编 者 的 话

1998 年 3 月 1 日开始施行的《中华人民共和国防震减灾法》明确指出："重大建设工程和可能发生严重次生灾害的建设工程，必须进行地震安全性评价；并根据地震安全性评价的结果，确定抗震设防要求，进行抗震设防。"还规定，由国务院地震行政主管部门负责对地震性安全评价结果的审定工作。为了更好地担负起法律赋予中国地震局的职责，严肃认真地做好地震安全性评价工作，为建设工程场地提供科学、准确、可靠、合理的抗震设防要求，在中国地震局预测预防司的直接领导下，由《地震安全性评价工作规范培训教材》（初稿）的编写组人员对原教材进行了认真仔细的审定和修改，并重新定名为《地震安全性评价技术教程》正式出版。希望本教程在对从事地震安全性评价人员的培训中更好地发挥作用，对提高地震安全性评价工作水平有所帮助。

《地震安全性评价技术教程》与原教材相比，除了对表述不够准确贴切的内容进行修改补充外，基本维持原貌。对原教材中出现的文字、图表方面的错误进行了一一改正。相信具有一定地震学、地震地质学和地震工程学基础理论的相关行业人员，通过学习本教程，能基本掌握地震安全性评价工作的全过程。

本书由胡聿贤任主编，参加编写的人员有：胡聿贤（第一、二、十八、十九章），张裕明（第四至十章），时振梁（第十三至十七章），朱海之、袁晓铭（第十一、十二章），冯启民（第三、二十一章），赵凤新（第二十章），李小军（第二十二章），陈汉尧（第二十三章）。

目　录

第一篇　总　则

第一章　工程地震与地震安全性评价 …… (1)
1.1　工程地震与地震安全性评价在地震工程中的作用 …… (1)
1.2　抗震设计与抗震设防标准 …… (3)
1.3　抗震设计与设计地震动 …… (6)
1.4　一般工程与特殊重大工程的设计地震动参数 …… (6)
1.5　地震区划与设计地震动参数 …… (10)
1.6　地震安全性评价工作的内容 …… (10)
第二章　现行抗震设计规范有关工程地震的规定 …… (12)
2.1　《建筑抗震设计规范（GBJ 11-89）》 …… (12)
2.2　《构筑物抗震设计规范（GB 50191-93）》 …… (21)
2.3　《水工建筑物抗震设计规范（SDJ 10-78）》 …… (23)
2.4　《公路工程抗震设计规范（JTJ 004-89）》 …… (24)
2.5　《铁路工程抗震设计规范（GDJ 111-87）》 …… (27)
2.6　核电厂抗震设计规范 …… (27)
2.7　地下直埋管道 …… (31)
第三章　工程场地地震安全性评价分级 …… (33)
3.1　工程抗震的设防标准 …… (33)
3.2　地震安全性评价工作和工程抗震设防标准的关系 …… (36)
3.3　各级工程场地地震安全性评价工作的要求 …… (41)

第二篇　地震安全性评价中的地震地质问题

第四章　地震地质概述 …… (43)
4.1　研究对象 …… (43)
4.2　研究方法 …… (43)
4.3　地位和作用 …… (44)
第五章　区域地震构造 …… (49)
5.1　研究内容 …… (49)
5.2　区域地震构造图的编制 …… (49)
5.3　区域大地构造单元划分图和新构造图的编制 …… (51)
5.4　地球物理场和地壳结构图的编制 …… (57)
5.5　地震构造条件的综合分析 …… (57)
第六章　地震区、带划分 …… (65)
6.1　地震区、带划分的含义和作用 …… (65)
6.2　划分地震区、带的基础和依据 …… (68)

