

土 动 力 学

张克绪 谢君斐 著

地 震 出 版 社

1 9 8 9

土 动 力 学

张克绪 谢君斐 著

责任编辑：蒋乃芳

责任校对：李和文

北 京 出 版 社 出 版

北京复兴路63号

北京朝阳展望印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行

全国各地新华书店经售

787×1092 1/16 17.75印张 454千字
1980年12月第一版 1980年12月第一次印刷

印数 0001—1700

ISBN 7-5028-0164-2/P·104

(554) 定价：8.00元

前 言

从本世纪60年代开始，土动力学取得了长足的进展，成为土力学的一个独立分支。在许多高等院校和科研单位，土动力学已被列为攻读与土木工程类有关的某些专业硕士研究生的必修或选修课程。作者在为本单位（国家地震局工程力学研究所）硕士研究生讲授土动力学时，发现缺少适宜的教本，只好根据自己对这门学科的了解确定所讲授的内容，写成了一本讲义初稿。自初稿在本单位印制后，不断有人索取，使作者萌生了一个想法：如果将初稿进一步加工提高正式出版也许是为我国土动力学的教学和研究做一件有益的工作。这个想法得到了地震出版社的支持。

在将这个想法付诸实施时，颇有力不从心之感。由于没有范本可供参考，必须将分散的材料搜集起来再加以取舍。

在确定本书内容时，考虑了如下三方面因素：

1. 土动力学的研究课题

土动力学是一门研究在各种动荷载作用下土的力学性能、地基和土工结构物性状的分析方法及其在工程设计中应用的工程力学。在动荷载作用下土的力学性能是一个大的试验研究课题，在土动力学中占有非常重要的位置。这一点正是土力学，包括土动力学不同于其他工程力学的一个重要标志。在动荷载作用下地基和土工结构物性状的分析包括应力、变形和强度的分析，对饱和非粘性土还包括孔隙水压的分析。像其他应用力学一样，在做这些分析时常要引进一些直观的假设；而且，在土动力学中这种做法要更多一些。由于土动力学发展较晚，土体的应力、变形、强度以及孔隙水压力的分析方法在70年代末80年代初才形成一个初步的体系。然而，这正是土动力学发展成为土力学一个独立分支的重要标志。在土动力学中，它与在动荷载作用下土的力学性能研究具有同等重要的位置。和其他应用力学相比，土力学，包括土动力学的工程实用性更强。在将上述两方面研究成果用于工程设计时，必须与工程经验相结合。工程师基于经验的判断是工程决策不可缺少的一部分。因此，在土动力学中有关其工程应用的知识也是不可少的组成部分。不仅讲述在动荷载作用下土的性能，还较全面地系统地讲述地基和土工结构物性状的分析方法及其在工程中的应用是作者希望这本书所具有的一个特点。

2. 土动力学的发展及本书内容的选取

土动力学主要是由于机器基础动力设计、防护工程和地震工程这三方面的需要发展起来的一门学科。机器基础动力设计是土动力学的最早研究领域，大约始于本世纪30年代。由于各国学者的努力，在60年代达到较成熟的阶段。这方面的成果反映在各国现行的机器基础动力设计规范和有关的著作中。在我国已翻译出版的E.F.小理查特、R.D.伍兹、J.R.小霍尔著的《土与基础的振动》，S.普拉卡什著的《土动力学》中均有讲述。另外，在土力学教科书中机器基础动力设计通常被列为其中的一章。考虑到这种情况，在本书中没有对机器基础动力设计做专题的叙述。这样，可以有更多的篇幅讲述广大读者更为陌生的问题。如果读者在这方面有兴趣请参看上述参考书。防护工程也是土动力学一个重要研究领域，大约始于40

年代末。这方面的研究已取得了重大的进展。但是,由于这是一项与军事工程有关的研究,其成果很少见诸于公开的刊物。显然,在缺乏必要的资料情况下在本书中专题叙述这方面的研究成果是不适宜的。与机器基础动力设计和防护工程相比,地震工程领域中土动力学的研究开始较晚,较为系统的具有一定规模的研究大约始于60年代初。然而,在短短的20多年内却在多方面取得重大的进展。现在,说土动力学已发展成为土力学的一个独立分支,作者以为似乎主要是针对在地震工程领域内取得的一系列重大成就而言的。鉴于目前土动力学的发展状态,作者很自然地把这本书讲述内容的重点放在从60年代开始在地震工程领域内土动力学的发展上。

3. 读者对象

如开头所述,本书是在作者为本单位硕士研究生讲授土动力学所写的讲义基础上整理扩充而成的。本书的对象主要是攻读土木工程类有关专业的高年级的本科生、硕士研究生,在土木工程领域中从事研究和设计工作的技术人员,及从事研究和教学工作的高等学校的教师。因此,本书讲述的起点稍高。但是,只要具有大学本科生的数学力学知识水平和一定的工程知识,阅读本书不会太困难。另外,在确定本书的内容时对于一些正在研究的具有重大意义的课题也予以应有的注意,即便现有的研究成果还不那么成熟。虽然土的动力试验仪器是一种重要的研究手段,对土动力学的发展具有关键性的意义,但是在本书中不作详细介绍。读者想要了解试验仪器的详细情况最好到试验室看一下实物,可以收到事半功倍的效果。

鉴于以上考虑,确定了本书的内容。在读过本书后,如果对土动力学的体系能有一个较为全面了解,那正是作者所要达到的目的。

最后要说明的是,书中引用的一些经验公式和插图中的某些计量单位与我国法定计量单位不符,但为了保证原资料的精度,我们未对此作相应换算,而在书后给出它们与法定计量单位的换算关系,请读者注意。

