸载作用下土体临近桩基的实用分析方法进行了探讨。算例分析表明，本文提出的耦合算法和实用分析方法是基本可行的。

本文根据目前国内外被动桩设计现状，在有限元法分析的基础上，提出被动桩优化设计的初步设想。根据设计使用的目的不同将被动桩分为“主动型被动桩”和“被动型被动桩”两种类型。对于“被动型被动桩”而言，采用椭圆形截面桩和矩形桩可以一定程度上降低临近土体水平位移对桩基的影响，而采用降低桩土界面强度进行“被动型被动桩”优化设计也是可行的。

关键词：被动桩，土体与桩基相互作用，长期反复荷载，临界状态土力学，本构模型，平面应变有限元，三维弹塑性分析，耦合算法，优化设计

Abstract

Soil and pile foundation interaction under long-term repeated loading has been one of the most important issues of geotechnical engineering in the world for near several ten years. The main points of this research consist of two parts, one is the characteristics of soils under long-term repeated surcharge loads, the other is the response of near piled foundation subjected to lateral loading from horizontal soil movements generated by the approach surcharge loads. Some main works and achievements of this dissertation are described as follows:

This paper discusses the characteristics of soils under long-term repeated surcharge loads in detail by studying the relevant results reported in the literature. It introduces the concept of critical repeated stress level into the Carter Model based on the critical state soil mechanics and improves the Carter Model to Modified Carter Model. The Modified Carter Model can reflect reasonably the main characteristics of soils under long-term repeated surcharge loads, and it can be used to analyze conveniently the interaction between soil and pile foundation under long-term repeated loading.

Then, this paper analyses soil and pile foundation interaction under long-term repeated loading in detail using the plane strain FEM program. In the program, the characteristics of soils under long-term repeated surcharge loads simulates by the Modified Carter Model. It finds that settlements at the center of loading area and displacement at the side of loading area are affected by several factors, such as the magnitude of θ , critical repeated stress level r_c , the loading number and pile stiffness, etc. The settlements and displacements increase when the magnitude of θ of the middle soft soil stratum or the loading number increases. On the other hand, when the critical repeated stress level r_c of the middle soft soil stratum increases, the settlements and displacements decrease. If there have several piles at the side of the loading area, the settlements and displacements will decrease because of the pile shadowing effect, and the magnitude of change is related to the pile stiffness.

This paper also analyses the interaction between soil and pile foundation subjected to soil movements by 3D FEM. It finds that the displacements and moments of the pile increase with the soil movements. When the pile stiffness increases, the characteristics of pile is rigid and when the pile stiffness decreases, the characteristics of pile is flexible.

It is common to use the load-transfer curves ($p \sim y$ curves) or Poulos's elastic theory to calculate piles subjected to lateral soil movements at present. This paper discusses the characteristics of the two methods and develops a new coupling analytical solution based on the two methods. In the new method, the soil modulus along pile length are calculated by the $p \sim y$ curves according the soil elements' stresses level and lateral displacements between the pile elements and soil elements, then the elastic theory is used to account for the soil-pile interaction between different elements using the above soil modulus. The results of the proposed coupling method is reasonable as shown by comparing lateral behavior of the pile with the above two methods. Above that, this paper discusses the calculation methods of the pile

subjected to soil movements caused by long-term repeated loading.


This paper brings forward the optimum design concept of passive pile based the above analysis. It thinks that the passive pile is composed of actively passive pile and passively passive pile according to the design purposes of pile for the first time in the world. To the passively passive pile, we can adopt the ellipse pile or the rectangle pile to decrease the influence of soil movements; also we can decrease the strength of pile-soil interface to decrease the influence. The two methods are feasible according to FEM analysis.

Keywords: passive pile, soil and pile foundation interaction, long-term repeated loading, critical state soil mechanics, soil constitutive model, plane strain FEM, 3D FEM, coupling analytical solution, optimum design

声 明

本人郑重声明:本论文是在导师的指导下,独立进行研究工作所取得的成果,撰写成博士/硕士学位论文“长期反复荷载作用下土体与邻近桩基相互作用研究”。除论文中已经注明引用的内容外,对论文的研究做出重要贡献的个人和集体,均已在文中以明确方式标明。本论文中不包含任何未加明确注明的其他个人或集体已经公开发表或未公开发表的成果。

本声明的法律责任由本人承担。

学位论文作者签名: 

2005年1月30日

第一章 绪论及文献综述

1.1 研究课题的提出及其研究意义

1998年1月10日清晨6时55分,建造十多年的上海宝钢炼钢渣处理厂房沐浴着绵绵冬雨,屋顶系统倒塌了。图1-1, 1-2, 1-3清楚地记录了当时厂房破坏和结构受损的情况。

该厂房屋顶系统的倒塌看似偶然,实际上有其必然性的一面。该厂房由日本设计,多以日方厂房为样板,未对特殊的软土地基在设计选型和局部构造处理上进行较为完善的考虑,经过十多年来的生产运作和生产负荷的一再扩大,在地基处理和厂房结构方面的缺陷和不足,随着地基土体的缓慢固结和流变,而日益凸现,部分厂房行车频繁啃轨,最终导致了厂房的坍塌^[1]。

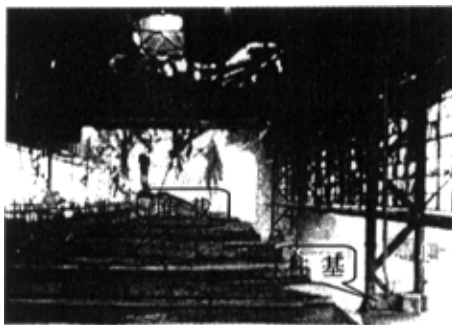


图1-1 某厂房屋顶坍塌时的情况



图1-2 厂房屋顶坍塌中心

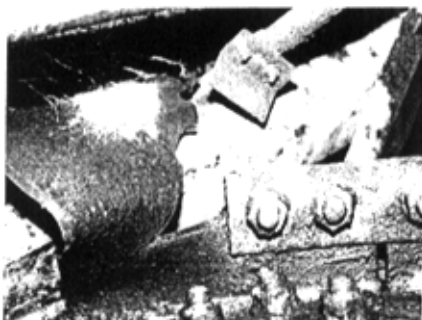


图1-3 厂房屋顶刚架节点破坏图

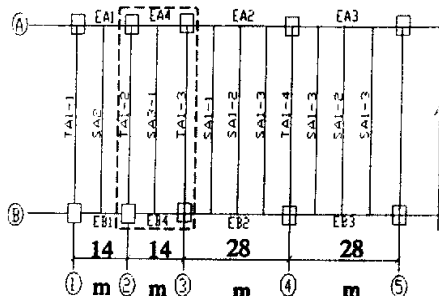


图1-4 厂房破坏区域及塌落中心位置

从该厂房破坏特征看，①~⑤轴线之间的屋盖系统全部坍塌，塌落中心位于②~③轴线的中间地带（图 1-4），即从①轴线记起为第四榀的正下方部位。①~⑤轴线之间的屋架全部变形，扭曲、撕裂、拉断或压屈，塌落在地面，屋架上部的天窗架也随之砸落在屋架上，支承屋架的上柱一致向坍塌中心弯扭，屋架及天窗的檩条因连接固定螺栓的崩断而脱落，屋面板和墙皮板被撕落交错在一起，因此而造成全线停产。

在坍塌事故发生后，由于是抢修和事故现场清理同时进行，事故现场的保护比较差，给工程事故的分析造成了一定的困难。为了查清工程发生的原因，对破坏厂房附近另一座受力和运行条件相似的一炼整脱模厂房进行了检测，发现柱子发生了较大的侧移^[2]（图 1-5）。

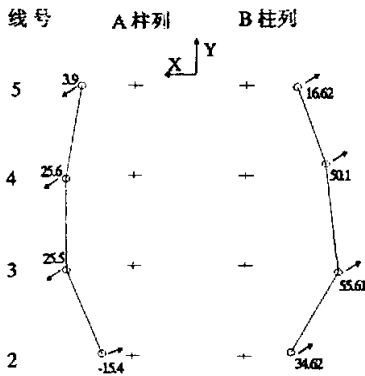


图1-5 柱子侧移图(单位: mm)

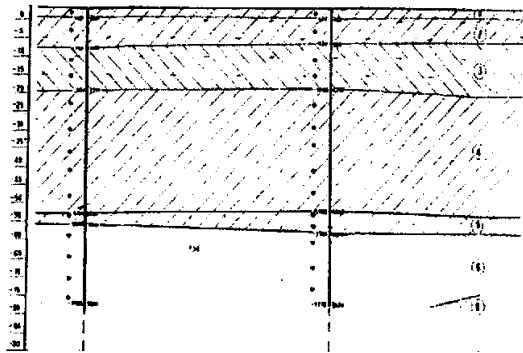


图1-6 厂区地层条件

从宝钢炼钢渣处理厂房破坏特征、柱基的沉降监测结果以及一炼整脱模厂房柱基侧向位移检测资料看，炼钢渣处理厂房的破坏是桩基侧向位移和不均匀沉降引起上部结构弯扭、撕裂等综合作用的结果。同济大学杨敏教授等^[2]根据事后检测资料和堆载条件下土体性质的研究，提出该厂房坍塌的主要原因在于长期堆载导致土体和邻近桩基产生较大的侧移和变形累积。

从该厂房桩基、土体与荷载的相对关系看，属于被动桩与土体相互作用研究的范畴；而从土体的受荷特性看，在局部阶段内土体受到加卸载动态作用，而从整个厂房的运行过程则受到长期的准静态荷载作用。这种准静力特性与静力作用下的土体性状可能有本质的不同，因为在长期、反复加卸载作用下，土体不仅表现出塑性应变的交变累积过程，而且还表现出粘塑性特性。因此，对于这类问题关键是以下两个问题的研究：1) 长期反复荷载作用下土体特性的研究；2) 受长期反复荷载作用土体与邻近桩基（被动桩）的相互作用特性研究。上述两类问题不仅在各类工业厂房中普遍存在，在港口海岸桩基结构、低路堤邻近桩基构筑物、储存石油制品和化学溶剂用的储罐、水塔以及筒仓等方面也屡见不鲜。

下面对这两方面的国内外研究现状加以简述，重点进行被动桩的综述。

1.2 堆载地基与邻近桩基相互作用特性及其研究现状

De Beer^[3]根据桩基与周围土体的相互作用,将桩分为二类:第一类桩基直接承受外荷载并主动向土中传递应力,称为“主动桩”(Active pile);第二类桩基并不直接承受外荷载,只是由于桩周土体在自重和外荷作用下产生水平运动而受到影响,称为“被动桩”(Passive pile)。在主动桩中,桩顶荷载使桩在土体中移动,桩上荷载是因,桩相对于土体的变形效应是果;而在被动桩中,侧移土体对桩产生土压力,土体相对于桩的移动是因,它在桩身上引起的荷载是果。由于被动桩因土体移动产生的桩侧荷载难以确定,引起桩土相互作用的土体位移不仅与土体本身的性质、桩的形状、数量和布置等因素有关,而且还与产生土体位移的成因(如堆载、开挖、打桩)有关,因此,被动桩的问题要比主动桩复杂得多,如果设计不当,会产生严重的工程问题。在软土地基中,堆载或开挖引起的土体水平位移可达到堆载高度或开挖深度的1%~2%甚至更大。如此大的侧向位移引起的作用于桩上的侧向压力会很大,足以使大尺寸的桩产生变形甚至破坏^[4]。

工程中常见的被动桩主要有如下几种:

(1) 在挤土桩施工过程中,由于打桩(或压桩)引发的挤土效应会使周围土体产生水平位移,引起邻近桩身挠曲^[5]。

(2) 建于软土地基中的桩基码头,由于港池开挖和堆场的填土而使土体产生显著的地基沉降和水平位移,从而导致码头的偏位甚至损坏^[6]。

(3) 地面堆载附近的桩基,或路堤旁建筑物的桩基,由于堆载引起地基土侧向移动,可能对桩基施加巨大的水平荷载^{[2][7]}。此外,由于桥头路基的影响,桥台桩基及邻近桥头桥梁桩基也存在同样问题^{[8][9][10][11]}。

(4) 抗滑桩,人们常利用桩的侧向承载能力来加固边坡,增加边坡的稳定性,这类桩称为抗滑桩,属于典型的被动桩,在全世界中得到广泛应用^{[12][13][14]}。在我国,每年施工的抗滑桩超过上万根,投资达数亿元^[15]。

(5) 基坑开挖或隧道开挖盾构推进条件下相邻的桩基,此类工程引起的桩的挠曲变形甚至毁坏不容忽视^{[16][17][18]}。为减少桩的侧向变形,开挖一般是分段分层进行。倘若一次开挖深度过大,土体产生的水平位移会使桩产生挠曲,形成被动曲桩。由于曲桩承载力比直桩要低,严重时甚至会危及建筑物的安全^[19]。

本文主要讨论上述第三种,即地面堆载作用下的邻近桩基性状。本课题组的陈福全博士^[20]曾经在前人^{[21][22][23]}的基础上针对土层侧向位移对邻近桩基的影响对现有文献与成果进行了总结。下面在他的基础上分别就以下三个方面进行综述:介绍国内外被动桩的试验情况和主要成果;总结和阐述现有的各种被动桩土压力理论和计算方法;被动桩与土体相互作用性状分

析。

1.2.1 试验研究

1.2.1.1 现场测试

Franx & Boostra^[24]通过对荷兰的几个桥梁和高架桥工程桩基进行观测取得了在土体侧向位移条件下桩基的变形观测资料。观测资料显示,在土体侧向位移作用下,该工程中的桩和桥台都产生了很大的侧向位移,其中,有个工程在施工完成2年之后,土体还产生很大的水平位移,导致桩基破坏。

Heyman^[25]于1961年通过现场试验以确定土堤坝对相邻已有建筑桩基的影响。试验中,3根桩穿过8.5m厚的粘土和泥炭土至持力层,不允许桩头水平侧移;先在距桩30.0m处填筑高达7.0m的路堤,然后将桩以5.0m的间距向外推移,对桩身最大弯矩和桩头反力进行量测,试验得出的结论是当桩离路堤坡脚大于35.0m,即约为软土层厚度的4倍时,土堤对桩的影响可忽略不计。

Heyman^[7]于1965年还进行了另一个相关试验。图1-7是一段路堤的剖面,为高等级公路路基,底宽65m。堤趾离开一幢与公路平行的楼房的距离约12m。楼房基础预制钢筋混凝土桩,桩长13m,其扩大桩尖支承在较深的砂层中。路堤分级填筑,每级填筑高度为1.4m,在每级之间休止几个月,使地基逐渐固结。在填筑第一层前打设四排间距3m、深12m的砂井,以提高地基固结速率。沿路堤在几处埋设电阻式孔压计,以监测排水的有效性。为了估计距离路堤12m的楼房下的桩中的应力,于路堤施工开始前,在楼房附近的空地上打入一根长13m的试桩。试桩的类型和断面尺寸与楼房下的预制钢筋混凝土桩完全相同。在桩顶下2.2m到6.7m的范围内装设6个断面的电阻应变计。桩顶支承在自由的水平支撑上,并装有电阻式荷重计和油压千斤顶,利用千斤顶尽可能使桩顶维持在原位置。图1-8为测量结果,其中I、II和III相当于三级填土,每级高1.4m。图1-8(a)三级荷载与桩顶反力的关系,图1-8(b)表示从应变计推算出的试桩弯矩。对于第I和第II级填土各标出两条线,低值相应于刚刚加荷后的应力,高值则是加荷2个月后下一级荷载前的测量结果。在堤趾和距离堤趾12m处的测斜仪测量结果表明,在地面下12m深范围内,各层土的位移是均匀的,试验桩所在位置(距离堤趾12m)土体水平位移为1.5cm,堤趾下土体的水平位移则为3.0cm。试桩的实测最大弯矩为24.5kN·m(根据应变计推算),三级荷载下的桩顶水平反力分别如图1-8(a)所示。试验结果发现,对于地基只发生小变形的情况,可以利用桩顶反力与分级加载的实测关系曲线(图中所示基本为线性关系,即属该情况)合理地估计侧向土压力所引起的弯矩。如果在已有建筑物前打入一根与该建筑物桩基相同的桩,并在其间设置测力计,同时利用测斜仪检验地基土的侧向变形,就能对已有的建筑物下的桩基所受

影响作出估计。

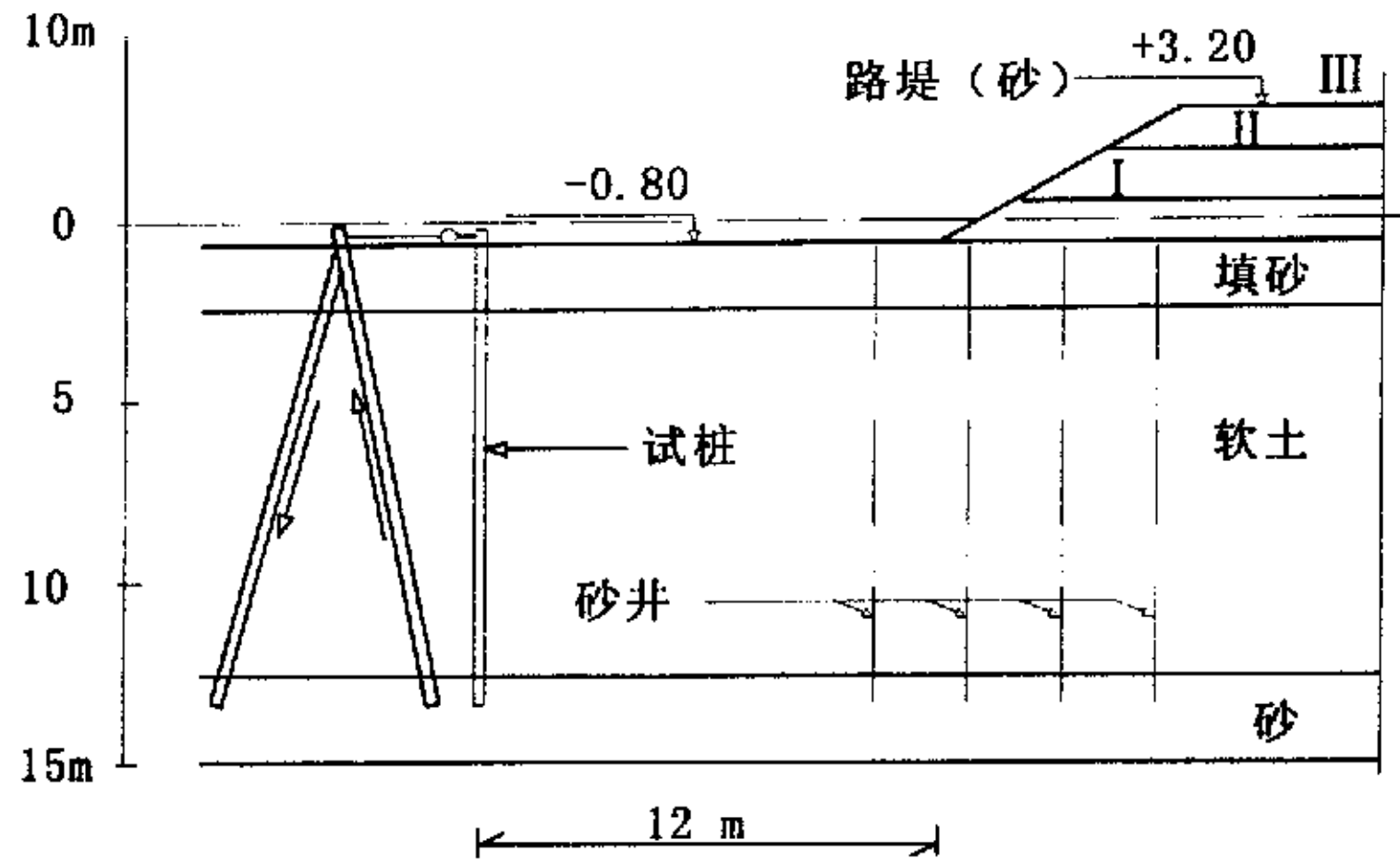


图 1-7 路堤试桩断面 (after Heyman, 1965)

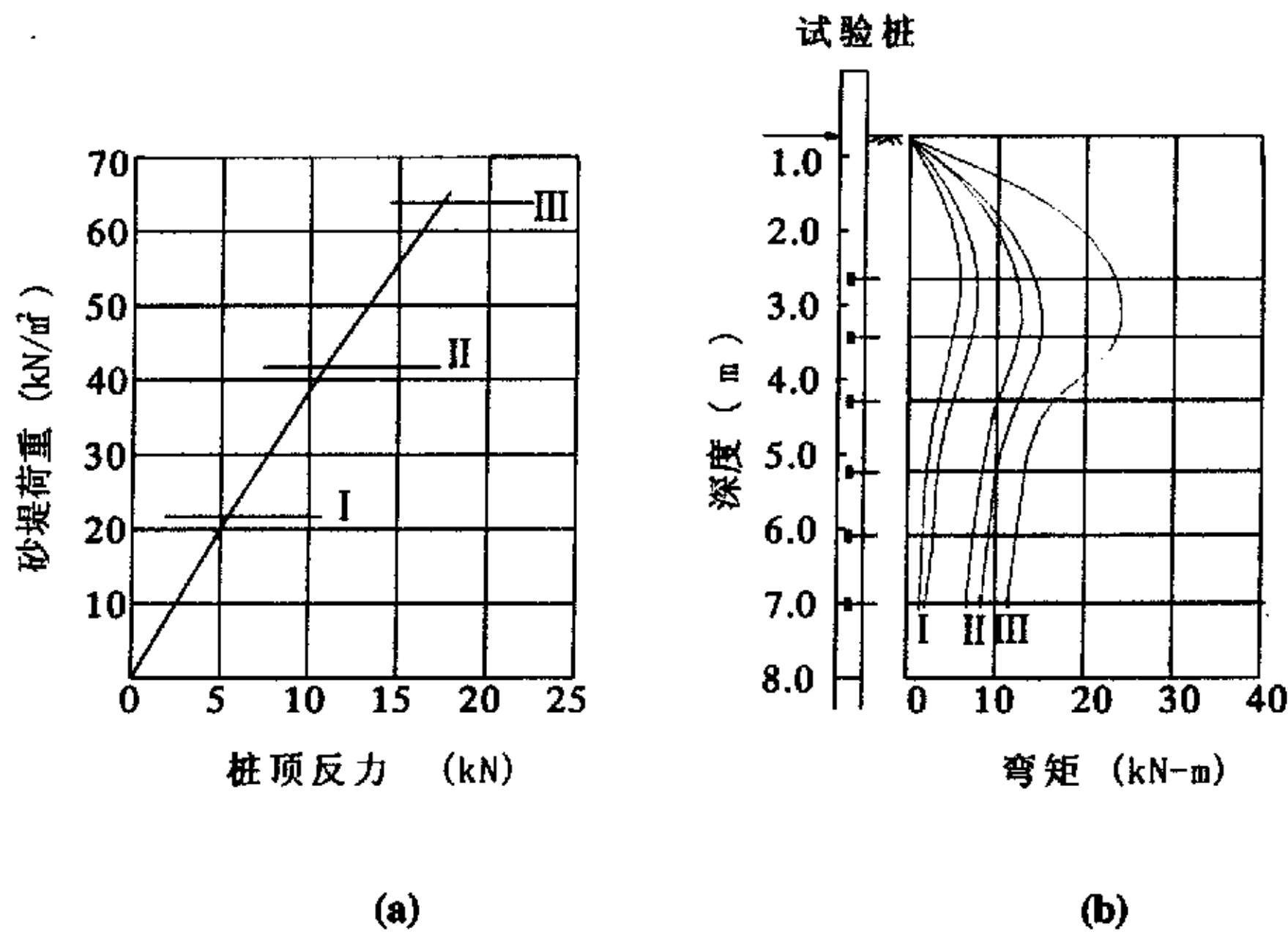


图 1-8 (a) 桩顶水平压力与路堤荷载的关系 (b) 第三级填土时试桩中的弯矩

Nicu^[26]等人1971年对一建在13.5m厚的硬粘土上的桥台桩基中的6根桩的位移进行了观测,同时量测了桥台的沉降与水平位移,结果桥台翼墙的沉降达55mm时,桥台往路堤方向位移,当荷载超过3倍软土层不排水抗剪强度时,桥台侧向位移急剧增大。

Wenz^[27]于1973年报道了一矿石堆场对软土中桩基影响的试验。试验土层软土不排水抗剪强度 S_u 约为15.0kPa,而矿石堆载荷载高达250.0kPa,远超过软土的极限承载力。试验场地共埋设3根桩,并量测土体侧向位移,结果表明土体最大侧向位移达1.0m;当土体侧向位移达到400~500mm时,桩已破坏。

魏汝龙等人^{[6] [28] [29] [30] [31]}对后方回填土和堆货引起高桩码头位移和码头结构损坏的性状进行了长期现场观测。指出：岸坡的侧向变形对桩基产生水平推力导致码头位移，岸坡的竖向变形使桩基产生负摩阻力并造成码头不均匀沉降，而且在码头竣工初期以水平变形为主，之后后者就起主要作用。

严人觉等人^[32]于1986年在上海宝钢某管坯仓库进行了地基堆载位移和临近桩基相互作用试验。试验是在22米×30米范围内的天然地基上逐级堆载加荷（60.0、90.0、120.0、150.0kPa四级）、观测料堆旁土与基础的沉降和侧移、临近桩基的侧向变形、土内孔隙水压力以及桩身弯矩的变化情况，以掌握在大面积堆载下的地基变形及其对临近桩基的影响规律，为设计提供依据。场地的地质情况如下：在地表处有2.5m厚的黄褐色粉质粘土层，其下有20m厚的灰色淤泥质粉质粘土和淤泥粘土（中间在4~7m深度内夹有粉砂薄层），为软塑~流塑的高压缩性饱和软粘土。22.5~60m为粉质粘土、粉质砂土，属中等压缩性；60m以下为细砂层。在堆载旁边50cm处设置试验柱基基础，尺寸为5.4m×5.4m×2.45m；在基础下有4根长60m， $\Phi 609.6 \times 11\text{mm}$ 的开口钢管桩。试验结果发现地面堆载厂房的柱基采用桩后较天然地基沉降可减少80%，侧移可减少75%；桩身的弯曲取决于桩的长径比、堆载区域面积、堆载荷载大小和软土层厚度及深度；桩基在临近地面堆载作用下最大挠度出现在软土层顶面附近；桩群中前排桩的挠度约为后排桩的1.6倍。

此外，各国的一些研究者^{[4] [33] [34]}也曾进行过类似的现场试验，但由于条件所限，这里就不一一列举。

1.2.1.2 室内模型试验

Matsin等^[35]1982年为了验证其塑性变形理论法，曾在长60cm、宽30cm、深30cm的钢制模型箱内观测不同桩径和桩距时，作用于抗滑桩排上的土压力随土体位移变化的情况。试验结果表明，理论值与实测值吻合得很好。

Poulos等人^[36]于1995年进行了在土体不同侧向位移作用下被动单桩的性状模拟试验，研究了相应被动单桩的设计计算方法，发现确定桩侧土体极限压力值对于单桩的设计分析计算是至关重要的。随后Chen & Poulos^[37]于1997年进行了在土体不同侧向位移作用下群桩的性状模拟试验，研究了在土体侧向位移下的群桩响应。

Pan^[38]等人于2002年进行了一系列的模型试验，研究了在土体侧移下的排桩性状，指出桩成行或成排，桩间距约为2至5倍桩径时，沿桩身分布的极限压力比单桩要来得小，而且当桩距减小时，群桩效应随之减小。

铁道部第二勘测设计院^{[39] [40]}于1985~1986年曾通过室内模型试验研究了排架抗滑桩与双排单桩的对比模型试验及抗滑桩前滑体抗力的分布情况。结果发现无论滑体为粘性土还是松散

介质,滑体下滑力基本为三角形分布,合力的重心约在滑动面以上 $0.26\sim 0.30h$ 间(h —滑动面以上桩长);桩前滑体抗力图形接近抛物线形,合力重心在滑动面以上 $0.45h$ 左右处;桩前滑体抗力的大小和分布,除与滑体和滑动面的性质外,还与滑体的大小和形状有关,滑体越大,抗力越大;当桩的间距较大时,相当大的一部分下滑力从桩间漏出,这部分力与通过桩传至桩前滑体的下滑力一道,推动桩前滑体向前移动。

1.2.1.3 离心模型试验

对于以自重为主要荷载的土工问题,土工离心模型试验可以在短时间直观而迅速地模拟原型土工结构物的变形和应力的变化过程,如与时间有关的地基固结与沉降等,具有一般室内模型试验无法比拟的优点。下面概述国内外采用离心机模型进行被动桩性状研究的情况。

Springman^[41]利用离心机模型对临近竖向表面荷载作用下软土地基中的单桩和群桩性状进行了一系列试验。试验模拟地质条件为 $6\sim 8\text{m}$ 软土层上覆薄砂层,模拟原型桩为桩径 1.0m 的钢筋混凝土桩。在模型桩试验的基础上, Springman假定桩侧土体位移模式为三角形,提出了相应的桥台桩基考虑土体侧移的桩基设计计算方法。

Stewart^[42]于1992年利用离心机模型堆载作用下软土地基中的单桩和群桩性状进行了共十二组试验。试验土体条件为:顶部为薄砂层,薄砂层下面为 8.0m 或 18.0m 厚的软土层,软土层下面为中砂层。采用边长为 3.18mm 的空心方形青铜管模拟边长为 320mm 钢桩。试验模拟软土层不同厚度、桩基的不同位置、不同桩头约束条件、不同堆载高度和不同支护条件下桩土的相互作用性状。试验结果发现,当堆载荷载小于 $3C_u$ (相当于边坡安全系数 $F_s \geq 1.7$)时桩身弯矩和桩头位移都比较小,而当堆载荷载大于 $3C_u$ 以后,桩身弯矩和桩头位移迅速增加;桩身最大弯矩出现在固结桩头或者软硬土的交界面上;试验同时发现,堆载施加后桩身的瞬时位移可达完全固结后桩身侧移的70%以上,在固结过程中桩身侧移增加不大。Stewart的试验结果和前人的成果比较吻合。随后, Stewart采用平面应变有限元程序对试验结果进行了系统分析,程序中土体分别采用线弹性、Tresca模型和修正剑桥模型模拟,结果发现对于土体的侧向变形场而言,土体的刚度和泊松比是控制性的因素,而采用不同的本构模型则区别不大。在离心机模型试验和有限元分析的基础上, Stewart对Springman提出的方法进行了修正,使之更加符合实际情况和便于应用。

Springman 和 Ellis^[43]于1994年也通过离心模型试验研究了受被动荷载影响的桥台桩基,得到一些有意义的结果,并指出,尽管已经有比较丰富的现场被动实测资料,但由于桩土相互作用复杂,目前其机理仍未完全研究清楚,因此,需要有越来越多的学者来研究相关问题。

1.2.2 被动桩桩侧极限土压力计算

在进行被动桩的受力分析与设计时，合理地计算作用在桩上的土压力最为关键。对于基坑围护结构这一类被动桩，其桩侧土压力的计算较为简单，一般可分解为静止土压力、主动土压力和被动土压力加以计算。而对于大面积堆载附近的桩基或者土坡中的桩基（如码头桩基、加固土坡用的抗滑桩），桩侧土压力为土体移动对桩产生的推力，它的确定较为复杂，它的大小确定适当与否，直接关系到被动桩桩身最大弯矩的计算结果是否合理，是被动桩研究中最关键的问题^{[36][44]}之一。

由于堆载临近的被动桩基和土坡中的抗滑桩及码头边坡中的桩基一样通常设置成桩排型式，故在计算桩所受到的侧压力时必须考虑桩间距的影响。当桩间距较小时，桩间土体在桩间形成土拱效应，土体不致于从桩间滑出；当桩间距增加时，土拱效应减弱，一旦桩距大于某一值(L_c)时，土体将从桩间滑出或产生绕桩滑动， L_c 称为临界桩间距。国内沈珠江^[45]和杨雪强^{[46][47]}等曾分别研究了需要形成土拱效应临界桩间距问题。陈福全也利用著名商业软件Plaxis 系统研究了被动桩基的土拱效应^[48]。

Randolph & Houlsby^[44]1984年在采用塑性极限理论分析不排水情况下桩基受侧向被动荷载性状的分析中，将土层描述成完全塑性的粘性材料，将桩的极限阻力在塑性理论中简化为平面问题，即简化为计算作用在无限体中水平位移的桩上的作用力。据此提出一个能够考虑不同土体的强度和桩的直径影响的作用在被动桩上的荷载的精确解，桩侧极限土压力在桩土界面理想光滑条件下的 $(6 + \pi) C_u d$ 和完全粗糙状态下的 $(4\sqrt{2} + 2\pi) C_u d$ 之间变化。

目前，对被动桩桩侧土压力研究较为成熟的是抗滑桩。Ito^{[49][50][51][52][53][54]} 和沈珠江^[45] 分别提出了能够考虑桩土相互作用的塑性变形理论法和散体极限平衡理论法，他们的研究成果对于大面积堆载条件下桩基的计算有借鉴意义，现简单介绍如下。

1.2.2.1 塑性变形理论法 (Ito et al. 1975, 1977, 1978, 1979, 1981, 1982)

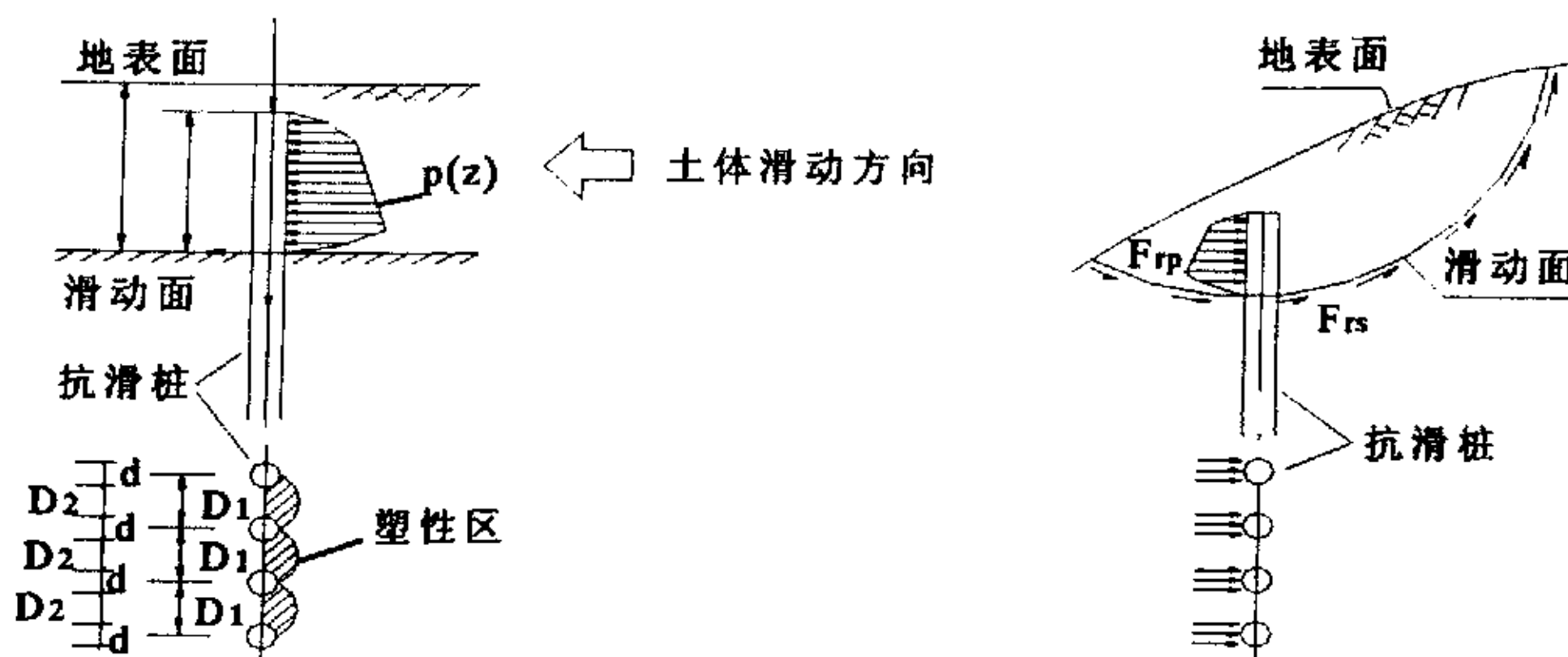


图 1-9 (a) 桩的稳定

(b) 土坡的稳定

由于被动桩上侧压力是桩基稳定性分析中最关键的参数，无论是大面积堆载下邻近的桩基分析还是边坡加固的抗滑桩分析，正确地估算侧压力是稳定性分析的关键，如图1-9所示。侧压力如估计过大，将导致桩设计的保守和边坡稳定性的不足；反之亦然。这里所说的侧压力是指作用于桩两侧的压力差。一般来说，侧压力变化范围很大，由滑坡体不动时的零值，到桩周土体出现大位移时的最大值。

日本学者Ito根据塑性变形理论从单排桩角度提出了移动土体产生的极限侧压力计算公式，从而用来研究排桩间距、桩顶固定条件、桩在滑动面以上的长度、直径和刚度等因素对岸坡稳定性的影响。如图1-10所示，Ito^[49]假设：

- 1) 当土层变形时，沿AEB和A'E'B'发生两个滑动面，EB和E'B'与x轴的交角等于 $\pi/4 + \varphi/2$ ；
- 2) 土层只在桩周土区AEBB'E'A'中变为塑性，服从Mohr - coulomb屈服准则，此后，土层可用 φ 和 c 的塑性体表示；
- 3) 在深度方向上，土层处于平面应变条件；
- 4) 桩为刚性；
- 5) 假设AA'上面上作用力为主动土压力；
- 6) 在考虑塑性区AEBB'E'A'的应力分量时作用在AEB(A'E'B')面上的剪应力忽略不计。

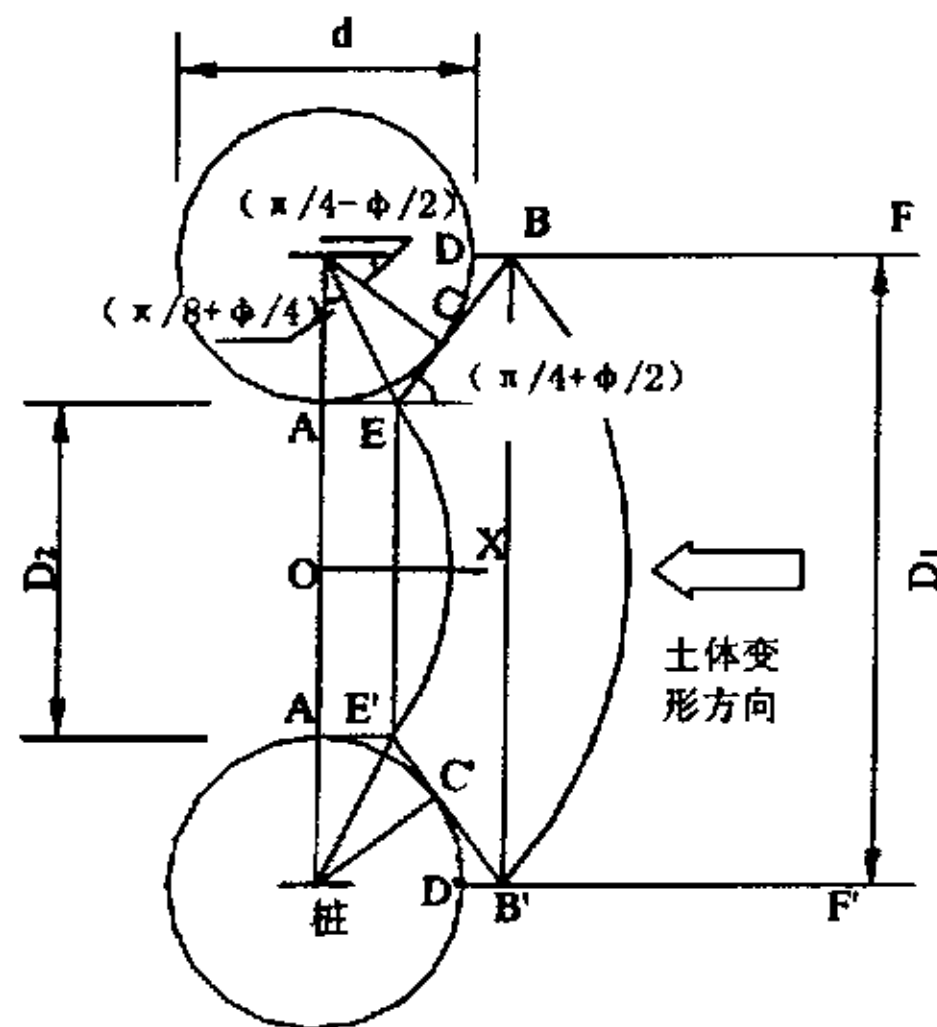


图 1-10 桩周土的塑性状态

然后根据塑性区AEBB'E'A'力的平衡条件，认为作用于平面BB'和平面AA'上的侧向力之差就是x轴方向上单位厚度土层作用在桩上的侧向力 $p(z)$ ：

$$p(z) = cA \left[\frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left\{ \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - 2N_\varphi^{1/2} \tan \varphi - 1 \right\} + \frac{g1}{g2} \right] - c \left[D_1 \frac{g1}{g2} - 2D_2 N_\varphi^{-1/2} \right] + \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left\{ A \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \quad (1.1)$$

对于 $\varphi = 0$ 的软土，有

$$p(z) = cD_1 \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) + \gamma z (D_1 - D_2) \quad (1.2)$$

式中 $N_\varphi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ ， $A = D_1 (D_1/D_2)^{[N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1]}$ ， $g1 = 2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}$ ，

$g2 = N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$ ， c 为土的内聚力， φ 为土的内摩擦角， D_1 为桩中心距， D_2 是桩净间距， γ 是土体容重， z 表示到地表的深度。

当土体相对于桩产生移动时，作用在桩上的侧向力由零逐渐增大到极限值 p ，将 $p(z)$ 沿土层深度积分，即可得出桩上所受的总的极限侧向力。尽管上面两方程是在假设桩为刚性的情况下得到的，但仍可推广到弹性桩的情况，这是因为：根据上述对地层的假定，桩周附近土体变形很小，故桩变形产生的影响可以忽略^[53]。一系列野外试验及室内模型试验^[54]表明，计算结果与实际抗滑桩上的实测值相比，即使在桩顶自由的情况下也能吻合，在桩顶受约束的情况下更为准确。

De Beer和Carpentier^[55]认为：当土层内摩擦角小于 20° ，桩的中心距为桩径的3~5倍时，该方法可得到让人满意的结果。

由于极限侧压力 p_0 并非总能发挥出来，Ito et al.后来又提出了侧向作用力动员因子 α_m 的概念，进一步完善了他的理论。当桩土相对位移由零逐渐增加时，侧压力也由零逐渐增加到极限侧压力 $p(z)$ ，桩身实际受到的侧压力应为 $\alpha_m \cdot p(z)$ ， α_m 称为侧向作用力动员因子，一般介于0~1.0之间。

1.2.2.2 散体极限平衡理论法（沈珠江，1990）

国内较早的抗滑桩设计方法往往只按桩的折断计算抗滑阻力，而未考虑土体绕桩滑动的可能。沈珠江于1990年提出，完整的抗滑桩极限设计方法应当包括各种可能的破坏验算，即应当包括土坡整体滑动验算，土体绕桩滑动验算和毁桩滑动验算。他利用散体极限平衡理论推导了土体沿水平方向绕桩滑动时桩身受到的绕流阻力公式，并在此基础上提出了抗滑桩的具体设计

步骤。

假设土层无限广阔并沿水平向对垂直桩作相对运动，且桩的侧面绝对粗糙，得到圆形桩单位桩长上的绕流阻力公式如下：

$$p(z) = (\gamma \cdot z + c \cdot ctg\phi)d \times \frac{(1 - \sin\varphi)e^{\frac{\pi}{2}tg\varphi}}{4tg^2\varphi + 1} \left\{ e^{\pi tg\varphi} \left[3tg\varphi \cos\mu + (2tg^2\varphi - 1) \sin\mu + \frac{4tg^2\varphi + 1}{1 - \sin\varphi} \sin\mu \right] + \left[3tg\varphi \sin\mu - (2tg^2\varphi - 1) \cos\mu - \frac{4tg^2\varphi + 1}{1 - \sin\varphi} \cos\mu \right] \right\} \quad (1.3)$$

式中 c 为粘聚力； φ 为内摩擦角， γ 为土体容重， d 为桩径， z 为计算点埋深， $\mu = \frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2}$ 。该

式适用于两桩中心距 L 超过下列临界桩间距 L_c 的情况：

$$L_c = 0.8d(1 + 0.5tg\mu e^{\frac{\pi}{2}tg\varphi} + 2e^{\mu tg\varphi} \sin\mu) \quad (1.4)$$

对于 $\varphi=0$ 的软土，有

$$p(z) = 4\sqrt{2}c_u d \quad (1.5)$$

1.2.2.3 其它各家提出的桩侧极限土压力值

表 1-1 桩侧土体极限土压力统计表

	极限土压力值 p_u	建议者	备注
1	$9.0C_u$	Broms ^[56]	"active" pile
2	$8.0 C_u$	Viggiani ^[57]	"active" pile
3	$10.5 C_u$	Randolph and Houlsby ^[44]	"active" pile
4	$11.7 C_u$	Chen ^[58]	"active" pile
5	$11.75 C_u$	Bransby ^[59]	"active" pile
6	$p_u = \left\{ \beta + (\gamma' / C_u)z + (0.5/d)z \right\} C_u$ $p_u = 9.0 C_u$	Matlock ^[60]	"active" pile 其中 γ' 为平均有效容重； z 为深度， d 为桩径
7	$9.0 C_u$	Poulos ^[14]	"passive" pile
8	$10.5 C_u$	De Beer and Wallays ^[61]	"passive" pile
9	$11.4 C_u$	Chen ^[58]	"passive" pile
10	$11.75 C_u$	Bransby and Springsman ^[62]	"passive" pile
11	$10.0 C_u$	Pan, et al ^[63]	"passive" pile; 土体位移 0.43 d 达到
12	Stiff pile $10.0 C_u$; Flexible pile $10.8 C_u$	Pan, et al ^[64]	"passive" pile 数值分析结果
13	Coupled pile in a row: $7.1 C_u, s=3d$ $8.6 C_u, s=5d$ Coupled pile in a line: Front pile: $8.2 C_u, s=3d; 7.1 C_u, s=5d$ Rear pile: $4.3 C_u, s=3d; 8.1 C_u, s=5d$	Pan, et al ^[38]	"passive" pile 群桩试验结果 (pile head fixed), 达到极限土压力的土体位移范围为 0.2-0.7 d

附注：① C_u 为土体不排水抗剪强度；②表中数值适用于地表一定深度以下土层，对于地表附近可取一较低值，如 2.0-4.0 C_u

除了 Ito 和沈珠江这二种理论方法能够计算极限侧压力值以外, 其它各国研究者在理论、试验和数值分析的基础上分别提出了桩侧极限侧压力的建议值。参见表 1-1。从表中可以看出, 桩侧极限土压力值大致在 $8.0\sim 12.0C_u$ 范围内。Goh^[65]等人在采用平面应变有限元法分析堆载与桩基相互作用时, 取桩侧极限土压力值大致在 $9.0C_u$ 。

1.2.3 被动桩与土体相互作用的设计计算方法

目前, 被动桩与土体相互作用的设计计算方法大致可分为四类: 经验方法、基于土压力的计算方法、基于土体变形的分析方法和有限元法。

1.2.3.1 经验方法 (Empirical method)

经验方法是指在对现场工地试验或室内模型试验观测的基础上, 根据试验数据整理得到的图表提出确定桩侧土压力或桩顶位移 (y_{cap}) 和桩身最大弯矩 (M_{max}) 的经验公式。Heyman & Boersma^[25]、De Beer & Wallays^[61]、Oteo^[66]和 Stewart^{[11][42]}都曾使用该方法, 提出过用来计算桩顶挠度和桩身最大弯矩的经验计算公式。

上述方法并非基于土力学基本原理而纯属经验性质, 有些假设也可能不一定合理, 因此, 应用起来有一定的局限性。

1.2.3.2 基于土压力的分析方法 (Pressure-based method)

土压力的分布型式来自于理论公式或假设, 然后经过计算确定桩身最大弯矩和桩顶位移, 或弯矩和位移沿桩身的分布情况。国内外有不少学者曾在该方面做过一些研究工作, 只是土压力的确定方法有所不同。Begemann & De Leeuw^[33]依据桩土间相对位移近似地确定土压力的大小, De Beer & Wallays^[61]依据边坡安全系数估算土压力的大小, Tschebotarioff^[67]依据土体中的应力大小估算侧向土压力, 在确定出土压力之后, 他们各自提出了桩身最大弯矩的计算式。此后, Ito et al^{[49][51]}根据塑性变形理论推导了土体相对于桩排作水平移动时作用于桩身的极限侧压力计算公式, Springman^{[41][68]}依据桩土间的相对位移分析了土压力的可能分布型式, Stewart^[42]则考虑了堆载型式及土体非线性对土压力的影响, 对 Springman 确定土压力的方法作了适当改进。在确定出土压力之后, 他们各自提出了桩身位移及弯矩的计算方法, Stewart^[11]则提出了桩顶位移及桩身最大弯矩的表达式。各家提出的桩侧极限土压力值可参见上一小节。

假定土压力的分布型式虽然比较直观、可以简便地求出桩的最大弯矩和水平变位, 但由于统计资料有限, 考虑因素单一, 误差较大, 很难在工程得到普遍应用。因此, 要想准确计算流动土体作用于被动桩的侧压力是极为困难的。土压力方法相比较而言, 能够方便快捷地求得最大弯矩和桩头位移。Stewart^[42]研究表明, 这些基于土压力方法假设的方法由于考虑因素较少,

实测结果与计算结果离散性较大。

1.2.3.3 基于土体变形的分析方法 (Displacement-based method)

该方法是直接依据土体位移计算桩身侧向位移及弯矩的分布情况。国内外不少学者^{[34][65][69][70][71]}提出了众多各异的计算方法,主要分为弹性理论法和地基反力法两大类型。Poulos^[34]在假定桩周土体为均质弹性介质,其应力和变形满足弹性半无限体内作用有水平力的Mindlin解答,土体变形模量和屈服应力沿深度变化,而土中的桩被简化为简单的弹性梁,满足梁的挠曲微分方程,然后通过桩土接触面上的应力平衡求解桩的挠度和内力。李国豪^[70]则采用弹性地基梁解析法利用桩的挠曲微分方程来求解竖向荷载作用下被动曲桩的变形和内力。这里简要介绍一下Poulos和李国豪的分析方法。

Poulos的方法属于弹性力学方法。在该方法中,桩被简化为一个简单的弹性梁,土体则按弹性连续介质来考虑。桩每一个单元的侧向位移都与桩的弯曲刚度和水平向的桩土相互作用应力相关,相应的土体位移则是与土的弹性模量或刚度、桩土相互作用力及自由场土体水平位移相关。通过在每一个单元上桩和土水平位移一致性的考虑,如果桩和土作用界面维持弹性状态的话,就可以推导出下面的表达式:

$$\left[[D] + \frac{[I]}{K_R n^4} \right] \{\Delta \rho\} = \frac{[I]}{K_R n^4} \{\Delta \rho_e\} \quad (1.6)$$

其中: $[D]$ ——桩的有限差分系数抗弯矩阵; $[I]^{-1}$ ——土体位移相互作用影响因素矩阵的逆矩阵; K_R ——桩的无量纲挠度系数, $K_R = EI/E_s L^4$; n ——桩单元数; $\{\Delta \rho\}$ ——桩的侧向位移增量; $\{\Delta \rho_e\}$ ——自由场土体侧向位移增量; EI ——桩的抗弯刚度; E_s ——沿桩身土体的平均杨氏模量; L ——桩的埋置长度。

此外,水平力和弯矩平衡方程式,桩头和桩尖的边界条件都可用位移来表示。在解答了位移增量所得到的方程以后,可以根据桩的弯矩方程式计算压力增量,然后加上既有压力,就可以获得总的桩土压力。把这些值与相应单元处土的屈服压力值做比较,以确定桩侧土单元是否进入破坏状态,一旦进入破坏状态,桩土压力就由屈服压力取代而不再增加。Poulos的方法由于设定了极限侧压力,相当于视土体为理想弹塑性体,因此,在大变形的情况下,结果也较为合理。

李国豪在分析宝钢钢管桩受基坑位移影响时对桩土间的相互作用力与桩土相对位移关系采用线弹性模型,利用弹性地基梁解析法对被动桩的反应进行分析。他假定地基土体发生水平位移 $u(z)$,引起桩的位移为 $y_0(z)$ 。根据Winkler假定,桩土之间相互作用力的与桩土间的相对位移 $u(z)-y_0(z)$ 成正比,比例系数为 K ,等于桩的宽度 d 乘以地基侧向反力系数 k_s ,对于软土,可近

似地取 ks 为与深度无关的常数，故运动土中桩的挠曲微分方程为：

$$EI \frac{d^4 y_0}{dz^4} + K(y_0 - u) = 0 \quad (1.7)$$

利用上式求解 y_0 时，需要根据具体情况从理论计算或实测结果先确定土体的水平变位 u ，他选用了函数 $u(z)$ 来表达土的水平变位，然后解得 $y_0(z)$ 。

$$u(z) = u_0 e^{-\lambda z} (\sin \lambda z + \cos \lambda z) \quad (1.8)$$

其中， $\lambda = \pi/H$ ， H 为桩长。代入(1.7)解得：

$$y_0(z) = u_0 e^{-\lambda z} (a_0 \sin \lambda z + b_0 \cos \lambda z) + u_0 e^{-\alpha z} (A \sin \alpha z + B \cos \alpha z) \quad (1.9)$$

式中的积分常数 A 和 B 用以满足桩顶边界条件求得。土与桩之间的水平位移之差表示桩土之间作用力的分布情况，它等于

$$u(z) - y_0(z) = -u_0 c_0 e^{-\lambda z} (a_0 \sin \lambda z + b_0 \cos \lambda z) - u_0 e^{-\alpha z} (A \sin \alpha z + B \cos \alpha z) \quad (1.10)$$

其中 $c_0 = \frac{\lambda^4}{\alpha^4 - \lambda^4}$ ， $\alpha = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}}$ ，通常 λ^4 比 α^4 小的多，所以 $u(z)$ 和 $y_0(z)$ 相差不大；但随着

桩抗弯刚度 EI 的增加， $u(z)-y_0(z)$ 会增加。桩土之间的相互作用力即为：

$$q_0(z) = K[u(z) - y_0(z)] \quad (1.11)$$

由于李国豪的方法是将土视为弹性土，所以该方法只适用于土体发生小变形的情况，当土体水平位移较大时，会得出不切实际的结果。其它学者如Goh^[65]等人采用 $P-y$ 曲线（非线性地基反力法）模拟桩土相互作用，计算方法类似，适用于不同大小的土体水平位移场。

基于土体变形的分析方法一般适用于单桩问题，对于群桩采用此法不太合适。

1.2.3.4有限单元法 (Finite element method):

有限元方法可以方便地采用土的非线性应力应变关系来描述桩周土的特性，而且可以定性地考虑各种复杂边界条件、土的变形性状、施工顺序等影响。应用于土体水平位移作用下被动桩土分析时的主要采用平面应变有限元分析、轴对称有限元分析、三维有限元分析等。

(1) 平面应变有限元分析

Randolph^[72]编制了平面应变分析程序。板用等值板桩墙代替，其抗弯刚度等于桩土的平均桩弯刚度，即 $E_w I_w = E_p I_p + E_s I_s$ ，软土用修正剑桥模型模拟，土堤用等值荷载代替。这样可以把桩群直接分成单元网格进行计算。

Springman^[20]用平面应变方法分析时，将土堤用线弹性模型，软土用线弹性模型或修正剑

桥模型, 计算结果与离心机试验结果不太吻合, 不同的计算模型得出的桩弯矩分析也不同。Naylor^[20]用平面应变方法分析时, 在板桩墙与土体之间设置了界面单元, 这样允许土和墙产生相对位移, 且接近桩周三维特性, 分析表明, 对于柔性桩或软土层很深的情况, 并不需要设界面单元。

(2) 轴对称有限元分析

Carter^[8]以桩为中心按轴对称方法对单桩进行了有限元分析。荷载采用傅立叶级数的非偶合调和项处理, 用弧形不对称荷载模拟地表条形荷载, 采用了土的非线性弹性模型, 计算结果绘制成各种图表形式, 给出了弯矩随深度的变化, 及桩相对刚度和软土层厚度的影响, 这种方法模拟了土体的三维性质, 但不能直接分析桩群, 除非桩群承台用桩头不转动来表示。

(3) 三维有限元分析

Springman^[41]采用线弹性三维有限元对相关问题进行了分析。后来Bransby & Springman^[73]^[74]在使用三维有限元进行分析时, 土按线弹性模拟计算, 尽管单元网格很粗糙, 计算结果在一定程度上肯定要受影响, 但与离心机试验结果较一致, 该法使用较复杂, 但可以很好地用来解释和确定桩土相互作用与桩身变形性状。在此基础上Bransby等人^[62]^[75]根据水平向主动受荷桩和被动桩土体变形场的不同, 探讨了被动桩桩身 $P-d$ 曲线的选择及其与其它影响因素的关系。

Pan J. L et al^[38]也采用了三维有限元来分析土层水平位移作用下的单桩性状及作用于桩上的侧压力, 他们所用的是运行于Sun工作站上ABAQUS有限元软件, 用Von Mises本构关系来模拟土体的非线性性状。分析表明采用三维有限元分析的结果无论在桩体变形性状, 还是侧压力分布规律均与前人研究相一致。

上述四种方法中, 用第一、二种方法确定桩身最大弯矩和桩顶位移较为简单和实用, 故这两种方法对工程设计人员有较大的吸引力; 第三、四种方法适用于更为复杂的荷载和地层条件, 但由于对土体侧向位移的预测要比预测沉降要困难得多^[76], 一般情况下, 土体的侧向变形只能通过实测得到, 这使第三种方法的应用受到限制; 有限单元法可以考虑土体非线性本构关系及复杂的边界条件, 若将桩排简化为等刚度的板桩, 按平面应变问题进行分析, 可以很方便地研究多排被动桩的情况, 因而对于许多问题, 利用有限元法比其它方法更为有利。不过, 有限元分析的结果准确与否, 土体本构模型及其参数的选取是关键。

需要特别指出的是, 现有的各种理论分析及模型试验只是研究了桩已设置好的情况下堆载或开挖引起的土体位移对桩受力性状的影响, 而对于后于堆载或开挖设置桩的情况则很少有人开展过研究。Stewart^[11]经过现场调查和离心模型试验指出: 路基土体在填土施工期发生的侧向位移约占侧向总位移的75%。若按照Winkler假设作简单推断, 在填土前路基旁打的桩比在填土

完成后打的桩，二者桩身受到的侧压力可能会相差4倍，即后者仅为前者的25%。

现将各种方法综合如下表1-2。

表 1-2 现有分析和设计方法

分类	参考文献	方法要点	土的特性	方法评述	输出变量
经验方法	Marche 和 Lacroix (1972)	绘制桩头水平位移和路堤竖直沉降之比与桩相对柔度关系曲线，通过监测竖直沉降推求水平位移	任意	没有土力学原理，没有考虑土体条件、堆载形状，拟合曲线离散性较大，方便、快捷	桩顶位移
	Oteo (1977)	桩身最大弯矩与相对桩长的关系，并能对不同的堆载形式进行修正			桩身最大弯矩
	Stewart (1992)	修正桩头位移、桩身最大弯矩—荷载—桩土相对柔度关系曲线			桩身最大弯矩、桩顶位移
土压力法	Begemann 和 DeLeeuw (1972)	根据近似的桩土位移相容性推出了侧向压力的分布，按简支梁法确定桩的弯矩	线弹性分析变形，刚塑性分析稳定	基于简单的土力学原理和实测资料，变形分析中没有考虑非线性 适合手算，可用于初步设计	桩身最大弯矩
	DeBeer 和 Wallays (1972)	建立安全系数与水平土压力的经验关系，按简支梁法确定桩的弯矩			桩身最大弯矩
	Tschebotarioff (1973)	假定土压力沿桩上部呈中间大两端为零的三角形分布，最大土压力由现场资料分析求得，按简支梁法确定桩的弯矩			桩身最大弯矩
	Fedders(1977), Franke (1977)	建立侧向压力与荷载、土体不排水强度、桩间距、软土层深度的经验关系，按简支梁法确定桩最大弯矩			桩身最大弯矩
	Springman (1989)	提出了基于桩土相对位移的双曲线土压力分布			桩身弯矩、变形分布
	Stewart (1992)	修正了 Springman 的方法，考虑了土体的非线性性质和几何形状的影响			桩身弯矩、变形分布
位移法	Polous (1973)	弹性理论法，有限差分法计算单桩弯矩和变形	线弹性分析变形，刚塑性分析稳定性		桩身弯矩、变形分布
	Marche (1973) Bourges 等 (1980)	p-y 曲线法，采用有限差分法计算单桩弯矩和变形			
有限单元法	Randolph (1981)	修正剑桥模型，平面应变有限元分析，堆载为土体表面荷载	线弹性或弹塑性	能够考虑复杂堆载形式和本构关系，但没有考虑桩土之间的绕流	桩身应力水平位移分布
	Nalor (1982)	线弹性模型，引入连接单元，平面应变有限元分析			
	Carter (1982)	非对称荷载作用下单桩的轴对称分析			
	Springman (1984)	线弹性或修正剑桥模型，平面应变有限元分析，堆载为自重线弹性单元			
	Stewart (1992)	在 Springman (1984) 分析中加入弹塑性连接单元，分级加载	非线性弹性或塑性	能够考虑复杂堆载形式、本构关系以及桩土之间的绕流但对计算机要求高，没有考虑堆载的时间效应	
	Springman (1989)	线弹性模型三维有限元分析			
	Bransby 和 Springman (1996)	弹塑性模型或修正剑桥模型三维有限元群桩分析，能考虑应力路径、孔压消散等			
	王年香 (1998)	Duncan—Chang 模型，二、三维有限元分析，分级加载，考虑了桩的施工效应			
Pan et al. (2002)	三维有限元，采用 ABAQUS 软件				

