

摘 要

本文以咸阳地区(三原)地裂缝灾害预警示范试验场中的不同深度的裂缝带黄土为研究对象,在野外调查工作的基础上,查明裂缝带黄土的宏、微观地质特征以及发育规律,并以压缩、直剪、静三轴试验等常规力学试验为手段,对裂缝带黄土的强度与变形特性进行了系统的试验研究和深入的理论分析,并在此基础上建立了裂缝带黄土的二元介质模型。

本文采用不固结不排水常规三轴试验,分析不同裂缝倾角(裂缝与土样轴线夹角)、围压和含水率对裂缝带黄土的力学性能的控制作用,得出土样的变形和强度特征。在此基础上,把裂缝带黄土的变形破坏分为轴向变形、弯曲变形、旋转变形和扭转变形四种方式,并指出土样的变形方式与土样性质(含水量、形成年代等)、原裂隙的空间形态(角度、位置等)、试验围压等因素密切相关,其变形方式决定了土样的破坏方式。在土样的变形破坏机理方面把土样的变形分为弹性变形、塑性变形及破损变形等三个阶段。

在岩土破损力学理论框架基础上,把所研究的裂缝带黄土当作由胶结块(结构块)和软弱带(结构面)组合而成的二元介质模型,建立了一个适用于裂隙黄土的二元介质模型,并通过试验来对模型参数进行测定和选用,在常规三轴固结排水剪切试验条件下对计算结果与试验结果进行对比。结果表明,所建立的模型可以较好的描述裂缝带黄土的变形和破坏特性。

关键词: 裂隙黄土 力学特性 抗剪强度 不固结不排水试验 裂缝倾角
二元介质模型

Abstract

The author in this thesis, according to the field investigation and by doing the indoor and outdoor mechanical tests, such as the compression test, the direct shear test and the triaxial shear test, studied on the fissured loess with different embedded depths in Sanyuan ground fissure hazard early-warning testing field, discovered the macro-geology and micro-geology characters and development regularity of fissured loess and analyzed the strength and deformation of the loess, and at the same time, built the binary medium model of fissured loess

By analyzing the different angles of cracks, the confining pressure and the water content in unconsolidated-undrained triaxial test, the author got the strength and deformation characteristics of fissured loess. And based on this, classified the deforming failures into four types, for example, the axial deformation, the flexural deformation, the rotary deformation and the torsional deformation, and found the deforming modes are related to the moisture content, the formation age, the angle and position and confining pressure. According to failure mechanism, classified the deformations as elastic deformation, plastic deformation and breakage deformation.

Based on the geomaterial breakage mechanics, the author regarded the fissured loess as a binary medium formed by cementing block and soft belt, and created a binary medium model. By measuring and selecting the model's parameters and comparing with the triaxial drained shear test, drew a conclusion that the binary medium model could describe the failure and deformation characteristics of fissured loess.

Key words: fissured loess; mechanical property shear strength; unconsolidated-undrained triaxial test; the angle of cracks; binary medium model

论文独创性声明

本人声明：本人所呈交的学位论文是在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果。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的成果。

本声明的法律责任由本人承担。

论文作者签名：高晓辉

2006年6月8日


论文知识产权权属声明

本人在导师指导下所完成的论文及相关的职务作品，知识产权归属学校。学校享有以任何方式发表、复制、公开阅览、借阅以及申请专利等权利。本人离校后发表或使用学位论文或与该论文直接相关的学术论文或成果时，署名单位仍然为长安大学。

（保密的论文在解密后应遵守此规定）

论文作者签名：高晓辉

2006年6月8日

导师签名：

年 月 日

第一章 绪论

1.1 问题的提出及选题意义

从广义上来说,裂隙土可以理解为含有一切裂隙的土体。裂隙土是地基、边坡、土坝等岩土工程中广泛遇到的一类复杂土体,它的强度、变形、渗透性等特征直接影响到各类岩土工程设计、施工、运行期的稳定分析与加固处理。但目前对裂隙岩体的力学特征及其时效特征的研究较多,而对于裂隙土的研究还没有引起足够的重视,尤其是裂隙对土体力学性质的影响以及裂隙对土体破坏的控制作用研究得很少。

土体作为地质体的一部分,经过漫长的地质作用,赋存在一定的地质和应力环境中,土体中存在着大量的弱面或带,我们把土体中广泛存在的层面、第四纪断层面、软弱层、土岩界面、风化面、裂隙面、环境变化界面、不同性质和结构土层的接触面、文化层和其下非文化土层的接触面、古土壤面、人工裂面、优势流面、土与结构物接触面等称为土体中的结构面^[1]。裂隙土即是土体分布结构面的最明显例子。土体的这些宏观结构面的广泛存在不仅控制土体的力学性质而且对土体的变形破坏有重要影响。土体的破坏与失稳总是伴随着原有裂隙的演化、扩展和贯通而产生,因而强烈地受到内部裂隙性态及其分布方式的影响和制约。在工程力学参数上,包括裂隙在内的土体结构面的存在与扩展使得土体的变形模量和强度参数降低,渗透系数增大,损伤加剧,并呈强烈的各向异性。

黄土中存在大量不同规模、不同成因、不同性质和不同时期的裂隙。黄土裂隙是分割黄土的结构面,使得黄土体各向异性,土质恶化;是侵蚀土壤、洞穴的优势面,使得黄土高原选择性侵蚀加剧,水土流失严重^{[2][3]};是孕育地质灾害的控制和分离面,使得黄土高原地裂缝、滑坡、崩塌、地面塌陷等频繁发生^{[4][5]};是地下水的运移通道和储存场所^[6~8],成为黄土地区找水的有利部位。

在黄土区分布最广泛、最发育的是地裂缝,这些地裂缝所到之处,房屋开裂甚至倒塌、路面变形沉陷、管线破损断裂、桥涵受损、水井失效、水库漏水、水坝溃决,对一些地下工程结构的破裂和漏水现象,严重影响工程设施的正常使用,对其修复难度也较大。由于地裂缝都呈线状延伸,有些工程不可避免要穿过地裂缝带,由此也就带来了相应的危害或灾害,如西安至铜川高速公路穿越三原县双槐村地裂缝的地段,每到降水集中年份,都会引起路面的变形甚至开裂,严重影响公路的正常运行。规划中的西安地铁2号线通过11条地裂缝,解决地裂缝带的结构和防水措施成为西安地铁设计的关键问题之一。对于裂缝带中的黄土,认

识其变形特征,掌握其变形规律,有助于对黄土地区裂缝带的路基或地基进行正确处理,也有助于裂缝带的工程结构和防水措施的优化设计。鉴于地裂缝带土体的研究目前在国内外还是空白,开展地裂缝带黄土力学特性的研究,弄清地裂缝带黄土的强度和变形特性,既对地裂缝的机理研究提供依据,又为研究黄土地区水土流失、灾害防治、黄土体工程性质及其相关岩土工程问题提供借鉴。

目前,国内外学者对裂隙岩体的力学模型做了大量的研究,而对裂隙土的力学模型研究进展比较缓慢。已有的模型,由于参数的确定比较繁琐,试验要求较高,远未达到工程实用阶段。因此探索确定裂隙土实用的本构模型是工程实践中迫切需要解决的研究课题。

在土的二元介质模型方面,沈珠江提出的岩土破损力学无疑是开创性的。他首次提出把具有结构性的天然岩土材料抽象成由胶结强的结构体(弹脆性元)和无胶结的破碎体(弹塑性元)组成的二元介质,荷载引起的总应力由胶结应力和摩擦应力共同承担,破损引起的胶结应力丧失由摩擦应力代偿。随着土的结构理论的发展,对土的细观破损力学特性的认识越来越深入,这种模型有着广阔的应用前景。

1.2 课题来源

本论文课题来源于导师彭建兵教授负责的国土资源大调查项目:咸阳地区(三原)地裂缝灾害预警示范试验场建设。项目于2006年正式启动,项目的前期工作从2004年8月开始进行。项目的总体目标是立足于国土资源大调查中的水工环领域学科研究前缘问题的探索,以服务于地方经济可持续发展为宗旨,以解决当前汾渭地区地裂缝灾害研究中的一系列前缘科学技术问题为目标,以渭河盆地三原地裂缝示范试验场为对象,解剖和揭示汾渭盆地地裂缝灾害形成的内外动力学背景及机理,研究和开发有关地裂缝灾害的调查、探测、监测、评价及防治的新技术、新方法。众所周知,地裂缝灾害是地质灾害中地面变形灾害的一种,在世界许多国家普遍存在,其发生频率和灾害规模逐年增加,已成为一种区域性的主要地质灾害。地裂缝灾害不仅可以对各类工程建筑、交通设施、城市生命线工程等造成灾难性的直接破坏,而且可能导致一系列严重的环境问题。

我国是世界上地裂缝灾害最严重的国家之一,目前在25个省、市、自治区的300多个县市发现地裂缝数千条,面积达60余万平方千米。而位于青藏、鄂尔多斯、华北、华南四大块体之间的汾渭盆地构造带,全长千余公里,总体呈NE-SW向的“S”型,由一系列新生代断陷盆地组成,自北而南依次为大同、忻定、太原、临汾、运城及渭河等盆地。该盆地带是世界上著名的地震、地质灾害

活动区之一，其中最著名的地质灾害是地裂缝。自 20 世纪中、后期以来，汾渭盆地已有 56 个县市，170 处发现地裂缝，总计约 400 余条，已成为我国乃至全世界地裂缝灾害最为发育的地区之一，严重影响着城市建设及国民经济的发展，累计经济损失近百亿元。

2004 年 8 月 9 日，位于渭河盆地的咸阳市三原县陵前镇双槐树村一夜之间出现了长达 800m 的地裂缝，走向 NEE，断面垂直。地裂缝所经过之处，造成农田毁坏，房屋、窑洞开裂甚至倒塌，公路路面变形沉陷，桥涵受损，水井干枯废弃，水渠等水利设施失效，形成冲沟，水土流失严重（图 1-1）。探槽揭露该地裂缝具多次活动迹象，是汾渭盆地最新出现的典型地裂缝带。



a 被毁坏的红薯地



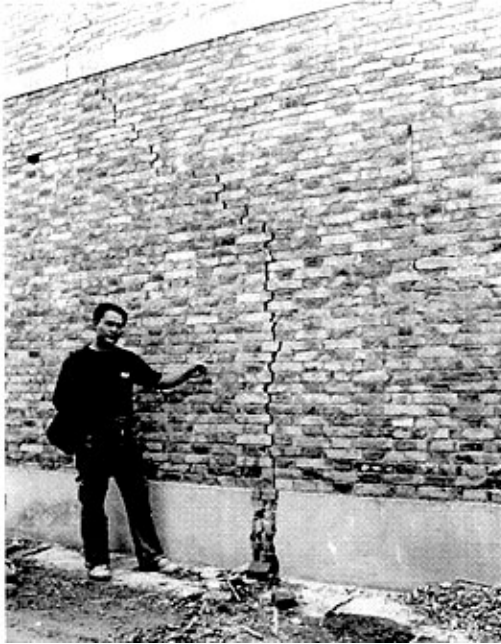
b 被毁坏的玉米地



c 桥涵上出现拉裂缝



d 公路路面沉降与开裂



e 墙体开裂 (1)



f 墙体开裂 (2)

图 1-1 地裂缝经过地段对农舍、田地和公路等设施造成的破坏

由此可见,地裂缝灾害已成为目前汾渭盆地影响面最广、破坏最严重的地质灾害。在一个区域构造带上,如此广泛地发生大规模的地裂缝,必有其特殊的区域构造背景、发育条件及其动力学机制。因此,选择一个典型的地裂缝发育地区、建设一个专门的地裂缝调查与监测示范试验场,深入开展地裂缝灾害的调查、探测、监测、评价、成因机理及防治对策的专门化、系统性的试验研究工作是十分重要的。项目拟开展下列研究:对示范试验场地裂缝进行详细地质填图和地面调查工作;在示范试验场开展各类精细地球物理探测,地球化学探测和地表工程勘探;在示范试验场开展地裂缝、地面沉降的 GPS、水准测量、地下水观测等动态监测工作;构建示范试验场三维可视化地质结构模型及地裂缝灾害的三维可视化信息管理系统;开展示范试验场地地裂缝成因机理及防治技术的综合研究,形成汾渭活动构造地区黄土地层中的地裂缝典型成因模式及其防治技术体系。通过上述专门化、系统性的试验研究,为汾渭盆地地裂缝的调查与监测工作提供范例和经验教训,推动我国地裂缝调查研究工作的进步。

1.3 裂隙黄土的研究现状

对于裂隙土的研究国内外主要集中在对裂隙粘土的研究上。早在 20 世纪 30 年代,国外的研究者们就从粘土地基变形破坏和边坡失稳大量事故的分析以及对粘土力学特性的实验研究中就已经发现裂隙所起的重要作用,但并未对此问题引

起足够的重视，直到六十年代才在有关文献中对这方面进行论述。研究者如 P·G·Fookes, A·W·Skempton, Lo·K, Y·A·Chudnovsky, A·B·Williams, J·M·Duncan, L·Bjerrum, Mc Gown, A. 等主要论及粘土体中裂隙的形态、分布和成因以及裂隙性粘土的变形、强度、边坡稳定性和试验方法等方面。他们研究成果的基本特点为：

(1) 多从土力学角度着眼，将此类粘土作为一种“材料”，而将其作为地质历史形成物的研究较少；

(2) 对裂隙性粘土变形和强度笼统的研究较多，而在裂隙对土体变形和强度的控制性方面具体分析研究的较少；

(3) 关于裂隙的成因，根据其宏观特征进行一般性推论的较多，但缺乏较确切的论据。

我国的裂隙性粘土分布很广，西南、中南、华东、华北广大地区均有分布。其中最明显的例子是著名的成都裂隙粘土，对其研究最具有代表性的是成都理工大学^{[10][15]}，孔德坊以土的工程地质特性为基础，来论证裂隙和裂隙粘土的成因及其对土体力学性能的控制^[12]。近年来，越来越多的文献在对土边坡稳定性的有限元计算及边坡变形破坏机理及本构模型中开始考虑裂隙影响^[16~20]。

黄土作为一种特殊的粘土，既有粘土的一般性，又有其特殊性。黄土(loess)是一种第四纪沉积物，具有不同于同期的其它沉积物的一系列内部物质成分和外部形态特征的土类。世界上许多国家，例如美国的中西部、俄罗斯的南部和澳大利亚等都有分布。我国的黄土和黄土状土主要分布在西起贺兰山，东到太行山，北起长城，南到秦岭的黄河中游地区，总面积约 64 万平方公里，其分布面积之广、厚度之大为世界之最。其中，我国西北地区黄土地层最厚、最完整，发育最好，其特征也较典型。

目前对黄土裂隙研究的国外文献较少，国内的研究是以王景明为代表，其主要侧重于对黄土构造节理、地裂缝等宏观裂缝的力学性质、区域特征及系统性规律进行分析^{[4][5]}。

1.4 黄土力学特性研究现状^[23~30]

黄土对水的特殊敏感性及其在黄土变形、强度和本构关系等力学特性上所表现出来的一个影响规律一直是黄土力学特性研究的中心，多年来研究成果主要有以下几个方面。

1.4.1 黄土的强度理论

黄土的强度理论是黄土地区工程建设的关键理论问题，主要的研究内容为：

(1) 摩尔—库仑强度准则。早在50年代通过直剪试验资料证明，黄土的强度基本符合莫尔—库仑强度准则。以后大量三轴试验资料^[22]也证明黄土的强度基本符合摩尔—库仑强度公式。不少学者在研究黄土的结构强度对强度的影响^[23-25]时提出，由于结构强度的影响，黄土的抗剪强度不服从摩尔—库仑定律，而要分段线性表示之。但从文献资料和工程实际看，这种现象都是在低压力下才出现，对工程应用影响不大，用摩尔—库仑强度定律表述黄土的强度不会产生较大的误差。

(2) 增湿时的强度特性。黄土增湿剪切变形是在剪应力和浸水共同作用下产生的，并随着剪应力水平而逐渐发展甚至出现增湿剪切破坏。黄土的增湿剪切过程不仅有增湿剪缩，还有增湿剪胀现象。当黄土颗粒的“落势”大于“跃势”时出现剪缩；当黄土颗粒的“跃势”大于“落势”时则出现增湿剪胀。

(3) 黄土的破坏条件^[26]。大量的工程实践证明，黄土的强度在 P-Q 平面上基本符合莫尔库仑条件，但常规三轴挤长内摩擦角大于常规三轴压缩内摩擦角，即 $\varphi_1 > \varphi_0$ ，而且 φ_1 与 φ_0 的差值随着 Q_4 、 Q_3 、 Q_2 、 Q_1 黄土逐渐增大，这种差值原状土要大于重塑土。

(4) 黄土的断裂破坏强度^{[27][28]}。试验资料和工程实际表明，黄土由断裂破坏过渡到剪切破坏，必须要经过一个应力点，该点的应力称为裂纹闭合应力，其物理意义为使裂纹闭合的垂直于裂纹面的正压力。以裂纹闭合应力为黄土断裂破坏和剪切破坏的分界点，断裂破坏强度可用通过抗拉强度和抗压强度的直线描述，剪切破坏强度用摩尔—库仑强度描述，这样就构成一个黄土的断裂准则，通过下列关系式来表示。通过试验资料验证准则能很好的反映黄土的断裂破坏特性。

$$\textcircled{1} \text{ 当 } \sigma_1 \geq \sigma_{1B} \text{ 时, } \sigma_3 = \sigma_1 \lg^2(45^\circ - \phi/2) - 2c \lg(45^\circ - \phi/2),$$

$$\textcircled{2} \text{ 当 } \sigma_1 \leq \sigma_{1B} \text{ 时, } \sigma_3 = \sigma_1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \sigma_1$$

$$\text{式中, } \sigma_{1B} = \frac{\sigma_t \sigma_c + 2c \sigma_c \lg(45^\circ - \phi/2)}{\sigma_t + \sigma_c \lg^2(45^\circ - \phi/2)}, \sigma_t \text{ 为单轴抗拉强度, } \sigma_c \text{ 为无侧限抗}$$

压强度。

(5) 黄土的长期强度。土的长期强度是指应力作用持续时间不同时土的强度，它随应力作用持续时间和增加而变化，一般是越来越小，但有个极限，即长期强度极限。研究方法是在摩尔—库仑强度表达式中，把长期强度下的内摩擦角

与短期强度内摩擦角比值称为摩擦角折减系数 η_ϕ ，把长期强度下的粘聚力与短期强度粘聚力比值称为粘聚力折减系数 η_c ，把长期强度与短期强度比值称为强度折减系数 η_r ，来反映长期强度的衰减。试验结果为 $\eta_c=0.18\sim 0.63$ ， $\eta_\phi=0.81\sim 0.98$ ， $\eta_r=0.51\sim 0.85$ ，表明原状黄土流变性强度衰减显著。

1.4.2 黄土的变形理论和本构模型

黄土的应力-应变关系是反映黄土变形、强度特征的具体形式。黄土在不同的湿密、应力和结构状态时，其应力-应变关系可以表现为塑性软化型（分为强软化型及弱软化型）、塑性硬化型（分为强硬化型及弱硬化型）和理想塑性型。一般对生成年代属于早、中更新世的黄土为强软化型，破坏峰值高，破坏应变小，在峰值前接近直线，峰值后突然下降，土破坏时属脆性破坏；对于晚更新世和近代堆积的黄土，视其含水量及侧向固结压力的不同，可能为弱软化型或弱硬化性（含水量较小，土质较松，侧压力小于土的结构强度，剪切过程出现较弱的剪胀，或剪缩时），也可能为强硬化型或理想塑性型（含水量较小，侧压力大于或接近于土的结构强度时）。黄土的应力-应变关系有试验成果拟合为相应的数学模式，可分为以下几种模型：

(1) 线弹性模型。这种模型简便，概念清楚，工程经验丰富，目前在工程中还广泛应用着这种模型。如以压缩试验为基础的分层总和法，用 K 、 G 或 E 、 μ 为参数的有限元分析法。但这种模型很难用来描述土的非线性，更难描述加载（如施工）过程的应力与应变关系。同时，只有试验与实际的应力路线相近时，结果才比较满意。

(2) 非线性弹性模型。经典土力学通常将土体视为理想弹性体，然而实际土体则是由固、液、气三相组成复合体，其应力-应变关系非常复杂，具有高度非线性。非线性弹性模型是将土体看作弹性体，在计算的过程中考虑刚度矩阵 $[D]$ 中的 E 、 ν 是随应力状态的变化从而把土体的非线性用一个随应力状态而改变的刚度矩阵 $[D]$ 来描述，从而建立起土体的非线性弹性模型。非线性弹性模型理论上分为3类：Cauchy弹性模型、超弹性(Hyperelastic)模型和次弹性(Hypoelastic)模型。在非弹性模型中最具有代表性的当属Duncan-Chang双曲线模型(1970, 1980)，该模型能反映土体的主要变形特性，且采用加载模量和卸载模量来部分反映土的非线性性质，所采用的参数具有比较明确的物理意义同时可由常规三轴试验直接测取，因而在实际工程中得到了广泛的应用并在不断完善。但该模型不能反映土的剪胀性，也不能反映主应力对模量的影响，其实际应用受到了一定的限制。针对许多土体存在剪胀性的真实性状，沈珠江^[31] (1986)等提出了考虑球张量和偏张量相互交叉影响的非线性弹性模型，是一种可以考虑土体剪胀性的非

线性应力-应变模型。

(3) 弹塑性模型。土的弹塑性模型的研究是从最早借用金属材料的经典理想塑性模型开始的, 后经Drucker(1957)、Roscoe(1963)逐渐发展并完善了加工硬化弹塑性理论和临界土力学。弹塑性理论作为描述黄土的应力-应变关系的一种在理论上比较完备的方法, 也得到了较广泛的应用。该模型是在常规三轴试验条件下建立的, 并推广到三维应力空间。常规三轴情形, 先确定拟初始屈服面, 然后假定相适应的流动法则, 选取硬化参数, 最后确定屈服函数。黄土的剪切屈服面 f_1 一般在低围压下为线性的, 黄土的体积屈服面 f_2 的硬化部分可由椭圆曲线来拟合。硬化参数取塑性体变 ϵ_p^v 较合适, 它可以使得到的初始屈服面基本上为一个等塑性体应变屈服面, 而且该屈服面与塑性势面重合。软化部分, 硬化参数取塑性功较合适, 屈服函数形状为双曲线, 以拟初始屈服面为起点向内收缩。但土的弹塑性模型是重塑土试验的理论概括, 没有考虑土的结构性, 而天然土体是在长期地质条件下形成的, 大都具有结构性, 其变形过程必然伴随着结构的破坏, 难以用现有的弹塑性模型描述, 为此出现了新一代的模型—结构性模型。

(4) 结构性模型。近年来, 原状土体的结构性及其对土体力学性质影响的研究引起了人们的广泛关注。不同地区土体的结构性存在很大的差异, 对其力学性能的影响也不同, 土体中广泛存在结构屈服应力, 则是由土体结构性引起的。一般地, 土体在承受低于或高于结构屈服应力的压力时, 力学特性差异较大。因此研究各类土体的结构特性并发展各类土体结构性模型具有重大的意义。目前, 这方面的研究工作开展得非常活跃, 许多学者针对不同土体(尤其是粘土)的结构特性进行了各具特色的研究, 发展了多种土体结构性模型。

沈珠江(1983、1998)等人定义了能考虑土体颗粒之间胶结破坏过程的结构性模型, 有代表性的即所谓的复合体模型、堆砌体模型。在复合体模型中作者引入了损伤力学的概念, 将土体视作为由原状土和损伤土(重塑土)构成的复合体, 二者共同承担外荷载, 经比较, 该模型能较好地反映结构破损过程, 但不能模拟三轴试验中低围压下的剪胀现象。在堆砌体模型中作者假定总的应变增量一部分由有效应力增加而引起, 可由弹塑性模型计算, 另一部分则由颗粒的破损组成, 该模型能较好地反映土体在低围压下的剪胀性。谢定义等(2000)^[33]提出了土体结构性量化参数, 并将该参数引入土体的变形本构关系和强度本构关系中, 建立了以结构性参数为基础来描述土体变形—强度基本规律的结构性模型。此外, 沈珠江等(1994)^{[34][35]}把损伤力学运用到黄土上, 建立了黄土的非线性损伤力学模型, 这一模型可以方便的模拟黄土的应变软化和浸水软化现象。

1.4.3 黄土结构理论

土的结构是决定土的工程性质的主要因素之一。黄土之所以被认作为一种特殊土,就是因为它具有特殊的工程性质,而这些性质又是由其特殊的结构所决定的。其理论成果主要有:

(1) 宏观、细观和微观结构结合的研究。近年来,黄土显微结构的研究揭示的黄土在其颗粒的排列与胶结以及孔隙等诸多方面的特殊性,很好地定性解释了黄土一系列物理力学特征。但是定性分析并不能满足黄土力学特性定量分析的要求,因此,黄土湿陷的突变模型和黄土大量的线性损伤力学模型的提出为黄土力学特性研究中引入复杂的结构特性给出了轮廓性的启示。

(2) 数学力学模型研究。这方面有采用结构力学的方法,用杆单元模拟黄土的结构单元,推导出黄土湿陷的数学模型^[36];也有用突变理论对黄土的湿陷性建立微观结构失稳模型^{[37][38]},并按照现代连续介质力学方法给出了湿陷性黄土的本构关系;还有把土受力变形到破坏过程看作是原状土结构逐渐破坏、次生结构逐渐形成的过程,也就是从原状土到扰动土的转化过程,因此提出黄土的损伤力学模型^[35]。

(3) 土力学试验的研究。土力学试验方法避开了难以确定的黄土微结构排列、胶结、孔隙、颗粒分布等因素,通过试验应力应变曲线来确定黄土的结构,具有它的优越性。谢定义、齐吉琳等^{[39][41]}通过对结构性的机理分析,提出了土的颗粒联结的可稳性和颗粒排列的可变性两个新概念。在分析土结构性变化规律的同时,构造了反映土的排列特征和联结特征的结构性参数;将结构性参数与土变形和强度联系起来,发现土的结构性参数对土的变形曲线有较好的归一化作用;两种土结构参数之比与两种土变形之比为一直线,且各种土的这种关系斜率基本一致,对于强度问题也有同样规律,说明研究土结构性指标的重要意义;将简单应力条件下得来的结构参数推广应用到复杂应力状态,表现出结构参数描述土结构性质的思想具有广泛的应用前景。

另外,在对黄土力学特性的研究中,黄土的湿陷变形理论、黄土的动力特性以及非饱和黄土理论的研究方面都取得了重要的成果,因为不是本文研究的重点,在此就不一一阐述。

总之,对黄土力学特性与应用研究已有半个世纪之久,对于黄土力学特性进行多侧面、多理论、多方面研究的根本目的在于使人们的认识逐步向黄土客观真实规律相接近,以增强人们在解决有关复杂问题的思考面、可靠度和主动性,在于发挥黄土作为地基、边坡、洞室等土体环境时的各种可能利用的潜力。谢定义提出^[23],在以后黄土力学特性的研究中,将主要着重于以下几个方面:第一,寻求和应用黄土力学特性研究的基础理论;第二,探索和应用黄土结构性量化的

有效途径；第三，揭示和应用黄土动力学的特性规律；第四，发展和应用黄土地基处理的新途径；第五，完善和应用湿陷性黄土与结构共同作用的理论和方法；第六，发展和应用黄土高边坡分析中有效的本构关系；第七，重视和应用黄土中浸入水份转移和分布的特性规律；第八，总结和应用黄土地区工程建设的丰富经验。

1.5 岩土破损力学的发展和二元介质模型介绍⁽⁴²⁾⁽⁴³⁾

岩土破损力学是继岩土塑性力学、岩土断裂力学和岩土损伤力学以后沈珠江院士新近提出的一种建立在准连续介质概念基础上对岩土材料进行宏观分析的力学理论。它把材料抽象成由结构体和结构面组成的双重介质材料，并把研究的焦点由均匀的基质体存在的裂缝、空洞等虚体的扩展转向不均匀的结构体(实体)的破损。

天然岩土材料与其他材料的根本不同点在于它的结构性，而形成结构性的根本原因在于胶结的不均匀性。胶结强的部位形成结构体，如团粒或岩块；胶结弱或无胶结的部位形成结构面。

材料的力学特性反映材料抵抗变形和破坏的能力，一般的固体材料有三个基本特性，即弹性、塑性和脆性，可分别用弹簧、滑片和胶结杆元代表，如图 1-2 所示，图中 E 、 f 和 q 分别为弹簧刚度、屈服强度和断裂强度。弹簧和滑片的串联代表弹塑性元件，用 E_2 代表；弹簧和胶结杆的串联代表弹脆性元件，用 E_1 表示，两串联元件的并联则代表二元介质模型，如图 1-3 所示。

取一个由大量微元组合而成的代表性体积单元，设 σ_1 、 ε_1 和 σ_2 、 ε_2 分别为弹脆性和弹塑性元的局部应力和局部应变， σ 和 ε 为该单元的平均应力和平均应

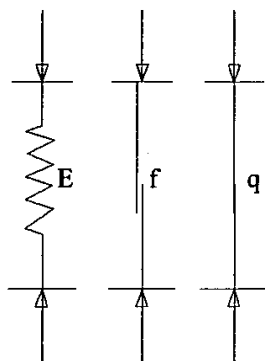


图 1-2 基本元件

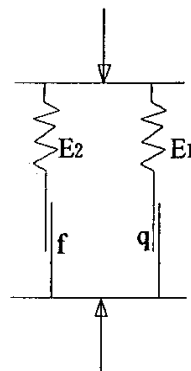


图 1-3 二元介质模型

变， λ 为弹塑性元素所占的体积率，平均应变和平均应力的表达式为

$$\sigma = (1 - \lambda) \sigma_1 + \lambda \sigma_2 \quad (1)$$

$$\varepsilon = (1-\lambda)\varepsilon_1 + \lambda\varepsilon_2 \quad (2)$$

定义一个弹脆性元的局部应变系数 C , 令 $\varepsilon_1 = C\varepsilon$, 由式(2)可得 $\varepsilon_2 = \frac{1-C+C\lambda}{\lambda}\varepsilon$,