由于土动力学发展很快,作者感到在深度和广度上把握住这门学科并非容易,现在写入本书的内容难免会有不当或错误之处,恳请各位专家、学者和广大读者指正。

作者
于哈尔滨

目 录

第一章 结 论

- § 1.1 动荷载及其特点 (1)
- § 1.2 在动荷载作用下土的力学状态 (3)
- § 1.3 土对地震荷载作用的反应——两类土的划分 (4)
- § 1.4 地震工程中的土体 (5)
- § 1.5 地震工程中土动力学的课题和研究方法 (7)

第二章 土的动力计算模型

- § 2.1 线性粘-弹性模型 (9)
- § 2.2 线性粘-弹性单质点体系的振动 (14)
- § 2.3 弹-塑性模型 (18)
- § 2.4 等价非线性粘-弹性模型 (25)
- § 2.5 等价非线性粘-弹性模型参数的测定和结果 (29)

第三章 波在土体中的传播及应用

- § 3.1 波在土柱中的传播 (37)
- § 3.2 共振柱试验原理 (39)
- § 3.3 在无限土体中的波 (42)
- § 3.4 瑞利波 (45)
- § 3.5 波的反射和折射 (47)
- § 3.6 土动力学参数的现场测定 (51)

第四章 土体对地震动的反应分析

- § 4.1 概述 (56)
- § 4.2 水平土层的地震反应分析 (59)
- § 4.3 土楔的地震反应分析 (69)
- § 4.4 求解水平土层和土楔地震反应的集中质量法 (72)
- § 4.5 求解土体地震反应的有限元法 (75)
- § 4.6 特征值问题及阻尼矩阵 (86)
- § 4.7 在时域内求解基本方程式 (90)
- § 4.8 土的弹-塑性或非线弹性性能的考虑 (93)
- § 4.9 求解土体地震反应的简化方法 (94)
- § 4.10 其他问题 (101)

§ 4.11 频域内求解土体地震反应的方法	(105)
-----------------------	---------

第五章 土对地震应力作用的反应

§ 5.1 概述	(114)
§ 5.2 在往返应力作用下干砂的体积变形	(116)
§ 5.3 在往返剪应力作用下饱和砂土产生的孔隙水压力	(119)
§ 5.4 在往返应力作用下饱和砂土的液化	(131)
§ 5.5 影响饱和和砂土液化的因素	(134)
§ 5.6 砂砾石对往返剪切作用的反应	(149)
§ 5.7 在往返荷载作用下粘性土的强度	(153)
§ 5.8 在往返荷载作用下土的永久变形	(156)

第六章 饱和砂土体的液化判别

§ 6.1 Seed-Iariss 简化法	(164)
§ 6.2 饱和砂土液化的地震现场调查和规范 TJ11-74 判别场地液化的方法	(167)
§ 6.3 液化势指数判别法	(170)
§ 6.4 基于能量概念的判别法	(175)
§ 6.5 基于临界剪应变概念的判别法	(177)
§ 6.6 由液化地震现场调查资料确定引起液化的剪应力比及液化的判别	(179)
§ 6.7 一般平面应变状态下液化的判别	(181)

第七章 地震时饱和土体中孔隙水压力的增长和消散

§ 7.1 概述	(185)
§ 7.2 地震时孔隙水压力实际增加量的求解方程	(186)
§ 7.3 影响饱和土体中孔隙水压力增长和消散的因素	(190)
§ 7.4 有源头的消散方程式的解法	(193)
§ 7.5 地震后饱和土体中孔隙水压力的重分布和消散	(195)

第八章 地震引起的土体永久变形

§ 8.1 概述	(199)
§ 8.2 非饱和砂性土震密引起的附加沉降	(200)
§ 8.3 有限滑动位移的计算	(201)
§ 8.4 由土单元偏应变引起的土体永久变形	(204)

第九章 土体与结构的相互作用

§ 9.1 概述	(211)
§ 9.2 有限元法	(213)
§ 9.3 半空间无限体法	(224)
§ 9.4 弹床系数法	(230)

§ 9.5 土-桩-上部结构相互作用	(233)
--------------------------	---------

第十章 土工结构抗震设计中的土动力学问题

§ 10.1 土坝的震害和坝料坝基土质条件的影响	(238)
§ 10.2 土坝抗震设计概述	(240)
§ 10.3 坝坡地震稳定性分析的拟静力法	(242)
§ 10.4 分析地震时土坝性能的动力法	(245)
§ 10.5 土坝的震后稳定性分析	(249)
§ 10.6 提高土坝抗震性能的技术措施	(250)
§ 10.7 地震时档土墙压力	(251)
§ 10.8 以地震时墙体位移为准则的土压力计算模型	(253)

第十一章 场地和地基抗震设计中的土动力学问题

§ 11.1 概述	(259)
§ 11.2 土层刚度对地面运动的影响	(259)
§ 11.3 地基抗震的主要问题	(266)
§ 11.4 地震工程的发展对土动力学提出的进一步要求	(274)
附录 计量单位换算表	(276)

第一章 绪 论

§1.1 动荷载及其特点

建筑物的地基、天然土坡和土工结构物中的土体，在静荷载，主要包括上部结构的静荷载，土体本身的自重和水的渗透力的作用下将产生静应力和变形。静力条件下的设计要保证：

- (1) 土体的稳定性；
- (2) 土体的变形小于允许的数值。

静荷载是持续地作用于土体之上的基本荷载。然而，在某些情况下由于爆破或爆炸、地震、风浪、车辆和机械振动，土体将产生动应力和变形，并附加于静应力和变形之上。这样，在静荷载和动荷载的共同作用下土体的稳定性和变形是个需要进一步研究的问题。