1.3 长期反复荷载作用下土体本构模型的研究现状

近几十年来,国内外对循环荷载作用下粘土特性进行了一些试验和理论研究^{[77]-[98]}。研究发现,循环荷载作用下粘土的变形和孔压累积与粘土的应力应变历史有关,存在着临界应力水平,在应力水平低于临界应力水平时,随着荷载循环次数的增加,土体累积变形和孔隙水压力几乎不发生变化。当应力水平超过临界循环应力水平时,随着荷载循环次数的增加,土体累积变形和孔隙水压力慢慢增加,土体的不排水强度随之降低。研究表明,循环荷载下土体的不排水强度与土体的类型有关,塑性指数越大,土体的反复荷载强度越大。试验同时发现,排水条件对土体循环荷载作用下的临界应力水平和强度影响很大,即使是部分排水也能显著提高土体的临界应力水平和强度值。这对于加荷频率很快的交通、海浪和地震等荷载来说影响并不显著,因为在这些荷载作用下,土体实际上来不及排水加荷就已完成,用不排水条件模拟土体在这些荷载作用下的性状足够准确;而对于长期反复堆卸载作用下的土体来说,由于荷载作用的周期较长,有时长达十几天甚至数月,此时土体应该用部分排水或者排水条件模拟。因此如何在试验和数值分析中考虑排水条件是一个值得研究的课题。

上述这些研究大量集中在较高频率循环荷载作用的砂土(主要用于评价砂土地基的液化特性),也有一部分是关于较高荷载频率的交通荷载、海浪荷载作用粘土的分析。而对于工业厂房、港口码头、石油储罐、筒仓、水塔等构筑物中的重复堆卸载过程而言,荷载施加的时间相对较长,频率较小、作用时间也较长,国内外此方面的研究极少。在分析这类问题时,仍大量采用静力弹塑性本构模型;在工程设计中,也只是取固定的设计荷载值来计算最终沉降以及构筑物地基的稳定性,并未考虑地基上随时间相互交替的加载-卸载作用。然而,实测结果表明,在较高的应力水平条件下,这种荷载引起软土的变形与等效静力荷载相比一般要大很多,前文提到的上海宝钢钢渣处理厂房建造十八年后由于位移累积而发生倒塌^[1]也是一大明证。

为了分析和预测循环荷载或动力荷载作用下土体特性和应变、孔压累积,国内外提出了许多土体不同的本构模型^{[99]-[111]},主要有经验模型、多屈服面模型、边界面模型、内时模型、临界状态模型等。这些模型大多适用于快速动力荷载下土体的研究,而且有的模型参数繁多,不易确定,因而在实际工程中应用较少。不过这些模型仍然都有其相应的优点,下面对一些主要的模型加以简述。

为了预测循环荷载作用下土体的塑性应变累积,各国学者提出了一些经验模型,其中以对数模型最为常用。对数模型是Stewart^[92]于1986年提出的,其形式为 $\epsilon_{pN} = \epsilon_{p1}(1 + C \ln N)$,其中N为荷载作用周数, ϵ_{p1} 和 ϵ_{pN} 分别为荷载作用下第1周和第N周的塑性累积应变,C为土体常数。当荷载作用的大小不同时,可以通过折算成标准荷载进行计算。对数模型一般用于散

粒体材料在交通动力荷载作用下的塑性应变累积计算。

多屈服面模型最初由Mroz^[112]等人提出,随后应用于土体受循环荷载作用中^[105]。多屈服面模型的核心在于采用非等向硬化规律,把等向硬化和运动硬化结合起来。等向硬化的概念由界面代表,运动硬化的概念由屈服面及其变化规律代表。界面是土在初始加载过程中所受最大加载应力所对应的屈服面,界面的大小和中心位置取决于土的受力历史及当今物态,主要反映土体应力历史的影响,起记忆作用。在界面和初始屈服面之间,存在很多性状相似大小不等套叠分布的屈服面,他们随应力应变的变化发生相应的移动和胀缩。为了定量计算,需要求出界面、初始屈服面及套叠面的方程式,其上的硬化模量及套叠面移动和胀缩的规律。界面的性状一般在 p - q 空间取椭圆曲线,而初始屈服面及套叠面也采用与界面相同的形式。界面模型概念明确,但需要跟踪硬化模量场的变化,即需要记忆每一应力状态的变化,因而应用起来收到较大的限制。

界面模型是在多屈服面模型基础上发展起来的,最初由Dafalias等人提出,并被应用于土中^[102]。界面模型只考虑一个屈服面及一个界面,而不考虑重叠的加载屈服面。因而不需要跟踪硬化模量场的变化,较多屈服面模型大为简化。

内时理论最初由Valanis^[113]^[114]提出,用来描述材料的非线性反映,后来被应用于周期荷载下的体积应变。内时理论的重要要素是内时参数,量度材料对其变形历史的记忆。内时是一种内在的物态变量,是一个单调增加的函数,它的转换变量可以表示土在受荷过程中的加密作用、体积应变、剪切应变、孔压增长及其它不可恢复的非线性反映。内时理论不存在屈服面的概念,其塑性应变是根据其它的规定确定的。一般来说,内时模型所需的材料参数较多,因而应用较为不便。

综上所述,循环荷载作用下的本构模型较静力荷载作用下的模型而言,还远远不够成熟。至于能够较好的反映长期低频重复荷载特性的本构模型则几乎没有,需要我们大力加以研究。

1.4 本文的主要内容

在广泛调研国内外反复荷载试验数据的基础上,系统分析了长期反复荷载对土体变形和强度以及孔压特性的影响,进而基于临界状态土力学理论提出能够反映长期反复荷载作用土体主要特性的弹塑性本构模型—改进 Carter 模型。改进 Carter 模型能够方便地考虑长期反复荷载作用土体主要特性,且模型参数少,应用方便。

利用本文改进模型,编制了平面应变有限元程序。采用有限元法定性分析长期反复荷载作用下自由场(无桩条件)土体的侧向变形规律和破坏模式,以及反复荷载作用下桩土相互作用

用规律,对长期反复荷载下土体与临近桩基相互作用性状进行系统的研究。根据平面有限元计算分析所得土体的位移模式,采用三维弹塑性有限元程序对土体的位移作用下的临近桩基性状进行了系统的三维弹塑性有限元分析。

根据有限元分析所得的规律,在 $p \sim y$ 曲线法和 Poulos 弹性理论法的基础上,提出一种能够考虑两者优点的耦合算法。实例分析表明,提出的耦合算法能够较为有效地分析侧向土体位移作用下桩基的性状。在此基础上,对长期反复荷载作用下土体临近桩基的实用计算方法进行了探讨。

最后,根据目前国内外被动桩设计现状,在有限元法分析的基础上,提出被动桩优化设计的初步设想。

第二章

基于临界状态土力学理论的 长期重复荷载作用下粘土的本构模型

2.1 前言

在工程实践中,地基土体经常受到可变荷载的作用,如由风、波浪、地震、潮汐和外部反复荷载等引起的变化荷载。一般的,当土体或基础结构受到加载和卸载的反复作用后,与初始状态比较,应力状态或受力状况以及变形大小在循环末将发生净变化,如塑性应变的累积、排水不畅条件下反复荷载作用引起孔隙水压力增长等。

根据反复荷载的作用频率以及荷载对土体作用效应的不同,反复荷载可以区分为以下两类。一种就是快速动力循环荷载(Cyclic Load,简称循环荷载),如地震荷载。与静力荷载相比,这种荷载的加荷速率较大(一般为1~2Hz),惯性力比较显著,并且这种荷载一般作用时间较短(瞬时发生),加荷持续时间为几秒或几十秒。土体不仅表现为弹塑性特性和阻尼特性,而且一般认为土体处于不排水状态。另一种就是慢速非动力重复荷载(Repeated Load,以下简称重复荷载),荷载施加的时间相对较长,频率较小、作用时间也较长,存在一定的重现期。对于这种荷载,在没有卸载条件下,作用性质与静荷载相似,不计惯性力。但从整个荷载的变化历程看,荷载不断重复着加载和卸载过程。在加载过程中,土体可能处于不排水状态,也可能发生排水固结。根据Diyaljee & Raymond^[81]的试验研究表明,当荷载频率小于(4~11)次/min时,粒状土体没有明显的频率变化效应,可作为慢速非动力重复荷载。因此,频率为0.05~0.1Hz的波浪荷载,性质比较接近于慢速非动力荷载。

根据上述分类,本文主要研究的堆卸载作用土体,属于低重现期的重复荷载,不考虑惯性力效应。同时,堆卸载作用土体主要表现为单向重复加载特性。因此,本文将堆卸载作用土体作为受单向重复荷载土体。另外,由于有关低频条件下的加卸载荷载试验目前尚无报道,因此,本文主要采用频率不大于0.1Hz的单向循环荷载试验结果,研究重复加卸载作用特性和本构模型。

在过去的二三十年中,有关土体受快速动力荷载特性的研究十分丰富,不仅有大量的现场和室内试验研究,而且还提出了许多土体动力本构模型,如基于剑桥粘土模型的多屈服面模型、边界面模型等,但对介于单调静力荷载和快速动力荷载之间的慢速非动力重复荷载的

研究并不多见。受慢速非动力重复荷载作用的地基土体常常表现为永久应变或位移的累积。当应变或位移累积到一定程度后,土体或受土体位移作用的邻近建构物会发生受力和变形性状的改变甚至发生破坏。因此,除了对重复荷载的幅度进行控制外,对土体或与土体相互作用结构物的变形进行控制,显得尤为重要。

对土体或与土体相互作用结构物的位移进行控制,关键在于确定土体累积塑性应变与应力水平、重复荷载作用次数的函数关系。确定重复荷载作用下的土体应变一般有两种方法。第一种方法对每一个加卸载循环进行增量分析,采用滞后应力应变关系,如多屈服面模型^[105]^[112]、边界理论^[102]和内时理论^[113]^[114]等。采用这些弹塑性模型对长期重复堆卸载作用地基进行分析比较困难,一方面,这些本构模型本身比较复杂,需要确定的参数不仅较多,而且也没有明确的物理意义,导致参数确定困难和人为引入一些假定。另一方面,对长期重复堆卸载而言,荷载作用次数多,荷载作用时间长,采用这些复杂的弹塑性模型不仅收敛困难,而且计算分析费用昂贵。因此,在工程实践中很少采用,但这些模型可以较好地反复荷载作用土体变形特性进行定性的分析,同时,基于这些模型,可以发展更简化的、相对准确的模型,如 Carter 模型^[101]。

第二种方法假定土体为层状弹性体或粘弹性体,仅仅只模拟每一个加卸载循环末的应力和应变累积效应,不考虑每一个循环内的应力和应变特性。这种方法简单实用,计算量小,但计算结果依赖于荷载次数与应力或应变的经验关系式,如对数模型^[92]等,同时也不能反映土体受重复荷载作用的主要特性。该方法主要用于散粒体材料的重复荷载作用分析。

Carter 模型^[101]是基于修正剑桥粘土模型基础上、能够反映重复荷载饱和粘土一定特性的本构模型。因此,本文在系统分析粘土在重复荷载作用下的主要特性和对剑桥粘土模型进行分析和论述基础上,提出能够反映重复加卸载作用下土体主要特性的改进 Carter 模型。该模型不仅可以继承剑桥粘土模型参数少、能够反映土体密度特性对土体性状影响的优点,而且还能方便地考虑粘土的卸载特性。因此,可方便地应用于重复加卸载地基与结构物的相互作用分析。

2.2 重复加卸载作用下粘土的主要性状

各国学者研究表明，粘性土在长期反复荷载作用下存在与常规静力荷载不同的特性，主要表现在发生应变累积和孔压累积，导致粘性土土体软化，强度降低。在加卸载过程中存在临界循环应力比，表现出明显的荷载记忆特征。

2.2.1 粘性土的反复荷载强度

与砂土在动荷载作用下的强度特性不同，粘性土在反复荷载作用下并不会发生液化而是应变不断积累，并且存在反复荷载强度。随着荷载作用次数增加，粘土的反复荷载强度降低。

Seed 等人^[115]采用不排水三轴试验对循环荷载作用下的 Vicksburg 饱和粉质粘土进行了试验。试验结果如图 2-1 所示。从图中可知，荷载作用次数增加，粘土的反复荷载强度降低，而且在双向循环应力作用下，粘土的反复荷载强度比单向应力时低很多。

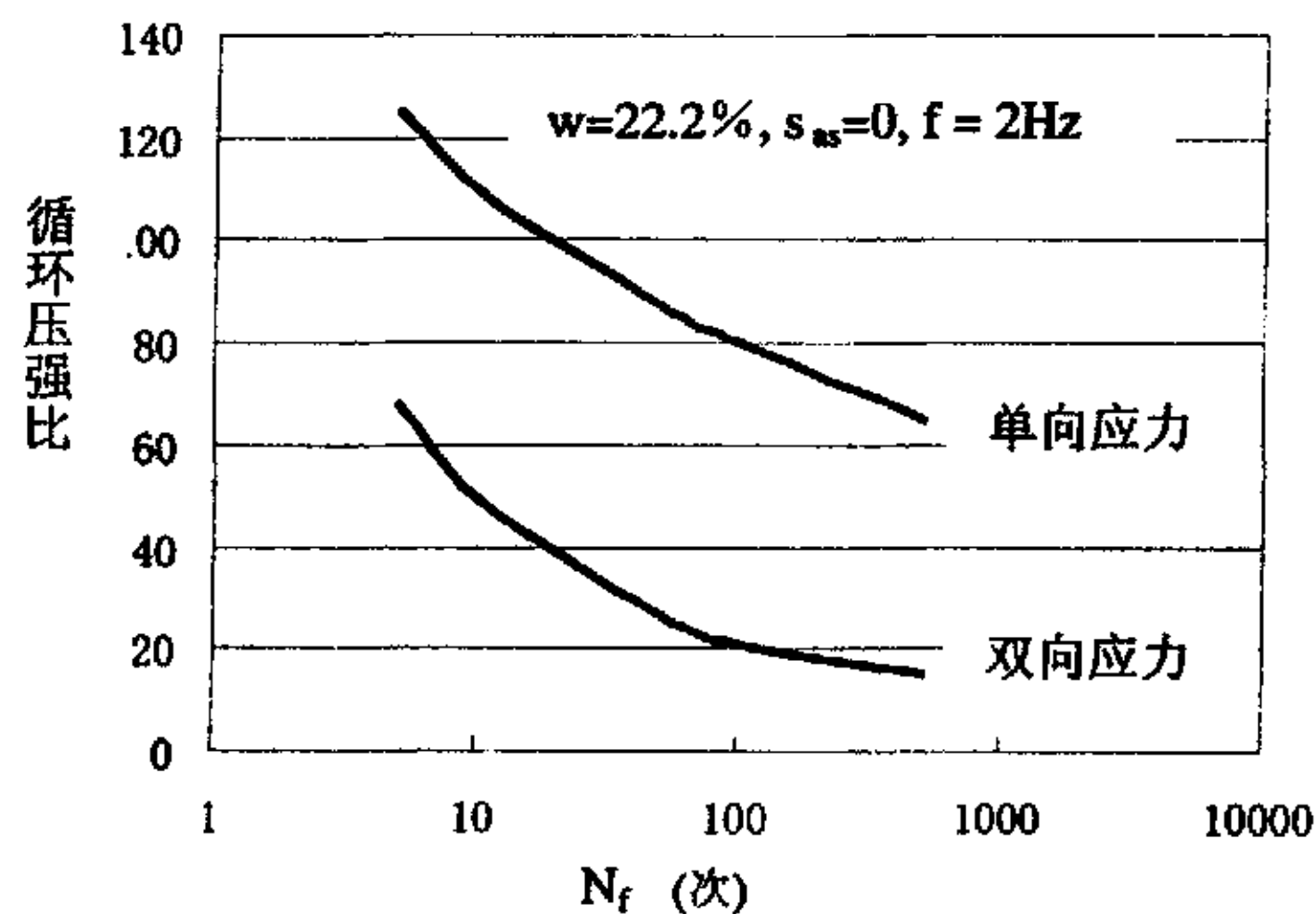


图 2-1 循环压强比和循环次数关系 (Seed 等, 1966)

Lee 和 Focht^[116]研究粘土受波浪荷载作用的强度效应时根据大量粘土的反复荷载试验，给出了反复荷载强度比(破坏应变 $\epsilon_f = 5\%$)与破坏时反复荷载作用次数之间的关系，如图 2-2。他们采用式 (2.1) 定义反复荷载强度比：

$$R_c = \frac{s_c}{C_u} \quad (2.1)$$

式中 s_c ——反复荷载剪切强度； C_u ——不排水抗剪强度。

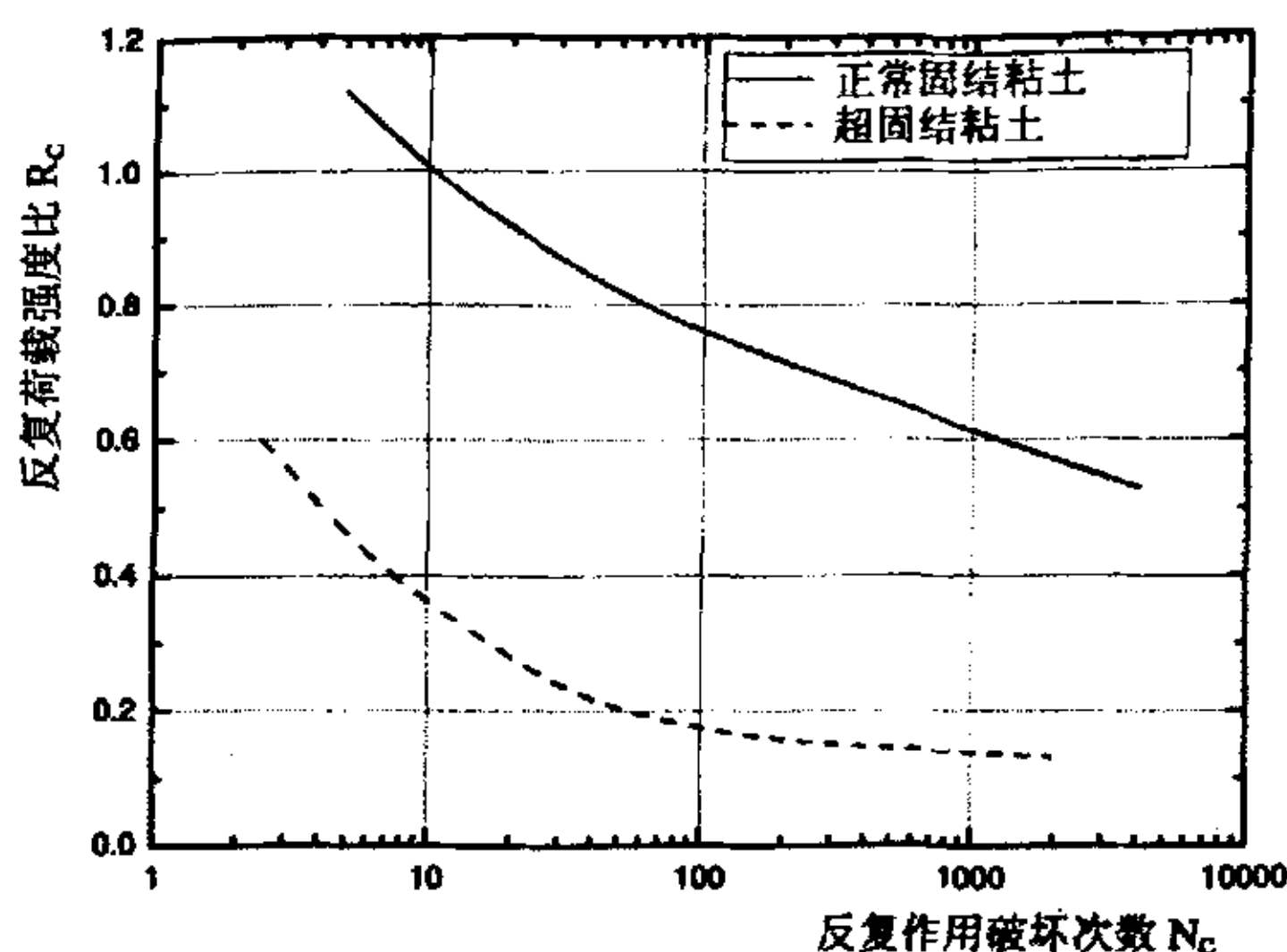


图 2-2 粘土反复荷载强度比与循环破坏作用次数关系

从图 2-2 的试验结果可以看出, 随着荷载作用次数增加, 粘土的反复荷载强度比降低, 而且超固结粘土的反复荷载强度比大大低于正常固结粘土。Lee 和 Focht 的试验主要模拟粘土受波浪荷载作用的强度效应, 存在一定的频率效应, 而且没有对影响反复荷载强度的因素作进一步的论述。

Houston 和 Herrmann^{[83][84][85]}对七种不同的海洋软土进行了大约 120 个应力控制式固结不排水三轴反复荷载试验, 荷载频率为 (0.08~2) Hz 或 (4.8~120) /min。他们的试验结果认为:

(1) 反复偏应力大小和荷载循环次数是引起试样破坏的两个主要因素, 并且这两个因素是相互制约的。在静态偏应力比一定的条件下, 反复偏应力越大, 试验发生破坏的次数 N_f 就越小; 反复偏应力越小, 试样发生破坏时的次数就越大, 甚至不发生破坏。

(2) 反复荷载作用前的初始静态偏应力对土体的反复荷载强度影响明显。当静态偏应力比为 40~60% 时, 反复荷载强度比最大。

(3) 不同土体的反复荷载强度不同。塑性指数越大, 土体的反复荷载强度越大。

2.2.2 临界重复应力比

Larew 等^[117]于 1962 年首先提出, 土体在循环应力作用下存在“临界循环应力比”。他们在循环三轴试验结果中发现当轴向重复应力 s_{ac} 与轴向静力压强 s_{af} 之比小于某一临界值后, 试样的轴向应变 e_a 将趋为稳定, 并将此循环压力比称为临界循环应力比 $(s_{ac}/s_{af})_{cr}$ 。Sangrey 等^[91]于 1969 年则定义“临界重复应力”(CLRL) 为低于该应力水平, 不能使试样发生破坏或在很大的荷载重复次数下才能使试样发生破坏的应力水平。在应力水平低于临界

重复应力时, 孔隙水压力几乎为弹性性状(没有累积效应)。临界重复应力与金属材料的疲劳强度非常相似。Herrmann 和 Houston^[84]分析认为, 一般的, 土体的模量随荷载循环次数的增大而衰减, 然而, 当循环应力水平足够小时, 发现土体模量达到最小值后反而又不断增长, 出现出应变硬化效应, 这证明临界重复应力是确实存在的。

Houston 和 Herrmann^{[83][84][85]}根据软粘土反复荷载试验结果认为, 临界反复应力比随初始静态应力的变化而变化, 塑性指数越大, 其相应的反复荷载强度和临界反复应力比也越大; 但当静态偏应力比小于 80%条件下, 同一种土体临界反复应力比随静态偏应力而变化的幅度较小, 在实用条件下可取为定值, 并认为粘性土的临界重复应力比为 0.4~1.2; 当静态偏应力比大于 80%后, 临界反复应力比降低比较显著。他们建议将 30 万次循环破坏应力水平的 85%~90%作为临界反复应力比。

临界重复应力除了受土体类型影响外, 试样的排水条件对其影响也较大。France 和 Sangrey^[118]根据部分排水循环荷载试验表明, 压缩型土体在部分排水条件下的临界重复应力可提高 50%。如果孔压消耗速率较快的话, 即使在缓慢排水条件下, 排水也能引起临界重复应力较大的增长, 因为在循环荷载作用下出现正的孔隙水压力。

另一个值得注意的因素是土体的蠕变效应。在 Houston 和 Herrmann 反复荷载试验中, 土体试样都是固结不排水, 在反复荷载作用下孔压不断累积, 这将阻碍了土体蠕变的发生。考虑到现场的排水条件以及长期的荷载作用, 软粘土的蠕变将发挥重要的作用。Houston 和 Herrmann 认为, 长期荷载作用下, 土体会发生部分排水或含水量重分布, 可有效提高临界重复应力。

如上所述, 临界重复应力 (CLRL) 对于分析研究长期受重复荷载作用的正常固结粘土而言比较重要, 它对土体的变形和强度性状都将产生重要影响。

2.2.3 变幅重复荷载作用的记忆特性

材料更一般特点的是能够反映对特殊加载事件的记忆特性, 即存在记忆“重要事件”和抹掉“非重要事件”的特性。粘土循环荷载作用下存在临界重复应力比就是粘土材料记忆特性的反映。在等向硬化模型中, 这些事件只有两种类型, 即加载和弹性卸载。然而, 更一般的情况, 我们必须区分较大“强度”事件与较小“强度”事件。下面简要阐述一下材料的记忆特性及其原理^[105]。

对于材料加载事件的记忆特性, 我们假定存在以下两个原理:

(1) 大强度事件记忆原理: 给定强度的加载事件可被材料记忆特性中较大强度事件抹掉, 或者说, 由于材料的记忆特性, 给定强度的加载事件可由前面或后面较大强度事件抹掉;

(2) 零强度事件原理: 当荷载小于某临界荷载时, 该加载事件将不被记忆。

为清楚说明上述两个原理, 首先讨论一下材料对荷载进行记忆的变量。

(1) 荷载记忆函数

这里表述的荷载记忆原理, 本质上是材料结构特性的反映。显然, 外载是引起材料结构发生变化的外因, 然而, 对于材料而言, 它并不能将外载大小作为它记忆的变量。很明显, 荷载是宏观变量, 要记录材料结构的微观变化特性, 必须通过微观变量进行反映。

在材料的弹塑性本构关系研究中, 主要用到两种变量, 即应力和应变。设材料中某点或所研究单元处的荷载记忆函数为 F_m , 则荷载记忆函数可表达为应力和应变的函数, 即 $F_m(\bar{\sigma}, \bar{\epsilon})$, 其中 $\bar{\sigma}$, $\bar{\epsilon}$ 分别表示应力向量和应变向量。对于所研究的点或单元而言, 其应力与应变同样也满足材料的物理方程, 因此荷载记忆函数与屈服函数一样, 可表述为应力空间中的函数和应变空间中的函数, 即荷载记忆函数也可表达为 $F_m(\bar{\sigma})$ 或 $F_m(\bar{\epsilon})$ 。然而在材料的本构研究中, 我们更多的是用应力不变量或应变不变量进行描述, 即荷载记忆函数可表达为 $F_m(I_1, J_2, J_3)$ 或 $F_m(I'_1, J'_2, J'_3)$, 式中 $I_1, J_2, J_3, I'_1, J'_2, J'_3$ 分别表示应力第一不变量, 偏应力第二、第三不变量和应变第一不变量、偏应变第二、第三不变量。

因此, 荷载记忆函数与屈服函数有很多相似的地方, 但又有本质的区别。对于后继屈服函数而言, 应力和应变由当前荷载引起。而对于荷载记忆函数而言, 函数中的应力是曾经受到的外载引起的。在外载卸除后, 应力会发生变化。与应力不同, 在外力卸除后, 由曾经受到的外载引起的土体变形则相对稳定, 特别是土体的塑性应变将不发生变化。因此, 理论上应采用塑性应变作为荷载记忆变量是比较合理的。然而, 为了与材料本构关系的描述相适应, 仍可以产生该塑性应变对应的土体曾经受到的应力作为荷载记忆变量。从这个意义上而言, 荷载记忆函数与屈服函数具有等同的涵义。

然而, 令人遗憾的是, 大量经典塑性理论上的屈服函数的一个共同缺陷就是只适用于指定性质的荷载条件。这个缺陷在描述单调荷载和循环荷载作用下的土体性状时表现得尤为强烈。例如, 在研究循环荷载作用下的土体性状时, 主要处理指定荷载循环条件下的土体整体性质, 相应的土体本构模型并不能应用于单调荷载条件或单调与循环荷载交互作用的情况。因此, 有必要提出一种更基本的本构关系, 使之能适用于单调或循环荷载、排水或不排水以及任何荷载条件, 这对分析受复杂荷载条件的土结构物相互作用是非常有价值的。

(2) 大强度记忆原理

图 2-3 演示了单轴情况下的材料记忆特性，假设绝对值 $p = p(t)$ 为荷载强度测量值。在首次加载事件 0→1, 终点为 1 有极大值 P_1 ; 第二次加载从 1 开始到 2 终止, 并有 $P_2 > P_1$, 因此就抹掉 0→1 的记忆。同样的, 加载过程 2→3, $P_3 > P_2$, 将抹掉 0→1, 1→2 过程的记忆, 然而, 随后不断下降或保持常值强度的 P_4, P_5, P_6, \dots 将保留在材料的记忆当中, 直到出现 8→9 加载阶段, 即有 $P_9 > P_i (i=1, 2, \dots, 8)$ 抹掉前面所有的加载过程。大强度事件记忆特性是材料本构模型中比较重要的部分, 主要基于先前较大应力决定材料结构特性的物理假设 (即接触压力分布的拓扑学原理), 而较小的应力变幅只部分地改变材料结构特性。我们采用“不连续记忆”进行描述, 因为对于工程实际而言, 只有不连续的一系列加卸载点需要记忆, 而不重要的事件可以不断地从材料记忆中涂抹掉。

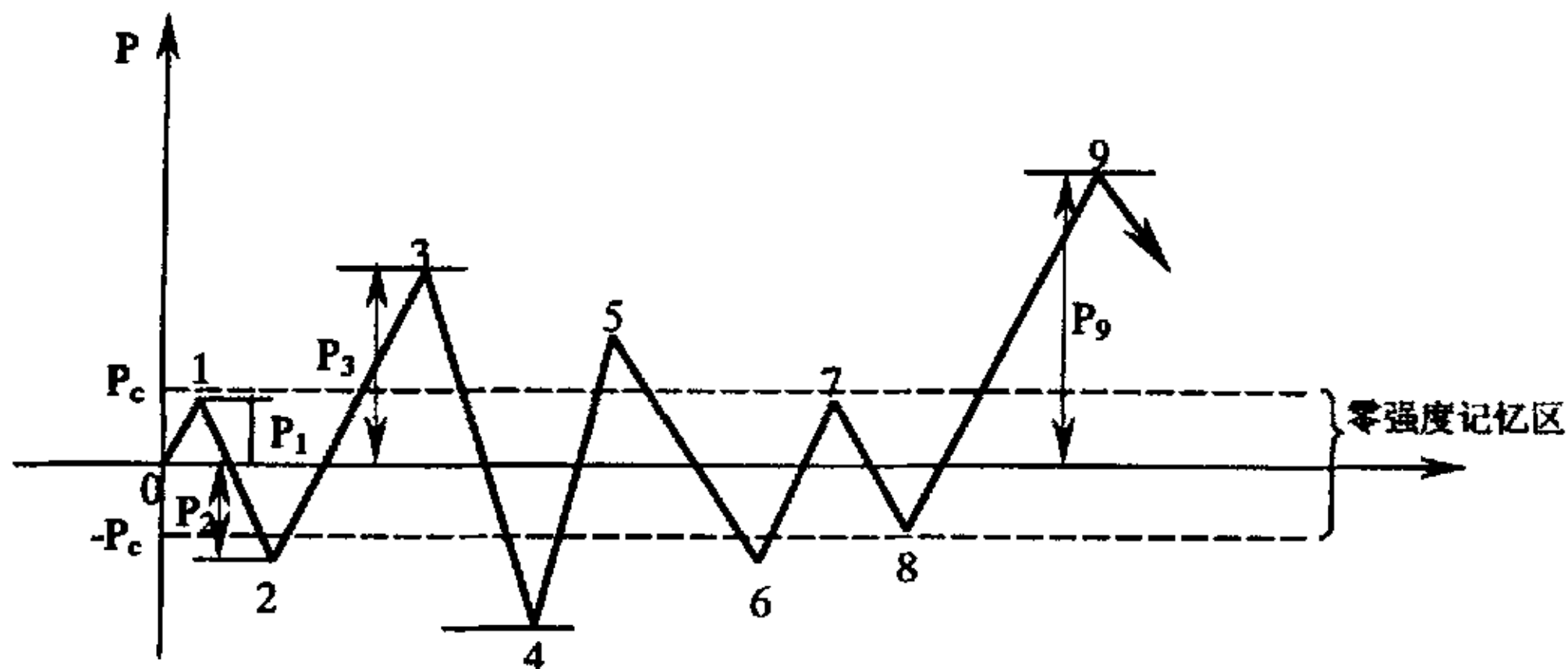


图 2-3 土体受荷记忆规律

在图 2-3 中, 荷载水平 P_3 在后续小强度事件中保持固定值, 因此成了“记忆标准”, 只有出现较大强度的事件后才被改变。不过, 这个应力水平仍然受到后续较小幅度的荷载循环的影响。

(3) 零强度记忆原理

这里描述的零强度记忆原理, 并不是荷载强度为零的意义, 而是指当荷载强度小于某个临界值后, 其对材料结构特性产生的影响可忽略不计。正如前述, 描述材料结构特性变量理论上应为最能体现结构特性发生变化的塑性变形。然而, 对于土体而言, 由于先期固结条件的存在 (超固结) 以及软粘土本身结构性的存在 (准超固结), 在较小的荷载条件下, 土体主要表现为弹性性质, 并不会引起土体结构的变化, 因此, 将所有荷载条件都进行记忆是不合理的。临界循环应力比、临界流变应力以及土体损伤门槛值的存在, 间接说明了小应力条件在对结构性影响中可以忽略。

因此, 在引入零强度记忆原理后, 将大强度记忆原理重新论述如下: 在首次加载事件 0

→1, 终点为 1 有极大值 P_1 , 由于 P_1 小于门槛荷载 P_c , 则记忆荷载值 $P=0$; 第二次加载从 1 开始到 2 终止, 并有 $P_2 > P_c > P_1$, 因此就抹掉 0→1 的记忆, 此时记忆荷载值 $P=P_2$ 。同样的, 加载过程 2→3, $P_3 > P_2$, 将抹掉 0→1, 1→2 过程的记忆, 然而, 随后不断下降或保持常值强度且大于 P_c 的 P_4, P_5, P_6 将保留在材料的记忆当中 (由于 P_7, P_8 绝对值均小于 P_c 将作为零荷载记忆, 并不对先前记忆标准产生修改), 直到出现 8→9 加载阶段, 即有 $P_9 > P_i (i=1, 2, \dots, 8)$ 抹掉前面所有的加载过程。

对于承受重复荷载作用的土体而言, 大强度荷载就是指使土体屈服应变显著积累的荷载, 具体表现为该荷载使屈服面不断扩张; 而零强度荷载是指荷载强度小于该值后, 其加卸载作用并不引起土体塑性变形的显著发展或影响很小, 对材料本构的影响主要表现为屈服面的轻微变化甚至不发生变化。因而本构模型中必须准确的反映土体材料的记忆特性才可望得到满意的结果。

2.3 剑桥粘土模型

2.3.1 提出背景

临界状态概念是 20 世纪 50 年代末在剑桥大学提出的。Roscoe, Schofield 和 Wroth^[119] 假设土体存在临界孔隙比, 并得到了 Weald 粘土的试验验证。后来, 他们进一步确证了粉质粘土和砂土也存在临界孔隙比。尽管临界状态概念在提出之初引起了激烈的争论, 但用于预测粘土的性状已得到了广泛的认可。随后 Kaolin 粘土和 London 粘土试验进一步论证了临界状态土力学概念的适用性。

基于临界状态土力学概念, Roscoe^[120] 等假设在某一临界状态下, 由荷载增量引起的单位土体的耗散能增量与剪切耗散能增量相等, 从而提出了剑桥粘土模型 (Cam-clay Model, 以下简称 CCM)。剑桥粘土模型能够解决简单的土工问题。然而, 在球应力轴处, 屈服面的法线方向不平行于球应力轴, 也即土体在各向等压状态同时存在体积应变和剪切应变, 这和实际情况不符, 导致剑桥模型计算的应变增量值在剪应力较小时大于实测值。后来, Roscoe 和 Burland^[121] 假设在常规变形阶段, 耗散能增量为剑桥粘土模型中各耗散能增量平方和的平方根, 并且耗散能增量仅由各向同性变形引起, 进而推导出了椭圆形屈服面, 即修正剑桥模型 (Modified Cam-clay Model, 以下简称 MCCM)。椭圆屈服面在对称应力空间中的任何位置其法线方向都是唯一的, 采用 MCCM 椭圆屈服面比 CCM 屈服面更能准确预测三轴试验结

果,因而本文以下章节中剑桥模型一般指修正剑桥模型。后来,各国学者提出了很多不同的耗散能增量的假设^[122],每一种假设都可以得到不同的屈服面形状,但影响均不及修正剑桥模型。

剑桥模型一般来说适用于正常固结粘土和弱超固结粘土。也有研究者将其应用于强超固结粘土。其基本假定是把在超固结粘土一侧把 Hvorslev 面当作屈服面,采用相关联的流动法则^[123]和不相关联^[124]的流动法则得到土体的应力应变关系,从而使剑桥模型的应用范围拓展到强超固结粘土。

剑桥模型属于等向硬化的弹塑性模型。在众多的岩土弹塑性模型中提出较早,概念明确,发展也较为完善,因而得到广泛的应用。

2.3.2 基本概念

剑桥粘土模型是在对正常固结粘土和弱超固结粘土进行了大量的等向固结和膨胀实验以及不同固结压力的三轴排水与不排水剪切实验的基础上提出来的,主要基于三个有关土体的基本概念:

- (1) 正常固结与弹性回弹;
- (2) 临界状态概念;
- (3) 状态边界面概念;

1. 土体的正常固结与弹性回弹

如图 2-4 所示,正常固结和回弹曲线可以采用对数关系进行描述,即 $e \sim \ln p$ 关系曲线。在正常固结条件下:

$$e = e_r - \lambda \ln(\hat{p}/p_r) \quad (2.2)$$

在弹性回弹阶段:

$$e = e_r - \lambda \ln(\hat{p}/p_r) - \kappa \ln(p/\hat{p}) \quad (2.3)$$

\hat{p} 表示正常固结线上对应的值, p_r 表示参考值(一般取 $p_r = 1$)。上式中 λ 和 κ 分别为土体固结和回弹斜率。

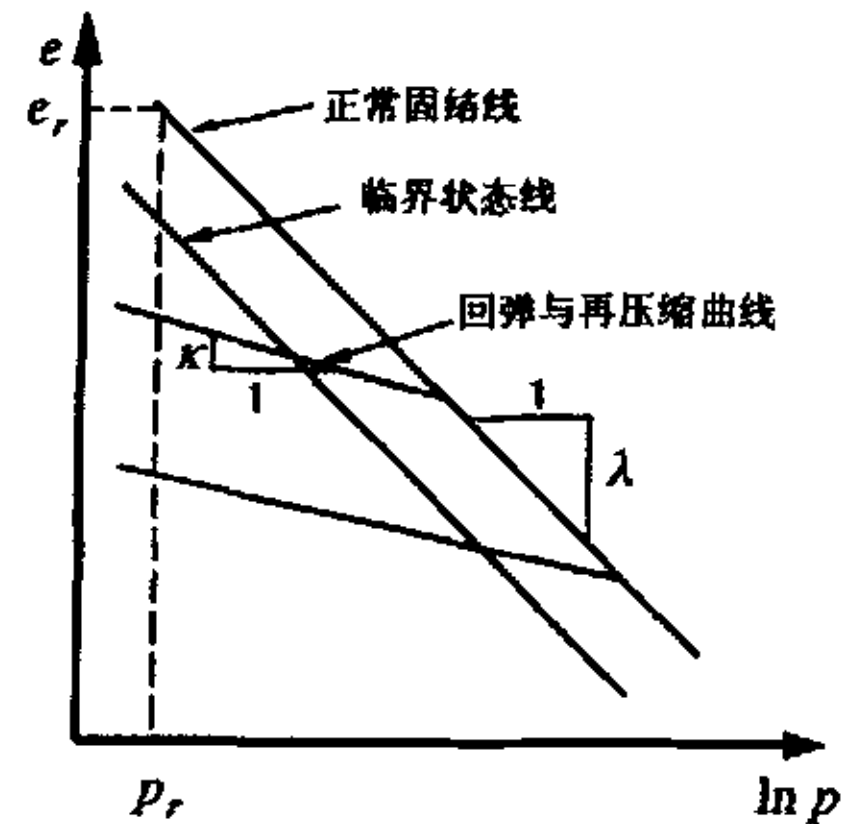


图 2-4 土体固结和回弹

2. 临界状态线 (CSL 线)

将三轴剪切实验破坏时的 p, q, v ($v=1+e$) 的唯一对应关系描绘在 $p \sim q \sim v$ 三维空间中,表示一条空间曲线,这条线是破坏点在 $p \sim q \sim v$ 空间的运动轨迹,称为临界状态线 (Critical State Line),简称 CSL 线。临界状态线在 $p \sim q$ 平面和 $p \sim v$ 平面的投影方程分别为:

$$q = Mp \quad (2.4)$$

$$v = v_f - \lambda \ln p \quad (2.5)$$

将式 (2.5) 代入 (2.4) 可得临界状态线在 $q \sim v$ 平面的曲线方程为:

$$q = Mp = M \cdot \exp((v_f - v)/\lambda) \quad (2.6a)$$

其中:

$$M = 6 \sin \varphi / (3 \mu \sin \varphi) \quad (2.6b)$$

上式中三轴压缩时取负号, 三轴伸长时取正号。

临界状态线的意义在于不论以任何的应力路径土体达到临界状态线则达到这样的破坏状态: 在剪切应力的作用下, 如没有周围约束, 剪切应变可以不断增加而土体体积不变的状态。对于正常固结粘土来说临界状态线就是破坏线, 而对于强超固结粘土来说临界状态线就是原来胶结结构完全破坏的边界线。临界状态线同时也是应变硬化和应变软化的分界线。

3. 状态边界面

大量不同应力路径三轴固结排水或不排水试验证明, 在 $p \sim q \sim v$ 空间中正常固结粘土从固结线到临界状态线之间存在着唯一的状态边界面, 称为 Roscoe 面, 当土体的应力状态处于状态边界面时认为土体处于正常固结状态, 它是土体处于塑性状态的边界面。在正常固结状态的的状态边界面和临界状态线相交点的右侧视为弱超固结状态, 它的应力路径在 Roscoe 面以下或当接近破坏时与 Roscoe 面重合。而在左侧的则视为强超固结状态的土体, 它们的应力路线不在 Roscoe 面的下面。由于强超固结粘土具有应变软化的性状, 峰值强度大于终值强度即在临界状态线之上。这一超固结状态的 $p \sim q$ 破坏强度段称为 Hvorslev 面。Hvorslev 面是强超固结状态土体的状态界面, 强超固结状态土体的应力状态不可能超过这个边界面。Roscoe 面和 Hvorslev 面加上土体的断裂分界面 (即假定土体中不能产生拉应力, 三轴试验中在 $p \sim q$ 平面上断裂分界线的斜率为 $q/p=3$), 共同组成了临界状态土力学模型的状态边界面。如图 2-5(a)所示: 完整的状态边界面由 Roscoe 面 $JJ'L'L$ 、Hvorslev 面 $LL'M'M$ 和无拉边界面 $MM'K'K$ 组成。状态边界面在 $p \sim q$ 平面的投影如图 2-5(b)所示。

Roscoe 面是联系正常固结曲线与临界状态线的一个唯一的空间曲面, 具有屈服面或加载面的性质。其在 $p \sim q$ 平面的方程(MCCM 模型)为:

$$p(1 + \frac{\eta^2}{M^2}) - p_c = 0 \quad (2.7)$$

上式中 $\eta = q/p$, p_c 为硬化参数, 类似于先期固结压力, p_c 定义为当前椭圆屈服面与有效应力空间中 p 轴的非零交点, 如图 2-5 (b)所示。

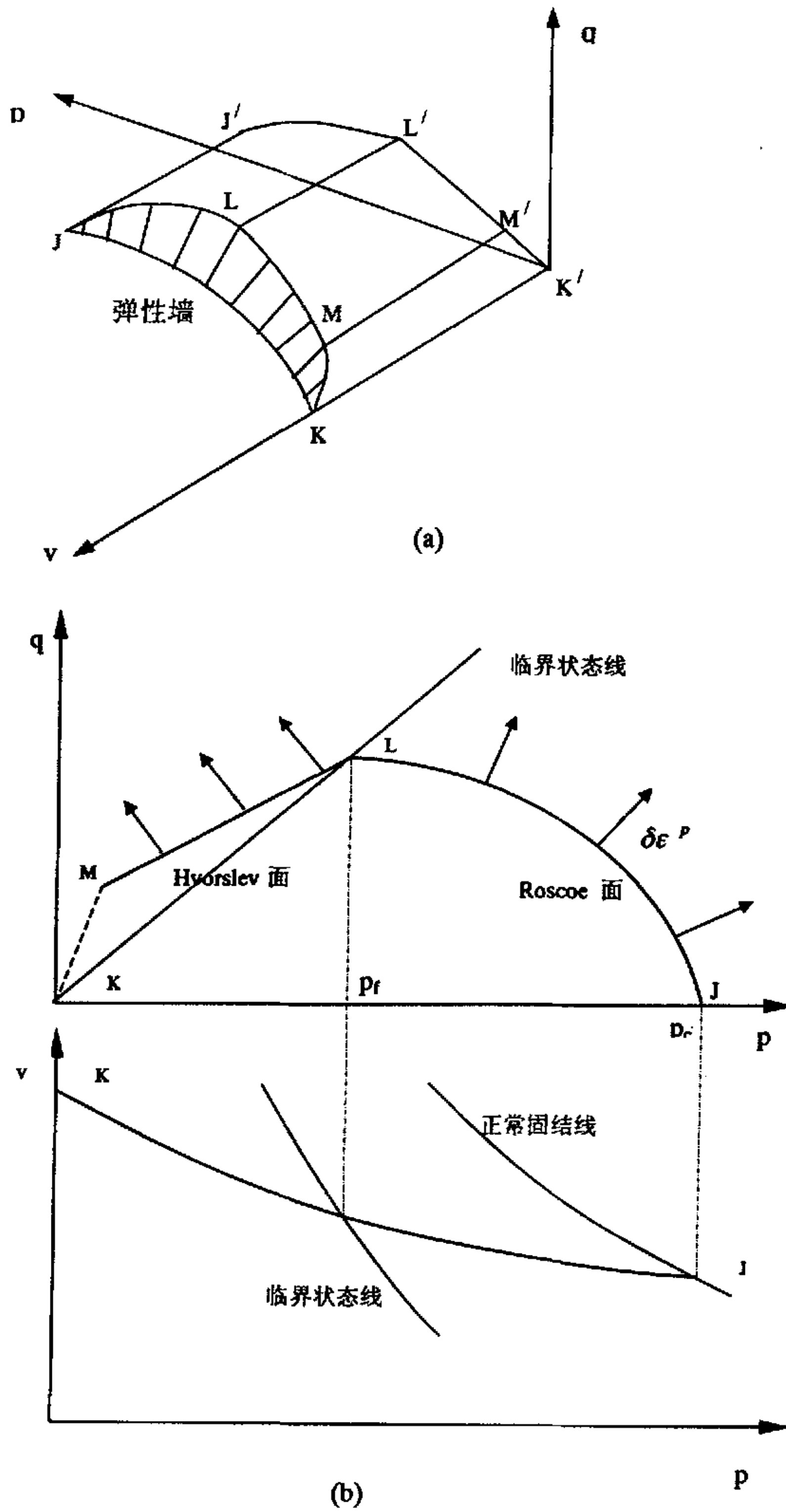


图 2-5 剑桥模型示意图： (a) $p-q-v$ 空间； (b) $p-q$ 平面

Hvorslev 面的方程为：

$$\frac{q}{Hp} - \left(\frac{M-H}{Hp}\right) \exp\left(\frac{\Gamma-v}{\lambda}\right) = 1 \quad (2.8)$$

上式中 H 为斜率。

2.3.3 修正剑桥模型的加卸载判定

对于剑桥模型而言，当应力满足下列 (2.7) 式时土体出现屈服，也即：

$$q^2 - M^2 \{p(p_c - p)\} = 0 \quad (2.7b)$$

根据变量 p_y 对加载类型进行分类， p_y 定义如下：

$$p_y = p + \left(\frac{q}{M}\right)^2 \frac{1}{p} \quad (2.9)$$

方程 (2.9) 在 $p \sim q$ 空间中是椭圆轨线，通过原点和当前应力点，椭圆中心亦位于 p 轴上，即与屈服面有相同的形状。 p_y 为椭圆与 p 轴的非零交点，如图 2-6 所示。将 p_y 与当前屈服面的 p_c 比较可以确定当前土体的应力状态。由于 p, q 平面每一 Roscoe 面均对应相应的 Hvorslev 面，故亦可采用 p_y 来确定超固结土的应力状态。

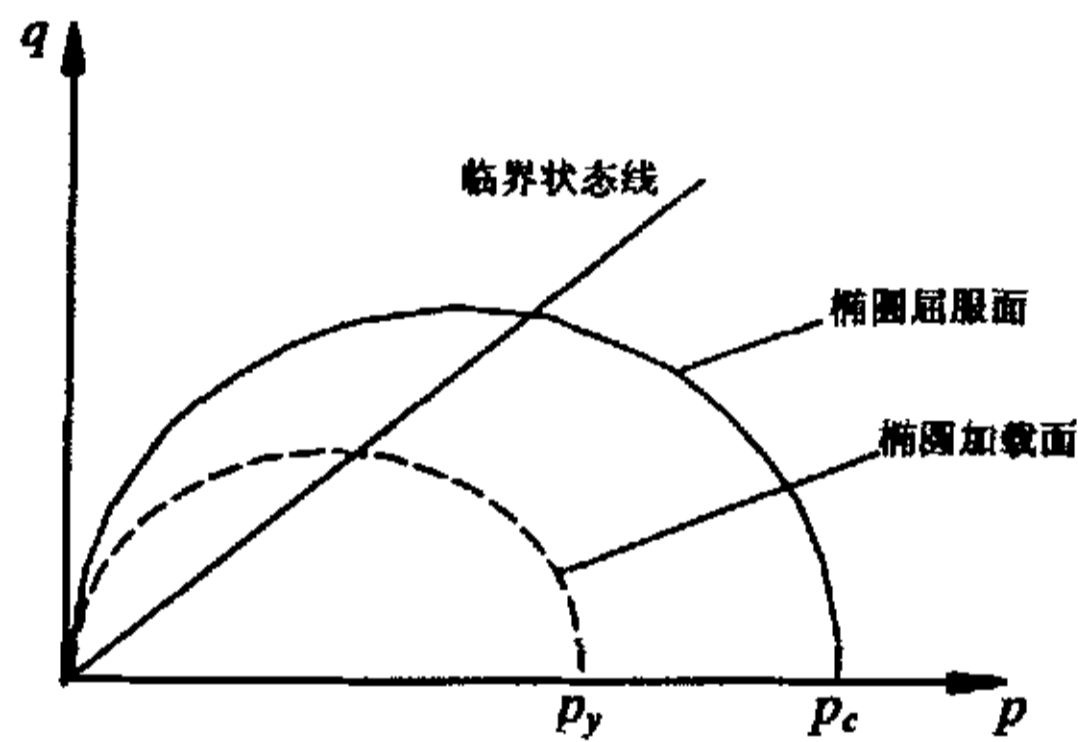


图 2-6 修正剑桥模型椭圆屈服面与加载面

当 $p_y < p_c$ 时，土体为弹性，在弹性阶段有：

$$\frac{dp_c}{p_c} = 0 \quad (2.10)$$

当 $p_y = p_c$ 时，土体出现塑性屈服，并存在三种可能存在的变形：

- (1) 当 $dp_y = dp_c > 0$ 时，土体出现硬化；
- (2) 当 $dp_y = dp_c < 0$ 时，土体出现软化；
- (3) 当 $dp_y = dp_c = 0$ 时，屈服面不发生变化，出现中性变载。

对于情况 (1) 满足 $p > p_c/2$ 时，土体称为“湿化”临界状态；对于情况 (2) 满足 $p < p_c/2$

时, 土体称为“干燥”临界状态。这是因为排水状态时, 情况(1)出现排水; 情况(2)出现负孔隙水压力, 吸水干燥。

在塑性屈服过程中, 屈服面的演化规律为:

$$\frac{dp_c}{p_c} = \frac{dp_y}{p_y} \quad (2.11)$$

2.3.4 修正剑桥模型评价

修正剑桥模型主要有三个参数, 即 λ 、 κ 和 M 。这三个参数都可以利用常规三轴试验确定。加以改进应用于重超固结粘土时, 增加一个参数 H 。模型参数少, 且物理意义明确, 测定方法简单, 易于推广应用。

修正剑桥模型的主要缺陷是, 没有考虑中主应力对强度的影响, 同时没有反映高应力作用下, 强度随平均应力曲线变化的特点。

2.4 考虑加卸载作用效应的粘土本构模型

在工业厂房、码头堆场中, 堆卸载长期、频繁发生, 如果采用繁杂的多屈服面理论进行分析计算, 确定每一加载循环过程中土体和桩基的变形和受力过程, 将是十分繁杂的, 甚至是不可能的。因此, 本节基于修正剑桥模型, 提出能够考虑长期重复或变幅荷载作用下土体主要性状的弹塑性本构模型, 包括的主要性状有: 1) 后继屈服面加载扩张和卸载收缩特性; 2) 临界重复应力; 3) 荷载记忆特性。

2.4.1 土体的加载硬化和卸载屈服

当饱和粘土在卸荷后, 再加荷时将出现新的累积变形。在土体本构模型理论中一般通过弹性卸载阶段屈服面位置和形状的改变来进行描述, 如多屈服面模型和边界面模型。在这些模型中, 对屈服面的运动规律都是人为假定的, 并且计算参数多, 也没有提出确定这些参数的实用测试方法, 限制了这些模型在实际问题中的广泛应用。

Carter^[10]于 1982 年基于修正剑桥模型提出了一种简单的运动硬化规律来反映土体的卸载屈服特性。在 Carter 模型中, 修正剑桥粘土屈服面形状保持不变, 屈服面大小由先期固结压力确定, 如图 2-7。当应力状态位于屈服面内时, 土体处于弹性状态; 当应力状态达到屈

屈服面后土体进入屈服状态，随着加载的进行，屈服面按照修正剑桥模型变化规律不断扩张。当应力点位于当前屈服面内时，虽然土体处于弹性状态，但视加载和卸载情况，屈服面表现出不同的变化规律：加载时 ($dp_y \geq 0$)，当前屈服面保持变化；卸载时 ($dp_y < 0$)，屈服面按照等向硬化的方式缩小，椭圆中心在 p 轴上发生运动硬化，即硬化参数 p_c 在卸荷过程中不断减小。

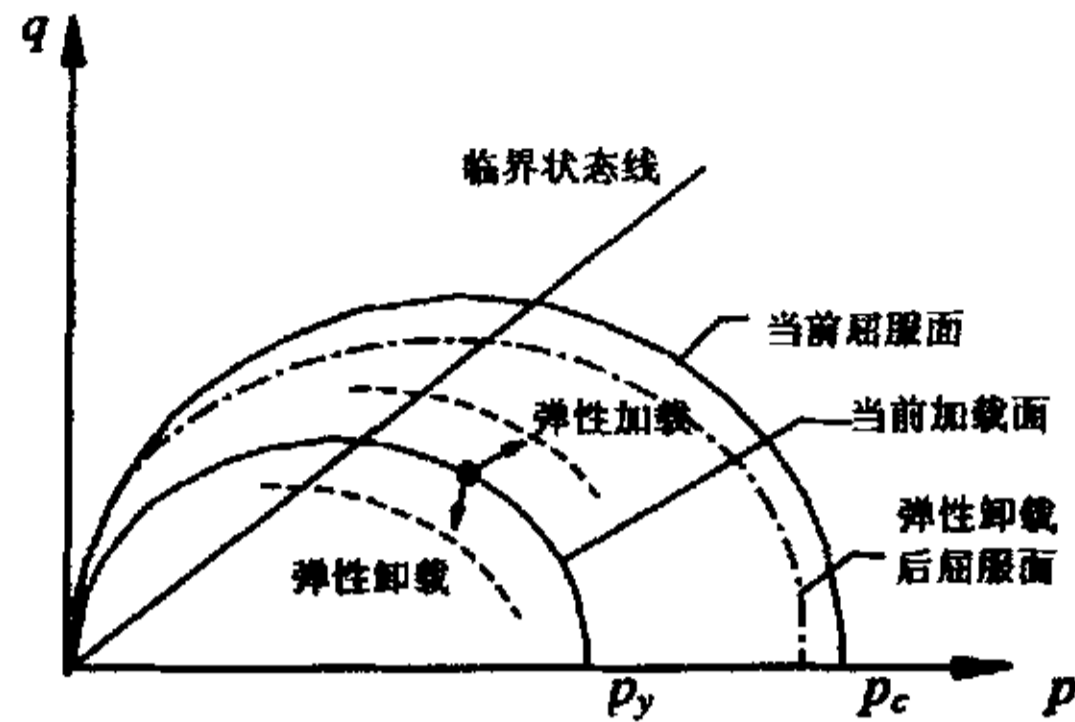


图 2-7 Carter 模型屈服面与加载面示意图

Carter 假设弹性卸载时（当土体为弹性 ($p_y < p_c$) 和 $dp_y < 0$ ），满足下列关系：

$$\frac{dp_c}{p_c} = \theta \frac{dp_y}{p_y} \quad (2.12)$$

上式中 θ 为屈服面衰减参数。式 (2.12) 经过积分可得

$$p_c = A p_y^\theta \quad (2.12a)$$

当土体从屈服面处开始发生弹性卸载，并且卸载前硬化参数为 p_{c0} ，则当 $p_y = p_{c0}$ 时，

$p_c = p_{c0}$ ，因此， $A = p_{c0}^{1-\theta}$ 。因此，式 (2.12a) 可以写为：

$$p_c = A p_y^\theta = p_{c0} \left(\frac{p_y}{p_{c0}} \right)^\theta \quad (2.12b)$$

故 θ 又可称为衰减指数。图 2-7 为不同受荷条件对应的屈服面形状。

当土体处于弹性加载阶段时， $dp_y \geq 0$ ，屈服面保持不变，即

$$dp_c / p_c = 0 \quad (2.13)$$

Carter 模型可以用简单的等压固结情况进行说明。对于等压固结情况， p_y 与 p 总相等。

假设粘土试样等压正常固结到平均有效应力 $p = p_c = \alpha_0$ ，然后通过降低平均有效应力

$p = \alpha_1$ 发生弹性回弹。在回弹阶段, 根据方程 (2.13a) 预测得到 $p_c = \alpha_0(\alpha_1/\alpha_0)^\theta$ 。然后将试验再固结, p_c 将保持不变, 材料将保持弹性状态, 直到 $p = p_c = \alpha_0(\alpha_1/\alpha_0)^\theta$ 。如果荷载再继续增加, 材料将出现塑性变形, 此后 p_c 等于 p 。这表明在室内试验过程中, 当等压固结达到某一个小于先期固结压力后土体就发生屈服。因此, 等压固结实测超固结比为:

$$OCR = \alpha_0(\alpha_1/\alpha_0)^\theta / \alpha_1 = (\alpha_0/\alpha_1)^{1-\theta} \quad (2.14)$$

这比常规定义超固结比 ($OCR = \frac{\alpha_0}{\alpha_1}$) 要小。

如取 $\theta = 0.05$, 在平均有效应力 $\alpha_0 = 100\text{kPa}$ 荷载作用下正常固结。当平均有效应力降低到 $\alpha_1 = 50\text{kPa}$ 后, 然后再增长, 当压力达到约 96.6kPa 后试样出现屈服。这时按常规定义, 超固结比 $OCR = 100/50 = 2$, 但从再加载的试验性状推测 $OCR = 96.6/50 = 1.93$ 。如果平均有效应力从 100kPa 降低到 10kPa 和 0kPa 后, 等效先期超固结压力分别为 89.1kPa 和 0 。另一方面, 如果平均有效应力从 100kPa 降低到 50kPa , θ 分别取 0.2 和 0.5 时得到的等效先期超固结压力分别为 87.1 和 70.7kPa 。

