

高等学校土木工程专业系列选修课教材

高层建筑基础设计

本系列教材编委会组织编写

陈国兴 主编

中国建筑工业出版社

图书在版编目(CIP)数据

高层建筑基础设计/陈国兴主编. —北京:中国建筑工业出版社, 2000.12
高等学校土木工程专业系列选修课教材
ISBN 7-112-04209-7

I. 高… II. 陈… III. 高层建筑-基础(工程)-建筑设计-高等学校-教材 IV. TU470

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2000)第 30956 号

本书是高等学校土木工程专业系列选修课教材中的一册。内容包括:地基的计算模型、多层与高层建筑条形基础、多层与高层建筑筏基础、高层建筑箱型基础、高层建筑桩基础、高层建筑桩筏(箱)基础、高层建筑基础抗震设计。

本书可作为土木工程专业高年级学生选修课教材,也可作为土建类研究生的教学参考书,并可供广大建筑设计人员参考。

高等学校土木工程专业系列选修课教材

高层建筑基础设计

本系列教材编委会组织编写

陈国兴 主编

*

中国建筑工业出版社出版(北京西郊百万庄)

新华书店总店科技发行所发行

北京市彩桥印刷厂印刷

*

开本:787×1092 毫米 1/16 印张:14½ 字数:350 千字

2000 年 12 月第一版 2000 年 12 月第一次印刷

印数:1—4,000 册 定价:17.80 元

ISBN 7-112-04209-7

TU·3318(9690)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题,可寄本社退换

(邮政编码 100037)

前 言

教育部于1998年颁布了新的本科专业目录。为了满足调整后新的土木工程专业的教学需要,由南京建筑工程学院牵头,组织合肥工业大学、苏州城建环保学院、扬州大学、河海大学等院校编写了一套高等院校土木工程专业本科生系列选修课教材。本书是系列选修课教材之一。

根据我们多年的教学经验,编写中遵循“内容充实,取材新颖,注重实用,便于自学”的原则,努力做到不仅包括学科的基本内容,而且反映学科的最新成果。既重视理论概念的阐述,也重视工程实例的分析。全书共分八章,第1章为绪论,第2章为地基的计算模型,第3章为多层与高层建筑条形基础,第4章为多层与高层建筑筏形基础,第5章为高层建筑箱型基础,第6章为高层建筑桩基础,第7章为高层建筑桩筏(箱)基础,第8章为高层建筑基础抗震设计。

本书由南京建筑工程学院陈国兴教授主编,宰金珉教授担任主审。全书由陈国兴教授制订编写大纲,并撰写第6、第8章,南京建筑工程学院杨嵘昌副教授撰写第1、第7章,南京建筑工程学院朱定华硕士、陈国兴教授共同撰写第2、第4章,苏州城建环保学院陈甦副教授撰写第3章,合肥工业大学马克俭副教授撰写第5章。最后,陈国兴教授负责全书的定稿和修订工作。

感谢朱定华硕士、硕士研究生王志华同学为本书统稿和校对所付出的辛勤劳动。

由于业务水平所限,书中如有错误与不足之处,恳请读者批评指正。

第 1 章 绪 论

高层建筑基础工程是应用岩土力学、结构力学及工程地质学等基本理论与经验知识,研究高层建筑的基础形式、地基与基础的力学性状、基础的设计理论与施工方法的一门综合性的学科,是多层房屋基础工程学科的发展,是结构工程和岩土工程的一个交叉学科。

高层建筑的主要特征是高(层数多与总高度高)、重(荷载大与重量重)、大(往往带裙楼而基础面积大)、深(基础埋置深度深)。目前国外已建的最高建筑物为马来西亚的佩特罗纳斯大厦,88 层 452m;国内已建成的最高建筑物为上海金贸大厦,88 层 420.5m;上海 94 层 460m 高的环球金融中心正在建造之中;香港城市规划委员会已经批准在西九龙机场兴建一幢 113 层 580m 的高层建筑。由于建筑物高耸,竖向荷载大而集中,风荷载和地震作用引起的倾覆力矩成倍增长,因此对基础的设计与施工提出了更高、更严的要求。多数情况下多层房屋惯用的基础形式、设计与施工方法,不能简单地搬用于高层建筑,而必须在认识高层建筑地基基础工作特性的基础上选择和创造与高层建筑特性及要求相适应的基础形式、设计理论与设计方法。因此,在常规地基基础学科的基础上,随着高层建筑的建设实践和设计理论研究的进展,发展了高层建筑基础工程这一学科。

1.1 高层建筑中基础工程的地位

从《土力学与地基基础》教科书中,我们就已经知道:“万丈高楼平地起”,基础是大楼正常使用和稳定与安全的根本。具有高、重、大、深特征的高层建筑基础工程更是如此,更要求基础和地基能提供足够承担上部建筑的重大荷载和风与地震引起的巨大倾覆力矩,以保证建筑物具足够的稳定性,同时要求基础和地基具有足够的刚度使沉降和倾斜控制在允许的范围内。因此高层建筑基础工程设计与施工的情况更复杂,难度更大,技术要求更高更严、责任更重。由于它的高、重、大、深的特征,一旦考虑不周或处理不当,将导致远比一般多层房屋更为严重的不良后果。轻则产生难以纠正的过大沉降、倾斜和不均匀沉降,造成结构局部损坏或几乎永久地影响使用功能和美观;重则导致整个建筑的倾覆或破坏,造成比一般多层房屋大许多倍的经济损失。

例如,上海某宾馆,地基为深厚软土,采用振冲碎石桩加固地基,箱形基础。由于这种加固方法在软土中的设计理论尚不够成熟,对施工质量与加固效果还缺乏完善的检测手段,加之承包商施工管理不严,偷工减料,致使该建筑物建成后产生不能允许的沉降与倾斜,裙房局部挤压损坏,不得不采取昂贵的地基加固措施。又如南美洲某大厦,设计时未查明地质情况,桩长不足,未达到坚硬土层,桩基承载力也不足,结果当结构施工到顶尚未装修时便开始倾斜,几天后,一夜之间整个大楼倾覆于地面。这些例子有力地说明了基础工程的设计与施工质量乃高层建筑安全之所系,设计、施工人员必须给予极度重视。