由于动应力是附加于静应力之上的，相对于动应力而言，把静应力叫做初始应力。通常，在动应力作用之前，土体在静应力作用下固结过程已经结束。因此，如果没有特别说明，初始应力都是有效应力。

土在动荷载作用下的性能与动荷载的特性有关。动荷载的特性通常包括如下三方面：

- (1) 最大幅值；
- (2) 频率成分；
- (3) 作用时间或往返作用的次数。

按幅值变化和往返作用次数，动荷载可分为如下三种类型：

1. 一次冲击荷载

爆破或爆炸所产生的荷载均属于这种类型。这种荷载，如图1.1所示，有如下两个特点：

- (1) 只有一次脉冲作用，整个荷载过程分为压力升高和降低两个阶段；
- (2) 作用持续的时间很短，特别是压力升高阶段持续的时间更短，有的只有几或几十毫秒，在这个阶段压力升高的速率是非常大的。

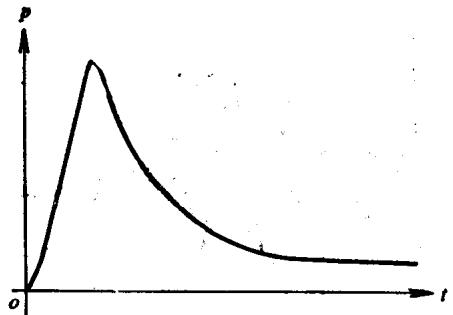


图1.1 一次冲击荷载

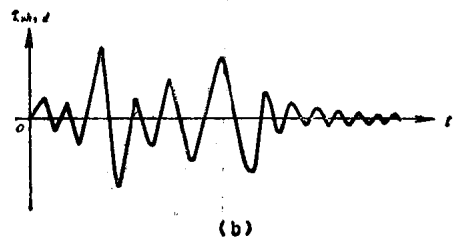
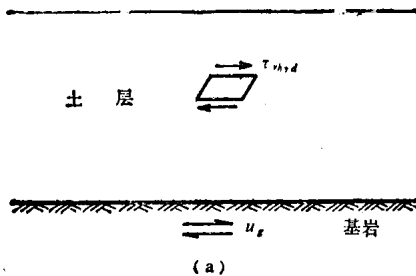


图1.2 地震在土层引起的随机应力

2. 有限往返作用次数的随机荷载

地震、风浪和车辆所产生的荷载均属于这种类型。这种荷载的特点如下：

- (1) 荷载的方向是往返变化的；
- (2) 每次脉冲的幅值是随机变化的；
- (3) 往返作用次数是有限的，通常小于 10^3 。

下面进一步讨论地震荷载。现在，考虑图 1.2(a) 所示的具有水平表面的土层。这个土层直接上卧于顶板基本水平的基岩之上。地震时，基岩的随机水平运动以剪切波的形式在土层中向上传播，并产生如图 1.2(b) 所示的随机变化的水平剪应力。研究表明，地震产生的随机变化的应力具有如下的统计性质：

- (1) 每次往返作用的周期大约为 0.2—1.0 秒；
- (2) 持续时间和主要的作用次数与地震的震级有关，地震震级越大，持续时间越长，主要的往返作用次数也越大；
- (3) 每个脉冲的波形更近于正弦变化的曲线。

根据所包含的往返作用次数的多少，地震荷载划分成冲击型和往返型两种类型。这两种类型地震荷载的定义如下⁽¹⁾：

① 冲击型地震荷载：如果在最大剪应力幅值 τ_{max} 出现之前最多只有 2 个幅值大于 $0.6\tau_{max}$ 的脉冲，如图 1.3 所示，则把这样的地震荷载叫做冲击型地震荷载。

② 往返型地震荷载：如果在最大剪应力幅值 τ_{max} 出现之前有 3 个和 3 个以上幅值大于 $0.6\tau_{max}$ 的脉冲，如图 1.4 所示，则把这样的地震荷载叫做往返型地震荷载。

