

445

TU36
Y27

现代加筋土挡土结构

杨果林 肖宏彬 著
王永和 主审

煤炭工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

现代加筋土挡土结构/杨果林 肖宏彬著. —北京: 煤炭工业出版社, 2001

ISBN 7-5020-2045-4

I. 现… I. ①杨…②肖… II. 地基处理—加筋土法 N. TU472.3

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2001) 第 049407 号

现代加筋土挡土结构

杨果林 肖宏彬 著

责任编辑: 向云霞 郑发科

*

煤炭工业出版社 出版

(北京市朝阳区芍药居 35 号 100029)

煤炭工业出版社印刷厂 印刷

新华书店北京发行所 发行

*

开本 $787 \times 1092 \text{mm}^{1/16}$ 印张 $13^{3/4}$

字数 314 千字 印数 1—1,000

2002 年 3 月第 1 版 2002 年 3 月第 1 次印刷

社内编号 4816 定价 35.00 元

版权所有 违者必究

本书如有缺页、倒页、脱页等质量问题, 本社负责调换

前言

加筋土挡土结构是近二三十年发展起来的新型挡土结构。它具有结构轻、柔性大、节约建筑材料、适用于承载力较低的地基等特点。随着土工合成材料在我国的飞速发展,加筋土挡土结构在公路、铁路等领域迅速发展,20世纪80年代在我国兴建各类加筋土挡墙300多座,到目前为止已修建近千座。而目前加筋土挡土结构理论落后于实践,许多加筋挡土结构依靠经验或半经验公式,参照土力学原理及相关计算公式进行设计,使有些设计偏于保守,浪费材料,工程造价加大,没有发挥加筋土挡土结构固有的优点;而另有一些挡土结构因设计或施工不合理而失稳破坏,酿成工程事故。

本书总结了作者多年来的研究成果及实践经验,具有一定的学术价值和实际意义。编写出版此书,以期对工程技术人员的设计、施工起到一定的指导作用。

本书是在对国内外土工合成材料的应用与研究现状进行综合分析的基础上,针对加筋土挡墙开展研究的。归纳起来,具体的研究和所获得的一些重要成果如下:

(1) 结合作者的设计专利——“钢筋混凝土网格式加筋挡墙”及其工程实践,在对加筋土的加筋机理、破坏模式、承载力和稳定性等方面进行深入分析的基础上,提出了一个新概念,即经过加筋后的土体作为复合结构与原土体相比,不仅提高了内聚力,而且也提高了内摩擦角;并在该前提下首次导出拉力破坏和粘着破坏两种情形下的承载力公式,然后进行了稳定性分析。

(2) 通过对土体非线性弹性本构模型和弹塑性本构模型的分析、对比和评价,提出了分析加筋土挡土结构的用于数值计算的弹塑性本构模型,并创造性地建立了加筋土的动本构模型。

(3) 通过对目前常用于实际工程中的几种典型筋材的工程特性试验和理论分析,获得了具有重要实际工程意义的成果。

(4) 针对1999年实施的《土工合成材料测试规程》提出了其在实施过程中存在的问题,尤其对该规程中试验数据处理进行了分析,深入探讨了试验数据统计分析与处理方法。

(5) 通过对铁路加筋土挡墙在列车重复荷载作用下的室内模拟试验和动力特性分析,得出加筋土挡墙在动力荷载作用下一些重要动态响应参数,并求得了正弦激励荷载作用下加筋体任意位置的水平和竖向位移、速度、加速度的弹性数值解。

(6) 通过对加筋土动强度与动变形分析,根据Palmgren—Miner疲劳损伤积累理论,首次对加筋土挡土结构进行了疲劳损伤分析,得出了疲劳损伤的衡量准则。

(7) 通过对常用的几种数值计算方法的分析对比,运用加筋土弹塑性本构模型和有限元计算方法,首次编制出了铁路加筋土挡土结构在动荷载作用下的通用数值计算程序。该程序能同时考虑平面应力、平面应变和轴对称问题,并能运用不同的屈服准则,使其更具有通用性和适用性,成功地解决了筋材与土介质界面的接触问题,较好地解决了墙面板与筋带连接处出现两个接触面单元的特殊问题。

本书的第1章、第2章、第4章、第5章、附录1及附录2由杨果林教授、博士著;第3章、第6章由肖宏彬博士著;全书由中南大学博士生导师王永和教授主审。

目 录

前言

第 1 章 绪 论	1
1.1 土工合成材料应用与研究概况	1
1.2 加筋土挡土墙国内外研究状况	3
1.3 研究目的、意义及该领域存在的问题	5
第 2 章 加筋土挡土结构强度特性与稳定性分析	8
2.1 概 述	8
2.2 加筋土的强度特性.....	16
2.3 网格式加筋土挡土结构的强度特性.....	19
2.4 网格式加筋土挡土结构的稳定性分析.....	24
第 3 章 加筋土动应力—应变弹塑性本构模型	27
3.1 土体的非线性弹性本构模型.....	28
3.2 土体弹塑性本构模型.....	32
3.3 加筋土的弹塑性本构模型.....	34
3.4 加筋土的动弹塑性本构模型.....	38
第 4 章 加筋土筋材流变特性分析与蠕变试验研究	44
4.1 筋材在加—卸载循环荷载作用下的变形特性与约束条件下的变形方程.....	45
4.2 筋材与土界面的摩擦特性及拉拔试验研究.....	47
4.3 筋材流变特性与蠕变试验研究.....	51
4.4 试验数据统计分析与数据处理方法.....	64
第 5 章 加筋土挡土结构动力特性模型试验与动态响应分析	69
5.1 车辆系统的随机激励与响应分析.....	69
5.2 加筋土挡土墙动力特性模型试验.....	77
5.3 加筋土挡土墙在重复荷载作用下的动态响应分析.....	87

第 6 章 加筋土挡土结构弹塑性有限元动力分析	91
6.1 概 述	91
6.2 隐式—显式瞬变动态分析	97
6.3 动态分析程序介绍	101
6.4 动态分析程序的实现	105
6.5 动态分析程序部分结果输出	108
第 7 章 加筋土挡土结构工程应用	111
7.1 概 述	111
7.2 包裹体—对拉锚板复合式挡土结构	115
7.3 钢筋混凝土网格式加筋土挡土墙	119
7.4 长沙潇湘大道加筋土挡土墙	122
结 论	128
附录 1 动态分析程序	130
附录 2 动态分析数值计算部分结果	187
参考文献	208