此外,高层建筑基础工程的造价和施工工期在建筑总造价和总工期中所占的比例,与上部结构形式和层数、基础结构形式、桩型以及地质复杂程度和环境条件等因素有关。除了钢

结构和直接建造在基岩上的浅基础以及岩层埋藏很浅的桩基础以外,就钢筋混凝土结构和一般地质条件而言,采用箱形基础或筏基的高层建筑,其基础工程(包括基坑支护与开挖施工)的费用约占建筑总造价的 $1/10 \sim 1/5$,相应的施工工期约占建筑总工期的 $1/5 \sim 1/4$;采用桩基的高层建筑,则上述两项的比例分别约为 $1/5 \sim 1/3$ 和 $1/3 \sim 2/5$ 。因此在高层建筑中,基础工程设计与施工的合理与否对整个高层建筑工程总造价与总工期的影响是很显著的。

综上所述,可将高层建筑中基础工程的地位概括成两句话:基础工程的设计与施工是高层建筑正常使用与稳定安全的根本,其造价与工期对高层建筑总造价与总工期有举足轻重的影响。

1.2 高层建筑基础工程发展概况

高层建筑是随着社会的经济发展与技术进步而发展起来的,而高层建筑基础工程则是随着现代高层建筑的大量兴起和设计理论研究的发展而产生的新兴学科。

我国古代高层建筑,具有悠久的历史,以寺庙塔楼为代表。例如建于南北朝(公元 523 年)的河南登封县的嵩岳寺塔,15 层砖砌塔楼,高 40m;建于北宋(公元 1055 年)的河北定县的料敌塔,11 层砖塔,高 80m,是我国最高的砖塔;始建于三国东吴(公元 427 年)、重建于北宋(公元 977 年)的上海龙华塔,是我国古代软土地基上采用木桩基础建造高层建筑的典型范例。

我国近代高层建筑,是从 19 世纪末伴随着殖民主义经济的入侵而开始兴建的,只有少数分布于若干沿海城市。例如上海的国际饭店、锦江饭店、和平饭店等,它们多采用桩-筏基础,最高不过 24 层 80m。直到 20 世纪 50 年代末期,以北京十大建筑为代表,例如民族文化宫、电报大楼等高层建筑,均采用箱形基础。

我国现代高层建筑,则是从 70 年代后期,随着改革开放和大规模的现代化建设的推进而迅速地兴起。在短短 20 多年的时间,千百幢各种类型的高层建筑在各大中城市中耸起。我国地域辽阔,各地区的地质条件差别极大、地震区覆盖面又很广,因而各地高层建筑的基础形式多种多样。有采用筏形基础、箱形基础及少数条形基础的,也有采用大直径嵌岩桩、中长混凝土预制桩和超长钢管桩的。建造在良好地基上采用筏(或箱)形基础的高层建筑已达 52 层 170m(广东国际大厦)和 67 层 190m 以上(北京京城大厦);建造在深厚高压缩性软土地基上的箱形基础高层建筑达到 14 层 41.6m(上海陆家宅高层住宅)。大直径嵌岩桩是基岩浅埋地区高层建筑经济合理的基础形式,例如深圳发展中心大厦(43 层,165m)只用了 28 根直径 $\phi 2200 \sim \phi 3300\text{mm}$ 的人工挖孔桩,平均每根桩承载 23MN 以上。软土地区的超长桩也成功地使百余米的高楼直插云霄。例如上海静安希尔顿饭店(43 层,143.6m)座落在 360 根长 45m 直径 $\phi 609.6\text{mm} \times 11\text{mm}$ 的钢管桩上,桩端持力层为细砂层,是摩擦桩基。目前上海正在软土地基上用超长桩基础建造世界第一的超高层大楼,将成为摩擦桩基高层建筑的最为典型的代表。

近 20 余年来高层建筑在我国各地迅速发展的事实有力地说明,我国工程技术人员成功地解决了广大地域内各种地质条件下高层建筑基础工程的设计与施工问题,积累了丰富的经验。无论是设计理论还是试验研究,都有长足的进步,取得了丰硕的成果。实践证明,我

国已具备了在各种复杂地质条件下建造高层建筑的设计与施工能力。近 20 年来在我国召开了多次有关高层建筑的国际会议。在全国性高层建筑学术会议上,基础工程总是讨论的重要议题之一,总有相当数量这方面的论文收入会议论文集。在有关土力学与基础工程的学术会议上,高层建筑基础工程的设计与施工问题也往往是人们最关注的热门话题,有关这方面的理论与试验观测的研究成果,以及新技术成果的报导从未间断过,显示出高层建筑基础工程是一个非常活跃的技术领域。这些经验与成果已陆续反映到《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89)、《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)和各地区的地基基础设计规范中,特别是还编制了指导高层建筑基础设计的专门规程—《高层建筑箱形基础设计与施工规程》(JGJ 6—80)和上海地区编制的《上海市软土地基上高层建筑箱形基础(天然地基)设计试行规定》(DBJ 08—1—81),表明我国在高层建筑基础的设计与施工方面已逐步形成整套的理论与经验,并在今后将继续不断地发展。

1.3 本学科(高层建筑基础设计)的基本内容与进展

本教材的内容与《土力学与地基基础》相衔接,主要阐述:

- 地基模型及其参数的确定;
- 高层建筑条形基础、筏形基础和箱形基础的计算分析与设计理论;
- 高层建筑桩基础的计算分析与设计理论;
- 高层建筑桩筏(箱)基础的计算分析与设计原则;
- 高层建筑基础抗震设计原理