与多屈服面模型和边界面模型相比, Carter 模型不仅能够反映卸载引起的土体屈服和重复荷载作用下孔隙水压力和塑性应变的累积效应, 而且避免了数值分析过程中每个荷载循环内大量的循环迭代过程, 这对分析研究具有大量重复荷载作用次数的桥梁码头、工业厂房内堆卸载问题、交通荷载路基问题是十分重要的。不过, Carter 模型没有反映临界重复应力和土体材料的荷载记忆特性, 需要对此加以改进。

2.4.2 临界重复应力水平

临界重复应力水平 (CLRL) 定义为:

$$r_c = \tau_c / C_u \quad (2.15)$$

式中 τ_c 为三轴试验中轴向临界重复偏应力, C_u 为土体不排水抗剪强度。现直接采用 MCCM 的应力参量表达临界重复应力水平:

$$r_c = q_c / C_u \quad (2.16)$$

式中 q_c —— 临界重复偏应力, kPa 。

由式 (2.15) 得临界重复偏应力为:

$$q_c = r_c C_u \quad (2.17)$$

前文讲述过, Houston 和 Herrmann 等人的研究表明, 粘性土的临界重复应力比一般为

0.4~1.2, 因而本文模型计算分析时 r_c 取 0.4~1.2。

Wroth^[125]基于临界状态土力学理论, 指出土体的不排水强度可按式(2.18)确定:

$$\frac{C_u}{p'} = \frac{M}{2} \left(\frac{R}{r} \right)^\Lambda \quad (2.18)$$

上式中 R 为超固结比; r 对于剑桥模型取 2.72, 对于修正剑桥模型取 2.0; $\Lambda = (\lambda - \kappa) / \lambda$ 。

将 (2.18) 代入 (2.17) 式, 可得:

$$q_c = r_c C_u = r_c \frac{M p'}{2} \left(\frac{R}{r} \right)^\Lambda \quad (2.19)$$

2.4.3 考虑临界应力水平的改进 Carter 模型

对 Carter 模型的分析表明, 卸荷量较大或 θ 值过大, 都将得到较低的等效先期固结压力, 过大地估计了卸载反向屈服效应。我们引入如下假设: 1) 当应力从较高的水平卸载到临界重复应力水平以下时, 仅有临界应力水平以上的卸载部分引起屈服面的收缩, 小于临界应力水平的卸载应力部分不引起屈服面的收缩; 2) 当应力水平从小于临界应力水平条件下发生卸载时, 土体表现为弹性卸载。

为了分析重超固结粘土的反复荷载效应, 本文在修正剑桥模型中引入 Hvorslev 面和无拉边界面, 考虑临界重复应力作用, 从而构成了改进 Carter 模型。

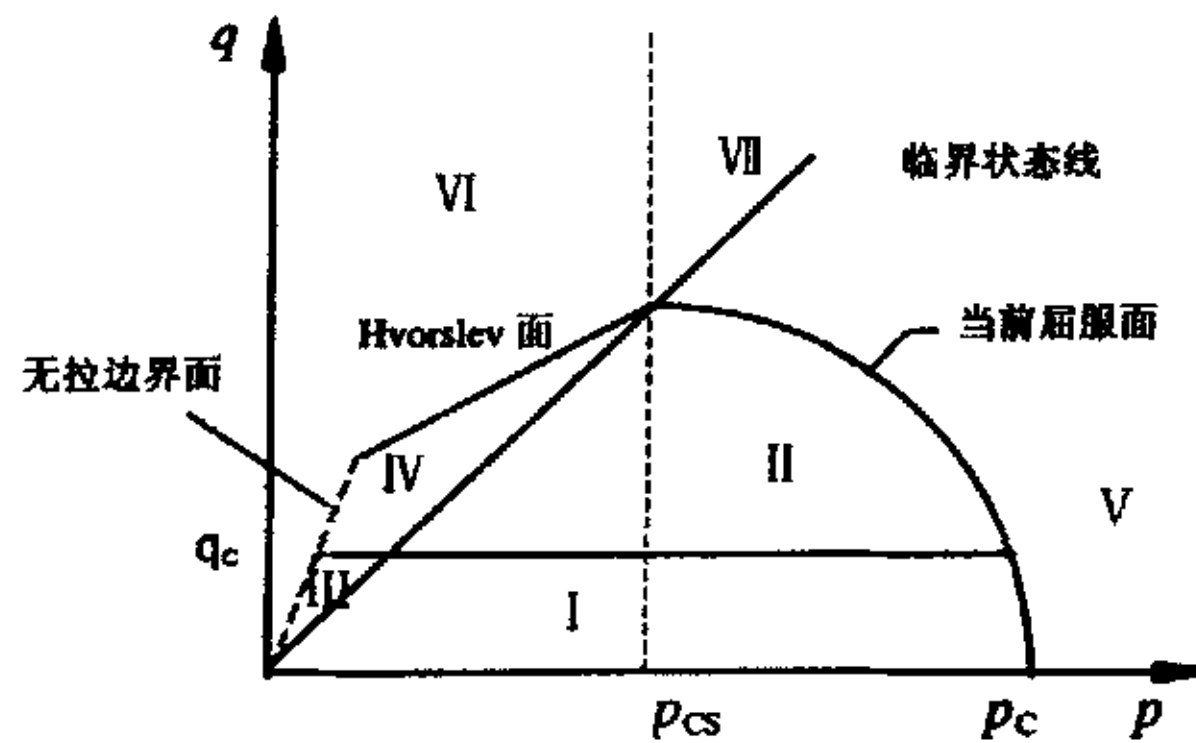


图 2-8 改进 Carter 模型屈服面

改进 Carter 模型在 p ~ q 空间中, 如图 2-8 所示。由当前屈服面 (Roscoe 面)、临界状态线、Hvorslev 面、无拉边界面和临界重复应力线可将 p ~ q 空间划分为七个区域, 这七个区域的性质如下:

I区: $p_y < p_c, q < MP, q < q_c$, 土体处于弹性状态。当加载时, 土体为弹性加载; 当土体卸载到该区域时, 土体为弹性卸载, 并且土体不发生反向塑性流动和屈服面的收缩。

II区: $p_y < p_c, q < MP, q > q_c$, 土体处于弹性状态。当加载时, 土体为弹性加载; 当在该区域发生卸载时, 土体为弹性卸载, 但同时土体发生反向塑性流动和屈服面的收缩。

III区: $p_y < p_{cs}, q > MP, q < q_c$, 土体处于弹性或软化状态。当 $\Delta p_y > 0$ 时, 土体为弹性状态, 并且如果土体在该区域发生弹性卸载时, 不发生反向塑性流动和屈服面的收缩; 当 $\Delta p_y < 0$ 时, 土体为软化状态。

IV区: $p_y < p_{cs}, q > MP, q > q_c$, 土体处于弹性或软化状态。当 $\Delta p_y > 0$ 时, 土体为弹性状态, 如果土体在该区域发生弹性卸载时, 发生反向塑性流动和屈服面的收缩; 当 $\Delta p_y < 0$ 时, 土体为软化状态。

V区: $p_y > p_c, q < MP$, 土体发生硬化, 屈服面扩张, 应力状态不存在。

VI区: $p_y < p_{cs}, q > MP$, 土体发生软化, 屈服面收缩, 应力状态不存在。

VII区: $p_y > p_{cs}, q > MP$, 土体发生硬化, 屈服面扩张, 应力状态不存在。

其中 p_{cs} 为当前屈服面与临界状态线交点的平均法向应力。

因此, 上述模型可以体现土体的荷载记忆原理。大强度记忆原理通过屈服面的不断扩张进行记忆, 当前屈服面即反映了当前受到的较大的荷载水平, 而且也反映了土体当前的塑性应变状态。较大荷载后的重复作用小荷载将引起屈服面的不断降低, 反映了小荷载的累积作用效应。同时, 通过引入临界重复应力, 当应力水平低于该值时, 并不引起屈服面和土体结构的变化, 因此, 体现了零强度记忆原理。

本文模型与修正剑桥模型屈服准则相同, 流动规律和硬化规律相同, 弹性增量和弹塑性应力应变关系相同。唯一的区别在于将弹性卸载 (p_y 下降) 与屈服面相关联, 以反映由卸载引起的反向塑性流动。虽然在卸载过程中土体仍为弹性模型, 但通过屈服面的缩小和后续较大的荷载作用可得到等效的累积塑性变形, 避免了多屈服面和边界面模型中, 每个荷载循环内的弹塑性迭代过程。

2.4.4 模型比较分析

图 2-9 为 Carter 模型和考虑临界重复应力水平修正 Carter 模型对 Drammen 粘土不排水重复荷载作用孔压的预测结果与试验实测结果^[10]的比较。结果表明,考虑重复应力水平修正 Carter 模型预测得到破坏时超孔压、破坏荷载周数关系比 Carter 模型更加接近实测值。尽管如此,无论是 Carter 模型还是仅考虑重复应力水平修正 Carter 模型,与实测值比较,在重复荷载初期,得到的超孔压偏低,而在接近试样破坏时孔压或塑性体积应变变化过快。不过,如果能够选择适当的衰减参数 θ 值,还是可望得到满意的结果。

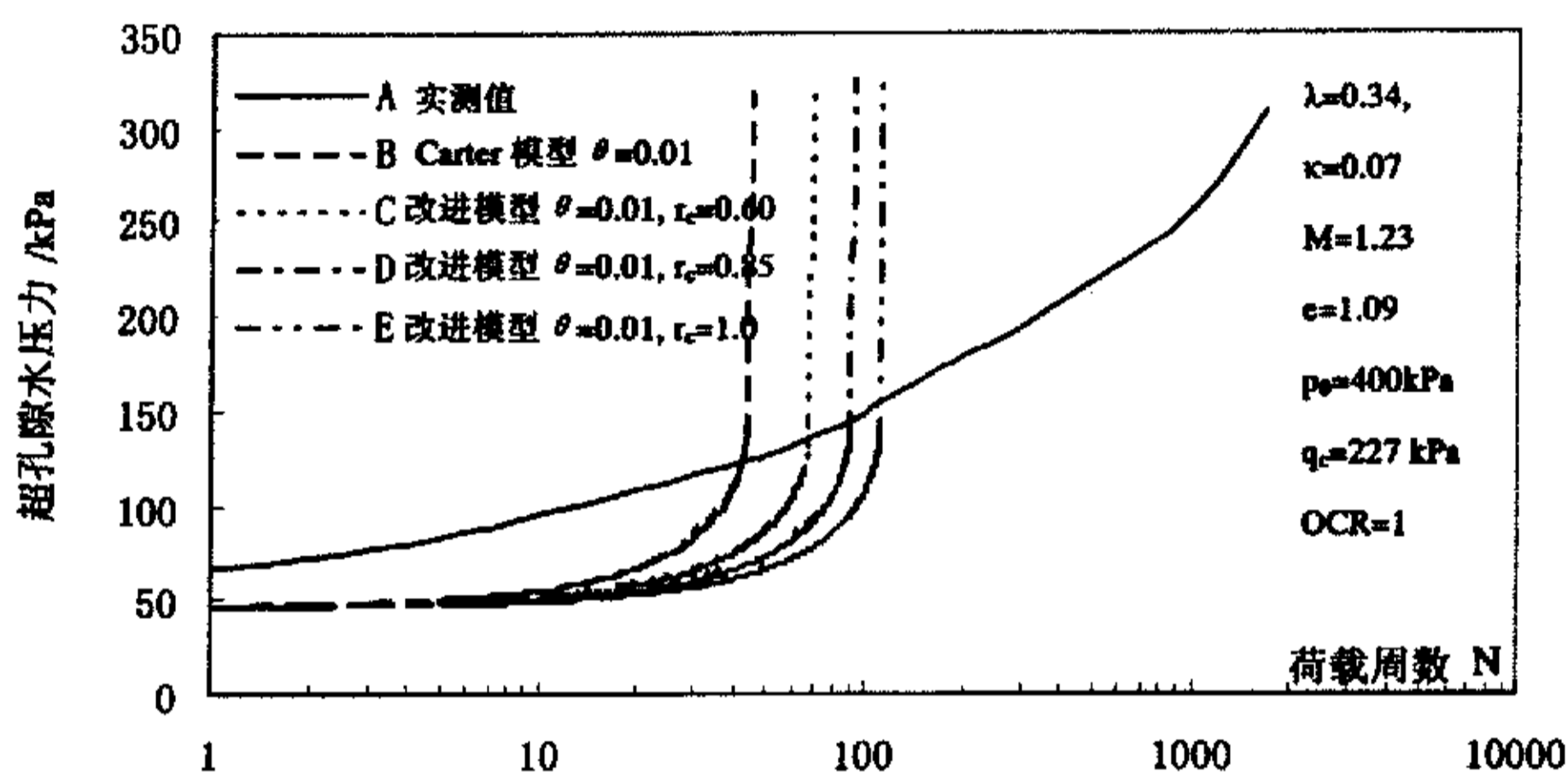


图 2-9 Drammen 粘土理论预测与试验结果比较

2.5 本章小节

本文在对修正剑桥粘土模型分析和论述基础上,提出能够反映重复加卸载作用下土体主要特性的改进 Carter 模型。该模型不仅可以继承剑桥粘土模型参数少、能够反映土体密度特性对土体性状影响的优点,而且还能方便地考虑粘土的卸载特性。因此,可应用于重复加卸载地基与结构物的相互作用分析。

第三章 长期反复堆卸载作用下 地基与邻近桩基相互作用分析的有限元法

3.1 前言

随着现代计算机技术的飞速发展,数值分析方法逐渐成为继室内模型试验和现场测试之外的一种有效的土工分析工具。数值分析方法的类型有多种,包括有限差分法、有限单元法、边界单元法等,其中以有限单元法的应用最为广泛。

有限单元法是近半个世纪以来适应计算机技术的发展而迅速发展起来的一种新型数值计算分析方法。它的基本思想是将连续的求解区域离散为一组有限个、且按一定方式联结在一起的单元的组合体。由于单元形状和联结方式的多样性,有限单元法能够模拟几何形状复杂的求解域。有限单元法的一个重要特点是利用在每一个单元内假设的近似函数来分片地表示全求解域上待求解的未知场函数;在一个问题的有限元分析中,未知场函数及其导数在各个节点上的数值成为新的未知量,求解出这些未知量,进而利用插值函数可得到整个求解域上的近似解。对于土工结构分析有限元法来说,根据未知量的不同,可分为位移法,应力法和混合法,其中应用最为广泛的是位移法。

进行长期反复堆卸载作用下地基与邻近桩基的相互作用分析时,采用有限单元法相对模型试验和现场原型试验而言,可以考虑土体材料的非均质非线性应力应变关系,而且调节参数容易,能够对影响地基与邻近桩基相互作用的各种因素进行系统的对比分析,显示出经济快捷和定量对比分析的特长。

本文主要采用有限单元法对长期反复堆卸载作用下地基的土体变形以及桩土相互作用进行数值分析,编制了土工有限元分析软件PPILE。该程序既可分析无桩自由场条件下,堆载地基的变形,又可对堆载地基与邻近桩基的相互作用进行静力、重复荷载分析。下面对有限单元法理论及编程的实施进行简要阐述。

3.2 平面应变有限元法简介

本程序采用四节点来离散土体和桩基。当不考虑土体渗流固结条件时,土体和桩基均采用四节点等参元;在考虑土体的渗透固结时,采用四节点等参元,同时各节点也为孔压结点。即不考虑土体渗流固结条件时,各节点具有两个自由度,而在考虑土体的渗透固结时,

各节点具有三个自由度。

3.2.1 四节点等参元位移与孔压模式

对求解域用平面四结点等参元进行离散。按有限元一般方法，对单元内任一点沿 x 、 y 方向的位移 u 、 v 和孔压 P 可取以下模式（即近似计算式）：

$$\left. \begin{aligned} u &= \tilde{u} = \sum_{i=1}^4 N_i u_i \\ v &= \tilde{v} = \sum_{i=1}^4 N_i v_i \\ p &= \tilde{p} = \sum_{i=1}^4 \bar{N}_i p_i \end{aligned} \right\} \quad (3.1a)$$

式中， N_i 和 \bar{N}_i 分别为平面 4 结点单元位移形函数和孔压形函数，二者的形式是相同的。

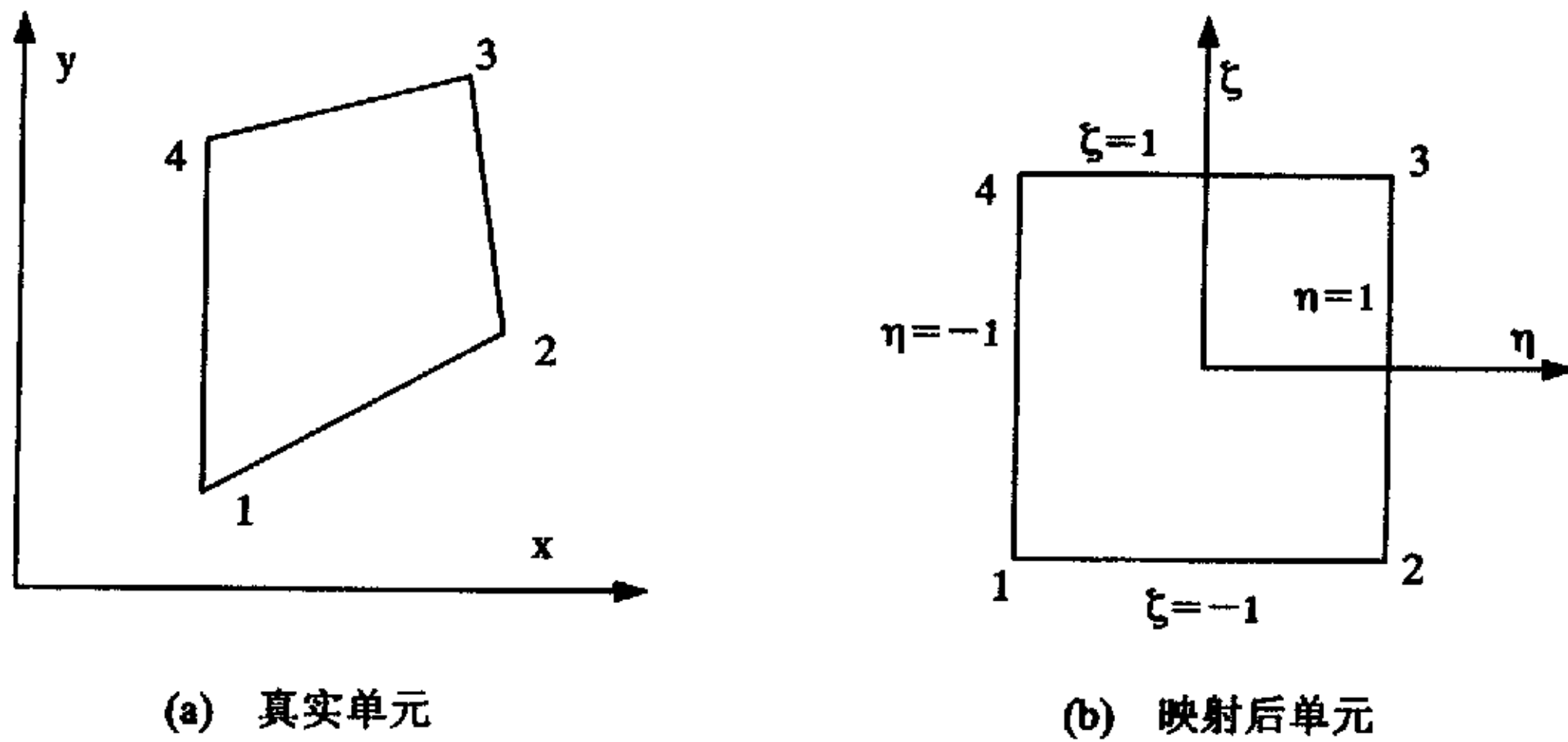


图 3.1 平面应变四节点等参单元

如图 3.1 所示， N_i 和 \bar{N}_i 在标准单元上的形式为：

$$N_i = \bar{N}_i = \frac{1}{4}(1 + \eta\eta_i)(1 + \zeta\zeta_i) \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (3.1b)$$

其中 η_i 和 ζ_i 的值参见表 3-1。

表 3-1 平面四结点等参元节点和孔压节点局部坐标和形函数

结点 i	结点局部坐标		形函数
	η_i	ζ_i	
1	-1	-1	$(1-\eta)(1-\zeta)/4$
2	1	-1	$(1+\eta)(1-\zeta)/4$
3	1	1	$(1+\eta)(1+\zeta)/4$
4	-1	1	$(1-\eta)(1+\zeta)/4$

写成矩阵形式即:

$$\{f\} = \begin{Bmatrix} \bar{u} \\ \bar{v} \end{Bmatrix} = [N]\{\delta\}^e \quad (3.2a)$$

$$p = [\tilde{N}]\{P\}^e \quad (3.2b)$$

式中, $\{\delta\}^e = [\delta_1^T \ \delta_2^T \ \cdots \ \delta_4^T]^T$, 为单元结点位移矢量, 8×1 阶; $\delta_i = [u_i \ v_i]^T$, $i=1,2,3,4$;

$[N] = [N_1 I \ N_2 I \ \cdots \ N_4 I]$, 位移形函数矩阵, 2×8 阶; $I = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$, 2×2 阶单位方阵;

$\{P\}^e = [P_1 \ P_2 \ P_3 \ P_4]^T$, 单元结点孔压矢量;

$[\tilde{N}] = [\bar{N}_1 \ \bar{N}_2 \ \bar{N}_3 \ \bar{N}_4]$, 孔压形函数矩阵;

即采用平面有限元法求解时解答是由单元结点位移 u_i 、 v_i 和结点孔压 P_i 通过形函数 N_i 、 \bar{N}_i 的插值而得到的。

3.2.2 几何矩阵

对于平面应变问题来说, 由位移模式

$$x = \sum_{i=1}^4 N_i x_i, \quad y = \sum_{i=1}^4 N_i y_i \quad (3.3)$$

式中, $\{x, y\}$ 为单元内任一点的坐标; $\{x_i, y_i\}$ ($i=1, 4$) 为单元节点坐标。可得几何矩阵如下:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = [B]\{\delta\} \quad (3.4a)$$

其中 $[B] = [B_1 \ B_2 \ B_3 \ B_4]$

$$[B_r] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_r}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_r}{\partial y} \\ \frac{\partial N_r}{\partial y} & \frac{\partial N_r}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (r=1,2,3,4) \quad (3.4b)$$

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_r}{\partial x} \\ \frac{\partial N_r}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_r}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_r}{\partial \zeta} \end{Bmatrix} \quad (r=1,2,3,4) \quad (3.4c)$$

$$[J]^{-1} = \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} \frac{\partial y}{\partial \zeta} & -\frac{\partial y}{\partial \eta} \\ -\frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial x}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad (3.4d)$$

$$|J| = \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \zeta} - \frac{\partial x}{\partial \zeta} \frac{\partial y}{\partial \eta} \quad (3.4e)$$

由式 (3.3) 和 (3.4e) 求得 Jacob 矩阵的值, 再将依次代入式 (3.4d)、(3.4c)、(3.4b), 即可求得几何矩阵, 四节点单元几何矩阵为 8×3 阶矩阵。

3.2.3 应力矩阵

对于二维问题, 应力表达式为:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [D]\{\varepsilon\} = [D][B]\{\delta\} \quad (3.5)$$

上式中 $[D]$ 矩阵为应力应变关系矩阵, 当分析对象为弹性均质材料时, 其表达式可用下式表示:

$$[D] = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

式 (3.6) 中弹性模量 E 和泊松比 μ 的取值平面应变分析和平面应力不同, 可参见弹性力学文献。当分析对象为弹塑性材料时, $[D]$ 的表达式比较复杂。程序中采用的修正剑桥模型以及本文提出考虑长期反复荷载效应的改进模型的应力应变关系矩阵将在后面的章节中阐述。

3.2.4 单元刚度矩阵和总体刚度矩阵

单元刚度矩阵表达式为:

$$[k]^e = \iint [B]^T [D] [B] dx dy \quad (3.7a)$$

上式常用高斯数值积分求解, 将 $x y$ 坐标下的积分转为局部坐标 $\eta \zeta$ 下的积分:

$$[k] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] J |d\eta d\zeta = \sum_I \sum_J H_i H_j [B]^T [D] [B] J \quad (3.7b)$$

其中 n 为数值积分阶数，一般取 2 或 3。被积函数用 η_i 、 ζ_j 代入计算得出，将各积分点上单元刚度数值相加即得单元刚度 $[k]$ 的数值。各高斯点的局部坐标及权函数见表 3-2。

表 3-2 高斯积分点坐标及表权函数表

阶数 n	η_i 和 ζ_i	权函数 H_i
2	$\pm \frac{1}{\sqrt{3}}$	1
3	$\pm \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}}, 0$	$\frac{5}{9}, \frac{8}{9}$

由各单元刚度矩阵 $[k]$ 叠加可得整体刚度矩阵：

$$[k] = \sum_{e=1}^n [k]^e \quad (3.8)$$

进而得到整体结构平衡方程：

$$[k]\{\delta\} = \{R\} \quad (3.9)$$

上式中 $\{\delta\}$ 和 $\{R\}$ 分别为整体节点位移列阵和整体节点荷载列阵。求解该方程组即可得到网格中各点的位移，然后利用式 (3.4) 和 (3.5) 分别求得各单元应变和应力。

3.3 修正剑桥模型弹塑性应力应变关系

对于修正剑桥模型来说，常用平均有效正应力 p' 和剪应力 q 组合来表示土体的应力状态。 (p', q) 为：

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (3.10a)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2]} \quad (3.10b)$$

3.3.1 弹性性状

剑桥模型假定体积变化与平均有效正应力 p' 常用对数之间满足线性关系，即

$$de^p = -\kappa d(\ln p') = -\kappa \frac{dp'}{p'} \quad (3.11)$$

式中 κ 为孔隙比~平均有效正应力 p' 半对数曲线的斜率, 由三轴或固结试验测定。

根据体积应变与孔隙比之间的关系, 有

$$d\varepsilon_v^p = -\frac{de^e}{1+e_0} = \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{dp'}{p'} \quad (3.12)$$

因此, 有

$$K = dp/d\varepsilon_v^p = \frac{p'(1+e_0)}{\kappa} \quad (3.13)$$

如果在计算弹性变形时采用 K-G 模型, 则只需确定另一个弹性参数 G。

如果采用 E- ν 模型, 则根据 $K = E/3(1-2\nu)$ 和式 (3.13) 可得

$$E = \frac{3p'(1+e_0)}{\kappa} (1-2\nu) \quad (3.14)$$

$$G = \frac{p'(1+e_0)}{\kappa} \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \quad (3.15)$$

一般假定泊松比 ν 为 0.2~0.4 (排水条件) 或 0.4~0.5 (不排水条件) 的常数。因此, 根据式 (3.14) 可以看出, 即使是均质土体 (e_0, κ 为常数), 土体的弹性模量也会随深度而随平均有效正应力 p' 的变化而线性变化。

土体弹性状态下的应力应变矩阵为:

$$[D] = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

3.3.2 塑性特性

3.3.2.1 弹塑性应力应变关系

剑桥模型屈服函数表达式可以写为:

$$F(p', q) = h \quad (3.17)$$

式中 h 为硬化参数。采用关联流动法则, 则有:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \alpha \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.18)$$

F为由方程(3.17)定义的屈服面方程, α 为比例常数(在弹塑性力学中,常用 $d\lambda$ 表示,由于在剑桥模型中, λ 已用于表示 $e - \ln p$ 曲线斜率)。

由方程(3.18)可以得到与应力不变量相关的塑性应变表达式

$$d\varepsilon_v^p = \alpha \frac{\partial F}{\partial p'} \quad (3.19a)$$

$$d\varepsilon_s^p = \alpha \frac{\partial F}{\partial q} \quad (3.19b)$$

如果应力状态采用一般应力表示,则式(3.18)可以表述为

$d\{\varepsilon\}^p = \alpha\{a\}$ 上式采用张量分量表示如下:

$$d\{\varepsilon\}^p = \alpha\{a\} \quad (3.20)$$

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \varepsilon_z \quad \varepsilon_{xy} \quad \varepsilon_{yz} \quad \varepsilon_{zx}\}^T \quad (3.20a)$$

$$\{a\} = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma_x} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_y} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_z} \quad \frac{\partial F}{\partial \tau_{xy}} \quad \frac{\partial F}{\partial \tau_{yz}} \quad \frac{\partial F}{\partial \tau_{zx}} \right\}^T \quad (3.20b)$$

另外,弹性应变增量可定义为:

$$d\{\varepsilon\}^e = [D]^{-1}d\{\sigma\} \quad (3.21)$$

则根据式(3.20)和(3.21)得总应变增量:

$$d\{\varepsilon\} = d\{\varepsilon\}^e + d\{\varepsilon\}^p = [D]^{-1}d\{\sigma\} + \alpha\{a\} \quad (3.22)$$

根据弹塑性理论,弹塑性应力应变关系为(Zienkiewicz,1972):

$$d\{\sigma\} = [D_{ep}]d\{\varepsilon\} = \left\{ [D] - \frac{1}{\beta} \{d\}\{d\}^T \right\} d\{\varepsilon\} \quad (3.22)$$

其中 $\{d\} = [D]\{a\}$; $\beta = A + \{a\}^T \{d\}$;

$A = \frac{dh}{\alpha}$, 即为传统弹塑性力学中的硬化模量。

3.3.2.2 本构方程的建立

将修正剑桥模型的屈服面方程(2.8)写成下式:

$$p'(1 + \frac{\eta^2}{M^2}) - p_c = 0 \quad (3.23)$$

其中 $\eta = q/p'$ 。

方程两面取对数得：

$$\ln p_c = \ln p' + \ln(1 + \frac{\eta^2}{M^2}) \quad (3.24)$$

代入等向压缩和回弹曲线方程，采用相关联的流动法则，进行分析整理可以得到修正剑桥模型 Roscoe 面一侧的弹塑性本构方程为：

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_s \end{Bmatrix} = \frac{\lambda - \kappa}{Vp'} \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \begin{bmatrix} \frac{\lambda}{\lambda - \kappa} \frac{M^2 + \eta^2}{2\eta} & 1 \\ 1 & \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \quad (3.25)$$

同理，Hvorslev 面方程 (2.9) 可以写为：

$$\frac{q}{Hp'} - \left(\frac{M-H}{Hp'}\right) \left(\frac{p'}{p_f}\right)^{1-\kappa/\lambda} = 1 \quad (3.26)$$

可以得到修正剑桥模型 Hvorslev 面一侧的弹塑性本构方程为：

$$d\varepsilon_v = \left[\frac{1}{K'} - \frac{\lambda}{Vp'(\eta' - H)} \left\{ \frac{\kappa}{\lambda} (\eta' - H) + H \right\} \right] dp' + \frac{\lambda}{Vp'(\eta' - H)} dq \quad (3.27a)$$

$$d\varepsilon_s = \frac{\lambda}{Vp'(\eta' - H)} dp' + \left[\frac{1}{3G'} - \frac{\lambda}{Vp'(\eta' - H) \{ (\kappa/\lambda)(\eta' - H) + H \}} \right] dq \quad (3.27b)$$

采用式 (3.26) 和式 (3.27) 即可进行土体的弹塑性分析。

式 (3.27) 为采用相关联的流动法推导出来的。有些研究者认为，对于超固结粘土，应该采用非相关联的流动法则。文献^[124]中对 Roscoe-Hvorslev 模型，在 Hvorslev 面一侧采用非相关联的流动法则，Hvorslev 面上的塑性势函数取为： $q - q_c = 0$ ，采用 Hill 理论建立相应的应力应变关系；并对粘土试样进行了试验验证。显然采用非相关联的流动法则，可以考虑 Hvorslev 面上只产生剪切应变而不产生体积应变，符合超固结粘土 Hvorslev 面为破坏面的规律。但是非相关联的流动法则，数值分析将不稳定，难以得到理想的结果。因此本程序对于超固结粘土也采用相关联的流动法则。

3.4 本文模型—修正 Carter 模型应力应变关系

本文模型与修正剑桥模型屈服准则相同，流动规律和硬化规律相同，因而弹性增量和弹塑性应力应变关系相同。唯一的区别在于将弹性卸载（ p_y 下降）与屈服面相关联，在卸载过程中，当应力从较高的水平卸载到临界重复应力水平以下时，临界应力水平以上的卸载部分引起屈服面的收缩；在下一次加载过程中，土体从收缩后的屈服面开始屈服，出现塑性体积应变和剪切应变。

3.5 有限元求解的几个问题

3.5.1 土体的初始应力状态

采用剑桥粘土模型时进行弹塑性分析时，其结果和土体的初始应力状态密切相关。如图 3-2 所示。

$$\sigma_v = \gamma z \quad (3.28)$$

$$\sigma_h = K\sigma_v \quad (3.29)$$

当土体处于地下水位以下时：

$$\sigma'_v = \gamma z - u \quad (3.28a)$$

$$\sigma'_h = K\sigma'_v \quad (3.29a)$$

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad (3.29b)$$

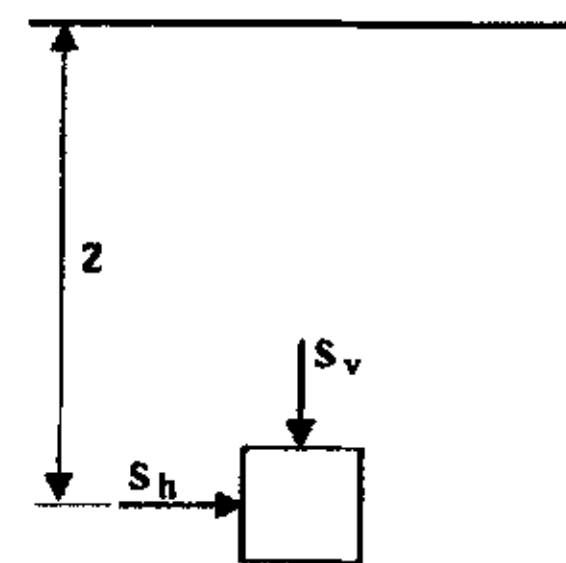


图 3-2 土体初始应力状态

一般来说，土体初始应力状态有两种形式：各向等压固结状态和 K_0 固结状态。各向等压固结状态一般应用于进行三轴试验时结果的分析处理，此时 $K=1$ 。而实际土体天然应力场大多为 K_0 固结状态，也可称为静止土压力状态， K_0 即为通常意义上的静止土压力系数，此时 $K=K_0$ 。

对于某一特定土体而言，其 K_0 值取决于一系列因素，尤其是超固结状态时的水平应变大小。对于大多数天然正常固结土体而言， K_0 值可以采用 Jaky^[126]公式：

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (3.30)$$

采用剑桥模型进行分析计算 K_0 时，可按其参数进行计算，参见文献^[123]。

3.5.2 弹塑性有限元法求解

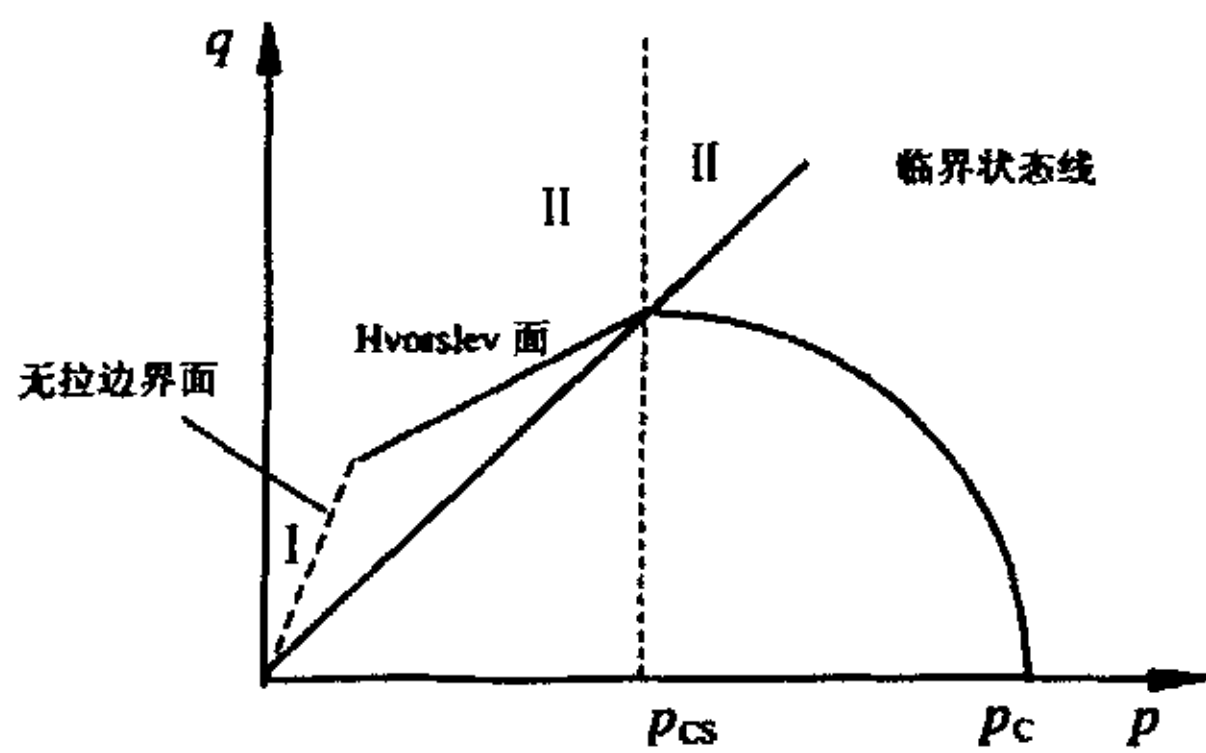
求解非线性或弹塑性问题，常用的方法有迭代法和增量法，其中又以增量法应用最为广泛。用增量法计算材料非线性问题，对于每一级增量荷载，材料的参数将发生变化，从而刚

度矩阵变化，增量法又可以分为基本增量法、中点增量法和增量迭代法。通过分段加载来模拟非线性问题可采用基本增量法来计算，并根据每级加载的初始应力状态来确定刚度矩阵；当荷载增量步长较大时基本增量计算时，可能会产生较大的累计误差。为了降低误差，可以采用中点增量法或者增量迭代法来计算，但求解一步加载时，中点增量法要计算两次刚度矩阵和求解两次方程组，增量迭代法则需要每一级增量计算中可以采用切线迭代法或常劲度迭代法求解，因而计算时间较长。

由于本程序分析的对象是长期反复堆卸载作用下的土体与临近桩基相互作用特性，其所需计算的加卸载次数是非常庞大的。因而在本程序中，采用基本增量法小荷载步长进行分析计算。

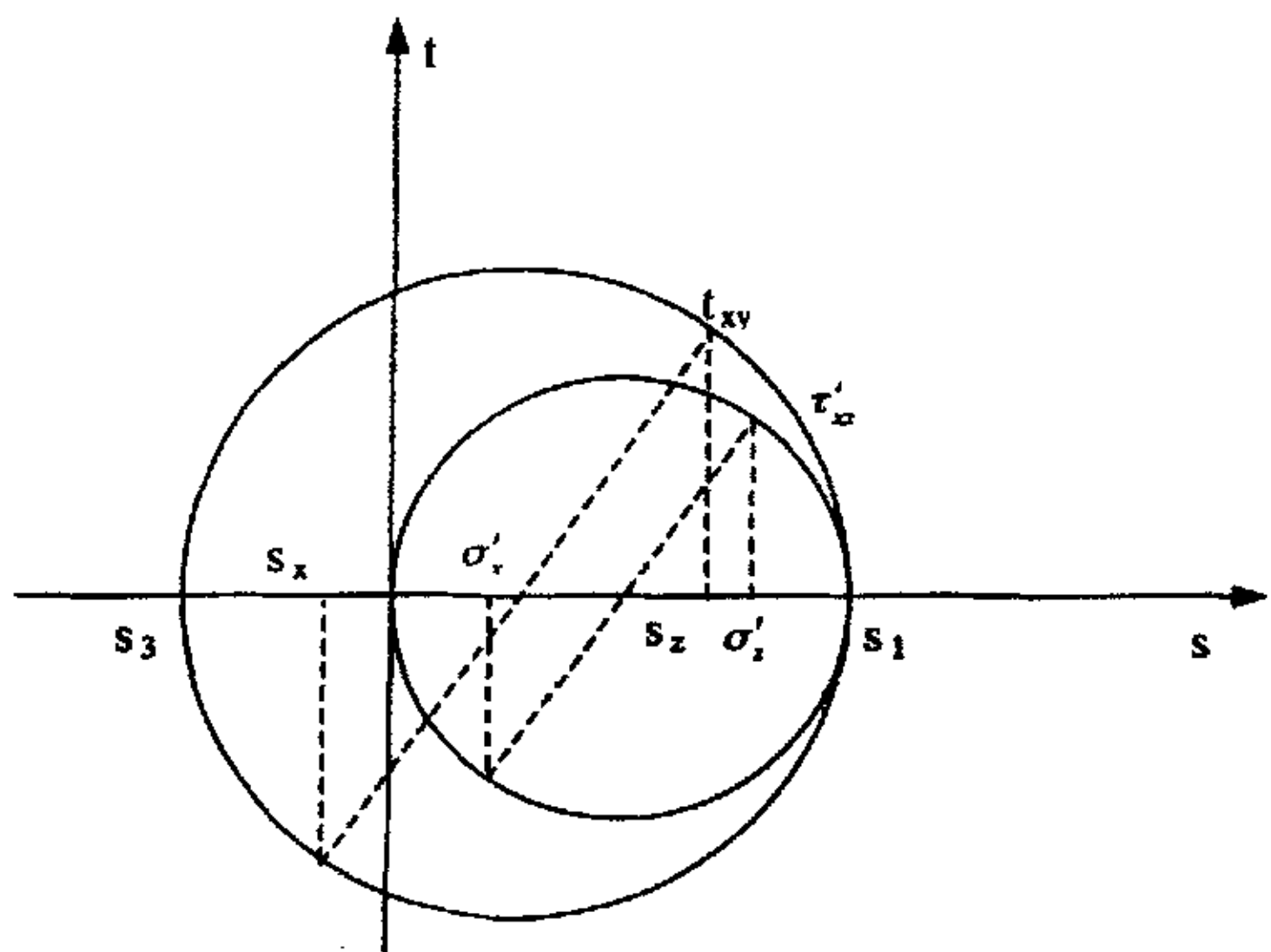
3.5.3 土体的破坏时应力状态的修正及应力迁移

在某一级荷载增量作用下，有可能算出某些单元的应力处于破坏状态。土体的破坏模式有两种：拉裂破坏和剪切破坏。如图 3-3 所示，当土体处于区域 I 即无拉边界面左侧时，发生拉裂破坏；当土体处于区域 II 即 Hvorslev 面和临界状态线上侧时为剪切破坏。



3.5.3.1 拉裂破坏修正

如果计算所得的某些土体单元（应力状态为 $\{\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}\}$ ）出现拉应力超过土体的抗拉强度 σ_t ，土体单元拉裂破坏。在平面应变条件下（以压应力为正），当 $\sigma_3 < \sigma_t$ 时，即产生拉裂破坏。一般来说，土体不能承受拉应力，即 $\sigma_t = 0$ 。



由于土体不能承受拉应力，

故应对其进行修正。本文采用文献^[127]中提出的方法进行修正，即把 σ_3 修正到 $\sigma'_3=0$ ，此时维持 $\sigma'_1=\sigma_1$ 和应力主向不变，如图 3-4 所示。

根据修正前后两圆的几何关系可得修正后的应力（应力状态为 $\{\sigma'_x, \sigma'_z, \tau'_{xz}\}$ ）为：

$$\tau'_{xz} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(\frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \sqrt{(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2})^2 + \tau_{xz}^2})}{\sqrt{(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2})^2 + \tau_{xz}^2}} \tau_{xz} \quad (3.31a)$$

$$\sigma'_z = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \sqrt{(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2})^2 + \tau_{xz}^2} + \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \right] + (\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}) \cdot \frac{\tau'_{xz}}{\tau_{xz}} \quad (3.31b)$$

$$\sigma'_x = \sigma'_z - (\sigma_z - \sigma_x) \cdot \frac{\tau'_{xz}}{\tau_{xz}} \quad (3.31c)$$

3.5.3.2 剪切破坏修正

如果计算所得应力状态位于 Hvorslev 面和临界状态线的上面时，土体发生剪切破坏。此时假定修正前后的主应力和不变，即 p 值不变，即认为剪切破坏只改变形状不改变体积，因而不改变体积应力。将剪应力修正到相应的 Hvorslev 面和临界状态线上，如图 3-5 所示。

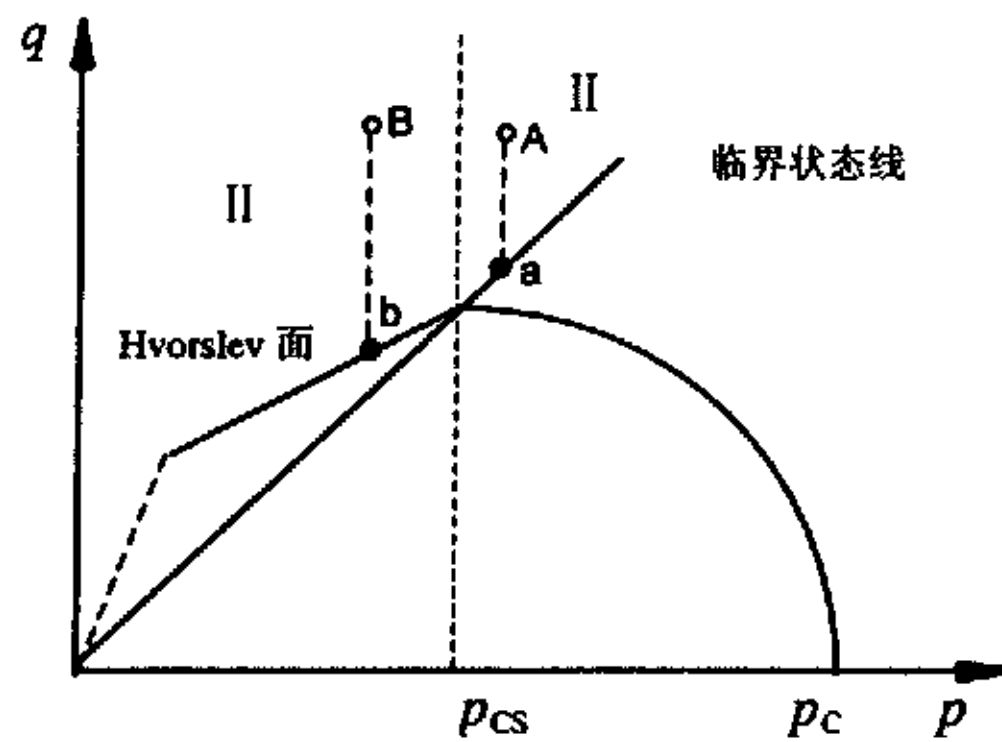


图 3-5 土体单元剪切破坏修正示意图

3.5.3.3 破坏单元的应力迁移

进行应力修正后，破坏单元没有被平衡的那部分荷载需要进行再分配，由屈服单元周围那些未屈服单元承担。这种把屈服单元多余应力转移到其它未屈服单元上的计算方法，就叫应力迁移。对于每一级加载，可能需要经过多次迁移计算才能达到平衡，大大增加计算时间。虽然对屈服单元作应力迁移计算，在理论上更合理，但在实际运用中由于土体非线性的复杂

性,过多的增加计算时间所改善的计算精度可能并不显著,因而本程序只对土体作应力调整而不作应力迁移计算,并把修正后的应力后的这部分不平衡荷载累加到下一级荷载中再进行分配。

3.6 程序流程图

本程序的程序流程图如下:

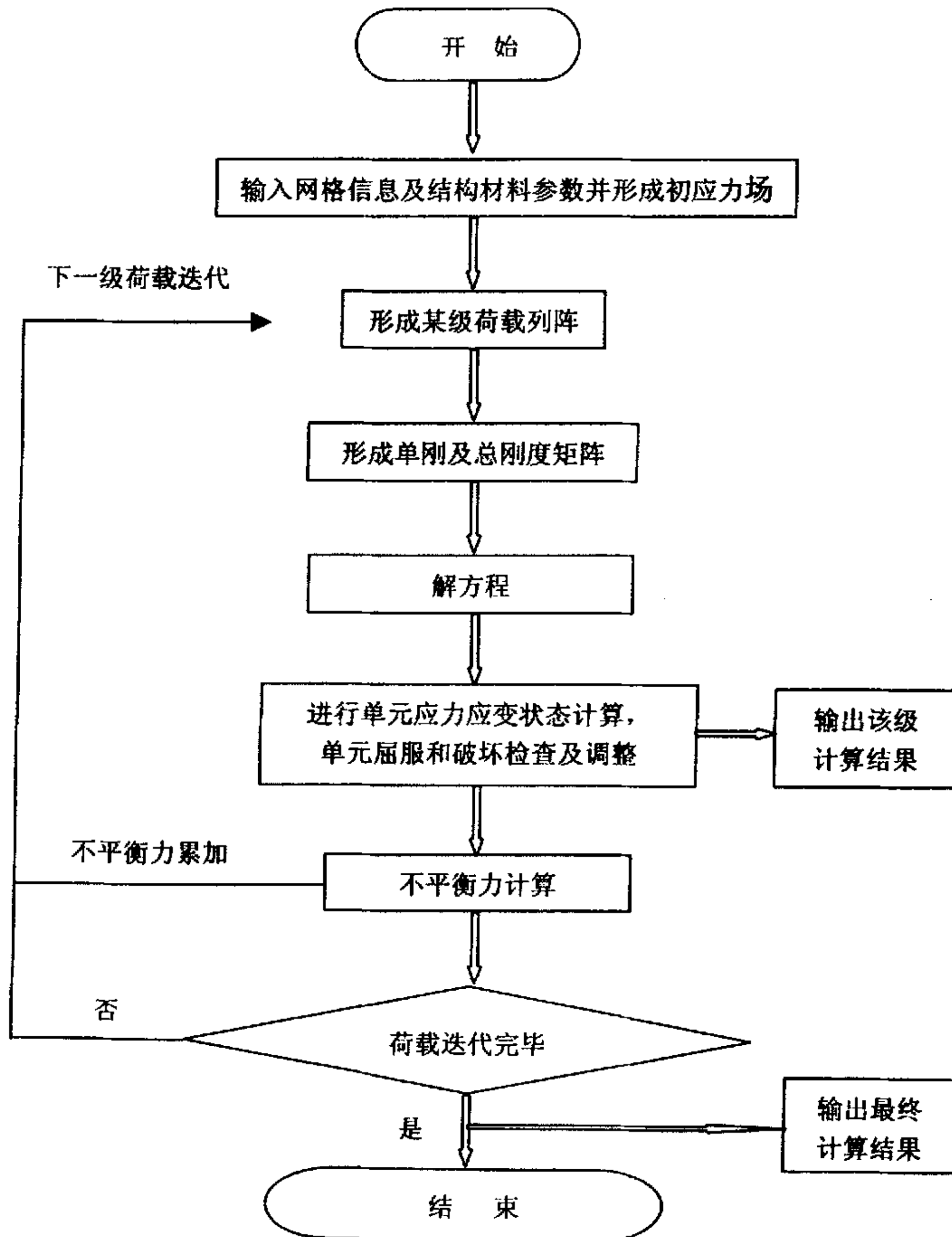


图 3-6 程序流程图

3.7 本章小结

本章简要介绍了平面应变有限元法的基本理论,给出了修正剑桥模型和本文改进模型的弹塑性应力应变关系,并对土体的初始应力场、单元的破坏修正和应力迁移作了相应讨论。在此基础上,编制了平面应变有限元程序 PPILE,给出了程序框图。下章将利用本程序进行长期反复堆卸载作用下地基与临近桩基相互作用分析。

第四章 长期反复堆卸载 作用下地基与临近桩基相互作用分析

4.1 概述

进行长期反复堆卸载作用下地基与临近桩基的相互作用分析时,采用有限单元法相对模型试验和现场原型试验而言,可以考虑土体材料的非均质非线性应力应变关系,而且调节参数容易,能够对影响地基与临近桩基相互作用的各种因素进行系统的对比分析,是进行长期反复堆卸载作用下地基与临近桩基的相互作用研究的一种强有力的工具。

本章利用自编土工有限元分析程序 PPILE 对长期反复堆卸载作用下地基的土体变形以及桩土相互作用进行系统的数值分析。首先讨论了无桩自由场条件下堆载地基的沉降和水平位移变形规律,探讨了不同因素对土体侧向变形分布模式的影响;然后对有桩状态堆载地基与临近桩基的相互作用进行了分析,讨论了长期低频重复堆卸载土体与临近桩基相互作用特性,包括不同桩土相对刚度比、不同桩头约束条件下的桩基变形特性等。

4.2 有限元信息及计算方案的选择

4.2.1 土体材料信息

Bransby & Springman^[73]对堆载—土体—桩基相互作用问题进行分析时,将土层简化成两层,上层为软土,下层为较硬软土层或中密砂质土层。由于本文课题来源于上海宝钢炼钢渣处理厂房的坍塌事故,对上海地区而言,其基本土层大致为表层为一较硬层,其下为一定厚度的软土层,软土层下面为较好土层。故本文基本计算方案的土层取为:表层为厚度 2.0m 的超固结土层,中间为厚度 10.0m 软土层,软土层下面为厚度 18.0m 的硬土层;如图 4-1 所示。

对于本文模型—改进 Carter 模型而言,其主要参数为 λ 、 κ 、 M ,以及屈服面衰减系数 θ 、临界应力水平 r_c 。本文进行基本方案分析时 θ 取 0.01, r_c 取 0.85。中间软土层的 λ 、 κ 、 M 值按伦敦粘土^[99]取值,各土层的土体参数参见表 4-1。表中 Δp_c 表示增量超固结压力,土体的等效先期固结压力 p_c 为:

$$p_c = p_{y0} + \Delta p_c \quad (4.1)$$

式中 p_{y0} 为正常固结压力。 $\Delta p_c=0$ 时为正常固结土， $\Delta p_c>0$ 时表示超固结土。

表 4-1 各土层的土体参数表

土层分类	表层超固结土	中间软土层	底层硬土层
λ	0.093	0.161	0.086
κ	0.035	0.062	0.025
$e_0 = G-1$	1.060	1.789	0.803
M	0.95	0.888	1.20
泊松比 ν_s	0.25	0.40	0.25
容重 γ (kN/m ³)	18.0	18.0	18.0
Δp_c (kPa)	200.0	0.0	0.0
θ	0.01	0.01	0.01
r_c	0.85	0.85	0.85

注：对具体问题进行分析计算时，各土层分布按实际深度确定；各土层的物理力学参数按实验确定。

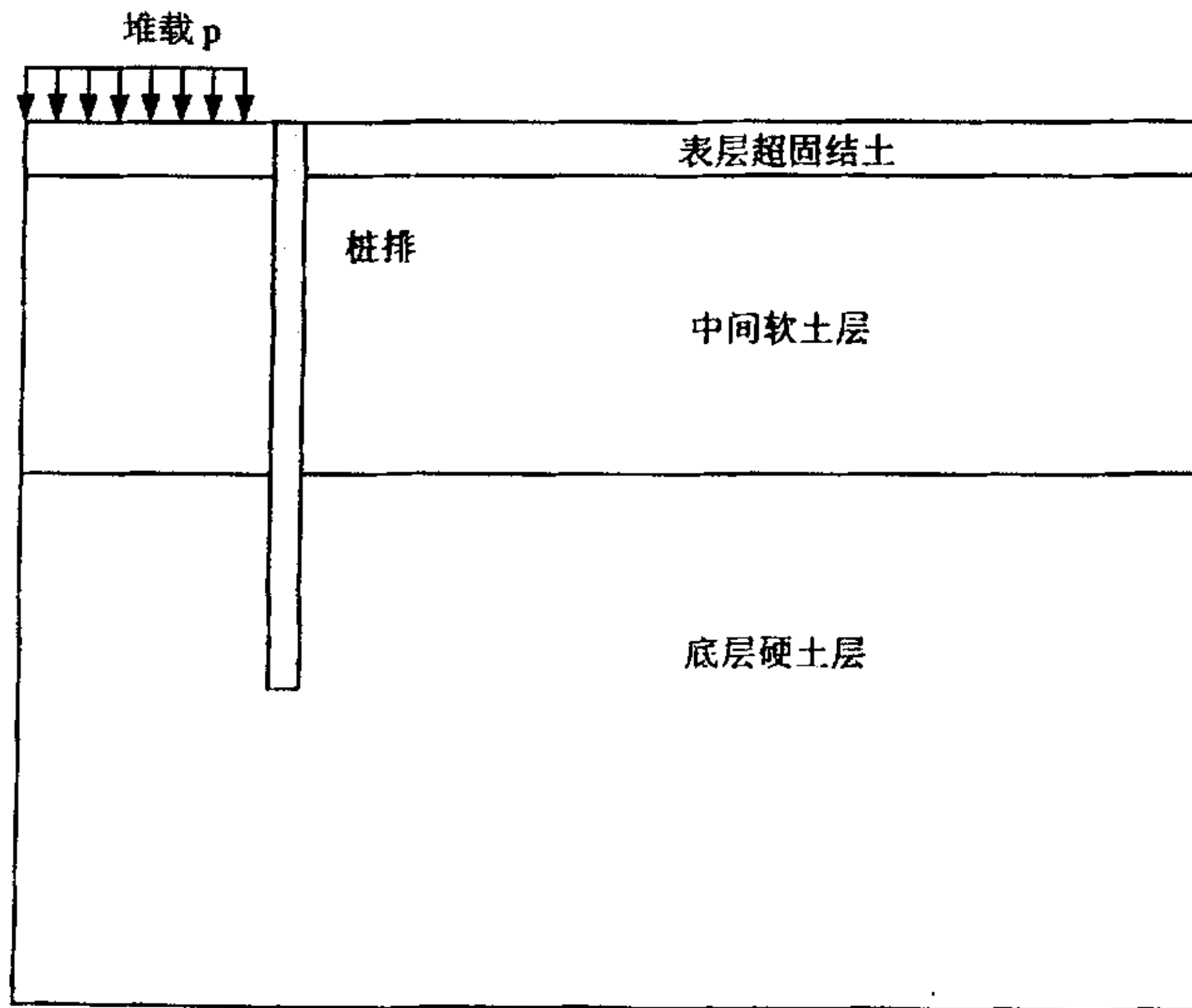


图 4-1 有限元模型示意图

4.2.2 计算方案选择

本文主要进行两方面的分析：无桩自由场分析和堆载与临近桩基相互作用分析。土体与桩单元均按二维四节点单元进行离散。Bransby & Springman 研究表明^[62]，对于被动桩分析而言，桩与临近土体不发生滑移时为最危险状况，认为桩与桩周土同步侧向位移是偏于安全的，而 Naylor^[20]分析表明，对于柔性桩或软土层很深的情况，并不需要设界面单元；因此本文在计算模型中桩土界面不设置界面单元。

在本文分析中不考虑打桩时对土体的影响；不考虑土体的固结效应，按总应力法进行分析。Stewart^{[10][11][42]}根据堆载作用下现场孔压和桩身水平位移监测结果以及有限元模拟分析，指出大约 70%~75% 的水平变形发生在不排水的施工阶段，土体固结阶段所增加的水平变形较少。因此，本文采用总应力法进行分析，不考虑土体的固结效应基本可行。

4.2.2.1 无桩自由场分析方案选择

无桩自由场分析的基本方案为：堆载宽度 16.0m（根据对称性，取一半宽度即 8.0m 进行分析），堆载大小 100 kPa，软土层屈服面衰减系数 θ 为 0.01， r_c 为 0.85，软土层厚度 10.0 m，反复加卸载次数 $N=50$ 。在此基础上进行以下方案的对比分析：

(1) 在其它因素同基本方案的情况下，荷载大小变化，讨论荷载大小对无桩自由场的影响；

(2) 在其它因素不变的情况下，反复加卸载次数变化，讨论加卸载次数对无桩自由场的影响；

(3) 其它因素同基本方案，软土层屈服面衰减系数 θ 变化，讨论软土层屈服面衰减系数 θ 对无桩自由场的影响；

(4) 其它因素保持不变，软土层临界重复应力比 r_c 变化，讨论临界重复应力比 r_c 对无桩自由场的影响；

(5) 其它因素保持不变，堆卸载幅度变化，讨论堆卸载幅度对无桩自由场的影响；

4.2.2.2 堆载与临近桩基相互作用分析

堆载与临近桩基相互作用分析的基本方案其它条件同无桩自由场分析，不同之处在于在离堆载边缘净距 1.0 m 处设置一排桩，桩身等效弹性模量 E_p 为 1.0×10^7 kPa，桩长 20.0 m，桩排宽度 1.0 m，如图 4-1 所示。在此基础上进行以下方案的对比分析：

(1) 进行有桩和无桩状态土体变形场对比分析；

(2) 在其它因素同基本方案的情况下, 桩身刚度变化, 讨论桩身刚度变化对被动桩桩身水平侧移的影响;

(3) 在其它因素不变的情况下, 桩身离堆载区边缘距离变化, 讨论距离对被动桩桩身水平侧移的影响;

(4) 其它因素不变, 软土层厚度变化, 讨论软土层厚度对被动桩桩身水平侧移的影响;

(5) 其它因素同基本方案, 桩头约束条件变化, 讨论桩头约束条件对被动桩桩身水平侧移的影响;