由此可得二元介质模型关系式:

$$\sigma = (1-\lambda)CE_1\varepsilon + (1-C+C\lambda)E_2\varepsilon \quad (3)$$

通过选用合适的破损参数、局部应变系数可以模拟多种材料的变形特性, 具有广泛的适用性。

1.6 研究思路及主要工作

本文是在对土体宏观结构的野外现场研究的基础上, 查清结构面地质力学成因规律及空间分布规律, 从宏观整体上把握裂缝黄土特征; 然后通过大量的野外及室内试验, 在细观上揭示裂缝对黄土力学性质的影响以及裂隙对黄土破坏的控制作用; 最后在岩土破损力学理论框架基础上, 把裂缝带黄土当作由胶结块和软弱带组合而成的双重介质模型, 建立一个适用于裂隙黄土的二元介质模型, 并通过试验来对模型参数进行测定和选用, 使其既能成为一个解决实际工程问题的使用模型, 又能反映真实的裂缝黄土应力应变特性的理论模型。本文力求把宏观、细观和微观紧密结合, 来了解裂缝带黄土的变形和破损过程, 以力求做出综合的科学分析。

本文主要研究工作如下:

(1) 研究地裂缝场地裂缝带土体的宏观地质特征, 了解裂缝的空间分布规律。

(2) 把野外收集的资料进行室内整理, 结合课题来源及导师要求, 收集论文相关资料, 参阅大量文献, 确定研究方法及研究的基本思路。

(3) 设计试验方案进行大量野外及室内试验, 整理试验结果, 分析裂缝对土的力学性质的影响及裂缝带土的强度特性和压缩变形特性, 总结裂缝带土局部变形破坏方式及开展变形破坏机理的研究。

(4) 在岩土破损力学理论框架基础上, 把裂缝带黄土当作由胶结块和软弱带组合而成的双重介质模型, 建立一个适用于裂隙黄土的二元介质模型, 并通过试验来对模型参数进行测定和选用。

1.7 技术路线

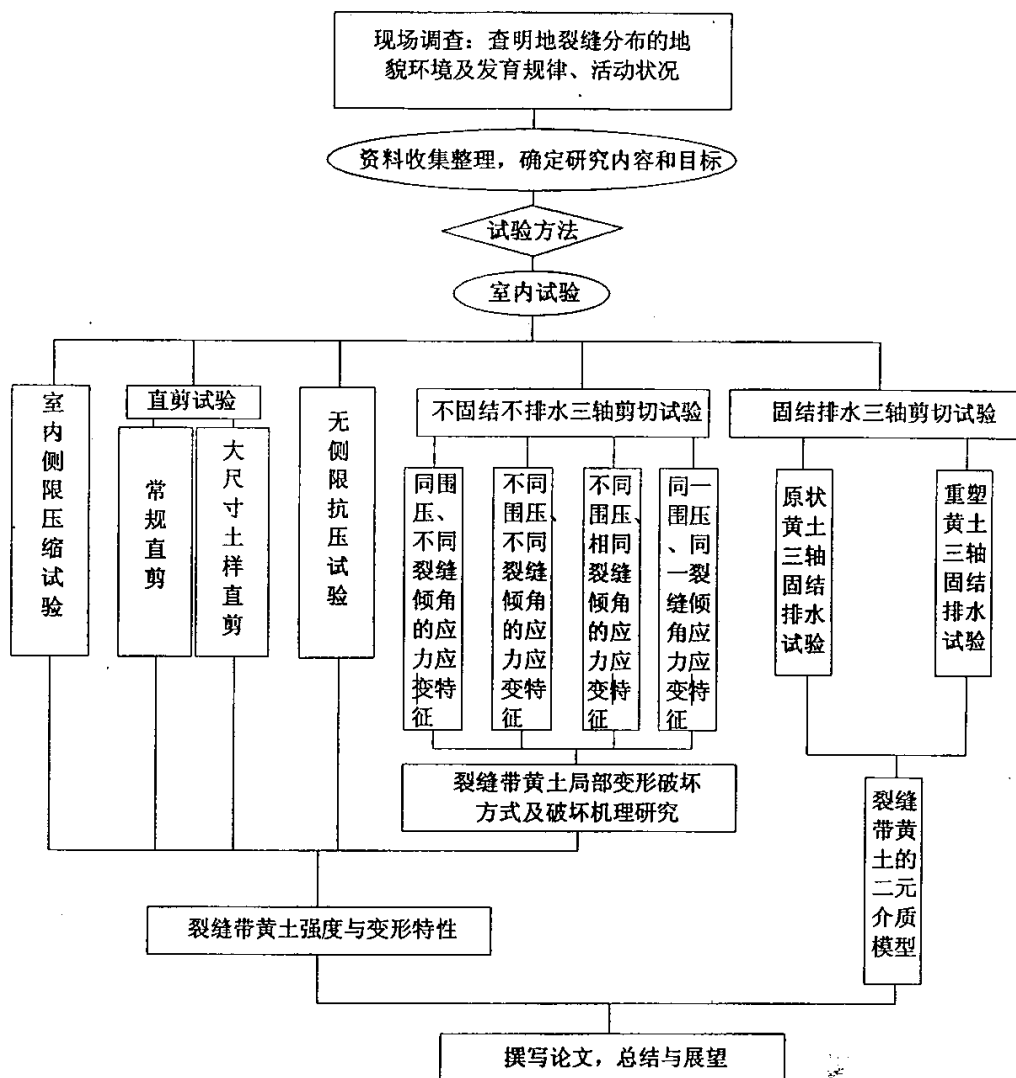


图 1-4 论文技术路线

第二章 裂缝带黄土的地质特征

2.1 裂缝带黄土的宏观地质特征

本文研究的裂缝土全部来自咸阳地区（三原）地裂缝灾害预警示范试验场的同一裂缝带、不同深度的裂缝带黄土。

2.1.1 地形地貌

该试验场位于关中盆地渭河北岸的一级黄土台塬上，海拔一般为 500~600m，与渭河河谷平原为陡坎接触，高差 70~110m。在陵前镇与双槐村之间为北东东走向的构造洼地（图 2-1）。其中，双槐村—长坳沿线是该洼地带的最低区带，呈北东向一直延伸到太平庄、流曲镇以远方向。试验场东部有石川河、赵氏河，西部与清峪河、浊峪河相邻。

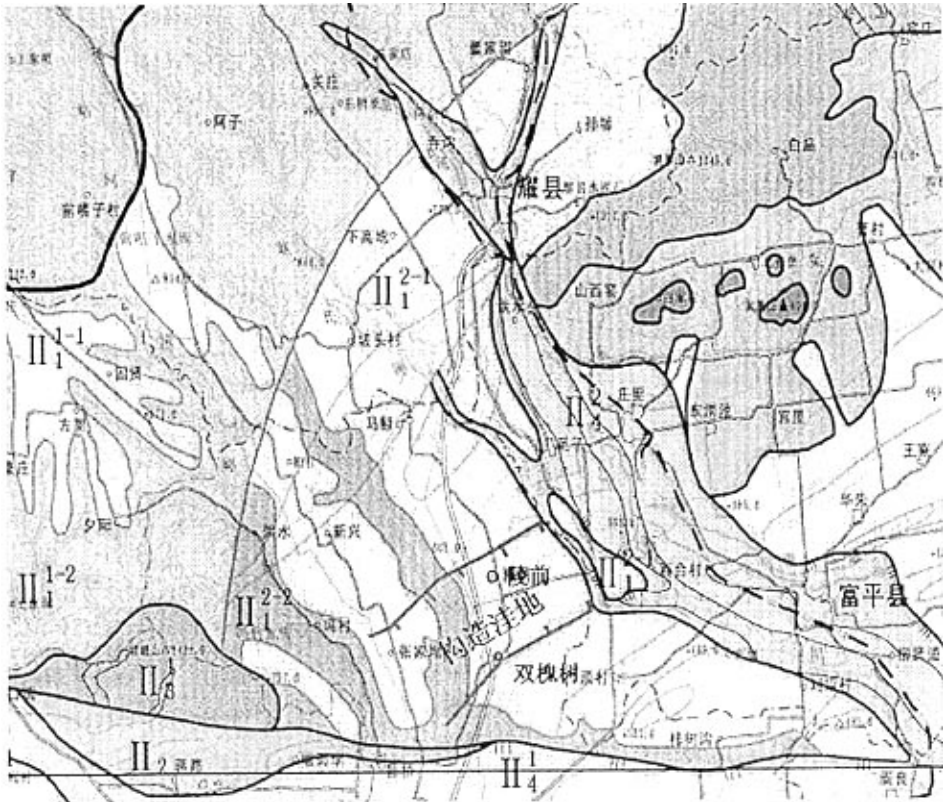


图 2-1 试验场区地貌图

2.1.2 地层结构

试验场地层上部为 Q_3 与 Q_2 黄土及黄土状土, 厚 80~130m, 夹 9~20 层古土壤, 下部为 Q_1 冲积、洪积和湖相沉积物组成, 从老到新叙述如下:

1. 下更新统 (Q_1)

为午城黄土($Q_p^1_w$) + 三门组($Q_p^1_s$)地层, 钻孔显示厚度为 181.44m。上部午城组为浅黄色石质黄土, 致密坚硬, 含钙质结核, 夹有残缺状古土壤层; 下部三门组为河湖相沉积的黄灰色砂岩层、砂砾岩层, 并夹有亚砂土与亚粘土。

2. 中更新统 (Q_2)

为离石组(Q_p^2)黄土地层, 钻孔显示厚度为 144.98m, 研究区东部的赵氏河、西部的浊峪河以及台塬南部塬坪下均见有出露。主要由风积浅黄色黄土, 含钙结核, 夹有 7~16 层棕红色古土壤层。

3. 上更新统 (Q_3)

区内黄土塬地表普遍出露的是上更新统马兰黄土地层($Q_p^3_m$), 主要为风积浅黄色黄土, 疏松、多孔、含钙、具湿陷性, 并发育垂直节理, 底部夹有古土壤。

4. 全新统 (Q_4)

区内沟谷与试验场南部渭河河谷平原区广泛分布全新统现代冲积物。其中, 山前洪积物(Q_h^{1st})主要为山前洪积(扇、裙)层、砂卵石、砂砾和砂质粘土; 早期冲积物(Q_h^{1st})主要为冲积砂质粘土、粘土质沙土、砂和砂砾石; 现代冲积物(Q_h^{2nd})主要为河床、河漫滩冲积亚砂土、砂和砂砾石。

2.1.3 地质构造

试验场区地处渭河拉张断陷盆地中央北部区域(图 2-2), 高陵—固市断陷块的次级断隆块体——泾阳次断阶的北东部位, 在深部构造上处于宝鸡—渭南地幔隆起带的北部边缘过渡区, 莫霍面埋深 42km。大地电磁测深资料反映出该区中上地壳 10~20km 深度范围内存在厚约 6~8km 的低阻~高导层, 为地壳的软弱带; 新生代以来, 本区一直处于南北向引张应力场作用下的伸展拉伸环境之中。这种深部构造背景和构造应力场背景, 为该地区断裂的活动提供了有利的条件。

三原地裂缝及其周围有数条区域性活动大断裂存在。其中南边 3km 处邻的是口镇—关山东西向大断裂(F_4), 该断裂南北两侧块体的差异运动非常明显, 在地貌上显示为该区黄土台原与河谷平原的主要分界线; 地裂缝试验场区位于礼泉—蒲城—合阳北东走向大断裂(F_{10})带上。试验区及其附近地表所对应的是与断裂走向基本一致的陵前构造洼地区, 该洼地区带一直向富平县的流曲镇以远方向延伸, 构成 F_{10} 大断裂北东向延伸的主要构造地貌标志之一。此外还有与 F_{10} 平行的白水—合阳断裂(F_9), 北北东向的长安—临潼—白水断裂、双泉—临猗断

透变形和湿陷变形。

2.2 地裂缝发育特征

在野外调研期间，为了揭示试验场区地裂缝的空间展布特征、地裂缝与下部断层的关系、裂缝所处的第四纪地层特征以及地裂缝的深部延伸状况，在横跨地裂缝带布置了一系列的探槽及浅井+平洞，并对其进行了编录和取样工作。

2.2.1 平面展布特征

试验场区地裂缝由两条近平行的裂缝带 F1 和 F2 组成，线状延伸明显，走向 NEE，已探查出的延伸长度约 4km。其中，靠南面的裂缝位于构造洼地的南缘，是南部塬区与北侧沉降洼地的构造和地貌分界线，最新活动形成的裂缝连贯性强，地表破裂呈锯齿状，整条裂缝呈折线状，裂缝连续分布长度约 800m，地表开裂最大宽度达到 2m(双槐村枣树林内)；北面的地裂缝位于构造洼地的最低区带，呈断续分布，局部分叉，并形成四处串珠状的沉降渗水中心(图 2-3)。

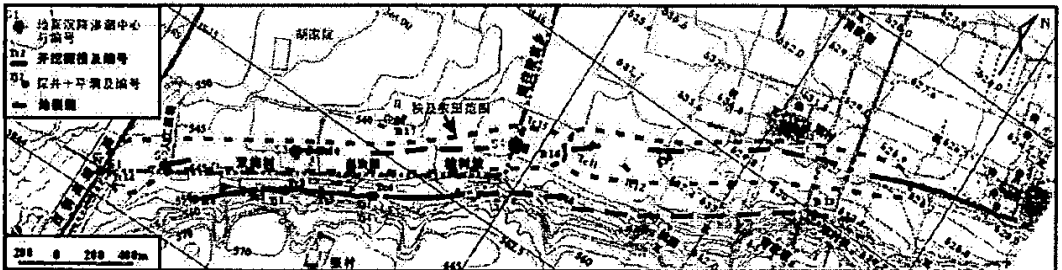


图 2-3 试验场区地裂缝分布图

2.2.2 剖面形态特征

该试验场区地裂缝剖面有如下特征：

(1) F1 裂缝带宽度大于 10m，其中的单个裂缝数量较多，未出露地表的隐伏裂缝较多。如 TJ2 竖井挖了 10m 深，平洞挖了 25m 长，共发现隐伏裂缝 28 条，但仍没有穿透裂缝带。F2 裂缝带宽度小于 10m，裂缝带中的裂缝数量相对较少。

(2) 浅部地层中的地裂缝角度陡倾，近直立，倾角在 70°~90° 之间。裂缝宽度较大(最大 1m)，往地层深部裂缝倾角和宽度都变小，主裂缝倾向 NNW 向。图 2-4 是南边主裂缝带附近开挖的探槽剖面，它是由六条近直立的裂缝组成。

(3) 新近张开的裂缝充填松散物或无充填，形成较早的裂缝大多数充填密实或局部未充填，如 TC7 揭露的六条裂缝宽 2cm~25cm 不等，裂缝未充填或松散充填，为近期活动裂缝。

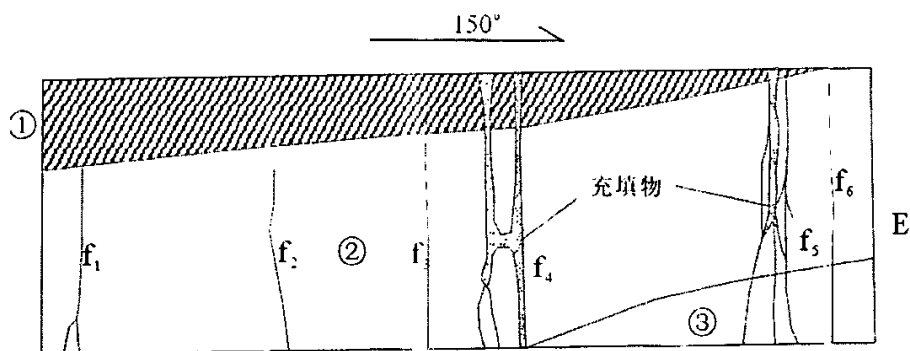


图 2-4 TC7 探槽东剖面形态图
①马兰黄土②古土壤③老黄土

(4) 探槽（井）揭示裂缝有多种剖面形态（图 2-5, 2-6）。它们不是一条简单的直线或曲线，而是常有诸如弯曲、宽窄、间断、错列或分支变化。多数地裂缝也有主裂缝和次裂缝之分，若干条主次裂缝合在一起形成复杂的图像，组成“X”型、“Y”型、雁列型、阶梯型、箱型等。裂缝主要形态可以描述为：近地表呈直立状态，具有上宽下窄的尖楔形裂口；地表裂缝呈略弯的直线和锯齿形；裂缝在剖面上错列、分支与结环。

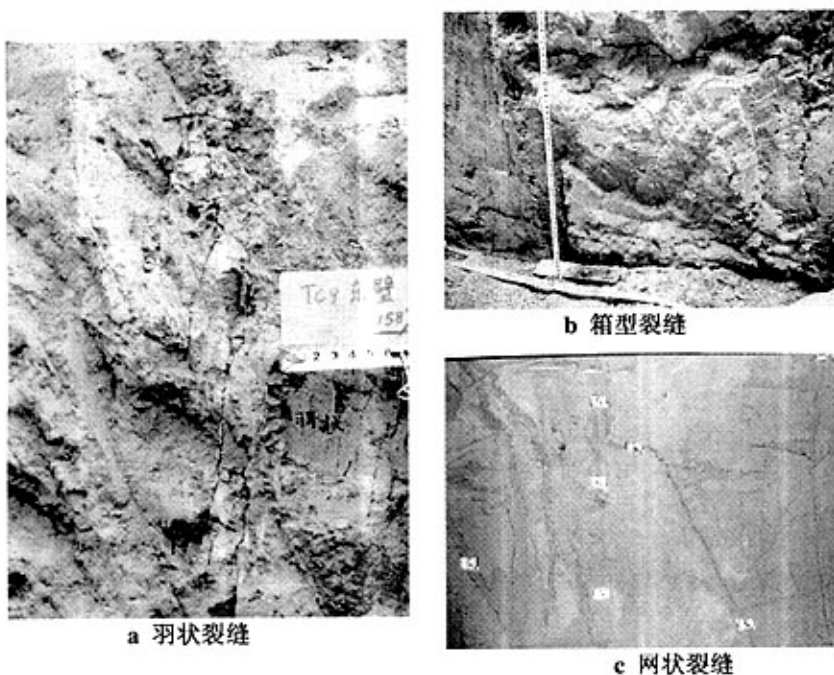


图 2-5 地裂缝剖面形态图

(5) 在 F1 主裂缝带开挖的 TJ3 发生位错，第一层古土壤底部的钙质结核层最大错距 40cm，最近张开的裂缝沿着主裂缝北侧发展。

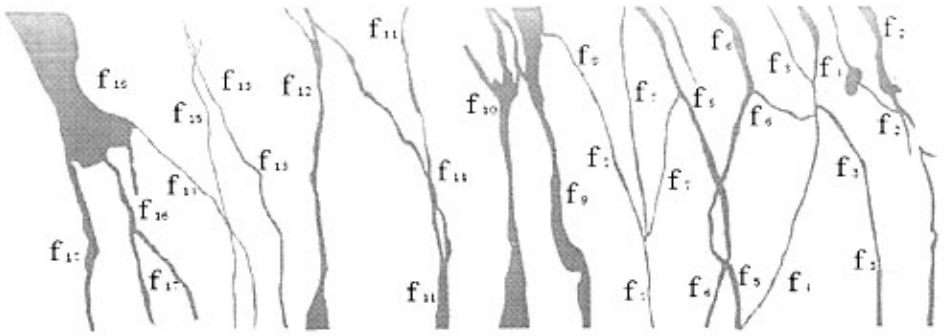


图 2-6 TJ2 南洞剖面形态图

(6) 通过对试验场区地裂缝浅层地震和高密度电法的初步勘探 (图 2-7), 可以发现试验场区潜水面以下到深度 200m 以上地层似乎被错断。

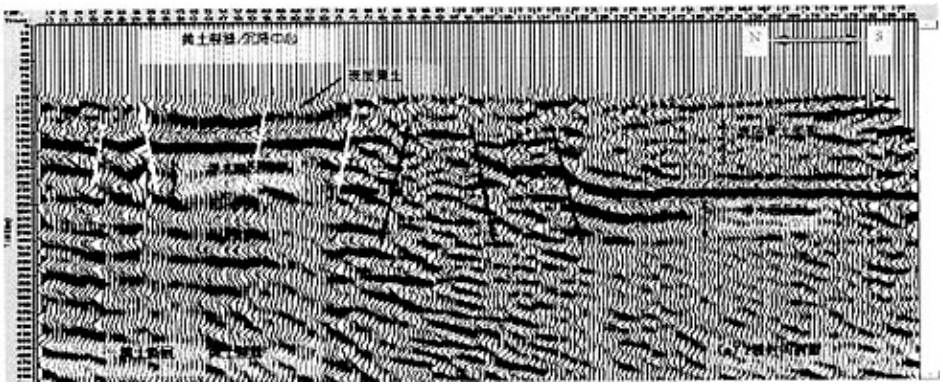


图 2-7 浅层地震勘探成果图

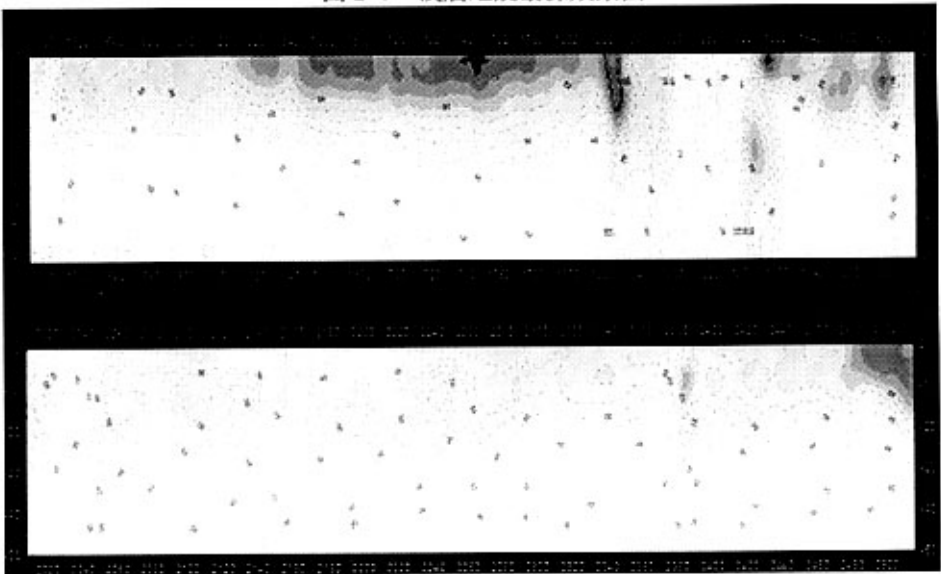


图 2-8 高密度电法勘探成果图

2.2.3 裂缝细观特征

裂缝的细观特征主要是对开挖后的探槽、探井及平洞中裂缝的形态特征、充填情况及裂缝的活动情况进行详细描述，见表 2-1。

2.2.4 地裂缝的力学性质

由于目前所做工作主要集中在地裂缝发育的地壳浅表层的第四系土层中，该土层土质松散，易破裂，土层埋藏浅，地壳应力作用时间短。因此，地裂缝的力学性质表现不如形成在地壳深处岩石节理力学性质明显，但通过裂缝的剖面展示图，经认真辨别，仍能判别其力学性质。

受渭河断陷盆地现代地壳运动性质的控制，礼泉—蒲城—合阳北东东走向大断裂（F10）的基本受力特征是北西向拉张、北东向左旋剪切。试验场区地裂缝运动破裂轨迹所反映的受力特征，与这一宏观构造应力场特征具有高度一致性和协调性。例如，红薯地的近直立拉张裂缝以及红薯窖口破裂轨迹（见图 2-9a、b）反映了该次地裂事件受力特征也是北西向拉张、北东向左旋剪切。

由 TJ3 西壁剖面形态图（图 2-10）所揭露的地裂缝特征可表明，该区早先及近期活动的地裂缝兼具有拉张及剪切属性，如该剖面中的 f1 裂缝为该次地裂事件中最新张开的裂缝，裂缝未充填，呈张开状，为典型的拉张裂缝，它同时切断老缝 f3、f4，并与 f3、f4 交叉成 X 型；老缝 f6 穿过钙质结核及古土壤层，古土壤层被错开，出现错层现象。



a 红薯地近直立拉张裂缝



b 红薯窖反映左旋特征的剪切裂缝

图 2-9 地裂缝力学特征效应

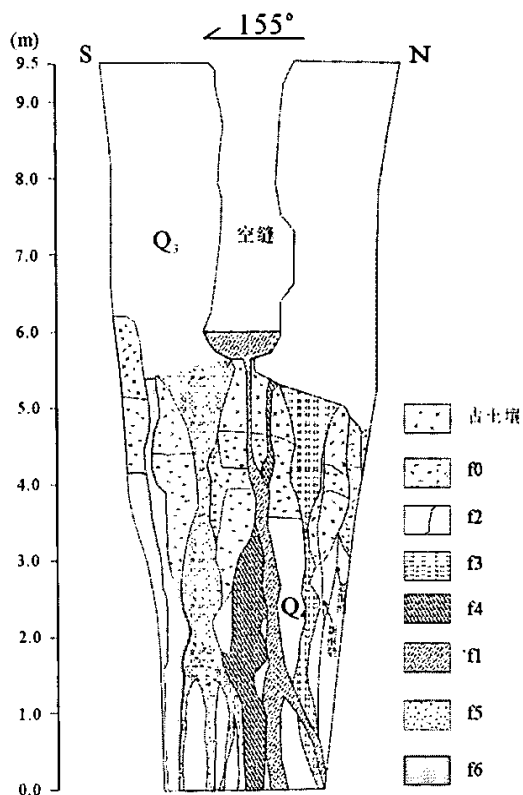


图 2-10 TJ3 西壁剖面形态图

2.3 裂缝带黄土的微观地质特征

黄土的微观地质特征主要包括物质成分和微观结构两大部分。物质成分又包括化学成分和矿物成分，它们是决定岩土工程地质特性的物质基础。

2.3.1 物质成分

采用 X 射线衍射, 对所研究的裂缝土的矿物成分鉴定结果列于表 2-2 中。

表 2-2 X 衍射矿物鉴定结果

试样	石英 (%)	钠长石 (%)	方解石 (%)	蒙脱石 (%)	斜绿泥石 (%)	水黑云母 (%)	卡硅铁镁石 (%)	SiO ₂ /R ₂ O ₃ (%)	未知矿物
TC10-14	69.31	6.16	10.54	3.62	\	\	\	8.26	5.73
TC11-4-2	61.95	10.96	15.76	4.22	\	\	4.33	7.00	\
TC13-2	64.46	16.56	10.53	4.10	\	\	\	8.45	\
TJ2-4	65.64	10.77	12.90	3.92	3.70	\	\	\	\
TJ3-1-4	58.93	11.74	10.90	3.88	\	4.84	\	8.19	\

从表中可以看出, 矿物成分主要是石英、长石、云母、粘土矿物以及其他盐类, 粘土矿物主要是指蒙脱石、伊利石和高岭石等, 其他盐类则是指碳酸钙和硫酸钙等难至中等溶解性盐类。

2.3.2 微结构特征

黄土的现存结构状态是整个历史形成过程中的综合产物, 它决定着黄土结构本身在新的条件下的变化倾向。黄土由结构单元(单矿物、集合体和凝块)、胶结物(粘粒、有机质、碳酸钙)和孔隙(大孔隙、架空孔隙和粒间孔隙等)三部分组成。黄土以粗粉粒(0.05~0.01mm)为主体。较大砂颗粒(>0.05mm)含量较少, 粗粉粒构成黄土骨架, 而细粉砂、粘土和腐殖质等胶结物质附在砂颗粒的表面, 特别集中在大颗粒的接触点, 它们与易溶盐形成的溶液与沉积在该处的碳酸钙一起形成了胶结性的联结, 构成了黄土的微结构特征。

将所研究的裂缝带黄土的粒度成分列于表 2-3 中。

表 2-3 一般工程地质性质表

土样编号	粒度成分(%)			天然含水率 w (%)	天然密度 ρ (g/m ³)	干密度 ρ _d (g/m ³)	孔隙比 e	塑性指数 I _p (%)	液性指数 I _L
	砂粒 (mm) 0.075~0.05	粉粒 (mm) 0.05~0.005	粘粒 (mm) <0.005						
TC10-27	11	63	26	19.18	1.62	1.36	1.00	8.66	-0.63
TC11-6	13	64	23	20.98	1.77	1.46	0.86	9.47	-0.53
TJ2-2-4	9	72	19	10.10	1.60	1.46	0.87	8.88	-2.03

从表中可以看出, 所研究裂缝带黄土粉粒含量最高, 均大于 60%, 砂粒含量较低, 约占 10%左右, 因此, 研究区裂缝带黄土属于中粉质黄土。

另外, 我们对所研究裂缝土的原状土样以及裂缝充填土样进行了电镜扫描(图 2-11)。从扫描照片可以看出, 原状土样骨架颗粒间的连接形式为点接触, 连接强度主要由接触造成的原始凝聚力和盐晶胶膜造成的加固凝聚力所形成; 颗粒间孔隙发育, 为粒状支架—架空结构, 孔隙是由一定数量的骨架颗粒堆积而成, 孔径大于孔隙颗粒。裂缝充填土样骨架颗粒间的连接形式为面接触, 接触面积较