1.3.1 高层建筑基础设计与地基-基础-上部结构相互作用

通过《土力学与地基基础》课程的学习,我们已经初步了解到地基-基础-上部结构相互作用的概念,即地基、基础和上部结构三者实际上是相互联系成静力平衡、变形连续协调、彼此不可分离的整体系统来承担荷载而发生变形的,在这个整体系统中每一部分的刚度均对自身及其他部分的工作性状产生影响,每一部分的工作性状都是自身及其他部分(三者)共同作用的结果。高层建筑基础工程也是如此,它在上部结构荷载作用及上部结构刚度和地基压缩性及均匀性等因素影响下的力学性状(例如它的变形挠曲特征、基底反力和截面内力分布等)都与地基、基础及上部结构的相对刚度特征有关。因此,高层建筑基础的分析与设计不能不研究这个整体系统的共同作用性状并进行计算分析。共同作用分析就是把上部结构、基础和地基看成是一个彼此协调工作的整体,在连接点和接触点上同时满足静力平衡和变形协调条件下求解整个系统的变形与内力。只有这样才能揭示它们在外荷作用下相互制约、彼此影响的内在联系,从而达到安全、经济、合理和先进的设计目的。但是整体共同作用分析是相当复杂的,这意味着不但要建立能正确反映结构刚度影响的分析理论与有效的计算方法,而且还要研究选用能合理反映土的变形特性的地基计算模型及其参数。而且整体共同作用分析是一个高维与无穷维的超静定问题,只有在计算机技术与数值分析方法的迅速发展以及土的应力-应变关系研究不断深入的当代,共同作用的分析研究才能得以开展并受到重视。

1.3.2 高层建筑基础分析与设计方法的发展过程

我国高层建筑基础的分析与设计大体上经历三个发展阶段:

(1) 基本不考虑共同作用的阶段

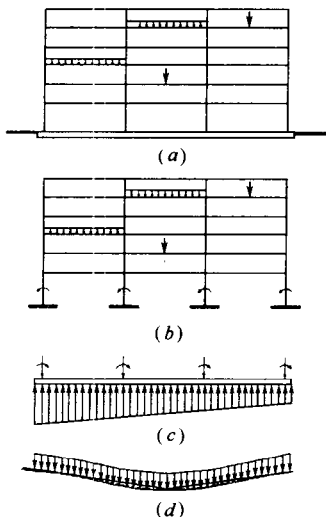


图 1-1 高层框架结构不考虑共同作用的分析方法示意图

(a) 高层框架结构系统简图; (b) 上部结构;
(c) 基础结构; (d) 地基计算

这一阶段主要是用结构力学的方法,将整个静力平衡体系分割成三个部分,各自独立求解。如图 1-1(a)所示高层框架结构为例,第一步沿框架柱脚切断,将上部结构视为柱底固定的独立结构,用结构力学方法求出外荷载作用下柱底反力和结构内力,如图 1-1(b)所示。第二步将求出的柱底固端力反向作用于基础梁,并假定梁底的地基反力为直线分布,仍按结构力学方法(例如,将上部结构视为绝对刚性时用倒梁法;将上部结构视为绝对柔性时用静力平衡法)求解基础梁的内力,如图 1-1(c)所示。第三步按总荷载求出基底平均反力 p ,按柔性荷载计算地基的变形,并将地基的平均沉降值近似地当作完全刚性的上部结构或基础的沉降,如图 1-1(d)所示。显然,这样解算的结果与实际工作状态是不相符的,它只满足了总荷载与总反力的静力平衡条件,而未能考虑上部结构与基础之间及基底与土介质之间的位移连续的条件,因而各支座反力的分配和地基反力的分布均与实际不符,从而导致结构基础的内力与变形均与实际发生偏

离。为了防止结构的损坏,设计中往往宁可采用保守的作法,从而造成很大的浪费。不过在以手算为主要计算手段的时期,采用这样简化的分析方法也是很自然的事。

(2) 仅考虑基础与地基共同作用的阶段

这一阶段先不考虑上部结构(仅在绝对柔性与绝对刚性之间作定性估计),将按上述第一步方法(图 1-1b)求出的柱底固端力作为作用于基础上的外荷载,在基础底面与地基土之间位移连续与协调的原则下,进行两者的共同作用分析。由此发展起来的是弹塑性地基上的梁和板的理论(参见第 3、4 章),后来又进一步发展到筏基的分析和箱形基础的计算理论。按照弹性地基上的梁、板、箱的理论来设计,故然是前进了一步,但完全忽略上部结构的刚度贡献,对具有非常大的刚度的高层建筑来说,尤其不合理,其结果必然夸大了基础的变形与内力,或者为减少基础的变形与内力完全不必要地去增加基础高度或底板厚度与配筋,造成浪费。

随着高层建筑的发展,基础形式也变得更加复杂多样;桩基础与各种基础形式联合,构成了桩-梁、桩-筏和桩-箱等复杂的基础新式,而且往往桩的长度大,数量多。因此,即使没有考虑上部结构参与共同工作,分析工作已相当冗繁,手算只能作粗略的估计,精确计算只有计算机才能胜任。

(3) 开始全面考虑上部结构与基础和地基共同作用的阶段

这一阶段从 20 世纪 80 年代开始,伴随着结构分析的有限元法(特别是子结构分析技术)的进展和计算手段的极大改善,是在力求从理论上回答工程实践中提出的各种问题的艰

苦努力过程中逐步发展起来的。其主要特点是统一考虑上部结构、基础和地基三者的共同作用,以离散形式的特征函数——地基刚度矩阵 $[K_s]$ 表征地基土支承体系的刚度贡献(见第2章);运用空间子结构方法,将上部结构的刚度与荷载逐层向下凝聚到基础子结构的上部边界,形成全部上部结构的等效边界刚度矩阵 $[K_B]$ 和等效边界荷载向量 $\{S_B\}$ 。将它们叠加到基础子结构(刚度矩阵 $[K]$)上去,并根据基础与地基接触点静力 $\{Q\}$ 平衡和位移 $\{U\}$ 协调条件,就可得到考虑三者共同作用的基本方程,并可反映相邻建筑的影响(引起的附加沉降 $\{W\}$):

$$[K + K_B + K_s]\{U\} = \{Q\} + \{S_B\} + [K_s]\{W\} \quad (1-1)$$

求解该方程后得到基础子结构的节点位移 $\{U\}$,再从下向上逐层进行子结构回代,即可得到上部结构各节点的位移,从而进一步给出所需节点处的内力。

除采用子结构法以外,对上部结构的刚度贡献先后作过许多简化考虑,提出不少简单可行的分析途径,例如等效刚度法(有效工作刚度法)、弹性杆法、加权残数法等等。应用上部结构、基础与地基共同作用的理论进行高层建筑的基础设计,才能比较真实地反映其实际工作状态,也可能才是使设计最为经济合理的。