(6) 其它因素保持不变, 桩排为双排桩, 对单排桩和双排桩对比分析。

4.3 长期反复堆卸载作用下地基无桩自由场分析

受土体位移作用的桩基分析过程, 是一个复杂的桩土相互作用过程。根据目前被动桩的研究现状看, 如果能够准确预测自由场(无桩时)土体位移, 则桩土相互作用的性状就可以通过分析得出, 因此自由场中土体位移的确定是研究受土体位移作用桩基的关键。本节采用平面应变有限元程序对长期反复堆卸载作用下地基进行无桩自由场分析, 对不同因素影响下的自由场中土体侧移的分布模式进行探讨。

4.3.1 堆载作用下地基无桩自由场分析

地基土在堆载作用下土体应力状态发生变化, 同时发生沉降和水平位移。随着荷载的变化, 其变形大小也将发生变化。

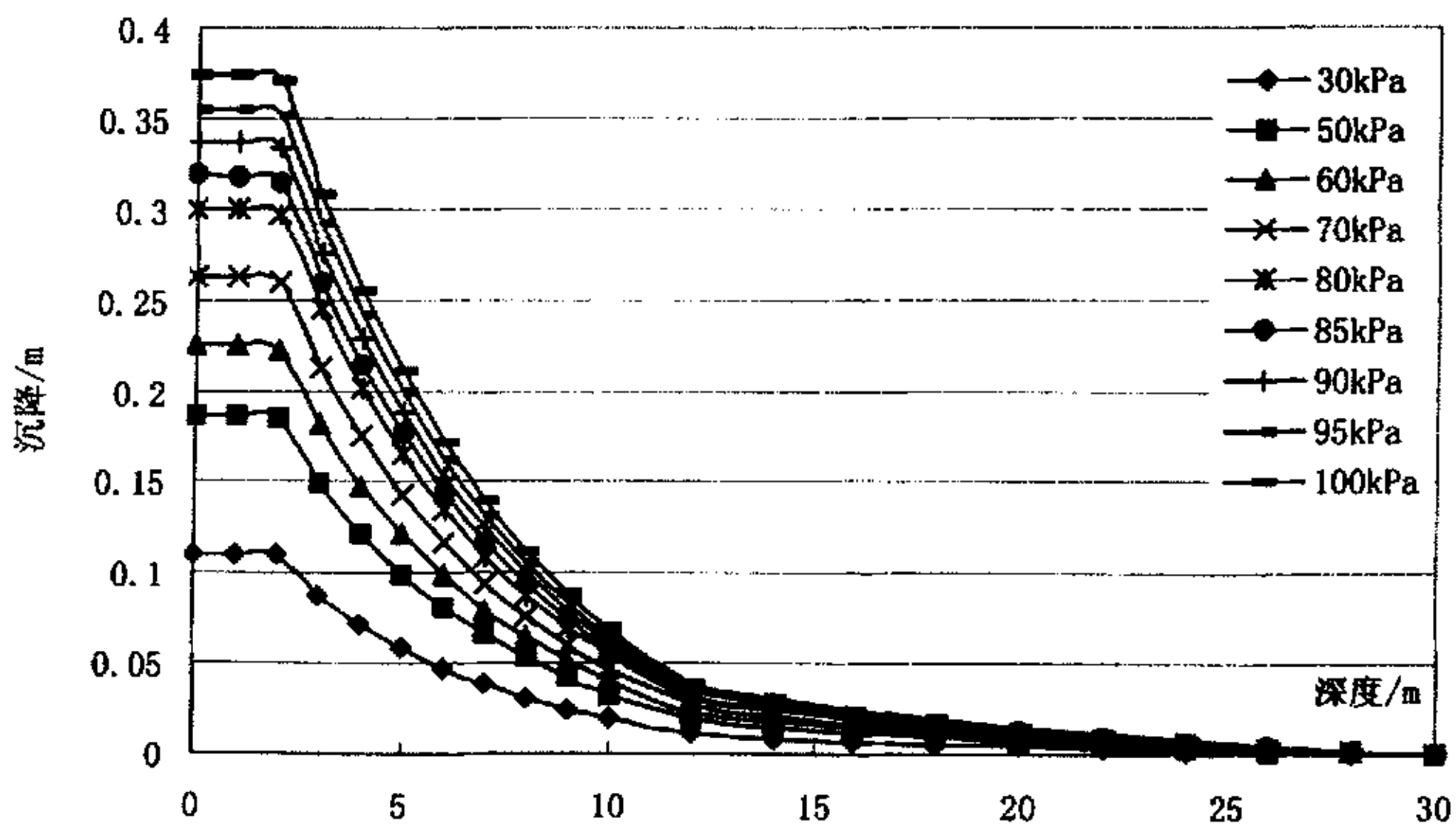


图 4-2 堆载中心沉降深度变化图 (N=1)

图 4-2 为荷载不同时堆载中心沉降沿深度变化图，图中 $N=1$ 表示加卸载次数等于 1，下同。从图中可以看出，荷载越大，中心沉降越大。沉降变形主要发生在中间软土区，表层超固结粘土层和底层硬土层沉降变形很小。在中间软土区，随着深度的最大，单位深度的沉降变形逐渐降低。这是由于中间软土区为正常固结粘土，深度越大其上覆土压力值越大，初始孔隙比随深度增加而降低，导致沉降变形速率随深度降低。

图 4-3 为卸载时堆载中心沉降沿深度变化图。从图中可以看出，加载到 100kPa 再卸载到 0，堆载中心残余沉降占到总沉降的一半以上。

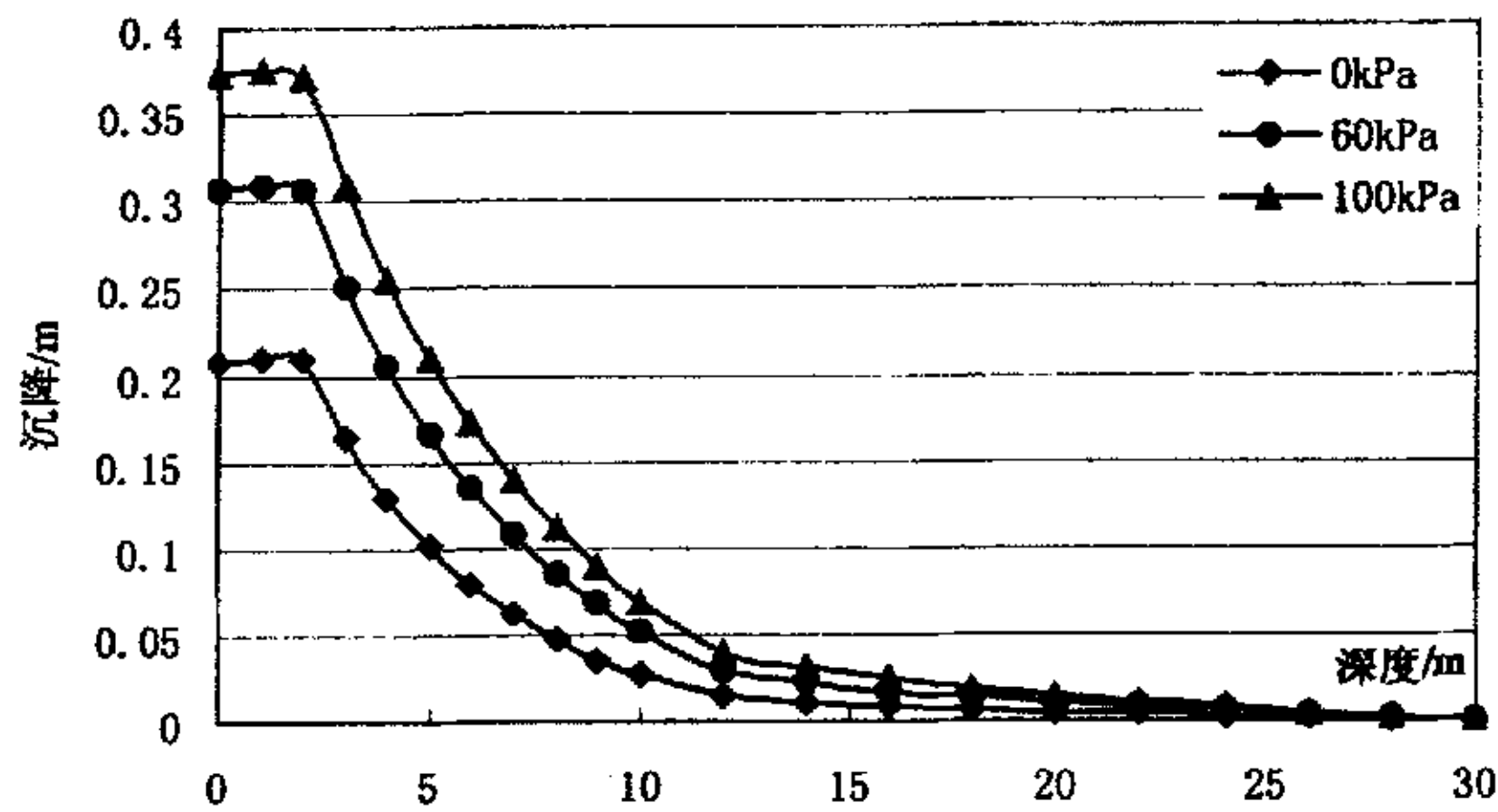


图 4-3 卸载时堆载中心沉降沿深度变化图(N=1)

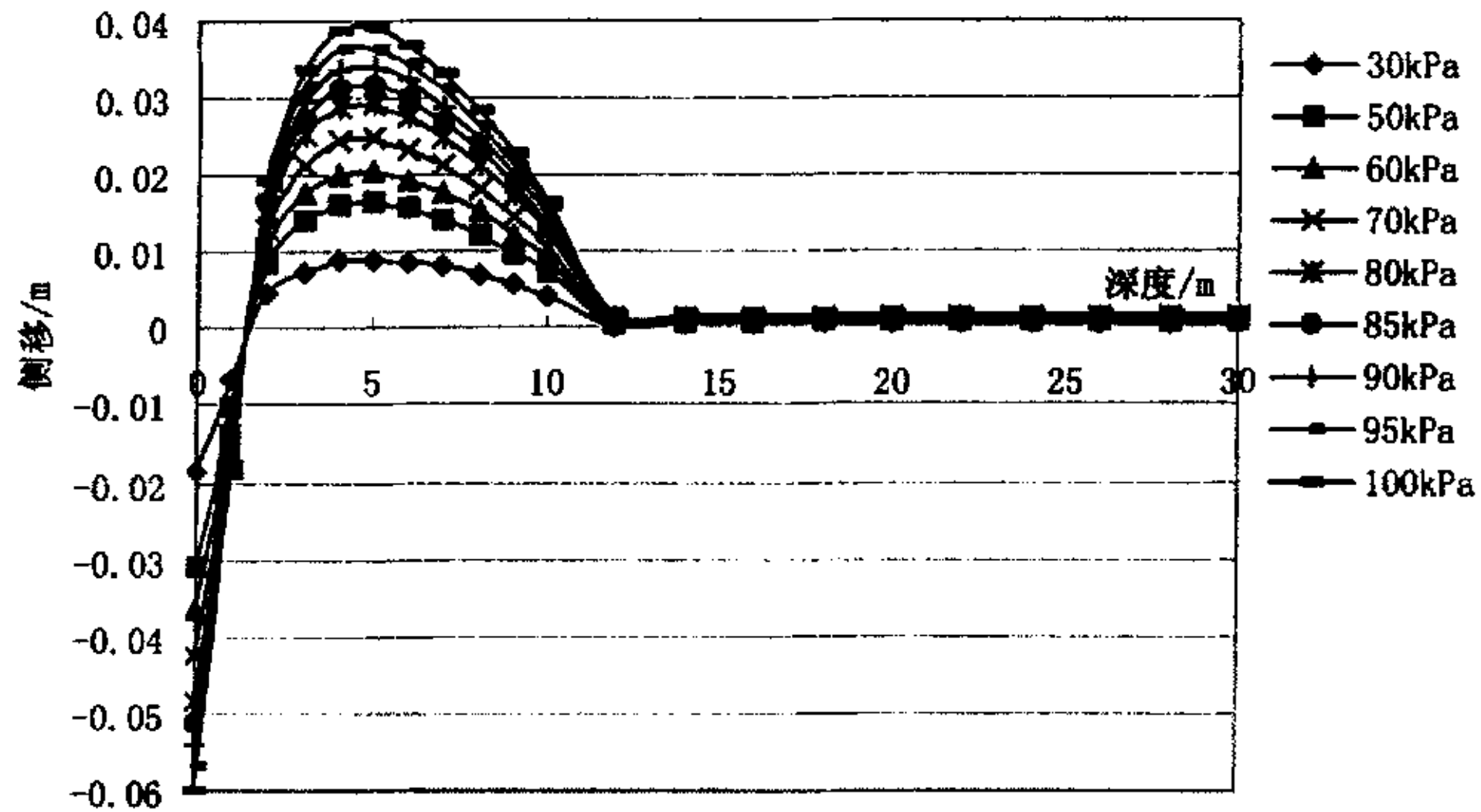


图 4-4 堆载区边缘土体侧移沿深度变化图(N=1)

图 4-4 为荷载增加时堆载区边缘土体水平位移沿深度变化图。从图中可以看出，土体侧移主要发生在中间软土层，形状近似于双曲线型分布，而底层硬土层几乎不发生水平侧移。

随着荷载的增大，软土层土体侧移不断增大，最大位移大致出现在软土层以下深度 25%~30% 的地方。而在土体表层，发生相对于堆载区向内的侧向位移，这和 Desai^{[128][129]}等人采用修正剑桥模型和帽盖模型的计算结果一致，主要原因在于加载过程不发生体积膨胀的缘故。

图 4-5 为卸载时堆载区边缘土体水平位移沿深度变化图，从图中可以看出，加载到 100kPa 再卸载到 0，堆载区边缘土体残余水平位移约占总侧移值的四分之一。

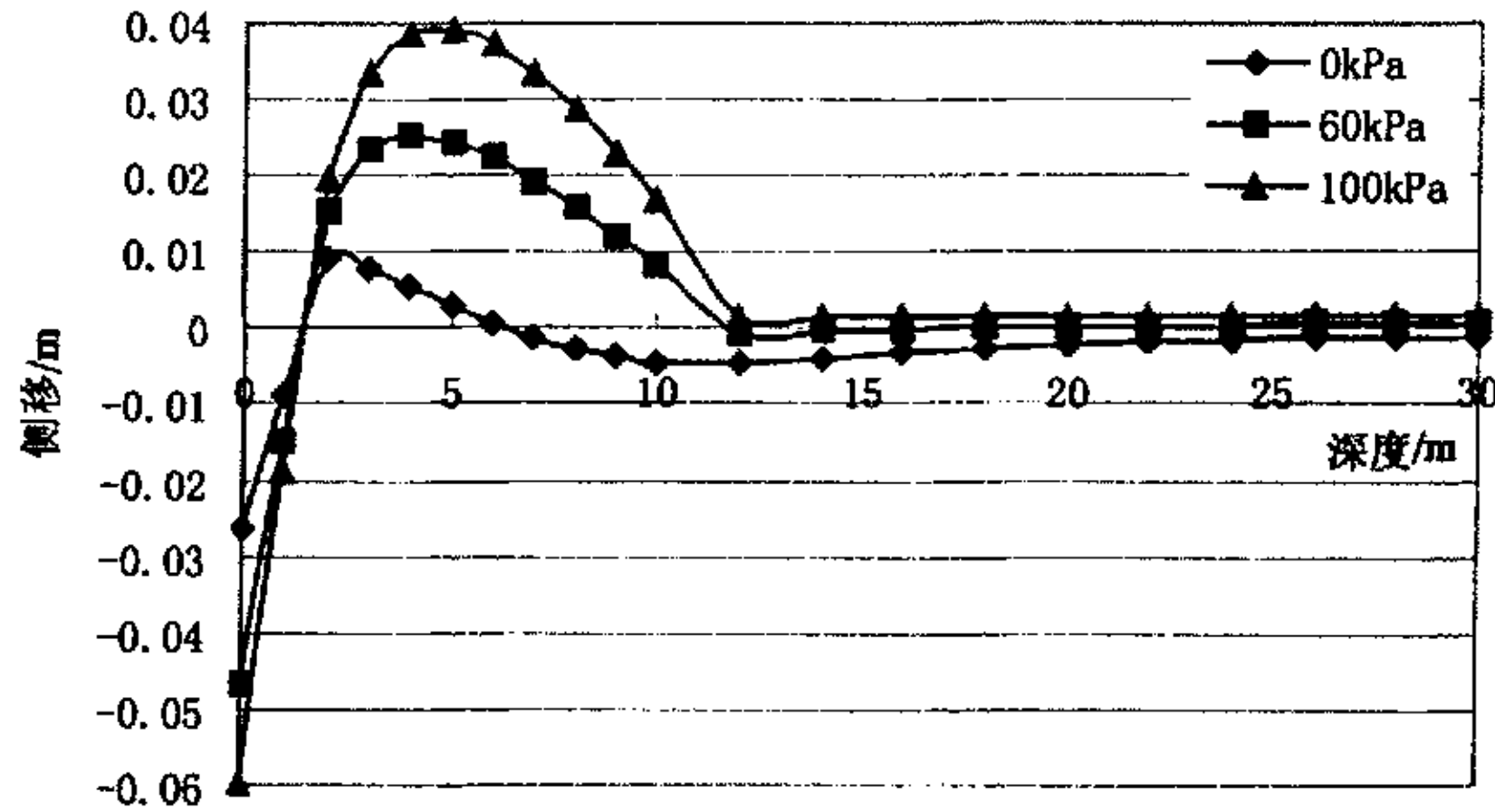


图 4-5 卸载时堆载区边缘土体侧移沿深度变化图(N=1)

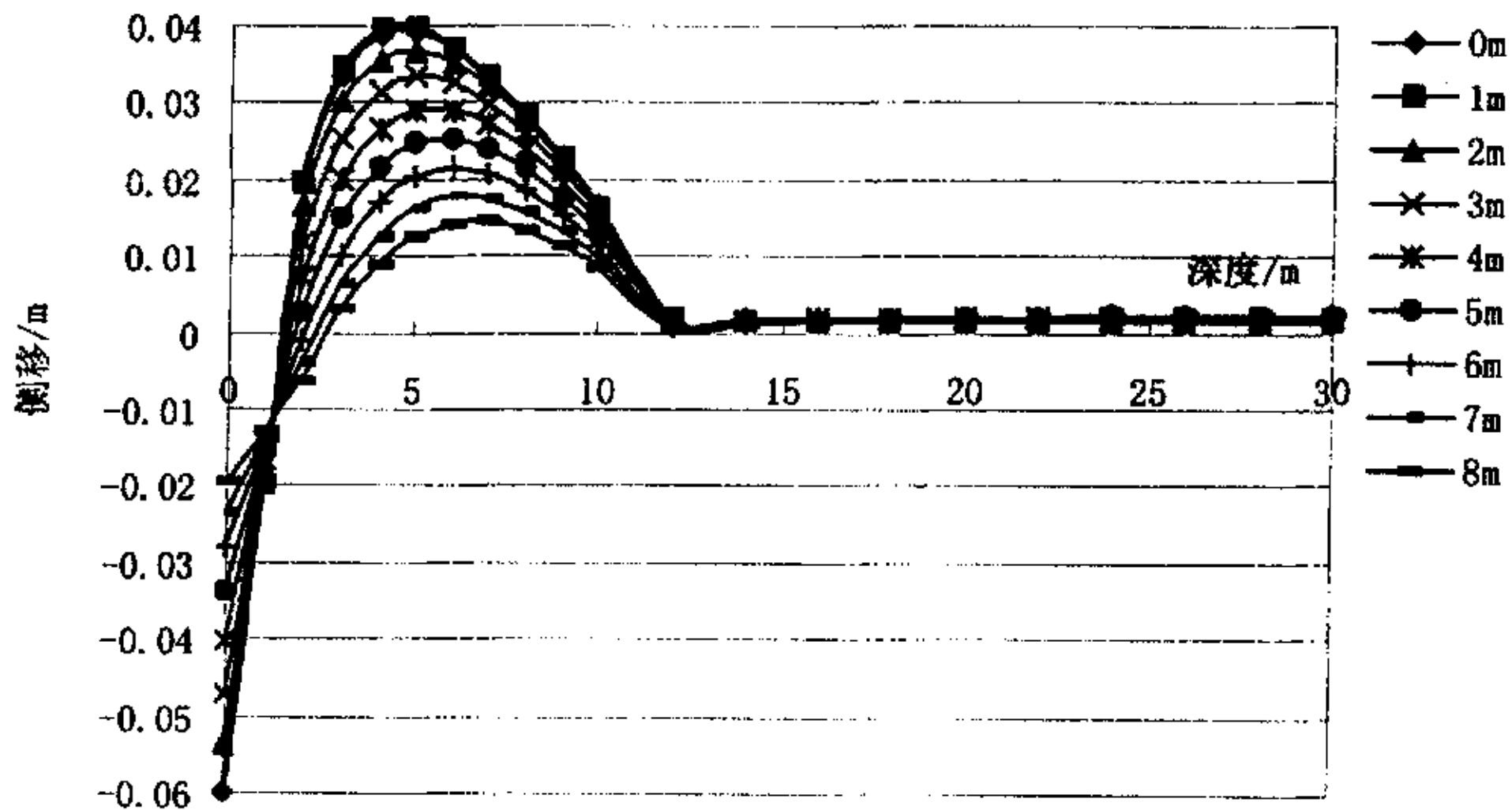


图 4-6 堆载区外侧水平侧移—距离变化曲线(N=1)

图 4-6 为荷载为 100 kPa 时堆载区外侧水平侧移—距离变化曲线图。从图中可以看出，从堆载区边缘开始，距离堆载区边缘 1.0 m 的水平侧移值略大于堆载区边缘，然后随着距离的增大，中间软土区土体的水平侧移逐渐减小，而且随着距离的增大，软土区土体水平侧移

最大值出现的位置逐渐下移。由于中间软土区土体的水平最大侧移值约出现在离堆载区边缘 1.0 m 处，因而下文进行被动桩桩土相互作用分析将桩排设置于离堆载区边缘 1.0 m 处。

4.3.2 反复加卸载次数变化的影响

一般来说对于土体而言，反复加卸载次数增加，将引起土体塑性变形增加，位移增大。

下面讨论反复加卸载次数变化对无桩自由场的影响。

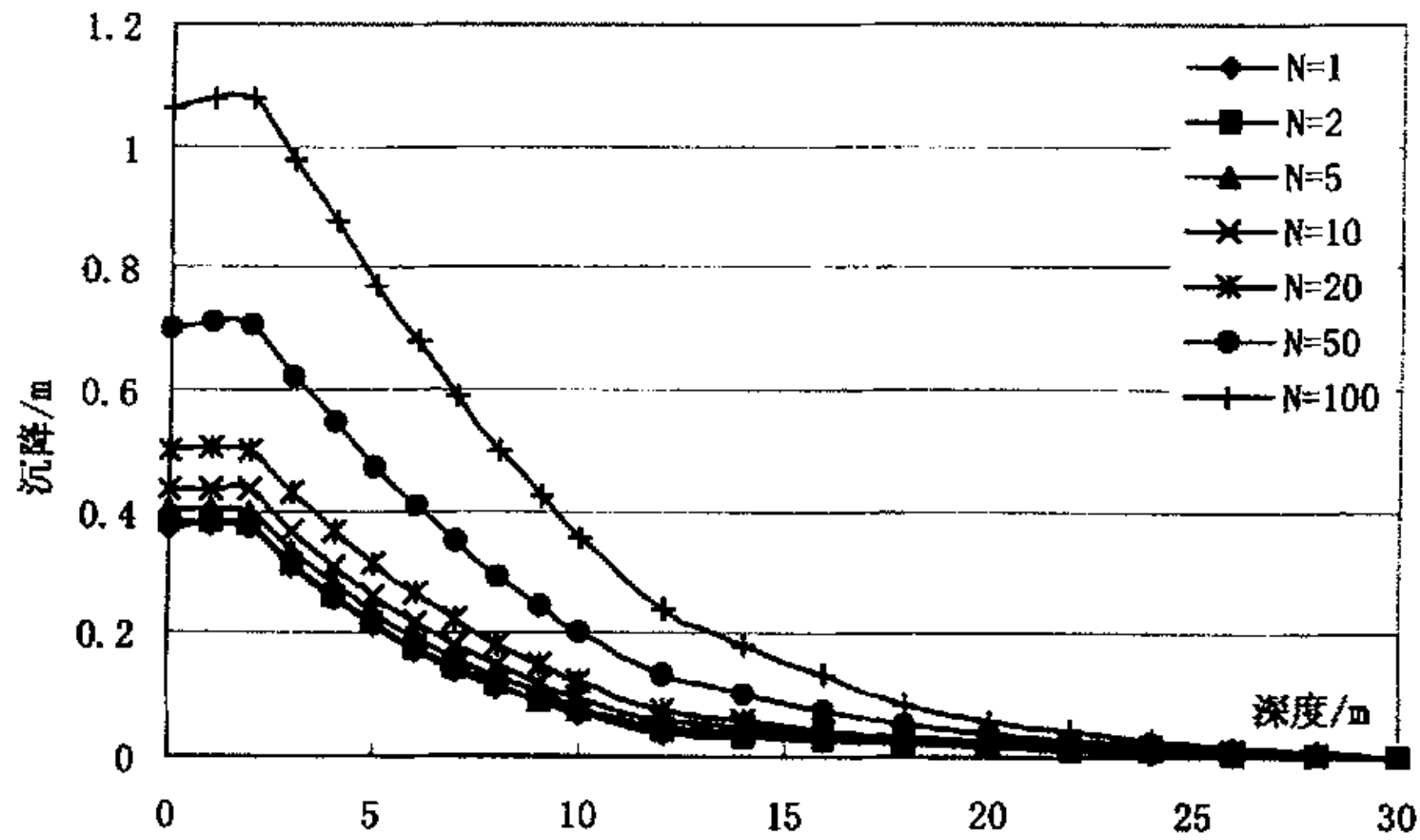


图 4-7 反复加卸载次数—堆载中心沉降沿深度变化图

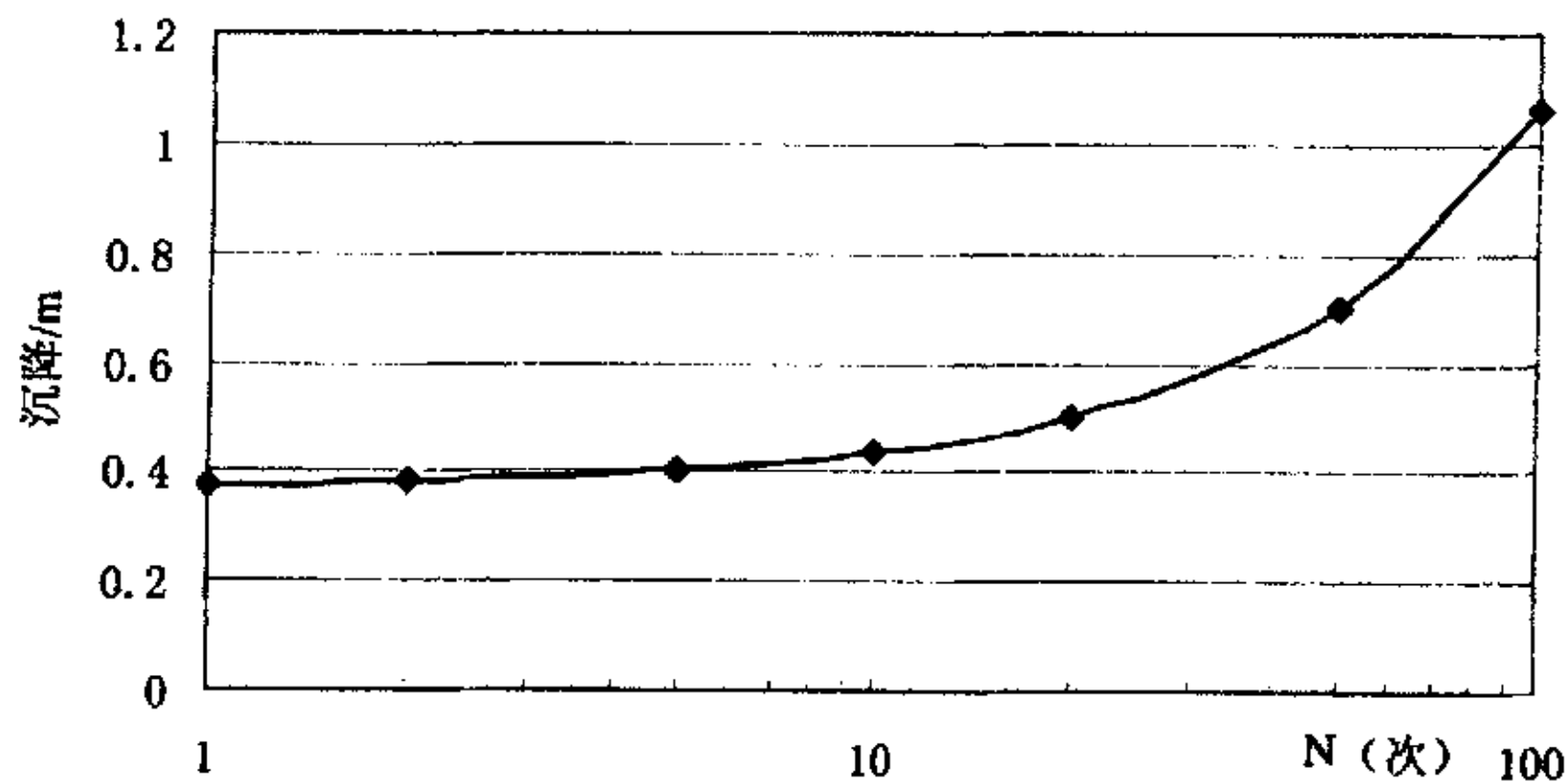


图 4-8 反复加卸载次数—堆载中心沉降变化图

图 4-7 和图 4-8 分别为不同反复加卸载次数时堆载中心沉降沿深度变化图及堆载中心沉降半对数坐标变化图。从两图中可以看出，随着反复加卸载次数的增加，堆载中心沉降也不断增加，在沉降—反复加卸载次数半对数坐标图上呈现加速增加的规律，说明反复加卸载次数的变化对堆载中心沉降的影响是非常大的，在工程实践中有必要考虑其影响。

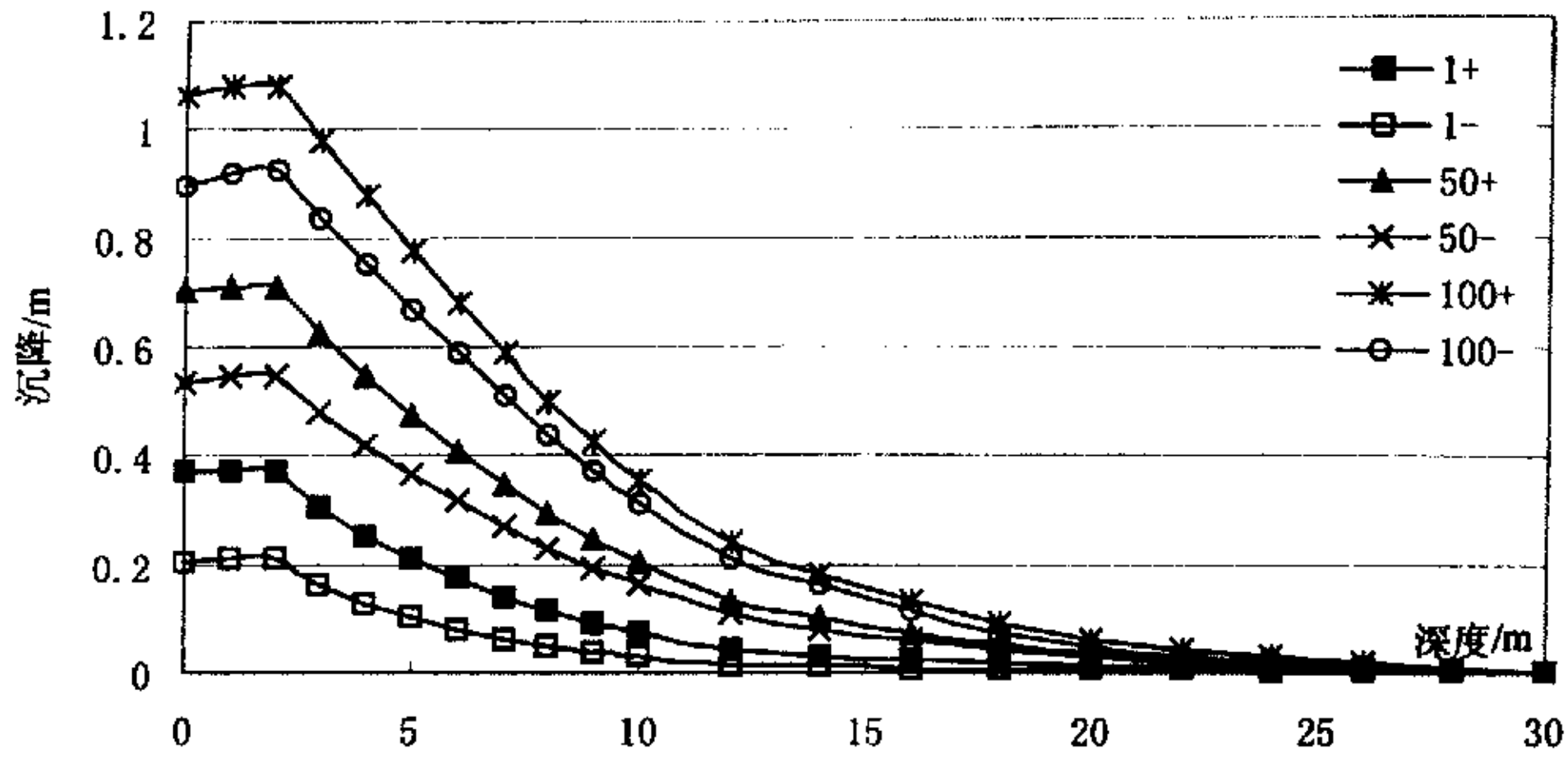


图 4.9 不同反复加卸载次数—堆载中心沉降沿深度变化对比图

图 4-9 为不同反复加卸载次数时堆载中心沉降沿深度变化对比图，图中“+”表示加载结束时，“-”表示卸载结束时。从图中可以看出，对于不同加卸载次数而言，加载结束时的沉降减去卸载结束时的沉降，其差值几乎不变。说明反复加卸载次数的变化只会引起塑性变形的累加，而与弹性变形无关。

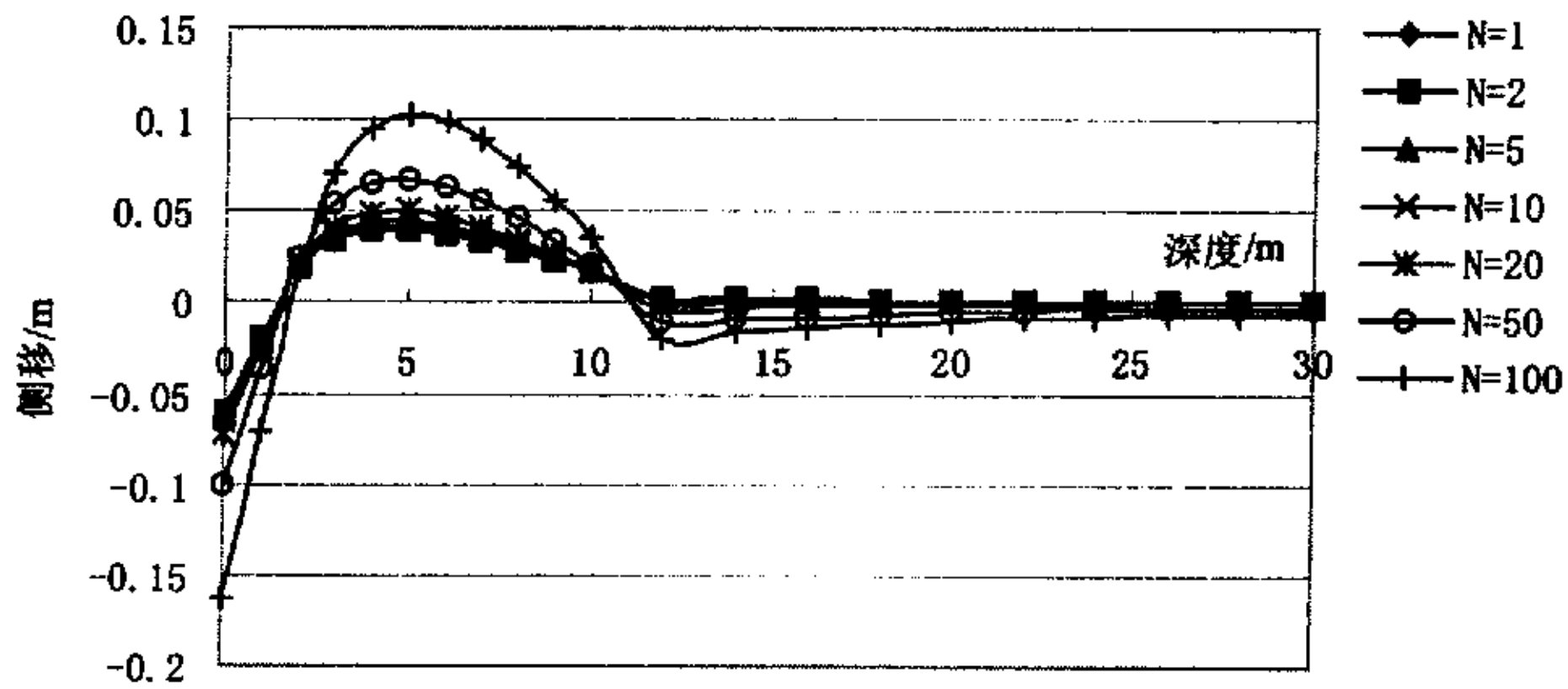


图 4-10 反复加卸载次数—堆载区边缘侧移沿深度变化图

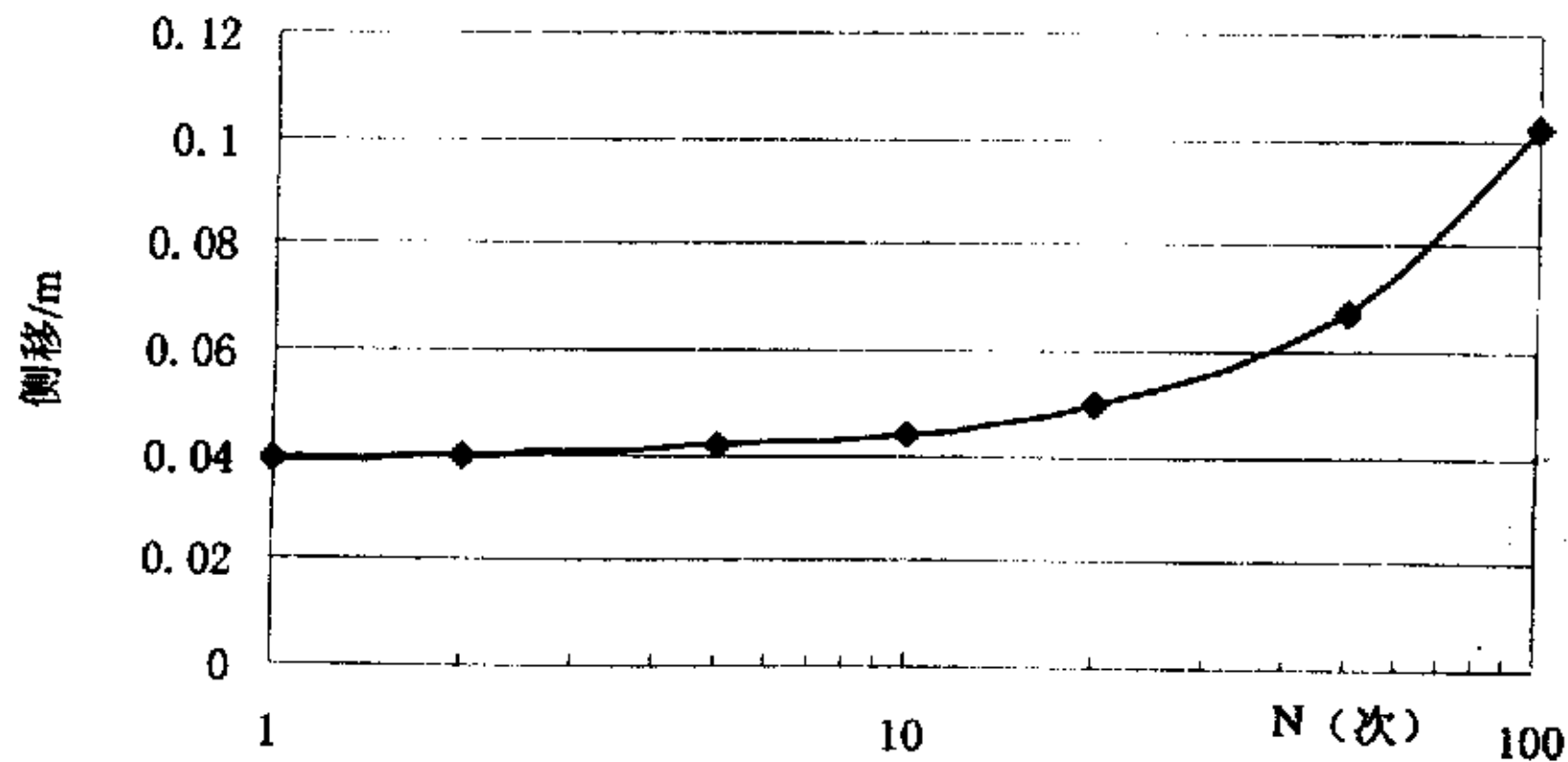


图 4-11 反复加卸载次数—堆载边缘最大侧移变化图

图 4-10 和图 4-11 分别为不同反复加卸载次数时堆载边缘侧移沿深度变化图及堆载边缘侧移最大值半对数坐标变化图。从两图中可以看出，反复加卸载次数的变化对堆载边缘侧移的影响规律和反复加卸载次数的变化对堆载中心沉降的影响规律是一致的。由于本文主要讨论土体侧移与临近桩基的相互作用，因此下文主要给出土体侧移影响变化图，一般情况下堆载中心沉降变化规律从略。

4.3.3 软土层屈服面衰减系数 θ 的影响

从第二章的分析可以看出，作为本文改进 Carter 模型核心参数的屈服面衰减系数 θ ，对卸载过程中屈服面的衰减和下一次加载过程中塑性应变的累积起着至关重要的作用。下面探讨软土层屈服面衰减系数 θ 变化对无桩自由场的影响。

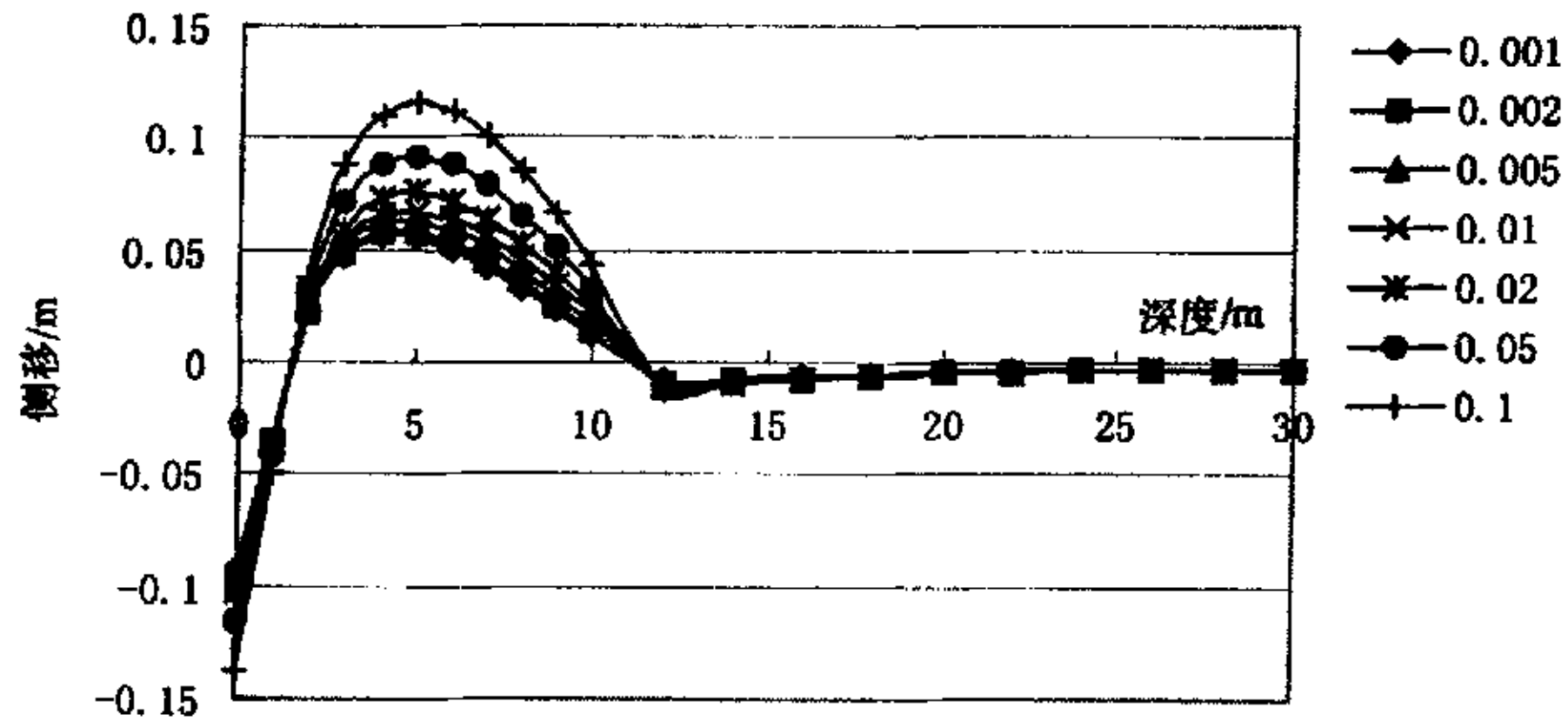


图 4-12 不同 θ 值—堆载边缘侧移沿深度变化图 (N=50)

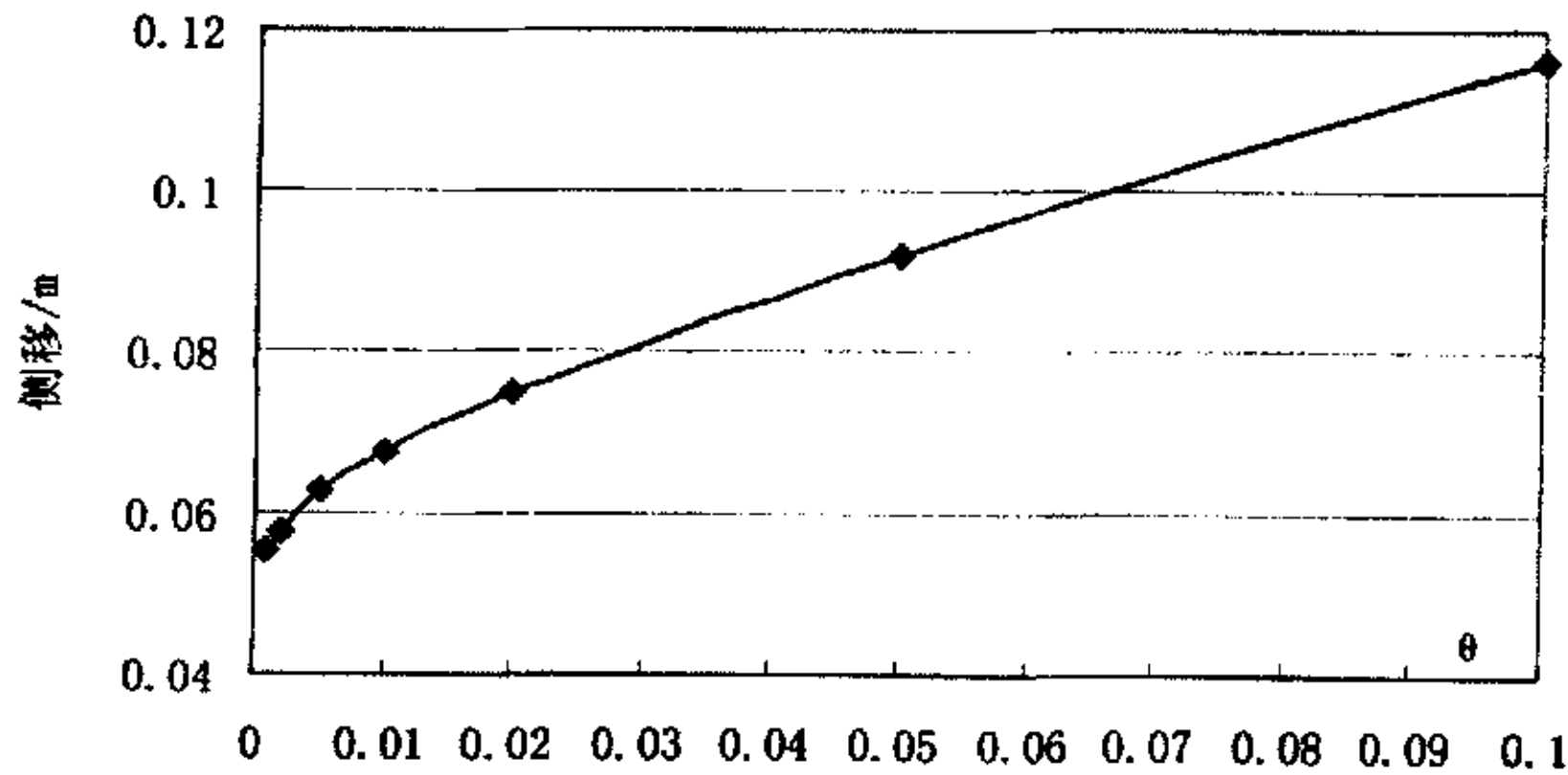


图 4-13 不同 θ 值—堆载边缘最大侧移变化图 (N=50)

图 4-12 和图 4-13 分别为不同软土层屈服面衰减系数 θ 时堆载边缘侧移沿深度变化图和堆载边缘最大侧移变化图。从图中可以看出，随着软土层屈服面衰减系数 θ 的增大，堆载边

缘最大侧移值不断增大, 增大的速率十分迅速, 说明土体的屈服面衰减系数 θ 对反复加卸载作用下的地基变形场的影响是非常显著的。

4.3.4 软土层临界重复应力比 r_c 的影响

土体的临界重复应力比 r_c 反映了土体在低于临界重复应力水平的反复荷载作用下塑性应变不累积的特性, 作用于土体的反复荷载只有超过临界重复应力水平才能引起塑性应变的累积。下面讨论软土层临界重复应力比 r_c 变化对无桩自由场的影响。

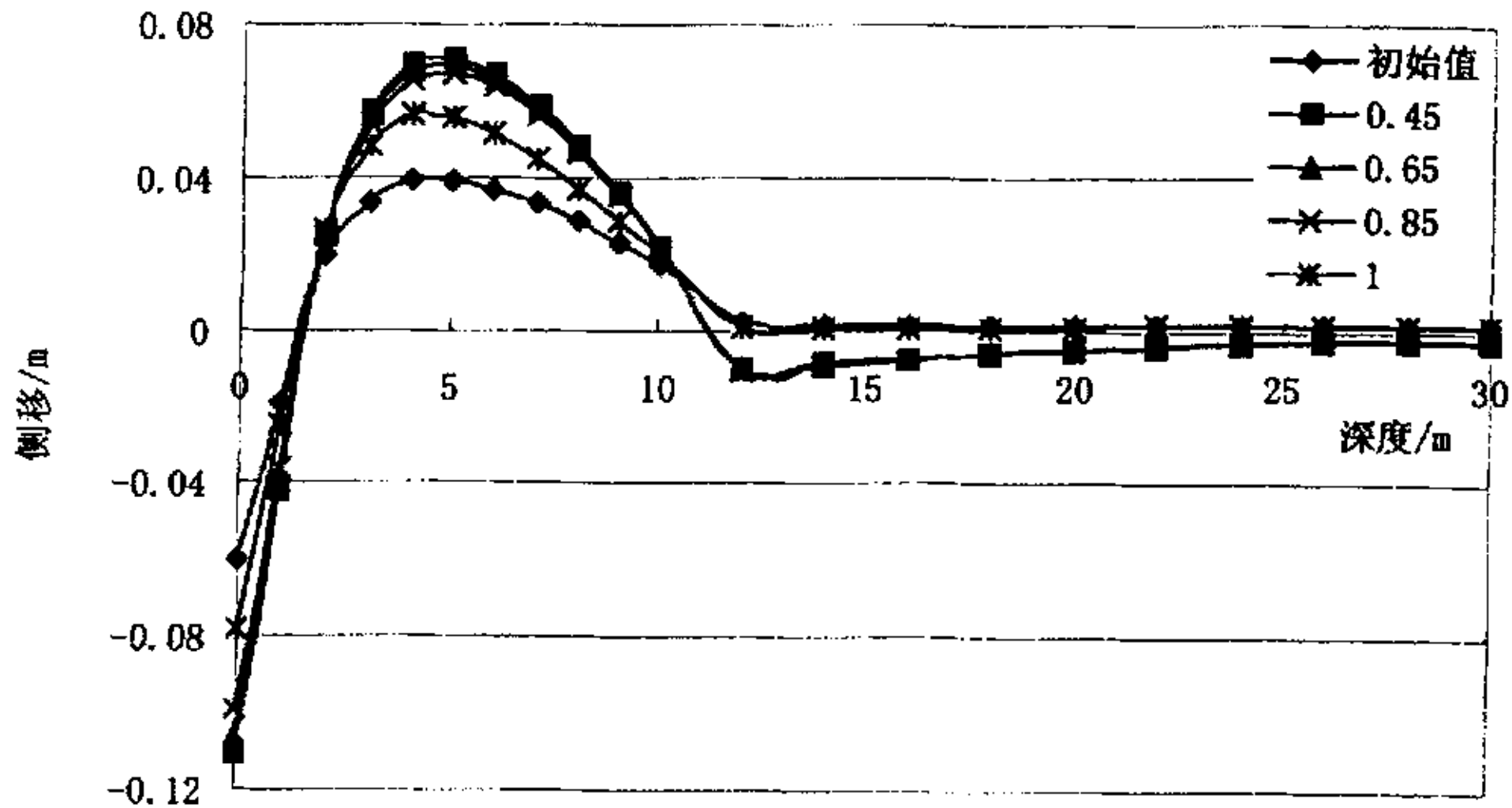


图 4-14 不同临界循环应力比—堆载边缘侧移变化图 (N=50)

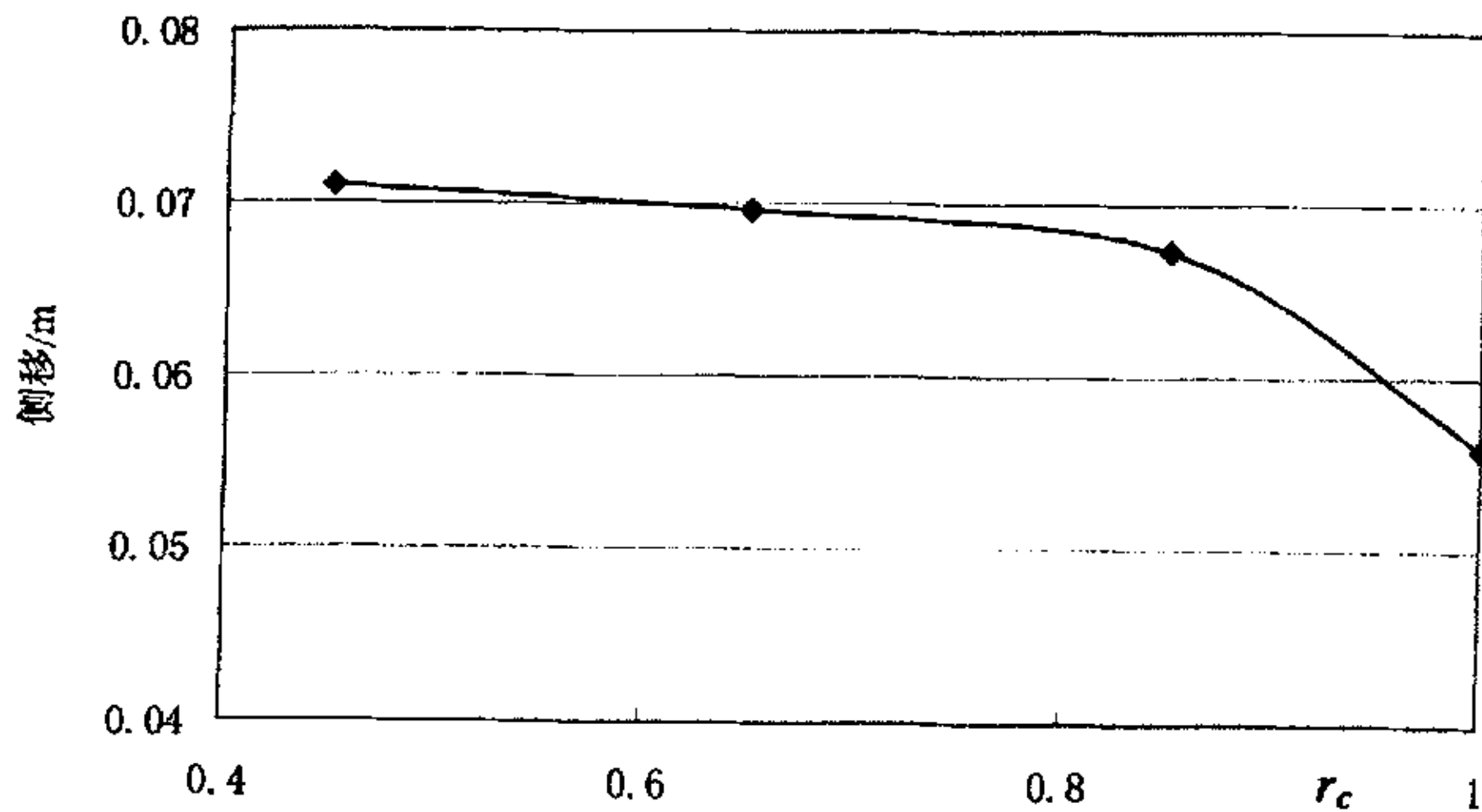


图 4-15 不同临界循环应力比—堆载边缘最大侧移变化图 (N=50)

图 4-14 和图 4-15 分别为软土层不同临界循环应力比时堆载区边缘侧移沿深度变化图和堆载区边缘最大侧移变化图。从图中可以看出, 随着软土层临界循环应力比的增大, 堆载区

边缘土体侧移逐渐减小，当临界循环应力比大于一定值时，其减小的幅度将增大。这是因为当土体临界循环应力比大于所施加的应力水平时，将不引起屈服面的收缩，也即不引起塑性应变的累积，导致堆载边缘土体侧移值的减小。

4.3.5 堆卸载幅度变化影响分析

一般来说，当荷载堆卸载幅度不同时，其所引起的累积变形场也有所变化。本文进行如下两种堆卸载幅度的对比分析，如图 4-16 所示，讨论不同荷载堆卸载幅度对无桩自由场的影响。