大，接触处有较厚的粘土膜或粘土片和盐晶膜，颗粒间为凝块镶嵌胶结结构。

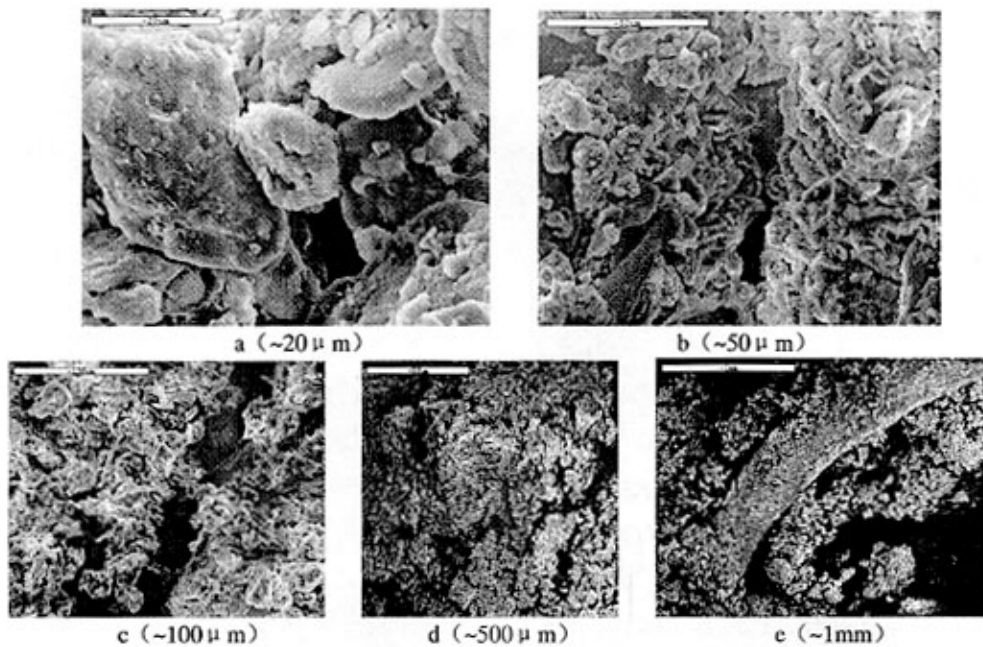


图 2-11a 原状土样微结构

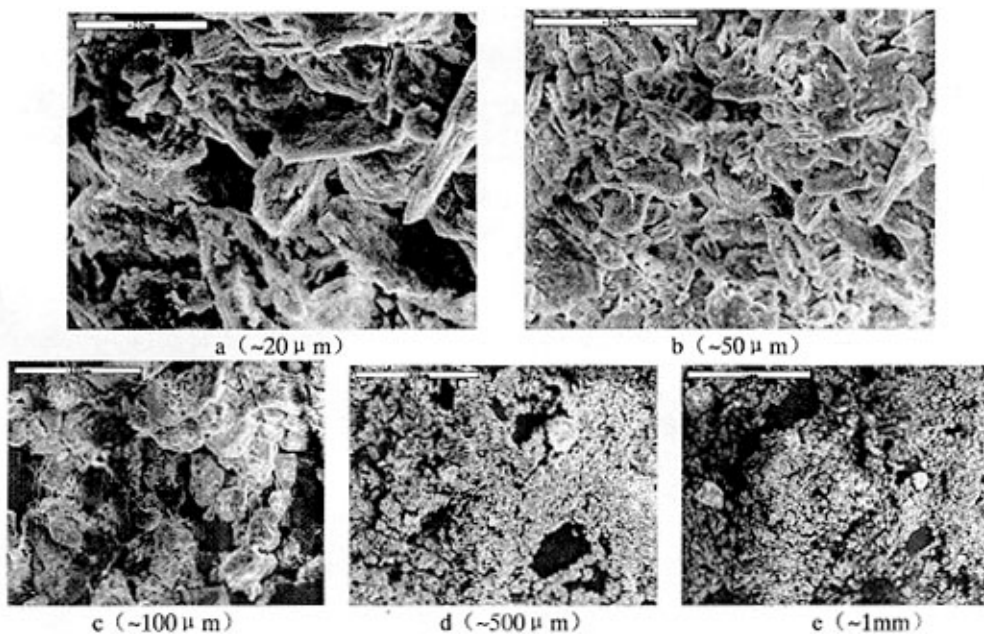


图 2-11b 裂缝充填土微结构

第三章 裂缝带黄土的力学特性研究

土的力学性质是指土在外力作用下所表现的性质,主要包括土的压缩性和抗剪性,亦即土的变形和强度特性。土的力学性质是土的工程地质性质的最重要组成部分,与工程建筑物的稳定和正常使用密切相关。土的力学性质主要取决于土的物质组成、结构构造特点,同时还与受力条件关系密切。

土都具有结构性,当外力破坏了土粒之间的连结,会使土粒发生移动;但土本身有一定的阻力,只有在外力超过土的阻力时,土在压应力作用下产生压缩变形,在剪应力作用下产生剪切变形。所以,土的力学性质说明了土抵抗外力变形和破坏的能力,实质上,说明了土的连结和孔隙在外力作用下可能发生的变化^[36]。为方便研究裂缝带黄土的力学性质,本章根据不同的试验方法,分类描述裂隙性黄土的变形和强度特征,这些试验包括室内压缩试验、直接剪切试验、无侧限抗压强度试验、三轴剪切试验。试验土样全部来自三原双槐地裂缝不同裂缝带、不同深度的裂缝带黄土。

ZdenekBazant, Er2PingChen, 周江平, 周志刚等针对不同尺寸的试样具有的力学性质进行了讨论^[46-49],裂缝带土中裂缝的厚度以及尺寸也会影响其力学性质^[10-14]。根据毕肖普提供的经验曲线表明,如果试件的直径超过裂缝间距4倍,在试验室测得的强度方能接近于原位试验所定的强度^[62]。所以采用常规的试样尺寸研究裂隙性黄土的力学性质时可能偏差较大,不能反映土样的各向异性特点,需考虑较大的试样尺寸。鉴于此,本文主要采用较大尺寸的试样分别研究裂隙性黄土的抗剪性和压缩性,同时也进行了一些室内常规试样尺寸的力学性质试验,以便于对比和反映裂隙性黄土力学性质的试样尺寸效应。

3.1 裂缝带黄土的压缩变形特性

对于裂缝带黄土的可压缩性研究,采用了单向固结仪,进行了一般压力(0~0.3Mpa)下的室内侧限压缩试验。试验土样采自试验场区的不同沉降带地裂缝黄土,其中TJ4位于沉降带F1中,TC10、TC11位于沉降带F2中,由不含裂缝原状土样、含裂隙土样及重塑土样组成。对于含裂隙土样,试验分为与裂隙平行(土样用“//”表示)和与裂隙垂直(土样用“⊥”表示)两种不同的加压方向,在制样时分别使环刀的轴线方向与土样的裂隙面平行和垂直。重塑试样的制备是先将风干土样碾碎、过筛、拌匀,充分破坏土样的天然结构,然后分层击实至要

求的密度，再切取土样。土样的基本物理性质指标及压缩指标列于表 3-1，压缩曲线见图 3-1a、图 3-1b。

表 3-1 土样基本物理指标及压缩性指标

土样编号	土样状态	含水率 (%)	天然密度 (ρ/m^3)	初始孔隙比	饱和度 $S_r(\%)$	塑性指数 I_p	压缩系数 a (MPa^{-1})	压缩指数 C_c	压缩模量 $E_s(MPa)$
TC11-4-6	重塑	17.18	1.66				0.65	0.188	3.08
TC11-4-6	裂隙黄土, 取样 1.5m	17.18	1.66	0.92	31.00	4.24	0.530	0.182	3.52
TC10-17	裂隙黄土, 取样 3.1m	17.12	1.73	0.85	55.07	5.71	0.485	0.161	3.76
TC10-28	原状黄土, 取样 2.6m	19.08	1.71	0.89	58.04	8.22	0.415	0.138	4.48
TJ4-1-7	Q_3 黄土, 取样深 1.2m	10.52	1.37	1.12	24.11	4.67	0.116	0.034	19.05
TJ4-1-6	Q_3 黄土, 取样深 2.2m	15.97	1.63	0.93	46.61	12.93	0.115	0.029	22.47
TJ4-1-5	Q_3 黄土, 取样深 3.4m	15.35	1.61	0.95	43.91	12.04	0.152	0.039	17.39
TJ4-1-4	古土壤, 含钙质结核, 取样 4.4m	9.76	1.57	0.90	29.52	10.92	0.186	0.062	10.20
TJ4-1-3	Q_2 黄土, 取样深 5.4m	10.42	1.47	1.05	26.98	7.86	0.118	0.051	12.82
TJ4-1-2	Q_2 黄土, 取样深 6.4m	8.62	1.50	0.97	24.05	5.76	0.088	0.038	16.81
TJ4-1-1	Q_2 黄土, 取样深 7.4m	7.51	1.51	0.94	21.75	8.87	0.102	0.038	18.87

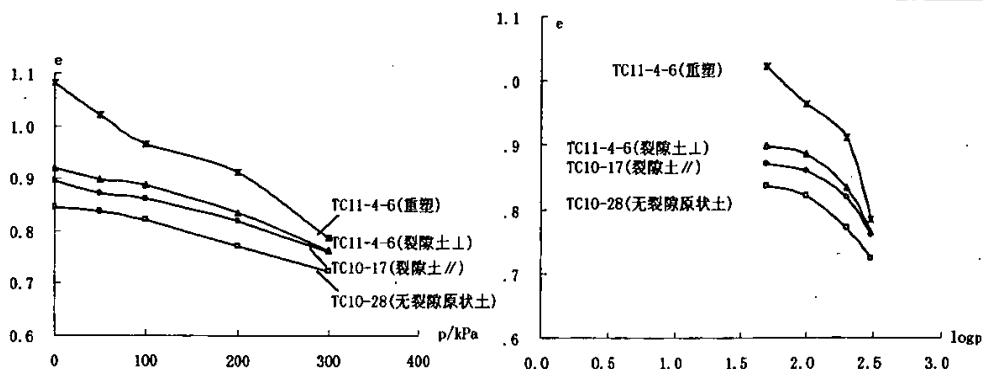


图 3-1a TC10、TC11 中土样的 $e \sim p$ 曲线和 $e \sim \log p$ 曲线

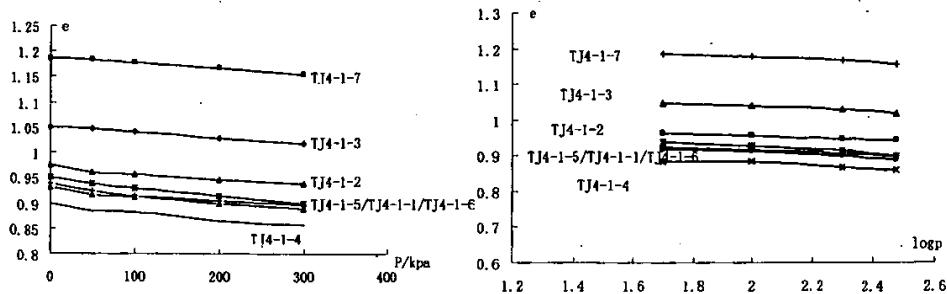


图 3-1b TJ4 中土样的 $e \sim p$ 曲线和 $e \sim \log p$ 曲线

由表 3-1 和图 3-1a、图 3-1b 可得土样压缩曲线有如下特征:

(1) 在天然含水量状态下, TC10、TC11 中的土样属于中等偏高压缩性土, 而 TJ4 中的土样属中等偏低压缩性土。

(2) TC10 中无裂隙土样的 $e-p$ 曲线在轴向压力小于 300kPa 时为一折线, 转折点对应的压力在 50~100kPa 之间, 转折点以前的直线斜率小于后段斜率; 而裂隙土转折点以前的直线斜率大于后段斜率, 体现了裂隙对压缩性的影响。

(3) 对 TC10 中的裂隙土和无裂隙原状土进行比较可看出, 对应于同一垂直压力, 裂隙土比原状土具有较大的孔隙比, 裂隙土的压缩系数高于原状土, 这说明土体中结构面的存在增强了土的压缩性^[45]。在沉积过程中, 原状土颗粒之间相互粘结并产生胶结强度, 阻止土体的压密, 使原状土体保持着较大的孔隙; 而含裂隙土样中软弱带的存在对土体的力学性能起控制作用。此次在 TC10 中所取土样中的裂缝充填物为浅黄色粉质粘土, 可塑、松软, 属于 2004 年以后活动的产物, 土样中裂隙的存在使土体的力学性能下降, 使裂隙土的孔隙在压密过程中减小得很快。

(4) 对 TC11 的裂隙土和重塑土进行比较可看出, 重塑黄土的 $e-p$ 曲线在轴向压力小于 300kPa 的范围内呈折线型; 分别在在 0~100kPa 和 200~300kPa 压力范围的压缩曲线较陡, 压缩系数和压缩指数大, 压缩模量小; 在 100~200kPa 的中间压力段, 压缩系数和压缩指数相对较小, 压缩模量相对较大, 属于高压缩性土。从压缩曲线可以看出虽然裂缝土中软弱带的存在降低了土的结构强度, 但由于重塑土的结构破坏更严重, 重塑土的压缩性比裂隙土强。

(5) TJ4 中土样的 $e-p$ 曲线在轴向压力小于 300kPa 时形态变化不大, 即每一区间段曲线斜率变化不大。在同一探井所取的样, 深度最浅的压缩性最高, 但由于土样本身的性质差异, 即土的含水率、物质组成、结构和构造特征等的影响, 土的压缩曲线并没有随深度变化呈现明显的规律性。

(6) 土的结构强度是指粗粉粒接点处由胶结物质胶结而成的联结强度, 其大小可以用压缩试验得到的 $e-\log p$ 曲线的转折点所对应的压力表示^[55]。根据图 3-1a 和 3-1b 中土样的 $e-\log p$ 曲线的变化趋势可得到土样的结构强度特征如下: 对 TC10 和 TC11 的黄土样, 裂隙土的压缩曲线先于无裂隙土发生转折, 反映裂隙土的结构强度低于无裂隙土, 重塑土的结构强度很小, 几乎没有结构强度; TJ4 中土样的压缩曲线较平缓, 未出现较大转折点, 说明在垂直压力达到 300kPa 之前, 土样的结构强度仍然存在。

3.2 裂缝带黄土的剪切强度特性

土体的剪切强度是土体强度稳定性分析的重要因素。土是由固体土粒及孔隙

中的水和气体组成的多孔分散体系，土粒间的连接强度远远小于土粒本身的强度。因此，在外力作用下，当剪切应力超过土本身的强度时，首先是局部土粒间发生相互错动，产生局部剪切变形。当剪切变形扩大成连续的滑动面时，将引起一部分土体相对另一部分土体的滑动，导致土体发生破坏。

土的抗剪强度指标是指土的凝聚力 c 和内摩擦角 ϕ ， c 、 ϕ 是挡土墙计算、地基基础设计以及地基稳定性验算的重要参数。准确测定 c 、 ϕ 值，最直接和最有效的方法是进行原状土的剪切试验，由于取土技术等原因，对于无法取得原状土样的土类，应进行现场大型剪切试验；对于取土质量较高的土样，可以选用由原状土室内剪切试验确定。室内剪切试验常用的仪器主要有直接剪切仪、三轴压缩仪及无侧限压力仪，其对应的试验方法是直接剪切试验、三轴压缩试验及无侧限抗压试验。

为了研究裂缝带黄土的剪切强度，本文对工程上影响较大的地裂缝带黄土进行了直剪、无侧限抗压强度和三轴剪切等试验，并对试验结果进行了深入的分析，探讨了裂缝及裂缝充填物对黄土的强度的影响，建立了土的抗剪强度的简易表达式。

3.2.1 常规直剪试验

直剪试验被认为是目前诸多土工试验方法中操作简单、使用方便的较常规试验方法之一，被广泛应用于工程勘察实践中。

为反映裂缝带黄土的剪切变形和强度特性，对裂缝带黄土和裂缝充填土分别进行了室内常规直剪试验。试验采用DJY-4型四联等应变直剪仪（南京土壤仪器厂生产），采用快剪法，剪切速率为 $6r/min$ ，垂向压力分别为 $50kPa$ 、 $100kPa$ 、 $200kPa$ 、 $300kPa$ 。试验时将圆柱形试样置于上下盒之间，在试样上加一定的垂直压力，然后施加水平推力，使试样在上下盒之间的水平面上发生剪切直至破坏。在剪切过程中，通过量力环读数计算出剪应力数值，土样在各级压力下的抗剪强度取峰值强度或应力~应变曲线上变形量为 $4mm$ 时所对应的强度，通过若干个不同垂直压力下的抗剪强度值，绘制抗剪强度与垂直压力关系曲线，直线的倾角为摩擦角，直线在纵坐标上的截距为凝聚力。

直剪试验具有如下特点：试验是在侧限条件下进行的，即不允许土有侧向变形；剪破面是人为设定的水平面，未必是真正的软弱结构面；由于剪破面为水平面，且试样较薄，试样侧壁摩擦力可不计，其加在试样上的垂直压力 P 即为剪破面上的法向应力 σ ；在剪切过程中，有效断面积逐渐减小，主应力方向不变，剪破面上应力分布不均；试验过程中，试样的排水程度是靠试验速度的“快”、“慢”来控制的，严格不排水是难以做到的。

3.2.1.1 裂缝带黄土的常规直剪试验

此次试验所取裂缝带土样为 Q₃ 非饱和黄土，灰黄色，土质均匀，较密实，孔隙发育，中等湿陷性。裂缝充填物为浅灰色粉质粘土，稍湿、稍密，坚硬程度与周围黄土接近。土样基本物理性质指标见表 3-3。

表 3-3 土样的基本物理性质指标

	粒度成分 (%)			天然含水率 w (%)	天然密度 ρ (g/m ³)	干密度 ρ_d (g/m ³)	孔隙比 e	塑性指数 I_p (%)	液性指数 I_L
	砂粒 (mm) 2~0.05	粉粒 (mm) 0.05~0.005	粘粒 (mm) <0.005						
Q ₃	8	79	13	12.15	1.47	1.37	0.99	9.22	-0.83

我们做了两组裂缝带土的直剪试验，试验制备了干密度 ρ_d 为 1.55g/m³，含水率 w 为 12.56% 的原状土样八组，每四个一组。第一组土样不浸水，第二组土样浸水 48h 后土样的含水率变为 34.34%，分别进行等速不排水快剪试验。浸水的土样保持其体积不变，以此来研究含水率的变化对裂缝带黄土强度的影响。

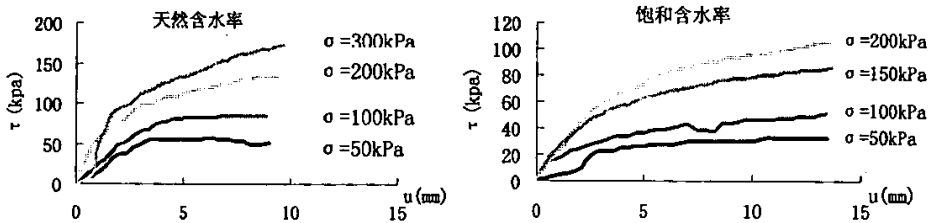


图 3-2 裂缝带黄土的 $\tau - u$ 曲线

试验后，两组土样的剪应力 (τ) - 剪切位移 (u) 曲线见图 3-2，抗剪强度 (τ) - 垂直压力 (σ) 曲线见图 3-3。

其直剪试验数据回归分析得到的两组强度曲线方程分别为

$$\tau_{f1} = 33.8 + \sigma g 27.1^\circ \quad (4-1)$$

$$\tau_{f2} = 5.3 + \sigma g 26.9^\circ \quad (4-2)$$

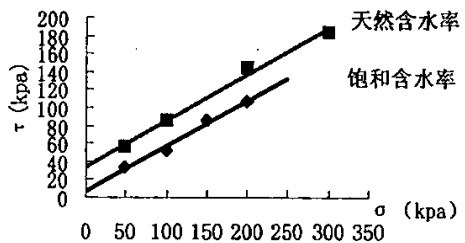


图 3-3 裂缝带黄土的 $\tau - \sigma$ 曲线

由方程 (4-1)、(4-2) 可知，随含水率的增加，土样凝聚力下降了 84%，内摩擦角也有下降，但幅度不大。可见含水率的增加对凝聚力的影响比对内摩擦力的影响要大得多。

通过线性回归分析得到 $\lg c$ 和 $\lg \phi$ 与含水率的关系方程：

$$\lg c = a_1 - b_1 \omega \quad (4-3)$$

$$\lg \phi = a_2 - b_2 \omega \quad (4-4)$$

通过计算，可得 $a_1 = 2.0$ ， $b_1 = 3.72$ ； $a_2 = 1.43$ ， $b_2 = 0.15$

将(4-3)、(4-4)代入摩尔—库仑强度公式，可得到强度随含水率变化的关系

式:

$$\begin{aligned}\tau &= c + \sigma g \varphi \\ &= A_1 10^{B_1 \omega} + \sigma g A_2 10^{B_2 \omega}\end{aligned}\quad (4-5)$$

式中 A_1 、 B_1 、 A_2 、 B_2 为常数，可由 a_1 、 b_1 、 a_2 、 b_2 来确定。

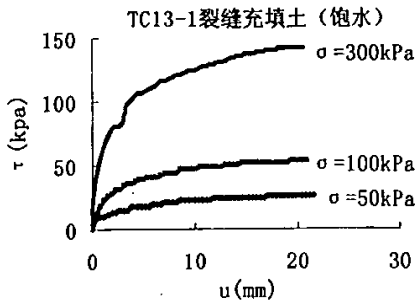
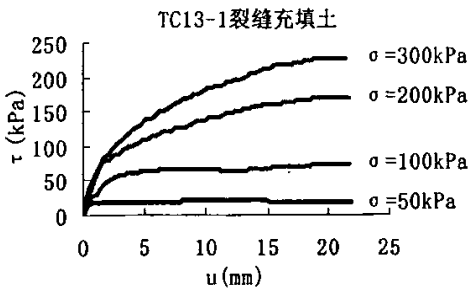
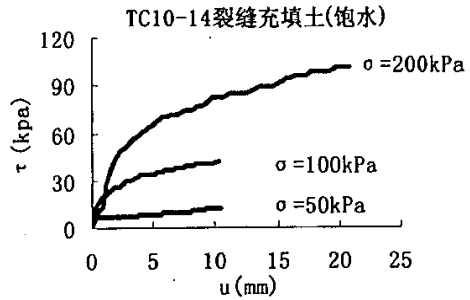
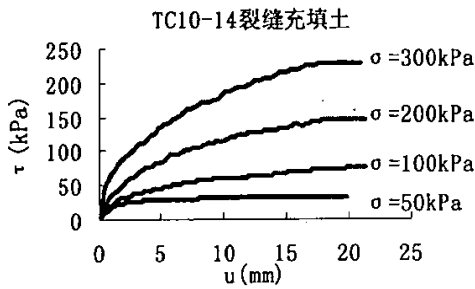
3.2.1.2 裂缝充填土的常规直剪试验

对试验场区地裂缝不同裂缝带充填物分别取了扰动土样，并对之进行了天然含水率和饱水情况下的室内快剪试验，不同含水率状态下土样的抗剪强度指标列于表 3-4。

裂缝充填土的剪应力 (τ)—剪切位移 (u) 曲线见图 3-4，抗剪强度 (τ)—垂直压力 (σ) 曲线见图 3-5。

表 3-4 不同含水率状态下裂缝充填土抗剪强度指标

土样编号	试验状态	w (%)	C (kPa)	ϕ (°)
TC10-14	天然	17.33	14	17.0
	饱水	34.33	3	17.1
TC13-1	天然	16.53	13	21.4
	饱水	32.15	1	19.0
TC13-2	天然	17.20	19	21.0
	饱水	33.42	4	23.0



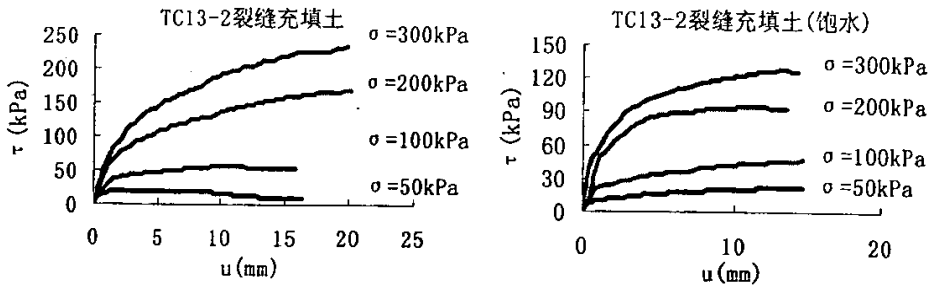


图 3-4 裂缝充填土的 $\tau - u$ 曲线

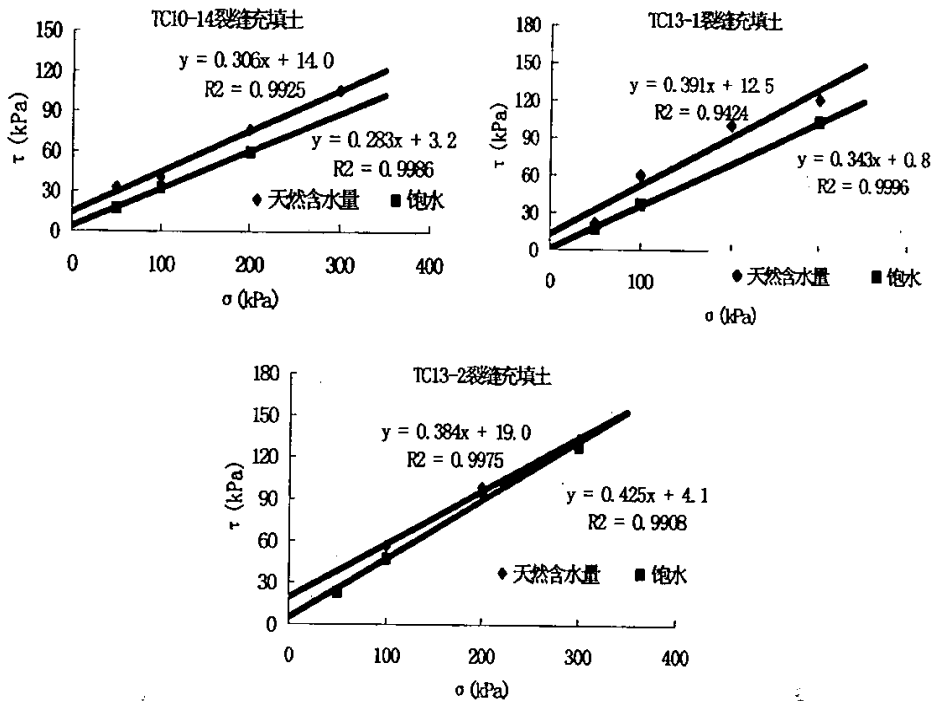


图 3-5 裂缝充填土的 $\tau - \sigma$ 曲线

从直剪试验成果可见，天然含水率条件下，裂缝充填土的抗剪强度（C值为13~19KPa， ϕ 值为17°~21°）低于裂缝带黄土（C值为33.8KPa， ϕ 值为27.1°），其中粘聚力显著降低，内摩擦角也受影响。含水率对土样的抗剪强度影响很大，饱水后裂缝充填土的抗剪强度明显降低，粘聚力（C）随含水率的增大而减小，内摩擦角影响幅度较小。

3.2.2 大尺寸裂缝带黄土的直剪试验

鉴于裂隙有一定的宽度或厚度，不同的试样尺寸对裂隙性黄土力学性质的存在不同影响，我们改装了可以测试较大尺寸原状土样抗剪强度指标的便携式直剪仪，以便减小其影响和反映试样的尺寸效应。

3.2.2.1 大尺寸裂缝带黄土的直剪试验设备

便携式直剪仪（图 3-6）是在原成都地质学院生产的便携式直剪仪（该仪器只适用于扰动土样）的基础上，经过改进后可以测试原状土样和扰动土样（砂土、碎石土、重塑土等）抗剪强度指标的直剪仪。该仪器长 60 cm，体积较小，且一些主件可分开装运，试验采用大尺寸土样（长 20cm，宽 16cm，高 8-10cm）。因此，该直剪仪对一些不宜采用常规的小尺寸试样室内直剪试验而必须通过现场的原位试验才能获得其强度参数的特殊土（如非均质土、裂隙土、裂缝带土、滑带土等）具有较好的适用性，而这些特殊土，同时可以根据试样尺寸要求和试验设计的取样深度将土样取出拿到任何方便的场所进行，不需较长时间呆在洞室或坑槽中，从而具有不影响施工、安全、高效、代表性好的优点。

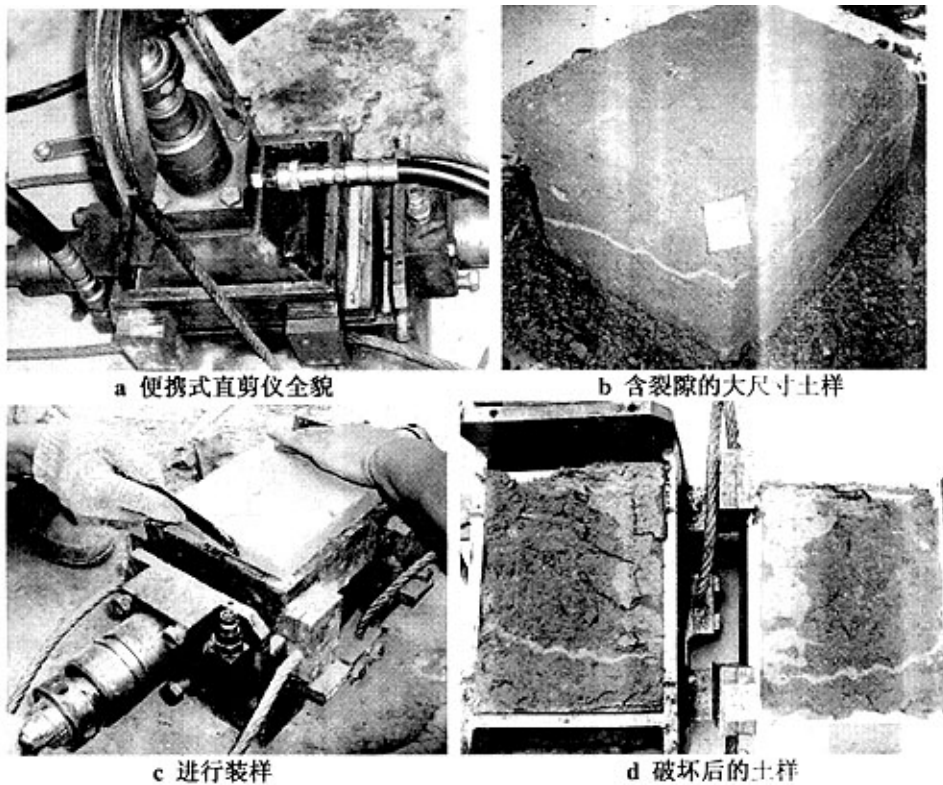


图 3-6 便携式直剪仪

改装的直剪仪属于应力式，垂直荷载和水平荷载通过油压千斤顶施加，其应力由精密压力表的读数经过千斤顶标定曲线转换成单位剪切面积的出力。剪切位移和垂直位移用百分表量测，进而可换算成应变。试验时的正应力和剪应力可根据实际工程情况选择不同的加载方式，如正应力可分为分级施加和一次性施加，剪应力也可以采用分级施加和按一定的剪切速率连续施加，同时还可以观测土样