目前对于文克尔地基、线弹性地基(包括层状地基、有限压缩层地基等)上采用筏基、箱形基础的框架结构、剪力墙结构等多种结构形式的高层建筑与基础和地基的共同作用分析已经实现,非线性地基模型条件下的共同作用分析已取得重要进展;桩筏(箱)基-桩群-地基共同作用的非线性分析取得有意义的结果,包括对水平荷载的考虑。当桩基按弹性分析时,就高层建筑上部结构与桩筏(箱)基础的共同作用问题已开展系统的研究工作,并结合实测资料分析,得到一些有指导意义的结果。总之,在高层建筑日益发展的推动下,高层建筑基础工程的设计方法和施工技术正进入一个完善和提高的过程。

1.3.3 高层建筑基础设计中应用共同作用理论的意义

利用共同作用理论可根本上提高和改善高层建筑基础设计的水平与质量,取得比以往设计更大的经济效益。具体说来,有如下几个方面:

(1) 有效地利用上部结构的刚度,使基础的结构尺寸减小到最小程度。例如,把上部结构与基础作为一个整体来考虑,箱形基础高度可大为减小;当上部结构为剪力墙体系时,有可能将箱基改为筏基。应注意的是,上部结构的刚度是随着施工的进程逐步形成的,因此在利用上部结构刚度改善基础工作条件时,应模拟施工过程进行共同作用分析,以免造成基础结构的损坏。

(2) 对建筑层数悬殊、结构形式各异的主楼与裙房,可分别采用不同形式的基础,经慎重而仔细的共同作用分析比较,可使主、裙房的基础与上部结构全都连接成整体,实现建筑功能上的要求。

(3) 运用共同作用的理论合理地设计地基(包括地基处理)与基础,以变形控制设计,达到减少基础内力与沉降、降低基础造价的目的。例如在一定的地质条件下,考虑桩间土的承载作用,得以加大桩距、减少桩数,合理布桩、减少基础差异沉降及内力,从而在整体上降低基础工程的造价。

图1-2给出了法兰克福展览会大楼基础结构剖面简图和桩位图。该大楼为筒中筒结构,共56层,高达256m。建筑物总重1880MN,水浮力180MN,有效总荷载 $Q = 1700\text{MN}$ 。

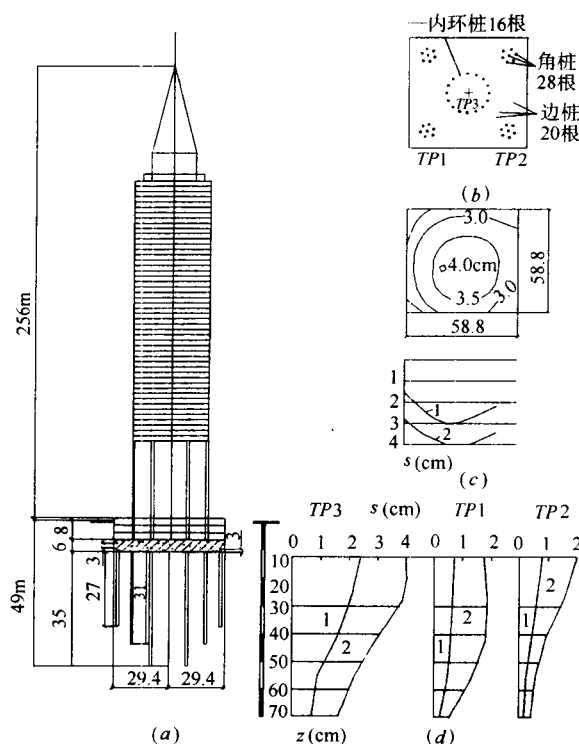


图 1-2 法兰克福展览会大楼基础结构与沉降实测结果

(a)剖面图;(b)布桩图;

(c)底板沉降等值线与剖面;(d)沉降沿深度分布

1—荷载达总荷载 30%时结果; 2—荷载达总荷载 50%时结果

大楼采用桩筏基础,桩基支承于第三纪粘土上,属摩擦桩。为减少沉降,运用了补偿原理,厚筏(中部 6m,周边 3m)埋深达 14m,三层地下室。设计中由于考虑桩土共同分担荷载,大胆地按筏底地基土承担 67%荷载考虑,余下 33%的荷载由桩基承担。64 根直径 $\phi 1300\text{mm}$ 的钻孔桩长度不等,大体按环形布置(图 1-2b)。四角设 28 根较短的桩,长 26.9m;边桩 20 根较长,长 30.9m;内环设 16 根桩最长,长 34.9m。其意图是加大内环桩的支承反力,减少边、角桩的支承反力,从而减少筏底板的弯矩。施加荷载 Q_t 为 $0.3Q$ 和 $0.5Q$ 时的实测值为曲线 1 和 2。实测筏底板呈盆形沉降,(图 1-2c)。沉降沿深度的分布见图 1-2(d)。大楼施工到一半高度时,中心沉降 4.0cm,差异沉降 1.5cm,挠曲率 2.55×10^{-4} ,与基础竣工时相同。基础倾斜约为 1.53×10^{-5} ,也非常小。实测结果列于表 1-1,表明筏底土分担比例比预计结果要小,只有 25%,而桩基承担 75%。按原设计,由桩基承担 33% Q ,单桩平均承载力 $\bar{p}_0 = 8.84\text{MN} = p_u/2.5$;按实测结果推算,当 $Q_t = Q$ 时, $\bar{p} = 19.95\text{MN} = 2.25\bar{p}_0$,即是说,单桩平均荷载已接近其极限荷载。因此,该工程的基础设计上是非常先进的,值得借鉴。