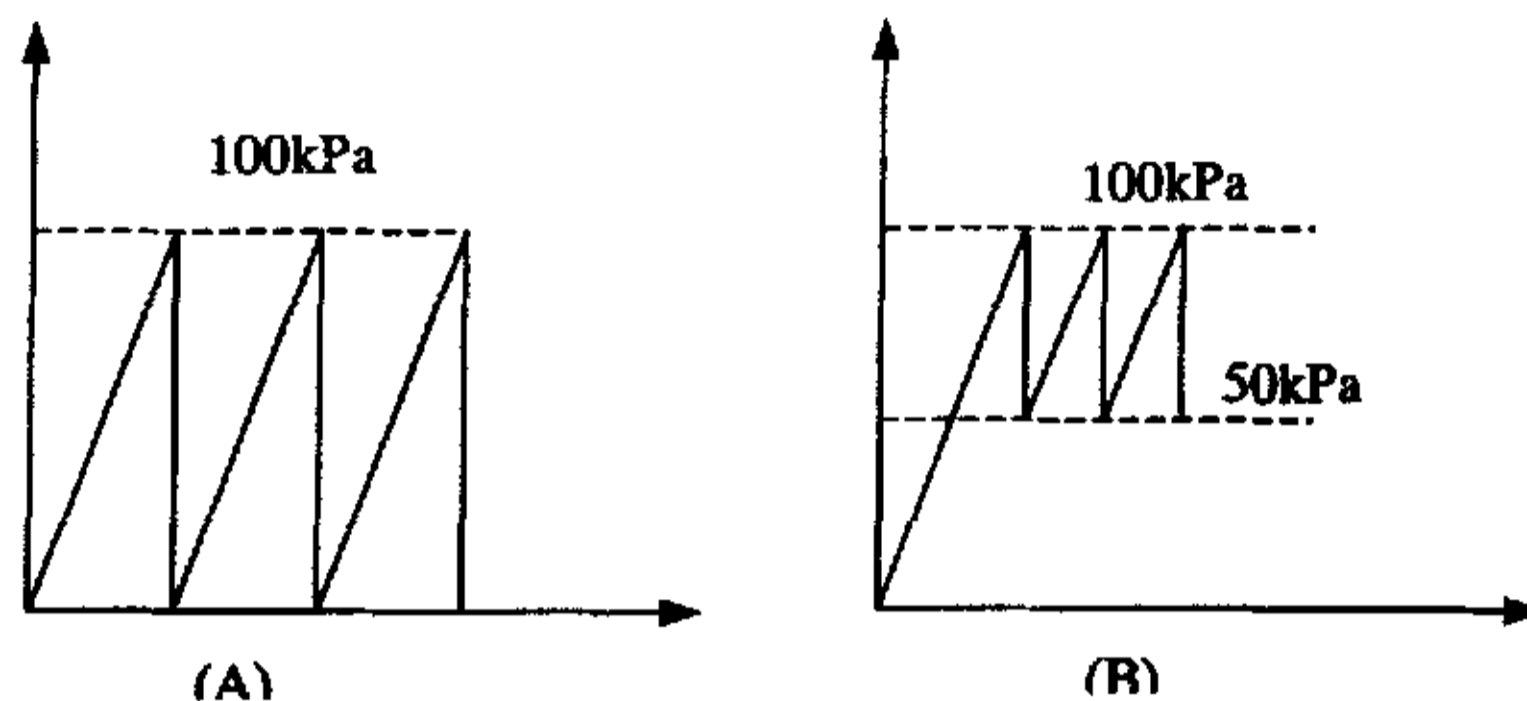


图 4-16 两种堆卸载幅度示意图

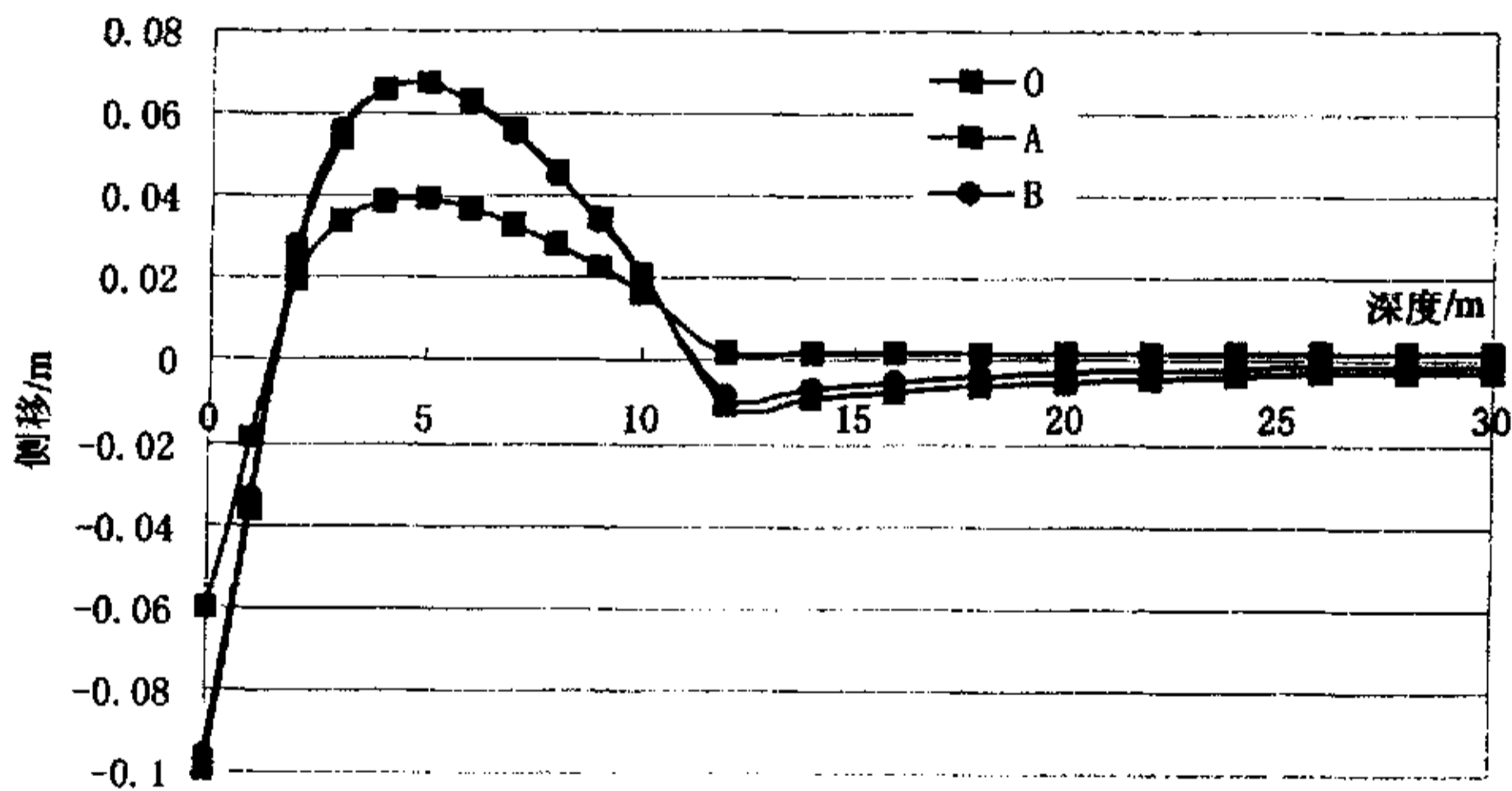


图 4-17 不同堆卸载幅度堆载边缘侧移图 (N=50)

图 4-17 为不同堆卸载幅度堆载边缘侧移图，图中 0 情况表示 $N=1$ 时堆载边缘土体的初始侧移。从图中可以看出，A、B 两种堆卸载幅度情况下堆载边缘土体的侧移场变化不大，A 情况下的堆载边缘土体的侧移值略大于 B。这主要是因为当土体所受的总荷载不变，A、B 两种情况荷载变化幅度对塑性应变的累积影响较小所致。这也和 Houston 和 Herrmann^[83]^{[84][85]}等人的试验结果相吻合。

4.3.6 长期反复堆卸载作用下地基土体侧移的分布模式探讨

目前, 计算受土体水平位移作用的桩基, 主要有基于土压力或者基于土体变形的两类分析方法。采用基于土压力的方法分析受土体水平位移作用的桩基, 关键在于确定作用在桩上的土压力、地基反力系数以及土体极限侧向抗力。从求解方法上而言, 一旦确定了沿桩身分布的土压力、地基反力系数以及土体极限侧向抗力后, 直接采用积分方法就可以求解桩的受力和变形性状^[53]。然而, 由于土压力本身与桩土之间的相对位移有关, 桩的最终反应性状必须满足压力和位移的协调关系^[11], 这反过来又影响桩的转动中心深度和沿桩身分布的土压力方向等^[130]。由此可见, 受土体位移作用的桩基分析过程, 是一个复杂的桩土相互作用过程。因此, 无论是采用基于土压力还是基于土体变形的分析方法, 如果能够准确预测自由场(无桩时)土体位移, 则桩土相互作用的性状就迎刃而解了。所以, 自由场中土体位移的确定是研究受土体位移作用桩基的关键。

迄今为止, 已有一些学者提出或假定了自由场中土体侧移的分布模式, 代表性的主要有: Ashour & Norris^{[131][132]}提出的经验应力楔块模型、Viggiani^[57]提出的滑动土层内土体均匀变形模型(图4-18a)、Bolton等人^[133]提出的倒三角形模型(图4-18b)、Ito和沈珠江提出的土体绕桩流动模型等; 而Begemann & De Leeuw^[33]在计算地面荷载引起临近桩基附加应力和变形时则假定土体侧向变形为抛物线型分布(图4-18c)。

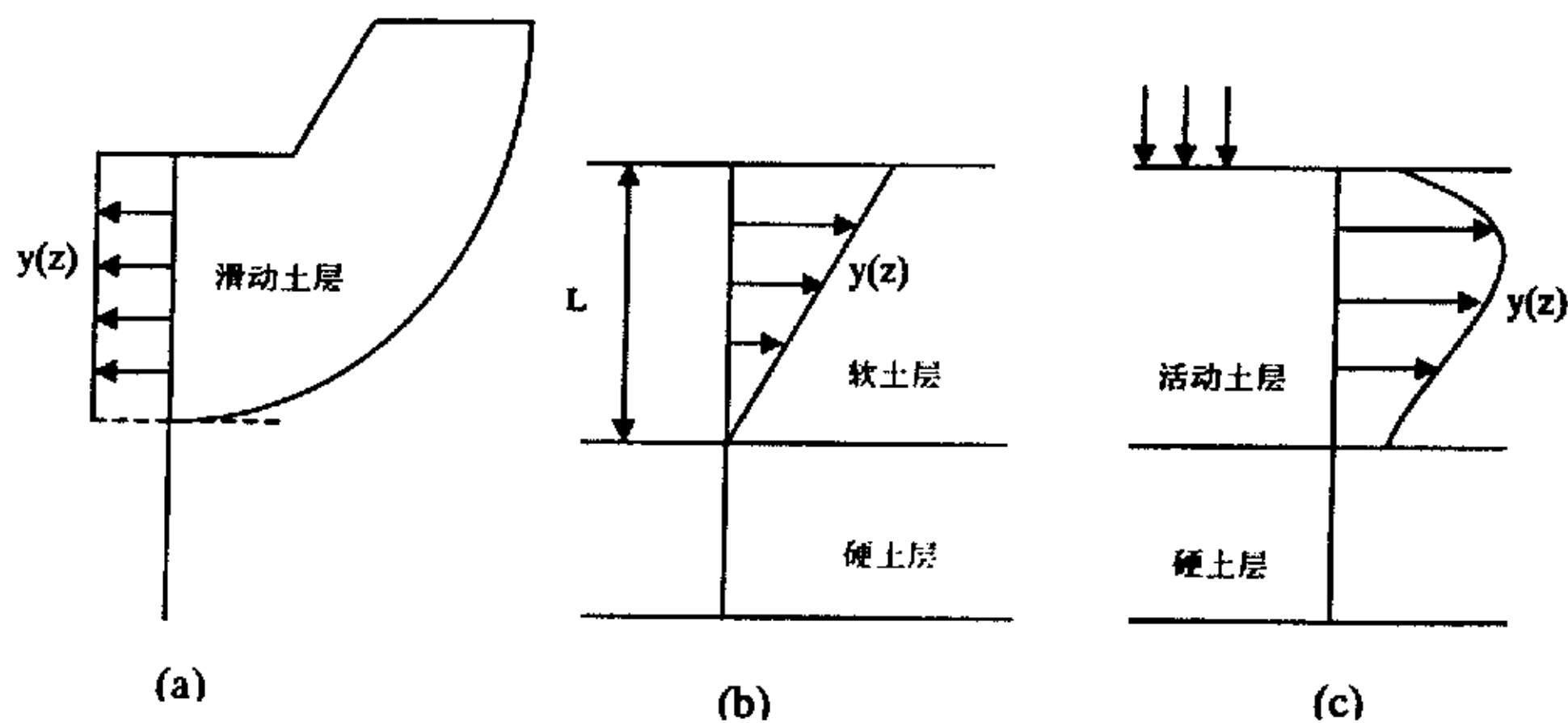


图 4-18 几种土体侧移的分布模式示意图

Bourges & Miscussens^[42]对几个不同工程实测资料进行分析之后提出了软土路堤堤脚土体侧移模式的经验公式。土体侧移和深度均采用归一化坐标表示, 如图4-19所示。图中 $Z = z/L$, $Y = y/y_{max}$, L 为软土层深度。图中Curve 1为土体固结历史不明时的曲线图; Curve 2为正

常固结的土体侧移曲线；Curve 3为超固结土体的侧移曲线。图中Curve 4 则为Tavenas^[134]对21个不同施工状态和固结历史的软土路堤进行分析后得出的经验曲线，可以看出Tavenas和Bourges & Miseussens的研究成果极为一致。

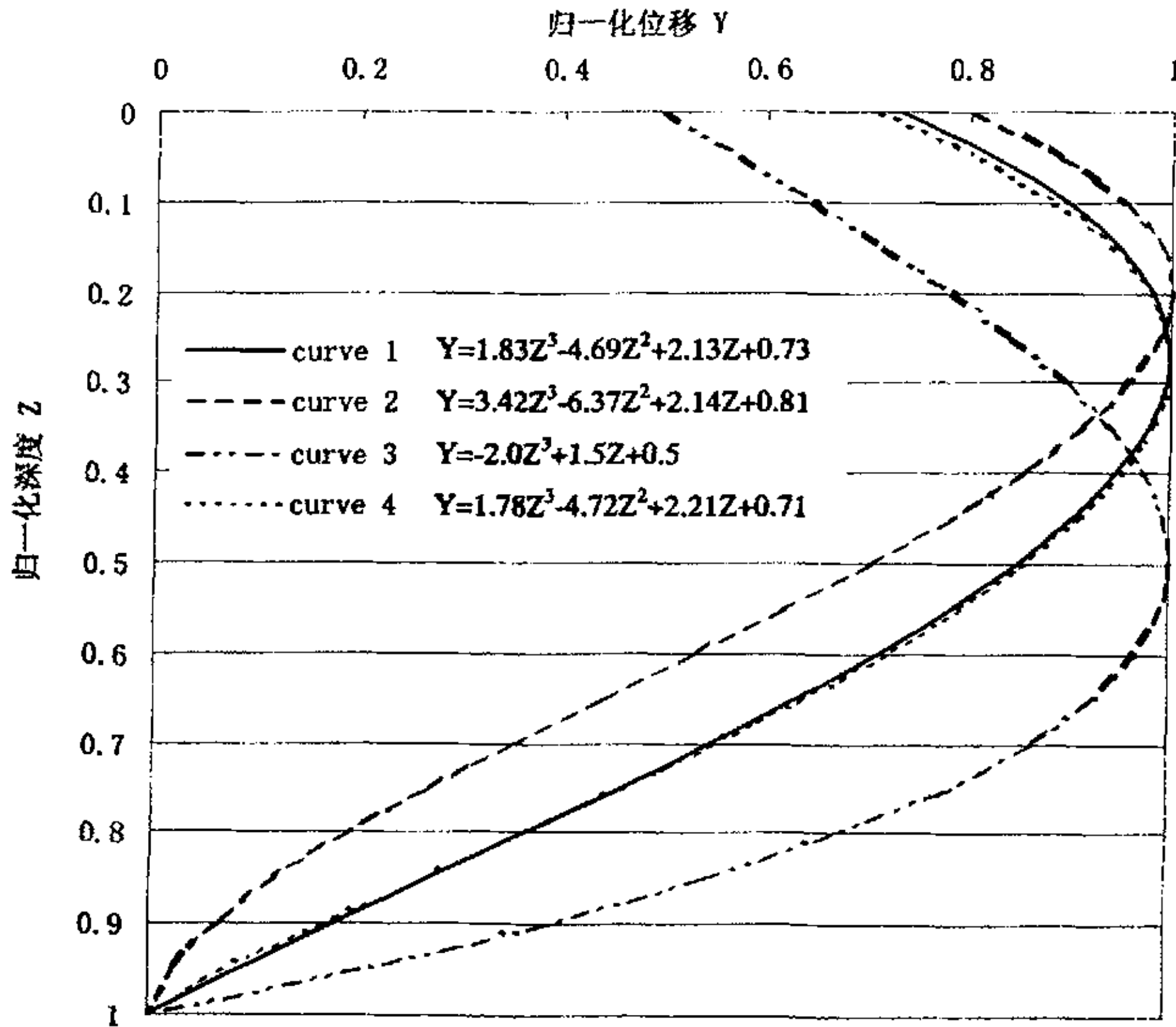


图 4-19 软土路堤土体侧移经验曲线 (Bourges & Miseussens, 1979; Tavenas, 1979)

从图4-4中可知，在本文三层土体模型中，计算所得土体侧移主要发生在中间软土层，形状近似于双曲线型分布，其最大值大致出现在软土层以下深度25%~30%的地方，而底层硬土层几乎不发生水平侧移。计算结果和Begemann & De Leeuw^[33]的假定（图4-18c）较为吻合，最大侧移值出现的位置和Tavenas与Bourges & Miseussens等人的研究成果基本一致。

在本文三层土体模型中，计算得到硬土层出现相对于堆载区向内的侧向位移。一般说来，由于有限元计算所得的土体侧移的连续性，表层相对于堆载区向内的侧向位移必然会影响其下软土层上层的侧向位移值，因而在只有软土层和其下硬土层组成的地基中，其土体侧移的分布模式应该和图4-19中Curve 1和Curve 4比较一致。另外，由于土体的抗拉强度很弱或不能承受拉应力，因而一般来说表层硬土层相对于堆载区向内的侧向位移值在实际情况中不会出现，即表层硬土层的侧移大于等于零，而在表层硬土层和软土层上保持连续。

通过上述分析, 本文认为, 承受长期反复堆卸载作用下地基土体的侧移分布模式(对于地基土为三层土体模型而言) 采用图4-20 (a) 所示的曲线是比较合理的, 即在软土层采用和4-19中Curve 1 相一致的模式, 而在表层硬土层线性变化, 其变形速率和交界面软土层的变形速率相同, 二者在交界面的位移相同, 在底层硬土层则假定侧移为0。出现最大侧移值的位置可按Curve 1计算确定。

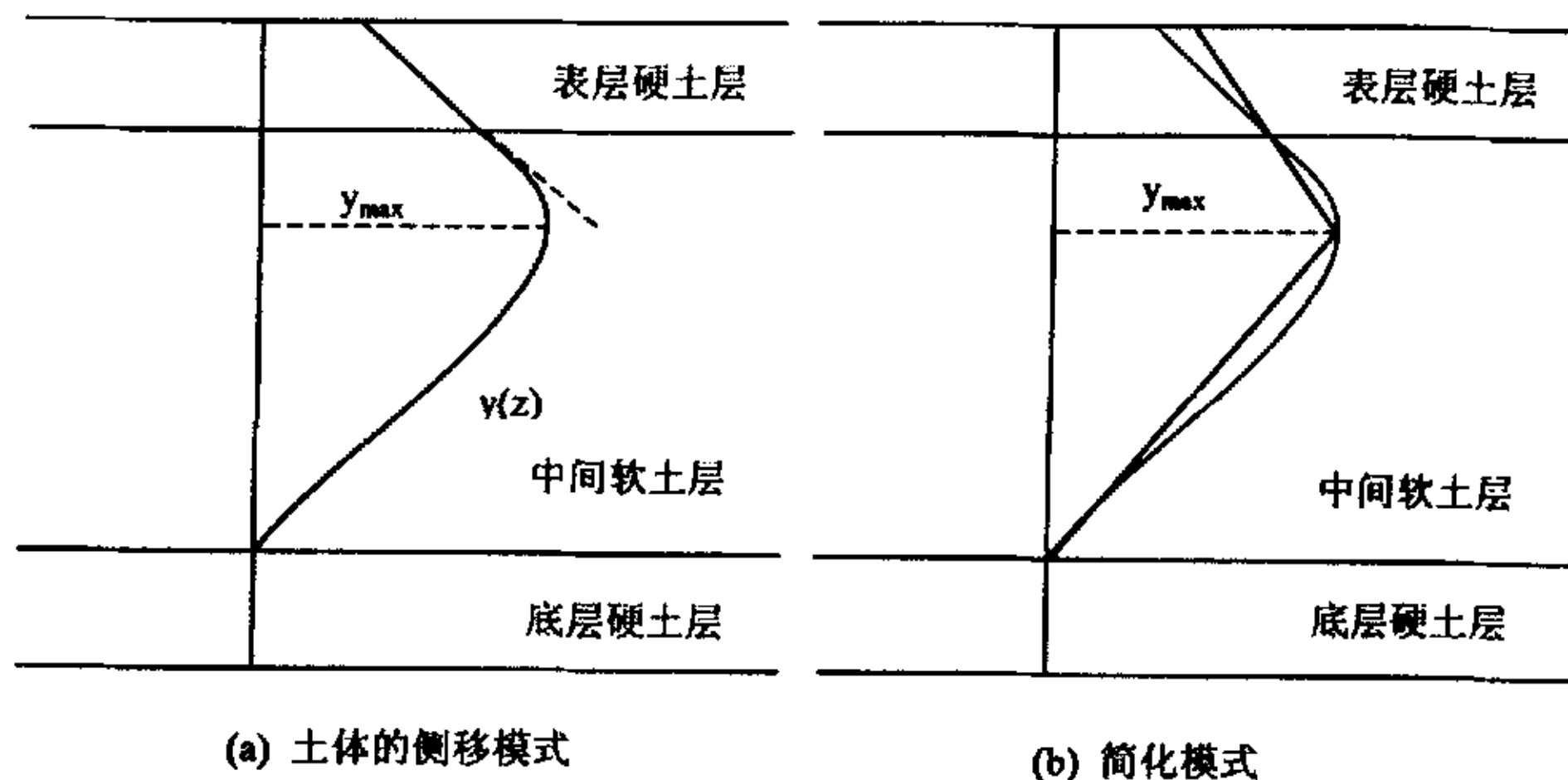


图 4-20 长期反复堆卸载作用下地基土体的侧移分布模式

在一般情况下, 土体地基土体的侧移分布模式可以采用4-20 (b) 所示双线性简化模式。即保持最大侧向位移值及其出现位置相同, 表层硬土层和中间软土层交界面的侧移值相同, 从而形成双线性简化模式。显然, 这样的简化对于工程设计是可以接受的。

4.4 长期反复堆卸载作用下地基与桩相互作用分析

4.4.1 问题的简化与有限元模型

采用平面应变有限元进行长期反复堆卸载作用下地基与桩相互作用分析时, 将 χ 按式(4.2)式计算板桩抗弯刚度:

$$EI = \frac{E_p I_p + E_s I_s}{u} = \frac{E_p I_p}{u} \quad (4.2)$$

式中, 下标 p 表示桩, s 表示土, 如图 4-21 所示。这种方法忽略了桩间土体的绕流, 将桩体等效为板桩, 使得受堆载作用下土层水平位移而产生的水平作用力全部施加在桩身上, 结果有可能使土层水平位移比实测略小, 而桩身水平位移比实测值略大。陈福全^[20]进行被动桩

桩间土拱效应数值分析结果表明，无论是砂质土还是粘性土，当桩中心距小于 $3d$ 桩径时，由于地面堆载导致的土层侧向位移在被动桩附的产生的侧压力有 90% 以上的份额由被动桩承担，因而将排桩等效为板桩进行机理研究和性态分析是完全可行的。

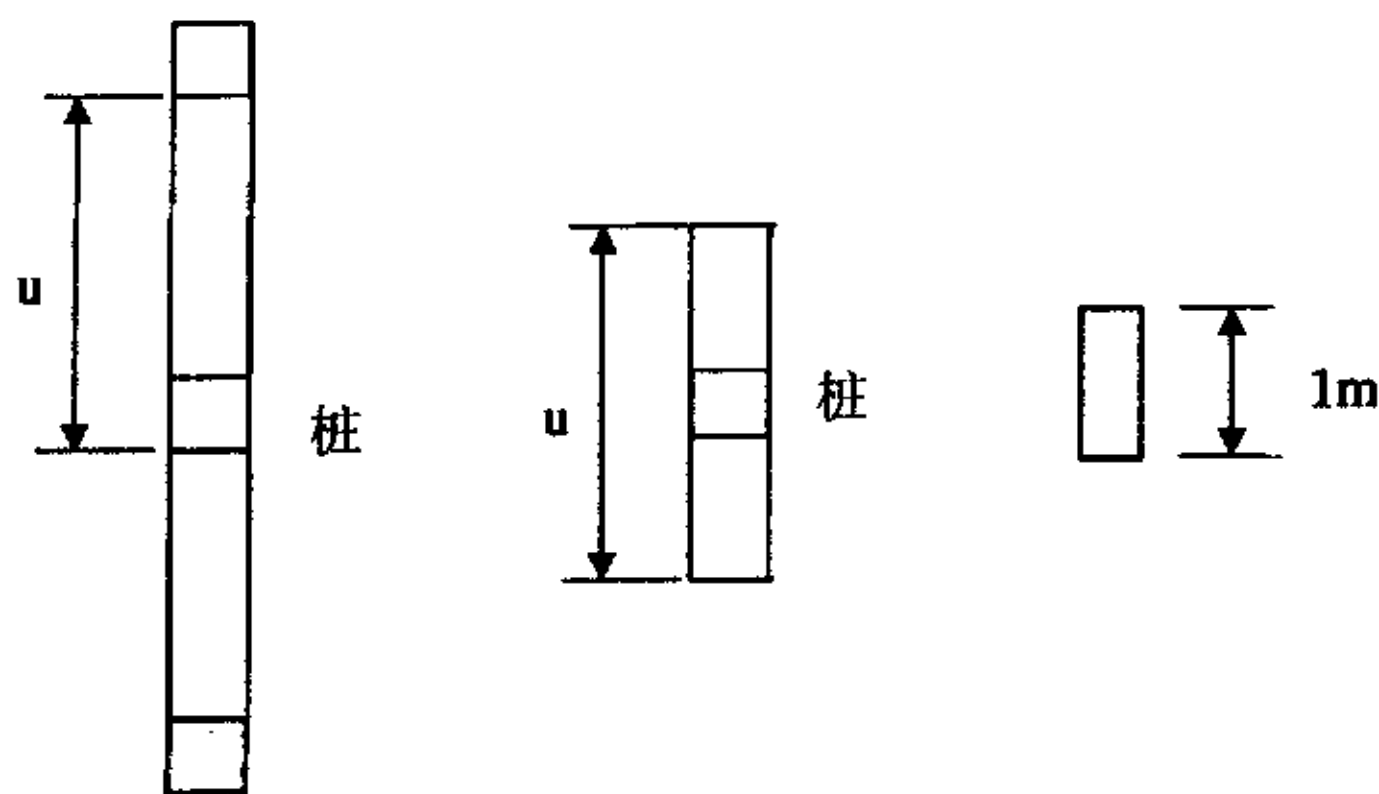


图 4-21 桩基等效为板桩示意图

本文模拟在堆载区边缘净距 1.0m 处设置一排边长 1.0m、间距 3.0m 的方桩，桩身弹性模量为 3.0×10^7 kPa，泊松比为 0.167，桩长 20.0 m，桩头自由。根据 (4.2) 式，板桩等效弹性模量为 1.0×10^7 kPa。土体参数同无桩自由场分析。

4.4.2 有桩和无桩状态土体变形场对比分析

一般来说，堆载与临近桩基发生相互作用，会导致桩身发生侧移，引起附加应力和弯矩，同时由于桩基的遮拦作用，堆载区的变形场将发生相应的变化。

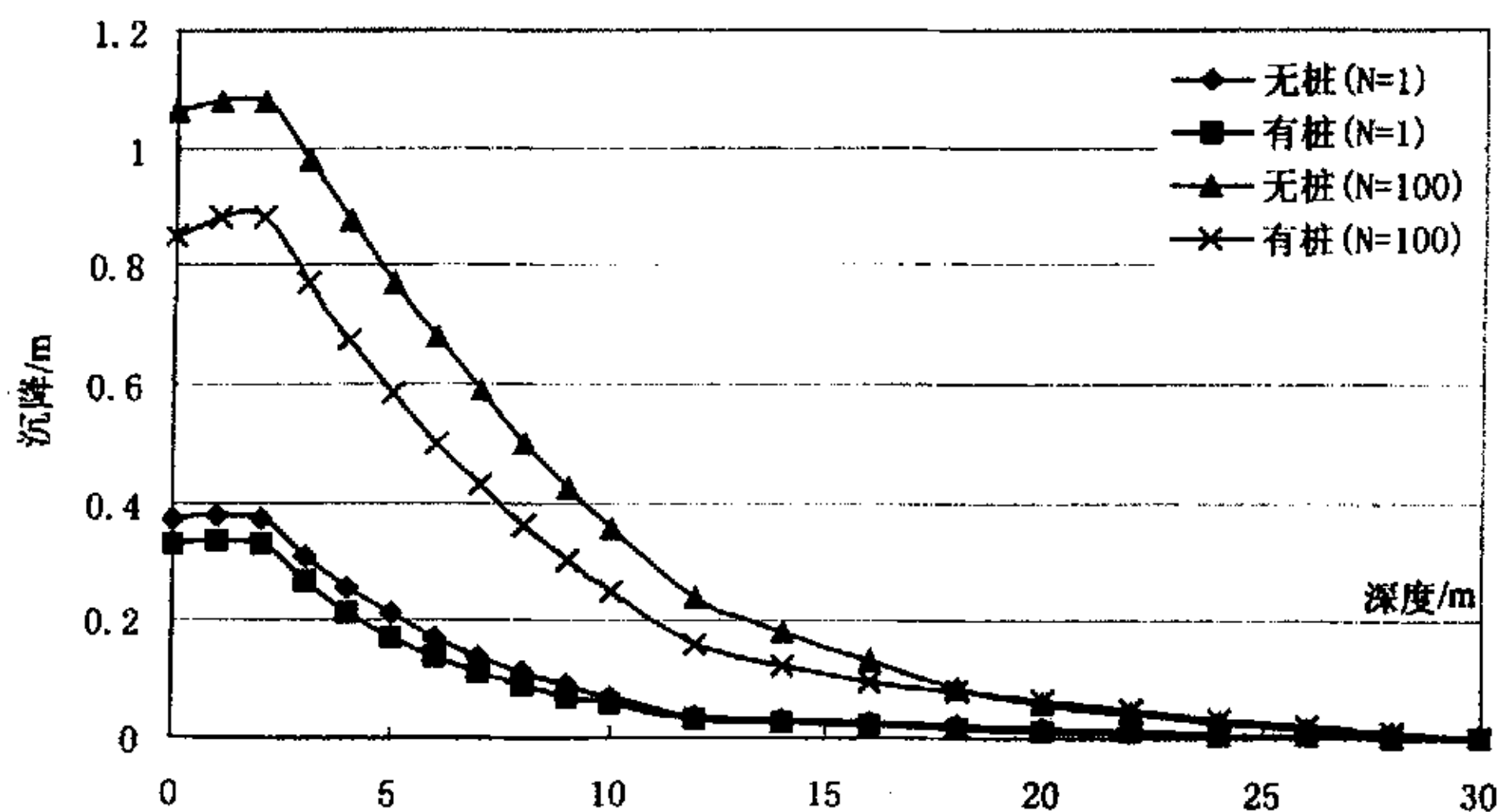


图 4-22 有桩无桩堆载中心沉降沿深度对比图

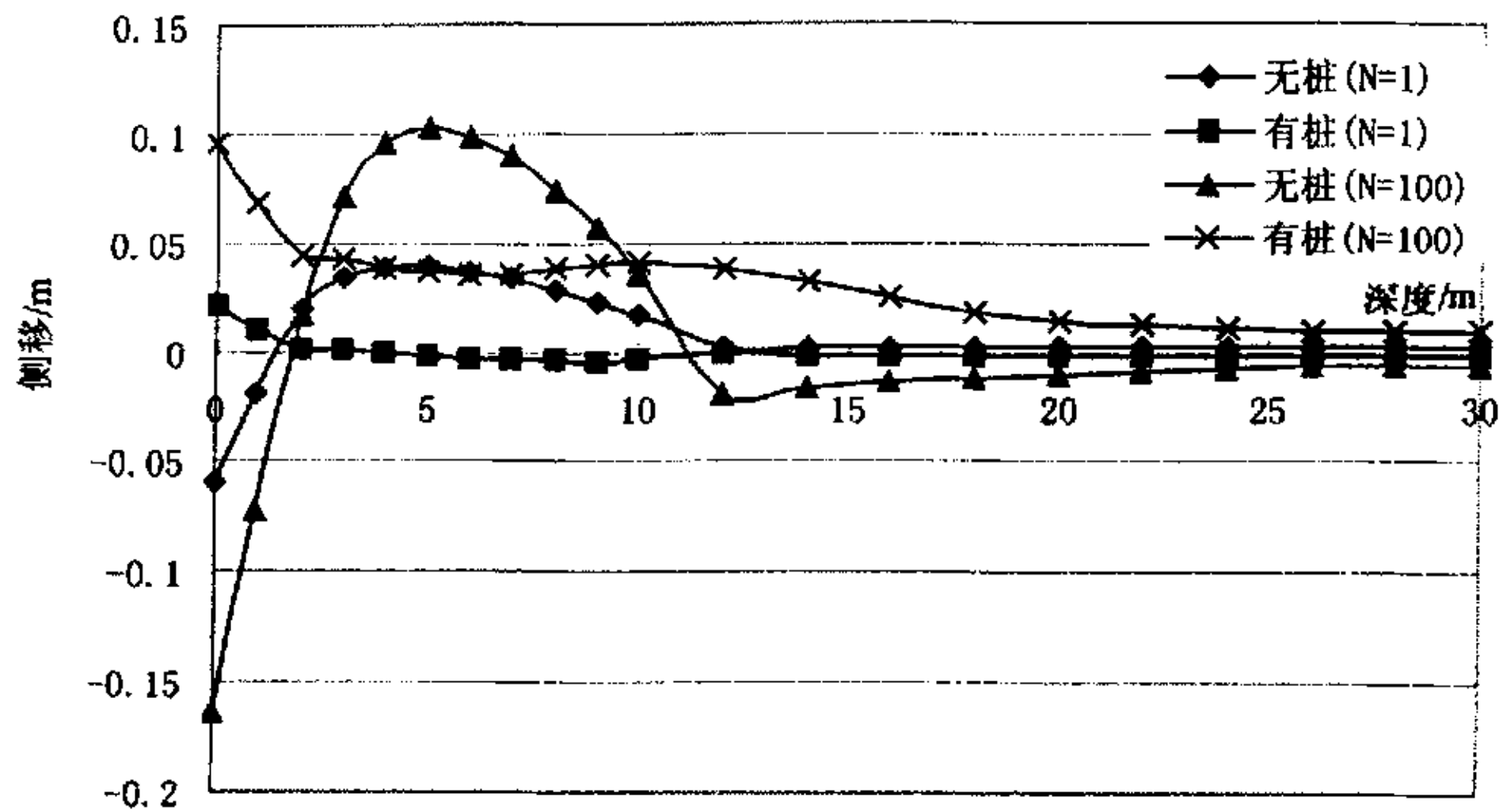


图 4-23 有桩无桩堆载区外侧水平侧移对比图

图 4-22 和图 4-23 分别为有桩与无桩状态时堆载中心沉降沿深度对比图和堆载区外侧水平侧移对比图。从两图中可以看出，由于临近桩基的遮拦作用，不同反复加卸载次数时堆载区中心沉降均有一定程度的下降，堆载区边缘软土区的侧移则大幅度下降。

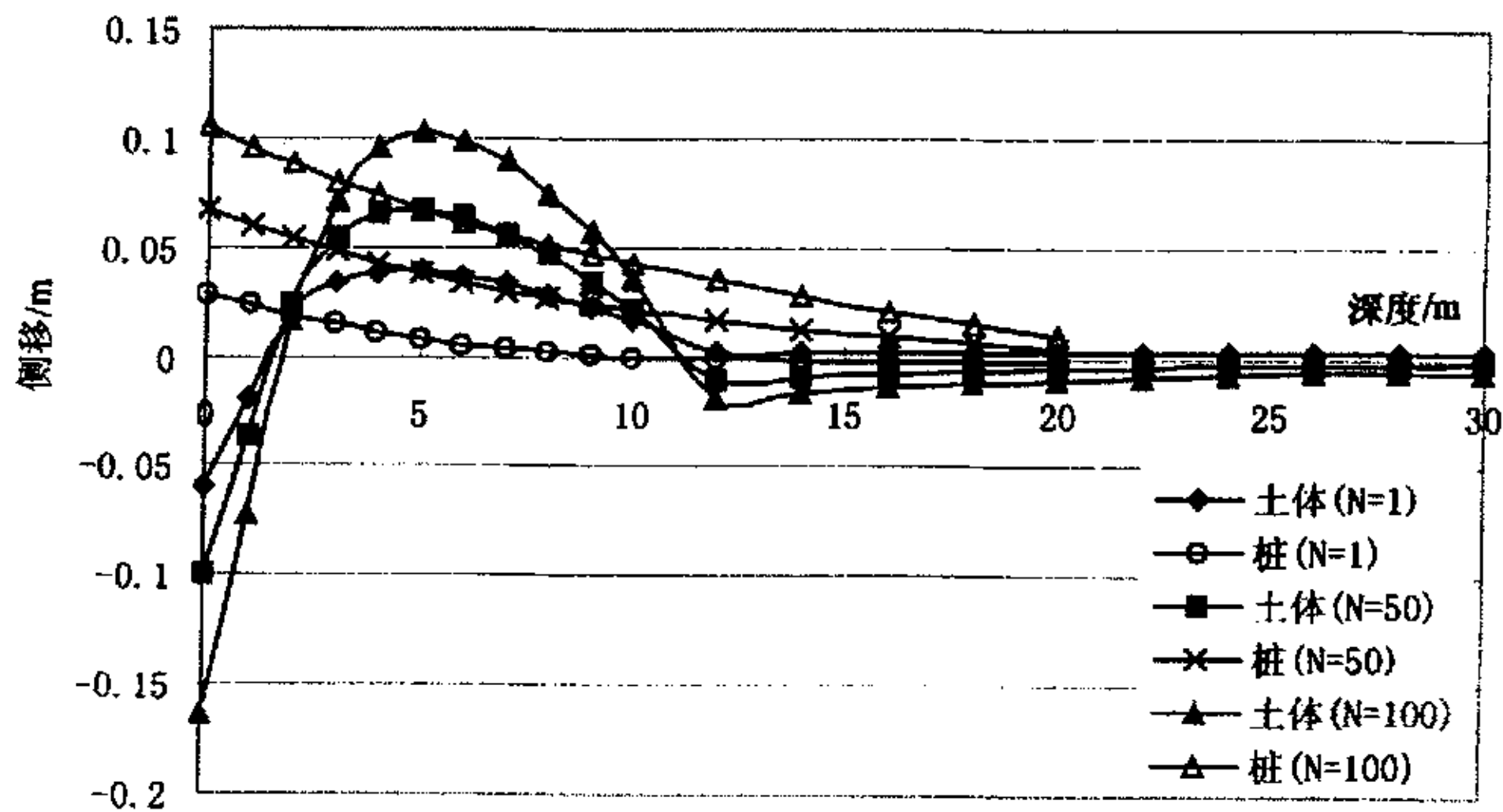


图 4-24 反复加卸载次数—单排桩桩身位移变化图

图 4-24 为长期反复堆卸载作用下不同反复加卸载次数时单排桩桩身位移变化图。从图中可以看出，由于临近堆载的作用，桩身产生一定的水平位移，最大位移值和无桩时软土区土体的最大侧移值保持一致；和无桩桩周自由场土体位移分布模式不同的是，由于桩身刚度较大，桩身最大位移出现在桩头。和无桩自由场一样，随着反复加卸载次数的增加，桩身水

平位移值也相应增大。

4.4.3 桩身刚度变化的影响

一般来说，当桩身刚度变化时，其对临近土体的遮拦作用也相应发生变化。下面讨论当桩身等效弹性模量由 1.0×10^7 kPa变于 1.0×10^6 kPa时的影响。

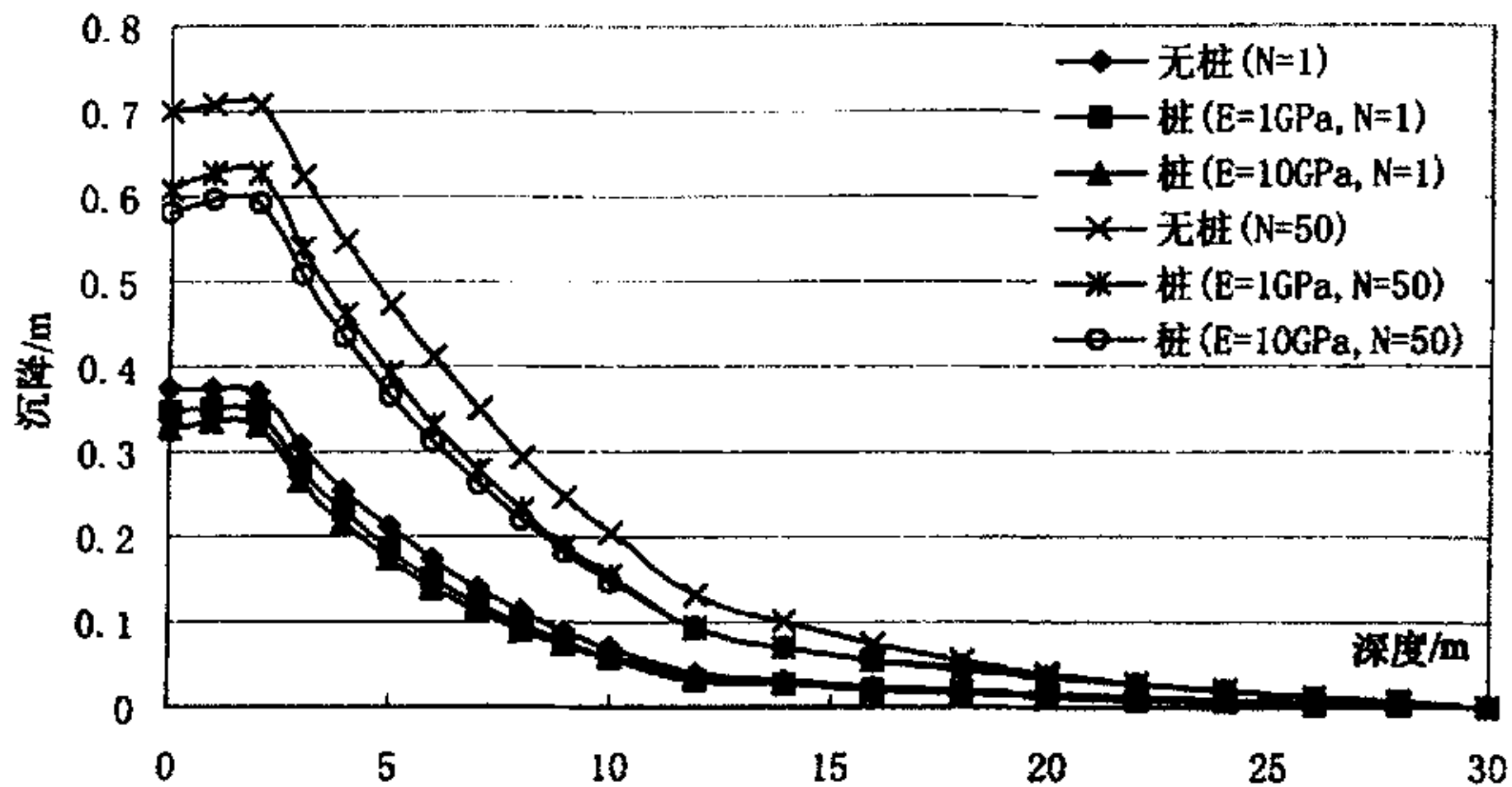


图 4-25 不同桩身刚度时堆载中心沉降沿深度对比图

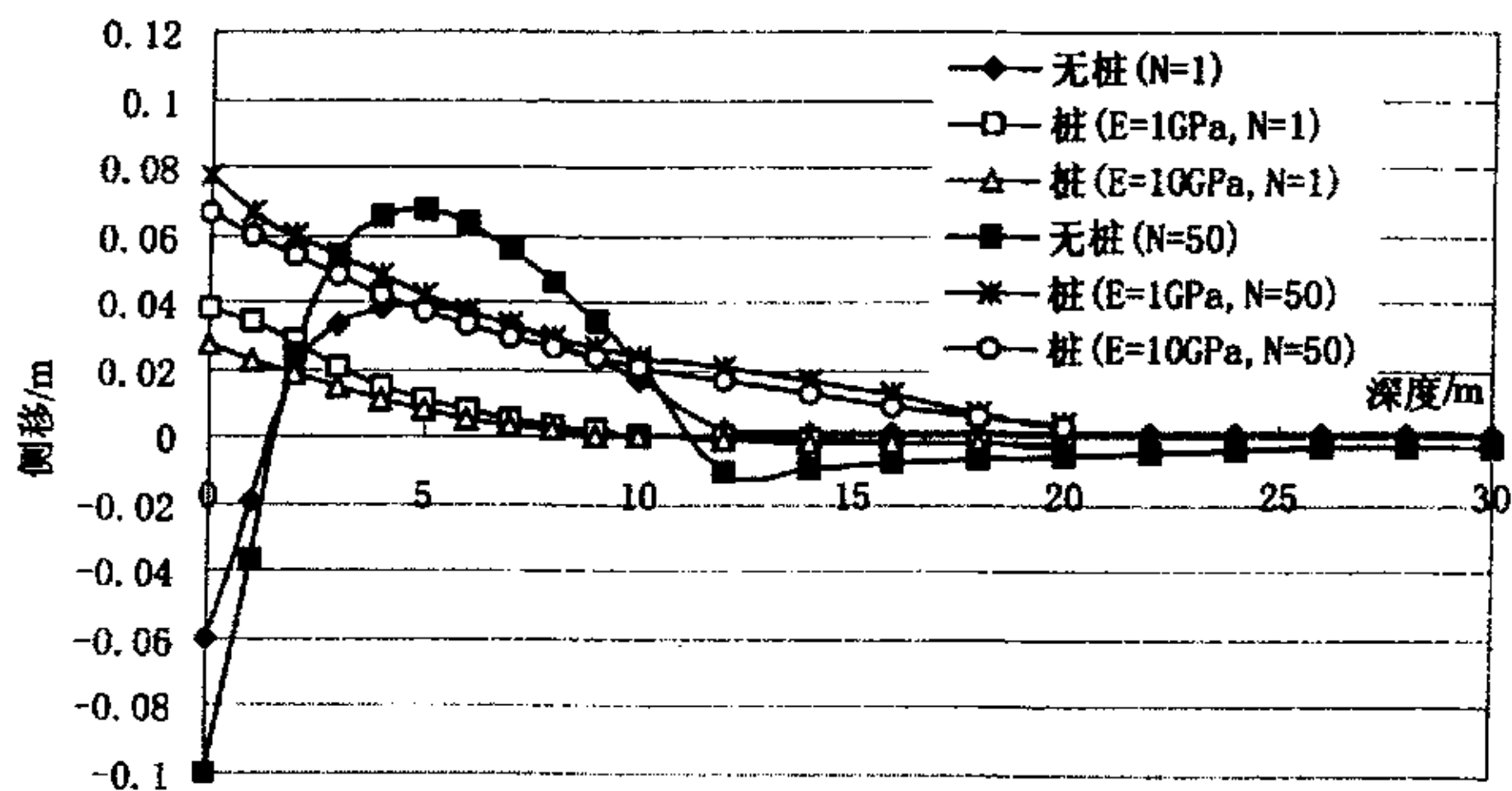


图 4-26 不同桩身刚度土体和桩身侧移对比图

图4-25和图4-26分别为不同桩身刚度时堆载中心沉降沿深度对比图和桩身水平位移对比图。从图中可以看出，和无桩自由场比较，随着桩身刚度的增大，堆载中心沉降降低幅度较多，桩身侧移减少也更加明显，说明桩基的遮拦作用也更加显著。因此，采用提高桩身刚

度的方法来降低桩身侧移量在一定程度上是可行的。

4.4.4 桩身离堆载区边缘距离变化的影响

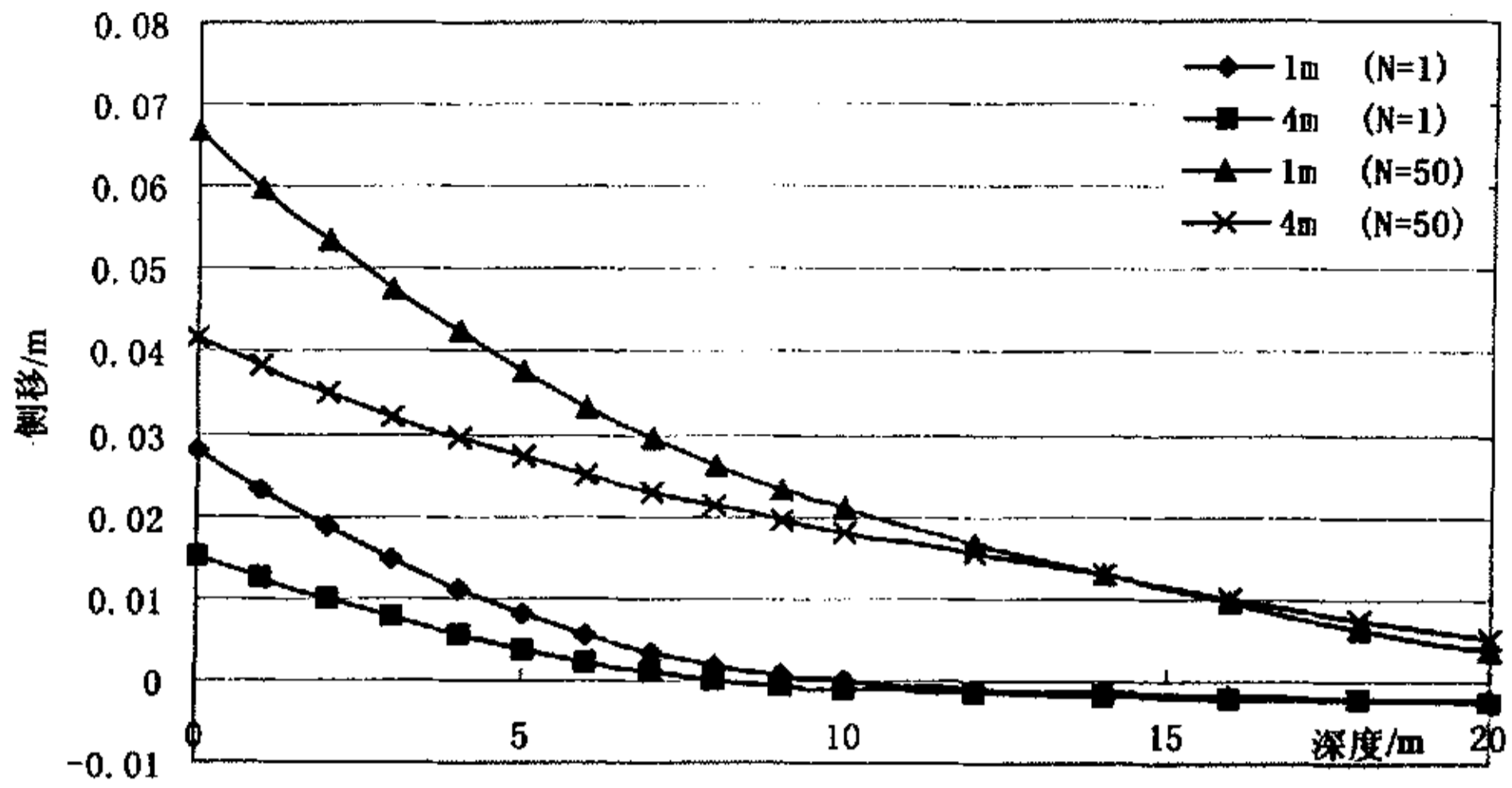


图 4-27 桩身离堆载区边缘距离变化时桩身侧移对比图

图 4-27 为桩身离堆载区边缘距离分别为 1.0m 和 4.0m 时的桩身侧移对比图，从图中可以看出，随着桩身离堆载区边缘距离的增大，桩身侧移也相应减小，其所受反复加卸载作用的影响也随之降低，桩基所能发挥的遮拦作用也相应减小。

4.4.5 软土层深度变化的影响

在三层土体模型中，当软土层厚度变化时，将引起堆载区沉降和边缘区边缘侧移较大的变化，进而对临近桩基的性状产生影响。

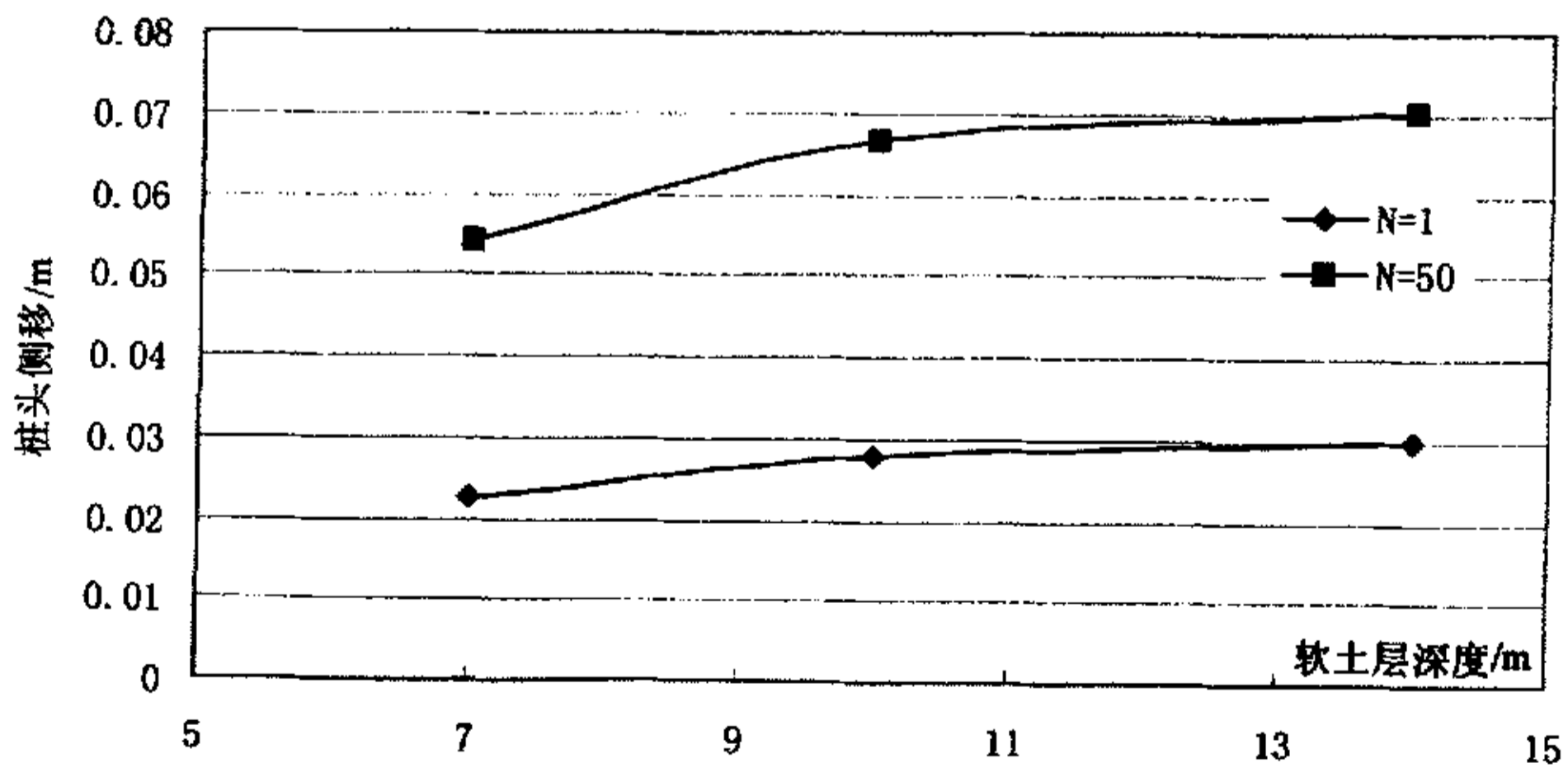


图 4-28 不同软土层深度桩头位移对比图

图 4-28 为软土层深度变化时桩头位移对比图。从图中可以看出，随着软土层深度的增加，临近桩基桩头位移值也相应增加，这和无桩时软土层深度变化引起堆载区沉降和边缘区边缘侧移变化规律一致。从图 4-28 中还可以看出，随着软土层深度的增加，其所引起的桩头侧移增加速率逐渐降低；这是因为，本文模型中软土区和底层土体均为正常固结土体，随着深度的增加，土体的上覆固结压力也相应增加，初始孔隙比减小。在较大的固结压力作用下，同一深度土体不同时其初始孔隙比差值也相应减小，从而导致相同荷载作用下的深度较大处土体的变形不如上部土体显著，进而引起的桩头侧移增加速率逐渐降低。

4.4.6 桩头约束条件变化的影响

对于临近桩基而言，桩头约束条件不同，其对临近土体的遮拦作用也不相同，桩身所受临近反复加卸载土体的压力和产生的弯矩也会有会发生变化。

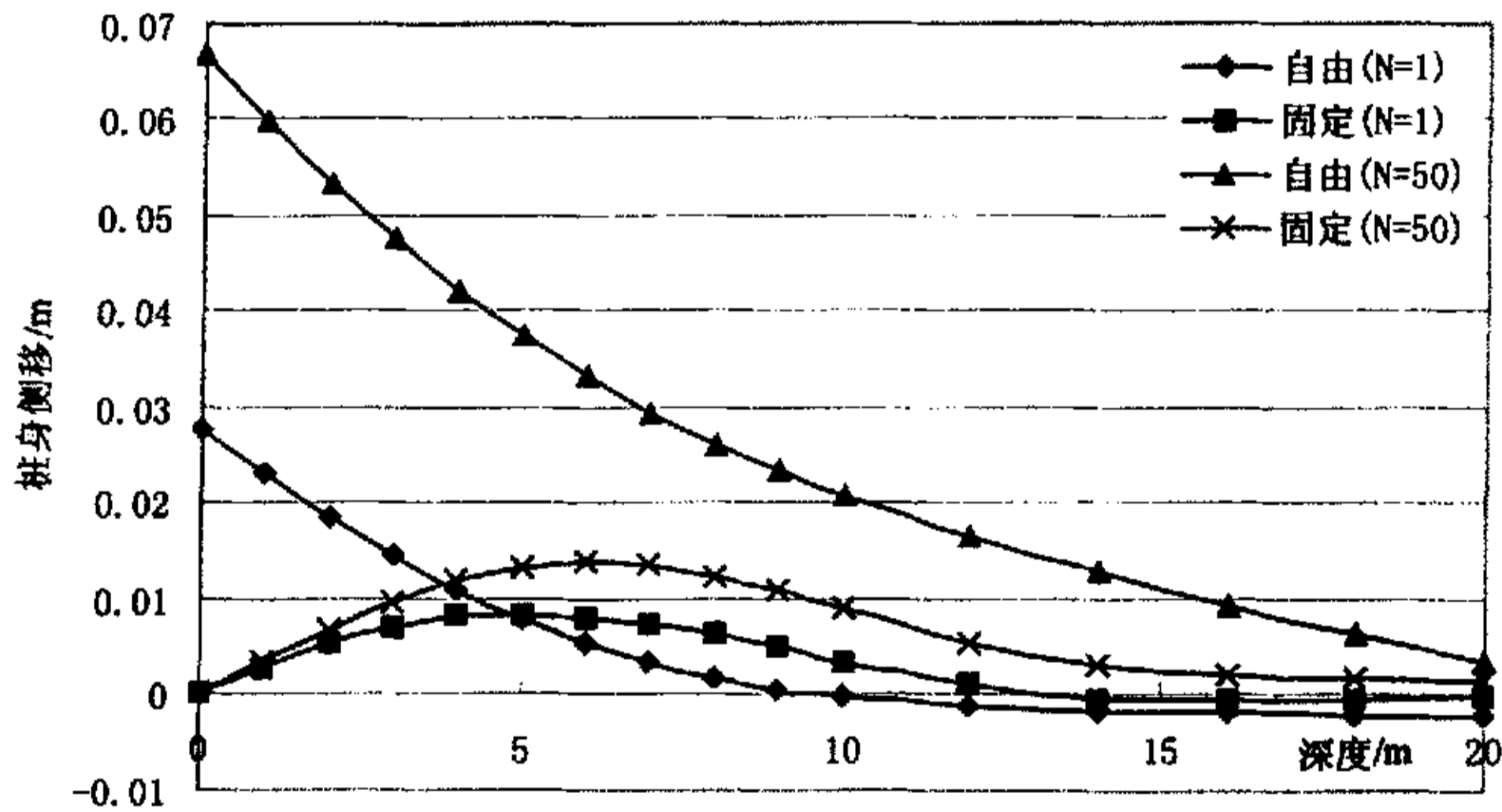


图 4-29 桩头约束条件不同时桩身侧移对比图

图 4-29 为桩头固定和桩头自由时桩身侧移对比图，从图中可以看出，桩头固定时桩身侧移值小于桩头自由时的侧移值。随着反复加卸载作用的增加，这种差别越来越大。

4.4.7 桩排数变化的影响分析

以上进行的都是反复堆卸载和单排桩的相互作用分析。当堆载区一侧桩排数增加时，由于多排桩的遮拦作用，堆载区中心沉降和桩基侧移都会发生相应的变化。下面进行单排桩和双排桩（和前排桩间距为 3.0m）的对比分析。