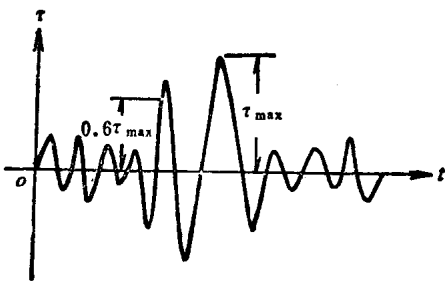


图 1.3 冲击型地震应力

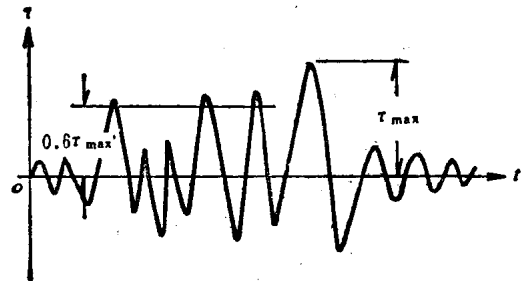


图 1.4 往返型地震应力

3. 往返作用次数非常大的疲劳荷载

机械振动所产生的荷载属于这种类型，如图 1.5 所示。机械振动荷载与地震随机往返荷载的不同在于：

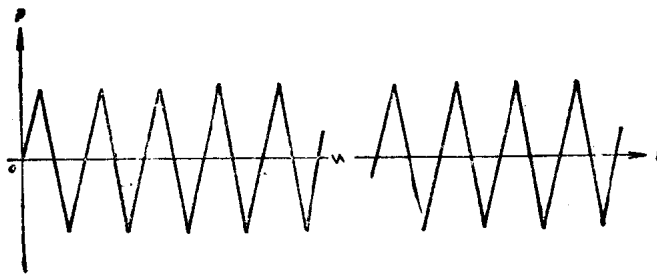


图 1.5 等幅往返荷载

- (1) 在荷载作用期间幅值几乎不变；
- (2) 往返作用次数更大，通常大于 10^3 。
- (3) 在荷载作用期间每次往返作用的周期不变。

了解动荷载的类型和特点可以使土的动力试验研究在模拟这些类型和特点的条件下进行，从而使测得的土的反应更切合实际。

§1.2 在动荷载作用下土的力学状态

虽然在力学分析中总是把土做为连续介质看待的，但实际上土是由土颗粒所构成的土骨架和孔隙中的流体组成的。由于土颗粒之间的连结较弱，土骨架并不是很稳定的。当动荷载很小时，土颗粒之间的连结几乎没有遭到破坏，土骨架的变形能够恢复，并且土颗粒之间相互移动所耗损的能量也很少。这时，土处于理想弹-粘性力学状态。随动荷载的增大颗粒之间的连结遭到破坏，土骨架产生了不可恢复的变形，并且土颗粒之间相互移动所耗损的能量也增大，土越来越表现出非弹性或塑性性能。最后，当动荷载增大到一定程度时，土颗粒之间的连结几乎完全破坏，土处于流动或破坏状态。

土所受到动荷载的大小可以用剪应力的幅值或剪应变幅值的大小来表示。但是，对于不同的土，由于土颗粒之间的连结强弱不同，在幅值相同的剪应力作用下却可处于不同的力学状态。因此，以剪应变幅值表示动荷载的大小更合适。在动荷载作用下土所处的力学状态与剪应变幅值的关系如图1.6所示⁽¹⁾。从图可见：

(1) 当剪应变幅值小于 10^{-6} 时，土处于小变形阶段；当剪应变幅值大于 10^{-6} 而小于 10^{-3} 时土处于中等变形阶段；当剪应变幅值大于 10^{-3} 时土处于大变形阶段。

(2) 在小变形和中等变形开始阶段，土的应力-应变关系是弹性的。在这种情况下，土也可能产生少量的塑性变形。因此，剪切模量应采用在这个应变范围内的一个适当数值。

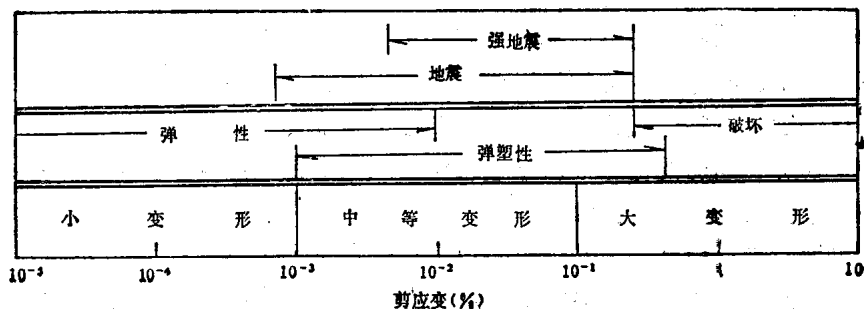


图1.6 在动荷载作用下土的力学状态

(3) 在中等变形和大变形的开始阶段，土的应力-应变关系是弹塑性的。由于对土在动荷载作用下弹塑性应力-应变的研究很不够，在实用中常以非线性弹性应力-应变关系来代替弹塑性应力-应变关系。这时，土的剪切模量将随剪应变幅值而变化。

(4) 在大变形阶段，土处于破坏状态，在这种状态下土的应力-应变关系更为复杂，目前还没研究清楚，在实用中常以非线性弹性应力-应变关系来表示。

图1.6中还给出了地震时土的剪应变范围⁽²⁾。可以看出，处于中等变形和大变形开始阶段，

土主要处于弹塑性变形状态。因此，在地震工程中将土看成为线性弹性体是不合适的。尽管现在对土在弹塑性状态下的动力应力-应变关系的研究还很不够，但用某种适当的方法，例如非线性弹性应力-应变关系近似地予以考虑也是必要的。

§1.3 土对地震荷载作用的反应——两类土的划分

地震时土将承受地震应力的作用。为弄清土对地震应力作用的反应进行了大量的室内试验和现场调查。这些研究发现，土对地震荷载反应的主要表现如下：

1. 变形

土在地震荷载下的变形包括两部分。第一部分是往返变形，可用往返幅值表示这部变形的大小。第二部分是在一个方向上的累积变形，也叫残余变形或永久变形，可用在一个方向上的总的累积量表示。

2. 孔隙水压力

饱和土在静偏应力的作用下，孔隙水压力不一定总是升高的，当土的密度大时或处在超固结状态时可能产生负的孔隙水压力。然而，与静偏应力作用不同，饱和土在地震偏应力作用下孔隙水压力总是升高的。