展览会大楼基础桩土荷载分担比例和沉降实测统计

表 1-1

		原 设 计	实 测 结 果		
施加荷载	$Q_t(\text{MN})$	1700	510	850	1105
	$Q_t/Q(\%)$	100	30	50	65
桩 基	$Q_p(\text{MN})$	576	310	600	830
	$p(\text{MN})$	8.84	4.84	9.38	12.97
	$Q_p/Q(\%)$	33	61	71	75
筏 底 土	$Q_s(\text{MN})$	1133	约 200	约 250	约 275
	$p(\text{kPa})$	327.7	59.3	74.1	81.5
	$Q_s/Q(\%)$	67	39	29	25
沉 降 值	$s_t(\text{cm})$	15	3	4	—
	$s_t/s_0(\%)$	100	20	27	—

第2章 地基的计算模型

2.1 地基柔度矩阵和刚度矩阵的概念

为后面叙述方便起见,首先引入地基的柔度矩阵和地基刚度矩阵的概念。把整个地基上荷载面积划分成 m 个矩形网格,任一网格 j 的面积为 F_j ,划分时注意使网格面积 F_j 不要相差太大,如图 2-1。在任意网格 j 的中点作用着集中荷载 R_j ,整个面积反力向量为 $\{R\}$:

$$\{R\} = \{R_1 R_2 \cdots R_i \cdots R_j \cdots R_m\}^T$$

网格 j 中点的竖向位移 W_j ,竖向位移向量为 $\{W\}$:

$$\{W\} = \{W_1 W_2 \cdots W_i \cdots W_j \cdots W_m\}^T$$

$\{W\}$ 与 $\{R\}$ 的关系为:

$$\{W\} = [f] \{R\} \quad (2-1)$$

$$\text{或} \quad [K] \{W\} = \{R\} \quad (2-2)$$

式中 $[f]$ ——地基柔度矩阵;

$[K] = [f]^{-1}$ ——地基刚度矩阵,是地基柔度矩阵的逆阵。式(2-1)可具体写为:

$$\begin{Bmatrix} W_1 \\ W_2 \\ \vdots \\ W_i \\ \vdots \\ W_j \\ \vdots \\ W_m \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & \cdots & f_{1i} & \cdots & f_{1j} & \cdots & f_{1m} \\ f_{21} & f_{22} & \cdots & f_{2i} & \cdots & f_{2j} & \cdots & f_{2m} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ f_{i1} & f_{i2} & \cdots & f_{ii} & \cdots & f_{ij} & \cdots & f_{im} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ f_{j1} & f_{j2} & \cdots & f_{ji} & \cdots & f_{jj} & \cdots & f_{jm} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ f_{m1} & f_{m2} & \cdots & f_{mi} & \cdots & f_{mj} & \cdots & f_{mm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ \vdots \\ R_i \\ \vdots \\ R_j \\ \vdots \\ R_m \end{Bmatrix}$$

式中 柔度矩阵的柔度系数 f_{ij} ——在网格 j 处作用单位竖向集中力,而在网格 i 处中点引起的竖向位移;

柔度系数 f_{ii} ——在网格 i 处作用单位竖向集中力,而在本网格 i 中点引起的竖向位移;式(2-2)可具体写为:

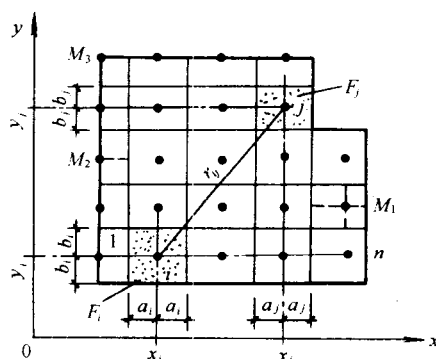


图 2-1 基底分割

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \cdots k_{1i} \cdots k_{1j} \cdots k_{1m} \\ k_{21} & k_{22} \cdots k_{2i} \cdots k_{2j} \cdots k_{2m} \\ \cdots & \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \\ k_{i1} & k_{i2} \cdots k_{ii} \cdots k_{ij} \cdots k_{im} \\ \cdots & \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \\ k_{j1} & k_{j2} \cdots k_{ji} \cdots k_{jj} \cdots k_{jm} \\ \cdots & \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \\ k_{m1} & k_{m2} \cdots k_{mi} \cdots k_{mj} \cdots k_{mm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} W_1 \\ W_2 \\ \vdots \\ W_i \\ \vdots \\ W_j \\ \vdots \\ W_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ \vdots \\ R_i \\ \vdots \\ R_j \\ \vdots \\ R_m \end{Bmatrix}$$

地基模型和节点分布位置不同,则计算方法和结果不同,因此 $[f]$ 和 $[K]$ 反映了不同的地基土模型在外力作用下界面的位移特征。

2.2 线弹性地基模型

2.2.1 文克尔地基模型

假定地基土界面上任一点的沉降 $W(x, y)$ 与该点所承受压力强度 $p(x, y)$ 成正比,而与其它点上的压力无关,即

$$p(x, y) = k \cdot W(x, y) \quad (2-3)$$

式中 比例常数 k ——基床反力系数(简称为基床系数),其单位为 MN/m^3 。

文克尔地基模型是把土体视为一系列侧面无摩擦的土柱或彼此独立的竖向弹簧,在荷载作用区域产生与压力成正比的沉降,而在此区域以外位移为零,基底反力分布图与位移图相似,如图 2-2 所示。因此文克尔地基模型适合于力学性质与水相近的地基,例如抗剪强度很低的半液态(如淤泥、软粘土等)地基或基底下塑性区相对较大的地基。