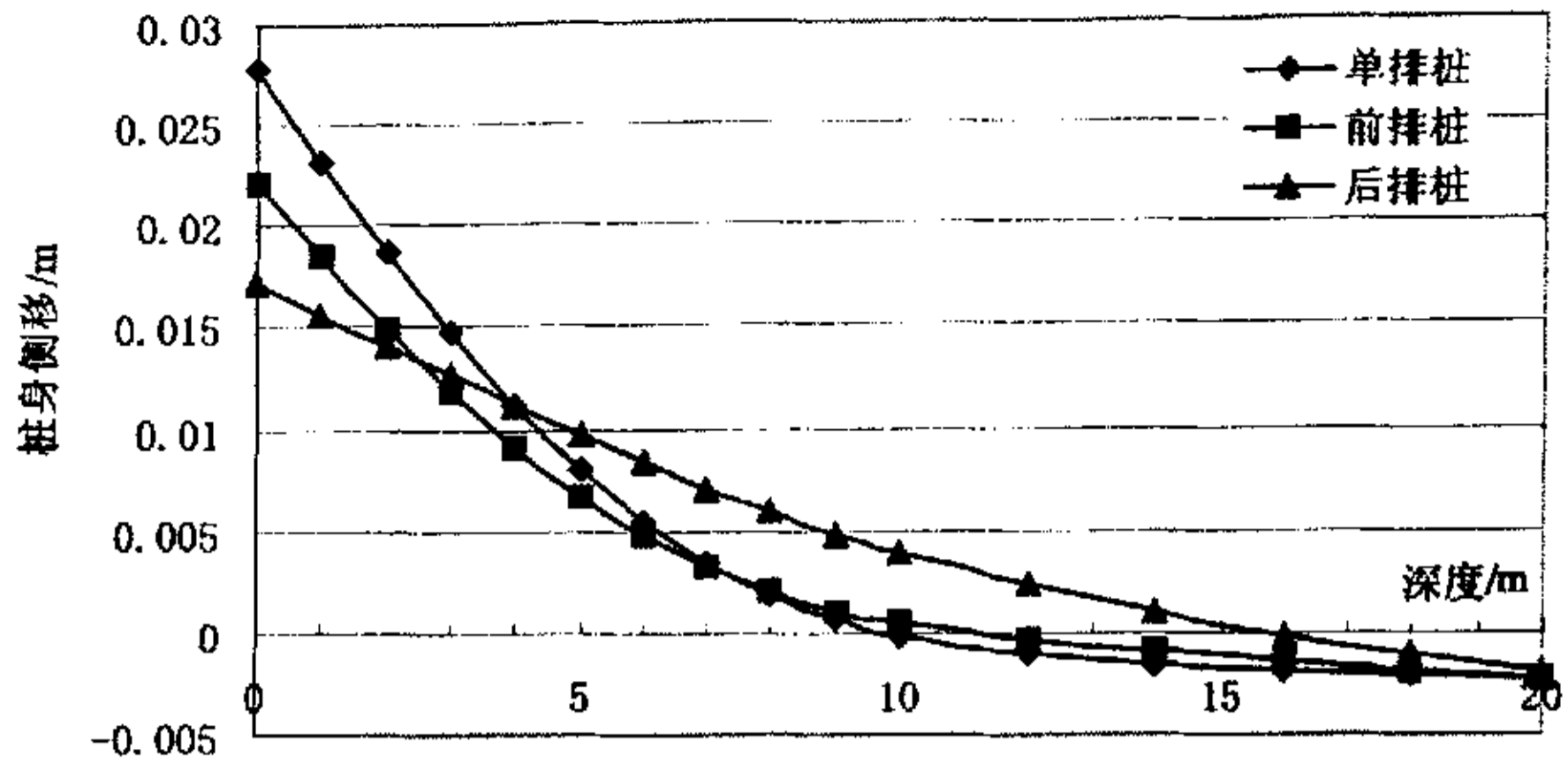


图 4-30 单排桩与双排桩桩身侧移对比图 (N=1)

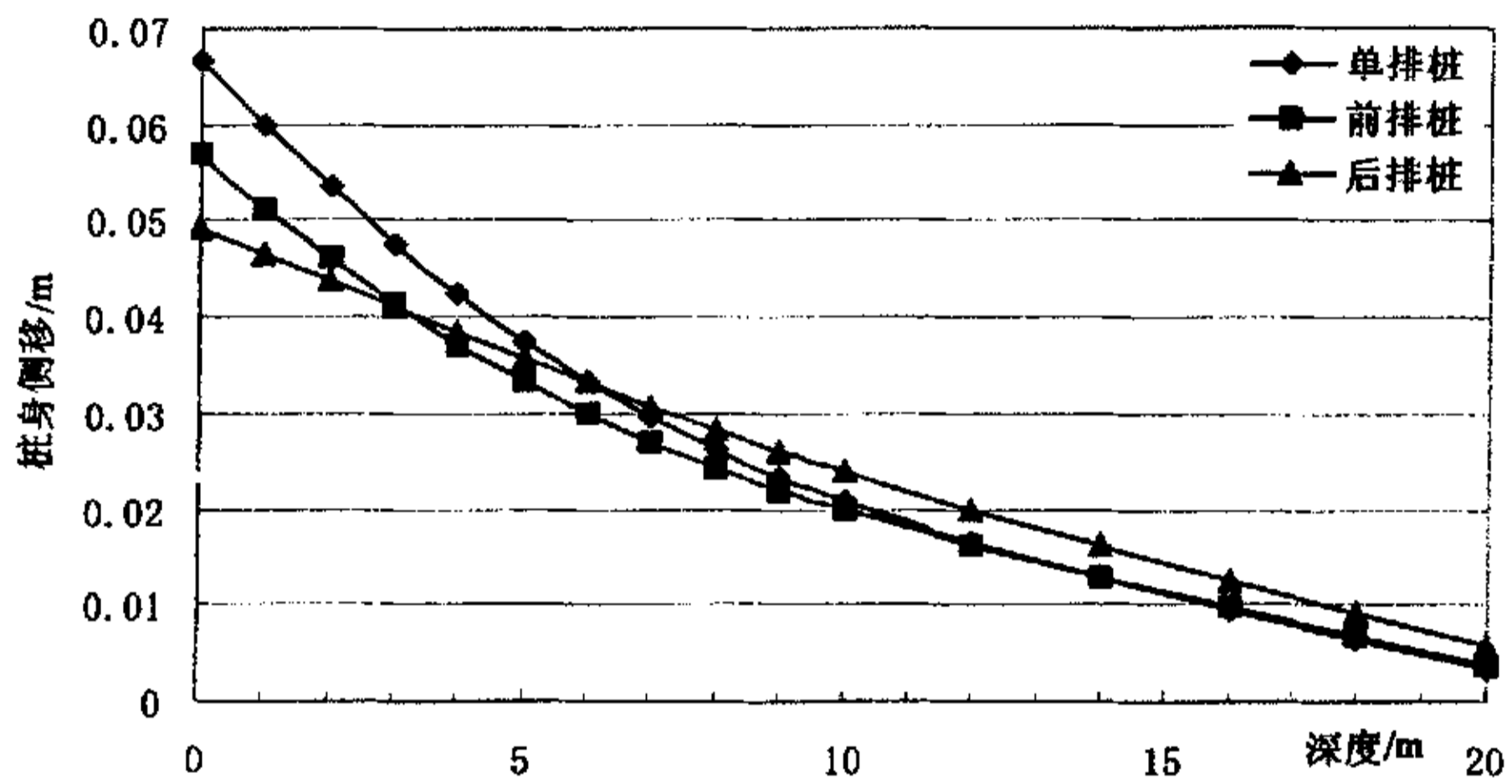


图 4-31 单排桩与双排桩桩身侧移对比图 (N=50)

图 4-30 和图 4-31 分别为初始加载和反复加卸载次数为 50 时单排桩与双排桩桩身侧移对比图，双排桩桩头自由且无承台连接。从两图中可以看出，双排桩时桩身侧移均小于单排桩，前排桩桩身侧移则较后排桩为大。这种桩身侧移规律不随反复加卸载次数的增加而变化。

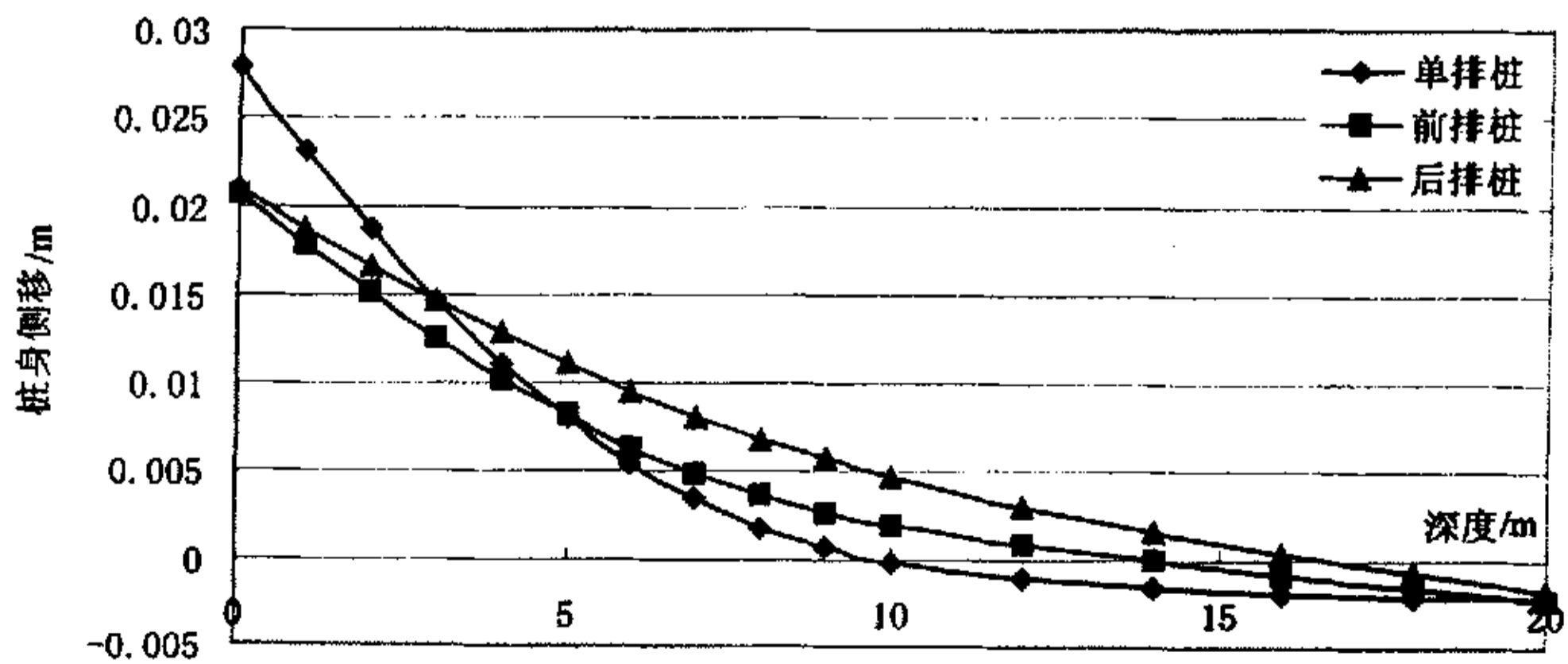


图 4-32 单排桩与双排桩（承台连接）桩身侧移对比图 (N=1)

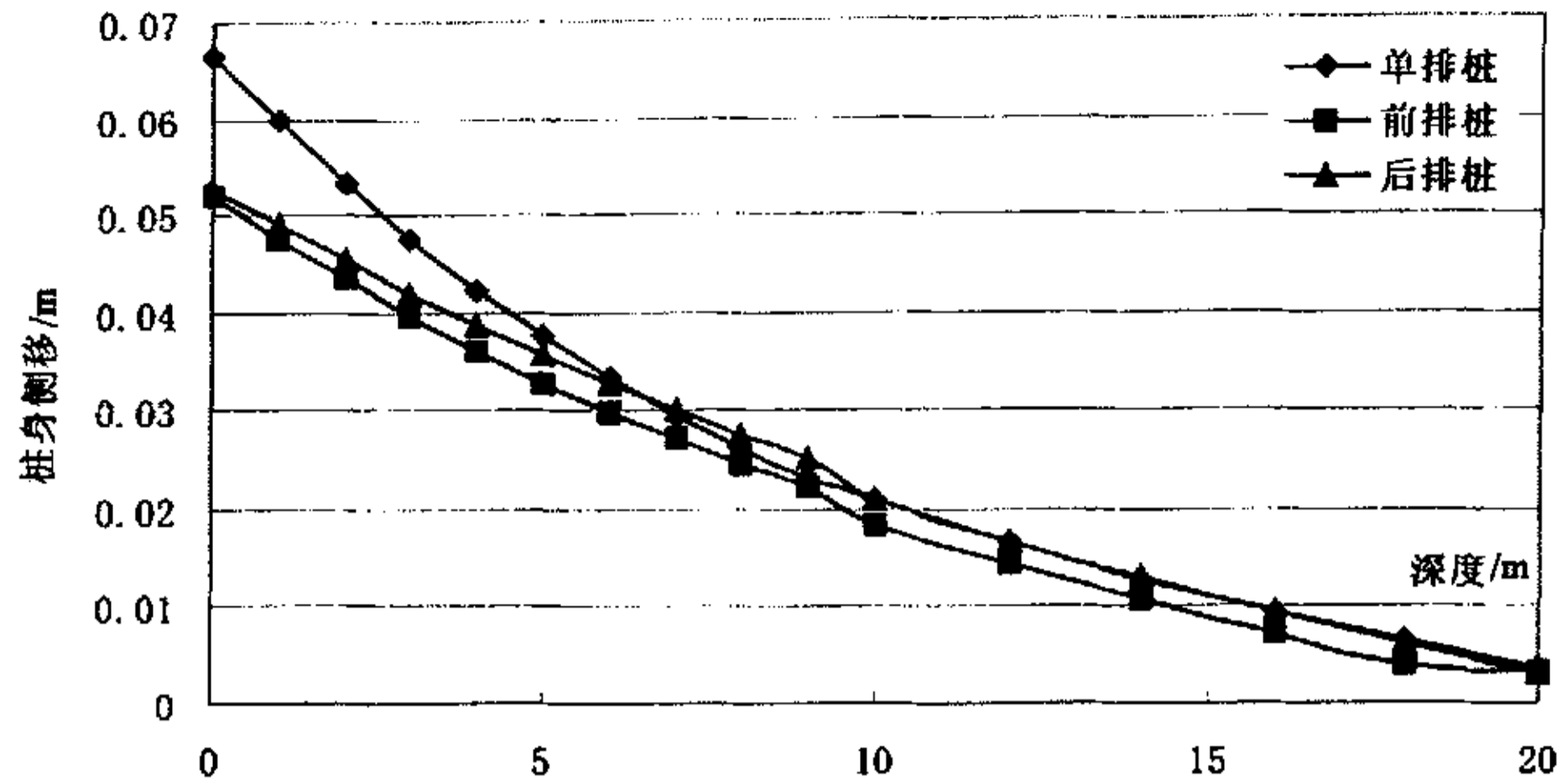


图 4-33 单排桩与双排桩（承台连接）桩身侧移对比图（ $N=50$ ）

图 4-32 和图 4-33 分别为不同反复加卸载次数时单排桩与双排桩桩身侧移对比图，双排桩桩头用承台连接。从两图中可以看出，相对于桩头不用承台连接的双排桩而言，前排桩桩身侧移降低，后排桩桩身侧移增加，一定程度上降低了前排桩的桩头位移，有效地发挥了后排桩的遮拦作用。

4.5 本章小结

本章利用自编土工有限元分析程序 PPILE 对长期反复堆卸载作用下三层土体地基的土体变形以及桩土相互作用进行系统的数值分析，初步发现：

(1) 地基土在堆载作用下发生沉降和水平位移，随着荷载的增加，其堆载中心沉降和堆载区边缘土体水平侧移随之增大；而且随着反复加卸载次数的增加，堆载中心沉降和堆载区边缘土体水平侧移迅速增大，同时反复加卸载次数的变化只会引起塑性变形的累加，而与弹性变形无关。堆载中心沉降和堆载区边缘土体水平侧移值的大小和中间软土区的性质密切相关，当中间软土区的屈服面衰减系数 θ 增大时，相同的反复加卸载次数所引起的附加变形也随之增大；而软土层临界重复应力比 r_c 的增大时则引起相同的反复加卸载次数下附加变形降低。

(2) 在长期反复加卸载作用下，三层土体地基模型中堆载区边缘软土区土体的侧移分布模式可以按照 Bourges^[42]提出的经验公式确定；而表层硬土层的侧移可以按照连续变形原理确定。在一般情况下，土体地基土体的侧移分布模式可以简化为双线性模式。

(3) 当堆载区临近设置桩基时，由于堆载与临近桩基发生相互作用，引起堆载中心沉降

和堆载区边缘土体水平侧移降低，临近桩基刚度越大，降低的幅度越大，这种趋势不随反复加卸载次数的变化而发生变化。同时在反复加卸载作用下引起临近桩基桩身发生侧移，桩基刚度越大，桩身侧移越小；随着反复加卸载次数的增加，桩身的附加侧移值也越来越大；软土层深度增大，桩身的附加侧移值越大；桩身距离堆载区越远，桩身的附加侧移值越小。相对于单排桩基而言，双排桩能够更加有效的发挥遮拦作用，当双排桩桩头采用刚性承台连接时效果更加显著。

第五章 水平位移土体 与桩基相互作用三维弹塑性分析

5.1 前言

本文上一章采用平面应变有限元法对长期反复堆卸载作用下地基与邻近桩基的相互作用进行了分析,探讨了各种因素对长期反复堆卸载作用下地基无桩自由场的影响,并进行了地基与邻近桩基对比分析。在分析中,桩基采用四节点等参单元模拟,因而只能得出桩基的变形和应力,无法得出长期反复堆卸载作用下桩身弯矩的变化规律。为此,本文采用某大型通用程序,对水平位移土体与桩基相互作用进行三维弹塑性分析,探讨长期反复堆卸载作用下不同地基土体位移场时桩身弯矩的变化规律。

5.2 问题的简化与计算模型

水平位移土体与桩基相互作用分析,是一个复杂的过程。随着土体水平位移的增加,桩身侧移随之增大,桩身所受的土压力和弯矩也相应增加。水平位移土体与桩基相互作用性状和土体水平位移模式及大小、桩身刚度、桩头约束条件、桩排数等因素有关。

5.2.1 问题的简化

和第四章一样,本章土体也采用三层土体模型,表层为厚度 2.0m 的硬土层,中间为厚度 10.0m 软土层,软土层下面为厚度 18.0m 的底层硬土层;如图 5-1 所示。

土体采用三维八节点等参单元离散;桩基采用线弹性桩结构单元模拟,桩土界面采用弹簧连接。土体采用以莫尔-库伦屈服条件为破坏准则的理想弹塑性模型,屈服面为 f_1, f_2, f_3

组成的六角锥面,其中:

$$\begin{cases} f_1 = \frac{1}{2}|\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\sin\varphi - c\cos\varphi = 0 \\ f_2 = \frac{1}{2}|\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3)\sin\varphi - c\cos\varphi = 0 \\ f_3 = \frac{1}{2}|\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1)\sin\varphi - c\cos\varphi = 0 \end{cases} \quad (5.1)$$

采用非关联流动法则,其塑性流动势函数为:

$$\begin{cases} g_1 = \frac{1}{2}|\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\sin\psi \\ g_2 = \frac{1}{2}|\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3)\sin\psi \\ g_3 = \frac{1}{2}|\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1)\sin\psi \end{cases} \quad (5.2)$$

根据多函数包线屈服面确定塑性应变的方法^[135]得到相应的弹塑性物理矩阵 D_{ep} 。

根据土体的弹塑性物理矩阵，计算参数有体积模量 K ，泊松比 μ ，粘聚力 c ，内摩擦角 φ 和剪胀角 ψ 。各层土体的参数大致与第四章相同，剪胀角 ψ 取 0，见表 5-1。其中内摩擦角 φ 由剑桥模型，可下式计算得出：

$$\sin\varphi = \frac{3M}{6 \pm M} \quad (5.3)$$

其中三轴压缩时取正号，三轴伸长时取负号。由剑桥模型，体积模量 K 由下式计算得出：

$$K = \frac{v\varphi}{\kappa} \quad (5.4)$$

其中 v 为特殊体积， $v=1+e$ ； κ 为回弹斜率。

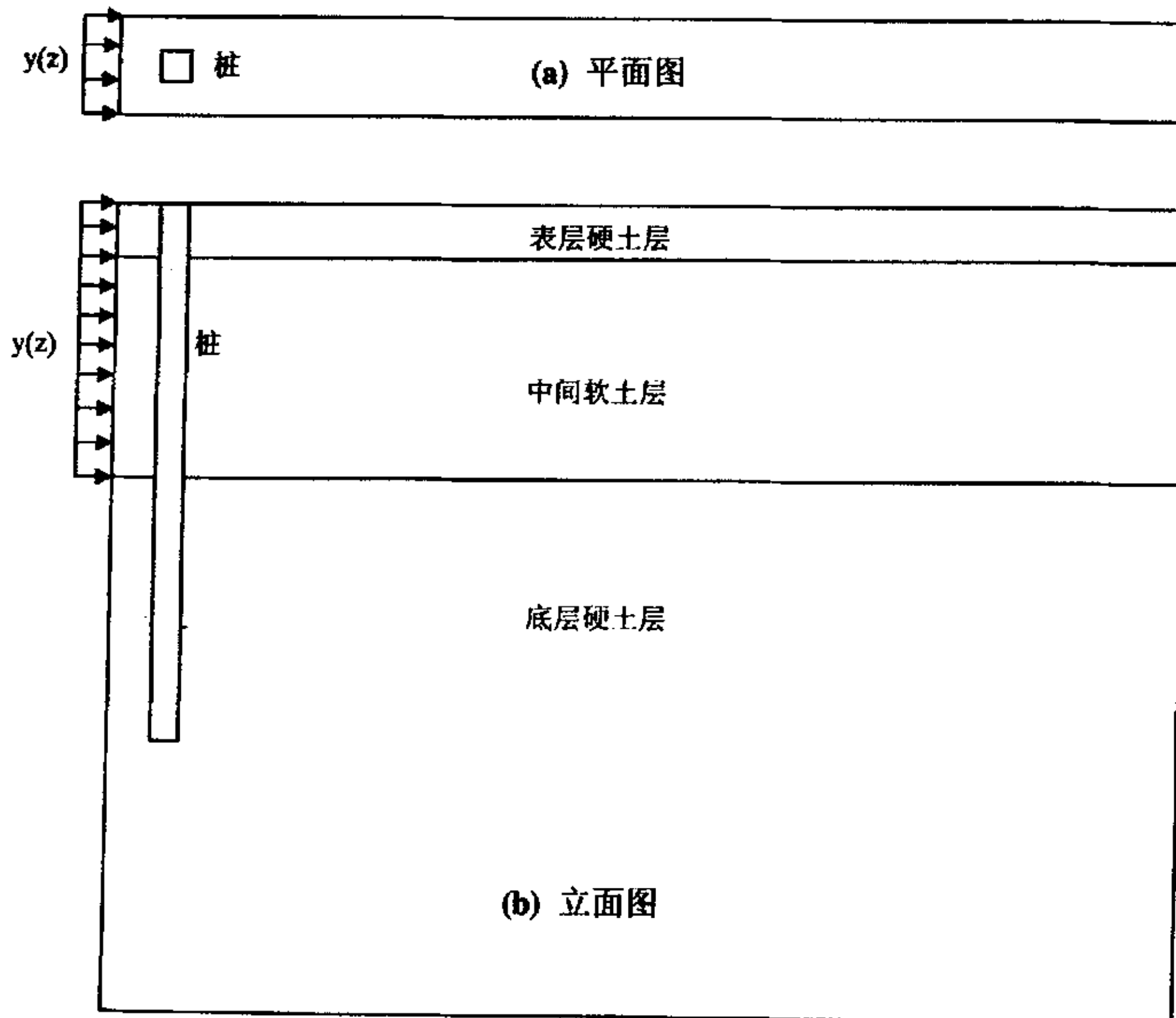


图 5-1 模型平面图和立面图

和第四章一样，桩基为桩距 3.0 m 的一排桩，桩身距土体位移作用面 2.0 m（由对称性，取一根桩分析），桩身弹性模量和泊松比分别为 3.0×10^7 kPa 和 0.167，边长 1.0 m，桩长 20.0 m。桩土界面弹簧系数和 Loganathan^[136]等人分析隧道开挖引起临近桩基变形时相同，分别按下式确定：

$$k_n = 10 \left(\frac{E_p}{G} \right)^{-0.14} G \quad (5.5)$$

$$k_s = 1.6G \quad (5.6)$$

其中 E_p 为桩身弹性模量， G 为土体剪切模量。桩土界面弹簧系数参见表 5-2。

表 5-1 各土层的土体参数表

土层分类	表层硬土	中间软土层	底层硬土层
体积模量 K /MPa	10.54	4.24	20.18
泊松比 ν_s	0.25	0.40	0.25
粘聚力 C /kPa	30.	10.	40.
内摩擦角 f /°	24.2	22.7	30.
剪胀角 ψ /°	0.	0.	0.
容重 γ /kN/m ³	18.0	18.0	18.0

表 5-2 桩土界面弹簧系数表

系数	K_s N/m/m	C_s /kPa	f_s /°	K_n N/m/m	C_n /kPa	f_n /°
数值	1.6×10^6	10.	22.7	2.4×10^6	10.	22.7

5.2.2 土体水平位移模式的确定

在上一章中，本文通过分析探讨认为承受长期反复堆卸载作用下地基土体的侧移分布模式（对于地基土为三层土体模型而言）可以采用双线性简化模式，如图 5-2 所示。

图中曲线 $y_0(z)$ 方程按照 Bourges^[42] 经验公式

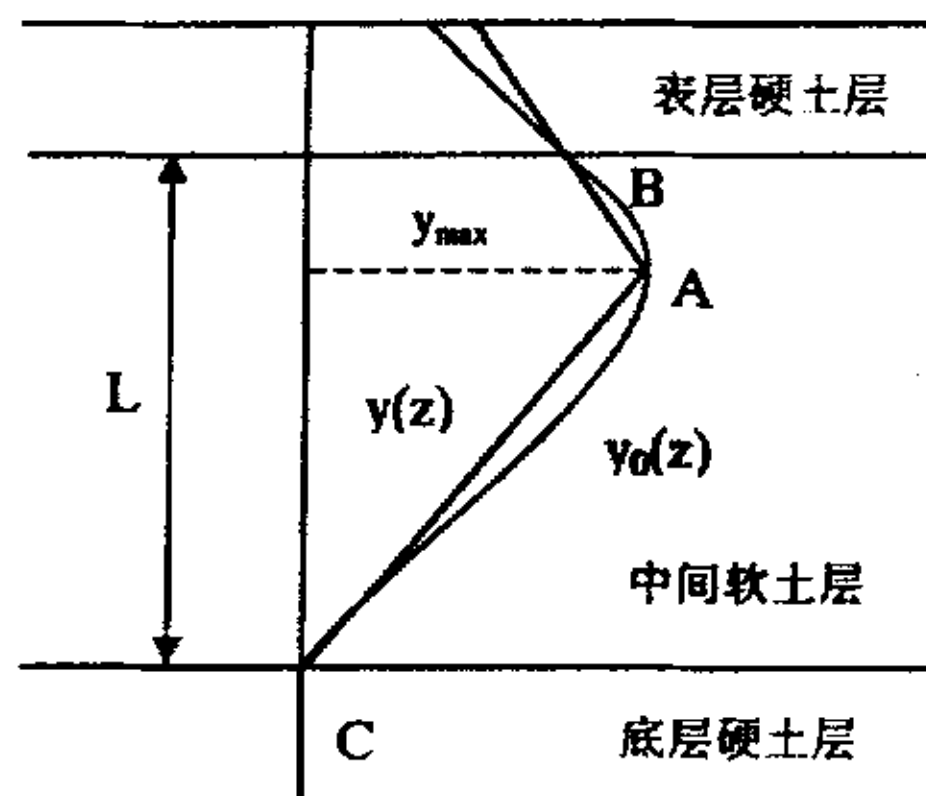


图 5-2 土体的侧移简化模式

(以下简称经验模式)确定:

$$Y=1.83Z^3-4.69Z^2+2.13Z+0.73 \quad (5.7)$$

由(5.7)式可知,当 $Z=z/L=0.27$ 时, $Y=y/y_{\max}=1.0$,因此,当 $z=0.27L$ 时, $y=y_{\max}$;当 $z=0$ 时, $y=0.73 y_{\max}$ 。按照双线性简化模式(以下简称简化模式),土体最大位移值以下位移按照直线AC确定,而表层硬土层的侧移则按直线AB确定。

按照上一章的计算分析结果,当荷载为100kPa、反复加卸载次数为1($N=1$)时,堆载区边缘最大侧移值 y_{\max} 约为0.04m, $N=50$ 时 y_{\max} 约为0.07m,而 $N=100$ 时 y_{\max} 约为0.10m, $N=500$ 时 y_{\max} 约为0.35m。本章进行水平位移土体与桩基相互作用分析时,土体位移的最大值按照 $N=500$ 确定。

5.2.3 分析方案

本章主要进行以下两方面的分析:水平位移土体与单排桩相互作用分析以及水平位移土体与多排桩相互作用分析。基本方案为: $N=500$ ($y_{\max}=0.35\text{m}$)时单排桩分析,桩弹性模量为 $3.0 \times 10^7 \text{ kPa}$,桩头自由。在此基础上进行以下方案的对比分析:

- (1) 在其它因素同基本方案的情况下,反复加卸载次数变化(即土体侧移场大小变化),讨论土体侧移场大小变化对被动桩桩身水平侧移和弯矩的影响。
- (2) 在其它因素同基本方案的情况下,桩身刚度变化,讨论桩身刚度变化对被动桩桩身水平侧移和弯矩的影响;
- (3) 其它因素同基本方案,桩头约束条件变化,讨论桩头约束条件对被动桩桩身水平侧移和弯矩的影响;
- (4) 其它因素保持不变,桩排为多排桩,进行单排桩和多排桩对比分析。

5.3 水平位移土体与桩基相互作用分析

水平位移土体与临近桩基相互作用,是一个复杂的过程。随着土体水平位移的增加,桩身侧移随之增大,桩身所受的压力和弯矩也相应增加。在相同的土体水平位移场输入条件下,有桩和无桩时其临近土体的变形场也有所不同。

图5-3为 $N=500$ ($y_{\max}=0.35\text{m}$)基本方案无桩和有桩时土体侧移变化图。从图中可以看出,当在土体区域一侧施加初始侧移时,土体位移迅速向另一侧和深度扩散,同时数值迅速减小。当初始侧移场一侧设置了桩基时,由于桩基的刚度远较土体为大,使得土体位移场

向顶部和深处扩散作用更加显著，一定程度上增大了土体顶部的侧移量。

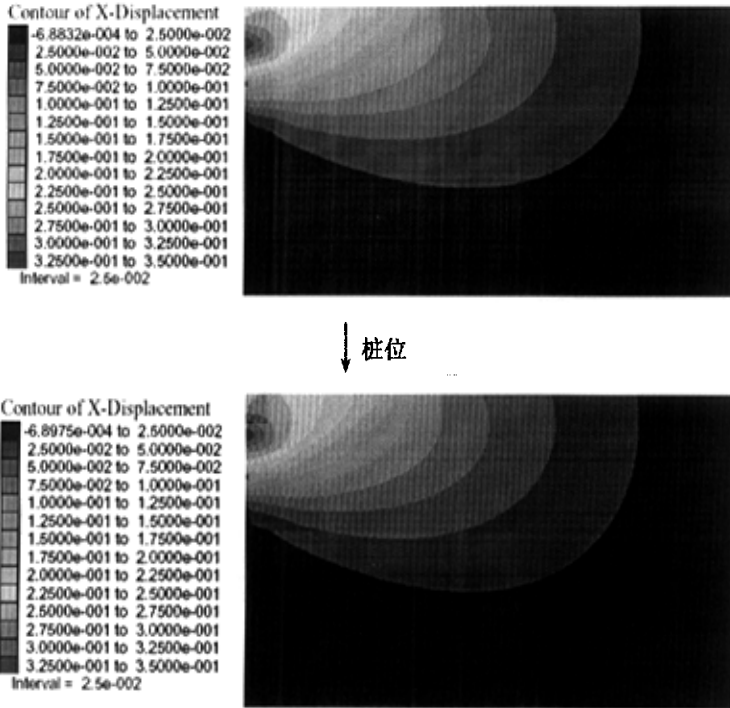


图 5-3 无桩和有桩时土体侧移场变化图

5.3.1 土体侧移场模式和大小变化的影响

本文第四章计算得出，随着反复加卸载次数的增加，堆载区边缘侧移不断增加。随着堆载区边缘侧移土体侧移场的变化，临近桩基的性状也发生相应的改变。

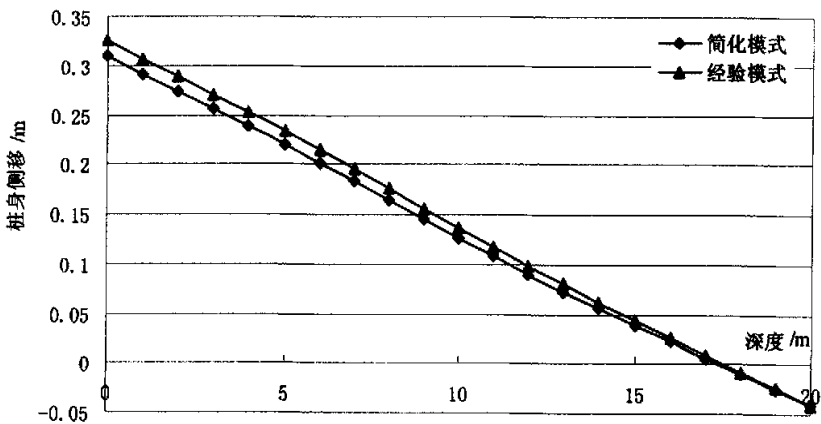


图 5-4 经验模式和简化模式桩身侧移对比图 (N=500)

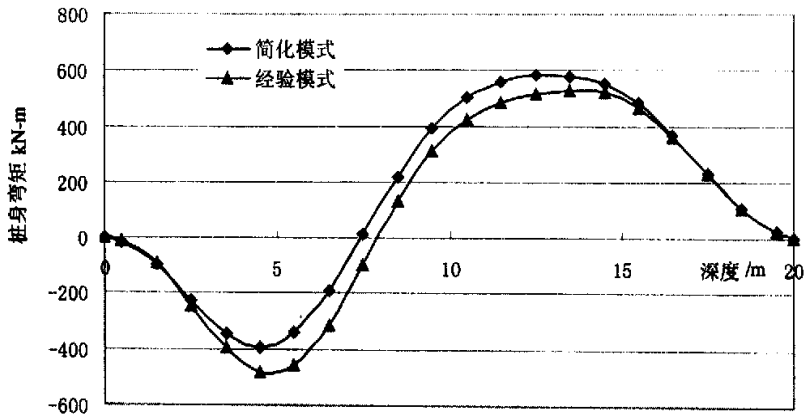


图 5-5 经验模式和简化模式桩身弯矩对比图 (N=500)

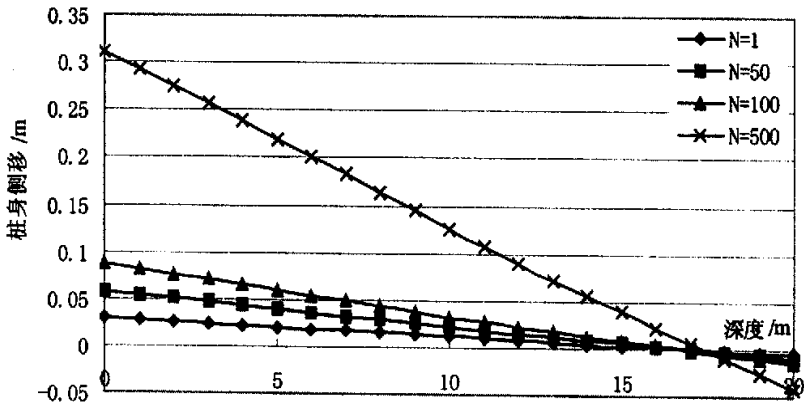


图 5-6 不同土体位移大小桩身侧移对比图

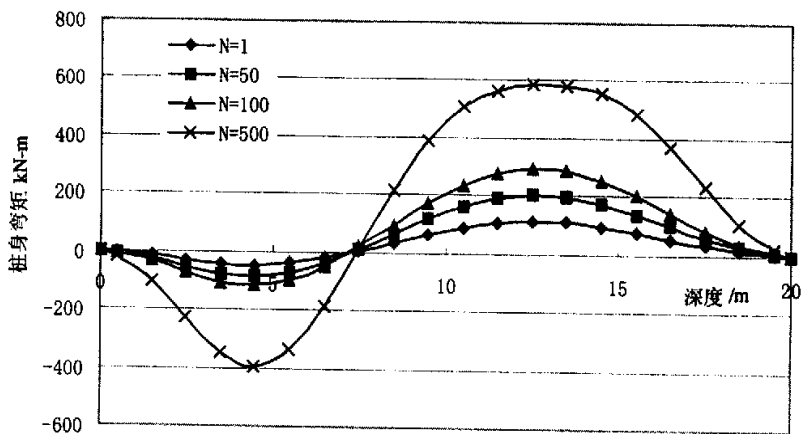


图 5-7 不同土体位移大小桩身弯矩对比图

图 5-4 和 5-5 分别为长期反复加卸载作用下堆载区边缘土体侧移经验模式和简化模式桩身侧移与弯矩对比图 (N=500)。从图中可以看出, 相对于简化模式而言土体侧移为经验模式时桩身侧向变形值稍大, 桩身上部负弯矩值较小, 桩身下部正弯矩值较大。总体而言, 土体侧移采用经验模式或者简化模式对桩身侧向变形和弯矩的影响差别较小, 相对于工程应用而言, 土体侧移模式采用简化模式是可以接受的。因而, 以下各分析土体侧移均采用简化模式。

图 5-6 和 5-7 分别为不同反复加卸载次数时桩身侧移与弯矩对比图。从图中可以看出, 随着反复加卸载次数的增加, 也即土体侧移值的不断增大, 导致桩身侧移和弯矩值不断增大。桩身最大负弯矩出现在土体最大侧移值附近, 而最大正弯矩则出现在活动土层和稳定土层交界面附近, 桩身最大负弯矩和正弯矩出现的位置不随土体侧移值的增大而变化, 和文献^[20]研究结果一致。

5.3.2 桩身刚度变化的影响

一般地, 当桩身刚度变化时也即桩土相对刚度变化时, 桩身性状将发生相应的变化。

Poulos^[34]和 Pan^[38]等人将桩土相对刚度定义为:

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (5.8)$$

式中, K_R 为桩的柔度系数 (flexibility factor), 下标 E_p 指桩身弹性模量, E_s 为侧移土层变形模量, L 为侧移土层厚度。本文基本方案中 K_R 约为 4.8×10^{-2} , 为刚性桩^[69]。

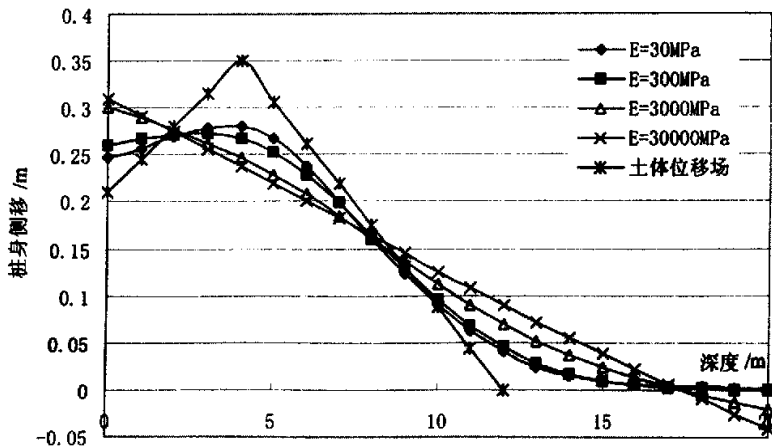


图 5-8 不同桩身刚度时桩身侧移对比图 (N=500)

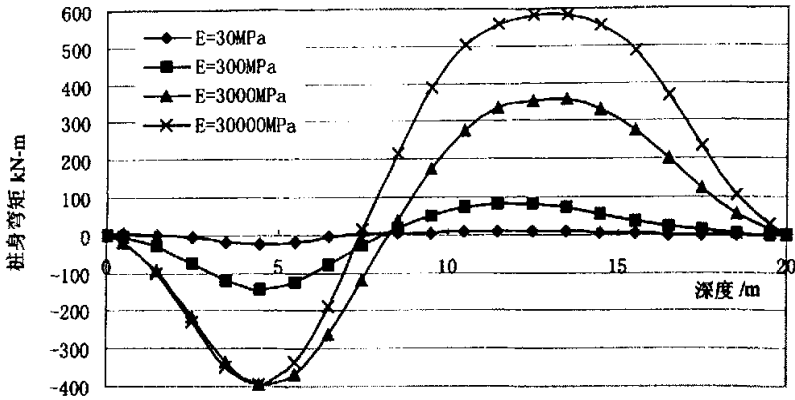


图 5-9 不同桩身刚度时桩身弯矩对比图 (N=500)

图 5-7 为不同桩身刚度时桩身侧移对比图。从图中可以看出，随着桩身刚度的增大，桩身侧移和土体原始位移场的差别也越来越大。当桩身弹性模量为 30MPa 和 300MPa 时，桩身侧移表现出相对柔性的性状；桩身弹性模量为 3000MPa 时，表现出相对刚性的性状；而当桩身弹性模量为 30000MPa 时，桩身侧移沿深度线性变化，表现出完全刚性性状。

图 5-8 为不同桩身刚度时桩身弯矩对比图。从图中可以看出，随着桩身刚度的增大，桩身弯矩也不断增大。当桩身弹性模量为 30MPa 时，桩身弯矩很小；而当桩身弹性模量由 3000MPa 增加到 30000MPa 时，桩身上部负弯矩变化不大，而下部的正弯矩则有所增加，这和桩身下部的侧移变化规律是一致的。

5.3.3 桩头约束条件的影响

当桩头约束条件不同时，桩身性状也相应不同。

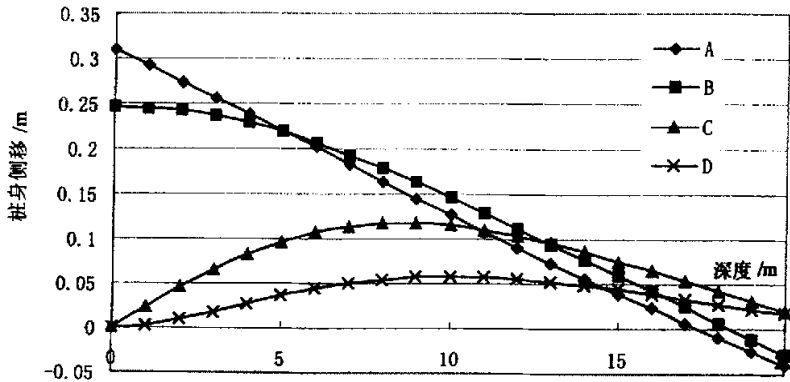


图 5-10 不同桩头约束条件时桩身侧移对比图 (N=500)

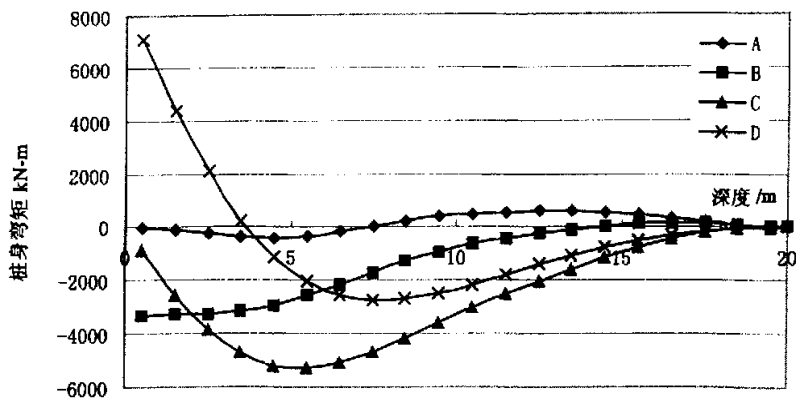


图 5-11 不同桩头约束条件时桩身弯矩对比图 (N=500)

图 5-10 和图 5-11 为不同桩头约束条件下桩身侧移对比图和桩身弯矩对比图。其中条件 A 为桩头自由, 条件 B 指桩头可以移动不能转动, 条件 C 为桩头铰接, 条件 D 为桩头完全固接 (既不能移动也不能转动)。从图 5-11 可以看出, 由于桩头的约束作用, 各桩桩身最大弯矩值都大幅度增大。这主要是由于两方面的原因造成的, 一是桩身弹性模量较大, 桩为刚性桩, 当桩头受到约束时, 为了保证桩土位移协调, 桩身必然产生较大的弯矩; 另一原因是程序不能考虑桩土界面受压时的屈服和滑移作用, 导致所计算出来的弯矩值在较大的桩土相对位移作用时很大。

5.3.4 多排桩分析

在相同的土体位移作用下, 当临近桩基的桩排数增加时, 各排桩的性状也各不相同, 而且前排桩对后排桩存在遮拦作用。下面进行单排桩和多排桩的对比分析。

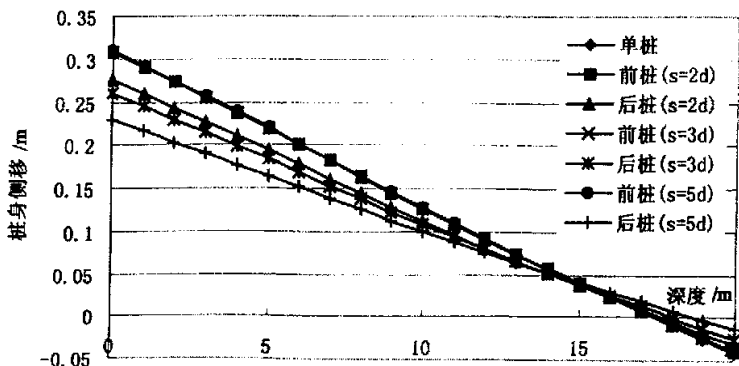


图 5-12 不同桩距前桩后桩桩身侧移对比图 (N=500)

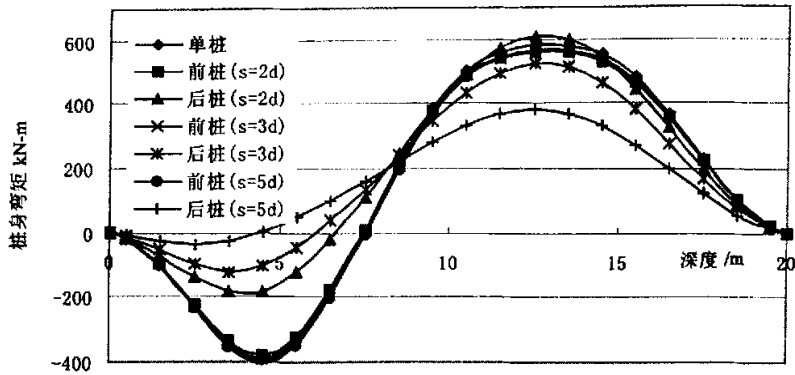


图 5-13 不同桩距前桩后桩桩身弯矩对比图 (N=500)

图 5-12 和 5-13 分别为双排桩(桩头自由)不同桩距时前桩后桩桩身侧移和弯矩对比图。从图中可以看出,双排桩的前排桩桩身侧移和单排桩差别不大,和桩距几乎无关,不受后排桩的影响。随着桩距的增大,各后排桩的桩身侧移值和弯矩值也相应降低,和无桩时土体位移场的衰减规律是一致的。

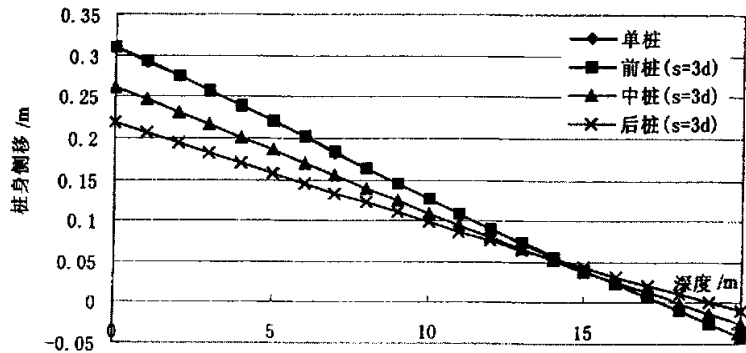


图 5-14 三排桩群桩前桩中桩后桩桩身侧移对比图(s=3d, N=500)

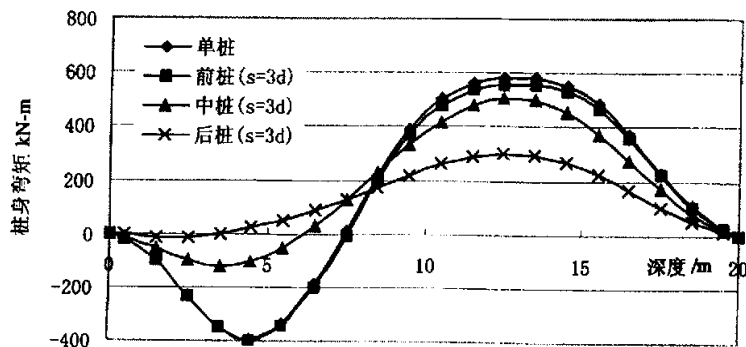


图 5-15 三排桩群桩前桩中桩后桩桩身弯矩对比图(s=3d, N=500)

图 5-14 和图 5-15 分别为三排桩群桩（桩头自由）桩间距为三倍桩径时各桩桩身侧移和弯矩对比图。从两图中可以看出，桩身侧移和弯矩值前排桩最大，中排桩次之，后排桩最小，和双排桩基础一样，三排桩和无桩时土体位移场的衰减规律保持一致。

5.4 本章小结

本章在上一章的基础上，对水平位移土体与桩基相互作用进行三维弹塑性分析，探讨长期反复堆卸载作用下不同土体位移场时桩身侧移和桩身弯矩的变化规律，分析结果发现：

(1) 长期反复加卸载作用下堆载区边缘土体侧移采用经验模式和双线性简化模式时，其临近桩基桩身侧移和弯矩变化不大，采用简化模式是可以的。

(2) 随着土体水平位移的增加，临近桩身的侧移和弯矩值也不断增加。

(3) 在相同的土体水平位移作用下，当桩身刚度增大时，桩基越来越表现出刚性桩的性状，而桩身刚度降低时，桩基表现出相对柔性的性状。

(4) 桩头约束条件对桩身侧移和桩身弯矩值影响很大，当桩为刚性桩时桩头约束将导致桩身弯矩大幅度增加。

(5) 在相同的土体水平位移作用下，多排桩中前排桩的性状几乎和单排桩一样，而多排桩中的后排桩性状则和无桩时土体位移场的衰减规律保持一致。

第六章 被动桩基计算方法研究

6.1 前言

在分析设计土体侧移与临近桩基相互作用研究（被动桩）方面，主要存在四种方法^[42]：一是经验法，即在现场试验或者室内模型试验的基础上，根据试验数据加以整理提出的确定桩侧土压力或者桩顶位移和桩身最大弯矩的经验公式；二是基于土压力的方法，即首先对土压力的分布形式进行理论计算或者假设确定，然后计算确定桩身最大弯矩和桩身位移；三是基于土体变形的方法，即直接依据土体位移计算桩身侧向位移、弯矩和桩侧土压力的分布情况；四是有限单元法。在以上四种方法中，经验法是建立在实测资料和以往经验基础之上的，并不是基于土力学原理得出的，因而应用时有较大的局限性；基于土压力的方法是先根据经典塑性理论或者相应的假设确定桩侧极限土压力的分布形式，由于被动桩侧土压力并不一定能够达到极限土压力值，因而这种方法不能对被动桩桩土相互作用的全过程进行分析；有限单元法能够考虑本构关系和各种不同因素的影响，但使用复杂，还没有进入实际应用阶段；只有基于土体变形的方法能够直接依据土体位移计算桩身侧向位移、弯矩和桩侧土压力，能够对桩土相互作用的全过程进行分析，原理简单，应用方便，因而目前使用较为广泛。

基于土体变形分析被动桩的方法有各种不同的具体形式，其中又以非线性荷载传递法（ $p \sim y$ 曲线法）和 Poulos 弹性理论法最为典型。Byrne^[71]和 Goh^[65]等人先后基于非线性荷载传递法（ $p \sim y$ 曲线法）利用有限差分法对桩身变形和弯矩进行了分析，提出了相应的设计方法。Poulos^[34]假定桩周土体为均质弹性介质，利用 Mindlin^[137]解答考虑沿桩身各土层的相互作用，桩身满足梁的挠曲微分方程，利用桩土接触面上的应力平衡和位移协调条件求解桩身变形和桩侧土压力值。不过，对于基于 $p \sim y$ 曲线法的土体变形分析方法来说，虽然其计算较为简单，应用方便，能够考虑桩周土体的非线性特性，但不能考虑沿桩身各层土体之间的相互作用；而对于 Poulos 弹性理论法来说，能够考虑沿桩身各层土体之间相互作用，但计算分析时采用预先选定的土体模量，在计算过程中沿桩身各土层土体的土体模量不变，因而增加了同一组桩基在不同分布形式的土体位移作用时选择土体参数的难度，其计算结果有一定的局限性。

本章在对 $p \sim y$ 曲线法和 Poulos 弹性理论法进行分析的基础上，提出一种能够考虑两者优点的耦合算法。根据 $p \sim y$ 曲线法分析得出桩身不同深度处相对于不同土体应力状态的土

体模量，利用分析得出的土体模量，采用 Poulos 弹性理论法考虑桩身各土层土体之间的相互作用。这种新的耦合算法能够同时体现 $p \sim y$ 曲线法和 Poulos 弹性理论法的特点，既通过弹性理论法考虑了桩身各土层土体之间相互作用，又通过变化的弹性模量反映了桩周土体相对于不同应力状态的非线性特性，减少了选择土体参数的难度。实例分析表明，这种耦合算法能够较为有效地分析被动桩基的性状，其计算结果是合理的。

在此基础上，本章对长期反复加卸载作用下临近桩基的实用计算方法进行了探讨。

6.2 耦合算法

6.2.1 耦合算法原理的提出

6.2.1.1 Poulos 弹性理论法^[69]原理简介

由于地基反力法中，假定与基础接触的土介质每一点处的表面位移与作用在该点处的应力成正比，而与交界面上各点包括相邻点的应力和位移完全无关，因而不能反映土体作为连续介质的力学性质。为此，Poulos 建议将土体视为均质弹性体，利用 Mindlin 积分解考虑桩身和土体中各点之间的相互作用，从而建立起水平荷载单桩的弹性力学方法。

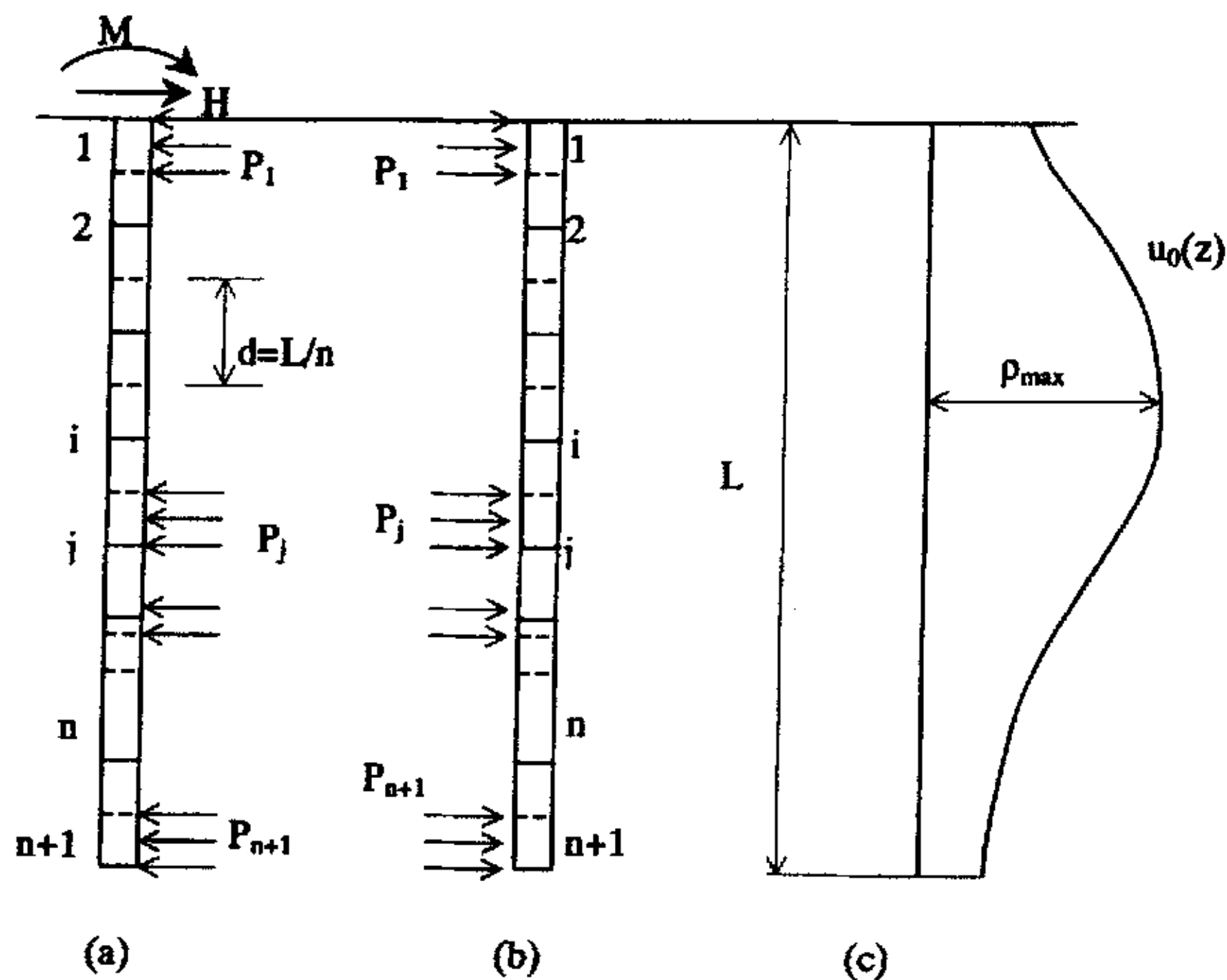


图 6-1 Poulos 弹性理论法桩土相互作用示意图：(a) 作用在桩身的应力；(b) 作用在桩侧土体的应力；(c) 土体初始侧移分布

在 Poulos 弹性理论方法中单桩在水平土体侧移作用下,其桩顶位移值由下述方法计算。如图 1 所示,将桩全长 L (除桩顶和桩底为 $\delta/2$ 外) 等分成 $\delta = L/n$ 长的 n 段,则对除桩顶和桩底以外的 $n-1$ 个桩段,等截面桩的挠曲控制微分方程可写成如下有限差分方程组形式:

$$-\{p\} = \frac{E_p I_p n^4}{dL^4} [D] \{y_p\} + \frac{E_p I_p n^4}{dL^4} \{A\} \quad (6.1)$$

式中, $\{A\} = \left\{ \frac{ML^2}{n^2 E_p I_p} \quad 0 \quad \Lambda \quad 0 \quad 0 \right\}^T$, $[D]$ 为 $(n-1) \times (n+1)$ 阶有限差分系数矩阵。 $\{y_p\}$

为 $n+1$ 桩段位移值数列, $\{p\}$ 为桩侧土压力数列, d 为桩径, $E_p I_p$ 为桩的抗弯刚度。同时桩周土体作为均质弹性介质,其应力和变形满足 Mindlin 半无限体内作用有水平力的弹性力学解答,即桩土界面处由桩土接触压力 $\{p\}$ 引起的土的位移 $\{y_s\}$ 为:

$$\{y_s\} = \frac{d}{E_s} [L_s] \{p\} + \{u_0(z)\} \quad (6.2)$$

(2) 式中 $[L_s]$ 为 $(n+1) \times (n+1)$ 土体位移相互影响系数矩阵,由 Mindlin 积分得出; E_s 为桩段处土体的土体模量, $\{u_0(z)\}$ 为桩身处土体初始位移分布列阵。

由桩土界面相应点的桩土位移协调条件 $\{y_p\} = \{y_s\}$, 可得:

$$\left[D + \frac{\Pi}{K_R n^4} \right] \cdot \{y_p\} = \frac{\Pi}{K_R n^4} \cdot \{u_0(z)\} - \{A\} \quad (6.3)$$

上式中 $[\Pi] = [L_s]^{-1}$, 为土体位移相互影响系数矩阵的逆矩阵; $K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$, 为桩的柔度系数。

联立式 (6.1)、(6.2) 和 (6.3) 和相应的水平力和力矩平衡方程,即可解得沿桩身的土反力和桩身位移,进而求得沿桩身的弯矩和剪力值。当作用在任一桩段桩侧的计算土压力超过桩侧土体屈服压力值时,桩侧土体土压力值取屈服压力值,同时采用对应于该桩段的挠曲控制微分方程代替桩土位移协调方程求解,直至沿桩身每一桩段桩侧的土压力值均不大于该桩段处桩侧土体屈服压力值。

弹性理论法概念明确,引入土体的屈服压力概念后能够反映桩身各土层之间的相互作用和桩顶荷载一位移关系的非线性特性,但难以确定合适的土体模量,特别是荷载不同时,要选取不同的土体模量,才能得到较为合理的结果。