第 1 章 绪 论

1.1 土工合成材料应用与研究概况

研究加筋土技术的发展,首先必须研究其材料——土工合成材料的发展。据文献记载,土工合成材料的最早利用,是 20 世纪 30、40 年代将聚乙烯、聚氯乙烯土工膜用作渠道和水池的防渗。随着化纤工业的发展,50 年代才有以化纤制成的织造型土工织物问世^[1]。1958 年美国佛罗里达州将土工织物铺在海岸块石护坡下作为防冲垫层,此举被公认为是土工合成材料用于岩土工程的开端。

土工合成材料的主要创始人之一 J. 基劳德先生将土工合成材料发展进程划分为三个阶段:1960~1975 年为开拓时期;1975~1990 年为设计施工方法研究和新产品开发时期;1990 年以后为土工聚合物时期,即岩土工程师与聚合物专家合作进行改进设计施工方法和研制新产品时期。

20 世纪 60 年代末,非织物型无纺土工织物投入市场,由于它具有反滤、排水功能,因而极大地拓宽了土工织物的应用领域。然而,那时的土工合成材料的类型还仅限于土工膜和土工织物。60 年代初、中期,根据材料复合概念进行了塑料排水带的研制和生产;与此同时,荷兰人首先以双层土工织物缝制成土工模袋。这样,土工合成材料又增加了土工复合材料和土工特种材料两大类。早期的发展侧重于工程的需要,研制开发品种繁多的各类产品,按经验办事,和其他技术的拓展规律类似,应用与实践居于主导地位。

20 世纪 70 年代初,才开始了材料机理和设计准则的探讨,人们初步总结土工合成材料具有隔离、反滤和加筋 3 种基本功能。稍后,进一步认识到还有排水(导水)功能。如 60 年代中后期,法国岩土工程师 Henri. Vidal 提出了土的加筋理论,逐步形成了加筋土的设计方法;70 年代初,美国学者参考了粒状土的反滤需要,提出了最早的适用于土工织物的反滤准则。1979 年巴黎召开的国际加筋土会议后,利用土工合成材料取代初期的金属条带来加筋土体的技术才被正式提上日程,从而有土工格栅产品的兴起。由于涉及土工合成材料应用的大部分问题也是为了解决土体的稳定、变形和渗流等问题,这些问题也正是土力学研究的对象,所以一开始,有关土工合成材料设计理论和施工方法的拟定,自然以土力学原理为基础。如土体的稳定性分析基本上采用极限平衡理论;变形计算依赖于土体的固结理论;渗流分析服从达西定律。土体本来就是一种性状十分复杂的材料,当它和另外一种随变形、压力甚至温度的变化而非线性地变化的土工合成材料复合时,由它们的相互作用而表现出来的现象当然就更复杂了。这两种材料复合后,共同的工作机理有许多问题到现在还没有摸索清楚。这是由许多因素造成的,如直接引用土力学方法不恰当,或是改进这些方法是所作的假设欠合理,或是考虑的因素不周全,还有的是依据的经验不同等原因所致。

在学术交流方面,4年1次的国际土工合成材料学术会议(巴黎,1979年;美国,1982年;维也纳,1986年;荷兰,1990年;新加坡,1994年;亚特兰大,1998年)已举行6次,第7次将于2002年在法国的Nice-riviera举行。同时还召开了多次地区性和专门性的会议,大大促进了土工合成材料这一新材料和新技术的发展。

土工合成材料在我国的应用和发展,大体上也可以分为三个阶段^[2]:

第一阶段自20世纪60年代中期至70年代末期,可称为自发应用阶段。当时在我国市场上已经出现很多塑料和化纤产品。在河南、陕西、北京、山西、山东等省的多处灌溉渠道,河北省的一座进洪闸和辽宁省一座混凝土支墩坝上,曾先后利用塑料薄膜作为防渗材料。60年代初,铁路上成功地利用氯丁橡胶作为路基的封闭层。1978年在云南田坝贮煤场修建了我国第一座试验性加筋土挡土墙。1980年在山西铜城—陵川公路上修建了第一座公路加筋土挡墙。

第二阶段自20世纪80年代初期至80年代末期,可称为技术引进阶段。1981年我国铁路部门研究试用美国、英国生产的无纺布及国产透水和不透水合成材料作为路基的基层,以防止翻浆冒泥,取得了良好效果。同年,天津新港引进日本生产的塑料排水带,同时研制成功自制的产品。1982~1983年进行了塑料排水带与袋装砂井的对比试验,作为加固软弱地基的措施,在我国首次获得成功。

第三阶段从20世纪80年代末至现在,可称为建设与发展阶段。加筋土筋材测试方法、设计规范不断完善。1991年由南京水利科学研究院编写了《土工合成材料测试手册》^[3];1992年由土工合成材料协会编写了《土工合成材料工程应用百例》^[4];1994年由土工合成材料协会编写了《土工合成材料工程应用手册》^[5];1998年由交通部颁布了《公路土工合成材料应用技术规程》^[6];1998年由建设部颁布了《土工合成材料应用技术规程》^[7];1998年由水利部颁布了《水利水电土工合成材料应用技术规程》^[8];1998年由铁道部颁布了《铁路路基土工合成材料应用技术规程》^[9];1998年由水利部颁布了《土工合成材料测试规程》^[10]。这些,对规范筋材的测试方法及工程应用发挥了重要作用。

在学术交流方面,我国土工合成材料学术交流会已举行5次(天津,1984年;辽宁沈阳,1989年;江苏仪征,1992年;上海,1996年;湖北宜昌,2000年)。

在铁路系统,大规模的系统研究是从1982年开始的。铁道部科技局将“铁路基床翻浆冒泥防治的研究”列入科技发展计划,在全路范围内选择多个典型试验路段进行试验研究,历时4年。通过现场试验、室内足尺动载模型试验和材料性能试验等,对土工膜和土工织物综合防治路基翻浆冒泥的技术进行了较为系统的研究。针对基床的下沉、外挤,西南交大就土工格室和土工网加固基床的效果进行了室内模型试验研究,他们详细分析了试验所得数据,认为土工网在提高基床刚度和改善荷载扩散方面作用十分微小,它的主要功能是起加筋作用;土工格室在提高基床刚度、降低填土动应力方面有一定的效果,在改善基床弹性变形和减少永久变形方面作用十分突出,且格室高度越高,加固效果越好。上海铁道大学和蚌埠铁路分局,在淮南铁路现场采用土工格室处理基床下沉、外挤病害,并埋设测试元件实测了基床铺设土工格室后土工格室动应力的情况。他们分析指出铺设土工格室与基床换填中粗砂相比,动应力沿深度衰减明显,在轨下多衰减15%~25%,在枕木端相差不大。动应力的横向分布趋于均匀,枕木端与轨下动应力之比为0.94,而换填法为0.60,