虽然各种土在地震荷载作用下都将表现出上述两种反应，但反应的程度却因土的种类而不同。试验室试验和现场调查表明，饱和砂土的孔隙水压力反应明显，在地震偏应力作用下孔隙水压力可以上升到等于静的有效正应力。孔隙水压力升高对饱和砂土的变形和强度的影响则因密度而不同。对于松和中等密度的砂土，孔隙水压力升高可以使其强度降低甚至完全丧失，因而它们的变形反应也很明显。但是，对密实的饱和砂土甚至当孔隙水压力升高到等于静的有效正应力时，对变形仍有一定的抵抗能力，因而它们的变形反应就不那样明显。孔隙水压力升高对密实砂的影响与松或中等密度砂的不同，原因在于当剪切变形发展到一定程度时密实砂表现出了剪胀性。此外，试验室试验和现场调查表明，在地震荷载作用下，饱和粘性土所产生的孔隙水压力都很小。应该指出，由于地震荷载作用的时间较短和粘性土的渗透系数小，测得的孔隙水压力不能完全反映真实情况。尽管如此，仍可断定一般说来在地震荷载作用下粘性土的孔隙水压力的发展要比砂性土慢。其原因在于粘性土的土颗粒之间连结的电化学本质。因此，粘土颗粒含量是影响粘性土在地震荷载作用下性能的一个主要因素。粘粒含量小于10%—15%的饱和砂质粘土或粉砂质粘土在地震荷载作用下孔隙水压力也可能发展较快，产生较大的剪应变。

这样，根据对地震荷载的反应，土可以分成为如下两大类⁽³⁾：

第一类是对地震荷载反应明显的土。这类土在地震荷载作用下或是孔隙水压力产生明显的升高或是产生比较大的剪应变。这类土包括松的和中等密度的饱和砂土，粘粒含量小于10%—15%的饱和砂质粘土或粉质软粘土。除此之外，如果含砾量小于70%—80%，并且其中的砂料处于松或中等密度状态的砂砾石也属于这一类土。

第二类是对地震荷载反应不明显的土。这类土包括干砂、压密粘性土、饱和密实砂。如果砂砾石的含砾量高于70%—80%或虽低于70%—80%，但其中砂料处于密实状态的砂砾石也属于这一类。这类土在地震荷载作用下，孔隙水压力和剪应变发展较慢。虽然，象上面指出的那样，属于这类土的密实砂和砂砾石在地震荷载作用下孔隙水压力也可能发展较迅速，

并可达到静有效正应力，但由于剪胀作用对变形仍有相应的抵抗能力。

上面给出的两大类土的划分虽然是较粗的，但仍然是有意义的。震害调查表明，由这两类土组成的地基、土坡和土工结构物的抗震性能有着明显的差别。在地震时丧失稳定性的地基、天然土坡和土工结构物均与其中存在第一类土有关。当存在第一类土时，在很低烈度的地震作用下，它们就可能丧失稳定性。例如，1976年唐山地震时，离震中150公里的密云水库白河主坝斜墙保护层在Ⅵ度地震作用下就发生了滑落。然而，当只存在第二类土时，在很高烈度的地震作用下它们仍可保持稳定。例如，1970年通海地震时许多由残积红粘土和含砾粘土修建的土坝受到Ⅷ度强的地震作用，仍然保持了稳定性。这样，有了两大类土的划分概念，就可以做出恰当的工程判断和确定必须的研究课题。

§1.4 地震工程中的土体

在静荷载作用下，地基中和土工结构物中的土体，分别如图1.7(a)和(b)所示，被看成结构体系的一个必要的组成部分。例如，图1.7(a)所示的地基中的土体承受着上部结构传下来的荷载，图1.7(b)所示的土坡中的土体维持着土坡的稳定性。地基中的土在上部结构传下来的荷载作用下将发生沉降。地基的沉降使上部结构发生相应的变形并产生附加的应力。地基中土的沉降不仅与土的变形性质有关，还与地基中土层的分布和土层的厚度有关。与此相似，土坡的稳定性不仅与土的强度性质有关，还与土坡的高度和坡度，即几何轮廓有关。因此，土对结构物的影响不仅取决于土的力学性质，还取决于土的分布和几何尺寸。通常，土只是作为一种材料来理解的，并不包括分布和几何尺寸的因素。为此，引进土体的概念，即土体不仅指土材料，还包括土的分布和几何尺寸。

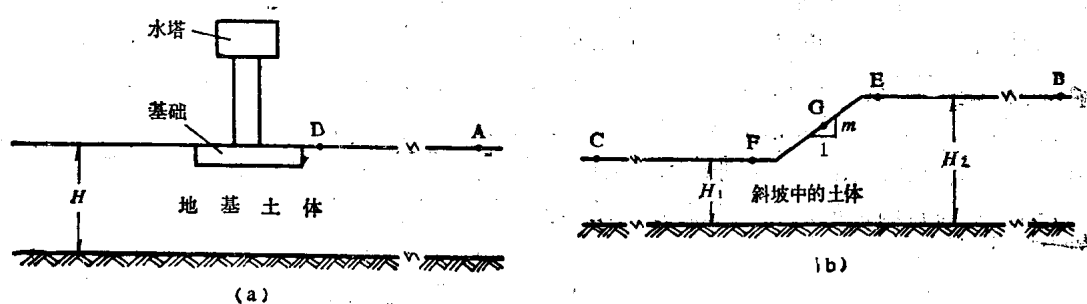


图1.7 地基和土工结构中的土体

地震时，地基、天然土坡和土工结构物中的土将承受地震应力的作用。如果其中包括上述的第一类土，地基、天然土坡和土工结构物中的土体可能丧失稳定性，使整个结构体系遭到破坏。1964年日本新潟地震时，有很多建筑物发生严重的下沉、倾斜甚至倾覆就是这种破坏的典型事例。在我国也不乏这种破坏的实例。1975年海城地震时，许多桥梁、排灌站由于河流的岸堤向河心滑移而遭到严重的破坏。虽然地震时土体丧失稳定性对建筑物的影响是引人注目的并且不是个别现象，但大量的地基、天然土坡和土工结构物中的土体是能够保持稳定性的。在这种情况下，土体的另外一种影响将是重要的。