沿着预置的具有一定厚度的剪切带发生剪切破坏的强度及剪切面（带）特征。

3.2.2.2 试验土样的特征及物理性质

本次试验土样采用三原地裂缝不同裂缝带和不同深度的裂隙性黄土样，对于同一裂缝带的土样其取土深度和裂缝充填物性质相同。其中，探槽 TC10 中的土样埋深 3.0m，含水量相对较大，裂缝由于近期活动使其充填物较新；平洞 PD2 中的土样埋深 10.0m，含水量较小，裂缝多期活动性明显，充填物较老。各土样的裂缝特征及其基本物理性质指标列于表 3-6。

表 3-6 土样的裂缝特征及物理性质

土样编号	裂缝特征	w (%)	γ (kN/m ³)	μ (%)	m (%)
TC10-2	裂缝宽 5~7mm，沿土样剪切方向稍有起伏，充填物为浅黄色粉质粘土，可塑、松软，属于 2004 年后活动时的充填物。	19.7	16.7	26.8	17.1
TC10-3		19.5	16.3	26.3	17.5
PD2-1	裂缝宽 5-9mm，沿剪切方向稍有起伏，充填物为灰黄色粉质粘土含水量较少，硬塑，稍有胶结，形成时间相对较早。	9.06	15.0	27.0	21.0
PD2-2		9.11	15.1	27.1	21.3
PD2-3		9.43	15.6	27.6	21.6

3.2.2.3 大尺寸裂缝带黄土的直剪试验过程

为减少或避免取样、运输和制样过程对裂缝土样的扰动，将便携式直剪仪带到野外场地，用与试验土样尺寸配套的矩形取土器直接在设计深度处削取土样，同时要根据土样的压缩性将土中裂隙（缝）放在取土器的中间或偏上位置，以便在正应力作用下裂隙（缝）刚好位于剪切面处，土样取出后连同取土器一起置于剪切盒之上并将土样压入到剪切盒中。

试验过程正应力和剪应力采用相同的加载方式，共分三种工况：一种是分级加载，即在分级施加了垂直荷载后，按预先估计的抗剪强度分级（不小于 8 级）施加水平剪力，量测每级剪应力作用下的剪切位移和垂直位移，当每级剪应力作用下的剪切位移稳定后，再施加下一级剪力，直到土样剪坏或剪切位移达到 20mm 时停止试验；一种是连续加载，即在连续施加了垂直荷载后，以一定的剪切速率（0.2mm/min）连续施加剪力，按剪切位移每间隔 0.2mm 分别记录对应的剪应力和垂直位移，直到土样剪坏或剪切位移达到 20mm 为止；另外，为体现土体裂缝中可能存在的局部未充填情况，试验时在上下剪切盒之间放上 10mm 厚的压条，待分级垂直荷载施加后，将压条取出，然后分级施加剪应力，直至土样剪坏或剪切位移达到 20mm 为止。最后一种工况土样的变形破坏在中间形成剪切带，并允许有沿剪切带的侧向变形。

3.2.2.4 试验结果及分析

1) 大块裂缝带黄土的剪应力—应变特征

大块裂缝带黄土直剪试验的剪应力 (τ)—剪切位移 (u) 曲线见图 3-7。

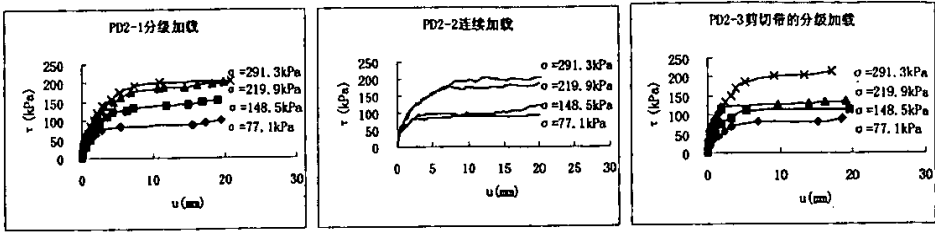


图 3-7 PD2 中试样的 $\tau-u$ 曲线

由图 3-7 可知, PD2 中各土样在不同正应力作用下的剪应力—剪切位移曲线都较相似, 均具有弱硬化型特点, 其剪切变形可分为弹性、弹塑性和塑性三个阶段。弹性阶段近似为直线, 随着正应力的增大, 斜率逐渐变大; 弹塑性阶段为一曲线, 随着正应力的增大, 曲线弧段也越长; 塑性阶段近似为平缓的直线。各阶段的变形量也与试验过程的正应力有关, 正应力较小时 ($\leq 150\text{kPa}$), 弹性和弹塑性阶段的变形量均较小; 正应力较大时 ($\geq 150\text{kPa}$), 弹性和弹塑性阶段的变形量相对也较大。

2) 大块裂缝带黄土的抗剪强度及其结果分析

计算抗剪强度时, 取剪应力 (τ) 与剪切位移 (u) 曲线上剪应力的峰值为抗剪强度, 无峰值时取剪切位移 12mm 所对应的剪应力为抗剪强度。大块裂隙黄土直剪试验的抗剪强度指标列于表 3-7, $\tau-\sigma$ 曲线见图 3-8。

表 3-7 土样的抗剪强度指标

土样编号	剪切方式	c (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)
TC10-2	分级加载	31	21.8
TC10-3	连续加载	23	22.0
PD2-1	分级加载	53	28.6
PD2-2	连续加载	34	30.0
PD2-3	剪切带的分级加载	31	28.5

从表 3-7、图 3-8a 和图 3-8b 可以看出, TC10 中的裂缝近期活动频繁, 其充填物松软, 含水量较高, 因此强度也较低, 测得的抗剪强度指标 c 和

ϕ 值小; 而对于裂缝形成时间相对较早的 PD2 中的裂缝带土样, 由于透水性较强, 裂缝充填物含水量较低, 胶结程度相对好些, 测得的抗剪强度指标 c 和 ϕ 值大。

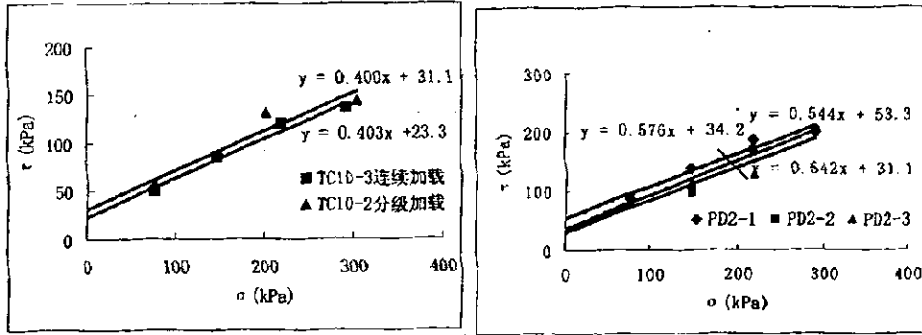


图 3-8a TC10 中土样的 $\tau - \sigma$ 回归曲线 图 3-8b PD2 中土样的 $\tau - \sigma$ 回归曲线

无论是新近充填还是形成时间相对较早的裂隙性黄土，不同的加载方式对测得的抗剪强度影响较大。主要体现在分级加载方式测得的内聚力比连续加载方式大，TC10 中试验土样的内聚力偏大 8kPa，PD2 中土样的内聚力偏大 19kPa；分级加载方式测得的内摩擦角比连续加载时稍小，但变幅不大，TC10 中试验土样的内摩擦角偏小 0.2° ，PD2 中土样的内摩擦角偏小 1.4° 。其原因可能是分级加载方式中各级荷载作用下土样的缓慢趋稳变形过程有助于土样的进一步压密和颗粒的定向排列；连续加载方式可认为是无限个分级荷载在土样远未达到变形稳定就快速施加下一级荷载的过程，此时的土样压密效果相对前者要差些，颗粒也来不及调整方向就进入下一轮的剪切变形。由于内摩擦角所反映的摩擦强度是由土颗粒接触面或颗粒与胶结物质接触面上的摩擦产生，起主要作用的是土颗粒大小及其形态，而这些颗粒的局部定向排列对摩擦角的影响不是很大，所以两种加载方式测得的内摩擦角变幅较小。

同种裂隙性黄土的分级加载和剪切带的分级加载方式对测得的抗剪强度值也有不同影响。分级加载方式测得的内聚力比剪切带的分级加载方式大，两者相差 22kPa（表 3-7），而两种加载方式对内摩擦角影响不大。造成内聚力变化较大的原因可能与剪切带的分级加载过程中，剪切带附近的土颗粒存在侧向变形，有助于应力的消散。

3.2.3 无侧限抗压强度试验

黄土的强度除用抗剪强度指标 (c 、 ϕ) 表示外，还常用无侧限抗压强度 (σ_c) 来表示。对不同沉降带的 TC7（位于沉降带 F1）、TC10（位于沉降带 F2）的土样进行了无侧限抗压强度试验，土样的主要物理性质指标及抗压强度指标列于表 3-8。试验设备采用南京土壤仪器厂生产的 TSZ30-2.0 型应变控制式三轴仪，试样尺寸为 $\Phi 61.8\text{mm} \times 125\text{mm}$ ，试验操作遵照《土工试验方法标准》（GB/T50123-1999）的有关规定和要求，土样在无侧向压力条件下抵抗轴向压力

的极限强度即为无侧限抗压强度 (q_u)。试验的轴向应力与轴向应变关系曲线如图 3-9 所示。

表 3-8 土样主要物理性质指标及抗压强度指标

土样编号	土样状态	w(%)	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	e_0	$w_L(\%)$	$w_P(\%)$	I_P	q_u
TC7-1	裂缝带周围原状土	17.0	13.6	1.007	30.9	19.3	11.5	142
TC7-7		18.0	13.1	1.207	32.2	18.1	14.1	68
TC10-30(60°)	含裂缝土, 裂隙宽度 6~14mm, 最宽处可达 24mm, 充填有黄色粘土	18.0	14.0	0.949	25.6	18.5	7.1	48
TC10-22(50°)		16.8	14.2	0.913	24.4	19.2	5.2	57

注: () 内的角度是指裂缝与土样 σ_1 轴向夹角。

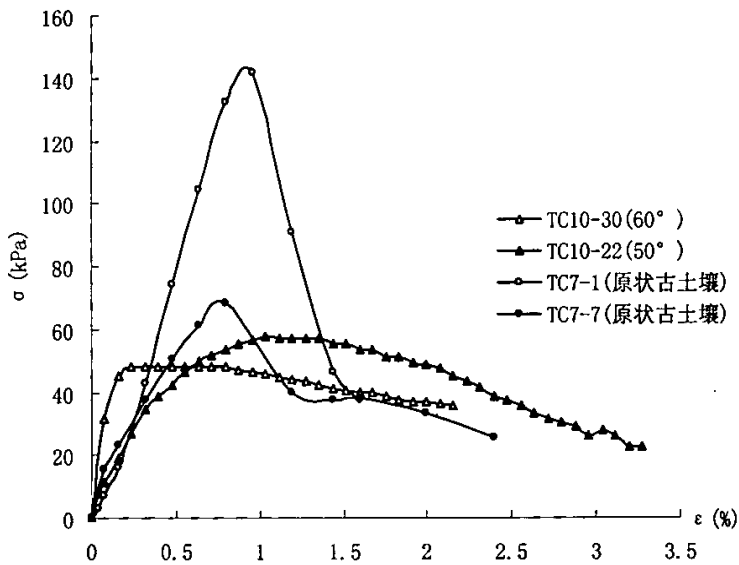


图 3-9 无侧限抗压试验的 $\sigma - \epsilon$ 曲线

从表 3-8、图 3-9 和图 3-10 可得到无侧限抗压条件下裂隙性黄土的应力应变特征和破坏变形有如下规律:

(1) TC7 原状土样的应力-应变曲线呈强软化型, 达到峰值强度以后, 土的强度立即降低, 降低幅度达 1.5 倍以上。土样达峰值强度以前, 应力-应变曲线呈直线型, 此时, 土样处于弹性变形阶段, 当土样出现微裂隙而产生破坏现象时, 曲线明显发生转折并很快达到峰值强度后, 破坏裂隙急剧发展, 曲线快速下降, 出现明显的软化现象。这 2 个土样的整体强度都较大, 相比较而言, TC7-7 的强度低于 TC7-1, 这除了与土样本身的性质有关外, 还可能与土样所取位置有关。TC10 中土样的应力-应变曲线呈弱软化型, 峰值强度低。土样达峰值强度之前, 应力-应变曲线呈曲线型, 此时土样处于弹塑性变形阶段。从曲线可以看出, TC10-22(50°) 弹塑性变形时间及强度都要大于 TC10-30(60°), 土样在达到峰值强度后才明显观察到破坏裂隙。TC7 中土样的无侧限抗压强度值较高, 为 TC10 土样的 1.4~2.8 倍左右。由此可见, 土样中裂隙的存在大大降低了土的强度; 裂

隙倾角对土的变形和强度都有影响，土的应力-应变特征随裂隙角度不同而不同。

(2) 图 3-10 为 TC10 中土样破坏后的素描图及土样破坏的前、后视照片，从图中可以看出，对于 TC10 中含裂隙土样，剪切破裂面都是沿裂隙方向扩展，土样先是在原裂隙附近出现细小的破坏裂隙，并在侧壁周围出现平行或呈雁列排列的微裂隙，随轴向应力的增加，这些裂隙逐渐扩展，最后在沿原裂隙方向出现剪切破裂带；对于不含裂隙的原状土样，剪切破裂一般是沿土样的轴向部位出现，土样下部微鼓，侧壁出现许多微裂隙。



TC10-22

示意图



前



后



TC10-30

示意图



前



后

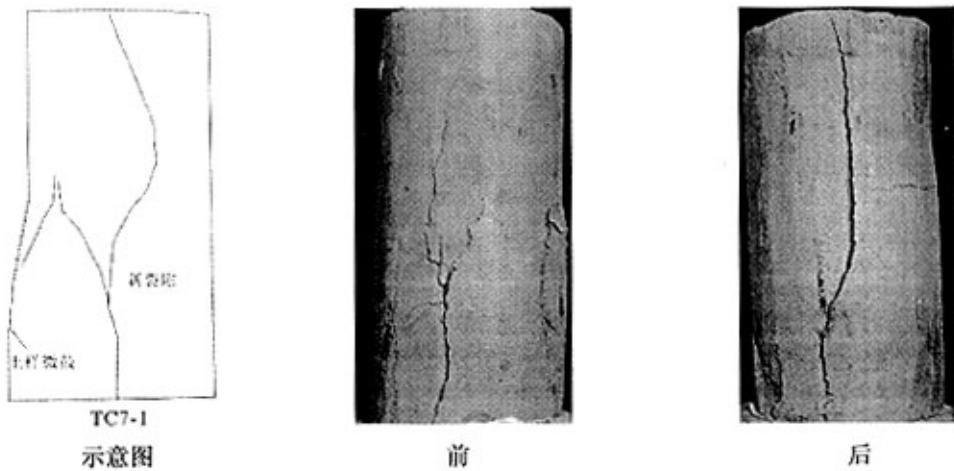


图 3-10 土样破坏后的形态示意图及破坏后的前、后视照片

3.2.4 三轴剪切试验

三轴压缩试验能测定土的应力-应变关系，有效地揭示土的强度变形特性而受到岩土工程界广泛重视。考虑到围压和应变速率对结构性粘土应力路径的影响^[67]以及土样的特殊的结构性，本节采用南京土壤仪器厂生产的 TBZ30-2.0 应变控制式三轴仪进行不固结不排水常规三轴试验，采用围压分别为 100KPa、200KPa、300KPa，剪切速率均采用水电部（84）规范所要求的最慢速率下限，即采用 0.08mm/min 的速率剪切^[61]。

把试验结果绘制成应力-应变关系曲线，试验进行了纵横两方面的比较。纵向方面的比较是不同裂缝倾角（裂缝与土样轴线夹角）的土样在相同围压下的应力-应变曲线特点，即土样的强度和变形特征；横向方面的比较是相同裂缝倾角的土样在相同围压、不同含水率以及不同围压下的应力应变曲线特点。

3.2.4.1 土样的采集与制备

此次试验土样采用三原双槐地裂缝不同裂缝带和不同深度的裂缝带黄土。三轴试验采用较大的试样尺寸（ $\phi 61.8 \times 125\text{mm}$ ）。为揭示试样中原裂隙的不同角度及其位置对土样变形及强度的影响，在试样制备过程将土样削成裂隙倾角（与最大主应力面的夹角）为 0° 、 15° 、 30° 、 40° 、 45° 、 50° 、 60° 、 65° 、 75° 和 90° 的圆柱形，并使原裂隙处在土样的不同高度。文中的土样原裂隙角倾角均指裂隙面与土样轴向的夹角，以后不再说明。

土样制备好后，在试样的侧面用记号笔画出正交网格剖分线，竖直线共 8 条，沿圆柱面等间距排列，相邻两条竖线的圆心角为 45° ，水平环线间距 20mm，同时标记出裂缝的位置。将土样侧面的网格线和裂缝的位置以平面形式展示在厘米

纸上,即画出土样及其裂缝的侧面展示图。待试验结束后,将变形后的土样侧面、老裂缝及新产生的破裂面绘制成侧面展示图,这样就可以量测出土样不同位置的变形和位移情况,其变形特征一目了然,能清楚地反应出新破裂面与老裂缝及土样的变形方向之间的关系。

3.2.4.2 裂缝带土样特征及基本物理性质

此次试验取自双槐地裂缝探槽 TC10 和 TC11 中的土样都处于同一沉降带中,性质较接近,土样埋深 2.2~3.3m,含水量相对较大,裂缝宽 3~8mm,裂隙面粗糙不平,充填物为浅黄色粉质粘土,可塑、松软,属于 2004 年以来活动时的充填物,局部未充填,裂隙壁含有一层厚 1mm 左右的泥膜。而平洞 PD2 中的土样埋深 9.5~10.0m,含水量较小,裂缝宽 4~9mm,裂隙面粗糙不平;裂缝充填物为灰黄色粉质粘土,含水量较少,硬塑,稍有胶结,形成时间相对较早,裂缝多期活动性明显,充填物较老。裂缝带黄土样的常规物理性质指标的范围值及平均值列于表 3-9。

表 3-9 土样的基本物理性质

取样地点	天然含水率 w (%)		天然密度 γ (kN/m^3)		液限 w_L (%)		塑限 w_p (%)	
	范围值	平均值	范围值	平均值	范围值	平均值	范围值	平均值
TC10	16.6~20.5	18.8	15.4~17.4	16.5	23.2~28.6	25.8	14.5~18.8	16.5
TC11	17.2~21.0	19.5	15.0~18.2	16.9	22.6~24.4	23.5	13.7~17.9	15.4
PD2	9.1~13.7	11.0	15.0~16.5	15.8	24.6~28.7	27.2	17.6~21.6	19.6

3.2.4.3 裂缝带黄土的应力-应变特征

1) 同围压、不同裂缝倾角的应力-应变特征

为了明确说明裂缝倾角(裂隙面与最大主应力作用面的夹角 α)对裂缝带土样强度的影响,分别对不同探槽中具有天然含水率的土样(含水率和密度均近似)在给定围压($\sigma_3=100\text{KPa}$ 、 200KPa 、 300KPa)下分别进行不固结不排水常规三轴试验。

1、TC10 中裂缝带土样的应力-应变特征

将探槽 TC10 中具有天然含水率的无裂缝原状土样以及裂隙倾角分别为 0° 、 15° 、 30° 、 45° 、 65° 的裂隙土样的应力-应变曲线($\sigma-\epsilon$ 曲线)、土样破坏前后形态图以及土样破坏形态描述分别示于图 3-12、图 3-13 和表 3-10 中,并对试验结果进行分析。

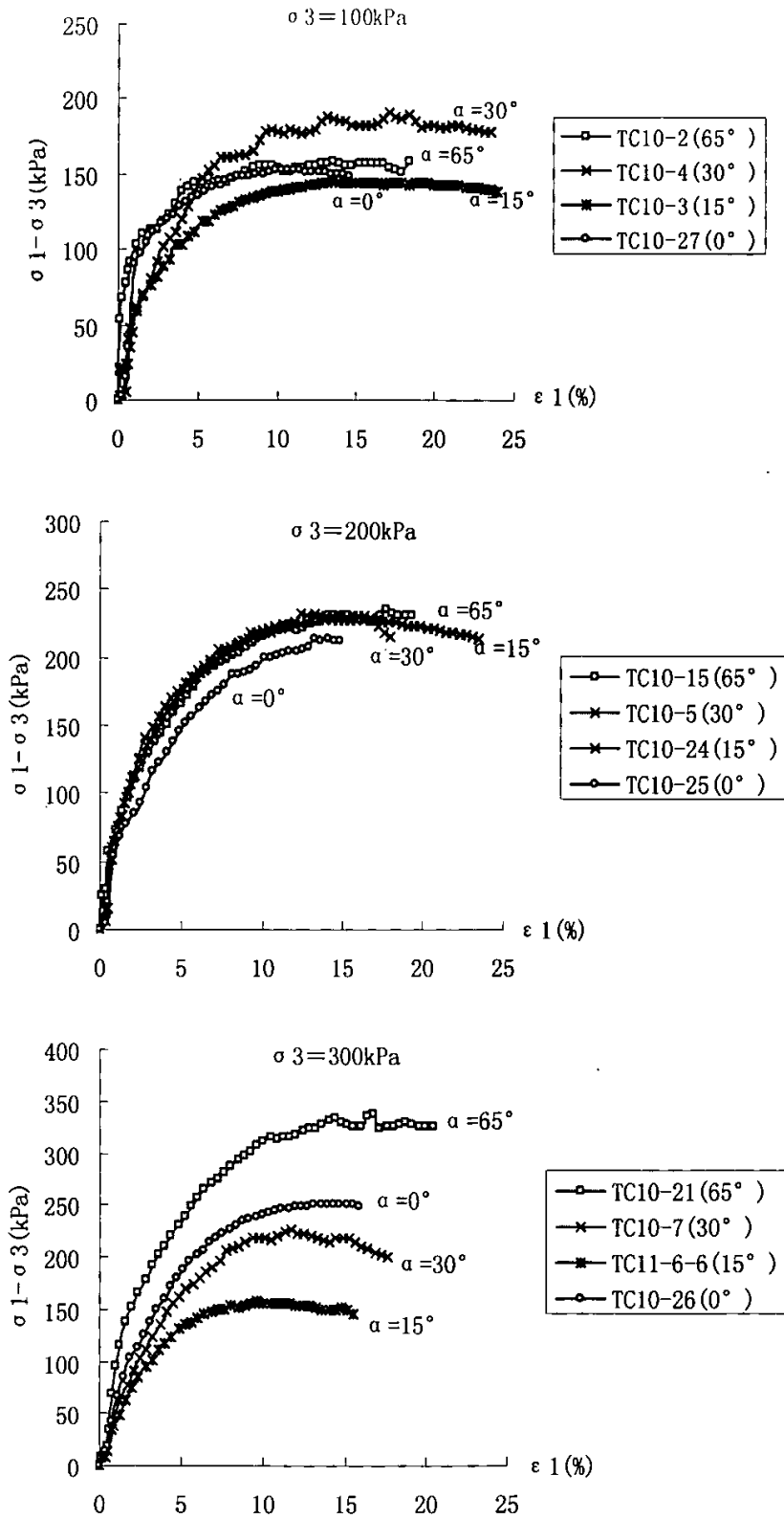


图 3-12 TC10 中不同裂缝倾角土样的应力-应变曲线

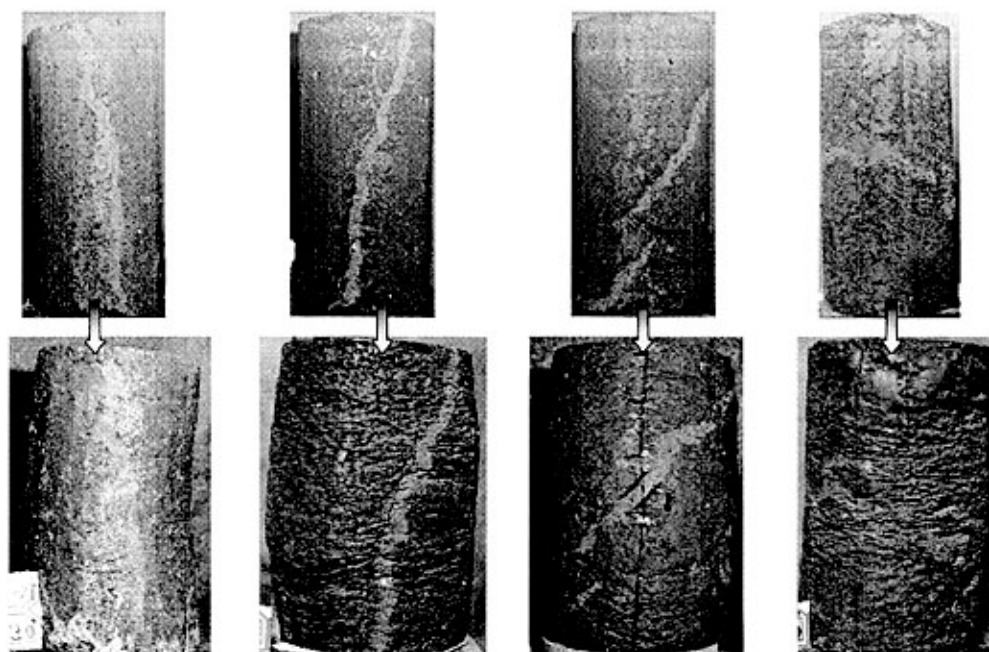
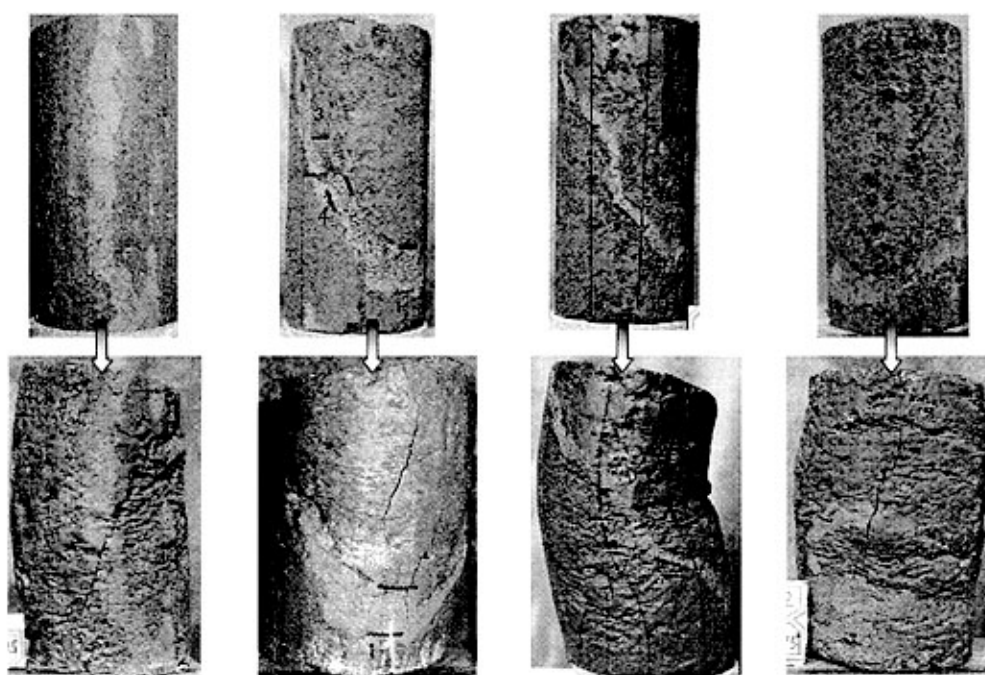


图 3-13a 不同裂缝倾角土样在围压 100kpa 下的破坏前、后形态图



TC10-25 (0°) TC10-24 (15°) TC10-5 (30°) TC10-15 (65°)