6.2.1.2 p-y 曲线法原理简介

目前,对桩土作用的非线性特性进行分析最广泛采用的方法是 Matlock^[138] 和 Reese^[139] 等人发展起来的 p-y 曲线法(如图 6-2)。该法最初用于分析水平力作用下的桩基,用 p ~

y 曲线描述土反力的非线性，桩被视为线弹性梁，按梁的挠曲微分方程计算。对于等截面桩来说，按下式求解：

$$E_p I_p \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + bp(y, z) = 0 \quad (6.4)$$

上式中， $y(z)$ 为桩身的水平位移， $p(y, z)$ 为水平地基反力， b 为桩宽或桩径。

当采用 $p \sim y$ 曲线法对受土体侧移作用的被动桩基进行分析时，(6.4) 成为：

$$E_p I_p \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + bp[(u_0(z) - y(z)), z] = 0 \quad (6.5)$$

上式中， $u_0(z)$ 为桩身处土体初始位移分布。

采用 $p \sim y$ 曲线法能够方便的反映桩土相互作用的非线性特性。上世纪 70 年代以来，各国学者对不同土类的实际 $p \sim y$ 曲线进行了大量研究，积累了比较丰富的资料，并被列入了美国石油协会制定的 API 规范。不过，作为地基反力法的一种， $p \sim y$ 曲线法不能考虑桩身各土层土体之间的相互作用，即不能反映土体作为连续介质的力学性质

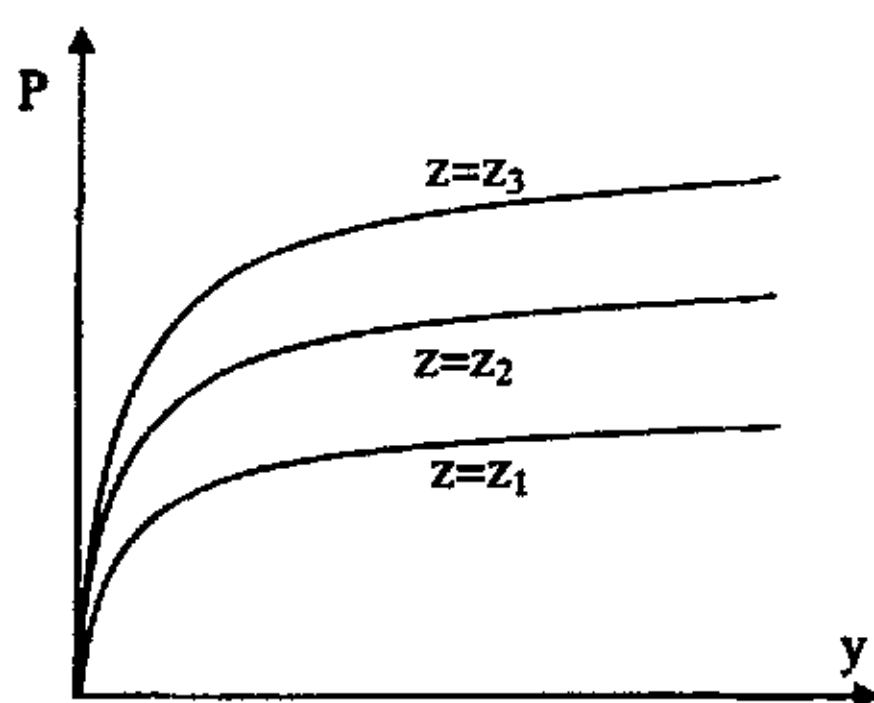


图 6-2 $p \sim y$ 曲线示意图

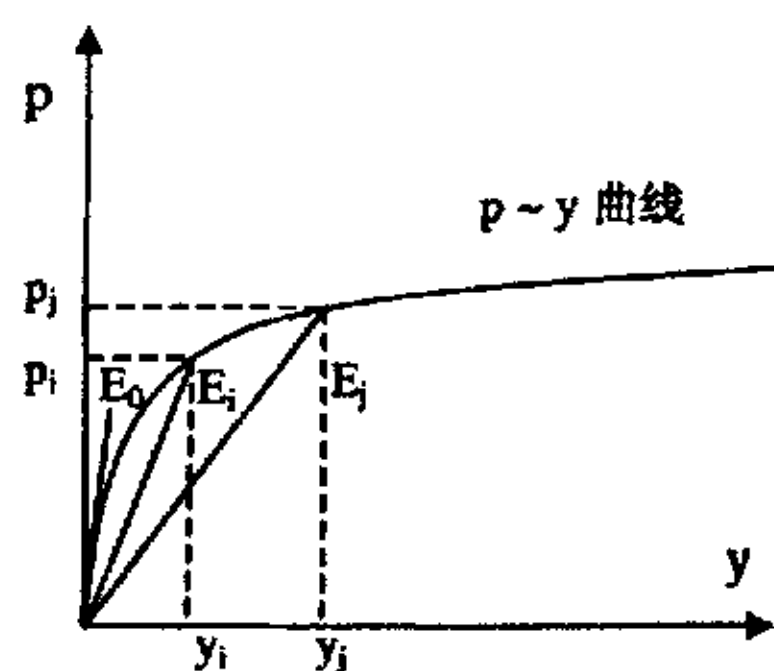


图 6-3 $p \sim y$ 曲线确定土体模量示意图

6.2.13 耦合算法的提出

如上所述，弹性理论法能够考虑沿桩身各层土体之间相互作用，但难以确定合适的土体模量；而 $p \sim y$ 曲线法可以方便的反映桩土相互作用的非线性特性但不能反映沿桩身各层土体之间相互作用。如果采用弹性理论法能够沿桩身各层土体之间相互作用，土体的模量根据 $p \sim y$ 曲线法确定，就能够同时体现 $p \sim y$ 曲线法和 Poulos 弹性理论法的优点。

如图 6-3 所示，图中曲线为桩身某一深度处的 $p \sim y$ 曲线，对应于桩土不同的相对位移值，桩周土反力也不相同，桩土相对位移值为 y_1 时对应的土反力为 p_1 ，而桩土相对位移值为 y_2 时对应的土反力为 p_2 。由于土反力值和桩土相对位移值之比随着桩土相对位移值的增大而减小，因而体现了非线性特性。

定义桩身某一深度对应于桩土相对位移值为 y_i 的土体计算模量为:

$$E_i = \frac{p_i \cdot d}{y_i} \quad (6.6)$$

采用 (6.2) 式进行桩土相互作用分析时, 沿桩身任一深度处的土体模量 E_s 根据该深度处的 $p \sim y$ 曲线和桩土相对位移值 y_i 按照 (6.6) 式计算确定, 初始计算时土体模量取对应于该深度的 E_0 值。桩土相对位移值 y_i 根据桩身处土体初始位移分布 $u_0(z)$ 和桩身位移值叠加确定。

6.2.2 耦合算法土体参数取值

对于耦合算法来说, 其土体计算模量按照 $p \sim y$ 曲线根据土压力和桩土相对位移值计算确定。因而如何确定合适的 $p \sim y$ 曲线对于耦合算法来说是至关重要的。

Kondner^[140] 根据土体三轴压缩试验的应力应变关系特征, 提出采用双曲线模型模拟桩侧位移—土反力曲线, 如下式表示:

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_0} + \frac{y}{p_u}} \quad (6.7)$$

上式中 p_u 为一定深度桩侧极限土压力值 (kPa), k_0 为初始地基反力比例系数 (kN/m^3)。

双曲线模型概念简单, 简便适用。本文采用双曲线模型作为典型土体的 $p \sim y$ 曲线进行分析。当然, 对于其它各家提出的不同形状的 $p \sim y$ 曲线, 比如 API 规范中所采用的方法, 耦合算法均可以进行分析。采用 (6.6) 式计算确定土体模量时, 不管 $p \sim y$ 曲线的形状如何, 其方法和意义都是一样的。

对于双曲线型 $p \sim y$ 曲线而言, 关键是确定 k_0 和 p_u 的合理值。下面分别给出二者的确定方法。

6.2.2.1 k_0 值的确定

对于无粘性土, Vesic^[141] 采用地基反力法分析弹性地基上的无限长梁后, 建议采用下式确定地基反力系数和土体弹性参数之间的关系:

$$k = \left(\frac{0.65}{d}\right) \cdot \sqrt{\frac{E_s d^4}{E_p I_p}} \cdot \left(\frac{E_s}{1 - \nu_s^2}\right) \quad (6.8)$$

上式中 ν_s 为土体泊松比, 其余符号意义同前。

在本文中, 采用 (6.8) 式确定无粘性土的 k_0 值。

对于粘性土, Broms^[142] 提出下式:

$$k = \frac{1.67 E_{50}}{d} \quad (6.9)$$

式中, E_{50} 表示三轴不排水试验中对应于 0.5 倍的极限应力的割线模量。对于上式, 我们可以理解地基反力系数 k 为工作荷载范围内平均地基反力系数 k 和土体模量之间的关系。注意到三轴不排水试验中 $E_i = 2E_{50}$, 因而对于采用双曲线模型而言, 初始地基反力系数可用下式表示:

$$k_0 = \frac{1.67 E_i}{d} = \frac{3.34 E_{50}}{d} \quad (6.10)$$

6.2.2.2 p_u 值的确定

在 $p \sim y$ 曲线中, 确定适当的地基极限土压力值 p_u 是非常重要的。

对于砂土, Broms^[143] 提出采用下式确定:

$$p_u = 3 \left(\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right) \sigma_v' \quad (6.11)$$

上式中, φ' 为砂土的内摩擦角, σ_v' 为有效竖向应力。

对于粘性土, Matlock^[7] 提出可以按下式确定:

$$p_{u1} = \left(3 + \frac{\gamma' \cdot z}{c_u} + \frac{0.5z}{d} \right) c_u \text{ 或 } p_{u2} = 9.0c_u, \quad p_u = \min(p_{u1}, p_{u2}) \quad (6.12)$$

上式中, $\min(p_{u1}, p_{u2})$ 表示取二者之间的小值; c_u 土体不排水剪强度; γ' 为土体平均有效容重; z 为土体深度。De Beer^[61] 对非对称堆载桩土相互作用问题分析后指出, p_u 可取 $10.5c_u$; Poulos^[14] 对抗滑桩进行分析后提出 p_u 可取 $9.0c_u$ 。在本文分析中, p_u 值对于粘性土按式 (6.12) 确定。

6.2.2.3 ν_s 值的确定

采用弹性理论法分析水平荷载桩基, 还必须确定土体的泊松比 ν_s 。

对于饱和粘性土来说, ν_s 可取 0.5。对于砂性土来说, 可以按照弹性理论由下式确定:

$$\nu_s = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (6.13)$$

K_0 为静止土压力系数, 可按下式确定^[144]:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') OCR^{\sin \varphi'} \quad (6.14)$$

上式中 OCR 表示土体的超固结比。

6.2.3 耦合算法计算步骤

采用耦合算法进行侧向土体位移作用下的桩基分析时,按照 Poulos 弹性理论法将桩全长(桩顶和桩底为 $\delta/2$)分成 $\delta = L/n$ 长的 $n+1$ 个单元,根据前面给出的方法确定合适的与各个单元对应的 $p \sim y$ 曲线后,按下列步骤进行计算:

① 根据 $p \sim y$ 曲线确定各个单元对应的初始土体模量 $\{E_{0i}\}$, E_{0i} 表示第 i 个单元的初始土体模量;

② 根据①中确定的初始土体模量,求得 Mindlin 相互作用系数矩阵,进而由(6.3)式和(6.2)式解得初始桩身位移 $\{y_{0i}\}$ 和初始桩侧土反力 $\{p_{0i}\}$;

③ 根据各个单元桩土相对位移 $\{y_i\} = \{u_0(z_i) - y_{0i}\}$ 和对应的 $p \sim y$ 曲线,按照(6.5)式确定对应的计算模量 $\{E_{1i}\}$;

④ 根据 $\{E_{1i}\}$ 求得 Mindlin 相互作用系数矩阵,进而由(6.3)式和(6.2)式解得桩侧土反力 $\{p_{1i}\}$ 和桩身位移 $\{y_{1i}\}$;

⑤ 计算 $\sum_1^{n+1} |y_{1i} - y_{0i}|$,如果 $\sum_1^{n+1} |y_{1i} - y_{0i}|$ 大于设定的精度值,则根据桩身位移 $\{y_{1i}\}$ 按照步骤③求得新的土体计算模量,进而利用 Poulos 弹性理论法求得新的桩侧土反力 $\{p_{ki}\}$ 和桩身位移 $\{y_{ki}\}$,计算 $\sum_1^{n+1} |y_{ki} - y_{(k-1)i}|$,如果 $\sum_1^{n+1} |y_{ki} - y_{(k-1)i}|$ 大于设定的精度值则重复上述步骤,直至 $\sum_1^{n+1} |y_{ki} - y_{(k-1)i}|$ 小于设定的精度为止;精度标准可以按照需要设定,可取 $10^{-3} \sim 10^{-4}m$,一般来说取 $10^{-3}m$ 已经可以满足工程应用要求;

⑥ 根据最后得出的桩侧土反力 $\{p_{ki}\}$ 和桩身位移 $\{y_{ki}\}$,求得桩身弯矩 $\{M_{ki}\}$ 和剪力 $\{S_{ki}\}$ 。

6.2.4 耦合算法验证

6.2.4.1 算例一

长 $L=25.0m$ 桩径 $d=1.0m$ 的水平受荷等截面桩^[65],桩头自由,桩身抗弯刚度 $E_p I_p = 7.02 \times 10^8 Nm^2$ 。土体假定为均质粘性土, $C_u=20.0kPa$, $v_s=0.49$,初始剪切模量 $G_i=1200.0 kPa$ 。

图 6-4 为采用 Poulos 弹性理论法、 $p \sim y$ 曲线法和本文提出的耦合法所计算的不同荷载作用时桩头水平位移对比图。从图中可以看出,三种方法计算所得桩头水平位移值十分接近,说明采用这三种方法都可以有效的计算桩头变形值。

图 6-5 为采用三种方法计算所得桩身最大弯矩对比图。从图中可以看出, Poulos 弹性

理论法计算所得桩身最大弯矩最小，而 $p \sim y$ 曲线法计算所得的桩身最大弯矩最大，耦合法计算所得桩身最大弯矩值居中，和 $p \sim y$ 曲线法计算所得的桩身最大弯矩值比较接近。这是因为采用 Poulos 弹性理论法计算时，当计算桩侧土压力大于桩侧屈服土压力时，取桩侧土压力为屈服土压力值，这导致桩身上部一段桩侧土压力均达到对应的屈服土压力值；而双曲线型 $p \sim y$ 曲线法中屈服土压力值为 $p \sim y$ 曲线的极限值，在一定的土体侧移下桩身所受的土压力值必定小于屈服土压力值。这导致采用双曲线型 $p \sim y$ 曲线法计算所得的桩身剪力零点较 Poulos 弹性理论法低，因而计算所得的桩身最大弯矩值比 Poulos 弹性理论法大一些。同理，耦合法计算所得的桩身最大弯矩值也比 Poulos 弹性理论法大一些。

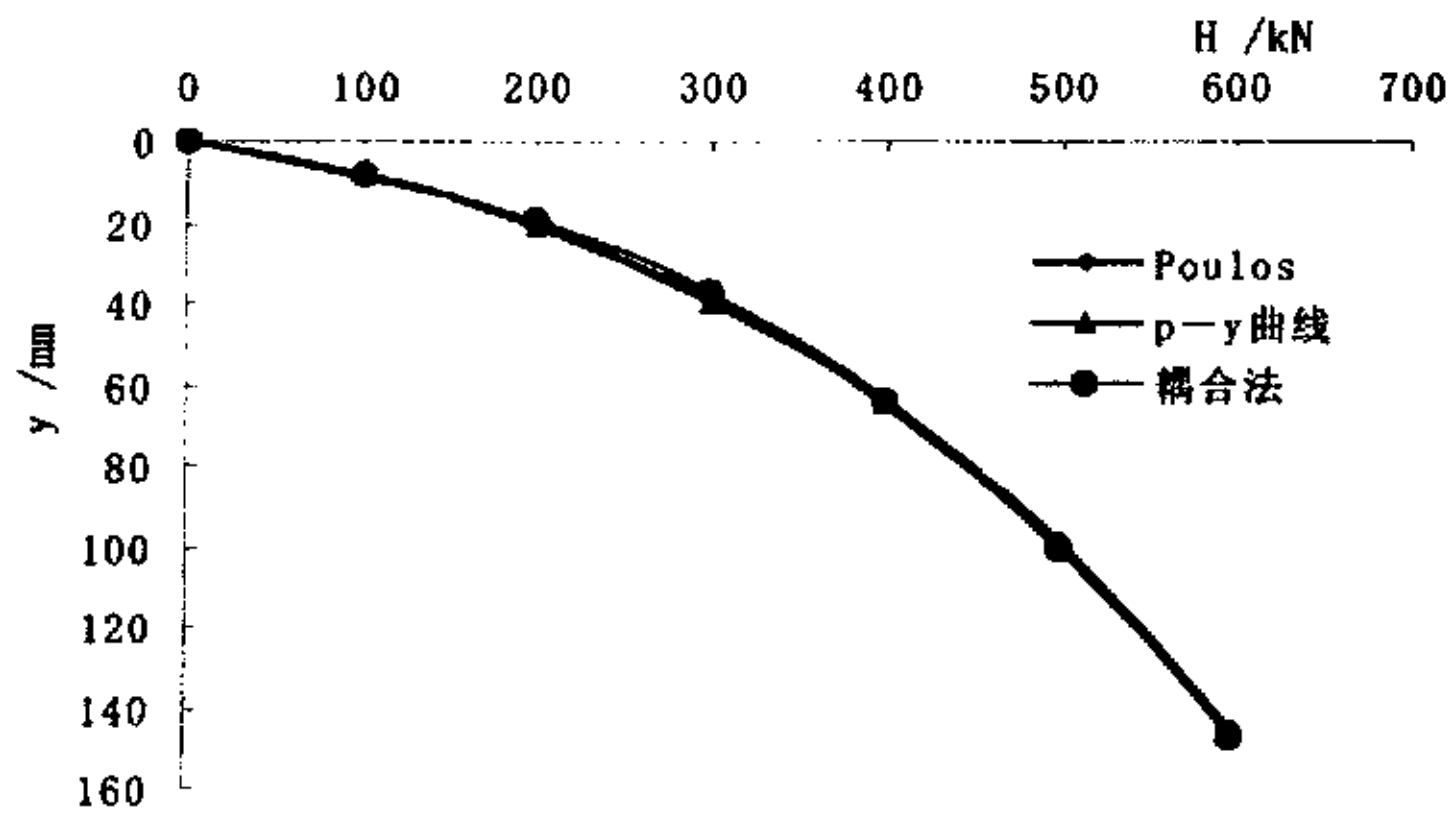


图 6-4 不同荷载桩头位移对比图

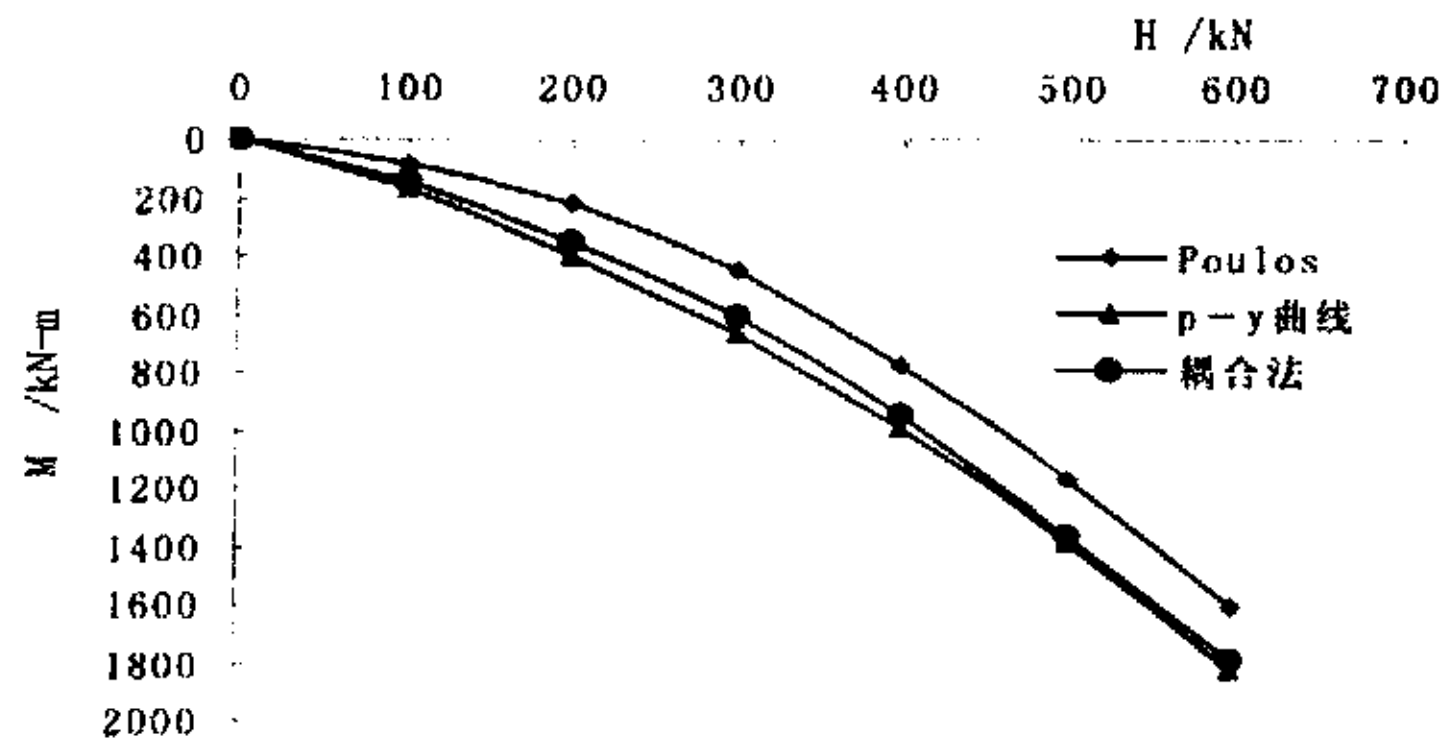


图 6-5 不同荷载桩身最大弯矩对比图

6.2.4.2 算例二

长 $L=25.0\text{m}$ 桩径 $d=1.0\text{m}$ 的水平受荷等截面桩^[65]，桩头自由，桩身抗弯刚度 $E_p I_p = 7.02 \times 10^8 \text{Nm}^2$ 。土体假定为均质粘性土， $C_u=20.0\text{kPa}$ ， $\nu_s=0.49$ ，初始剪切模量 $G_i=1200.0\text{kPa}$ 。假定受到如图 6-6 所示的初始土体位移场作用。

图 6-7 为采用 Poulos 弹性理论法、 $p \sim y$ 曲线法和本文提出的耦合法所计算的桩身侧移变化图。从图中可以看出，采用 Poulos 弹性理论法计算所得的桩身位移值最大， $p \sim y$ 曲线法最小，而本文提出的耦合法位于二者之间，结果比较接近 $p \sim y$ 曲线法计算所得的桩身位移分布规律。

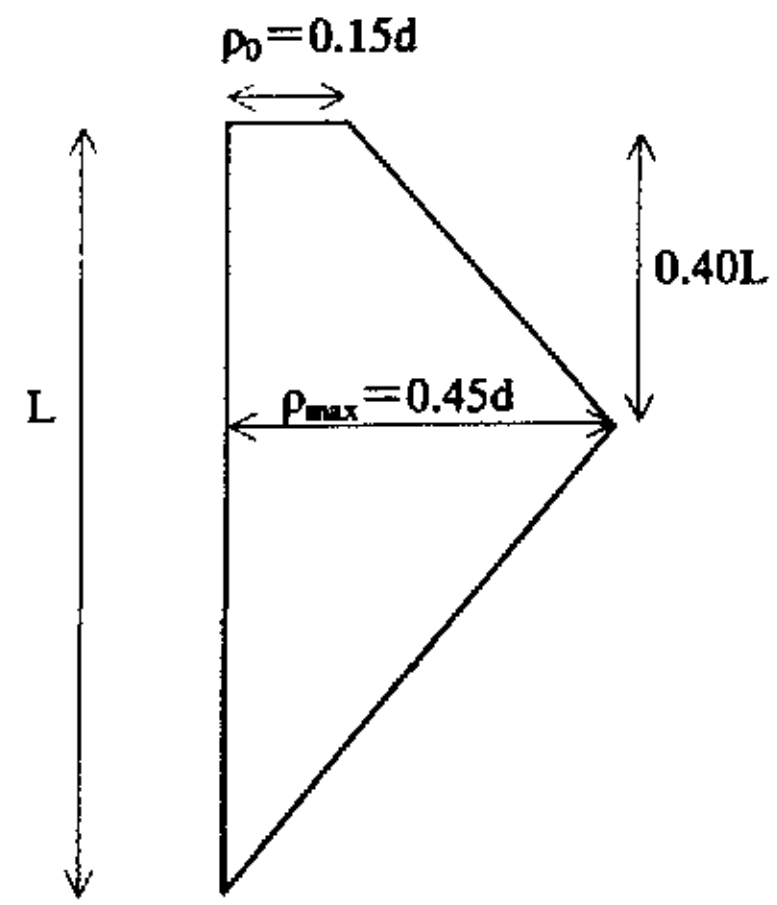


图 6-6 土体初始侧移分布

图 6-8 为采用上述三种方法计算所得桩身弯矩分布对比图。从图中可以看出，三种方法计算所得的桩身弯矩分布规律相似，最大弯矩值差别很小，出现的位置也几乎相同。这说明采用耦合法计算的结果是比较合理的。

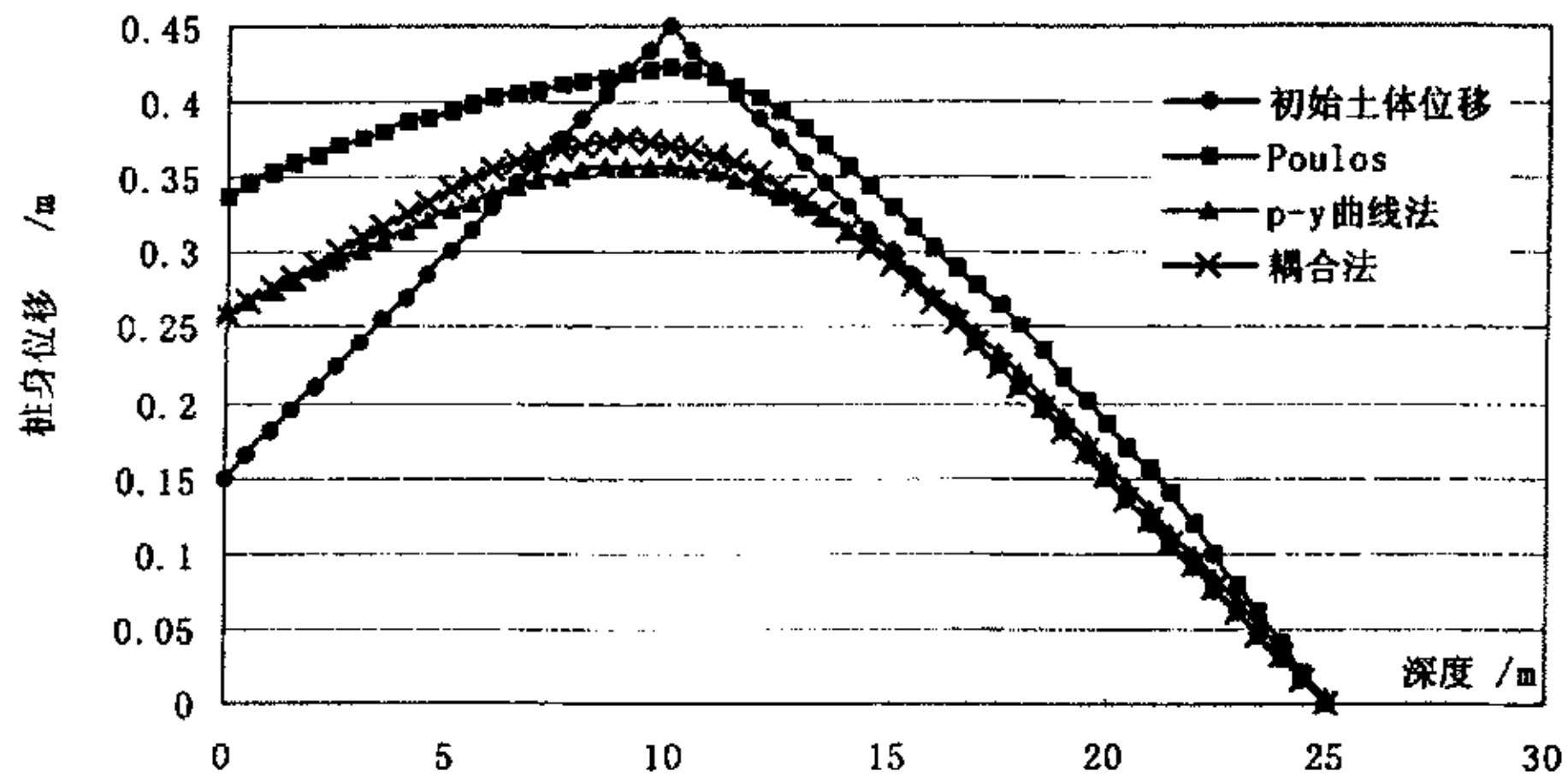


图 6-7 桩身侧向位移分布对比图

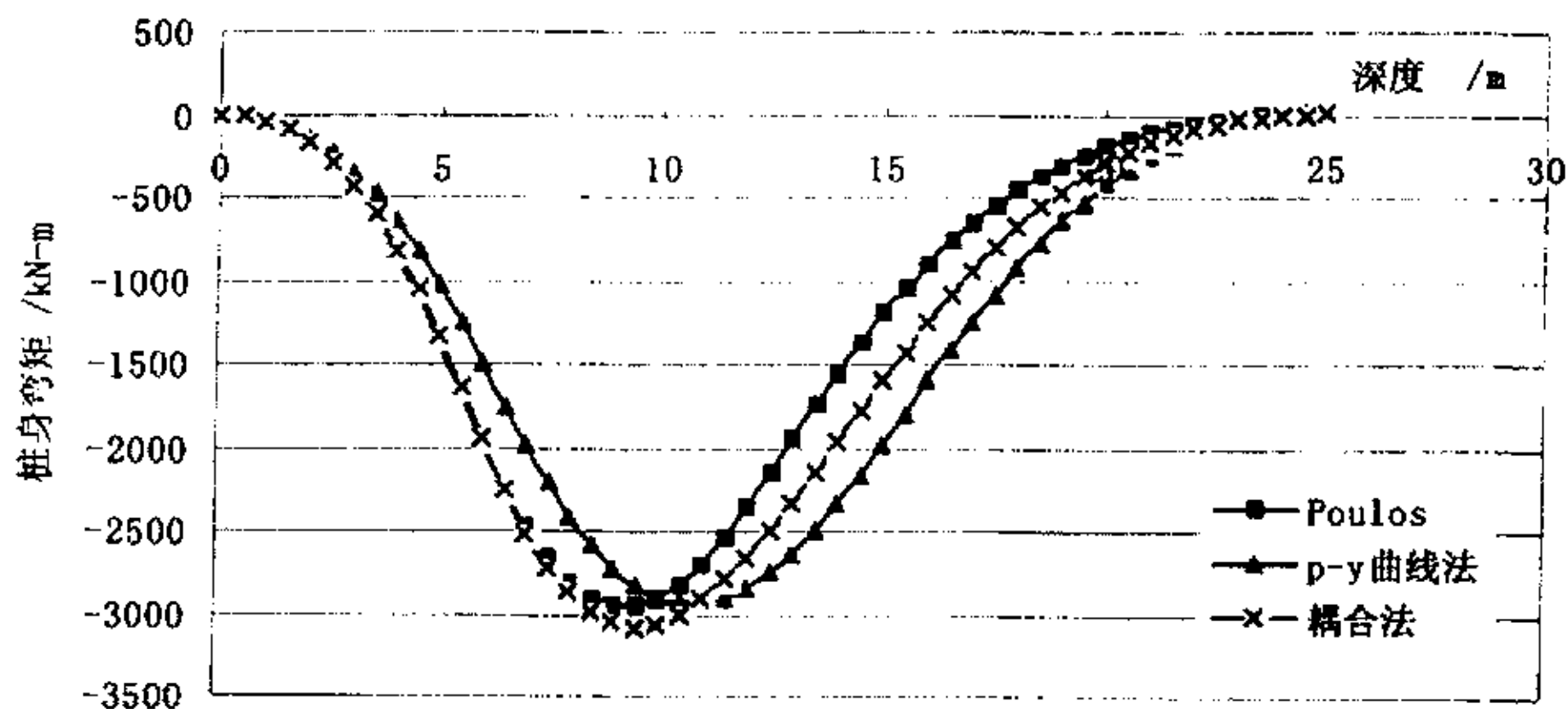


图 6-8 桩身弯矩分布规律对比图

6.3 长期反复加卸载作用下临近桩基的实用计算方法探讨

前文已经阐明,自由场中土体位移的确定是分析研究受土体位移作用桩基的关键。无论是采用基于土压力还是基于土体变形的分析方法,如果能够预测自由场(无桩时)土体位移,则桩土相互作用的性状就迎刃而解了。

因此,对于长期反复加卸载作用下地基土体位移与临近桩基相互作用的分析而言,关键是确定自由场(无桩时)土体位移;而采用有限元法可以方便的对长期反复加卸载作用下地基土体位移进行分析预测。所以,我们可以采用如下方法计算长期反复加卸载作用下地基土体位移与临近桩基相互作用性状:即通过有限元法计算长期反复加卸载作用下地基(无桩时)土体位移场,然后通过 Poulos 弹性理论法、 $p \sim y$ 曲线法和耦合法计算桩基桩身变形和弯矩值。其步骤如下:

(1) 根据土体参数和荷载工况采用改进 Carter 模型进行有限元分析,确定桩位处土体的变形沿深度变化曲线;

(2) 对有限元计算所得的桩位处土体的变形沿深度变化曲线按本文确定的双线性简化模式进行简化;

(3) 根据桩位处土体初始侧移场(双线性简化模式),通过 Poulos 弹性理论法、 $p \sim y$ 曲线法和耦合法计算桩基桩身变形和弯矩值。

6.3.1 实例计算

土体分层和参数情况及加荷区域同本文第四章无桩时基本算例,荷载为 100kPa,反复加卸载次数 $N=100$ 。图 6-9 为桩位处(距离堆载边缘 1.0m)土体的侧移模式示意图。

长 $L=20.0\text{m}$ 桩边长 $d=1.0\text{m}$ 的水平受荷等截面方桩,桩头自由,桩身抗弯刚度 $E_p I_p=2.5 \times 10^9 \text{Nm}^2$ 。土体假定为均质粘性土(按照软土层性质计算), C_u 按照本文第(2.19)

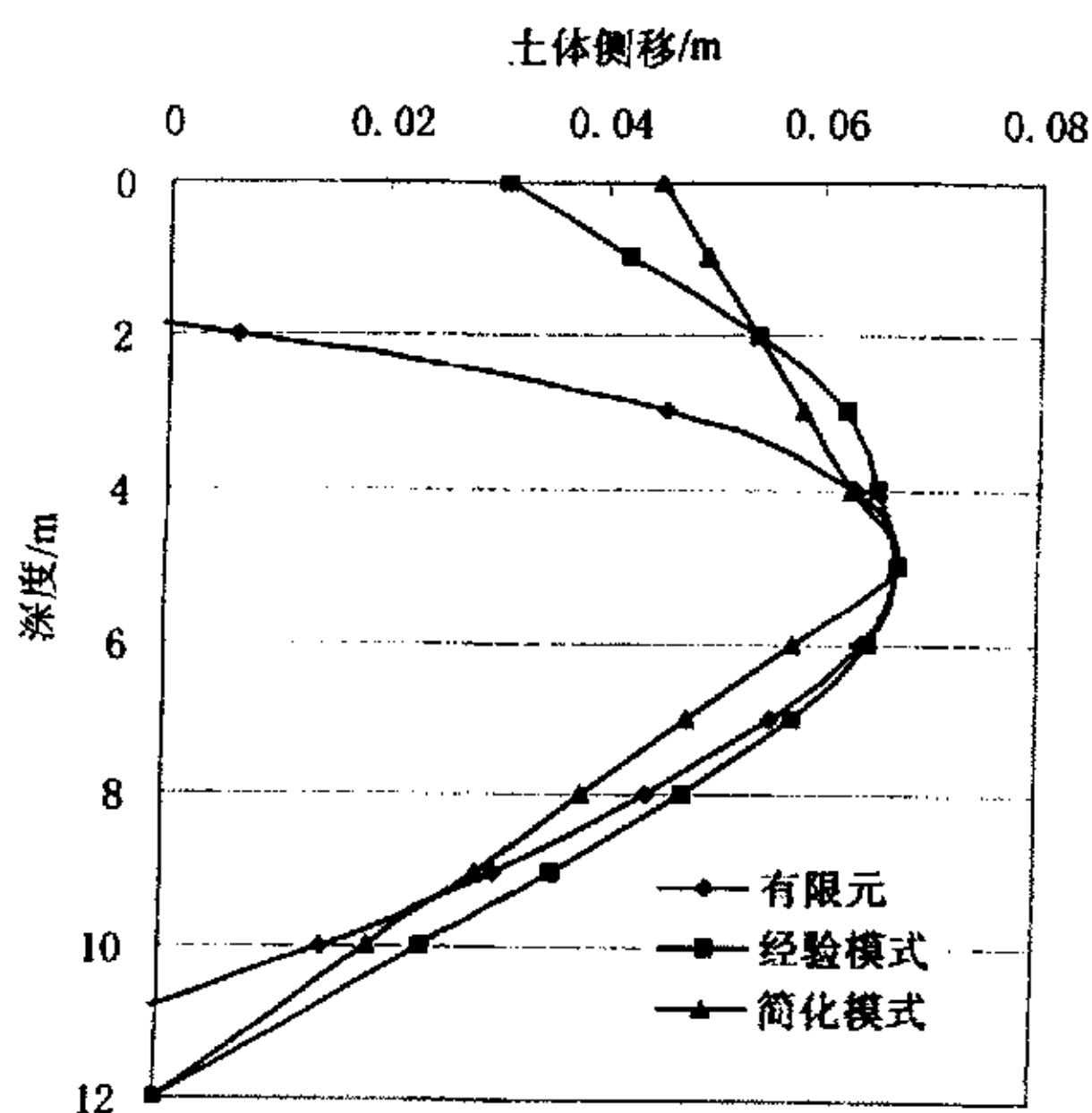


图 6-9 土体侧移模式示意图

式取软土层顶面有效应力近似计算, 得 $C_u=20.9\text{kPa}$, $\nu_s=0.40$, 初始弹性模量 $E_i=2544.0\text{ kPa}$ 。

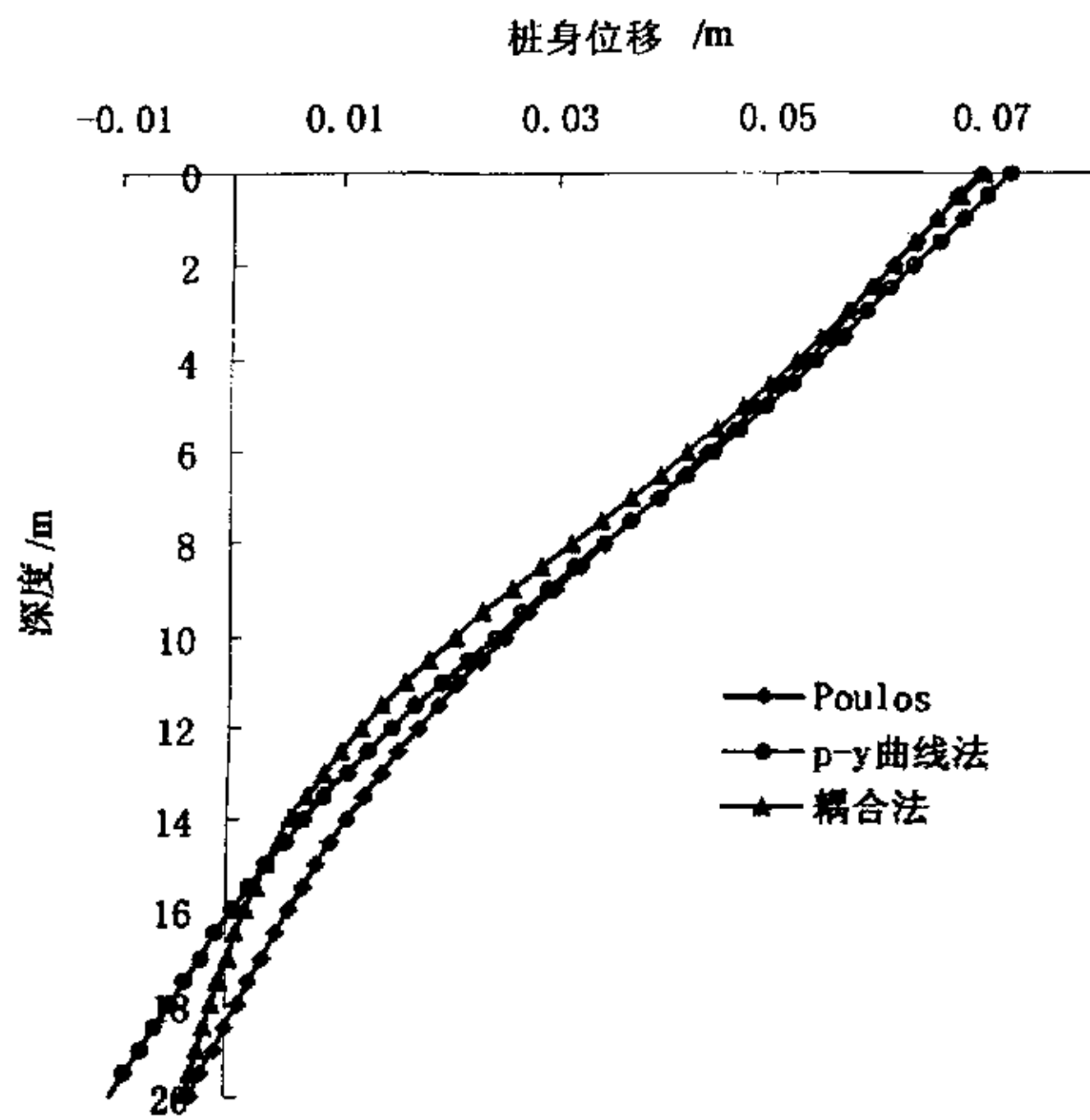


图 6-10 桩身位移对比图

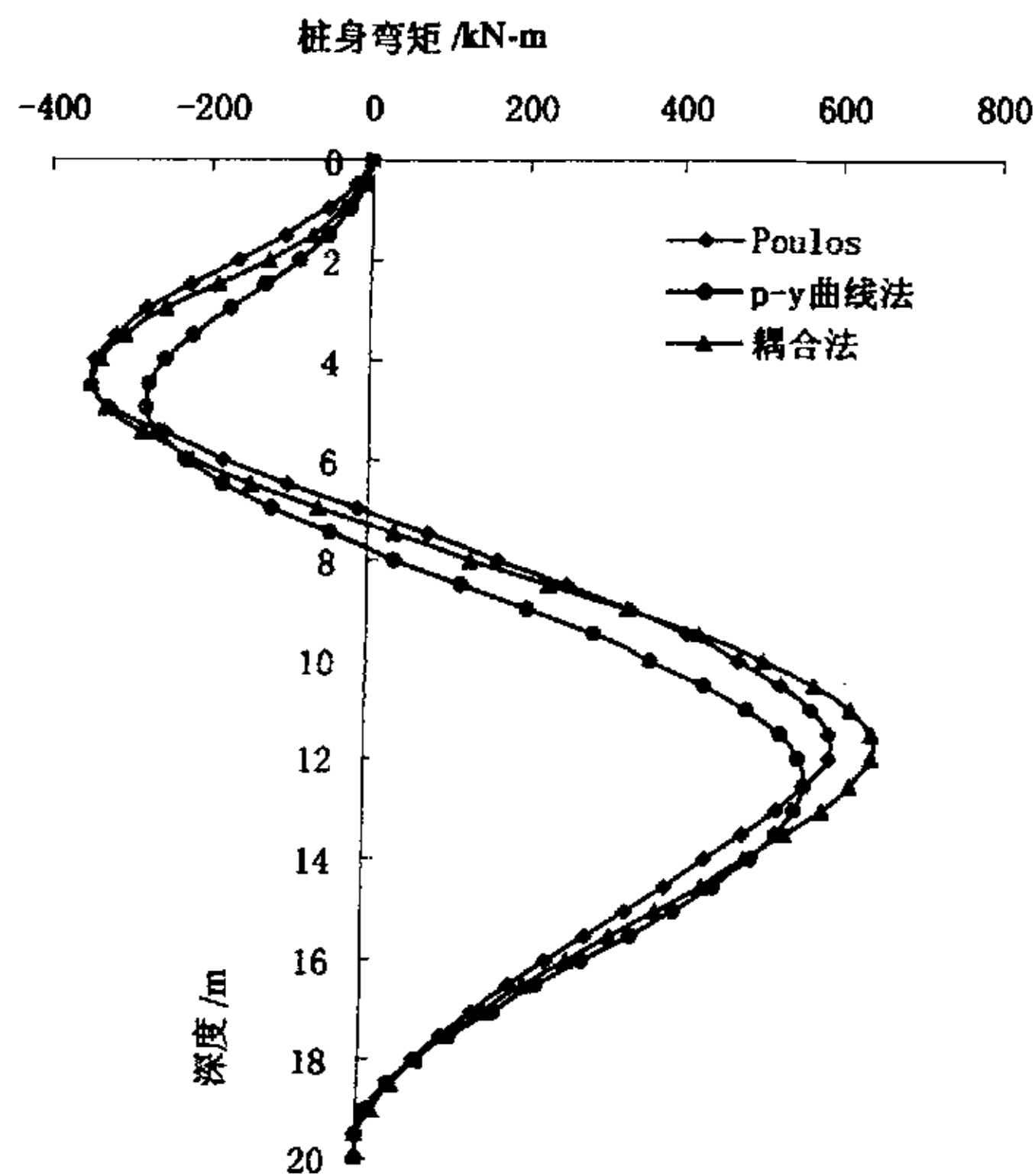


图 6-11 桩身弯矩对比图

图 6-10 和图 6-11 为采用三种方法计算所得的桩身位移和弯矩沿深度变化图。从图中可以看出, 桩身变形在桩头最大, 表现出刚性桩的特性, 和前面有限元方法分析所得的一致; 桩身负弯矩和正弯矩所出现的位置也和有限元方法分析所得的一致。说明采用上面所提出的计算方法可望较为合理的分析长期反复加卸载作用下地基土体位移与临近桩基相互作用性状。

6.4 本章小结

本文对土体侧向位移作用下的桩基计算分析方法进行了讨论。在对 $p \sim y$ 曲线法和 Poulos 弹性理论法进行分析的基础上, 提出一种能够考虑两者优点的耦合算法。根据 $p \sim y$ 曲线法分析得出桩身不同深度处相对于不同土体应力状态的土体模量, 利用分析得出的土体模量, 采用 Poulos 弹性理论法考虑桩身各土层土体之间的相互作用。这种新的耦合算法能够同时体现 $p \sim y$ 曲线法和 Poulos 弹性理论法的特点, 降低了不同荷载作用下采用弹性理论法分析时选择土体参数的难度。实例分析表明, 这种耦合算法计算结果是合理的, 能够较为有效地分析土体侧向位移作用下桩基性状。

在此基础上, 本章对长期反复加卸载作用下临近桩基的实用计算方法进行了探讨。提出了通过有限元法计算长期反复加卸载作用下地基(无桩时)土体位移场, 然后通过 Poulos 弹性理论法、 $p \sim y$ 曲线法和耦合法计算临近桩基桩身变形和弯矩值的实用分析方法, 并给出了计算步骤。算例分析表明, 这种方法是可行的。

第七章 被动桩基优化设计探讨

7.1 被动桩基优化设计思想的提出

对于侧向受荷桩基来说,根据桩基与周围土体的相互作用特性桩基可以分为两类^[3]:第一类桩基直接承受外荷载并主动向土中传递应力,称为“主动桩”;第二类桩基并不直接承受外荷载,只是由于桩周土体在自重和外荷作用下产生水平运动而受到影响,称为“被动桩”。在被动桩中,侧移土体对桩产生土压力加载,土体相对于桩的移动是因,它在桩身上引起的荷载是果。被动桩桩身性状不仅与土体本身的性质、桩的性状、数量和布置等因素有关,而且还与产生土体位移的成因(如堆载、开挖、打桩)有关,如果设计不当,会产生严重的工程问题。

对于“被动桩”而言,本文认为根据其设计使用的目的而言,可以分为两类:第一类桩设计的主要目的是利用桩的侧向承载能力加固和隔离滑动土体,增加土体的稳定性,比如抗滑桩,基坑支护桩等,这种类型的桩基设计目的为主动的,可以称之为“主动型被动桩”;第二类桩设计的主要目的是承受、传递竖向荷载和侧向主动荷载,分析其所承受的由于临近土体位移对桩基所产生的附加影响时才可以称之为被动桩,比如基坑开挖或隧道开挖处相邻的桩基、地面堆载或路堤附近的建筑物桩基、挤土桩施工场地临近建筑物桩基等,第二类桩可以称之为“被动型被动桩”。

对于“主动型被动桩”而言,其设计的主要目的是利用桩的侧向承载能力加固和隔离滑动土体,增加土体的稳定性,因此对于此类桩基来说,其优化设计目标应该为在相同的条件下尽可能提高其加固和隔离滑动土体的能力;而对“被动型被动桩”而言,其优化设计目标则为在相同的条件下应尽可能减少临近土体位移对桩基的影响,降低由于临近土体位移对桩基产生的附加应力、弯矩和位移值。本文研究对象是长期反复荷载作用下土体与临近桩基相互作用分析,桩基为第二类被动桩,因此,本文主要进行“被动型被动桩”的优化设计探讨。

对于“被动型被动桩”而言,为了尽可能减少临近土体位移对桩基的影响,降低由于临近土体位移对桩基产生的附加应力、弯矩和位移值,可以采取以下两种措施:一种是从临近土体入手,降低临近土体的位移值或者隔离土体,从而降低临近土体位移对桩基的影响;另一种从桩基入手,降低相同土体位移对桩基产生的附加应力、弯矩和位移值。

降低临近土体的位移值或者隔离土体对桩基影响方法比较多,各国学者对此研究也较

多。一般来说,对于桩基挤土施工引起的土体位移,可以采取降低施工速度、预钻孔,设置隔离沟等方法来降低桩基挤土施工对临近桩基的影响^{[145][146]};对于基坑开挖或隧道开挖盾构推进条件下相邻的桩基、地面堆载或路堤附近的建筑物桩基,可以采取注浆加固、隔离桩、控制堆载大小和频率等方法来降低土体位移对临近桩基的影响。杨敏^{[147][148][149][150]}等人在对上海宝钢某工业厂房堆场地基加固处理进行方案对比分析时,采用有限元详细讨论了深层搅拌法主动加固、被动加固和隔离桩方案的优劣,分析、讨论了加固宽度、加固深度、加固体弹性模量等桩基侧向变形的影响,研究成果可以为相关工程提供一定的理论指导。

本文认为,从桩基入手降低相同土体位移对桩基产生的附加应力、弯矩和位移值的方法主要有两种,一种是采用有利于降低土体位移对临近桩基附加影响的桩截面形式,另一种是降低桩土界面的相互作用系数。由于临近土体位移对桩基的作用可以通过土拱效应表现出来,下面采用有限元法结合土拱效应分析对上述两种方法加以详细讨论。

7.2 被动桩土拱效应简述

地面反复荷载作用下将导致土体的侧向位移,土层水平侧向位移在桩体上产生压力,即桩对侧移土体产生阻力,同时在桩间的土体会产生挤压、绕流的趋势。当桩间距较小时,桩间土体在桩间形成土拱效应,土体不致于从桩间滑出;当桩间距增加时,土拱效应减弱,一旦桩距大于某一值时,土体将从桩间滑出或产生绕桩滑动,作用在桩上的土压力将相应减小。桩间距的大小是被动桩设计中的关键问题之一。

桩间土拱效应是被动桩的加固机理,也是桩土应力迁移的一种现象,即将桩后土体所承受的应力转移至桩体上,因此土拱效应可定义为一种剪切应力迁移现象^[151]或定义为将屈服土体所承受的应力转移至其相邻的土体或被约束的土体。土拱效应在各种土工结构中都可以见到,如隧道和基坑支护桩,因此对于不同的结构中土拱定义有所差别。

Terzaghi^{[152][153]}采用活门拱试验验证了土拱效应现象,并于1943年首先将这种应力转移的现象称之为“土拱效应”(soil arching effect)。试验中,将一带有活动条形板(活板门)的平台置于砂土下,可以观察到随着活板逐渐慢慢地下降,而平台不动,作用在门板上的竖向压力有大幅度地减小,同时作用在活门板相邻的平台上的竖向压力却增大。这种现象可归因于随活门板移动的土体区域与相邻平面上的静止不动的土体区域相剪切力发展与作用的结果,该剪切力抑制住了活门板上土体的下降。Bosscher & Gray^[154]首先研究了桩中的土拱效应:当土层发生侧向位移,并在嵌岩桩间发生绕流时会产生桩间水平土拱现象。他进行了

一个有意义的砂质土坡室内模型试验,分别采用固定的门柱模拟嵌入土层的抗滑桩和采用可水平移动的门板推动门柱后砂土水平侧向流动,通过调整活门板的宽度,采用不同工程性质的砂土,研究了各种参数和工况对土坡抗滑加固后土拱效应的机理。研究表明,活门板的宽度是控制土拱效应的一个关键因素,也就是当桩间距越小,土拱效应越明显,水平侧移土体产生的荷载会有更大的份额转换到了嵌固的桩身上;当桩净间距为三倍桩径时,约有70%荷载由桩身承担。Chen^[37]等人进行了一系列的室内模型试验对承受土层水平侧移的钻孔桩的性状,试验表明:当桩间距等于或大于八倍桩径时,桩后土体就没有土拱效应的现象,即群桩中桩的性状与单桩性状无异。Adchi

等人^[155]也通过活门模型试验得出相似的结论。他将土拱描述为近似的三角形,如图7-1所示。在土拱区域内的点B, C和D点并承受外部荷载的份额很小甚至于没有;与矩形桩相比,圆形截面桩桩身附近土拱边角的存在减小了直接作用于桩身的压力,如图4.1中的Zone(1):说明土拱具体的形状与桩身截面形状有关。我国的杨雪强等

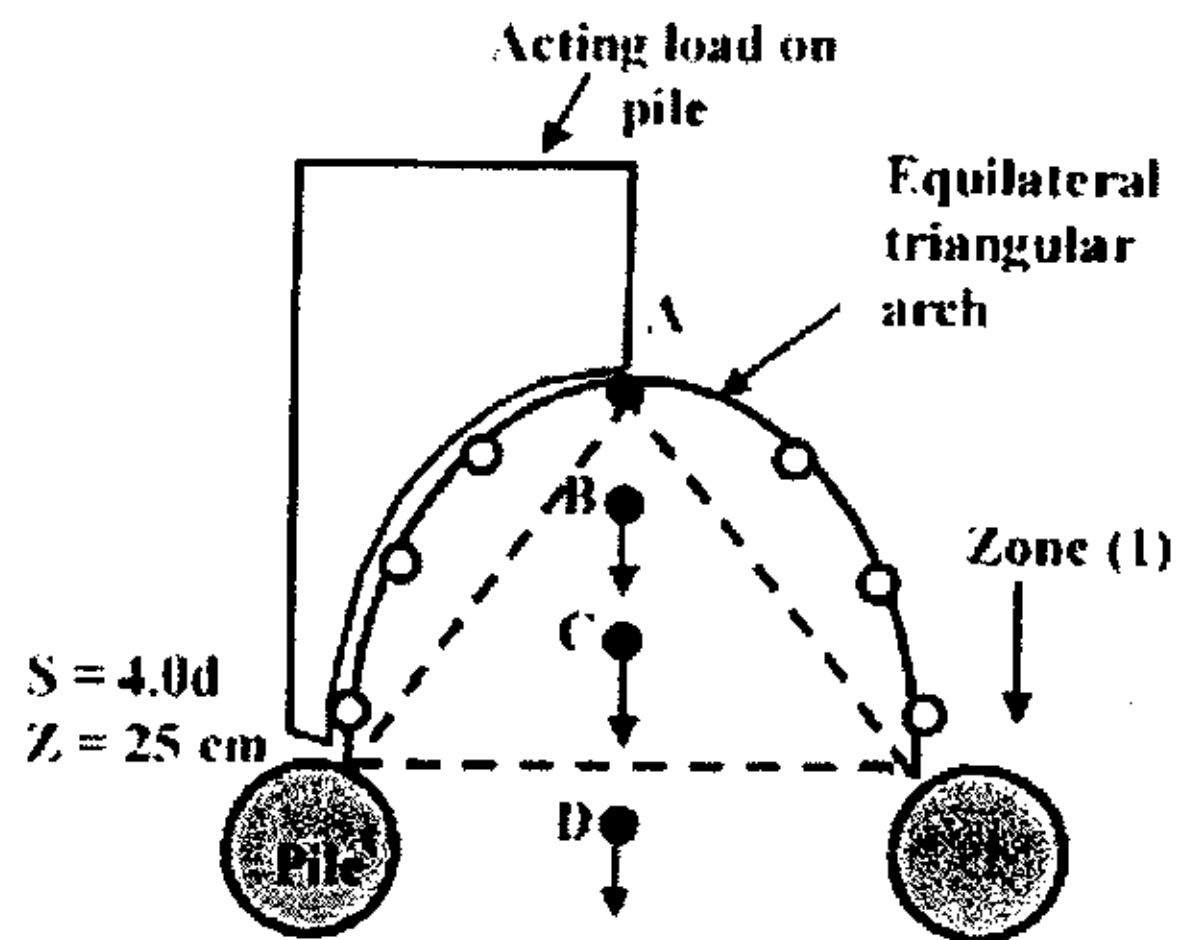


图 7-1 土拱效应示意图(After Achi et al., 1989)

^[156]讨论了不同受力情况下群桩基础中土拱的形成过程,包括竖向荷载作用下的桩间竖向土拱效应,以及水平向土拱效应。

Liang & Zeng^[157]采用著名有限元软件Plaxis7.1分析了加固边坡的钻孔桩间的土拱效应,分析对象是室内小比尺模型试验的模型。他们研究了桩间距、土层性质等因素对土拱效应的影响,以及各种条件下桩土荷载分担比;其研究表明,桩间距与桩径之比越小、无粘性土的内摩擦角越大,通过土拱效应,土层侧移所导致的被动荷载就更大比例地转移至钻孔桩;粘性土更容易形成土拱。Chen & Martin^[158]采用美国土工差分数值分析软件FLAC2D3.4进行了类似的工作,并且采用FLAC3D2.1进行三维差分数值分析对二维差分数值分析结果进行验证,结果表明,可以采用二维简化的方法对被动桩拱效应进行分析。陈福全^[20]在他们二人工作的基础上,利用有限元软件Plaxis8.1对被动桩桩间土拱效应进行了系统的研究,结果发现桩间距是影响被动桩间土拱效应的主要因素;土体内摩擦角和粘聚力越大越大,土拱效应越明显;桩的界面越粗糙,土拱的效应越明显,桩土界面越光滑,桩身附近土体越容易产生绕流;土体的蠕变特性将一定程度上导致土拱效应的减弱。他的研究成果验证了前人的结论。

从以上前人的研究成果来看,被动桩基的土拱效应强弱主要受三种因素的影响:桩间距的大小;土体的内摩擦角和粘聚力的大小;桩土界面粗糙程度。由于在相同的荷载作用下,土体的内摩擦角和粘聚力越大,荷载所引起的土体侧移量相应较小,在一定程度上降低了作用在桩身的附加影响。因此,本文主要分析在相同土体位移作用下,从桩间距和桩土界面两个方面探讨“被动型被动桩”的优化设计问题。

7.3 被动桩土拱效应有限元模拟

7.3.1 问题的简化与有限元模型

根据Liang & Zeng^[157]和Chen & Martin^[158]等人的研究,被动桩的土拱效应可以简化成二维问题进行分析。本文采用平面应变有限元方法分析土拱效应时,也将研究的对象简化成二维问题,如图7-2所示,采用地表下一定深度的单位厚度土层作为分析对象,并用如下假定:

(1)该单位厚度土层的位移限定在水平方向;

(2)假定桩体水平位移为零,即桩体在水平向被约束。

根据对称,在水平面上,采用单位宽度作为有限元分析对象,如图7-2(b)所示, d 为被动桩桩径, s 为桩距(桩中心距),排桩的前后计算域取

至少大于10倍的桩径,对称边界采用 x 向约束,荷载作用方向后侧边界采用 y 向约束,桩心节点采用固定约束。至于引起桩土相互作用的外因,本文和Chen & Martin^[158]一样采用如图7-3所示 y 坐标正方向边界上施加一均布荷载来实现。