从而明显地改善了基床的动应力分布。为了探讨土工膜的合理铺设位置,是铺在路基表面好还是埋入土中一定深度好,铁二院与西南交大共同开展了室内试验和有限元计算分析,着重研究了不同砂垫层厚度下路基面动应力的响应和沉降规律,观察分析土工膜在动应力作用下的受损情况,以确定铺设土工膜的最佳位置和保护层厚度^[11]。

在煤炭系统,作者根据土工合成材料的功能和作用及煤矿生产中需要排水,煤与矸石需要分离,厚煤层开采需作再生顶板,巷道需临时支护,需锚喷支护、锚杆支护,边坡需支护等特点,探索了土工合成材料在煤矿生产中的十大应用^{[12][13]}。

1.2 加筋土挡土墙国内外研究状况

土体具有一定的抗压和抗剪强度,而它们的抗拉强度却很低。在土内掺入或铺设适当的筋材后,可以不同程度地改善土体的强度与变形特征。筋材埋在土体中,可以扩散土体的应力,增加土体的变形模量,传递拉应力,限制土体侧向位移;还能增加土体和其他材料之间的摩阻力,提高土体及有关建筑物的稳定性。法国工程师 Henri. Vidal 于 20 世纪 60 年代初提出了现代加筋土技术,他在模型试验中发现,当土中掺入有机纤维材料后,其强度可明显提高,据此提出了加筋土概念,并于 1963 年首先公布了其研究成果,提出了土的加筋方法和设计理论。应用此理论,1965 年法国在比利牛斯山的普拉聂尔斯修建了世界上第一座加筋土挡土墙^[14]。由于法国在加筋土技术方面的成功应用,引起了世界各国工程界、学术界的重视,其发展速度相当快,应用范围也日益广泛。作为支挡结构,被应用于挡墙、桥台、港口岸墙和地下结构等;作为土体的稳定体系,被应用于道路路堤、水工坝体、码头护墙、边坡稳定和加固地基等。前联邦德国《地下建设》杂志(1979 年)曾誉之为“继钢筋混凝土之后又一造福于人类的复合材料”。

20 世纪 70 年代是加筋技术在世界范围传播、发展的阶段。相应的试验、研究工作也同时进行。当时,研究最为活跃的当属法国桥梁道路中心、美国加州大学、日本国铁和建设省等。在筋带拉力、墙背土压力的分布和计算,以及破裂面的形态等方面,法国 F. Schlosser、N. G. Long、I. Juran、美国加州大学的 K. L. Lee 以及 D. P. Mckittrick 等学者作出了突出贡献。为了交流研究成果和实践经验,1978 年和 1979 年先后在匹兹堡、悉尼和巴黎等地召开了加筋土技术的国际性研讨会。“加筋土工程协会”和国际间的合作研究机构相继成立,法、美、英、日、德等国也先后制定了有关加筋土工程的规程、条例和手册。

20 世纪 80 年代,除了进一步探讨加筋土结构的基本性状、完善设计计算理论之外,许多国家还在拓宽填料、筋材的应用范围方面做了大量工作。美国联邦公路管理局提供研究基金,以加州大学 J. K. Mitchell 为首,与英、法学者合作的研究项目“加筋土坡和路堤”于 1987 年完成了研究报告。美、英学者 R. D. Holtz 和 R. A. Jewell 等人开展的用土工合成材料稳定路堤、处理软弱地基方面的研究也取得了重要成果。80 年代中期,美、法合作,利用离心机进行模拟试验,以了解不同的筋材、面板刚度、地基土的压缩性以及不同的超载和填料对加筋土结构内部稳定性的影响,并利用有限元法对加筋土结构的设计和试验成果进行数值分析。

20 世纪 90 年代加筋土的研究工作主要集中在如下几个方面:

(1) 完善设计计算理论,进一步拓宽应用范围,并研究与其他加固技术的配合应用问

题；

- (2) 将加筋土体看成匀质“复合材料”，用有限元法和弹塑性理论进行分析；
- (3) 加筋带使用寿命；
- (4) 加筋土体变形的因素和计算方法；
- (5) 外载荷在加筋体内的扩散及其对加筋土体内部稳定性的影响和加筋地基承载力计算等。

在加筋土的设计方法上，仍以极限平衡法最为普遍，其次是有限元法。极限平衡法是一种保守而安全的设计方法，迄今仍适用于各种土建类工程，不过在分析计算中未考虑土体变形，设计时要限制筋材的延伸长度^[15]。与极限平衡法相比，有限元法可以提供受荷土体的应力场和位移场，在计算中考虑土体的非均匀和非线性、土性随时间的变化、施工程序和荷载变化，因而计算成果可反映从施工开始到运行期间土体性质变化的全过程。由于近期对土与加筋材料本构关系研究的日益深入，有限元法的应用发展很快，尤其是对于比较重要的或对变形有严格要求的建筑物，常常用有限元法进行核算。法国的 J. G. Gourc 和 Ph. Delmas 等人，在极限平衡法的基础上，引入了土与筋的应变相容关系，于 1986 年提出了位移法 (Displacement Method) (Gourc 等, 1986)。这一方法已在法国开始应用，并在不断地改进。我国的刘祖德等人，曾应用弹性理论预测陡坡极限平衡所需的加筋力和滑动面的位置，对极限平衡法进行了改进 (刘祖德等, 1989)。进入 20 世纪 90 年代，在加筋土设计方面，有些国家的设计人员，开始采用极限状态法 (Limit State Method)，设计时分为最终极限状态和使用极限状态两大类，考虑建筑物的使用寿命和筋材与土的应变相容性，对材料特性指标、土力学指标和作用力等，采用分项系数以代替单一的安全系数，较大地改进了极限平衡法，但目前尚未被普遍使用 (McGown 等, 1998 年)。土本身的力学性质复杂多变，而土工合成材料品种繁多，性能各异，并具有明显的蠕变性和温度效应，埋在土体内的应力与应变关系不同于无侧限条件下的性状。此外，还要考虑土和筋材界面的相互作用等，单纯靠分析手段来准确估计土与筋材受力是相当困难的。因此，加筋土的设计尚未能完全依靠严密的理论分析方法去解决实际问题。所以，在设计中，基本原则是以岩土力学原理为基础，结合加筋工程的具体条件建立实用分析方法，配合工程实践得到的经验或半经验方法，或利用原型观测和试验以解决实际问题。

在加筋技术交流方面，4 年 1 次的加筋土技术研讨会 (International symposium of earth reinforcement) 在日本连续举行 4 届。