图 3-13b 不同裂缝倾角土样在围压 200kpa 下的破坏前、后形态图

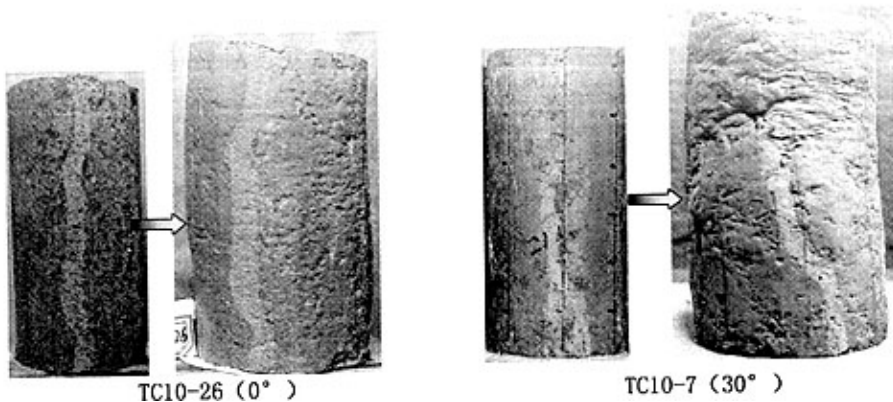


图 3-13c 不同裂缝倾角土样在围压 300kpa 下的破坏前、后形态图

表 3-10 TC10 土样破坏前后形态描述

倾角	围压	破坏前形态	破坏后形态	破坏强度(kpa)
0°	100kpa	一侧裂缝带垂直向上, 宽 5 mm; 另一侧呈微 S 型, 宽 3~5 mm。	土样向一侧稍倾斜, 侧面内凹部位及以下周围见有较多横向小皱纹, 外凸部分皱纹不明显。	152.70
	200kpa	缝宽 6~10mm, 充填浅黄色黄土状土。	土样向一侧稍倾斜, 有一微裂缝斜穿老裂缝, 但未贯穿整个土样。	213.07
	300kpa	缝宽 6~8 mm, 一侧裂隙铅直, 另一侧有些曲直。	土样一侧稍倾斜, 未见破坏痕迹。	251.09
15°	100kpa	缝宽 4~5mm, 充填黄色黄土状土。	沿裂缝充填带出现微裂缝, 土样中部稍稍鼓出, 未见剪切裂缝贯通破坏面。	144.81
	200kpa	缝宽 6~10mm, 充填浅黄色黄土状土。	土样明显向裂隙走向方向倾斜, 见有雁列裂隙, 均位于侧面中间部位, 老裂缝倾角变为 17°。	228.07
	300kpa	缝宽 30mm。	土样明显向一侧弯曲, 内凹处见许多密集小褶皱, 内凹中部土体凸起。沿土样内凹处至土样下部有一条剪切裂缝斜穿土样。	156.85
30°	100kpa	缝宽 3~7mm, 充填浅黄色黄土状土, 可塑。	土样外形完整, 侧面中部稍稍鼓起, 老裂缝较低所在侧面中部横向小褶皱较密集。	188.03
	200kpa	缝宽 3~9mm, 充填浅黄色黄土状土。	土样明显向一侧弯曲, 在外凸中心上下各有一条横向张裂缝; 有呈雁列状剪切裂隙通过内凹中心, 角度 30~35°。	231.71
	300kpa	缝宽 6~7mm, 有充填。	土样向一侧弯曲, 内凹处见许多横向小褶皱, 未见破坏痕迹。	225.50
65°	100kpa	裂缝宽 8~12mm, 充填黄色粘土。	土样以均匀性破坏为主, 整体压缩鼓胀, 未见破坏裂隙。	158.19
	200kpa	缝宽 5~10mm, 充填浅黄色黄土状土。	土样整体压缩鼓胀, 中部沿垂直方向出现微裂缝。	230.98
	300kpa	缝宽 8~10mm。	土样整体压缩鼓胀, 未见破坏裂隙。	336.74

通过对以上图、表的分析, 可得出以下结论:

① 六种不同状态的土样在不同围压下的应力应变曲线呈弱软化型或弱硬化型。在土样应力达到峰值之前, 应力-应变曲线斜率基本呈线性关系, 且随围压升高, 斜率增大, 说明应变率在增大。

② 土样的应力应变关系曲线与土样的变形破坏类型相关。当土样以均匀性整体破坏(即土样以压缩鼓胀变形为主)为主时, 土样应力应变关系为弱硬化曲线; 当土样以局部化变形破坏为主, 土样出现剪切裂缝(或带)时, 应力应变关

系为弱软化曲线。如裂缝倾角为 0° 和 65° 的土样在不同围压下应力应变曲线均表现为弱硬化型，土样破坏形态基本一致。

③ 从土样的应力应变关系曲线可以看出，应变 ε_1 为 1% 的这一阶段为土样中原有的微孔隙、微裂纹和空洞等被轻微压密阶段，此时轴向应变随应力线性增加，曲线近似为直线；应变 ε_1 为 5% 时，这一阶段为土样的微裂纹萌生、局部变形发展阶段。

④ 对围压 100KPa 的不同裂缝倾角土样的应力应变曲线均表现为弱硬化型，土样基本呈均匀性整体破坏。当 $\varepsilon_1 \leq 5\%$ 时，对应相同的应力差， $\alpha = 0^\circ$ 和 65° 的土样应变小于 $\alpha = 15^\circ$ 和 30° 土样的应变。

对围压为 200KPa 下的不同裂缝倾角的土样的应力应变曲线， $\alpha = 15^\circ$ 土样的应力应变曲线与 30° 及 65° 土样的曲线接近重合，三种不同状态土样的峰值相近（表 3-10，根据规范，对于渐稳型曲线的强度按 $\varepsilon = 15\%$ 相应的应力取值），但峰值过后三种曲线趋势变化不一样， $\alpha = 15^\circ$ 及 30° 的土样开始呈现弱软化趋势，而 $\alpha = 65^\circ$ 土样曲线仍呈硬化趋势，从土样破坏形态图也可以看出这一趋势。裂隙倾角为 0° 土样的破坏强度低于其他三种状态的裂隙土样，除与裂隙倾角有关外，可能与该土样的原裂隙宽度较宽有关。

对围压为 300KPa 下的不同裂缝倾角的土样的应力应变曲线， $\alpha = 15^\circ$ 和 30° 土样表现为弱软化型， $\alpha = 0^\circ$ 和 65° 土样表现为弱硬化型。在整个轴向应变区域，对应相同的应力差， $\alpha = 0^\circ$ 和 65° 的土样应变小于 $\alpha = 15^\circ$ 和 30° 土样的应变。

⑤ 通过土样的应力应变曲线分析和土样的破坏形态图，可以看出 $\alpha = 15^\circ$ 及 30° 的土样中裂隙的存在更加强了土体的破坏，土体发生较大的变形。相对于受围压 100KPa 和 300KPa 作用下的土样，200KPa 作用下不同裂缝倾角的土样均出现不同程度的剪切破裂裂隙，说明 200KPa 的围压更有利于土体的破裂。

⑥ 对倾角为 15° 的土样，由于 TC10 中土样的缺乏，我们用 TC11 中的土样来代替，可以看出 TC11 中土样的强度要明显低于 TC10 的土样强度。

2、TC11 中裂缝带土样的应力-应变特征

试验采用了具有天然含水率的无裂缝原状土样以及裂隙倾角分别为 30° 、 45° 、 65° 的裂隙土样。

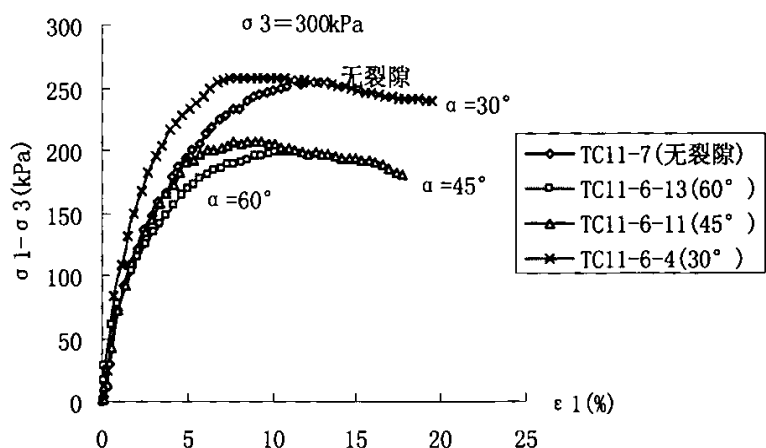
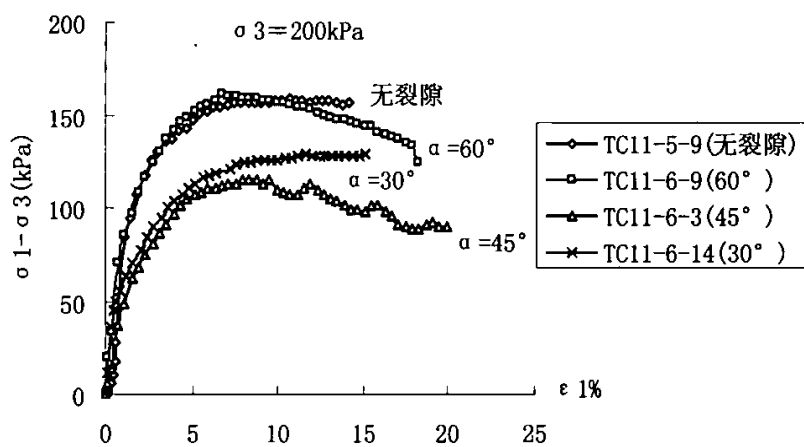
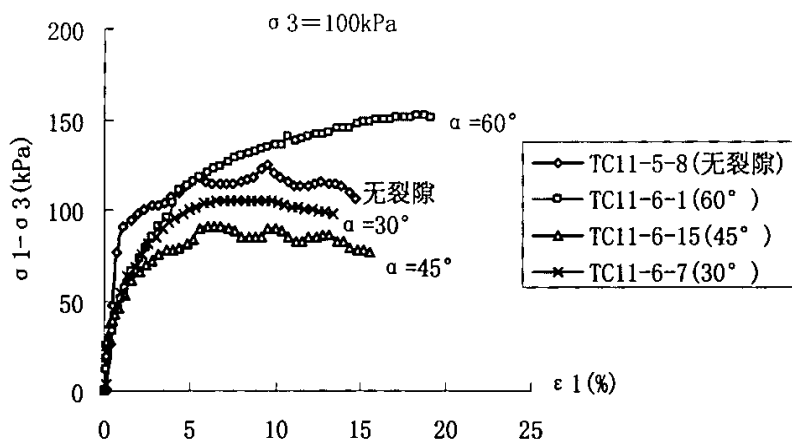
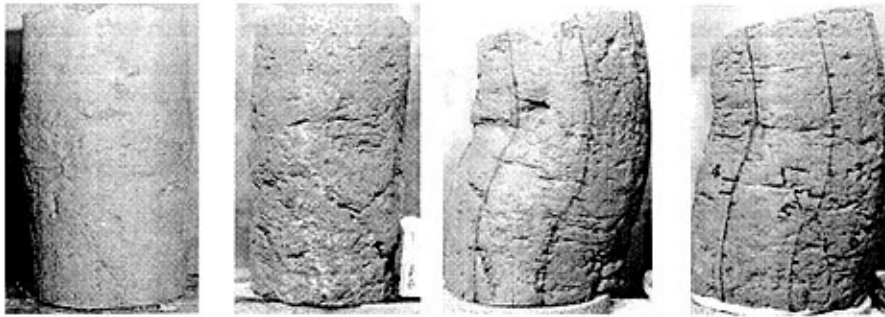


图 3-14 TC11 中不同裂缝倾角土样的应力-应变曲线



TC11-5-9 (无) TC11-6-14 (30°) TC11-6-3 (45°) TC11-6-9 (60°)

图 3-15 不同裂缝倾角土样破坏后形态图

表 3-11 土样破坏前后形态描述

倾角	围压	破坏前形态	破坏后形态	破坏强度(kpa)
无裂隙	100kpa	原状黄土	土样以轴向变形为主, 未见破坏裂缝, 土样中部微鼓出。	124.79
	200kpa	原状黄土	土样以轴向变形为主, 未见破坏痕迹, 土样中上部稍鼓出。	158.14
	300kpa	原状黄土	土样发生轴向变形, 未见破坏裂缝, 土样中下部稍稍鼓出。	170.37
30°	100kpa	张性裂隙, 宽 1~3mm, 局部有未充填孔隙或空洞。	土样外形完整, 向一侧稍弯曲, 裂隙位置较低处所在一侧内凹, 裂隙充填物明显压密, 内凹一侧附近分布有横向皱纹。	105.12
	200kpa	缝宽 1~3cm, 缝壁有一层厚度小于 1mm 的泥膜。	土样以轴向变形为主, 未见新破坏痕迹。	128.41
	300kpa	缝宽 1~3mm, 缝壁有黄色泥膜, 局部有充填。	土样向一侧弯曲, 顶面倾向与老缝交角近 90°, 未见破坏裂隙。	258.15
45°	100kpa	缝宽 2~4cm, 充填浅黄色粘土, 局部有未充填, 缝壁有黄色泥膜。		190.53
	200kpa	缝宽度 1~3mm, 缝壁有黄色泥膜, 局部泥膜将裂缝充填完全。	土样向一侧弯曲, 顶面倾向与老缝缝倾向斜交, 夹角近 90°。土样外凸部位附近见有横向张裂隙。	112.9
	300kpa		土样向一侧弯曲, 未见破坏面。内凹侧位于裂隙上部, 有横向小褶皱; 外凸侧位于裂隙较低部位。	207.22
60°	100kpa	裂缝宽度 1~2mm, 局部未充填, 缝壁有泥膜	土样以轴向变形为主, 未见新破坏裂隙, 中部稍微鼓出。	147.56
	200kpa	有两条裂缝: 主裂缝宽 2~5mm, 倾角 75°; 次裂缝宽 1~2mm, 倾角 60°。充填有浅黄色粘土, 局部未充填, 缝壁有浅黄色泥膜。两缝在距底部 30mm 处基本重合。	土样明显向侧面中部有老裂缝的一侧弯曲, 土样外凸部位附近见有横向张裂隙。新产生的裂隙, 使土样发生剪切错动, 倾角 28° 左右, 倾向与老裂隙一致, 未完全贯通土样。土样掰开后见有新鲜拉张痕迹, 粗糙不平。	160.64
	300kpa	张性裂缝, 缝宽 3~6mm, 缝内充填浅黄色粘土, 局部有未充填空隙或空洞, 缝壁有厚度小于 1mm 的黄色泥膜。	土样外形完整, 向一侧稍微弯曲, 裂隙位置较低处所在一侧内凹, 较高一侧外凸, 顶面向内一侧及裂隙较低处倾斜, 裂隙充填物明显压密。	197.78

通过对以上图、表的分析, 可得出以下结论:

① 对不含裂隙土样的应力应变关系曲线以及土样的破坏形态图可以看出, 该土样在不同围压下的应力应变关系均为弱硬化型, 土样以均匀性整体破坏为主, 仅发生轴向压缩变形, 未见破坏痕迹; 而对于含裂隙的土样, 土样破坏较明

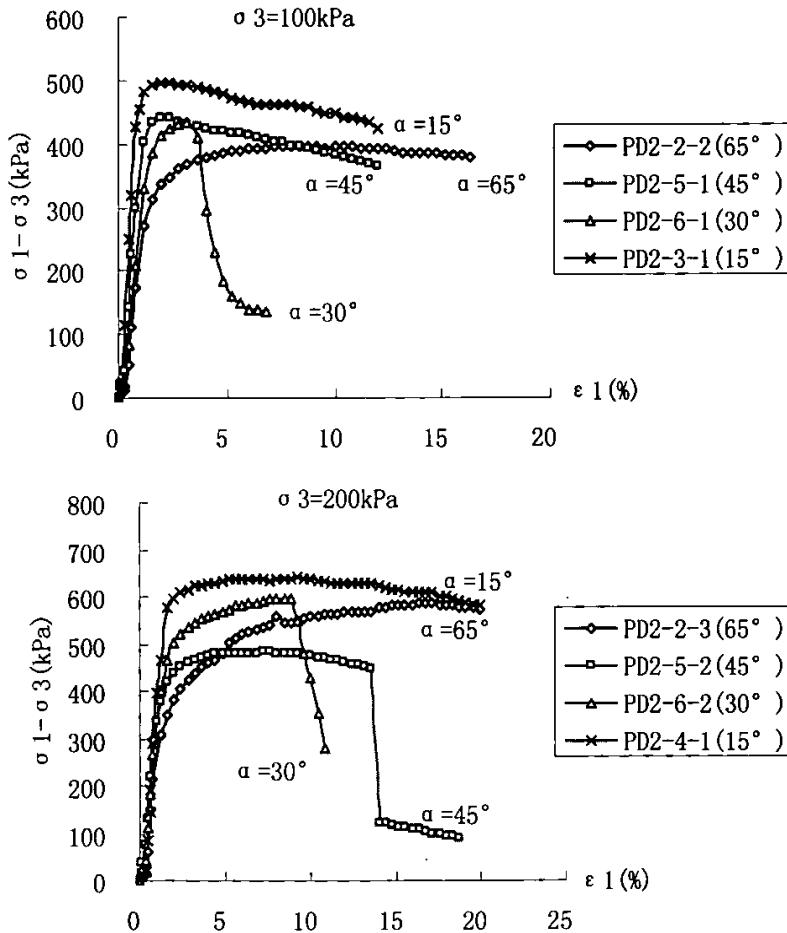
显,且大部分出现剪切破裂带。这说明含裂缝土样比无裂缝土样破坏现象更明显且更容易达到破坏,裂隙的存在降低了土样的强度,加速了土样的破裂。

② 从土样的应力应变关系曲线可以看出,应变 $\varepsilon_1 \leq 1\%$ 的这一阶段,不同围压下的土样曲线较陡,且对应于相同应力差值,土样的应变值相近,说明不同裂缝倾角的土样中原有微孔洞的压密程度相近。从土样的破坏形态描述来看,含裂隙土样在破坏前均为局部充填,缝壁有泥膜;土样破坏后发生轴向变形或侧向弯曲,原局部空缝及裂缝充填物被明显压实。

③ 随围压升高,土样强度逐渐增大。

3、PD2 中裂缝带土样的应力-应变特征

试验采用了具有天然含水率裂隙倾角分别为 15° 、 30° 、 45° 、 65° 的裂隙土样,将应力-应变曲线 ($\sigma - \varepsilon$ 曲线)、土样破坏前后形态图以及土样破坏形态描述分别示于图 3-16、图 3-17 和表 3-12 中,并对试验结果进行分析。



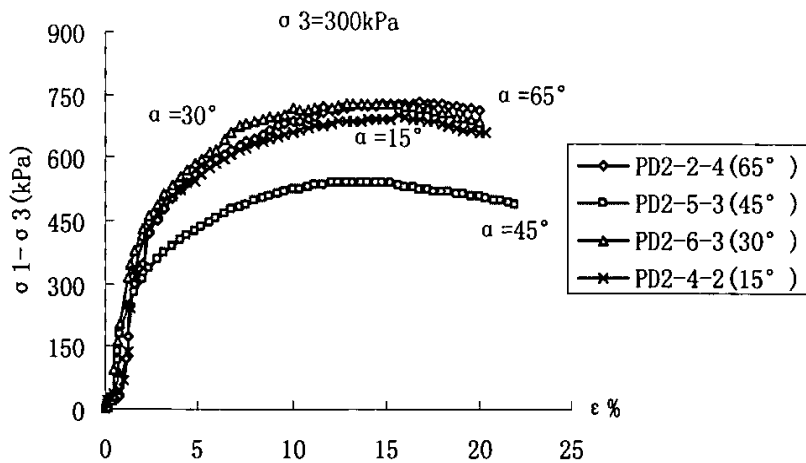
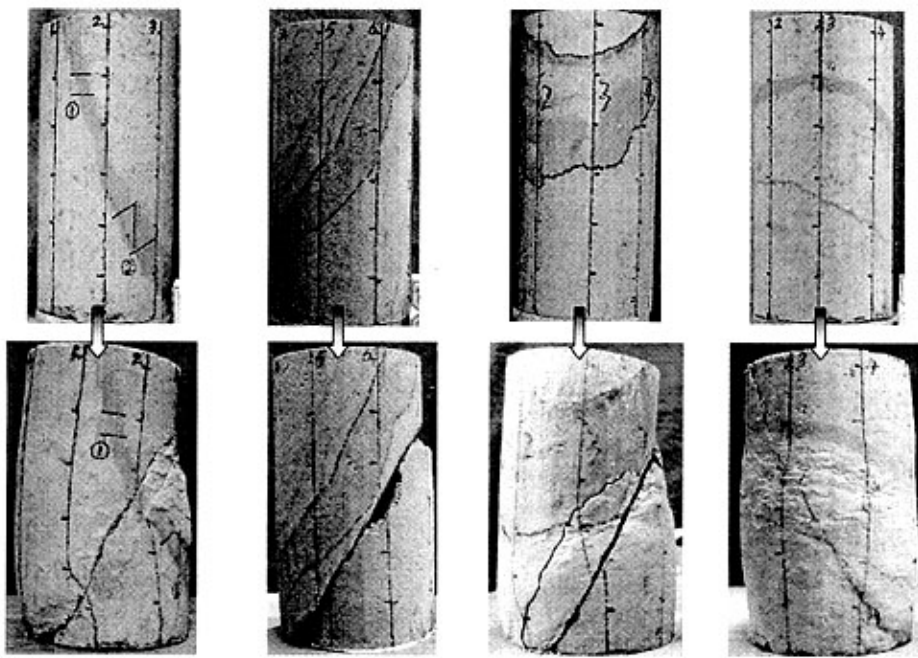
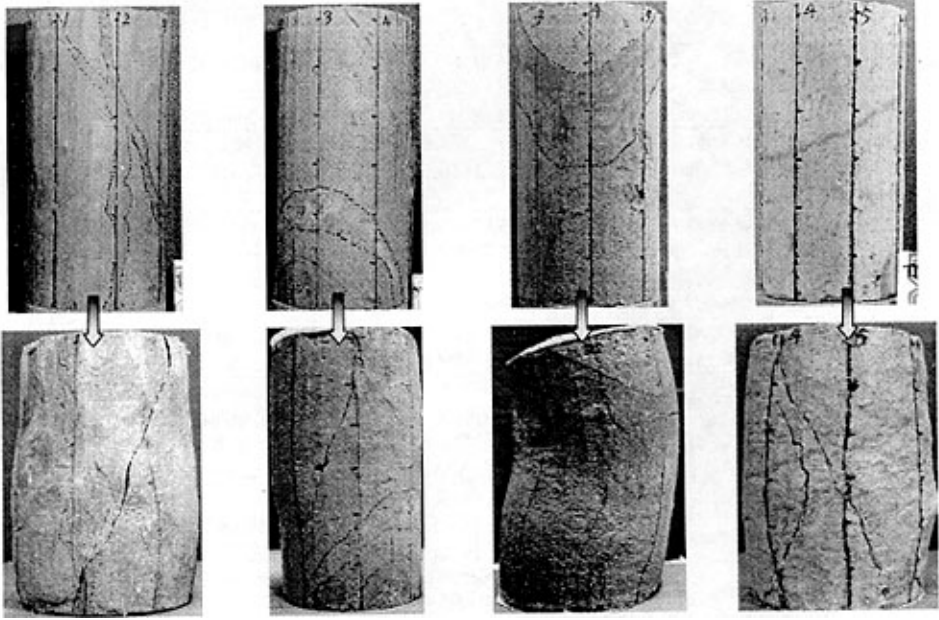


图 3-16 PD2 中不同裂缝倾角土样的应力-应变曲线

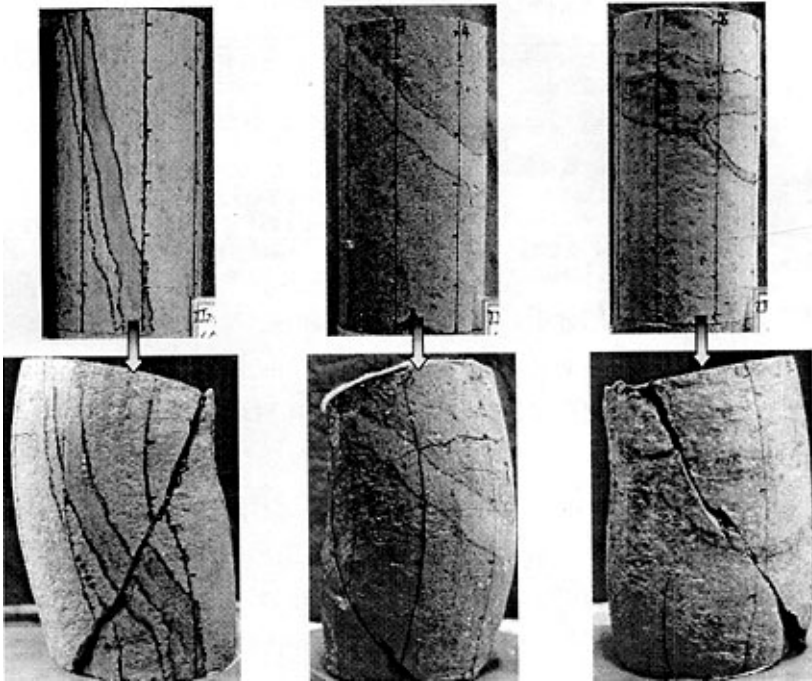


PD2-3-1 (15°) PD2-6-1 (30°) PD2-5-1 (45°) PD2-2-2 (65°)

图 3-17a 不同裂缝倾角土样在围压 100kpa 下的破坏前、后形态图



PD2-4-1 (15°) PD2-6-2 (30°) PD2-5-2 (45°) PD2-2-3 (65°)
 图 3-17b 不同裂缝倾角土样在围压 200kpa 下的破坏前、后形态图



PD2-4-2 (15°) PD2-5-3 (45°) PD2-2-4 (65°)
 图 3-17c 围压 300kpa 下破坏前后形态图

表 3-12 PD2 土样破坏前后形态

倾角	围压	破坏前形态	破坏后形态	破坏强度(kpa)
15°	100kpa	充填物为灰黑色, 较密实, 缝宽 5~8mm, 最宽处达 25mm。	土体稍有弯曲, 剪切破坏面整体较平直, 下剪切面中轴附近略呈外凸性, 擦痕明显, 其倾向与老缝刚好相反, 与 σ_1 轴向夹角 31°, 在一侧表现为 6-9mm 的剪切带。	495.84
	200kpa	两条裂缝, 相互交叉, 缝宽 4~12mm, 充填物为浅褐色。	土样主要为轴向变形, 下部稍微鼓出。剪切破坏面贯通土样, 向老缝相反方向倾斜, 倾角 23°~29°。剪切破坏面擦痕明显。	639.79
	300kpa	两条裂缝, 主裂缝宽 8~12mm, 其旁还伴生有一微小次裂缝, 宽 1mm, 与主裂缝大致平行。	土样向老裂缝较低一侧倾斜, 剪切破裂面与老裂缝倾向相反, 与 σ_1 夹角 24°~37°。外凸侧有一条横向拉张裂隙(46mm), 内凹中心附近见有密集横向小褶曲, 上陡下缓。破坏面光滑, 弱呈凹弧形, 擦痕明显。	699.45
30°	100kpa	裂缝充填密实, 缝宽 12~18mm。	土样呈脆性剪切破坏, 后期破裂主要老裂缝下部及附近剪切破坏。破坏面与倾向与老裂缝一致, 面平整, 光滑。	432.78
	200kpa	缝宽 4~8mm, 充填密实。裂缝位于土样下部, 未贯穿土样, 呈倒“V”形。	土样主要为轴向变形, 有三条剪切带。两条主剪切带尚未贯通成破裂面, 潜在破裂面与老缝倾向相近; 另一条剪切带主要为一些平行的羽状裂隙组成, 长 8~12mm, 其主方向与另两条主剪切裂隙中的一条贯通形成表部剪切剥落块体。	597.67
45°	100kpa	两条裂缝, 主裂缝宽 15~30mm, 主裂缝旁还伴生有一次裂缝, 宽度 3~7mm。	土样顶面稍有倾斜, 土样破坏产生多条裂隙, 主剪切面与 σ_1 夹角 27°~32°, 土样下部膨胀鼓起, 偏离老裂缝, 与它平行的一条主剪切面的裂隙上部有一条部分迁就老裂缝边界发展的裂隙, 该裂隙可能是受土样旋转变形和主剪切面产生后牵引所致。	439.82
	200kpa	缝宽 20~28mm, 充填密实。裂缝位于土样上半部, 未贯穿, 呈“V”形。	土样向老裂缝倾向一侧弯曲。外凸一侧见有一条横张裂隙, 长约 50mm, 宽小于 1mm; 内凹侧中心分布有横向小褶曲。	481.80
	300kpa	裂缝宽 9~12mm。充填物为浅灰~灰黄色粘土, 硬塑, 充填密实。	土样向一侧倾斜, 剪切破坏面倾向与老裂缝基本相同, 与 σ_1 夹角 26°~28°, 剪切面平直, 光滑, 擦痕明显。土样外凸侧面见有横向拉张裂隙(长约 43mm)。	540.84
65°	100kpa	两条裂缝, 近平行, 一条宽 5mm, 另一条宽 1mm, 浅褐色充填。	土样主要为轴向变形, 剪切破坏面倾向与老缝走向基本一致, 与 σ_1 夹角 28°。剪切面中上部呈凹状弧形, 光滑, 擦痕明显。在另一侧面存在与老缝近平行的潜在破裂面。	394.44
	200kpa	裂缝宽 1~2mm, 浅褐色充填物。	土样主要为轴向变形, 有两条剪切破裂面(带)。两条剪切带在一侧一条为贯通裂隙, 另一条为雁列型裂隙; 在另一侧面刚好相反。两条剪切带呈“X”型, 夹角 40°左右, 一条与老缝倾向相同, 倾角 25°; 另一条相反, 倾角 27°。	586.25
	300kpa	裂缝宽 4~5mm, 充填浅褐色粘土, 密实。	土样向一侧弯曲, 剪切破坏面倾向与老裂缝走向一致, 与 σ_1 夹角 26°~29°, 剪切面整体较平直、光滑、擦痕明显。	729.96

通过对以上图、表的分析, 可得出以下结论:

① 除个别土样(PD2-5-2)外, 不同裂缝倾角的土样在不同围压作用下, 应力应变曲线均表现为一定程度的软化型, 土样破坏后均出现剪切破裂带, 剪切带一般是沿老裂缝或与老裂缝成一定夹角形成。

② 在围压 100KPa 下, $\alpha=15^\circ$ 、 30° 和 45° 土样的应力-应变关系曲线呈不同程度的软化型, 破坏峰值高, 破坏应变小, 峰值前的应力-应变关系曲线近似直线。其中 $\alpha=15^\circ$ 和 45° 的土样应力应变曲线相似, 破坏形态相近, 破坏后土样中的剪切带受裂缝软弱带影响, 从土样弯曲的内凹处开始破裂; $\alpha=30^\circ$ 的土样达峰值后发生软化破坏, 土体呈脆性剪切破坏, 破坏面平整、光滑, 剪切带从土样软弱带附近开始破裂, 倾向与老裂缝倾向一致。 $\alpha=65^\circ$ 的土样主要发生轴向变形, 破坏后的土样从中部开始鼓起, 并出现于裂缝倾向近平行的潜在破裂面。

在围压 200KPa 下, 裂缝倾角为 65° 土样的应力-应变曲线呈弱硬化型; 倾角为 15°、30° 和 45° 的曲线开始呈微软化型, 至土样达到峰值强度以后, $\alpha = 30^\circ$ 和 45° 土样强度急剧下降, 土样出现完全软化。从土样破坏形态来看, $\alpha = 45^\circ$ 土样发生弯曲变形, 其破坏强度低于其他三种土样, 仅为 15° 土样强度的 0.75 倍; 而裂缝倾角为 15°、30° 和 65° 的三种土样均发生轴向变形, 分别出现一条、三条和两条剪切破裂带 (表 3-12)。裂缝倾角介于 15° ~45° 之间的土样, 其破坏强度随裂缝倾角增大而逐渐降低, 反映了裂缝的倾角效应。裂缝的倾角、形状、宽度及充填物性质均对土样的变形和强度有影响, 如土样 PD2-6-2 和 PD2-5-2, 土样破坏前裂缝形态相似, 均为“V”型 (图 3-17b), 但位置、宽度及充填物性质的不同, 使两种土样的变形和强度存在巨大差异。土样 PD2-5-2 中裂缝宽度相对其它土样较宽, 其破坏强度最低; 土样 PD2-2-3 中裂缝宽度较窄, 其破坏强度相对较高, 反映了裂缝的宽度效应。

在围压 300KPa 下, 四种不同裂缝倾角的土样均呈剪胀破坏, 破坏后的土样向一侧弯曲, 出现剪切破坏面, 破坏面与轴向夹角呈 24° ~28°。倾角分别为 15° 和 30° 的土样的剪切破裂面与土样破坏前裂缝倾角及破坏土样倾斜方向相反, 倾角分别为 45° 和 65° 的土样的剪切破裂面与土样破坏前裂缝倾角及破坏土样倾斜方向相同。

③ 随围压升高, 四种不同状态的土样强度明显提高, 倾角为 45° 的土样强度变化最小, 倾角为 65° 的土样强度提高幅度最大, 在 $\sigma_3=300\text{KPa}$ 为 100KPa 轴向应变的 1.85 倍, 径向应变的 4.25 倍; 为 200KPa 轴向应变的 1.25 倍, 径向应变的 1.55 倍。

④ 随围压升高, 裂缝倾角为分别为 15°、30°、65°、90° 四种不同状态的土样不仅应力-应变曲线的形状接近, 而且间距也趋于缩短, 至 $\sigma_3=300\text{KPa}$ 时, 四条曲线接近重合, 说明随围压升高, 裂缝倾角效应降低。

4、小结

通过以上对不同位置所取土样的应力应变曲线可以看出以下特点:

① 土样的应力应变曲线均呈弱软化型或弱硬化型, 即在不同围压下, 裂缝倾角对应力应变曲线的类型无明显影响。土样的应力应变关系曲线与土样的变形破坏类型相关, 当土样以均匀性整体破坏 (即土样以压缩鼓胀变形为主) 为主时, 土样应力应变关系为弱硬化曲线; 当土样以局部化变形破坏为主时, 土样出现剪切裂缝 (或带) 时, 应力应变关系为弱软化曲线。

② 对于不同沉降带的土样, 其强度有很大的差异。含水率低、裂缝形成时代较早的土样 (PD2 中的土样) 强度大; 对于同一沉降带的含裂缝土样, 在裂缝倾角 15° ~65° 范围内, 含水率低的土样 (TC10 中的土样) 强度相对较大。

③ 裂缝的倾角、形状、宽度及充填物性质均对土样的变形和强度影响很大。裂缝宽度相对较宽的土样破坏强度相对较低。

④ 土样强度与土的破坏形态存在密切关系。裂缝倾角对土样的破坏形态有一定的影响（这在以下小节中将重点阐述）。

⑤ 无裂隙的原状土样一般在不同的围压下仅发生轴向压缩变形，不出现剪切破坏，而含裂隙土样一般破坏较明显，且大部分出现剪切破坏裂隙或破坏带，这说明土样中裂隙的存在降低了土样的强度，加速了土样的破裂。

2) 不同围压、相同裂缝倾角的应力-应变特征

将 TC10、TC11 及 PD2 中的土样制成相同裂缝倾角，在不同围压（100kPa、200kPa 和 300kPa）下分别进行不固结不排水三轴常规试验，试验结果示于图 3-18a、图 3-18b、图 3-18c 中。

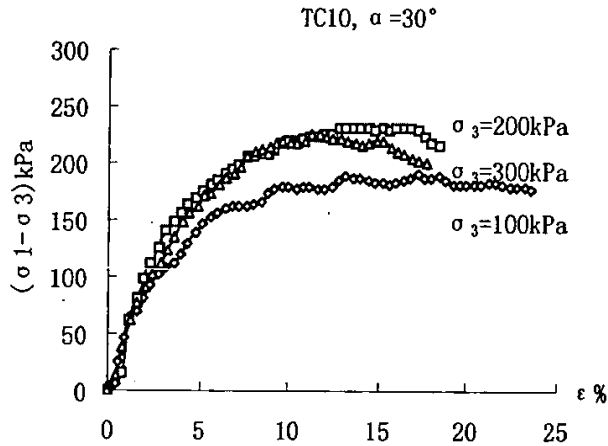


图 3-18a TC10 不同围压、相同倾角土样的应力-应变曲线

从土样最终破坏形态（表 3-10）可以看出，土样在不同围压下破坏形式不一样。围压为 100kPa 时，土样发生轴向变形，未出现剪切破坏裂隙；围压为 200kPa 时，土样发生弯曲变形、出现横向张裂隙外，还出现一条切割老裂缝的新裂隙；围压为 300kPa 时，土样发生弯曲变形，未出现破坏裂隙。从图中可以看出，土样强度并没有随围压的升高而逐渐增大，笔者认为可能是土样在制备和安装失误引起的实验误差或土样原裂缝分布不均匀，导致土体强度降低。

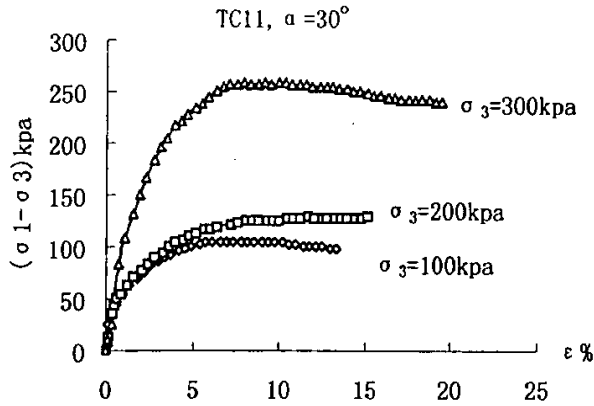


图 3-18b TC11 不同围压、相同倾角土样的应力-应变曲线

不同围压下，土样应力-应变曲线均呈弱硬化型；土样破坏形态相似，均外形完整，未发生大的变形，且未见新的破坏裂隙。随围压升高，土的强度增大。

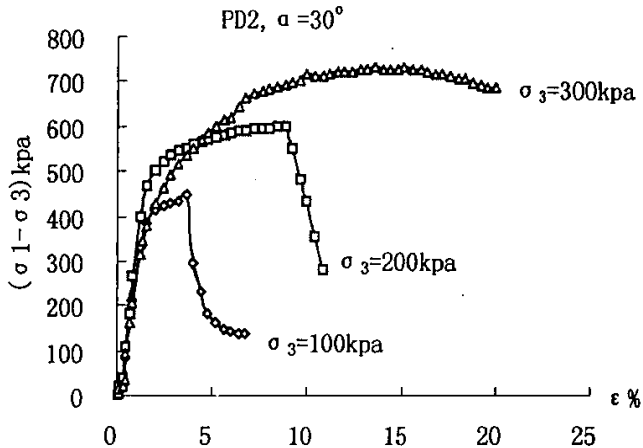


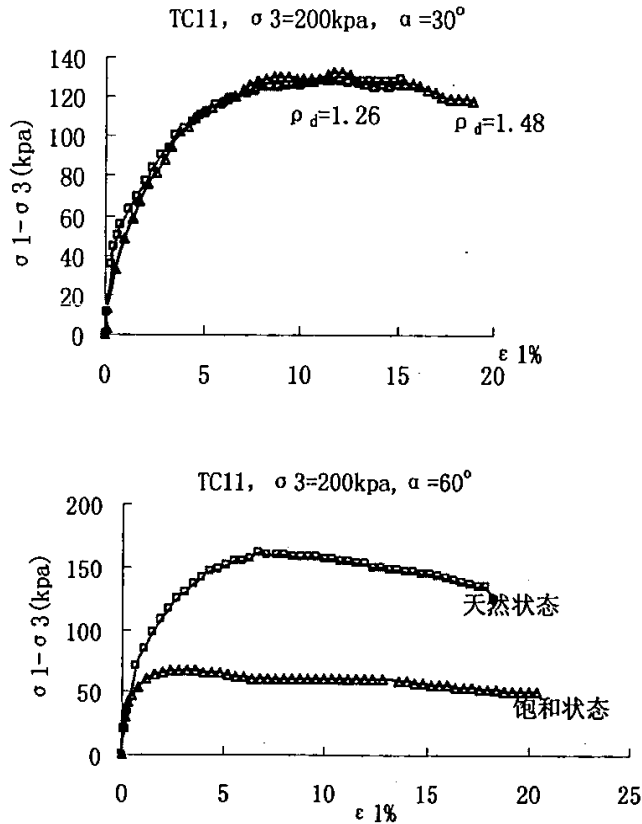
图 3-18c PD2 不同围压、相同倾角土样的应力-应变曲线

土样弹性模量（直线段的模量）基本相同，说明同一地点的土样在弹性变形范围内的变形指标相同或非常接近。随围压增大，土样的峰值前塑性变形量越来越大，峰值强度也越来越高。土样在低围压（ $\sigma_3=100\text{KPa}$ 和 200KPa ）下出现应变软化现象，应力-应变曲线明显出现三个阶段：弹性变形阶段、塑性变形阶段和破坏阶段，土样在达到峰值强度之后的应力衰减得很快。土样主要以轴向变形为主，围压为 100KPa 下的土样发生脆性剪切破坏，塑性变形很小，此时主应力差迅速降低，降低幅度达 70% 左右，土样完全破坏后，破坏面两侧的土块发生剪切滑移，使得土样还存在一定的强度（主要是破坏面的摩擦强度），由于橡胶膜的束缚作用及其它因素影响，看似破坏后的强度有一定的恢复；而围压为 200KPa 下的土样则以塑性变形为主，土样侧向鼓出，并出现剪切破坏。土样在高围压（ $\sigma_3=300\text{KPa}$ ）下出现弱硬化现象，土样主要以弯曲变形为主，并出现剪切破裂面。这说明受土的结构影响，围压对土的变形、强度及破坏模式有很大

的影响。

3) 同一围压、同一裂缝倾角、不同状态土样应力-应变特征

为反映含水率对裂缝带黄土的影响,此次试验采用同一裂缝倾角下具有相同含水率、不同干密度的两组土样及天然状态、饱和状态的六组土样在给定围压 ($\sigma_3=200\text{KPa}$) 下分别进行不固结不排水常规三轴试验,并对其应力-应变曲线进行分析。对土样干密度的改变是通过改变土样的含水率来进行的,而对土样含水率的改变我们采用滴定注水的办法,根据含水率改变的大小计算其配水量,再对土样加水,然后在保湿缸中放置 24h 以上,让水分自由均匀扩散,来改变土样的初始含水率。饱和土样采用抽气饱和法制备。将土样的应力-应变曲线示于图 3-19 中。



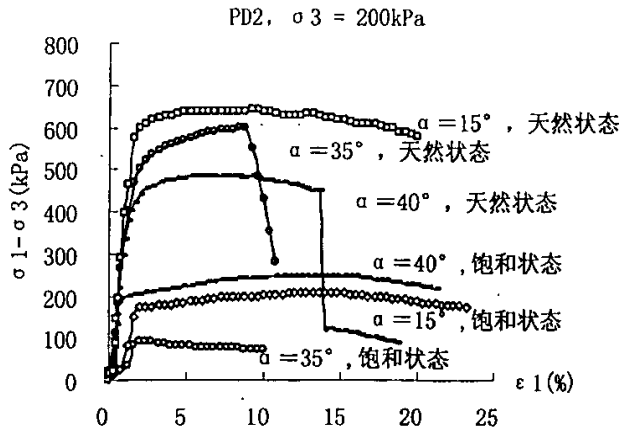


图 3-19 相同围压、相同倾角、不同状态土样的应力-应变曲线

从图中可以看出饱水土样的应力-应变曲线均呈弱硬化型，而不再出现曲线形态的差异；对 PD2 中的天然含水率状态土样，强度随裂缝倾角的增大而降低，而当土样饱水后，强度变化与土样倾角关系不明显，这说明与天然含水率的试样相比，饱水试样的倾角效应明显降低。饱水土样强度明显低于天然含水率状态的强度，如 PD2 中倾角为 15° 的天然含水率状态土样强度为饱水状态强度的 6.63 倍，说明浸水作用使天然原状黄土的结构发生改变，降低了黄土的结构强度。对于 TC11 中相同含水率、不同干密度的两组土样的应力-应变曲线接近重合。

4) 结论

通过对同围压、不同裂缝倾角，不同围压、相同裂缝倾角及同一围压、同一裂缝倾角下不同状态土样进行不固结不排水常规三轴试验并对其应力-应变曲线分析可得出以下结论：

① 在以上讨论的各种不同状况下，由于土样含水量较小、土质较松，所研究土样的应力-应变曲线均呈弱软化或弱硬化型，这说明给土样所施加的围压小于土的结构强度，土样在剪切过程中会出现较弱的剪胀或剪缩性，同时也说明裂缝倾角对应力-应变曲线的类型无明显影响。土样的应力-应变关系曲线与土样的变形破坏类型相关，当土样以均匀性整体破坏（即土样以压缩鼓胀变形为主）为主时，土样应力-应变关系为弱硬化曲线；当土样以局部化变形破坏为主时，土样出现剪切裂缝（或带）时，应力应变关系为弱软化曲线。

② 对于不同沉降带的土样，其强度有很大的差异。含水率相对较低、裂缝形成时代较早的土样（PD2 中的土样）峰值强度大；对于同一沉降带的含裂缝土样，含水率较低的土样（TC10 中的土样）峰值强度相对较大。

③ 土样中裂缝的倾角、形状、宽度及充填物性质均对土样的变形和强度影响很大。裂缝倾角对土样的破坏形态有一定的影响。

④ 无裂隙的原状土样一般在不同的围压下仅发生轴向压缩变形，不出现剪

切破坏，而含裂隙土样一般破坏较明显，且大部分出现剪切破裂裂隙或破坏带，这说明土样中裂隙的存在降低了土样的强度，加速了土样的破裂。

⑤ 对同一裂隙倾角的土样，在不同围压下，同一探槽的土样在施加轴向应力的初始阶段，应力-应变曲线基本重合，这说明同一地点的土样在初始弹性变形范围内的变形指标相同或非常接近。

⑥ 裂缝的倾角效应与土样的最终破坏状态存在一定的关系。

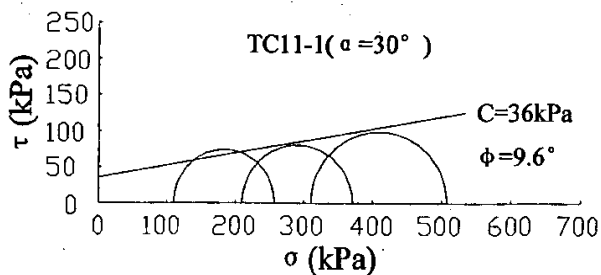
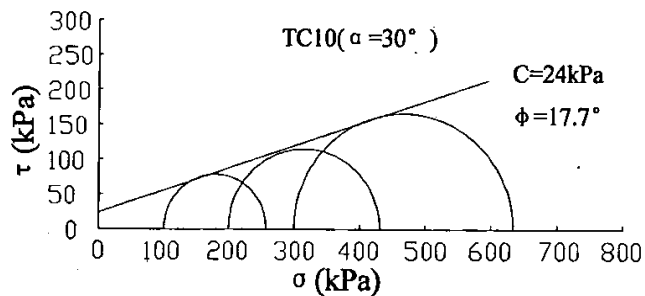
⑦ 饱水土样的应力-应变曲线均呈弱硬化型，其峰值强度明显低于天然含水状态的强度。

3.2.4.4 三轴试验抗剪强度及其结果分析

同时，裂缝倾角的大小还对土样的抗剪强度参数 c 、 ϕ 有影响。根据天然含水量含裂隙土样的不固结不排水 (UU) 三轴试验结果，将 C_u 、 ϕ_u 随裂缝倾角的变化列于表 3-13 中，其强度曲线见图 3-20。

表 3-13 土样在不同裂隙倾角下抗剪强度指标

土样编号 裂隙倾角 抗剪强度	TC10	TC11			PD2			
	30°	30°	45°	60°	30°	45°	60°	75°
C_u (KPa)	24	36	23	21	69	137	85	192
ϕ_u (°)	17.7°	9.6°	8.9°	11.0°	27.1°	14.2°	25.9°	15.0°



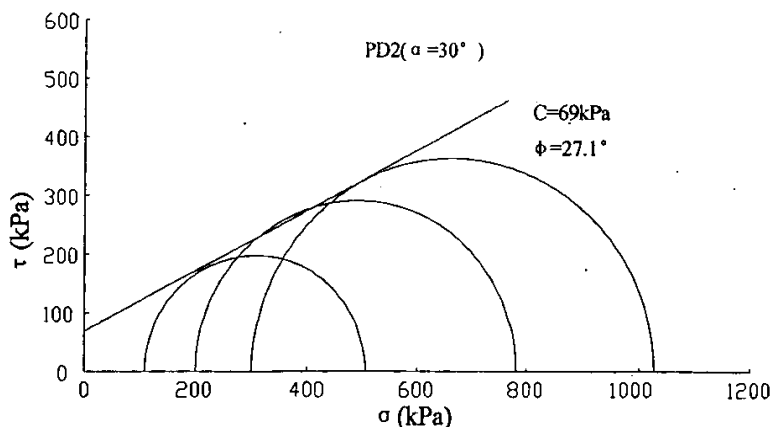


图 3-20 含不同裂隙倾角土样的抗剪强度曲线

从图 3-20 和表 3-13 中可以看出以下几点:

① 对同一裂隙倾角不同探槽的土样, PD2 中土样的粘聚力最大, TC10 的最小; PD2 中土样的内摩擦角最大, TC11 的最小。

② 对于同一探槽不同裂隙倾角的土样, TC11 中土样的粘聚力随裂隙倾角的增大而减小, 内摩擦角是先减小后增大; PD2 中裂缝倾角为 30° 和 60° 土样的粘聚力低于倾角为 45° 和 75° 的土样, 其中 75° 的土样粘聚力最大, 而内摩擦角的变化趋势正好相反。

③ 从三轴剪切试验成果来看, 同层位相同条件下 TC10、PD2 试样的指标值高于大尺寸裂缝带黄土试样直剪试验结果。大尺寸试样的直剪试验为现场取样、现场试验, 减少了运输过程土样扰动及土样本身性质的变化, 且大尺寸直剪试样体积较大, 对包含裂隙的土体强度比三轴剪切样反映更明显, 受裂隙影响较大, 显示出强度低的特征。

3.3 裂缝带黄土的局部化变形破坏特性

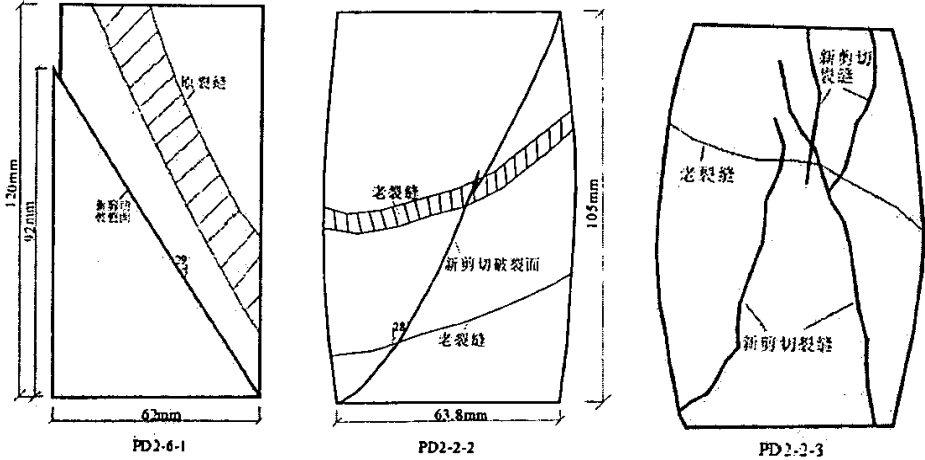
3.3.1 裂缝带土的变形破坏方式

三轴压缩条件下裂隙性黄土的整体变形可分为轴向变形、弯曲变形、旋转变形和扭转变形四种方式, 各种变形方式的特征如下。

3.3.1.1 轴向变形

土样的变形主要表现为轴向变形, 没有切向位移或其值很小, 径向位移随土样具体情况变化。发生轴向变形的土样破坏形态可以分为剪坏型和鼓胀型, 其中剪坏型又可以分为脆性剪切破坏和塑性剪切破坏。土样发生脆性剪切破坏时(破坏示意图见图 3-21a)径向位移小; 土样发生塑性剪切破坏时(破坏示意图图

3-21b、c) 径向位移大，且除了裂缝带及其附近位置外，土样侧面的径向位移一般呈轴对称形，其特点是土样变形初期呈轴对称形状，随着塑性变形的开始和增大，土样侧向鼓出，在原裂隙带及其附近可能鼓出明显，最后一直发展到土样发生剪切破坏。



a) 脆性剪切破坏 b) 塑性单一型剪切破坏 c) 塑性“X”交叉型剪切破坏

图 3-21 土样发生轴向变形破坏示意图

3.3.1.2 弯曲变形

土样在发生轴向变形的同时，还存在明显的弯曲变形。弯曲变形的特点是过土样中轴线且与土样弯曲方向平行的直立面上的所有点只有径向位移，切向位移量为零或很小，而其它点均存在径向位移和切向位移。弯曲变形有两种情况：土样的弯曲方向（即土样顶面的倾向）与原裂隙倾向一致（图 3-22a）；弯曲方向与原裂隙倾向刚好相反。弯曲形态可分为三种类型：侧向弯曲（土样的中轴线向一侧弯曲，且从下至上的侧向位移逐渐增大）；弧形弯曲（土样的中轴线向一侧弯曲，且从下至上的侧向位移逐渐增大后又逐渐减小）；“S”型弯曲（土样的中轴线呈 S 型或反 S 型）。

3.3.1.3 旋转变形

土样的变形先表现为弯曲方向与原裂隙倾向正交或接近正交，随着变形的发展，在原裂隙走向的两边侧面的变形幅度不一，在某一中性点的上部和下部的变形方向相反，出现类似于沿原裂隙的旋转变形（图 3-22b、c）。

3.3.1.4 扭转变形

扭转变形时一般是土样前期发生弯曲变形，随着变形的加大而出现剪切变形时，先期的潜在剪切面由上而下发展并可能与土样底座相交，但由于土样底座的刚度较大，其剪切变形受阻而逐渐向底座以外方向偏移，从而形成后期破坏面。

先期的潜在剪切面可以是向一侧发生偏移，也可以是整体迁移（图 3-22d）。

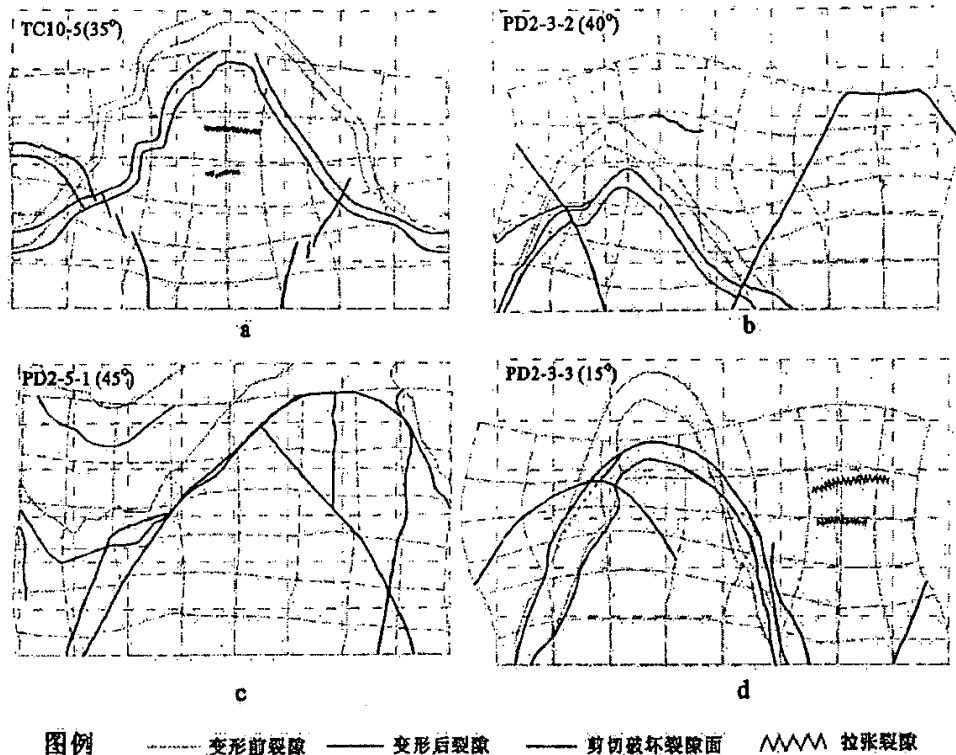


图 3-22 裂隙性黄土试样的侧面变形展示图

3.3.2 裂缝带黄土的变形规律

裂缝带黄土有如下的变形规律：

(1) 对于不含裂缝的原状黄土，含水量较大、形成年代晚的 TC10、TC11 中的土样，变形主要以轴向压缩为主，破坏后的土样有微裂隙或仅呈鼓胀型，不形成贯通土样的剪切破裂面；含水量相对较小、裂隙形成时间较早 PD2 中的土样，土样变形主要以轴向剪切为主，破坏后的土样形成贯通土样的剪切破裂面，且剪切面平直光滑。对于含裂缝的土样，土样不仅发生轴向变形还易出现弯曲变形，TC10、TC11 中的土样，当轴向应力很大时仍不易被破坏，仅在土样侧壁出现微裂隙；PD2 中的土样变形较大，易出现贯穿土样的剪切破坏带。

(2) 裂缝带黄土样的轴向变形量有较大差别，可分为轴向变形量较小 ($\leq 5\text{mm}$) 和轴向变形量较大 ($\geq 13\text{mm}$) 两种类型。轴向变形量较小的土样呈脆性破坏，在土样含水率较小、原裂隙的角度与破坏面的角度接近（即有利于土样破坏的角度）以及试验的围压较小时，裂隙性黄土样易发生脆性破坏剪切，此时破坏面与原裂隙完全重合或沿原裂隙边界发展，应力-应变曲线呈弱软化型。当存在有利于土样破坏的角度时，围压较大时，土样轴向变形量较大；含水量较大时，土样受裂隙角度和围压的影响不明显，塑性变形较大；含水量较小时，裂隙角度

和围压共同作用才能促使土样发生较大轴向变形。

(3) 不同含水率、不同裂缝倾角和不同围压下的土样都可以发生弯曲方向与原裂隙倾向斜交（在此简称为斜交弯曲变形）或正交的变形（正交弯曲变形）。发生正交弯曲变形的土样裂缝倾角主要介于 $20^{\circ} \sim 45^{\circ}$ ，当土样含水量和所受围压较大时，土样原裂缝倾角与破坏面角度一致；而发生斜交弯曲变形的土样裂缝倾角一般小于 20° 或大于 45° 。

(4) 土样的弯曲变形方向与原裂隙的倾向相反时，原裂隙的角度都在 $30^{\circ} \sim 50^{\circ}$ 范围内，出现裂隙的位置一般位于土样的上部或中上部。土样的弯曲变形方向与原裂隙的倾向相同时，对于含水量较大的土样，不受原裂隙的角度和试验围压的影响；对于含水量较小时，原裂隙的角度一般为不利于破坏的较稳定角度；此时当土样出现大角度裂隙时，裂隙位置一般位于土样的中部或下部。