首先研究图1.8(a)所示的水平土层。设土层的厚度为 H ，表面是自由的，其下为基岩。

基岩的地震运动以剪切波的形式通过土层向上传播,引起土层表面的运动。土层表面运动的位移、速度和加速度分别叫做对基岩运动的位移、速度和加速度反应。为此,假定土为理想弹性体,剪切模量为 G ,并将土层简化成如图1.8(b)所示的单位面积的土柱。根据土柱的横向振动理论,土柱顶点对基岩运动的反应与土柱的自振圆频率

$$\omega = \frac{n\pi}{2H} \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad n = 1, 3, 5 \dots \quad (1.1)$$

式中, ρ 为土的密度。式(1.1)表明,土层表面对基岩地震动的反应不仅取决于土的力学性质,还取决于土层的几何尺寸。

现在研究图1.7(a)中的A点、图1.7(b)中的B点和C点。假定它们与建筑物、坡脚和坡顶相距很远,对基岩地震动的反应可以用图1.8所示的水平土层表面的地震反应来表示。然而,图1.7(a)中的D点、图1.7(b)中的E, F和G点离建筑物、坡脚和坡顶比较近,由于地基与建筑物、土坡与两侧土层的相互作用,这些点的地震反应比较复杂,不能象水平土层表面的地震反应那样简单地来表示。但是,可将图1.7(a)中的上部结构与其下的土体、图1.7(b)中的土坡部分与两侧的土体分别视为一个结构体系。因为结构体系的地震反应取决于体系的质量和刚度分布,因而D, E, F和G的地震反应也必将受土的动力学性质和土层几何尺寸的影响。

A, B, C, D, E, F和G各点的地震反应的时程曲线与基岩地震运动的时程曲线有明显的不同,其中有两点是特别重要的。第一,这些点的地震反应的最大值与基岩地震动相应量的最大值不同。这种现象叫做土体的放大效应。以加速度为例,上述各点的地震动的加速度最大值与基岩地震动的加速度最大值之比叫做加速度放大系数 α 。通常,放大系数大于1,但在某些情况下也可能小于1。第二,这些点地震动所含的频率成份与基岩地震动的不同,这可由它们的加速度反应谱的区别看出来。为了便于理解,首先对加速度反应谱概念做一简要的说明。图1.9给出一个与刚性基底相连接的单质点体系,它是由刚度为 k 的剪切弹簧和质量为 M 的质点组成的。根据单质点振动理论,该体系的自振周期为

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{k/M}} \quad (1.2)$$

以刚性基底的运动模拟基岩的地震动。那么单质点对刚性基底运动的反应可由下式求解:

$$u + 2\lambda\omega\dot{u} + \omega^2u = -u_g \quad (1.3)$$

式中, ω 为无阻尼单质点体系运动的圆频率,

$$\omega = \sqrt{k/M}; \quad (1.4)$$

λ 为单质点体系的阻尼比; u , \dot{u} 和 \ddot{u} 分别为单质点相对刚性基底运动的位移、速度和加速度; u_g 为刚性基底运动的加速度,为已知。求解式(1.3)可以得到相对运动的位移、速度和加速度的时程。质点的相对运动与刚性基底运动之和叫绝对运动,即 $u + u_g$ 。由于 u_g 为已知,当 u 求得之后就即可求得绝对运动的加速度时程和最大值。如果将单质点绝对加速度的最大值与基底加速度最大值之比叫放大系数,以 α 表示,那么当 u_g 给定时, α 之值取决于单

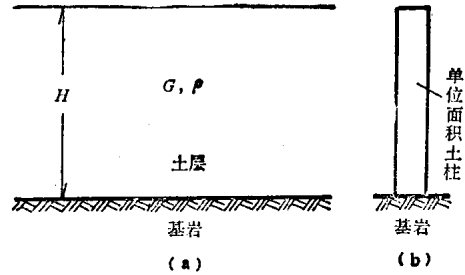


图1.8 水平土层对地震的反应

质点体系的自振周期 T 。这样,就可求出放大系数 α 与自振周期 T 的关系,即是反应谱曲线,如图1.10所示。显然,改变式(1.3)中的 u_g ,加速度反应谱曲线就将改变。因此,基岩地震动的加速度反应谱将与A, B, C, D, E, F和G各点的地震动的加速度反应谱不同。根据上述反应谱概念可知,加速度反应谱的不同,表示相应的加速度时程曲线的频率成分的不同。从图1.10可以确定出与最大放大系数值相应的周期。通常,把它叫做卓越周期,以 $T_{0.}$ 表示。显然,基岩地震动加速度时程曲线的卓越周期将与A, B, C, D, E, F和G各点的不同。由此可以得出在地震工程中土体的另一个作用,即作为地震动的传播介质,当输入的地震动通过它之后,运动的参数,例如最大加速度和频率成分,以及加速度运动的卓越周期都将发生明显的变化,而变化的程度取决于土体或当存在上部结构时取决于上部结构与土体所构成的结构体系的质量和刚度的分布。