在工程应用方面，1996 年日本福岗市完成了第一座预压预涨力 (PLPS) 土工格栅加筋土桥墩，用于支承长度为 16m 的铁路桥钢梁，桥墩地基为软粘土，在建墩前已用水泥加固，并建成一座土工格栅加筋土桥台支承钢梁的另一端^[15]。

20 世纪 80 年代，也是我国试验、研究、应用和发展加筋技术的重要时期。10 年间，相继修建各类加筋土工程 300 多座，突破了一些国家规范中对填料的限制和筋材的应用范围，其中 80% 以上工程的筋材为聚合物。与此同时，广泛开展了加筋技术的研究，从理论研究、模型试验和现场测试到机理分析，都取得了有益的成果，使加筋土技术的应用得到了更好的推广，并且在设计计算理论的研究方面也取得了进展。交通部制定的《公路加筋土工程设计及施工规范》^[16]；长沙铁道学院加筋土课题组主编的《湖南省加筋土支挡结构设计及施

工规程》^[17]于 1992 年颁布施行。

在工程应用方面,在重庆长江护岸工程中修建的加筋土挡墙,高 8~28m,全长 5600m;在陕西铜川公路上修建的加筋土挡土墙高达 51m。

全国先后共举行过 5 次全国加筋土技术经验交流会(武汉,1982 年;昆明,1986 年;重庆,1990;济南,1994;泰安,1998)。

铁路系统开展加筋土挡墙试验研究是国内最早的,但在使用加筋土挡土墙上又是国内最为慎重和保守的。基于铁路运输的重要性与安全性考虑,多年来规范规定加筋土挡墙高度不得超过 6m。针对国内高强度土工合成材料的出现和其他部门建设加筋土高挡墙的经验,在铁科院和路内各大专院校多年进行研究和试验的基础上,铁道部组织有关设计、施工和科研单位,分别在南昆线、京九线结合工程建设,开展土工合成材料加筋土挡土墙试验研究。南昆线工点(1996)选在 DK283 田林车站,墙高 12.29m,远远突破原规范 6m 的规定,是我国铁路目前最高的单级加筋土挡墙,拉筋采用一种新型土工合成材料——CAT 钢塑复合拉筋带,另外还做了使用少量钢筋的混凝土楔型拉筋挡墙进行对比。京九线工点(1993)选在 DK188 饶阳车站牵出线上,墙高 7m,设计包裹式加筋土挡土墙,即加筋材料采用高强聚丙烯编织物一层一层包裹填料形成自立式加筋土墙体,为美化墙面并保护加筋材料不被紫外线照射,在墙体侧面设置了拼装式钢筋混凝土预制面板进行保护。面板与墙体利用聚丙烯土工带联接,其间留 0.2m 间隙充填中粗砂^[11]。目前正在施工中的秦沈客运专线,大量使用土工合成材料,各项科研试验正处于施工观测阶段。

本文作者在进行矸石山滑坡治理过程中,针对煤矸石对筋材的腐蚀作用及矸石填料的特点,设计出了一种用煤矸石混凝土包裹钢筋的钢筋煤矸石混凝土网格式加筋土挡土墙,并获得专利^{[18][19]}。在某公路改道取直工程中,笔者设计了一种包裹体一对拉锚板复合式挡土结构,用包裹体形成挡墙自稳体系,用粗钢筋两端各设置一块方形钢筋混凝土板形成对拉锚板。对拉锚板一端的一块锚板置于包裹体内,另一端的一块锚板置于稳定的填土中,使对拉锚板承受包裹体后填土的主动土压力。该结构受力明确,发挥筋材各自优势,取得了较好的经济效益^[20]。

1.3 研究目的、意义及该领域存在的问题

从上可以看出,加筋土技术是一门新的土工技术,虽然发展迅速,但目前仍停留在与设计、施工、测试有关的规范(规程)的建立和健全阶段,理论滞后于实践。传统的分析方法建立在加筋土体的极限平衡理论基础,即假设破裂面、筋材从土中拔出或拔断来分析加筋土体拉力破坏或粘着破坏时的承载力,无法描述结构的变形机理。20 世纪 70 年代后期才开始的加筋土结构有限元分析将变形协调与力的平衡结合起来,使某些复杂的性质及过程的模拟成为可能,至今为止研究仍处于初始阶段,即将加筋土结构视为平面应变问题,筋带视为线弹性杆单元,面板视为梁单元,结构中不同材料接触面引入界面反应单元,土体本构关系采用非线性弹性或弹塑性模型,土体破坏准则常用莫尔—库仑准则,仅考虑静力荷载作用。以上研究均未涉及动荷载的作用和影响问题。然而,振动或地震作用对加筋土结构的影响是不容忽视的。

美国加州大学的 G. N. Richardson (1997) 和加拿大的 M. Yogendrakumar (1992)

等学者曾在实验基础上作了些理论分析,但因试验次数有限,且多局限于为数很少的金属筋材,所以提出的“Iterative Equivalent Linear Elastic Approach”和“Incremental Elastic Approach”等计算理论也只是作为一种观点^[21]。意大利国家铁路公司,为了研究加固方法的短期和长期效果,应用双向土工格栅加固铁路路堤,在路堤不同断面上的土工格栅肋条上安装了应变片进行观察,确定不同类型车辆经过时产生的动应力场^[22]。日本大地震后,大部分加筋土挡土结构完好无损,但“加筋土挡土结构是柔性结构,具有较好的抗震性”只是一个定性的结论。

一些室内模型试验,如德国的 Claus. H. Gobel、Ulrike. C. Weisemann 等人^[23],在室内用长 1.4m、宽 1.0m、高 1.0m 的模型箱,模型箱四周由多层方形框堆叠而成,在高度范围内分别模拟基床上层、道渣层,中间加入土工格栅层,为了模拟时速为 160km/h 的列车,采用振动频率为 7~12Hz,加载 5 百万次,最大荷载值为 76kN 来模拟 1 年的交通量,用来测试土工格栅的合理加筋位置,比较加筋与不加筋时承载力的增加及沉降的减小量。

另外,在震动台上给模型箱中的加筋土挡土结构施加震动荷载,用于模拟地震荷载作用下的加筋土挡土结构的动力特性。

室内动三轴试验,兰州铁道学院梁波等人从加筋机理入手,建立了加筋强度的等效约束力模型,分析了粉煤灰静、动强度的拉力破坏和粘着破坏两种情况下的强度指标^[24],用窗纱和硬塑料板作模拟材料,作振动三轴试验,测得动内摩擦角和动内聚力两个强度指标。

Mohamam. H. Maher^[25]等人,利用共振柱试验测量加筋砂的动力反应,即剪切模量 G 和阻尼率 D ,得出了加筋砂在动力荷载作用下纤维含量对剪应变值、侧向应力、剪切模量 G 和阻尼率 D 等的影响。