(5) 发生扭转变形时，土样中的原裂隙角度一般 $\leq 45^{\circ}$ ，含水量都较大或所受围压较小。

(6) 裂缝带黄土的变形方式与土样的含水量、原裂隙的空间形态（角度、位置等）及性质、试验围压等因素密切相关，其变形方式决定了土样的破坏方式。

3.3.3 裂缝带黄土的变形破坏机理

对本文研究的地裂缝带黄土，我们把胶结较强、不含裂隙部位称作结构块，把胶结较弱的裂隙或裂隙充填物称为结构带，即把本文所研究的土样抽象为由胶结结构块和结构面组成的二元介质（双重介质）材料。根据前面所做的研究，该土体的破坏条件符合摩尔-库伦准则，在土力学中，土的抗剪强度中的凝聚力成分和摩擦力成分并不是同时发挥作用的。结构性粘土的凝聚力在变形很小就达到峰值，而摩擦力则只有发生相当大的变形后才能充分发挥出来，因此由胶结引起的凝聚力具有脆性。忽略结构面的胶结作用，只考虑结构体内的胶结作用，同时假定结构体破裂以前只有弹性变形，则岩土材料由结构体和结构面共同受力的变形机理就可以用图 1-3 的双弹簧模型表示。当胶结力较小 q 而摩擦力 f 较大时，双弹簧模型的应力应变曲线表现为硬化型，如图 3-23a；反之，则表现为软化型，如图 3-23b。

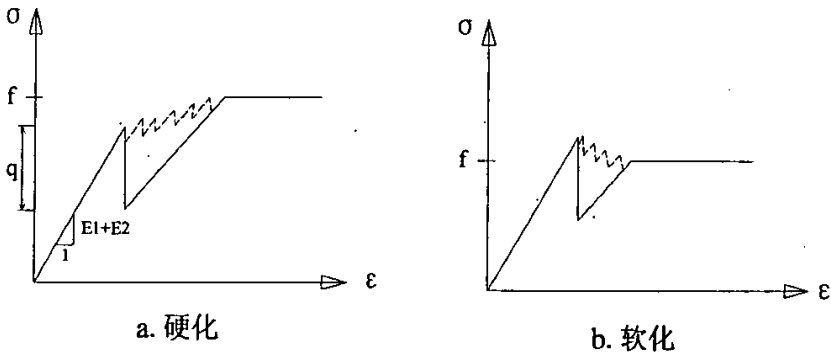


图 3-23 二元介质模型的应力-应变曲线

根据所研究土样的应力-应变关系曲线，可以把所研究土样的变形分成三个阶段：即弹性变形阶段、塑性变形阶段及土样破坏阶段。当施加了轴向应力之后，土样中的微孔隙、微裂纹和空洞等被压密，轴向应变随应力线性增加，曲线近似为直线，此阶段的应变增量小于 1%，此时主要是由胶结引起的土的凝聚力发挥作用，这一阶段称为弹性变形阶段；当应力增大到一定程度后，土样在原裂隙充填物附近或其它地方发生局部破裂，出现微裂隙，此时压密作用仍在继续，压密作用引起的土的强度增加和破裂作用导致的土的强度降低是一对相反作用，它们对抗的结果是压密作用占优，从而使弹性变形结束，弹性直线段发生转折，塑性变形开始，随着应变的增大，应力也逐渐增大，在此阶段微裂隙继续扩展或出现新的裂隙，这一阶段称为塑性变形阶段；当压密作用和破裂作用趋于平衡时，土样达到峰值强度，此后一些裂隙相继逐步贯通，塑性变形持续快速发展，直至土样破坏，这一阶段称为土样破坏阶段。

即可以把结构性岩土材料完整的变形模式分为三部分：结构体和结构面的弹性变形 ϵ^e 、结构面滑移引起的塑性变形 ϵ^p 和结构体破损引起的变形 ϵ^c ，后者实际上是一种补偿变形，即结构体破损后不能在承担的那部分应力转嫁给结构面后引起的附加塑性变形。

第四章 裂缝带黄土二元介质模型的建立

工程材料在制造、加工过程中以及在周围环境的作用下,在其材料内部产生了微观缺陷,并进一步发展为宏观的破坏。这些缺陷使材料受到了损伤,降低了材料的强度。从力学角度来研究岩土材料的内部缺陷的作用通常有三种方法:① 20世纪50年代由Drucker和Prager提出的适用于岩土材料的屈服准则和流动准则为开端建立的“塑性力学”,但塑性力学研究的是颗粒之间的滑移,它所建立的弹塑性模型并不能很好的反映天然土结构的脆性破坏。② 把岩土材料简化为一个或有限个宏观裂纹,研究其尖端附近的应力、应变以及位移场,并确定其扩展及失稳的条件的“断裂力学”。断裂力学的巨大进展已给结构设计带来了革命性的变化。但是,断裂力学的研究方法并不能处理所有的材料“损伤”问题。因为这些内部缺陷并不总是能简化为一个或有限个宏观裂纹。有分析表明,宏观裂纹出现前的微观裂纹扩展阶段,占黄土材料寿命的绝大部分,约为70%~90%左右,而这一过程无法用断裂力学理论来研究。宏观裂纹后,宏观裂纹附近又有许多微裂纹,微裂纹的存在改变了宏观裂纹尖端附近的应力、应变场,形成所谓的“钝化效应”,这也不利于断裂力学在黄土材料中的应用。③ 研究一定条件下(塑性、蠕变、疲劳等),物体中的损伤随变形而发展并最终导致破坏的演化过程和规律的“损伤力学”。从狭义上讲,损伤力学是用宏观理论解决微观断裂问题,研究对象是物体内连续分布的缺陷;从宏观来看,它们遍布于全物体,这些缺陷的发生和发展表现为土体材料的变形与破坏。以上三种理论都是建立在均匀介质的基础上的,均不能合理地描述岩土材料脆性破损现象。后两种理论着眼于均质材料中的裂缝和空洞等虚体,并不符合岩土材料真实劣化机理。相比于前面述及的三种理论,把破损力学用于描述黄土的力学性能,更为符合黄土材料的特点。

岩土破损力学是继岩土塑性力学、岩土断裂力学和岩土损伤力学后由沈珠江院士新近提出的一种岩土材料力学分析理论。岩土破损力学是把岩土材料抽象成有结构体和结构面(结构块和结构带)组成的二元介质材料,并把研究的焦点由均匀的基质体内存在的裂缝、空洞(虚体)的扩展转向不均匀的结构体(实体)的破损。

4.1 岩土破损力学的基本概念和主要内容^{[77][78]}

4.1.1 岩土破损力学的基本概念

4.1.1.1 准连续介质模型

结构性岩土材料已不属于连续介质，但如果结构体的尺寸不是很大，则仍可以当作连续介质看待。为了区别于一般意义上的连续介质，这类结构材料将称为准连续介质。

4.1.1.2 胶结应力和摩擦应力

岩土破损力学认为岩土材料损伤以后仍能承受摩擦阻力，因此把与损伤力学中有效应力相当的部分称为胶结应力，而另一部分由摩擦阻力分担的应力将称为摩擦应力。

4.1.1.3 代偿应变

结构体破损引起的变形 ε^c 是一种补偿变形，在破损力学中被称为代偿应变。胶结应力由摩擦应力代偿的情况可分3种，即硬化情况下的完全代偿，软化情况下的部分代偿和受拉情况下的不能代偿。

4.1.1.4 破碎准则和屈服准则

与断裂力学的裂缝扩展准则类似，破损力学首先要建立结构体的破碎准则，即在应力空间建立一个相当于结构体抗破碎强度的破碎面。与此同时，针对结构面滑移引起的塑性应变，还要假设一个屈服面。破碎面的大小应当与结构体的抗压和抗拉强度有关。考虑到单元内各结构块抗破碎强度的不均匀性，破碎面应当随着破损度的增大而变化，以模拟破碎过程的逐步发展。

4.1.1.5 破损度及代偿规律

结构体破碎时可能完全粉碎，也可能破碎成若干个尺寸较小的次一级结构体。破损度应当是一个能描述这种结构体尺寸变小而数量增大的参变量，也是把总应力划分为胶结应力和摩擦应力的标准。鉴于破碎过程必然伴随结构面本身的增加和结构面相互之间滑移量的增加，借用塑性力学中硬化参量来定义破损度。代偿规律是指应变的增大而增大的规律。

4.1.2 岩土破损力学的主要内容

4.1.2.1 基本假设

a. 准连续介质假设:为了使宏观应力和应变仍可用通常的方法定义,单元体内必须包含足够数量的结构块和结构带,但结构块的形状、尺寸和破损强度可随机变化;

b. 脆弹性破损假设:结构块的应力应变关系服从虎克定律,且一旦应力状态满足破碎准则,结构块立即破碎。破碎既可以是完全粉碎(此时结构块消失),也可以是局部破损,此时结构块尺寸减小;

c. 共同分担假设:宏观应力由结构块和结构带共同分担,分担比例由破损参数决定。按此假设有

$$\{\sigma\} = (1-b)\{\sigma_i\} + b\{\sigma_f\} \quad (1)$$

式中: $\{\sigma_i\}$ 为结构块所能承担的应力,按其本质特性称之为胶结应力; $\{\sigma_f\}$ 为结构带所承担的应力,按其本质特性称之为摩擦应力; b 为破损参数。

4.1.2.2 破损面 (破损准则)

破损准则即结构块发生破碎时的宏观应力状态,在应力空间中可以表示为一个曲面

$$f(\{\sigma\}) = q \quad (2)$$

破损面应与结构块的形状大小和排列方式有关。

在线弹性假设下,(2)式的一般形式可以写为

$$\alpha\sigma_m + \sigma_s = q \quad (3a)$$

或
$$\alpha^2\sigma_m^2 + \sigma_s^2 = q^2 \quad (3b)$$

其中: $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$; $\sigma_s = (1/\sqrt{2})[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2}$ 。

考虑到 $\sigma_m = k\varepsilon_v$, $\sigma_s = 2G\varepsilon_s$ (K 和 G 分别为体积模量和剪切模量), $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$,

$\varepsilon_s = (1/\sqrt{2})[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]^{1/2}$, (3) 式可改写成

$$\beta\varepsilon_v + \varepsilon_s = \varepsilon_b \quad (4a)$$

或
$$\beta^2\varepsilon_v^2 + \varepsilon_s^2 = \varepsilon_b^2 \quad (4b)$$

其中: $\beta = \alpha k/2G$, $\varepsilon_b = q/2G$ 。(3a) 和 (4b) 式可称为当量应力和当量应变准则。

当 $\alpha = 0$ 或 $\beta = 0$ 时,分别相当于偏应力或偏应变准则,而当 $\alpha = 1.5$ 或 $\beta = 0.5$ 时且 $\sigma_2 = \sigma_3$ 时, $q = 1.5\sigma_1$ 或 $\varepsilon_b = 1.5\varepsilon_1$, 则相当于大主应力或大主应变准则。(3b)

和 (4b) 式可称为广义应变能准则。因为,当 $\alpha = \sqrt{3G/K}$ 时, (3b) 式将变为 $6GU = q^2$, $U = (1/2)\{\sigma\}\{\varepsilon\}$ 为弹性应变能。

4.1.2.3 破损规律(代偿规律)

破损规律就是破损参数 b 的发展规律。但在共同分担假设下, 破损和代偿是一对矛盾。从结构块角度看是破损, 破损引起的胶结应力丧失必须由结构带的摩擦应力承担, 但为发挥摩擦应力的作用, 材料总体上要增大相应的变形量, 因此, 从结构带角度看就是代偿。单元体内各结构块的破碎强度一般来说是不均匀的。设各块的弹性模量为常数, 则破碎强度的变化规律可用图 1 中各胶结杆的破裂强度 q 的变化规律来体现。图 2 所示的破损面为 q 的等值面, 实际上也是 b 的等值面, 所以破损规律也就是破损面的扩大规律。

以上是从变形的内在机理出发考虑的。实际上, 在试验应力路径下的量测结果可以推广到其它应力路径的假设下, b 的变化规律可从下列简单办法得出。当采用当量应力准则时, 由(1)式可得

$$b = \frac{\bar{\sigma}_i(\bar{\varepsilon}) - \bar{\sigma}(\bar{\varepsilon})}{\bar{\sigma}_i(\bar{\varepsilon}) - \bar{\sigma}_f(\bar{\varepsilon})} \quad (5)$$

式中: $\bar{\sigma}$, $\bar{\sigma}_i$ 和 $\bar{\sigma}_f$ 分别为总体应力、胶结应力和摩擦应力的当量应力。如果进一步假定它们与当量应变 $\bar{\varepsilon}$ 之间存在唯一关系, 则(5)式可写为

$$b = g(\bar{\varepsilon}) \quad (6)$$

由于 $\bar{\sigma}_i$ 与 $\bar{\varepsilon}$ 之间已假定为弹性关系, 且 $\bar{\sigma}_f$ 与 $\bar{\varepsilon}$ 之间的关系将在下面讨论, 因此, 只要通过试验测定 $\bar{\sigma}$ 与 $\bar{\varepsilon}$ 之间的关系, 即可通过曲线拟合的办法得出(5)式的具体表达式。

4.1.2.4 摩擦应力

摩擦应力就是胶结全部破坏以后的岩土材料所能承受的应力。对岩体, 结构块全部粉碎以后就成砂土; 对结构性粘土, 则就是重塑土。它们的应力应变关系可借助于岩土塑性力学已有的研究成果。但是, 塑性力学又可分为形变理论和流动理论两种。采用形变理论时, 可以直接得出应力总量与应变总量之间的关系。采用流动理论时, 必须先把(1)式改成增量关系

$$\{\Delta\sigma\} = (1-b)[D]_i \{\Delta\varepsilon\} + b[D]_f \{\Delta\varepsilon\} - \frac{\partial b}{\partial \bar{\varepsilon}} (\{\sigma_i\} - \{\sigma_f\}) \left\{ \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial \varepsilon} \right\}^T \{\Delta\varepsilon\} \quad (7)$$

式中: $[D]_i = \left[\frac{\partial \{\sigma_i\}}{\partial \{\varepsilon\}} \right]$; $[D]_f = \left[\frac{\partial \{\sigma_f\}}{\partial \{\varepsilon\}} \right]$ 。此时, $\{\sigma_f\}$ 已不能直接得出, 而需要在

逐级计算中累加, 即

$$\{\sigma_f\} = \Sigma \{\Delta\sigma_f\} = \Sigma [D]_f \{\Delta\varepsilon\} \quad (8)$$

4.1.2.5 有限元算法

$$(7) \text{ 式可以简写为 } \{\Delta\sigma\} = [D]_b \{\Delta\varepsilon\} - \{\Delta\sigma^o\} \quad (9)$$

$$\text{式中: 切线模量矩阵 } [D]_b = (1-b)[D]_i + b[D]_f; \quad (10)$$

$$\text{初应力 } \{\Delta\sigma^o\} = \frac{\partial b}{\partial \bar{\varepsilon}} (\{\sigma_i\} - \{\sigma_f\}) \left\{ \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial \varepsilon} \right\}^T \{\Delta\varepsilon\} \quad (11)$$

(11) 是适用于 b 增大的情况, 即 $\bar{\varepsilon} \geq (\bar{\varepsilon})_{\max}$ 或类似于加载。当 $\bar{\varepsilon} < (\bar{\varepsilon})_{\max}$ 时, 类似于卸载。(10) 式中的 $[D]_f$ 须用相应的回弹矩阵 $[D]_i$ 代替, 同时取 $\{\Delta\sigma^o\} = 0$ 。将 (9) ~ (11) 式代入通常的有限元计算式中即可采用初应力法进行计算。由此可见, 无论是 $[D]_b$ 还是 $\{\Delta\sigma^o\}$ 都是从基本假设推导出来的, 而无需另外再作假设。

4.2 岩土材料的二元介质模型^[80]

4.2.1 结构性岩土材料的力学抽象

天然岩土材料的主要力学特性主要表现在其具有压硬性、剪胀性和结构性。具有结构性的岩土材料是非均质材料, 其非均质性起源于胶结力的空间不均匀分布。这一不均匀性可能是原生的, 如粘土沉积过程中先凝聚成团粒, 然后堆积在一起, 团粒内部的胶结力就大于团粒之间的胶结力; 也可能是次生的, 如岩土体中因风化或其他地质作用胶结力受到损失而形成的节理和裂隙。这样胶结强的部位可以统称为结构块, 胶结较弱的薄弱带称为结构带。岩土损伤力学正是把结构性岩土材料抽象为由胶结块 (结构块) 和软弱带 (结构面) 组成的二元介质 (双重介质) 材料, 两者共同抵抗材料的变形。相应的宏观总应力可以划分成两部分, 即由胶结块分担的胶结应力和由软弱带分担的摩擦应力。岩土材料的破坏过程是胶结力逐步丧失而摩擦力逐步发挥作用的过程, 或者是结构块逐步破损而结构带逐步扩展的过程。

4.2.2 岩土二元介质模型的基本原理和假定

4.2.2.1 均匀化理论

二元介质材料是一种非均质材料, 可以借用复合材料的均匀化理论^[77]进行分析。先从不均质材料中取出一个代表性单元, 设 $\{\sigma\}_1$ 、 $\{\varepsilon\}_1$ 和 $\{\sigma\}_2$ 、 $\{\varepsilon\}_2$ 分别为弹脆性和弹塑性元的局部应力和局部应变, $\{\sigma\}$ 和 $\{\varepsilon\}$ 为该单元的平均应力和平均

应变, λ_v 为弹塑性元素所占的体积率, 则按均匀化理论可得

$$\{\sigma\} = (1 - \lambda_v)\{\sigma\}_1 + \lambda_v\{\sigma\}_2 \quad (12a)$$

$$\{\varepsilon\} = (1 - \lambda_v)\{\varepsilon\}_1 + \lambda_v\{\varepsilon\}_2 \quad (12b)$$

4.2.2.2 局部应力应变关系

假设弹脆性元在破损以前为理想弹性材料, 相应的弹性矩阵为 $[D]_1$, 而弹塑性元的弹性矩阵为 $[D]_2$, 其屈服函数和塑性势函数分别为 f_2 和 g_2 , 则两者的增量型应力应变关系为

$$\{\Delta\varepsilon\}_1 = [D]_1^{-1}\{\Delta\sigma\}_1, \quad (13a)$$

$$\{\Delta\varepsilon\}_2 = [D]_2^{-1}\{\Delta\sigma\}_2 + \Delta\lambda \frac{\partial g_2}{\partial \{\sigma\}_2}, \quad (13b)$$

其中 $\Delta\lambda$ 为塑性乘子。 f_2 用下式表示

$$f_2(\{\sigma\}_2, h(\{\varepsilon^p\})) = 0, \quad (14)$$

H 为硬化参数, 则式 (13b) 可改写为

$$\{\Delta\varepsilon\}_2 = [D]_2^{-1}\{\Delta\sigma\}_2 + a \frac{\partial g_2}{\partial \{\sigma\}_2} \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \{\sigma\}_2} \right\}^T \{\Delta\sigma\}_2, \quad (15)$$

其中

$$a = - \left(\frac{\partial f_2}{\partial h} \left\{ \frac{\partial h}{\partial \{\varepsilon^p\}} \right\}^T \frac{\partial g_2}{\partial \{\sigma\}_2} \right)^{-1} \quad (16)$$

a 为塑性系数。

4.2.2.3 破损规律和局部应力系数

在受力过程中, 弹脆性元逐渐破损, 转化成弹塑性元, 弹塑性所占的体积率 (破损率) 应增大。这一过程被称为破损规律, 相应的函数关系假定为

$$\lambda_v = f_1(\{\sigma\}_1) \quad (17)$$

由于试验测定和计算中只能知道平均应力 $\{\sigma\}$, 而局部应力是未知的。因此, 假定一个局部应力系数 $[C]$, 令

$$\{\sigma\}_1 = [C]\{\sigma\} \quad (18)$$

4.2.3 岩土二元介质的一般应力-应变关系

岩土材料的破损存在很多特点,首先,软化材料的破坏往往伴随着剪切带的形成,此时,即使胶结块总体上没有完全破损;只要某一剪切带上的胶结块已完全破损,岩土体就可能活动,即存在应变局部化问题。其次,对某些坚硬的多裂隙岩土体,破坏可能因裂隙的扩展连通而发生,但裂隙的厚度不大,即使破坏时,按体积计算的破损率仍然很小。因此还需引入另一参数面积破损率 λ_s ,即用体积破损率 λ_v 和面积破损率 λ_s 双参数进行应力应变的均匀化。同时,把应力张量和应变张量划分为球张量和偏张量两部分,前者受控于体积破损率,后者受控于面积破损率;把局部应力系数区分为体应力系数 C_m 和剪应力系数 C_s 。则(12)式的平均化表达式改写为:

$$\sigma_m = (1 - \lambda_v)\sigma_{m1} + \lambda_v\sigma_{m2}, \quad (19a)$$

$$\varepsilon_v = (1 - \lambda_v)\varepsilon_{v1} + \lambda_v\varepsilon_{v2}, \quad (19b)$$

$$\{s\} = (1 - \lambda_s)\{s\}_1 + \lambda_s\{s\}_2, \quad (20a)$$

$$\{e\} = (1 - \lambda_s)\{e\}_1 + \lambda_s\{e\}_2, \quad (20b)$$

其中 $\sigma_m = (1/3)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$; $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$; $\{s\} = \{\sigma\} - \sigma_m\{I\}$; $\{e\} = \{\varepsilon\} - (1/3)\varepsilon_v\{I\}$, $\{I\}$ 为单位张量。令 $\Delta\sigma_m$, $\Delta\sigma_{m1}$, $\Delta\sigma_{m2}$; $\Delta\varepsilon_v$, $\Delta\varepsilon_{v1}$, $\Delta\varepsilon_{v2}$; $\{\Delta s\}$, $\{\Delta s\}_1$, $\{\Delta s\}_2$; $\{\Delta e\}$, $\{\Delta e\}_1$, $\{\Delta e\}_2$ 和 $\Delta\lambda_v$, $\Delta\lambda_s$ 为相应的增量,局部应力应变关系为

$$\Delta\varepsilon_{v1} = (1/K_1)\Delta\sigma_{m1}, \quad (21a)$$

$$\{\Delta e\}_1 = (1/2G_1)\{\Delta s\}_1, \quad (21b)$$

$$\Delta\varepsilon_{v2} = K_2^{-1}\Delta\sigma_{m2} + a \frac{\partial g_2}{\partial \sigma_{m2}} \left(\frac{\partial f_2}{\partial \sigma_{m2}} \Delta\sigma_{m2} + \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \{s\}_2} \right\}^T \{\Delta s\}_2 \right), \quad (22a)$$

$$\{\Delta e\}_2 = \frac{1}{2}G_2^{-1}\{\Delta s\} + a \frac{\partial g_2}{\partial \{s\}_2} \left(\frac{\partial f_2}{\partial \sigma_{m2}} \Delta\sigma_{m2} + \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \{s\}_2} \right\}^T \{\Delta s\}_2 \right), \quad (22b)$$

其中 K_1 、 K_2 和 G_1 、 G_2 分别为结构块和软弱带的体积模量和剪切模量。破损系数及局部应力系数为

$$\lambda_v = f_v(\{\sigma\}_1), \quad (23a)$$

$$\lambda_s = f_s(\{\sigma\}_1), \quad (23b)$$

$$\sigma_{m1} = C_m \sigma_m, \quad (24a)$$

$$\{s\}_1 = C_s \{s\} \quad (24b)$$

把增量前后的应力应变分别代入(19)和(20)后相减,略去高阶小量后把(21)、

(22)、(23)和(24)式代入后,可得二元介质双参数模型的应力应变关系:

$$\begin{aligned} \{\Delta\varepsilon\} = & \left(\frac{1}{3}[K]_E^{-1} + \frac{1}{3}[P_m]^{-1} + \frac{\lambda_v^0}{\lambda_v^0}[Q_m]^{-1} \right) \Delta\sigma_m \{I\} + \left(\frac{1}{2}[G]_E^{-1} + [Q_s]^{-1} + \frac{1}{3} \frac{\lambda_v^0}{\lambda_s^0} [P_s]^{-1} \right) \{\Delta s\} - (1 - \lambda_v^0) \\ & \left(\frac{1}{3}[K]_E^{-1} + \frac{1}{3}[P_m]^{-1} - \frac{1}{3}[K]_E^{-1} + \frac{\lambda_v^0}{\lambda_v^0}[Q_m]^{-1} \right) A_m \Delta\sigma_m \{I\} - (1 - \lambda_s^0) \left(\frac{1}{2}[G]_E^{-1} + [Q_s]^{-1} - \frac{1}{2}[G]_E^{-1} + \frac{1}{3} \frac{\lambda_v^0}{\lambda_s^0} [P_s]^{-1} \right) \\ & A_s \{\Delta s\} + \frac{1}{\lambda_v^0} \left(\frac{1}{3}[K]_E^{-1} - \frac{1}{3}C_m[K]_E^{-1} - \left(\frac{1}{3}[K]_E^{-1} + \frac{1}{3}[P_m]^{-1} + \frac{\lambda_v^0}{\lambda_v^0}[Q_m]^{-1} \right) (1 - C_m) \right) \sigma_m \{I\} \Delta\lambda_v + \frac{1}{\lambda_s^0} \\ & \left(\frac{1}{2}[G]_E^{-1} - \frac{1}{2}C_s[G]_E^{-1} - \left(\frac{1}{2}[G]_E^{-1} + [Q_s]^{-1} + \frac{1}{3} \frac{\lambda_v^0}{\lambda_s^0} [P_s]^{-1} \right) (1 - C_s) \right) \{s\} \Delta\lambda_s \end{aligned} \quad (25)$$

$$\text{其中 } [K]_E^{-1} = \frac{1}{K_1}[I], [G]_E^{-1} = \frac{1}{G_1}[\Pi], [K]_E^{-1} = \frac{1}{K_2}[I], [G]_E^{-1} = \frac{1}{G_2}[\Pi]; \quad (26)$$

$$[P_m]^{-1} = a \frac{\partial g_2}{\partial \sigma_{m2}} \{I\} \frac{\partial f_2}{\partial \sigma_{m2}} \{I\}^T, [P_s]^{-1} = a \frac{\partial g_2}{\partial \sigma_{m2}} \{I\} \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \{s\}_2} \right\}^T; \quad (27)$$

$$[Q_m]^{-1} = a \frac{\partial g_2}{\partial \{s\}_2} \frac{\partial f_2}{\partial \sigma_{m2}} \{I\}^T, [Q_s]^{-1} = a \frac{\partial g_2}{\partial \{s\}_2} \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \{s\}_2} \right\}^T; \quad (28)$$

$$[K]_E^{-1} = \frac{\varepsilon_v}{\sigma_m} [I], [G]_E^{-1} = \frac{2\{e\}}{\{s\}}; \quad (29)$$

$$A_m = C_m + \frac{\partial C_m}{\partial \sigma_m} \sigma_m, A_s = C_s + \left\{ \frac{\partial C_s}{\partial \{s\}} \right\}^T \{s\}; \quad (30)$$

$$\text{且 } \{I\} = \{1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0\}^T,$$

$$[I] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [\Pi] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

为单位矢量和单位张量。式(25)表明,总应变增量 $\{\Delta\varepsilon\}$ 由三部分组成,第一部分是把这个单元看作弹塑性元时应当产生的变形,由(25)式的右边前两项组成;第二部分是弹脆性元的存在导致的变形的减少,由右边式的中间两项组成;第三部分则因破损参数 $\Delta\lambda_v$ 和 $\Delta\lambda_s$ 的增加而引起,由右边式的后两项组成。

4.3 裂缝带黄土二元介质模型试验验证

为保证本构模型的正确性,需对所提的模型通过试验进行验证。根据岩土破损理论,把结构性的岩土材料抽象成胶结强的结构体(弹脆性元)和无胶结的破碎体(弹塑性元)组成的二元介质,在变形过程中结构体逐步破损并向破碎体转化。本节从具体的试验资料出发,在岩土破损力学的理论框架内,认为弹脆性元在破损以前的变形特性可以用理想的弹性材料描述,采用不含裂隙的原状黄土来模拟其变形;弹脆性元破损以后转化成的弹塑性元用重塑黄土样来模拟其变形。考虑到所研究土样中裂隙尺寸占有一定的比例,且大部分贯通倾斜整个土样,本节仅引入体积破损率来反映土样的破损过程。确定参数后,通过对模型的应力-应变曲线与裂缝带黄土样的应力-应变曲线相对比,来验证模型的适用性。

4.3.1 试验概况

模型试验验证的土样采用的是双槐地裂缝平洞 PD2 中的不含裂隙的原状黄土样以及重塑样,试验方法采用常规三轴固结排水试验以及等向固结试验。

对原状黄土,按照试验规程^[62]要求利用专用削土器削成高度为 125mm,直径为 61.8mm 的圆柱形试样,试验仪器为南京水利电力仪表厂的应变式三轴剪仪。常规三轴试验中围压分别取 50kPa、100kPa、200kPa、300kPa、400kPa,每组土样在 $\sigma_3 = \text{const}$ 的压力下固结稳定后,进行排水剪切,剪切速率取 0.08mm/min,记录每次试验的量力环百分表读数、体变管读数和轴向变形百分表读数。剪切以量力环百分表读数出现峰值后,或变化不大,但应变持续增长 5%;或从压力室外看到土样有明显的裂纹或错动或轴向变形百分表读数达到应变的 15%为最后关机标准。等向固结试验按 50kPa、100kPa、200kPa、300kPa、400kPa 围压逐级施加,使土样进行固结,并同时测记体变管、孔隙压力和轴向位移读数。固结完成后,开电动机进行剪切,围压分别取 200kPa 和 400kPa,剪切速率取 0.08mm/min,剪切过程中测记排水管、测力计读数,并随时计算轴向压力,随轴向压力增加,减少周围压力,保持整个剪切过程中有效平均应力为常量。