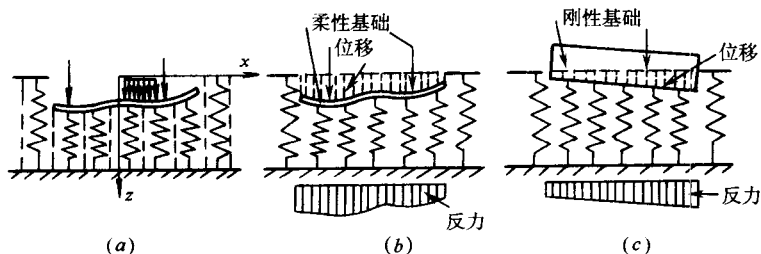


图 2-2 文克尔地基模型示意图

(a)文克尔地基上的梁;(b)柔性基础;(c)刚性基础

对于文克尔地基模型,地基柔度矩阵 $[f]$ 和刚度矩阵 $[K]$ 为对角阵,仅主对角线上有非零元素:

$$f_{ii} = \frac{1}{kF_i}, k_{ii} = kF_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (2-4)$$

式中 k ——基床系数;

F_i ——与 i 节点相对应的小矩形面积。

文克尔地基模型简单,参数少,故至今仍得到比较广泛的应用。

2.2.2 文克尔地基模型的改进(利夫金模型)

为弥补文克尔地基模型不能扩散应力和变形的缺陷,人们在文克尔模型的基础上作些改进。利夫金分析了各种地基模型下矩形基础反力分布的性质,对文克尔模型的特征函数作出了如下改进:

$$p(x, y) = k[1 + \beta e^{-\alpha(m-\xi)(1-\eta)}]W(x, y) \quad (2-5)$$

式中 k ——基床系数;

α, β ——与地基土性质有关的无量纲参数;

ξ, η ——界面上所考虑点的相对坐标: $\xi = \frac{x}{l}, \eta = \frac{y}{l}$;

b, l ——矩形基础的半宽与半长;

m ——矩形基础的长宽比: $m = \frac{l}{b}$ 。

式(2-5)表征的地基模型需用三个参数 k, α 和 β , 故利夫金模型又称为三参数模型。参数 k 表征了地基土的基本刚度。无量纲参数 α 和 β 则用来描述基础范围以外的土体对地基刚度和接触压力分布形式的影响。研究表明, α 和 β 取不同的数值可描述土与结构共同作用的主要特征。

考虑基础板中的应力随地基刚度减小而增加, 因此有必要控制参数 k 的最小取值, 一般可由建筑物的最大沉降值, 按文克尔模型反算出 k 值。建议在所有情况下取 $\alpha = 10$, 再按表 2-1 推荐的范围选择 β 值。

参数 β 的推荐值(上限/下限)

表 2-1

砂 土		粘 土	
密 实	1.0/0	坚 硬	1.5/0.5
中 密	0.5/-0.25	半 坚 硬	1.0/0
松 散	0/-0.5	可 塑	0.5/-0.5

利夫金模型也称为广义文克尔地基模型, 它保留了文克尔模型数学形式最简单的优点, 因而便于应用。在采用数值分析时, 凡是用于文克尔地基者, 都可用利夫金模型, 只需把基床系数视为可随几何位置变化而变化。

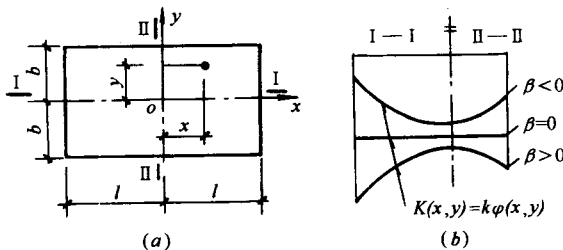


图 2-3 利夫金模型

(a) 基底平面尺寸; (b) 基床系数在平面上的变化形式

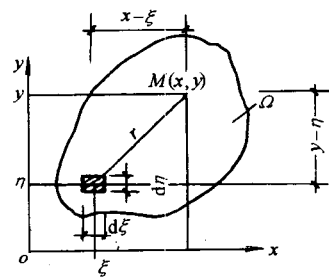


图 2-4 局部荷载下的表面位移

2.2.3 弹性半无限地基模型(均匀各向同性地基模型)

弹性半无限地基模型把地基假定为均匀的、各向同性的、弹性的半无限体。当竖向集中力 P 作用在弹性半无限表面上时,根据布辛奈斯克(Boussinesq)公式,可得到地表面与荷载作用点距离为 r 的点 i 的竖向位移

$$W(x, y) = \frac{P(1 - \mu^2)}{\pi E r} \quad (2-6)$$

式中 E ——地基土的弹性模量;

μ ——地基土的泊松比。

当竖向分布荷载 $p(x, y)$ 作用于表面某区域 Ω 时(图 2-4),任意点处表面沉降可沿 Ω 积分为:

$$W(x, y) = \frac{(1 - \mu^2)}{\pi E_0} \iint_{\Omega} \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} \quad (2-7)$$

弹性半无限地基模型考虑应力扩散作用,比文克尔地基模型合理一些,但该模型的应力扩散往往超过了地基的实际情况,所以计算得到的变形和沉降往往较实测结果为大。另外,它没有能考虑到地基的分层特性、非均质性以及土体应力应变关系的非线性等重要因素。

2.2.4 有限压缩层地基模型(分层地基模型)

地基土通常是层状的,当地基土分布比较复杂,上述弹性半无限均质地基模型有时难以反映实际情况,为此提出分层地基模型。分层地基模型就是我国地基规范中用以计算地基沉降的分层总和法,地基沉降等于压缩层范围内各计算分层在完全侧限条件下的压缩量之和。

有限压缩层深度 H 由分层总和法的有关规定确定,如图 2-5 所示。由于土质分布不均,对不同的节点,其下压缩层的深度可能不同。地基柔度矩阵 $[f]$ 的各元素计算公式为:

$$f_{ij} = \sum_{k=1}^{N_i} \frac{\sigma_{zij} H_{ik}}{E_{sik}} \quad (2-8)$$

式中 N_i ——按分层总和法分层厚度要求,在 i 节点下划分的土层数;