另一种方法是在离心机里作小比例加筋土挡土模型试验。土工离心模型试验是目前较为完善的模型试验,它克服了静力模型试验不能模拟原型重力场的缺陷,同时又自然满足许多相似准则。如上海铁道大学在 L-30 土工离心机上分别作了在刚性和在软粘土地基上土工织物加筋土挡墙的离心模型试验;土工织物对偏心荷载刚性基础下软粘土地基加固离心模型试验,得出了一些有益的结论^[26]。

还有一种方法是用爆炸作为振动源,来研究加筋土挡土结构的动力特性。如文献^[21]中,Richardson 报导了美国加利福尼亚大学所进行的加筋土挡墙遭受随机激励荷载的现场试验。加筋土挡墙高 6.1m,加筋采用钢条带,筋带长 4.88m,垂直间距 0.76m,挡墙遭受几次爆炸荷载,从爆炸荷载的连续性提供最为理想的模拟地震荷载,4 个 0.60kg 的炸药包置于距挡土墙墙址 9.46m 处,4 个炸药爆炸的延时时间从 0 开始分别为 0.0125s、0.0250s、0.0500s、0.0750s。在墙体内选择适当的位置测量加速度—时间历程和动应力—时间历程。

铁道部科学研究院从 20 世纪 60 年代开始系统地研究路基土的动力反应和状态变化,包括应力与应变观测、正常固结和正常固结原状土及击实土的动力性质试验等^[27],但没有涉及到加筋土挡土结构的动力问题。西南交通大学曹新文等人通过分析铁路路基在列车荷载作用下的特点,通过做 1:1 室内模型试验,研究了路基的动应力、永久变形、弹性变形和加速度随列车荷载的重复作用次数、轴重及行车速度的变化规律^[28],但仅仅是针对路基

而言,没有涉及到加筋问题。西南交通大学蔡英等人针对路基填土在列车荷载重复作用下产生永久变形的问题,利用三轴试验,研究了重复加载条件下,土体的临界动应力和永久应变随加载次数、加载频率和周围压力变化的规律^[29],同样仅仅是针对路基而言,没有涉及到加筋挡墙问题。长沙铁路总公司周卓强从动力学观点出发,采用三轴试验模拟列车荷载下基床土体的受力性状,对裂土原状土和三种灰土的石灰土的动强度模量等动力特性进行了试验研究^[30],同样仅仅是针对裂土而言,没有涉及加筋土问题。上海铁道大学王炳龙等人^[31]分别在轨下、道心及枕木端头,深度为0.45m的位置埋设土压力传感器,用动态应变仪进行提速状态下路基动应力测试,得出了不同列车速度下的动应力波形,同样也仅仅是针对一般路基,没有加筋的情况。

所有这些方法,均不能反映铁路加筋土挡墙在列车荷载作用下的动力特性。加筋土路基承受列车随机荷载作用,加筋土中筋材受到车辆加一卸载的重复荷载作用,筋材长期处于拉伸状态,加筋路基主要承受竖向动荷载作用。随着高速铁路、高速公路的建设和发展,往返车辆动荷作用对沿线加筋土结构的影响问题也将提到议事日程上。铁路的提速、车辆轴重的增加和秦沈客运专线的建设,对于桥梁和路堤过渡段的刚度不均匀和沉降不均匀等提出了更严格的要求,铁道部为此设立了专题开展研究工作,其中,利用土工格室、土工格栅加筋加固过渡段的研究课题,目前正在室内大比例的模型试验和试验工点的现场测试工作。本课题为其前期研究,是专门研究加筋土挡墙的动力特性。所以,开展以选材为目的的筋材工程特性试验(包括目前普遍应用于工程中的几种典型筋材力学参数试验、在加一卸载多循环荷载作用下筋材在土体中的应力—应变关系试验、筋材在长期荷载作用下的蠕变试验、筋材在填料中的拉拔试验等),开展以模拟加筋土挡墙在列车动力荷载作用下的动态响应测试,开展对加筋土挡墙在动力荷载作用下的理论分析、解析方法的研究、动力参数的研究,开展动力荷载作用对加筋土结构影响的研究,编制在振动荷载作用下铁路加筋挡墙的动态响应——动应力、动位移、动应变弹塑性有限元程序等具有十分重要的意义,可为今后加筋土挡墙的设计计算提供重要参考。

第2章 加筋土挡土结构强度特性与稳定性分析

2.1 概述

加筋土挡土结构由三个主要部分组成：筋材、填土和面板。筋材根据其材质分为金属和非金属两种类型，根据其几何形状又可分为条带形、网格形、土工织物形、杆形、纤维形^[32]几类，根据其刚度可分为柔性和非柔性两类。

加筋土挡土结构常见的型式有条带式 and 包裹式两种。条带式结构一般是将高强度、高模量的加筋条带在填土中按一定间距排列，其一端与结构边侧的面板联接，另一端则埋设于填土之中；包裹式结构采用扁丝机织土工织物在土内满铺，在铺设的每一层织物上填土压实，将外端部织物卷回一定长度后，再在其上铺放另一层织物，每层填土厚常为 0.3~0.5m，按前法填土压实，逐层增高。此外，近年来还发展了许多其他型式的挡土结构，如本文作者设计出的包裹体—对拉锚板复合式挡土结构等。

在某公路改道取直工程中，本文作者设计了一种包裹体—对拉锚板复合式挡土结构，如图 2.1.1 所示^[20]。用包裹体形成挡墙自稳体系，用粗钢筋两端各设置一块方形钢筋混凝土板形成对拉锚板，对拉锚板一端的一块锚板置于包裹体内，另一端的一块锚板置于稳定的填土中，对拉锚板主要承受包裹体后填土的主动土压力。该结构受力明确，发挥筋材各自优势，取得了较好的经济效益。