本章中土体的本构模型采用Mohr-Coulomb理想弹塑性模型,桩体采用线弹性模型。土

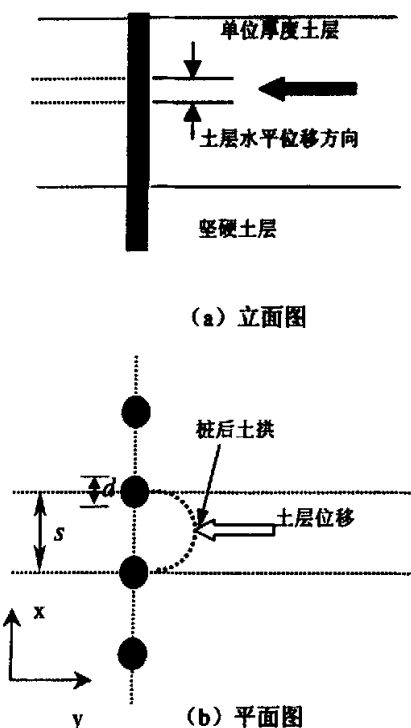


图 7-2 被动桩土拱效应平面简化示意图

体主要参数见表 7-1。一般情况下桩中心距 $s=5.0\text{ m}$ ，均布荷载 $p=10\text{ kPa}$ 。典型网格如图 7-3 所示。

表7-1 计算参数表

	弹性模量	泊松比	膨胀角	内摩擦角	粘聚力
	E/kPa	ν	$\psi/^\circ$	$\varphi/^\circ$	c/kPa
砂性土	2000.0	0.30	0.0	30.0	1.0
粘性土	2000.0	0.30	0.0	30.0	15.0
桩体	2.0×10^7	0.167	-	-	-

注：本章分析时砂性土粘聚力取 1.0 kPa 以增加数值分析的稳定性。

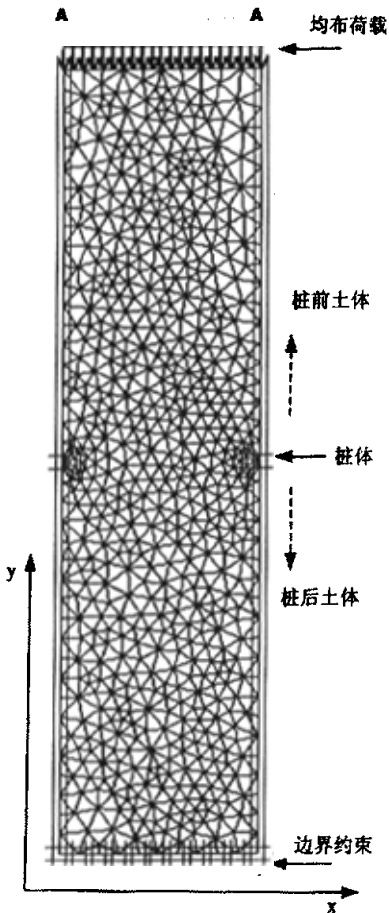


图 7-3 有限元网格模型

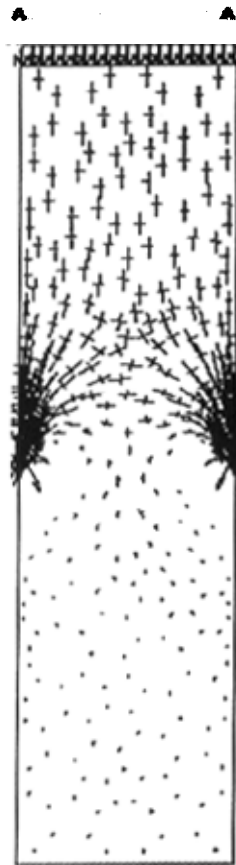


图 7-4 单元主应力示意图

7.3.2 圆形桩的土拱效应分析

图 7-4 和图 7-5 为桩径 d 为 1.0m, 桩中心距 $s=5d$, 均布荷载 $p=10\text{kPa}$, 土层采用无粘性土时各单元主应力示意图及位移云图。从中我们可以看出被动桩后成拱的效应机理, 在排桩前附近土体形成了一个明显的应力拱, 而在排桩后的土体则形成了明显的位移拱。这是因为, 在均布荷载 p 的作用下, 土层向桩身及桩间处挤压, 形成相对位移或有相对位移的趋势, 如图 7-5 所示; 从图 7-4 就可看出, 从均布荷载附近到排桩附近, y 向上的主应力越来越小, 而 x 向的主应力却越来越大, 而且这种应力变化过程是依赖于土层间剪切力作用的结果。在桩后附近各土层单元的大应力的连线便是拱形, 与可以承担荷载的结构拱相似, 它可以承受拱后的荷载, 并将应力转移到桩体, 由于桩体是刚性的或是被约束的, 因此均布荷载所产生的应力转换为桩体承担。

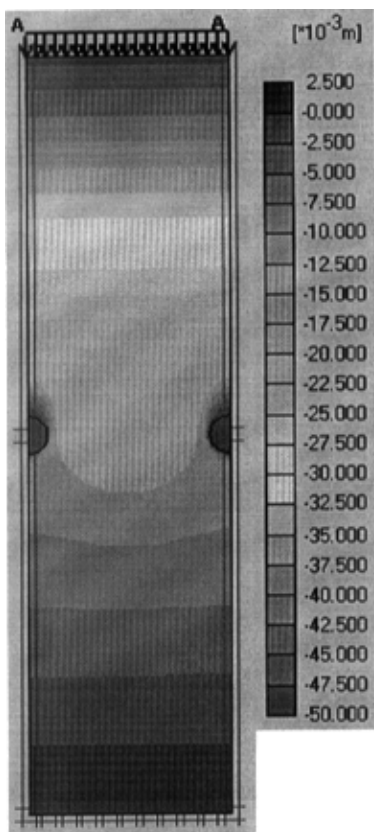


图 7-5 位移云图

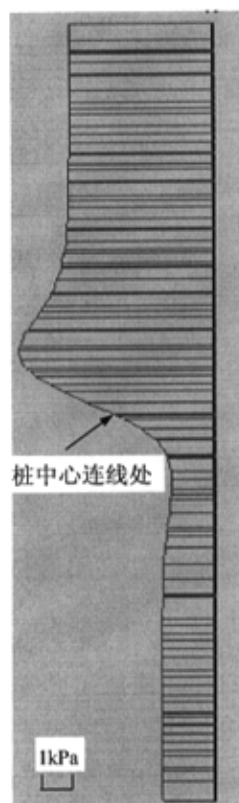


图7-6 桩间中心点竖向剖面处法向应力 σ_x

图 7-6 为桩间中心对称线上竖向剖面法向应力 σ_x 的分布曲线。从图中可以看出桩间中心对称线上竖向剖面法向应力在成拱区域内急剧增大，在桩间中线后则变得很小，说明了应力转移至桩身，荷载大部分由桩身承担。图 7-7 为 y 轴上不同位置剖面的竖向应力分量 σ_y 分布曲线，离排桩远的地方 σ_y 分布较均匀，越靠近桩身处，则曲线越为拱状，排桩前的 σ_y 值明显大于排桩后的 σ_y 值，这也说明了应力转移至桩身，转移的荷载由桩身承担。

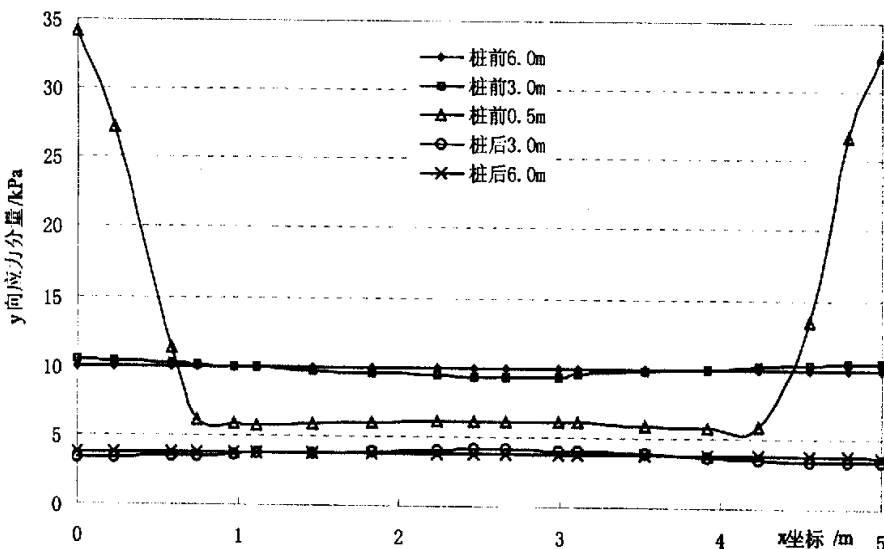


图 7-7 y 轴不同剖面的竖向应力分量 σ_y 分布曲线

被动桩设计的一个重要的问题是桩与桩间土的荷载分担比问题。从图 7-7 中可以方便的计算桩土荷载分担比，图中各曲线与 $x = 0$ 、 $y = 0$ 和 $y = 5$ 所围成的区域面积即为各曲线所在剖面处等效截面所承受的荷载，从图中可得到排桩后土体所承担的荷载仅为 3.74kN/m，而总荷载为 10kN/m，因此此时桩的荷载分担比约为 62.6%。计算还表明，只要桩土有微小的相对位移，土拱的形状在不同的均布荷载作用下均相似，不同的均布荷载作用下桩的荷载分担比也不变。

前面讲过，被动桩的土拱效应受桩间距的影响很大。一旦桩距大于某一值时，桩间土拱效应就不明显，此时大部分的荷载不由桩体承受，同时土体将从桩间滑出或产生绕桩滑动；而且被动桩的土拱效应的强弱还受到土性的影响。图 7-8 为土性变化时不同桩间距的桩身荷载分担比和土体最大位移比较图，其中土体最大位移指的是荷载作用处的最大 y 向位移。从

图中可以看出,不论土体为砂性土还是粘性土,随着桩间距的增大,桩身荷载分担比减小,土体最大位移增大。当桩间距为 $2d$ 时,桩身荷载分担比高达 95% 以上,表现出强烈的遮拦效应,说明此时荷载几乎完全由桩身承担;而当桩间距为 $8d$ 时,桩身荷载分担比约为总荷载的一半作用,说明此时桩身的遮拦效应已经减弱,土体存在一定的绕流。从图中还可以看出,在相同的桩间距时,砂性土体中的桩身荷载分担比比粘性土中的小,同时土体中的最大位移值较粘性土中大,说明了一定情况下粘性土中的土拱效应较砂性土明显。

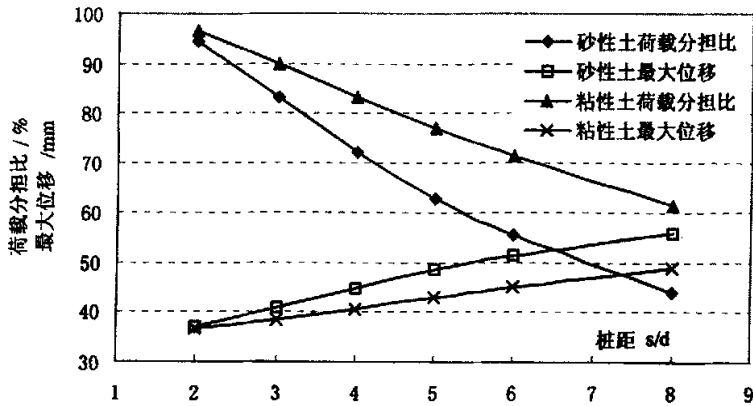


图 7-8 不同桩间距的桩身荷载分担比和土体最大位移比较图

7.4 被动桩优化设计分析

7.4.1 桩身截面形状优化分析

从上面的分析中可以看出,桩间距的大小是影响土拱效应的重要因素。对于“被动型被动桩”的优化设计来说,如何保证桩基在设计荷载作用下正常使用的同时尽可能少受临近土体位移的影响,是一个值得研究的问题。本文认为可以通过选择合适的桩身截面来增加“被动型被动桩”的有效桩距,从而达到降低临近土体对桩基影响的目的。下面以上海宝钢工业厂房堆场的柱下桩基设计为例对此进行探讨。

一般来说,对于象上海宝钢工业厂房堆场的柱下桩基来说,其承受的主要荷载是厂房上部结构传来的荷载,即竖向荷载。假定厂房柱基间距为 5.0m ,按照竖向荷载设计时桩径为 1.0m 。从图 7-8 中可以看出,此时传来的侧向附加荷载高达 $63\% \sim 77\%$,可能超过了桩基的承受能力,导致桩基失效。为此,我们可以在保证桩身侧摩阻力和桩间间距不变的情况下来提高桩间有效桩距,本文认为在这种情况下可以采用椭圆形桩或矩形桩,如图 7-9 所示。

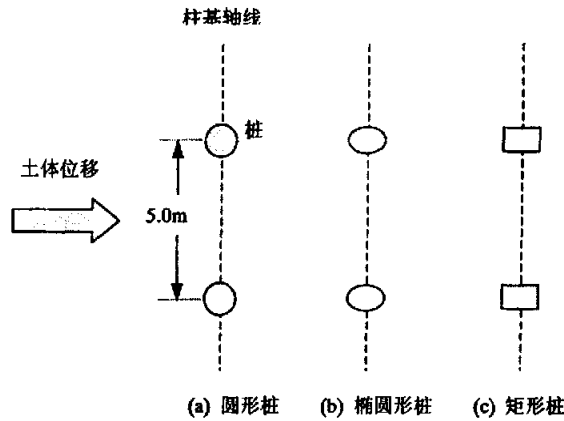


图 7-9 不同截面桩基示意图

如图 7-9 所示，在保证桩身侧摩阻力和桩间间距不变的情况下将桩身截面性状由圆形变为椭圆形和矩形，椭圆的长轴和矩形的长边和土体位移的方向一致。一般情况下可以假定在不同的桩截面性状下每单位桩身表面积的侧摩阻力相同，因此在桩长不变的情况下，只要保证椭圆形桩和矩形桩的周长与圆形桩的周长相同，就可确保柱下桩基的竖向承载力不变。下面采用有限元法探讨在各桩周长相同的前提下不同长短边比的椭圆形桩和矩形桩与临近土体位移的相互作用规律。

表 7-2 不同长短边比时椭圆形桩和矩形桩计算成果表

桩型		椭圆形桩					矩形桩			
		a/b=1.0	a/b=1.2	a/b=1.5	a/b=2.0	a/b=2.5	a/b=1.0	a/b=1.5	a/b=2.0	a/b=3.0
指标										
截面积 S/m^2		0.785	0.775	0.739	0.659	0.585	0.616	0.592	0.548	0.462
抗弯惯性矩 I_p/m^4		0.0491	0.0574	0.0652	0.0692	0.0680	0.0316	0.0438	0.0499	0.0534
砂性土	桩身荷载分担比 /%	62.6	62.0	58.9	55.2	52.8	59.8	57.0	55.8	52.7
	土体最大位移 /mm	48.51	48.82	50.0	51.74	52.71	49.66	50.81	51.33	52.73
粘性土	桩身荷载分担比 /%	77.0	76.6	76.2	75.6	75.4	76.9	76.0	75.5	75.3
	土体最大位移 /mm	42.81	43.00	43.16	43.42	43.55	42.95	43.31	43.51	43.60

注：①表中抗弯惯性矩指相对于桩基轴线方向的惯性矩；

②表中 a/b=1.0 时为圆形桩和方形桩的计算值。

表 7-2 为不同长短边比时椭圆形桩和矩形桩计算成果表, 其中 a 为长边, b 为短边, 表中各桩桩身截面周长均和桩径 1.0m 的圆形桩相同, 桩间距为 5.0m。从表中可以看出, 随着椭圆形桩和矩形桩的长短边比增大, 荷载作用处的最大变形值增大, 同时各桩桩身所分担的荷载减小, 说明了各桩桩身所受临近土体位移的影响减小了, 这也表明采用椭圆形桩和矩形桩来降低“被动型被动桩”所受临近土体位移的影响是可行的。由于粘性土中土拱效应比砂性土中强烈, 采用椭圆形桩和矩形桩时桩身荷载分担比降低的效果不如砂性土中明显。

从表 7-2 中还可以看出, 随着椭圆形桩和矩形桩的长径短边比增大, 桩身截面积不断减小, 这表明采用椭圆形桩和矩形桩不仅可以降低“被动型被动桩”所受临近土体位移的影响, 还可以有效的节约桩身材料, 从而达到节约投资的目的。

对于椭圆形桩和矩形桩来说, 随着长短边比增大, 其相对于柱基轴线方向的抗弯惯性矩 I_p 随之增大, 达到最大值后又随着长短边比继续增大而减小, 椭圆形桩抗弯惯性矩 I_p 当长短边比 a/b 位于 2.0~2.5 时达到最大值, 矩形桩当长短边比 $a/b=3.0$ 时达到最大值。对于被动桩的设计来说, 桩身的抗弯惯性矩 I_p 是一个重要的参数, 抗弯惯性矩 I_p 越大, 其抵抗侧向荷载的能力越强, 侧向变形稳定性越大。

综合以上分析, 当采用桩身截面优化设计方法来降低“被动型被动桩”所受临近土体位移的影响时, 其设计长短边比对于椭圆形桩来说可取 $a/b=2.0 \sim 2.5$, 对于矩形桩来说可取 2.0~3.0, 可望达到最佳效果。

采用桩身截面优化设计方法来降低“被动型被动桩”所受临近土体位移的影响的机理可以采用“等代桩距”的概念加以解释。所谓“等代桩距”是指排桩中心间距和桩身截面短边的比值, 可用下式表示:

$$s'_e = \frac{s}{b} \quad (7.1)$$

式中 s 为排桩中心间距, b 为桩身截面短边长度, s'_e 为等代桩距。随着桩身截面长短边比的增大, 其桩间等代桩距值不断增大。而对于被动桩来说, 随着桩距的增大, 其桩身荷载分担比减小, 荷载作用处土体位移增大; 因此采用等代桩距的概念可以比较合理的解释排桩中心间距不变而桩身截面优化时的被动桩桩身荷载分担比变化现象。

图 7-10 为砂性土中圆形桩不同桩距、椭圆形桩和矩形桩不同等代桩距时桩身荷载分担比曲线图。从图中可以看出, 随着长短边比的增大, 其等代桩距随之增加, 导致桩身荷载分担比下降, 对于椭圆形桩和矩形桩来说均是如此。不过, 桩身荷载分担比随等代桩距变化的幅度远不如圆形桩桩间距变化时变化幅度大。这是因为各桩周长不变, 随着长短边比的增大,

虽然等代桩距增加，但其长边长度也相应增大，一定程度上对土体形成了嵌固作用，导致桩身荷载分担比随等代桩距变化的幅度不如圆形桩间距变化时变化幅度大。

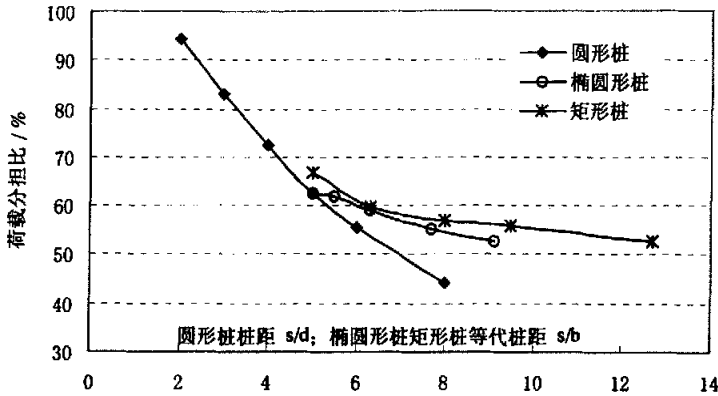


图 7-10 椭圆形桩和矩形桩不同等代桩距时桩身荷载分担比曲线图

7.4.2 桩土界面相互作用系数变化优化分析

对于摩擦型桩基来说，承受桩顶竖向荷载作用时，其大部分荷载通过桩土界面以剪应力的形式传递到桩周土体，桩土界面强度的大小直接影响摩擦型桩基的承载力。同样桩径的情况下，预制桩的桩侧摩阻力大于灌注桩，正是因为灌注桩桩侧泥皮的存在降低了桩土界面的强度。因此桩土界面强度的大小也就是界面相互作用系数的大小对桩土相互作用性状的影响是非常大的。我们可以采用降低桩土界面相互作用系数的方法来有效降低土体水平位移对“被动型被动桩”的附加影响。

采用降低桩土界面相互作用系数的方法降低土体位移对桩基的影响最初出现在桩基负摩阻力的研究中。人们一般采用涂层法^{[159][160]}（在桩身中性点以上的部分涂以薄层涂料，以降低负摩阻力，常以沥青为涂料）、塑料膜滑动隔离法^[161]（用双层筒形塑料薄膜预先置于中性点以上的钻孔内，然后在薄膜内浇注混凝土，二层之间能自由滑动）等方法来降低桩土界面相互作用系数达到降低桩基负摩阻力的目的。Bjerrum^[159]等人 1969 年进行了沥青涂层法试验，实验结果表明，把渗透率为 80~100 的沥青喷施 1 mm 厚，确保沥青涂层无破坏时就可以减少 90% 以上的下拉荷载。

2002 年，Bransby^[162]报道了首个采用降低桩土界面相互作用系数的方法降低土体水平位移对桩基的影响的试验—“纽扣孔”技术。所谓“纽扣孔”是指在桩基外围略大于直径的

环面设置一层不排水强度 C_u 约为 0.5 kPa 的斑脱土, 使得桩基可以在桩周土体中可以象“纽扣”在“纽扣孔”里一样自由滑动。他采用离心机模型对这一方案进行了验证, 试验桩周土体的不排水强度 C_u 约为 35 ~ 50 kPa, 结果发现对于桩头没有承台的桩来说, 桩身附加弯矩几乎为零, 也就是说土体水平位移对桩几乎没有什么影响。

上述各国研究者的分析表明, 采用降低桩土界面相互作用系数的方法降低土体位移对桩基的影响是可行的。下面对这一方法进行数值模拟分析, 为这种方法今后的推广使用提供相应的理论指导。

7.4.2.2 桩土界面性状的模拟

本章计算程序中所采用的桩土界面性状的模拟方法是用一种弹塑性模式, 采用 Coulomb 准则来判断接触面内发生微小结构与土体相对位移时的弹性变形和持久的变形发生时的塑性性状。对于接触面仍在弹性状态时, 剪切力 τ 为

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (7.2)$$

塑性状态时 τ 为

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (7.3)$$

式中, φ_i 和 c_i 分别为接触面的摩擦角和粘聚力, 它们与土层的强度性质有关且用界面强度折减因子 (R_{inter}) 进行折减, 采用如下方法进行计算,

$$c_i = R_{inter} c_{soil} \quad (7.4)$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{soil} \leq \tan \varphi_{soil} \quad (7.5)$$

当 $R_{inter} < 1$ 时 $\psi_i = 0^\circ$, 其它情况 $\psi_i = \psi_{soil}$

当接触面开裂时,

$$\sigma_n < \sigma_{t,i} = R_{inter} \sigma_{t,soil} \quad (7.6)$$

式中, $\sigma_{t,soil}$ 为土体的抗拉强度。

当接触面强度取为土体强度时, $R_{inter} = 1.0$, 即接触面是刚性。当接触面为软弱或柔性时, 将 R_{inter} 设置为 $R_{inter} < 1$ 。

当接触面处于弹性时，滑移、开裂及开错均可能出现，这些变形可以描述为：

$$\text{弹性开裂变形} = \frac{\sigma_{t_i}}{E_{oed,i}} \quad (7.7a)$$

$$\text{滑移变形} = \frac{\tau_{t_i}}{G_i} \quad (7.7b)$$

式中， G_i 为接触面切线模量， $E_{oed,i}$ 为接触面一维压缩模量， t_i 为接触面虚拟厚度，其中，
剪切模量和压缩模量为

$$E_{oed,i} = 2G_i \frac{1-\nu_i}{1-2\nu_i} \quad (7.8)$$

$$G_i = R_{inter}^2 G_{soil} \leq G_{soil} \quad (7.9)$$

$$\nu_i = 0.45$$

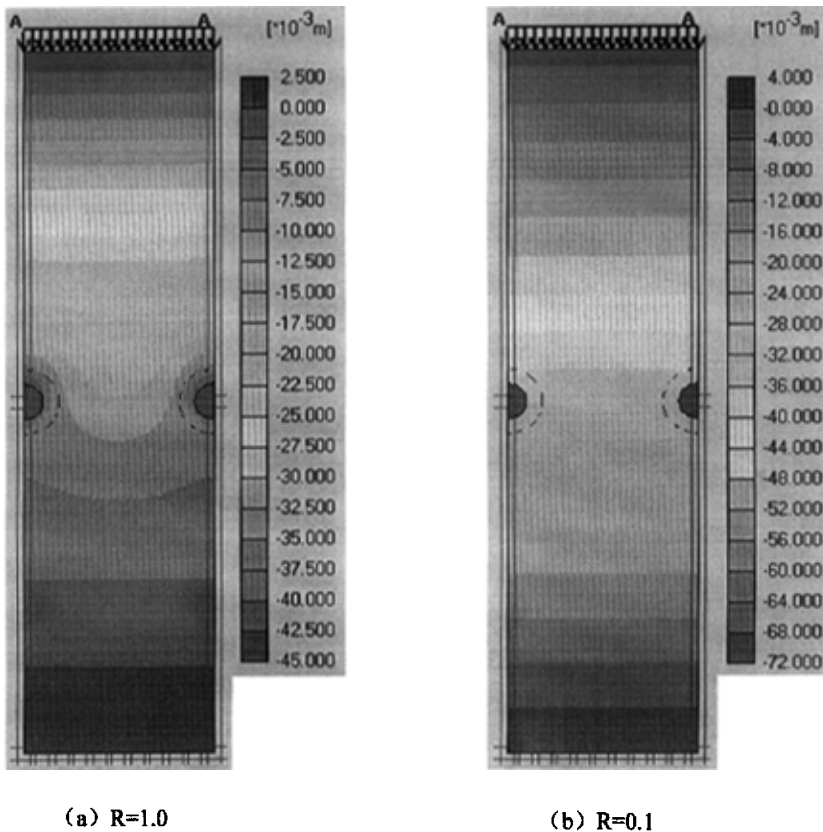


图 7-11 桩土界面折减系数 R 不同时粘性土位移云图

7.4.2.3 计算成果分析

图 7-11 为桩土界面折减系数 R 不同时土体为粘性土时位移云图对比图。从图中可以看出, 当折减系数 R 为 1.0 即接触面为刚性时, 桩心连线处土拱效应十分明显; 而当 R 为 0.1 时, 即界面强度为土体强度的 0.1 倍时, 桩周土体发生绕流, 土拱效应非常微弱。

图 7-12 为桩土界面折减系数 R 变化时桩身荷载分担比和荷载作用处土体最大位移对比图。从图中可以看出, 随着桩土界面折减系数 R 的降低, 荷载作用处土体最大位移增大, 桩身荷载分担比减小。当折减系数 R 低于 0.5 时, 荷载作用处土体最大位移和桩身荷载分担比随 R 减小的变化幅度加大。当折减系数 R 低于 0.1 时, 桩身所承担的附加荷载已较小, 基本不影响桩基的正常工作。计算结果验证了 Bransby 的试验成果。因此当采用涂层法、“纽扣孔”技术降低桩土界面强度时, 折减系数 R 低于 0.1 即可。

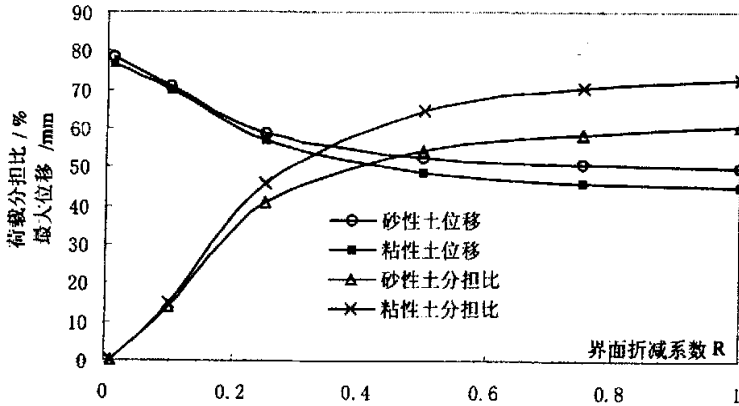


图 7-12 桩土界面折减系数 R 变化影响对比图

7.4.3 优化分析结果小结

本节采用数值模拟分析方法对桩身截面形状变化和桩土界面相互作用系数变化时被动桩桩土相互作用性状进行了分析, 可以得出以下优化设计建议:

(1) 当采用桩身截面优化设计方法来降低“被动型被动桩”所受临近土体位移的影响时, 其设计长短边比对于椭圆形桩来说可取 $a/b=2.0 \sim 2.5$, 对于矩形桩来说可取 $2.0 \sim 3.0$, 可望达到最佳效果。

(2) 采用涂层法、“纽扣孔”技术等降低为桩土界面强度进行“被动型被动桩”优化设计时, 折减系数 R 低于 0.1 即可。

7.5 本章小结

本章根据被动桩设计使用的目的不同将其分为两种类型：“主动型被动桩”和“被动型被动桩”。在对被动桩土拱效应进行分析的基础上对“被动型被动桩”的优化设计方法进行了探讨，提出了桩身截面形状变化和降低桩土界面相互作用系数两种优化设计方法，并采用数值模拟分析方法对这两种方法进行了探讨，得出如下有益的结论：

(1) 采用椭圆形截面桩基和矩形桩可以一定程度上降低临近土体水平位移对桩基的影响，并可以采用等代桩距的概念加以解释。

(2) 当采用桩身截面优化设计方法来降低“被动型被动桩”所受临近土体位移的影响时，其设计长短边比对于椭圆形桩来说可取 $a/b=2.0\sim 2.5$ ，对于矩形桩来说可取 $2.0\sim 3.0$ ，可望达到最佳效果。

(3) 采用涂层法、“纽扣孔”技术等降低为桩土界面强度进行“被动型被动桩”优化设计时，折减系数 R 低于 0.1 即可。

第八章 结论与展望

8.1 本文主要结论

本文在对国内外长期反复荷载作用下地基与临近桩基相互作用分析进行系统调研的基础上,基于临界状态土力学理论提出能够反映长期反复荷载作用土体主要特性的弹塑性本构模型—改进 Carter 模型,利用该模型,编制了平面应变有限元程序,应用该程序对长期反复荷载下土体与临近桩基相互作用性状进行系统的研究。根据平面有限元计算分析所得土体的位移模式,采用三维弹塑性有限元程序对土体的位移作用下的临近桩基性状进行了系统的三维弹塑性有限元分析。在 $p \sim y$ 曲线法和 Poulos 弹性理论法的基础上,提出一种能够考虑两者优点的耦合算法和长期反复加卸载作用下土体临近桩基的实用分析方法。同时根据目前国内外被动桩设计现状,在有限元法分析的基础上,提出被动桩优化设计的初步设想。研究过程中,得出以下一些结论:

(1) 在 Carter 模型中引入临界重复应力的概念形成改进 Carter 模型可以更加合理的反映重复加卸载作用下土体主要特性。该模型具有不仅具有参数少、能够反映土体密度特性对土体性状影响的优点,而且还能方便地考虑粘土的卸载特性,可以方便地应用于重复加卸载地基与结构物的相互作用分析。

(2) 地基土在堆载作用下发生沉降和水平位移,随着荷载的增加,其堆载中心沉降和堆载区边缘土体水平侧移随之增大;而且随着反复加卸载次数的增加,堆载中心沉降和堆载区边缘土体水平侧移迅速增大,同时反复加卸载次数的变化只会引起塑性变形的累加,而与弹性变形无关。堆载中心沉降和堆载区边缘土体水平侧移值的大小和中间软土区的性质密切相关,当中间软土区的屈服面衰减系数 θ 增大时,相同的反复加卸载次数所引起的附加变形也随之增大;而软土层临界重复应力比 r_c 的增大时则引起相同的反复加卸载次数下的附加变形降低。

(3) 在长期反复加卸载作用下,三层土体地基模型中堆载区边缘软土区土体的侧移分布模式可以按照 Bourges^[42]提出的经验公式确定;在一般情况下,土体地基土体的侧移分布模式可以简化为双线性模式。

(4) 当堆载区临近设置桩基时,由于堆载与临近桩基发生相互作用,引起堆载中心沉降和堆载区边缘土体水平侧移降低,临近桩基刚度越大,降低的幅度越大,这种趋势不随反复

加卸载次数的增加而发生变化。同时在反复加卸载作用下引起临近桩基桩身发生侧移，桩基刚度越大，桩身侧移越小；随着反复加卸载次数的增加，桩身的附加侧移值也越来越大；软土层深度增大，桩身的附加侧移值越大；桩身距离堆载区越远，桩身的附加侧移值越小。相对于单排桩基而言，双排桩能够更加有效的发挥遮拦作用，当双排桩桩头采用承台连接时效果更加显著。

(5) 对水平位移土体与桩基相互作用进行三维弹塑性分析时，随着土体水平位移的增加，临近桩身的侧移和弯矩值也不断增加，桩身刚度增大时，桩基越来越表现处刚性桩的性状，而桩身刚度降低时，桩基表现出相对柔性的性状。

(6) 本文提出的耦合算法能够同时体现 $p \sim y$ 曲线法和 Poulos 弹性理论法的特点，降低了不同荷载作用下采用弹性理论法分析时选择土体参数的难度，计算结果合理，能够较为有效地分析土体侧向位移作用下桩基性状。

(7) 本文提出了通过有限元法计算长期反复加卸载作用下地基（无桩时）土体位移场，然后通过 Poulos 弹性理论法、 $p \sim y$ 曲线法和耦合法计算长期反复加卸载作用下临近桩基桩身变形和弯矩值的实用分析方法，算例分析表明，这种方法是基本可行的。

(8) 根据被动桩设计使用的目的不同可以将其分为“主动型被动桩”和“被动型被动桩”两种类型。对于“被动型被动桩”而言，采用椭圆形截面桩和矩形桩可以一定程度上降低临近土体水平位移对桩基的影响，设计时长短边比对于椭圆形桩来说可取 $a/b=2.0 \sim 2.5$ ，对于矩形桩来说可取 $2.0 \sim 3.0$ ，可望达到最佳效果。采用涂层法、“纽扣孔”技术等降低桩土界面强度进行“被动型被动桩”优化设计时，折减系数 R 低于 0.1 即可。

8.2 今后研究工作展望

本文对长期反复荷载作用下地基与临近桩基相互作用分析开展了一些研究，得出了一些初步结论。不过，研究还不全面，还存在一些问题，值得进一步研究。今后的研究方向主要在以下方面：

(1) 本文所提出的改进 Carter 模型仅在 Carter 模型的基础上引入了临界重复应力概念，而没有对屈服面收缩系数展开探讨。值得今后进一步研究。

(2) 土体在长期反复加卸载作用下，不仅存在塑性应变累积，而且还会发生流变，引起土体塑性应变的进一步增加。本文没有考虑流变和反复加卸载效应的耦合作用，今后将对此进一步探讨。

(3) 本文所提出的“被动型被动桩”的两种优化设计方法，尚没有实际工程加以验证，今后将加强这一方面的试验和研究工作，争取尽早应用于工程实践中。

主要参考文献

1. 上海宝山钢铁有限公司。上海某工业厂房坍塌事故初步分析报告。1998
2. 杨敏, 朱碧堂, 陈福全。堆载引起某厂房坍塌事故的初步分析。岩土工程学报, 2002, Vol. 24(4): 446-450
3. De Beer, E. E.. The effects of horizontal loads on piles due to surcharge or seismic effects. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, vol.3, pp. 547-558.
4. Leussink H. & Wenz K.P.. Storage Yard foundations on soft cohesive soils. Proc.7th ICSMFE, Mexico, 1969, Vol. 2: 149-155
5. Hagerty, D.J., and Peck, P.B.. Heave and lateral movements due to pile driving. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 1971, 97 (11): 1513-1532
6. 魏汝龙等。地基变形引起的码头损坏及其修复。水利水运科学研究, 1979, NO. 1
7. Heyman L.. Measurement of the influence of lateral earth pressure on pile foundations, Proc.6th ICSMFE, Montreal, 1965, Vol.2: 257-260
8. Carter J.P.. A numerical method for pile deformations due to nearby surface loads. Proc.4th ICONM, Edmonton, 1982, Vol. 2: 811-817
9. Hull T.S. Lee C.Y., Poulos H.G.. Behavior of fixed and free head piles in laterally sliding soil. Proc. 6th ANZ Conf. Geomech., Christchurch, 1992, pp: 151-156
10. Stewart D P., Jewell, R.J. & Randolph M.F.. Numerical modeling of piled bridge abutments on soft ground. Computer and Geotechnics, 1993, 15(1): 21-46
11. Stewart D P., Jewell, R.J. & Randolph, M.F.. Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movement. Geotechnique, 1994, 44 (2): 277-296
12. 熊朝辉。深汕高速公路101滑坡整治新技术—园安抗滑桩明洞。岩石力学与工程学报.2001,20(4): 532-537
13. 李同春等。洪家渡2号塌滑体加固抗滑桩及锚固洞有限元内力分析。河海大学学报自然科学版, 2004, 32(2): 168-171
14. Poulos, H.G. Design of reinforcing piles to increase slope stability. Canadian Geotechnical Journal, 1995, 32(5): 808-818
15. 王化卿, 廖正环。预应力锚索抗滑桩——新一代抗滑结构, 滑坡研究与防治。成都: 四川科学技术出版社, 1996
16. Finno, R.J., Lawence, S.A. Allawh, N.F. and Harahap, I.S.. Analysis of performance of pile groups adjacent to deep excavation. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1991, Vol.117, No. 6, pp.934-955
17. Lee, R.G., Turner, A.J., and Whitworth, L.J.. Deformations caused by tunneling beneath a piled structure. Proc. 13th ICSMFE, London, 873-878
18. 杨卫洸等。基坑开挖中软土侧移形成的曲桩的竖向承载力。华南理工大学学报, 1995, 23 (3): 98-105
19. 茜平一。发生挠曲弯断桩的桩基补强设计。地下结构与岩土工程新进展, 1998
20. 陈福全。地面堆载作用下邻近桩基性态数值分析。同济大学博士后工作报告, 2003
21. 魏焕卫。地面堆载对邻近桩基影响的研究[硕士学位论文]。上海: 同济大学地下建筑与工程系, 2000
22. 王年香。被动桩与土体相互作用研究综述。水利水运科学研究, 2000年第3期: 69—76
23. 李仁平。软土地基中被动桩与土体相互作用及其工程应用[博士学位论文]。杭州: 浙江大学土木工程学系, 2001

24. Franx C., Boonstra G.C.. Horizontal pressures on pile foundations. Proc. 2nd ICSMFE, Rotterdam, Netherlands, 1948, Vol.1: 131-135
25. Heyman L., Boersma F.. Bending moments in piles due to lateral earth pressure, Proc. 5th ICSMFE, Paris, 1961, Vol.2: 425-429
26. Nicu N.D., Antes D.R. & Kessler R.S.. Field measurement on instrumental piles under an overpass abutment. Highway Research Record, 1971, No.354: 90-102
27. Wenz K.P.. Large-scale tests for determination of lateral earth pressure on pile foundations. Proc. 8th ICSMFE, Moscow, 1973, Vol. 2
28. 魏汝龙. 大面积填土对邻近桩基的影响. 岩土工程学报, 1982, 4 (2): 132-137
29. 魏汝龙. 我国沿海地区的软粘土及其引起的工程问题. 水利水运科学研究, 1985, No.3
30. 魏汝龙. 桩基结构与土的相互作用, 水利水运科技情报, 1989, No.3
31. 魏汝龙, 王年香, 杨守华. 桩基码头和岸坡的相互作用. 岩土工程学报, 1992, 14 (6)
32. 严人觉等. 被动桩群的足尺试验. 见: 第四届土力学及基础工程会议论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1986, 221-227
33. Begemann H.K.S. & De Leeuw E.H.. Horizontal earth pressures on foundation piles as a result of nearby soil fills. Proc.5th Eur. Con. SMFE, Marid, 1972, Vol.1: 3-9
34. Poulos H.G.. Analysis of piles in soil undergoing lateral movement. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 1973, 99 (5): 391-406
35. Matsui, hong W.P. & Ito T.. Earth pressure on piles in a row due to lateral soil movements. Soil and Foundations, 1982, 22 (2): 71-81
36. Poulos H. G., Chen, L. T., and Hull,T.S.. Model tests on single piles subjected to lateral soil movements. Soils and Foundations, 1995, 35 (4) : 85-92
37. Chen, L. T., Poulos, H. G., and Hull, T. S.. Model tests on pile groups subjected to soil movement. Soils and Foundations, 1997, 37 (1) : 1-12.
38. Pan J. L. et al. Ultimate soil pressure for piles subjected to lateral soil movements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2002, 128(6): 530-535
39. 铁道部第二勘测设计院研究所. 抗滑桩模型试验第一阶段报告——桩前滑体抗力分布的研究. 路基工程, 1985, No.6
40. 铁道部第二勘测设计院研究所. 排架抗滑桩与双排单桩对比模型试验报告. 路基工程, 1986, No.1
41. Springman S.M. Lateral loading of piles due to simulated embankment construction. PhD thesis, Cambridge University, 1989
42. Stewart, D. P. Lateral loading of piled bridge abutments due to embankment construction. PhD thesis, University. of Western Australia, Australia, 1992
43. Springman S.M, Ellis E. A., Ng C.W.W. Centrifuge and analytical studies of full height bridge abutment on piled foundation subjected to lateral loading. Technical Reports , CUED/D-SOILS/TR278, Cambridge University, 1994
44. Randolph, M.F. and Houlsby G. T.. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. Geotechnique, 1984, 34(4): 613-623
45. 沈珠江. 桩的抗滑阻力和抗滑桩的极限设计. 岩土工程学报, 1992, 14 (1): 51-56
46. 杨雪强, 何世秀, 庄心善. 论群桩基础中的成拱效应. 土工基础, 1995, 9(2): 12-18
47. 杨雪强, 何世秀, 刘祖德. 深基坑中相邻护坡桩净距的设计研究. 岩土工程学报, 1997, 19 (4): 83-87
48. 张建勋, 陈福全, 简洪钰. 被动桩中土拱效应问题的数值分析. 岩土力学, 2004, 25 (2):

- 174-478, 184
49. Ito, T., and Matsui, T.. Methods to estimate lateral force acting on stabilising piles. *Soils and Foundations*, 1975, 15(4): 43-59
 50. Ito T. and Matsui T.. The effects of piles in a row on the slope stability. *Proc. 9th ICSMFE, Special Session 10, Tokyo, 1977: 81-86*
 51. Ito, T., and Matsui, T.. Closure to 'Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles'. *Soils and Foundations*, 1978, 18(2): 41-44
 52. Ito T. et al. Design method for the stability analysis of the slope with landing pier. *Soil and Foundations*, 1979, 19(4): 43-57
 53. Ito T. et al. Design method for stabilizing piles against landslide - one row of piles. *Soil and Foundations*, 1981, 21(1): 21-37
 54. Ito T. et al . Extended design method for multi-row stabilizing plies against landslide. *Soil and Foundations*, 1982, 22(1): 1-13
 55. De Beer, E. and Carpentier, R.. Discussion of 'Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles' by T. Ito and T. Matsui. *Soils and Foundations*, 1977, 17(1): 68-82
 56. Broms BB. Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 1964, 90(2): 27 - 63
 57. Viggiani C. Ultimate lateral load on piles used to stabilise landslides. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1981, vol. 3: 555 - 560
 58. Chen LF. The effect of lateral soil movements on pile foundation. Ph.D. Thesis, University of Sydney, Australia, 1994
 59. Bransby MF. Piled foundations adjacent to surcharge loads. Ph.D. Thesis, University of Cambridge, U.K., 1995
 60. Matlock H. Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. *Proceedings of the 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, TX, Paper OTC 1204, 1970, vol. 1: 577 - 594*
 61. De Beer EE, Wallays M. Forced induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles. *Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1972, vol. 1: 325 - 332
 62. Bransby MF, Springman S. Selection of load-transfer functions for passive lateral loading of pile groups. *Computers and Geotechnics* 1999, 24(3): 155 - 184
 63. Pan, J. L., Goh, A. T. C., Wong, K. S., and Teh, C. I. Model tests on single piles in soft clay. *Can. Geotech. J.*, 2000, 37: 890-897
 64. Pan, J. L., Goh, A. T. C., Wong, K. S., and Selby, A.R. Three-dimensional analysis of single pile response to lateral soil movements. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 2002, 26: 747 - 758
 65. Goh A T C, The C I and Wong K S. Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1997, 123(9): 792-801
 66. Oteo C.S.. Horizontally loaded piles: deformation influence. *Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Special Session 10, pp. 101-106.*
 67. Tschebotarioff G.P.. *Foundations, retaining, and earth structures.* New York: McGraw-Hill, 1973
 68. Springman S.M, Ellis E. A., Ng C.W.W.. Centrifuge and analytical studies of full height bridge abutment on piled foundation subjected to lateral loading . *Technical Reports , CUED/D-SOILS/TR278, The Univ. of Cambridge, 1994*

69. Poulos, H.G. & Davis, E.H.. Pile foundation analysis and design, John Wiley and Sons Inc., New York, 1980
70. 李国豪著. 桥梁与结构理论研究. 上海: 上海科学技术文献出版社, 1983: 236-244
71. Byrne, P.M. et al. Response of piles and casings to horizontal free-field soil displacements. *Can. Geotech. J.*, 1984, 21(4): 720-725
72. Randolph, M.F. The response of flexible piles to lateral loading, *Geotechnique*, 1981, 31 (2): 247-259
73. Bransby, M.F., Springman, S.M.. 3-D finite element modeling of pile groups adjacent to surcharge loads. *Computers and Geotechnics*. 1996, 19(4): 301-324
74. Bransby, M.F., Springman, S.M.. Centrifuge modeling of pile groups adjacent to surcharge. *Soils and Foundations*, 1997, 37(2): 39-49
75. Bransby, M.F. Difference between load-transfer relationships for laterally loaded pile groups: active p-y or passive p-d. *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, 1996, 122(11): 1015-1018
76. Poulos, H.G. Difficulties in prediction of horizontal deformations of foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE*, 1971, 98(8): 843-848
77. Anderson, D.G. and Richart F.E.. Effects of straining on shear modulus of clays. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1976, 102(9): 975-987
78. Anderson, K.H., et al. Cyclic and static laboratory tests on Drammaen clay. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1980, 106(5): 499-527
79. Dingqing Li, and Selig, E. T.. Cumulative Plastic Deformation for Fine-Grained Subgrade Soil. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1996, 122(12): 1006-1013
80. Dingqing Li, and Selig, E. T.. Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1994, 120(6): 939-957
81. Diyaljee V. A., and Raymond G. P.. Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil. *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, 1982, 108(10): 1215-1229
82. Diyaljee V.A. and Raymond G.P. Repetitive load deformation of Cohesionless soil. *J Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, 1982, 108(10): 1215-1229
83. Herrmann, H.G. and Houston, W.N. Behavior of seafloor soils subjected to cyclic loading. *Proceedings of 10th Offshore Technology Conference at Houston, Tex., May, 1978*
84. Herrmann, H.G. and Houston, W.N.. Response of seafloor soils to combined static and cyclic loading. *Proceedings of 8th Offshore Technology Conference at Houston, Tex., May, 1976*
85. Houston, W.N. and Herrmann, H.G.. Undrained cyclic strength of marine soils. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1980, 106(6): 691-712
86. Hyodo, M., et al. Prediction of clay behaviour in undrained and partially drained cyclic triaxial tests. *Soil and Foundations*, 1992, 32(4): 117-127
87. Marr, W.A. and Christian, J.T.. Permanent displacement due to cyclic wave loading. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1981, 107(8): 1129-1149
88. Matsui, T., et al. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1980, 106(10): 1101-1120
89. Matsui, T., et al. Estimation of shear characteristics deformation and stress-strain relationship of saturated clays after cyclic loading. *Soil and Foundations*, 1992, 32(1): 161-172
90. McVay, M., and Taesiri, Y.. Cyclic behavior of pavement base materials. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1985, 111(1): 1-17

91. Sangrey D.A., Henkel D.J. and Esrig M.I.. The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 1969, 6: 241-252
92. Stewart, H. E.. Permanent strains from cyclic variable-amplitude loadings. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1986, 112(6): 646-660
93. Thompson, M.R. and Robnett, Q. L.. Resilient properties of subgrade soils. *Journal of Transportation Engineering, ASCE*, 1979, 105(1): 71-89
94. Yasuhara, K. et al. Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay. *Soil and Foundations*, 1982, 22(3): 77-91
95. Yasuhara, K. et al. Effects of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay. *Soil and Foundations*, 1992, 32(1): 100-116
96. 蒋军. 循环荷载作用下粘土应变速率试验研究. *岩土工程学报*, 2002, 24(4): 528-531
97. 周建. 饱和软粘土循环变形的弹塑性研究. *岩土工程学报*, 2000, 22(4): 499-502
98. 周建. 循环荷载作用下饱和软粘土特性研究. [博士学位论文]. 杭州: 浙江大学, 1998
99. Atkinson, J.H. & Bransby, P.L.. *The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics*. McGraw Hill, London, 1978
100. Borja, R.I., et al. Double-yield-surface model. II: Implementation and verification. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1990, 116(9): 1402-1421
101. Carter, J. P., et al. A critical state soil model for cyclic loading. *Soil mechanics— transient and cyclic loads*, G. N. Pande and O. C. Zienkiewicz, eds., Wiley, New York, 1982: 219-252
102. Dafalias, Y.F. and Hermann, L.R.. Bounding surface formulation of soil plasticity. *Soil mechanics— transient and cyclic loads*, G. N. Pande and O. C. Zienkiewicz, eds., Wiley, New York, 1982: 253-282
103. Houlsby, G.T. et al. Prediction of the results of laboratory tests on a clay using a critical state model. *Results of the international workshop on constitutive relations for soils*, Grenoble, September 1982: 99-121
104. Hsieh H.S., Kavazanjian E. and Borja R.I.. Double-yield-surface Cam-clay plasticity model. I: Theory. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1990, 116(9): 1381-1401
105. Mro'z, Z., and Norris, V. A.. Elastoplastic and viscoplastic constitutive models for soils with application to cyclic loading. *Soil mechanics— transient and cyclic loads*, G. N. Pande and O. C. Zienkiewicz, eds., Wiley, New York, 1982: 173-217
106. Pender, M. J.. A unified model for soil stress-strain behaviour. *Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Special Session 9*, 1977: 213-222
107. Pender, M. J.. Modeling soil behaviour under cyclic loading. *Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, vol. 2*, 1977: 325-331
108. Pender, M. J.. A model for the behaviour of overconsolidated soil. *Geotechnique*, 1978, 28(1): 1-25
109. Pender, M. J.. A model for the cyclic loading of overconsolidated soil. *Soil mechanics— transient and cyclic loads*, G. N. Pande and O. C. Zienkiewicz, eds., Wiley, New York, 1982: 283-311
110. Tao Li and Helmut Meissner. Two-surface plasticity model for cyclic undrained behavior of clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 2002, 128(7): 613-626
111. Wheeler, S.J., et al . An anisotropic elastoplastic model for soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, 40(2): 403-418
112. Mroz, Z.. On forms of constitutive laws for elastic-plastic solids. *Arch. of Mech.*, 1966, 18:

- 3-35
113. Valanis, K.C.. A theory of viscoplasticity without a yield surface, Part I: general theory. *Arch. of Mech.*, 1971, 23: 517-534
 114. Valanis, K.C.. A theory of viscoplasticity without a yield surface, Part II: Application to the mechanical behavior of metals. *Arch. of Mech.*, 1971, 23: 535
 115. Seed, H. B.. Clay strength under earthquake loading conditions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering*. ASCE, 1966, 92(2): 53-78
 116. Lee K.L. and Focht J.A.. Strength of clay subjected to cyclic loading, *Marine Geotechnology*, New York, 1975
 117. 汪文韶. 土的动力强度和液化特性. 中国电力出版社, 1997
 118. France J.W. and Sangrey D.A.. Effects of drainage in repeated loading of clays[J], *J. of Geotech. Engrg.* ASCE, 1977, 103(7): 769-785
 119. Roscoe, K. H. et al. On the yielding of soils. *Geotechnique*, 1958, No.1
 120. Roscoe, K. H. et al. Yielding of clays in states wetter than critical. *Geotechnique*, 1963, No.3
 121. Schofield, A.N. and Wroth, C.P.. *Critical state soil mechanics*. Mc Gram -Hill, London, 1968
 122. Wei, R. L.. Constitutive laws of normally consolidated clay. *Proc. of 10th ICSMFE*, 1,1981
 123. Atkinson, J. H.. *Foundations and slopes*. Mc Gram -Hill, London, 1981
 124. Houlsby, G.T. et al.. Prediction of the results of laboratory tests on a clay using a critical state model. *Results of the international workshop on constitutive relations for soils*, Grenoble, September 1982, pp.99-121.
 125. Wroth, C. P.. The interpretation of in situ soil tests. *Geotechnique*, 34(4): 449-489
 126. Jaky, J.. The coefficient of earth pressure at rest. *J. Soc. Hun. Arch. Eng.*, 1944: 355-358
 127. 孙均, 汪炳鉴. 地下结构有限元解析. 同济大学出版社, 1988
 128. Desai, C.S. et al. Procedure, selection and application of plasticity models for a soil. *Int. J. Num. & Analy. Methods in Geomechanics*, 1981, 5: 295-311
 129. Siriwardane, H.J. and Desai, C.S.. Computational procedures for non-linear three-dimensional analysis with some advanced constitutive laws. *Int. J. Num. & Analy. Methods in Geomechanics*, 1983, 7: 143-171
 130. Guo, W. D. & Lee, F. H.. Load transfer approach for laterally loaded piles. *Int. J. Num. & Analy. Methods in Geomechanics*, 2001, 25(11): 1101-1129
 131. Ashour, M., Norris, G., and Pilling, P.. Lateral loading of a pile in layered soil using the strain wedge model. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 1998, 124(4): 303-315.
 132. Ashour, M., Pilling, P., and Norris, G.. Lateral behavior of pile groups in layered soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2004, 130(6): 580-592
 133. Bolton, M.D. et al. Foundation displacement mechanisms. *Ground Engineering*, 1991, 4: 26-29
 134. Tavenas, F. et al. Lateral displacements in clay foundations under embankments. *Canadian Geotechnical Journal*, 1979, 16: 532-550
 135. Koiter R.L.. General Theorems for Elastic-plastic Solids. In: Sneddon I.N., Hill R. eds. *Progress in Solid Mechanics*. Vol.1, North-Holland Publishing Company, Amsterdam, 1960: 165-221
 136. Loganathan, N, Poulos, H.G. and Xu, K.J.. Ground and pile group response due to tunneling. *Soil and Foundations*, 2001, 41(1): 57-67
 137. Mindlin, R.D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Physics*, 1936, 7:

- 195-202
138. Matlock, H. Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. Proceedings of the 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, TX, 1970, vol. 1, Paper OTC 1204: 577 - 594
139. Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D.. Analysis of laterally loaded piles in sand. Proceedings of the 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, TX, 1974, vol. 2, Paper OTC 2080: 473-483
140. Kondner, R. L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, 1963, 89(1): 115-144
141. Vesic, A. S.. Bending of beams resting on isotropic elastic solids. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, 1961, 87(2): 35-53
142. Broms, B. B.. The lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, 1964, 90(2): 27-63
143. Broms, B. B.. The lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, 1964, 90(3): 123-156
144. Mayne, P. W. and Kulhawy, F. H.. K_0 -OCR relationships in soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1982, 108(6): 851-872
145. 《桩基工程手册编写》委员会. 桩基工程手册. 中国建筑工业出版社, 北京, 1995.
146. 胡均, 沈季文. 打桩对环境振动影响的评价与分析. *大坝观测与土工测试*, 2001, 25(3): 34-37
147. 杨敏, 朱碧堂. 超载软土地基主动加固控制邻近桩基侧向变形分析. *建筑结构学报*, 2003, 24(4): 76-84.
148. 杨敏, 周洪波, 朱碧堂. 软土地基中桩基础堆载作用下变形分析与控制. 《桩基工程技术发展与应用》(刘金砺主编), 全国第六届桩基础学术会议, 昆明, 2003年8月, 23~27
149. 杨敏, 周洪波, 朱碧堂. 软土地基上工业厂房堆场的地基处理优化分析. *结构工程师*, 2004年第2期: 43-50
150. 杨敏, 朱碧堂. 超载软土地基被动加固控制邻近桩基变形的分析. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(11): 1912-1918.
151. Wang, W. L. and Yen, B. C.. Soil arching in slopes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 1974, 100(1): 61-78
152. Terzaghi, K.. Stress distribution in dry and saturated sand above a yielding trap-door. Proc. 1st. conf. On soil mechanics, Harvard Univ., Cambridge, Mass., 1936, 1: 307-311
153. Terzaghi, K.. *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley & Son, 1943
154. Bosscher, P. J. and Gray, D. H.. Soil arching in sandy slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1986, 112(6): 626-645
155. Adachi, T., Kimura, M. and Tada, S.. Analysis on the preventive mechanism of landslide stabilizing piles. *Numerical models in geomechanics, numog III*, Elsevier, 1989: 691-698
156. 杨雪强, 何世秀, 庄心善. 论群桩基础中的成拱效应. *土工基础*, 1995, 9(2): 12-18
157. Liang, R. & Zeng, S.. Numerical study of soil arching mechanism in drilled shafts for slope stabilization. *Soil and Foundation*, 2002, 42(2): 83-92
158. Chen, C.Y. & Martain, G. R.. Soil-structure interaction for landslide stabilizing piles. *Computer and Geotechnics*, 2002, 29(5): 363-386
159. Bjerrum, L. et al. Reduction of skin friction on steel piles to rock. Proc. 7th ICSMFE, Mexico, 1969, Vol. 2: 27-34

160. 张素情, 侍倩. 桩侧负摩阻力的有关研究. 建筑技术开发, 2004, 31(4): 23-25
161. 路学忠, 杨健. 浅述桩的负摩阻力产生的原因与有关数值计算及消减措施. 勘察科学技术, 2003年第6期: 8-11, 15
162. Bransby, F. Reducing passive lateral pile loading due to adjacent embankment construction : the 'button-hole' method. <http://www.dundee.ac.uk/civileng/research/geotech/yges/mfbyges.doc>, University of Cambridge.

作者在攻读博士学位期间的论文

已发表论文有:

1. 周洪波, 黄胜生. 锚桩法单桩静载试验中群桩相互作用研究及误差分析. 岩土力学, 2004年10月, 第10期: 1613-1616 (EI收录: 04528744419)
2. 周洪波, 杨敏, 茜平一. 水平荷载作用下群桩相互作用的弹塑性数值分析. 水文地质工程地质, 2003年6月, 第3期: 29-35
3. 杨敏, 周洪波, 朱碧堂. 软土地基中桩基础堆载作用下变形分析与控制. 《桩基工程技术发展与应用》(刘金砺主编), 全国第六届桩基础学术会议, 昆明, 2003年8月, 23~27
4. 杨敏, 周洪波, 朱碧堂. 软土地基上工业厂房堆场的地基处理优化分析. 结构工程师, 2004年第2期: 43-50

已录用待发表的有:

5. 周洪波, 杨敏, 杨桦. 水平受荷桩的耦合算法. 岩土工程学报
6. 杨敏, 周洪波. 承受侧向土体位移桩基的一种耦合算法. 岩石力学与工程学报
7. 杨敏, 周洪波. 基坑开挖与临近桩基相互作用分析研究. 土木工程学报
8. 杨桦, 杨敏, 周洪波. 非均匀土中考虑桩端土体硬化效应的解析算法. 工业建筑

正在投稿的有:

9. 杨敏, 周洪波, 朱碧堂. 长期重复荷载作用下土体与临近桩基相互作用研究: I-土的本构模型. 岩土工程学报
10. 周洪波, 杨敏. 长期重复荷载作用下土体与临近桩基相互作用研究: II-桩土相互作用分析. 岩土工程学报

致 谢

本文是在导师杨敏教授的悉心指导下完成的。杨老师严谨的治学态度，高屋建瓴的气魄和敏锐的洞察力是我学习的典范。本论文从选题到定稿无处不凝集着杨老师的心血，在此我对他表示深深的敬意和衷心的感谢。

在我攻读学位期间，研究室的熊巨华老师给我提供了很多支持和帮助，张宏明老师和楼晓明老师也给予作者较多的鼓励和支持；系里的周健教授、黄茂松教授、刘国彬教授、李境培教授等也在学业上给我提供了指导，在此一并致谢。

三年来，师兄朱碧堂博士和陈福全博士后给予了作者很大的支持和帮助。两位师兄给我无私地提供了大量和课题相关的资料和程序，两位师兄的人品、学识和上进精神，令我十分敬佩。同时，我有幸结识了武亚军博士后、王伟博士、王红雨博士、杨桦博士、李忠诚博士、汪文彬博士、胡安兵博士、李进军博士、邓涛博士、谢永健博士、卢礼顺博士、顾中华博士、苏燕博士等一大批才华横溢、积极上进的青年才俊，和他们相处的每一天，都值得我永远回忆。

我的妻子卢青为我的求学，付出了巨大的牺牲，我非常感激。同时感谢我的父母和岳父岳母对我学业的大力支持，想起他们我心里说不出的温暖。

感谢上海市科委和国家教委博士学科点专项科研基金委员会为本文的完成提供了经费支持。

周 洪 波

2005.1.28