σ_{zij} —— j 节点处小矩形面积 F_j 上作用竖向均布荷载 $p_j = 1/F_j$ 时,按弹性理论解,在 i 节点下第 k 层中点处产生的竖向应力,可用角点法或近似积分法计算;

H_{ik} —— i 节点下第 k 层土层的厚度;

E_{sik} —— i 节点下第 k 层土层的压缩模量。

这一模型能较好地反映了地基土扩散应力和变形能力,能较易于考虑土层沿水平与深度变化的非均质性和土层分层,而且,该模型的计算参数 E_{sik} 可经常规压缩试验直接得到。

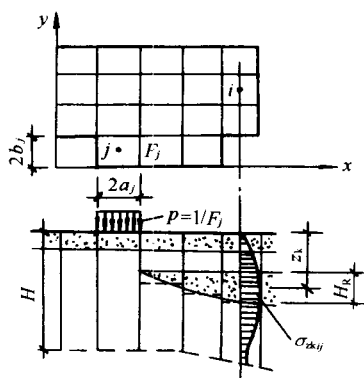


图 2-5 有限压缩层地基模型

按分层总和法进行沉降计算已积累了比较丰富的经验。通过计算表明,这一模型的计算结果比较符合实际情况。

2.3 非线性地基模型和弹塑性模型的简介

2.3.1 邓肯-张模型

土的变形具有明显的非线性特征,邓肯和张(Duncan and Chang)认为在常规三轴试验条件下土的加载和卸载应力-应变关系均为双曲线,如图 2-6 所示,可用下式表达:

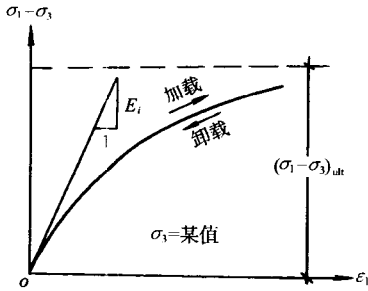


图 2-6 土的应力应变关系

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_1}{a + b\epsilon_1} \quad (2-9)$$

式中 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ——偏应力(σ_1 和 σ_3 分别为大、小主应力);

ϵ_1 ——常规三轴试验中的轴向主应变;

σ_3 ——周围应力,常规三轴试验中通常在土样三个方向上施加的压力称为 σ_3 ;

a 和 b ——试验参数。

从图 2-6 得出 a 是初始切线模量 E_i 的倒数, b 是在无穷大应变时应力差渐近值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 的倒数,即对于确定的周围应力 σ_3 ,其值为常数,即:

$$a = \frac{1}{E_i}; b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

式中 E_i ——初始切线模量。

地基中任一点的切线模量 E_t 为:

$$\begin{aligned} E_t &= \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \epsilon_1} = E_i [1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)]^2 \\ &= E_i \left[1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \right]^2 \end{aligned} \quad (2-10)$$

定义破坏比:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} = b(\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

式中 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ ——破坏时的偏应力;

砂性土—— $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_1$ 曲线的峰值,粘性土取 $\epsilon_1 = 15\% \sim 20\%$ 对应的 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 值,如图 2-7 所示。

破坏时的偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$,根据莫尔-库仑破坏准则,可表示为内摩擦角 φ 和内聚力 c 的函数,即:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

同时根据不同的周围应力 σ_3 ,可以得到一系列的 a 和 b

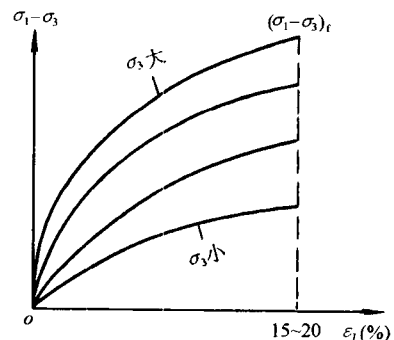


图 2-7 不同 σ_3 下土的应力应变关系

值,如图 2-7 所示。 R_f 通常在 0.75 到 1.00 之间,并且假定与侧压力无关。

试验资料表明:侧限压力 σ_3 对初始切线模量 E_i 的影响,可采用 Janbu 的经验关系表示:

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2-11)$$

式中 p_a ——单位与 σ_3 相同的大气压力。

因此:

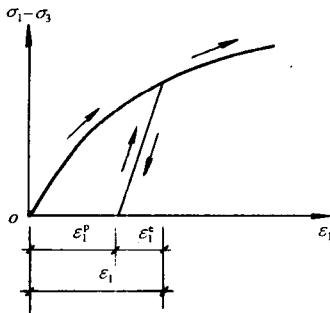
$$E_t = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 \quad (2-12)$$

式中 K, n, c, φ, R_f ——确定切线模量 E_t 的试验常数。

由于本模型是非线性地基模型,所以在计算中采用增量法,根据一些计算结果表明,它还能近似地反映工程的实际情况,即所预计的沉降值接近观测值,误差在 30% 左右,但水平位移预计值与观测值之间就没有这样好的一致性。同时,这个模型还不能考虑中主应力 σ_2 的影响、应力路径及剪胀性。但这个模型可以改造成弹塑性模型,就可以克服上述缺点。

2.3.2 弹塑性模型简介

1. 塑性增量理论



土的弹塑性模型建立在增量塑性理论基础上。塑性增量理论假定土的应变分成可恢复的弹性应变 $\{\epsilon^e\}$ 和不可恢复的塑性应变 $\{\epsilon^p\}$ 两部分(见图 2-8)。土体的总应变表示为:

$$\{\epsilon\} = \{\epsilon^e\} + \{\epsilon^p\}$$

式中 $\{\epsilon\}$ ——总应变向量;
 $\{\epsilon^e\}$ ——弹性应变向量;
 $\{\epsilon^p\}$ ——塑性应变向量。