2.1.1 加筋土的基本原理

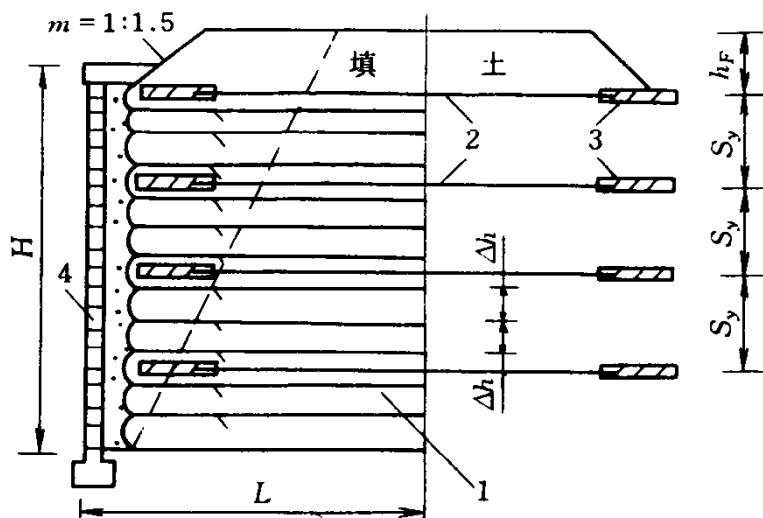


图 2.1.1 包裹体—对拉锚板复合式挡土结构

1—包裹体；2—拉筋；3—对拉锚板；4—面墙

砂性土在自重作用或外荷作用下易产生严重的变形或坍塌。若在土中沿应变方向埋置有挠性的拉筋材料，则土与拉筋材料产生摩擦，使加筋土犹如具有某种程度的粘聚力，从而改良了土的力学特性^[33]。目前，有两种观点来解释这一现象：（1）摩擦加筋理论；（2）准粘聚力理论（或莫尔—库仑理论）。

摩擦加筋理论认为：在加筋土结构中，由填土自重和外力产生的土压力作用于墙面板，通过墙面板上的拉筋连接件将此土压力传递给拉筋，存在着将拉筋从土中拉出的可能，而拉

筋又被填土压住，于是填土与拉筋之间的摩擦力阻止拉筋被拔出。因此，只要拉筋材料具有足够的强度，并与土产生足够的摩阻力，则加筋的土体就可保持稳定。设由土的水平推力在该微分段所引起的拉力 $dT = T_1 - T_2$ （假定拉力沿拉筋长度呈非均匀分布），垂直作用的土重和外荷载为竖向力 N ，拉筋与土之间的摩擦系数为 f ，拉筋宽度为 b ，作用于长 dl 的拉筋条上下两面垂直力为 $2Nbdl$ ，拉筋与土体之间的摩擦阻力为 $2Nfbdl$ 。如果 $2Nfbdl > dT$ ，则拉筋与土之间就不会相互滑动^[34]，如图 2.1.2 所示。如果每一层加筋能满足上式要求，则整个加筋土结构的内部抗拔稳定性就得到保证。

加筋土结构物中的拉筋通常呈水平状，相间、成层地铺设在需要加固的土体中。如果土体密实，拉筋布置的竖向间距较小，那么上下拉筋间的土体由于拉筋对土的法向反力和摩擦阻力在土颗粒中传递（即由拉筋直接接触的土颗粒传递给没有直接接触的土颗粒）而形成与土压力相平衡的承压拱，如图 2.1.3 所示。这时，在上下筋条之间的土体，除端部的土体不稳定外，将形成一个稳定的整体。

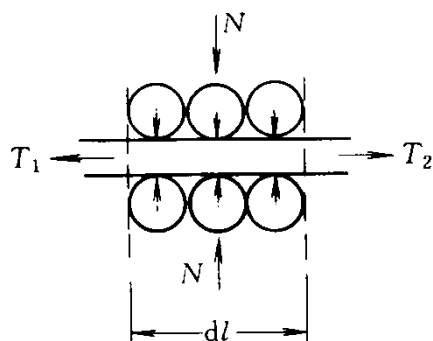


图 2.1.2 摩擦加筋原理

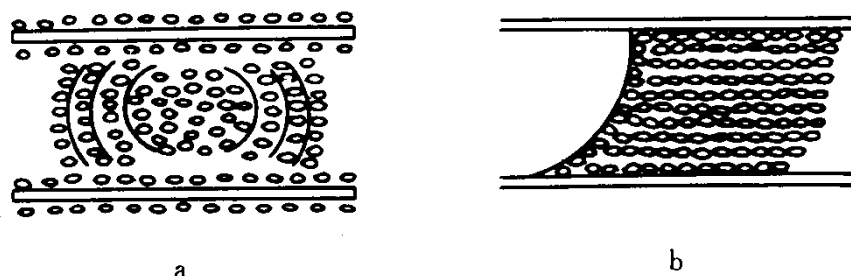


图 2.1.3 加筋间的承压拱作用

准粘聚力理论认为：加筋土结构可以看作是各向异性的复合材料，通常采用的拉筋，其弹性模量远大于填土。在这种情况下，拉筋与填土的共同作用，包括填土的抗剪力、填土与拉筋的摩擦阻力及拉筋的抗拉力，使得带有拉筋的填土的强度明显提高。加筋土的基本应力状态如图 2.1.4 所示。在没有拉筋的土体中，在竖向应力 σ_1 的作用下，土体产生竖向压缩变形。随着竖向应力的加大，压缩变形和侧向变形也随之加大，直到破坏。如果在土体中设置了水平方向的拉筋，则在同样的竖向应力 σ_1 作用下，其侧向变形则会大大减小，如图 2.1.4b 所示。

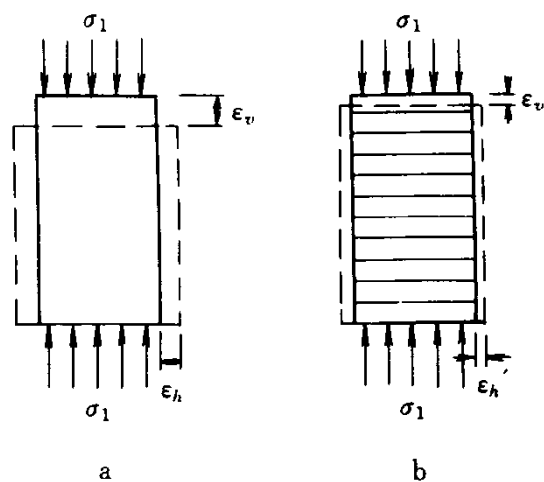


图 2.1.4 加筋土的基本应力状态

这是由于水平拉筋与土体之间产生了摩擦作用，将引起侧向膨胀的拉力传递给拉筋，使土体侧向变形受到约束。拉筋的约束力 σ_R 相当于在土体侧向施加了一个侧压力 $\Delta\sigma_3$ ，其关系可用莫尔圆表示，如图 2.1.5a 所示。莫尔圆