重塑样的制备,把从现场采集的土样碾碎过筛后,保持土样的含水率和干密度不变,在制样模内用压实器压实制成与原状土相同的圆柱形试样,试验方法同原状样。

4.3.2 二元介质模型关系式

取一个由大量微元组合而成的代表性体积单元,每个微元破裂以前均为弹脆性元,破裂以后转化为弹塑性元,所有微元破裂以前弹脆性元的模量 E_1 和破裂

以后的弹塑性元的模量 E_2 均为常量, 且破裂前后的泊松比也相同, 这里只考虑常规三轴压缩下轴向应力和轴向应变之间关系。令 $\sigma_s = \sigma_1 - \sigma_c$, $\varepsilon_s = \varepsilon_1 - \varepsilon_c$, ε_c 为加围压 σ_c 时产生的轴向应变。由均匀化理论^[80]可知, 平均应力和平均应变得表达式为

$$\sigma_s = (1 - \lambda_v)\sigma_{s1} + \lambda_v\sigma_{s2} \quad (31)$$

$$\varepsilon_s = (1 - \lambda_v)\varepsilon_{s1} + \lambda_v\varepsilon_{s2} \quad (32)$$

其中 λ_v 为破损率, 令 $\varepsilon_{s1} = c_s\varepsilon_s$, c_s 为弹脆性元的局部应变系数, 由式 (32) 可得:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{1 - c_s + c_s\lambda_v}{\lambda_v}\varepsilon_s \quad (33)$$

代入 $\sigma_{s1} = E_1\varepsilon_{s1}$ 和 $\sigma_{s2} = E_2\varepsilon_{s2}$ 后, 又 (29) 式可得:

$$\sigma_s = (1 - \lambda_v)c_sE_1\varepsilon_s + (1 - c_s + c_s\lambda_v)E_2\varepsilon_s \quad (34)$$

式 (34) 中右边第一部分为弹脆性元所承担的应力; 第二部分为弹塑性元所承担的应力。

应变增量 $\Delta\varepsilon_{s1}$ 、 $\Delta\varepsilon_s$ 和 $\Delta\varepsilon_{s2}$ 的关系式如下

$$\Delta\varepsilon_{s1} = \Delta(c_s\varepsilon_s) = \varepsilon_s \frac{\partial c_s}{\partial \sigma_{s1}} \Delta\sigma_{s1} + c_s\Delta\varepsilon_s \quad (35)$$

$$\Delta\varepsilon_s = (\Delta\varepsilon_{s1} - \varepsilon_s \frac{\partial c_s}{\partial \sigma_{s1}} \Delta\sigma_{s1}) / c_s \quad (36)$$

其中 $\frac{\partial c_s}{\partial \sigma_{s1}} = \frac{m_1 a_s m_s}{q_e} \left(\frac{\sigma_{s1}}{q_e}\right)^{m_s-1} \exp\left[-a_s \left(\frac{\sigma_{s1}}{q_e}\right)^{m_s}\right]$, 令其为 A_s 。

$$\Delta\varepsilon_{s2} = [\Delta\varepsilon_s - (1 - \lambda_v)\Delta\varepsilon_{s1} - (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{s1})\Delta\lambda_v] / \lambda_v \quad (37)$$

其中 $\Delta\lambda_v = \frac{\partial \lambda_v}{\partial \sigma_{s1}} \cdot \frac{1}{m_1} \Delta\sigma_{s1} = \frac{A_s}{m_1} \Delta\sigma_{s1}$

假定弹塑性元的应力-应变关系为双曲线, 由 $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} / (a + b\varepsilon_{s2})$

$$\Delta\sigma_{s2} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_{s2})^2} \Delta\varepsilon_{s2} \quad (38)$$

则应力应变关系式为 $\Delta\sigma_s = (1 - \lambda_v)\Delta\sigma_{s1} + \lambda_v\Delta\sigma_{s2} + (\sigma_{s2} - \sigma_{s1})\Delta\lambda_v$ (39)

4.3.3 模型的参数及其确定

4.3.3.1 弹脆性元参数的确定

模型中的弹脆性元代表没有破损的结构性岩土材料, 假定所研究的土体材料在破损以前是理想弹性材料。

体积变形模量 K_1 通过各向等压固结试验测定, 根据试验结果绘制 $\varepsilon_v \sim \lg p$ 关系曲线计算可得。其计算式为

$$K_1 = \frac{P}{0.434\lambda} \quad (40a)$$

式中 P 为施加的压力, 单位为kpa; λ 为 $\varepsilon_v \sim \lg P$ 初压缩曲线的斜率。

剪切模量 G_1 可通过常规三轴剪切试验测定, 根据试验结果绘制 $q \sim \varepsilon_s$ 曲线确定。其计算式为

$$G_1 = G_i \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \varphi)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 \quad (40b)$$

式中 $G_i = Kpa \left(\frac{\sigma_3}{pa} \right)^n$ 为起始剪切模量;

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_u} \text{ 为破坏比;}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \text{ 为M.C屈服准则。}$$

由于取样扰动的影晌, 所以通过原状土的室内试验测定的结果不一定可靠, 所以最好通过原位试验测定。例如, 通过静力触探试验测定 K_1 , 通过十字板剪切试验测定 G_1 。

4.3.3.2 弹塑性元参数的确定

弹塑性元的变形性质是通过对原状土样重塑后通过试验确定。在此假定弹塑性元的应力-应变关系为双曲线。

4.3.3.3 破损参数的确定

岩土材料是天然形成的, 其内部结构参数实际上是无法测定的, 唯一可行的办法是通过试验间接测定。

对于破损参数 λ_v 的确定, 采用服从Weibull分布的破损率可以较好地模拟岩土试样的破损过程^[67]。由于 λ_v 与弹脆性元件的破裂强度有关, 且随着外加荷载的变化而变化, 其值应从稍大于零的值变化到小于1的某一个值, 但总的趋势为加荷初期单元体内伴随有少量弹脆性元的破坏, 随着荷载的增加弹脆性破裂的比率也增加。考虑 λ_v 与周围应力、破裂强度和偏应力的变化有关的表达式为

$$\lambda_v = 1 - \exp \left[- \left(\frac{\sigma_3}{10P_a} \right) \left(\frac{\sigma_{st}}{q_c} \right)^n \right] \quad (34)$$

式中: P_a 为标准大气压; q_c 为基准破裂强度, 当 $\sigma_3 = 10P_a$, 当 $\sigma_{st} = q_c$ 时, 有0.632比例的微元发生破裂。考虑岩土材料的压硬性, 假定基准破裂强度和弹脆性元件

的刚度随着周围应力的增大而增大, 则 $q_e = q_0 + m_2 \sigma_3$ 。把 $\varepsilon_{s1} = c_s \varepsilon_s$ 代入式 (34) 可得

$$\lambda_v = 1 - \exp \left[- \left(\frac{\sigma_3}{10P_a} \right) \left(c_s \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e} \right)^{m_1} \right] \quad (35)$$

对于局部应变系数 c_s 的变化规律, 其为一个不可以宏观测量的内变量, 它与试样所受的外部作用和试样自身的抵抗外部作用得协调能力有关, 假定

$$c_s = 1 - m_1 \lambda_v \quad (36)$$

式中 m_1 为系数。

4.3.4 模型验证

应用上面建立的结构性土的二元介质模型, 进行裂缝带黄土的常规三轴固结排水剪切试验条件下的计算结果与试验结果的对比。

试样为从现场取的不含裂缝充填的原状土样以及含裂缝充填土样, 在三轴仪上进行了原状土样、裂缝土样以及重塑土样的排水剪切试验, 在围压 $\sigma_3 = 200 \text{kpa}$ 下进行模拟, 所用模型参数为: $G_1 = 150.4 \text{kpa}$ 、 $q_0 = 250 \text{kpa}$ 、 $m_s = 1.8$ 、 $m_1 = 0.5$ 、 $m_2 = 4.5$ 、 $a = 0.004$ 、 $b = 0.0012$ 。模拟结果如图4-1所示。

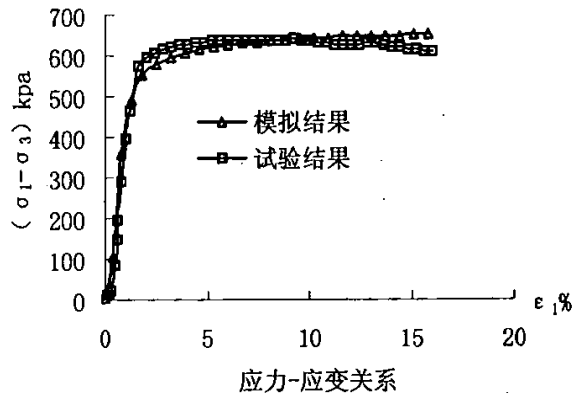


图 4-1 裂缝带黄土常规三轴试验二元介质模型模拟结果

因此, 通过对采用不含裂隙的原状黄土和重塑土样建立的二元介质模型与含裂隙土样的试验结果对比, 可以看出, 模拟的应力应变曲线在弹性阶段和弹塑性阶段与裂隙土样的试验结果较吻合, 其可以较好的模拟裂隙土样的硬化现象。

4.3.5 小结

本章在岩土破坏力学的理论框架内, 建立了裂缝带黄土的二元介质模型, 并与其试验结果进行了对比, 结果表明, 所建立的模型可以较好的描述裂缝带黄土的变形和破坏特性。

第五章 结论与展望

5.1 结论

通过对咸阳地区（三原）地裂缝灾害预警示范试验场的不同裂缝带、不同深度的裂缝带黄土的上述研究，可以得到如下主要结论：

(1) 研究地裂缝场地裂缝带土体的宏观地质特征，了解裂缝的空间分布规律。

(2) 对裂缝带裂隙黄土、无裂隙原状土和重塑土的进行室内侧限压缩试验，可看出裂隙土的压缩性高于原状土；重塑土的压缩性高于裂隙土，说明重塑土的结构破坏大于裂隙土。

(3) 对裂缝带土样和裂缝充填土的常规直剪试验分析成果可见，裂缝充填土的抗剪强度低于裂缝带黄土。含水率对土的抗剪强度影响很大，饱水后土样的抗剪强度明显降低。

(4) 使用改装的便携式直剪仪对裂缝带黄土进行大尺寸土样的现场直剪试验。试验结果表明，大块裂缝带黄土的剪应力-应变曲线均具有弱硬化型特点，其剪切变形可分为弹性、弹塑性和塑性三个阶段。

试验过程中正应力和剪应力的加载方式对裂缝带黄土样的抗剪强度影响较大。同种裂缝带黄土的分级加载和剪切带的分级加载方式对测得的抗剪强度值也有不同影响。

(5) 通过对裂缝带黄土的无侧限抗压强度试验分析，裂隙倾角对土的变形和强度都有影响，土的应力-应变特征随裂隙角度不同而不同；对于含裂隙土样，土样的剪切破裂面多沿裂隙方向扩展。

(6) 对裂缝带黄土进行不固结不排水常规三轴试验，通过分析得出所研究土样的应力-应变曲线均呈弱软化或弱硬化型，说明裂缝倾角（裂缝与土样轴线夹角）对应力-应变曲线的类型无明显影响；对于不同沉降带的所取的裂缝带土样，其强度有很大的差异；土样的应力-应变关系曲线与土样的变形破坏类型相关；饱和土样的应力-应变曲线均呈弱硬化型，其峰值强度明显低于天然含水状态的强度。

(7) 三轴剪切试验得出的裂缝带黄土的抗剪强度指标值高于大尺寸裂缝带黄土试样直剪试验得出的抗剪强度指标。

(8) 三轴压缩条件下，裂隙性黄土的整体变形可分为轴向变形、弯曲变形、旋转变形和扭转变形四种方式。根据所研究土样的应力-应变曲线，可把土样的

变形分成三个阶段：即弹性变形、塑性变形及破损变形阶段。

(9) 在岩土破损力学理论框架基础上，把所研究的裂缝带黄土当作由胶结块（结构块）和软弱带（结构面）组合而成的双重介质模型。对不含裂隙的原状黄土和重塑土样建立的二元模型与含裂隙土样的试验进行对比，结果表明，模拟的应力应变曲线在弹性阶段和弹塑性阶段与裂隙土样试验结果较吻合，其可以较好的模拟裂隙土样的硬化现象。

5.2 展望

纵观全文，虽然作者对咸阳地区（三原）地裂缝灾害预警示范试验场的不同裂缝带、不同深度的裂缝带黄土进行了大量的野外调查以及对其强度、变形等方面做了大量的试验与理论研究工作，并且取得了一些很有意义和价值的研究成果，但是由于目前国内外对裂隙土体力学性质以及裂隙对土体破坏的控制作用研究得较少，相应的文献资料较缺乏，裂隙土的研究对试验仪器要求很高，加之时间和条件的限制，作者本人的认识也只是局部和有限的，要全面地认识裂缝带黄土的强度与变形特性，建立完全适合于所研究的裂缝带黄土的破损模型，这些工作还远远不够。因此，还需要做更多深入细致的研究与分析工作：

(1) 加强裂缝带黄土的微观、细观和宏观之间的研究，将土体的研究从宏观和微观并行不悖的研究转向微、细和宏观相结合的研究。正确地揭示土体微、细观变形、破损过程及其与宏观力学响应之间的关联。

(2) 抗剪强度的 c 、 ϕ 值与裂隙倾角的大小是否存在明显的一般性规律，不同倾角条件下裂隙数量的效应，裂隙组合模式的效应如何，裂缝充填物的厚度完全控制裂隙土力学性能时厚度下限等等都有待进一步的研究。

(3) 本文对裂缝带黄土力学特性的研究集中在对裂缝土体的抗压和抗剪强度，缺少对抗拉强度的研究。而研究地裂缝的成因机理分析中，考虑是否出现拉裂缝以及测定裂缝土的抗拉强度的影响是非常重要的。应该加强这方面的研究工作。

(4) 裂缝带黄土的二元介质模型需要依据更丰富的试验数据做深入分析，研究各种不同的应力状态和应力路径对土体变形的影响；研究不同裂缝倾角、不同土样破坏形态条件下模型参数的选择，建立适合于不同裂隙组合模式下的二元介质模型。

(5) 把室内研究的土样破损机理以及裂缝土的应力应变关系引入到对地裂缝的成因机理的宏观分析当中，并考虑一定深度下裂缝土流变性的影响问题，最后上升到有关的土体破裂力学特性问题。

参考文献

- [1] 蒋建平, 章杨松, 罗国煜. 基于土体中结构面的岩土工程问题探讨[J]. 工程地质学报, 2002,10(02): 160-166.
- [2] 王斌科. 引起洞穴侵蚀的主要因素的探索[J]. 水土保持学报, 1989, 3(3): 84~90.
- [3] 李喜安, 彭建兵, 陈志新等. 湿陷性黄土地区土壤洞穴侵蚀研究[J]. 水土保持研究, 2003, 10(2): 28~32.
- [4] 王景明, 倪玉兰, 孙建中. 黄土构造节理研究及其应用[J]. 工程地质学报, 1994, 2(4): 31~42.
- [5] 王景明等. 地裂缝及其灾害的理论与应用[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 2000.
- [6] 朱同新, 蔡强国. 黄土高原黄土洞穴系统的水文特性研究[J]. 土壤侵蚀与水土保持学报, 1997, 3(4): 13~19.
- [7] 薛根良. 黄土地下水的补给与赋存形式探讨[J]. 水文地质工程地质, 1995, (1): 38~39.
- [8] 赵景波, 徐芹选, 张晓龙等. 西安地区黄土地层含水空间研究[J]. 陕西师范大学学报(自然科学版), 2001, 29(4): 101~105.
- [9] 卢全中, 彭建兵, 陈志新, 等. 黄土高原地区黄土裂隙发育特征及其规律研究[J]. 水土保持学报, 2005, 19(5): 191-194.
- [10] 马洪生, 胡卸文. 裂隙粘土力学效应的数值模拟[J]. 矿物岩石, 1998,18(增刊): 182~184.
- [11] 邓京萍, 张惠英. 成都粘土的裂隙性对力学性能的控制作用. 水文地质工程地质, 1988(2): 42~46.
- [12] 孔德坊. 裂隙性粘土[M]. 北京: 地质出版社, 1994.
- [13] 胡卸文, 李群丰, 赵泽三等. 裂隙性粘土的力学特性[J]. 岩土工程学报, 1994,16(4): 81-88.
- [14] 赵泽三, 李群丰. 成都粘土的力学特性. 全国第三次工程地质大会论文集(注册). 成都科技大学出版社, 1988: 102~108.
- [15] 费美高, 许国琳, 张品萃. 成都粘土中的构造断裂现象及其研究意义[J]. 地质灾害与环境保护, 1995, 6(3): 24~33.
- [16] 王桢. 裂土边坡坍滑稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 1992,14(4): 25~31.
- [17] 韩贝传, 曲永新, 张永双. 裂隙型硬粘土的力学模型及其在边坡工程中的应用[J]. 工程地质学报, 2001: 204~209.
- [18] 陈铁林, 邓刚, 陈生水, 沈珠江. 裂隙对非饱和土边坡稳定性的影响[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(2): 210~215.
- [19] 王志伟, 王庚菘. 裂隙性粘土边坡渐进性破坏的 FLAC 模拟[J]. 岩土工程学报, 2005, 26(10): 1637~1641.
- [20] 周成, 蔡正银, 谢和平. 天然裂隙土坡渐进变形解析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(2): 174~178.

- [21] 蒋建平, 章杨松, 罗国煜. 土体宏观结构面及其对土体破坏的影响[J]. 岩土力学, 2002, 23(4): 482~485.
- [22] 刘祖典. 黄土力学与工程[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1997, 4.
- [23] 谢定义. 黄土力学特性与应用研究的过去、现在与未来[J]. 地下空间, 1999, No. 4.
- [24] 吴侃, 郑颖人. 黄土结构性研究[A]. 第六届全国土力学及基础工程学术会议论文集[C]. 同济大学出版社, 1991: 93~96.
- [25] 郑建国, 张苏民. 湿陷性黄土的结构强度特性[J]. 水文地质工程地质, 1990, 4: 22~25.
- [26] 邢义川, 刘祖典, 郑颖人. 黄土的破坏条件[J]. 水力学报, 1992, 1: 12~20.
- [27] 邢义川, 骆亚生, 李振. 黄土的断裂破坏强度[J]. 水力发电学报, 1999, No. 4.
- [28] 骆亚生, 邢义川. 黄土的抗拉强度[J]. 陕西水力发电, 1998, No. 4.
- [29] 邢义川. 黄土力学性质研究的发展和展望[J]. 水力发电学报, 2000, 71(4): 54~65.
- [30] 张颖. 黄土力学模型研究[硕士论文D]. 甘肃: 兰州大学, 2004.
- [31] 沈珠江. 考虑剪胀性的土和石料的非线性应力应变模式水利水运科学研究[J], 1985, (4): 12~17.
- [32] 沈珠江. 结构性粘土的堆砌体模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(1): 1~4.
- [33] 谢定义. 考虑土结构性的本构关系[J]. 土木工程学报, 2000, 33(4): 35~41.
- [34] 沈珠江. 土体变形特性的损伤力学模拟[A]. 第五届全国岩土力学数值分析与分析方法讨论会论文集[C]. 重庆, 1994.
- [35] 沈珠江. 黄土损伤力学模型探索[A]. 中国土木工程学会第七届土力学及基础地程学术会论文集[C]. 西安, 中国建筑工业出版社, 1994.
- [36] Wang Jianguo, A Micromechanical Structural Analysis of Collapse Deformation of Loess[J]. 7th International Conference on Expansive Soils, 1992, 8.
- [37] 苗天德, 王正贵. 考虑微结构失衡的湿陷性黄土变形机理[J]. 中国科学B辑, 1990, No. 1.
- [38] 王正贵, 苗天德. 关于黄土中垂直节理形成机制的探讨[J]. 中国科学(B); 1993, 7.
- [39] 谢定义, 齐吉琳. 土结构性及其定量化参数研究的新途径[A]. 中国土木工程学会第八届土力学及岩土工程学术会议论文集[C]. 1999, 10.
- [40] 齐吉琳, 谢定义. 孔隙分布曲线与土的结构性[A]. 中国土木工程学会第八届土力学及岩土工程学术会议论文集[C]. 1999, 10.
- [41] 齐吉琳. 土的结构性及其定量化参数研究[博士学位论文D]. 西安理工大学. 1999, 2.
- [42] 刘恩龙, 沈珠江. 结构性土的二元介质模型[J]. 水利学报, 2005, 36(4): 391~395.
- [43] 刘恩龙, 沈珠江. 岩土材料不同路径下脆性变化的二元介质模拟[J]. 岩土力学, 2006, 27(2): 261~267.
- [44] 李昌存. 河北平原地裂缝研究[博士论文D]. 北京: 中国地质大学, 2001.
- [45] 唐大雄, 刘佑荣, 张文殊等. 工程岩土学[M]. 北京: 地质出版社, 1999: 78.
- [46] Zdenek Bazant, Er-Ping Chen. Scaling of structural failure [J]. Appl Mech Rev, 1997, 50(10): 593-627.

- [47] 周江平, 彭雄志, 赵善锐. 纤维束强度理论与土体抗剪强度的尺寸效应研究[J]. 铁道学报, 2005, 27(1): 96-101.
- [48] 周志刚, 李文胜, 宋勤德. 大型直剪仪试验的尺寸效应[J]. 长沙交通学院学报, 1999, 15(1): 47~49.
- [49] 周江平, 彭雄志. 土体抗剪强度的尺寸效应[J]. 西南交通大学学报, 2005, 40(1): 77-81.
- [50] 米切尔 JK. 岩土工程土性分析原理. 高国瑞等编译[M]. 南京工学院出版社, 1988, 231~260.
- [51] 沈珠江, 陈铁林. 岩土破损力学-结构类型与荷载分担[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(13): 2137~2142.
- [52] 王立忠, 丁利, 陈云敏, 李玲玲. 结构性软土压缩特性研究[J]. 土木工程学报, 2004, 37(4): 46~53.
- [53] 陈铁林, 周成, 沈珠江. 结构性黏土压缩和剪切特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 31~35.
- [54] 谢强, 张永兴, 张建华. 陈垃圾土的压缩性试验研究[J]. 重庆建筑大学学报, 2003, 25(4): 18~22.
- [55] 胡再强, 沈珠江, 谢定义. 非饱和黄土的结构性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(6): 775~779.
- [56] 蒋建平, 章杨松, 罗国煜. 基于土体中结构面的岩土工程问题探讨[J]. 工程地质学报, 2002, 10(02): 160~166.
- [57] 贺洁. 膨胀土分类方法探讨以及抗剪强度的试验研究[硕士论文D]. 大连理工大学, 2000.
- [58] 袁俊平. 非饱和膨胀土的裂隙概化模型与边坡稳定研究[博士论文D]. 南京: 河海大学, 2003.
- [59] 卢再华, 陈正汉, 曹继东. 原状膨胀土的强度变形特性及其本构模型研究[J]. 岩土力学, 2001, 22(03): 339-343.
- [60] 陈铁林, 周成, 沈珠江. 结构性黏土压缩和剪切特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(01): 31-35.
- [61] 土工试验规程 (SD128-84) (第一分册), 水利电力出版社, 1987.8.
- [62] 黄文熙等. 土的工程性质[M]. 北京: 科学出版社, 1985.1: 294~297.
- [63] 刘东生等. 黄土与环境[M]. 北京: 科学出版社, 1985.1: 294~297.
- [64] 谢定义. 试论我国黄土力学研究中的若干新趋向[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(1): 3~13.
- [65] 郑晏武. 中国黄土的湿陷性[M]. 北京: 地质出版社, 1982.
- [66] 钱鸿缙, 王继堂, 罗宇生等. 湿陷性黄土地基[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1985.
- [67] 乔平定, 李增钧. 黄土地区工程地质[M]. 北京: 科学出版社, 1990.
- [68] 张咸恭, 王思敬, 张倬元等. 中国工程地质学[M]. 北京: 科学出版社, 2000.63~78.
- [69] 孙广忠, 孙毅. 地质工程学原理[M]. 北京: 地质出版社, 2004.11, 42~43

- [70] 李如梦. 考虑结构性的黄土弹塑性本构关系探讨 [硕士论文D]. 甘肃: 兰州理工大学, 2005.
- [71] 夏旺民. 黄土弹塑性损伤模型及其本构关系 [博士论文D]. 陕西: 西安理工大学, 2003.
- [72] 王朝阳. 非饱和黄土的强度特性及非线性本构模型研究 [硕士论文D]. 陕西: 长安大学, 2004.
- [73] 林斌. 考虑损伤效应的黄土流变模型研究 [博士论文D]. 陕西: 长安大学, 2005.
- [74] 刘孟飞. 饱和 K_0 固结黄土的结构性研究 [硕士论文D]. 陕西: 西安建筑科技大学, 2005.
- [75] 骆亚生. 非饱和黄土在动、静复杂应力条件下的结构变化特性及结构性本构关系研究 [博士论文D]. 陕西: 西安理工大学, 2003.
- [76] 张坤勇. 考虑应力各项异性土体本构模型及其应力研究 [博士论文D]. 南京: 河海大学, 2004.
- [77] 沈珠江, 陈铁林. 岩土破损力学: 基本概念、目标和任务. 中国岩石力学与工程学会第七次学术大会论文集 [J]. 北京: 中国科学技术出版社, 2002: 9~12.
- [78] 沈珠江. 岩土破损力学与双重介质模型 [J]. 水利水运工程学报, 2002, 4: 1~6.
- [79] 沈珠江. 岩土破损学: 理想脆弹塑性模型 [J]. 岩土工程学报, 2003, 25 (3): 253~257.
- [80] 沈珠江, 刘恩龙, 陈铁林. 岩土二元介质模型的一般应力应变关系 [J]. 岩土工程学报, 2005, 27 (5): 489~494.
- [81] Wang J G, Leung C F, Ichicawa Y. A simplified homogenization method for composite soils [J]. Computers and Geotechnics, 2002, 29: 477~500.
- [82] 土工试验规程 (SL237-1999), 中国水利水电出版社, 1999.04.
- [83] Schofield A N, Worth C P. Critical State Soil Mechanics [M]. London: MacGraw-Hill, 1968.
- [84] 郑颖人, 陈长安. 理想塑性岩石的屈服条件与本构关系 [J]. 岩土工程学报, 1984, 6 (5): 13~22.
- [85] 陈铁林, 沈珠江. 岩土破损力学的系统论基础 [J]. 岩土力学, 2004, 25卷 (增刊): 21~26.
- [86] 沈珠江, 胡再强. 黄土的二元介质模型 [J]. 水利学报, 2003, 7: 1~6.
- [87] 沈珠江, 陈铁林. 岩样变形和破坏过程的二元介质模拟 [J]. 水利水运工程学报, 2004, (1): 1~5.
- [88] 刘恩龙, 沈珠江. 岩土材料不同应力路径下脆性变化的二元介质模型 [J]. 岩土力学, 2006, 27 (2): 261~267.
- [89] 沈珠江. 沈珠江力学论文选集 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2005, 1.
- [90] 徐秉业, 刘信声. 应用弹塑性力学 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2003, 10.
- [91] 龚晓南. 土塑性力学 [M]. 浙江: 浙江大学出版社, 1999, 9.
- [92] DENG Gang, SHEN Zhu-jiang, YANG Dai-quan. Numerical simulation of crack formation due to desiccation in clay surface [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(2): 241~248.
- [93] SHEN Zhu-jiang. A double hardening model for clays [J]. Rock and Soil Mechanics,

1995, 16(1): 1~8.

[94] JIANG Peng-nian. On the engineering properties of unsaturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 11(6): 39~59.

[95] MORRIS P H, GRAHAM J, WILLIAM D J. Cracking in drying soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, 29: 263~277.

致 谢

本文从拟定题目到定稿，历时数月，在本论文完成之际，首先要向我的导师彭建兵教授致以诚挚的谢意。从论文的选题、野外工作、室内研究到论文的编写的全过程无不倾注着导师的大量心血。三年来，彭老师严以律己、宽以待人的崇高风范，朴实无华、平易近人的人格魅力与无微不至、感人至深的人文关怀，令学生如沐春风，倍感温馨。彭老师治学严谨、学识渊博、思想深邃、视野雄阔，为学生营造了一种良好的精神氛围，置身其间，耳濡目染，潜移默化，使学生不仅接受了全新的思想观念，树立了宏伟的学术目标，领会了基本的思考方式，掌握了通用的研究方法，而且还明白了许多待人接物与为人处世的道理。同时还要特别感谢师母庞老师三年来在生活上给予的无微不至的关怀，您温和慈祥的笑容、优雅恬静的气质将永驻学生的记忆。此时此情，我无法用准确生动的语言来描述自己的真实感受，只好将它深深地埋在心底，化作一道虔诚的祝福：愿导师合家欢乐，一生平安！

另外，我非常感谢师兄卢全中博士、马润勇副教授对我论文的具体指导和帮助。卢老师温文尔雅、待人温和，马老师风趣幽默、待人热情，你们不断追求的精神和严肃认真的态度也将使我受益终生；感谢土工实验室祁小丽老师、杨洲老师在我试验期间给予的指导和帮助；感谢长安大学地测学院范文教授、毛彦龙教授、陈志新教授、门玉明教授、赵法锁教授、李同录教授、苏生瑞教授、倪万魁教授以及研究生部张骏教授等为学生“授业解惑”的老师们，没有你们的付出，就没有学生今天哪怕是一点点的收获。

感谢我的同门李喜安副教授、席先武博士、黄强兵博士、李斌博士、王卫东博士、于德海博士、陈立伟博士、孙萍博士、蒋臻蔚博士、孙刚臣博士以及郑万成、闫金凯、周保、黄鑫、王志新等硕士给予的关心和帮助，感谢邓龙胜、李科硕士在试验期间给予的帮助。与你们朝夕相处，既有学业上的进步，也有生活上的开心，这一切都将成为我以后的美好回忆。

我的周围还有一帮风华正茂的有志青年，他们分别是我的七年同室好友吴萍、汪丽，好友王沫涵、李滨、王勇、安光明、王艳婷、赵雄伟以及同专业的其他同学范敏、穆兰、王娟娟、温克兵、郭一民、孙方强等硕士。乘风破浪会有时，直挂云帆济沧海，他们永远是我高歌猛进的力量之源，谢谢你们，我亲爱的兄弟姐妹。

最后，我还要衷心感谢我的家人，是你们的关心、鼓励和支持使我有勇气去战胜所有的困难，在求学的道路上不断前进。