图 2-8 土的弹塑性应力应变关系 若以增量形式表示,则有:

$$\{\delta\epsilon\} = \{\delta\epsilon^e\} + \{\delta\epsilon^p\} \quad (2-13)$$

弹性应变增量可用广义虎克定律求得,即:

$$\begin{Bmatrix} \delta\epsilon_{xx}^e \\ \delta\epsilon_{yy}^e \\ \delta\epsilon_{zz}^e \\ \delta\epsilon_{yz}^e \\ \delta\epsilon_{zx}^e \\ \delta\epsilon_{xy}^e \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\mu & -\mu & 0 & 0 & 0 \\ -\mu & 1 & -\mu & 0 & 0 & 0 \\ -\mu & -\mu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\mu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\mu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\mu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta\sigma_{xx} \\ \delta\sigma_{yy} \\ \delta\sigma_{zz} \\ \delta\sigma_{yz} \\ \delta\sigma_{zx} \\ \delta\sigma_{xy} \end{Bmatrix}$$

式中 E, μ ——卸荷再加荷的模量和泊松比。

上述方程简写为:

$$\{\delta\epsilon^e\} = [D_e]^{-1} \{\delta\sigma\} \quad (2-14)$$

塑性应变增量 $\{\delta\epsilon^p\}$ 可以用塑性应变增量理论计算。这个理论包括三个部分:①屈服条

件或屈服面理论,用以判断在一个荷载增量作用下加载、卸载和中性加载,以便确定是否产生塑性应变增量;②流动规则理论,是确定塑性应变增量方向的规定;③加工硬化(或软化)定律理论,是决定一个已给定的应力增量引起塑性应变增量大小的准则。进而得到一个可用于弹塑性应力-应变分析的弹塑性模量矩阵 $[D]_{ep}$ 。

(1) 屈服条件与破坏条件

通过不同应力组合的材料强度试验,可求得材料的屈服条件,对于各向同性材料这种屈服条件,可写成三个应力不变量 I_1, I_2, I_3 的函数,称为屈服函数,一般为:

$$f(I_1, I_2, I_3) = k_f \quad (2-15)$$

式中 k_f ——经验常数;

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3;$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1;$$

$$I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3。$$

如把这个条件画在主应力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ 为三个坐标轴的主应力空间上,就可以得到一个面,这个面称为屈服面。弹性状态下出现的屈服面称为初始屈服面;屈服面沿加工硬化(或软化)定律变化发展成后继屈服面。屈服面发展到无限塑性变形状态时称作破坏,这一最终的后继屈服面即是破坏面。

(2) 流动规则

流动规则是确定塑性应变增量方向的一条规定。可以认为任何加工硬化(或软化)材料在不同应力状态含有不同的塑性能 W_p ,把主应力空间含有同量塑性能的点连起来,就会形成一个面,称为塑性势面,可用函数 $g(W_p)$ 表示,即:

$$g = g(I_1, I_2, I_3)$$

流动规则规定塑性应变增量 $\delta\epsilon_{ij}^p$ 与应力 σ_{ij} 存在如下的关系,即:

$$\delta\epsilon_{ij}^p = (d\lambda) \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2-16)$$

式中 $d\lambda$ ——确定塑性应变增量变大小的试验参数。

写成矩阵形式为:

$$\{\delta\epsilon^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (2-17)$$

当 $g = f$ 时,屈服面与塑性应变增量正交,则称为正交流动法则。

(3) 加工硬化规律

加工硬化规律认为材料的应力状态正处在某一个屈服面上。这个屈服面表示如下:

$$f(I_1, I_2, I_3) = k \quad (2-18)$$

式中 k 称为硬化参数,可当作塑性能 W_p 的函数:

$$k = F(W_p) = F\left(\int \sigma_{ij} \delta\epsilon_{ij}^p\right)$$

$d\lambda$ 也是 W_p 的函数,注意到:

$$f = k = F(W_p)$$

令:

$$d\lambda = h \cdot df = h \cdot F' \cdot dW_p \quad (2-19)$$

式中 h 假定是应力的函数,通过推导可知:

$$h = \frac{1}{\sigma_{ij} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \cdot F'} \quad (2-20)$$

写成矩阵形式:

$$h = \frac{1}{\{\sigma\}^T \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \cdot F'} = \frac{1}{A} \quad (2-21)$$

根据 Euler 齐次函数定理, 当 g 为 n 阶齐次方程时, 有:

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} = ng$$

则式(2-21)可写成:

$$h = \frac{1}{ngF'}$$

代入式(2-19)得:

$$d\lambda = \frac{dW_p}{ng} = \frac{df}{ngF'} \quad (2-22)$$

代入塑性应变增量公式(2-16)就得:

$$\delta \epsilon_{ij}^p = \frac{df}{ngF'} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2-23)$$

上式就是塑性增量应变-应力关系式。

(4) 弹塑性应力应变的普遍关系

把式(2-14)和(2-17)代入式(2-13), 可得出弹塑性应力应变的普遍关系如下:

$$\{\delta \epsilon\} = [D_e]^{-1} \{\delta \sigma\} + d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (2-24)$$

则:

$$[D_e] \{\delta \epsilon\} = \{\delta \sigma\} + d\lambda [D_e] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (2-25)$$

从式(2-22)得:

$$df = d\lambda (ngF')$$

写成矩阵形式为:

$$\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \{\delta \sigma\} - ngF' (d\lambda) = 0 \quad (2-26)$$

解上述(2-25)和(2-26)两式得:

$$\begin{aligned} d\lambda &= \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \{\delta \epsilon\} \left[ngF' + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \right]^{-1} \\ \{\delta \sigma\} &= [D_e] \{\delta \epsilon\} - \frac{[D_e] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \{\delta \epsilon\}}{ngF' + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \end{aligned} \quad (2-27)$$

简写成:

$$\{\delta \sigma\} = [D]_{ep} \{\delta \epsilon\} \quad (2-28)$$