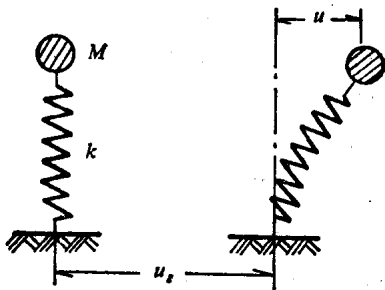


图1.9 与刚性基底连接的单质点体系

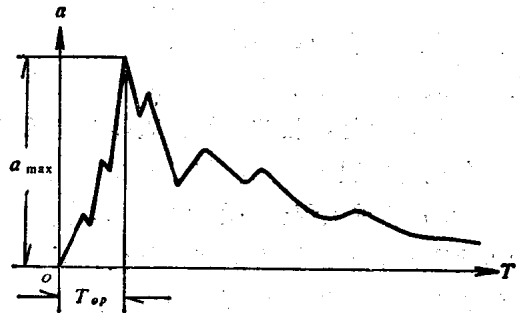


图1.10 加速度反应谱

§1.5 地震工程中土动力学的课题和研究方法

虽然土动力学的研究最初是从机械基础振动课题开始的,但是迅速的发展则是从本世纪60年代起在地震工程领域内取得的。由于在地震工程领域内的成就,土动力学形成了一个较完整的体系,成为可以和土静力学并列的土力学分支。必须指出,土动力学的研究从60年代开始的新技术革命中受益匪浅;试验技术的发展和电子计算机的应用大大促进了土动力学的发展。

从现在的研究范围看,在地震工程领域内土动力学包括如下的研究课题:

- (1) 在地震荷载作用下土的动力学计算模型的试验研究及其参数的测定。
- (2) 地震波在土体中的传播及其应用。
- (3) 土体对地震的反应分析,其中包括地震时土体中各点应力的确定。
- (4) 土对地震荷载作用反应的试验研究。这是一个很大的课题,主要包括在地震荷载作用下土的强度、变形和孔隙水压力的试验研究。
- (5) 饱和砂土体的液化判别。
- (6) 地震时饱和土体中的孔隙水压力的增长和消散。
- (7) 地震时土体的永久变形。
- (8) 地震时土-结构的相互作用。
- (9) 场地、地基和基础的抗震问题。
- (10) 土工结构的抗震问题,主要是土坝和挡土墙的抗震问题。

(11) 桩基的抗震问题。从课题的本质看，它属于地震时土-结构相互作用问题。但是，桩基是经常采用的最有效的地基抗震措施之一，并且常和静力地基处理措施相一致，因此是一个很重要的问题。

以上这些课题本书都将予以叙述，给出到目前为止的主要研究成果。

做为土力学一个分支的土动力学，是一门应用力学。尽管它发展得比较晚，采用了许多新技术，但是仍然保持着土力学的本身研究传统：

(1) 注重土性的试验室和现场试验研究。土性的试验室和现场试验研究是土动力学的一项基础研究。因为土是一种多相介质，组成和状态的不同使它具有多样性。因此，每种土的性质必须进行具体测定以及只能对某一些土类找出共同适用的规律。土性试验研究的主要课题是土的力学计算模型、变形和强度特性。只有具备这方面的资料之后，才能正确地估算土体在地震荷载作用下的应力、变形和稳定性。需要特别指出的是土性的现场试验研究的重要性。由于土骨架软弱，在取样、运输和试验室装样过程中土要遭到一定的扰动。这样，试验室的试验有时不能给出正确的结果。土的现场试验就可避免或减少土的扰动，使结果更接近于实际。但是，目前现场试验能测定的指标很少，试验室试验仍然是研究土性的主要手段。在这种情况下，取原状土样在试验室试验是很重要的。

(2) 注重工程经验的研究。震害调查是了解地震时地基、天然土坡和土工结构物性能的重要手段。通过震害调查可以得到大量定性和定量的资料。分析这些资料可以确定出有用的经验关系。另外，地震对地基、天然土坡和土工结构物的作用是很复杂的，理论分析方法只能基本上概括这个复杂的作用，所得到的结果需要根据实际经验予以验证或修正。

(3) 注重实用的计算分析方法，由于土介质和地震作用的复杂性，土动力学中的计算方法并不过于追求数学上的完美，而是注重物理和力学概念上的正确。为了使计算方法实用，往往引进一些必要的然而合理的简化假定。这样的计算结果与实际的工程经验相结合就可能对地基、天然土坡和土工结构物的抗震性能做出有根据的工程判断。

参 考 文 献

- (1) 石原研而，土質動力学的基礎，鹿島出版会，昭和54年。
- (2) H. B. Seed and I. M. Idriss, Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analysis, Report No. EEC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (3) F. I. Makdisi and H. B. Seed, Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, July, 1978.