I 为土体未破坏时的弹性应力状态；圆 II 则是未加筋的土体极限应力状态；圆 III 是加筋土体的应力状态，土体中加入高模量的拉筋后，拉筋对土体提供了一个约束力 σ_R ，即水平应力增量 $\Delta\sigma_3$ ($=\sigma_R$)，使得侧向压力减小，亦即在相同的轴向变形条件下，加筋土能承受较大的主应力差。这还可以通过常规三轴试验中的应力变化情况来看表示，如图 2.1.5b 所示。图中圆 IV 为无筋土极限状态时的莫尔圆，圆 VI 为加筋土的莫尔圆，圆 VI 的 σ_3 与圆 IV 的相等，而能承受的侧向压力则增加了 $\Delta\sigma_1$ ，圆 V 为加筋土中填土的极限莫尔圆，其最大主应力 σ_1 与圆 VI 的相等，而最小主应力却减少了 $\Delta\sigma_3$ 。上述分析说明，加筋土体的强度有了增加，应有一条新的抗剪强度线来反映这种关系，如图 2.1.5c 所示。

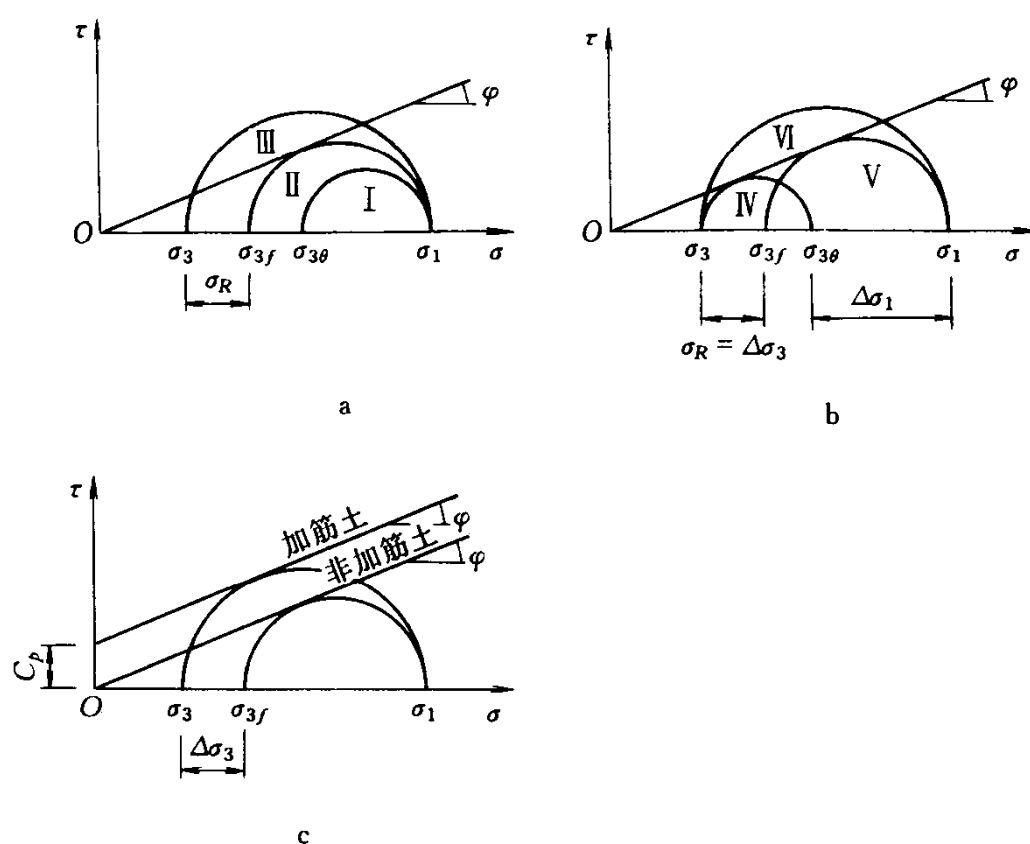


图 2.1.5 莫尔—库仑理论

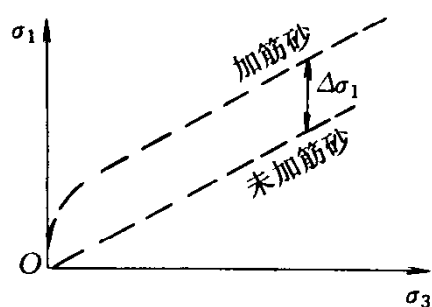


图 2.1.6 加筋砂与未加筋砂的强度曲线

上述已被试验所证实^{[35][36]}。如图 2.1.6 所示，图中加筋砂与未加筋砂的强度曲线几乎完全平行，说明 ϕ 值在加筋后基本不变，加筋砂的力学性能的改善是由于新的复合土体（即加筋砂）具有粘聚力的缘故。粘聚力不是砂土固有的，而是加筋的结果，所以称为准粘聚力^[37]。

准粘聚力可根据莫尔—库仑定律求得。由图 2.1.5c 可知

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \phi/2) = (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (2.1.1)$$

加筋后，土体处于新的极限平衡状态，即

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2C_p \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (2.1.2)$$

比较式 (2.1.2) 与式 (2.1.1) 可得

$$\Delta\sigma_3 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 2C_p \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (2.1.3)$$

因此, 由于拉筋作用产生的准粘聚力为

$$C_p = \frac{1}{2} \Delta\sigma_3 \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.1.4)$$

上式是建立在拉筋不出现断裂或滑动, 同时也不考虑拉筋受力作用后产生拉伸变形的条件下得出的。显然这只适用于高抗拉强度和高模量的拉筋材料, 如钢带、钢片和高强度、高模量的加筋塑料带等。对于低模量、大延伸率的土工合成材料的加筋作用机理, 不考虑其变形的影响是不符合实际的。为了考虑拉筋的变形性质, 取三轴试验中的楔体来作进一步的分析, 如图 2.1.7 所示。

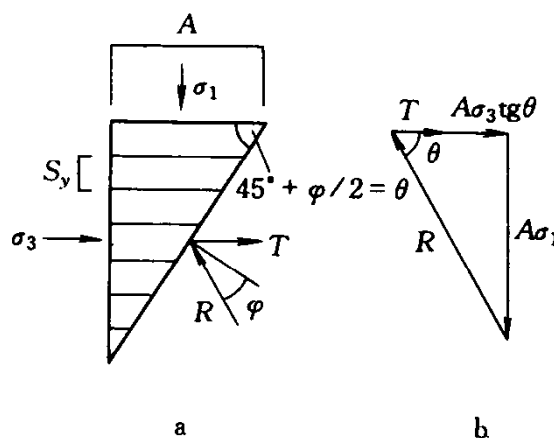


图 2.1.7 加筋土楔体力学平衡图

图 2.1.7 中, A 为试样的截面积; θ 为破裂角, $\theta = (45^\circ + \varphi/2)$; φ 为土的内摩擦角; T 为与破裂面相交的各拉筋层的水平合力, σ_s 为拉筋的极限抗拉强度。极限静力平衡条件

$$T + \sigma_3 A \tan(45^\circ + \varphi/2) = \sigma_1 A / \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (2.1.5)$$