第二章 土的动力计算模型

前面曾指出，土的动力计算模型的研究及参数的测定是土动力学的一个重要课题。在地震工程中，只有土的动力计算模型及其参数确定之后才能进行地基、天然土坡和土构物的地震反应分析，确定出土体中的地震应力及运动。目前，有三种类型的计算模型可以选用：

- (1) 线性粘-弹性模型；
- (2) 弹-塑性模型；
- (3) 非线性等价粘-弹性模型。

在选择土的计算模型时要注意如下两点要求：

- (1) 选用的模型必须能比较好地表示土的实际性能；
- (2) 比较简单实用。

按第一点要求，在地震工程中应选用弹-塑性和非线性等价粘-弹性模型，线性粘-弹性模型不适用。由于非线性等价粘-弹性模型更简便，因此在地震工程中的应用比弹-塑性模型更普遍些。下面将表述弹-塑性和非线性等价粘-弹性模型。为了阐明一些重要的概念以及考虑到非线性等价粘-弹性模型与线性粘-弹性模型有密切的关系，首先对线性粘-弹性模型做必要的表述。

§2.1 线性粘-弹性模型

线性粘-弹性模型是由线性的粘性元件和弹性元件并联而成的，如图2.1所示。弹性元件表示土对变形的抵抗，弹性元件的系数代表土的模量；粘性元件表示土对变形速度的抵抗，粘性元件的系数代表土的粘性系数。两个元件并联表示土的应力 σ 是由弹性恢复力 σ_e 和粘性阻尼力 σ_c 共同承受的，即

$$\sigma = \sigma_e + \sigma_c \quad (2.1)$$

设土的弹性模量为 E ，粘性系数为 c ，则有

$$\left. \begin{aligned} \sigma_e &= E\varepsilon \\ \sigma_c &= c\dot{\varepsilon} \end{aligned} \right\} \quad (2.2)$$

式中， ε ， $\dot{\varepsilon}$ 分别为土的应变和应变速率。将式 (2.2) 代入式 (2.1) 得

$$\sigma = E\varepsilon + c\dot{\varepsilon} \quad (2.3)$$

为了说明线性粘-弹性模型的性质，首先来说明线性弹性元件的性质。假如一个线性弹性元件受到一周往返应力作用，可以测得如图2.2(a)所示的应变随时间的变化。由于线性弹性元件满足式 (2.2) 中第一式的关系，其应力-应变轨迹为两条重合的直线，如图2.2(b)所示。由此可得线性弹性元件的应力-应变轨迹线的特点如下：

- (1) 线性弹性元件的应力-应变轨迹线是两条重合的直线，直线的斜率等于土的弹性模

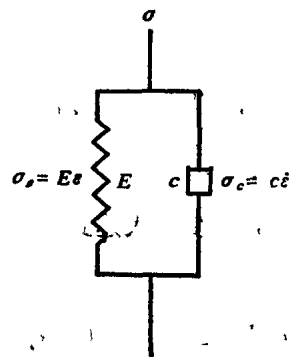


图2.1 线性粘-弹性模型

量, 即

$$E = \frac{\bar{\sigma}_e}{\bar{\varepsilon}} \quad (2.4)$$

式中, $\bar{\sigma}_e$, $\bar{\varepsilon}$ 分别为应力和应变的幅值。

(2) 线性弹性元件应力-应变轨迹线所围成的面积为零。由变形能原理可得, 在一周往返应力作用下, 耗损的能量 ΔW 按下式计算:

$$\Delta W = \oint \sigma d\varepsilon \quad (2.5)$$

它等于应力-应变轨迹线所围成的面积。因此, 在一周往返应力作用期间线性弹性元件所耗损的能量 ΔW 为零。如果以 W 表示最大弹性能, 即图 2.2 (b) 中三角形 OAC 的面积, 则在一周往返应力作用期间能量耗损系数 η 的定义如下:

$$\eta = \frac{\Delta W}{W} \quad (2.6)$$

由式 (2.6) 可见, 线性弹性元件的能量耗损系数 η 为零。

(3) 应力和应变之间没有相位差, 也就是说当应力为零时应变也为零, 应力达到最大值时应变也达到最大。

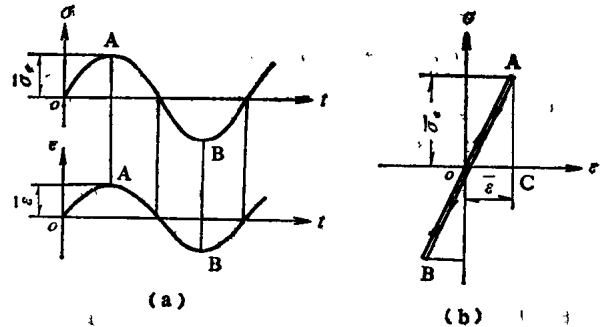


图 2.2 线性弹性元件的应力-应变轨迹

下面再来说明线性粘性元件的性质。假如一个线性粘性元件受到一周往返应力作用, 其应变可由式 (2.2) 的第二式求得,

$$\varepsilon = \frac{1}{c} \int \sigma_e dt + b$$

式中, b 为积分常数。设应力随时间按正弦变化, 即

$$\sigma_e = \bar{\sigma}_e \sin pt \quad (2.7)$$

式中, p 为应力 σ_e 的圆频率, 则得

$$\varepsilon = -\frac{\bar{\sigma}_e}{cp} \cos pt + b$$

为了消去常数 b , 设满足如下的初始条件:

$$\varepsilon_{t=0} = -\frac{\bar{\sigma}_e}{cp} \quad (2.8)$$

这样, 应变的表达式为

$$\varepsilon = -\frac{\bar{\sigma}_e}{cp} \cos pt \quad (2.9)$$

改写式 (2.7) 和 (2.9) 成如下形式:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_e}{\bar{\sigma}_e} &= \sin pt \\ \frac{\varepsilon}{\bar{\sigma}_e/cp} &= -\cos pt \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

将式 (2.10) 两端平方, 再将两式相加, 则得

$$\left(\frac{\sigma_e}{\bar{\sigma}_e}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon}{\bar{\sigma}_e/cp}\right)^2 = 1 \quad (2.11)$$