而拉筋所能承受的水平合力为:

$$T = \frac{\sigma_s A_s A \tan(45^\circ + \varphi/2)}{S_x S_y} \quad (2.1.6)$$

式中 S_x ——加筋土体中拉筋层垂直间距 (m);

S_y ——加筋土体中拉筋层水平间距 (m);

σ_s ——拉筋的极限抗拉强度 (kPa);

A_s ——拉筋的截面积 (m^2)。

将式 (2.1.2) 和式 (2.1.6) 代入式 (2.1.5) 中, 可得

$$C_p = \frac{\sigma_s A_s \tan(45^\circ + \varphi/2)}{2 S_x S_y} \quad (2.1.7)$$

式 (2.1.7) 求得的 C_p 便是拉筋作用产生的准粘聚力。

2.1.2 加筋土挡土墙破坏模式分析

加筋土挡土墙的破坏模式分为稳定性破坏、倾覆破坏及筋材破坏。稳定性破坏分为整体稳定性破坏和内部稳定性破坏; 筋材破坏分为筋材被拉断发生的破坏和筋材被拔出而发生的破坏^[38]; 此外还有因过大的侧向变形而引起的破坏及筋材长度不够引起的破坏^{[39][40][41][42]}。

1) 整体稳定性破坏

这种类型的破坏包括平面滑移、地基承载力和深层滑动等。其主要破坏形式为破裂面

发生在加筋层下面, 如图 2.1.8 所示。

加筋区 $abcd$ 所受的力如下:

$$Q_1 = HK_a (0.5\gamma H + q)$$

$$W_1 = \gamma HL + (L - x')q$$

$$N_1 = W_1 + Q_1 \sin \phi'$$

$$T_1 = Q_1 \cos \phi'$$

安全系数 $F_s = N_1 \tan \delta / T_1$, δ 为土与筋材的摩擦角。

2) 局部稳定性破坏

这种类型的破坏, 破裂面发生在两层加筋层之间, 如图 2.1.9 所示。加筋区 $abcd$ 所受的力如下

$$Q_2 = ZK_a (0.5\gamma Z + q)$$

$$W_2 = \gamma ZL + 0.5\gamma DL + q(L - x')$$

$$N_2 = W_2 \cos \alpha + Q_2 \sin (\phi' - \alpha)$$

$$T_2 = W_2 \sin \alpha + Q_2 \cos (\phi' - \alpha)$$

这里, Z 取决于滑坡面的位置。安全系数 $F_s = N_2 \tan \phi' / T_2$ 。

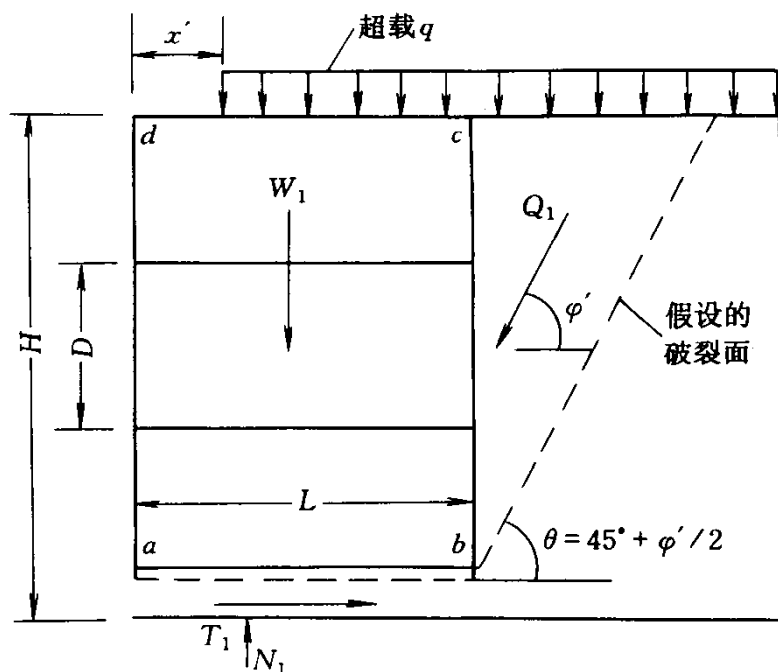


图 2.1.8 整体稳定性破坏假设破裂面

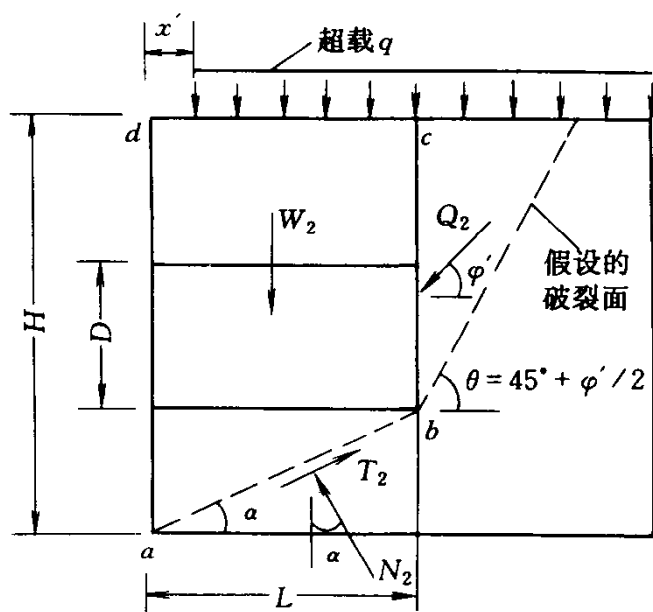


图 2.1.9 局部稳定性破坏假设破裂面

3) 倾覆破坏

这种类型的破坏模式按下式计算安全系数, 所受的力如图 2.1.8 所示。

$$F_s = \frac{0.5W_1L + 0.5q(L - x')(L + x') + Q_1L \sin \phi'}{(0.167K_a\gamma H^3 + 0.5K_aqH^2) \cos \phi'}$$

4) 筋材的拔出破坏及拉断破坏 (见本章 2.3.2)

5) 筋材长度不够引起的破坏

包裹体长度不够也会发生破坏。在实际工程中很少发生这种破坏, 因为需要的长度很短, 包裹长度的作用主要是支承包裹体上的土, 如图 2.1.10 所示。

包裹的长度 按下式确定

$$L_e = K_a D / (4 \tan \sigma_v)$$

式中 D ——加筋层间距;

σ_v ——界面摩擦角;