6.3 地震区、带划分实例——华北地震区的划分 …… (69)
第七章 近场活动构造调查 …… (74)
7.1 主要断层的活动性鉴定 …… (74)
7.2 第四纪地质和地貌调查 …… (92)
7.3 近场地震构造图的编制 …… (93)
第八章 场区能动断层鉴定 …… (95)
8.1 能动断层的定义和规定 …… (95)
8.2 能动断层与活动断层的区别 …… (96)
8.3 鉴定内容和方法 …… (98)
8.4 能动断层鉴定实例 …… (99)
第九章 地震构造区（弥散地震区）划分 …… (109)
9.1 地震构造区含义和划分依据 …… (109)
9.2 地震构造区划分实例 …… (112)
9.3 地震构造区内最大潜在地震的评价 …… (113)
9.4 地震活动断层分段 …… (120)
第十章 潜在震源区划分 …… (130)
10.1 研究简史 …… (130)
10.2 潜在震源区的定义 …… (131)
10.3 划分潜在震源区的原则和步骤 …… (132)
10.4 潜在震源区的方向和范围 …… (132)
10.5 潜在震源区的震级上限 …… (147)
10.6 潜在震源区分档及其划分依据 …… (149)
10.7 潜在震源区的分等 …… (149)
10.8 几个术语的含义及其相互关系 …… (152)
第十一章 地震地质灾害的评价 …… (154)
11.1 研究地震地质灾害的意义 …… (154)
11.2 大震地质灾害实例分析 …… (155)
11.3 地震作用下的地质灾害类型 …… (160)
第十二章 地震地质灾害小区划 …… (167)
12.1 地震地质灾害小区划国内外研究情况 …… (167)
12.2 地震地质灾害区划中资料的收集 …… (169)
12.3 地震地质灾害区划图的编制原则与方法 …… (170)

第三篇 地震安全性评价中的地震问题

第十三章 区域地震活动性 …… (174)
13.1 概述 …… (174)
13.2 地震资料的整理和分析 …… (175)
13.3 地震活动时空特征分析 …… (179)
第十四章 近场地震活动性 …… (194)

14.1 概述……(194)
14.2 近场地震活动性分析……(195)
14.3 近场地震精确定位……(198)
14.4 近场地震震源机制……(201)
第十五章 最大历史地震法与地震危险性评定的确定性法……(205)
15.1 概述……(205)
15.2 最大历史地震法……(205)
15.3 地震危险性评定确定性法的地震动参数的综合评定……(211)
第十六章 地震危险性评定的概率方法……(215)
16.1 概述……(215)
16.2 基本烈度和地震危险性评定……(215)
16.3 地震危险性评定方法……(217)
16.4 地震危险性评定概率方法……(219)
16.5 我国地震危险性评定原则和技术途径……(222)
16.6 基础资料收集、整理和分析……(224)
16.7 地震带划分及其地震活动性参数评定……(225)
16.8 潜在震源区划分及其地震活动性参数评定……(234)
16.9 地震危险性分析计算……(238)
16.10 不确定性校正……(239)
16.11 地震危险性分析结果的表述……(241)
第十七章 区域性地震区划……(244)
17.1 概论……(244)
17.2 区划编图原则和方法……(245)
17.3 技术要点……(248)
17.4 结果的不确定性分析和结果的表述……(253)

第四篇 地震安全性评价中的工程地震问题

第十八章 地震动的工程特性……(257)
18.1 前言……(257)
18.2 震害经验与强震观测结果……(257)
18.3 地震烈度……(260)
18.4 地震动的工程特性……(263)
18.5 地震烈度与地震动的关系……(274)
18.6 小结……(281)
第十九章 衰减关系……(282)
19.1 地震波的产生和衰减……(282)
19.2 衰减关系的理论模型和理论方法……(283)
19.3 基础资料……(288)
19.4 地震烈度的衰减关系……(289)

19.5 地震动峰值的衰减…… (293)
19.6 地震动反应谱的估计…… (302)
19.7 地震动过程 $a(t)$强度包络函数 $f(t)$与持时 T_d …… (308)
19.8 缺乏强震观测记录地区的地震动衰减关系…… (313)
19.9 非基岩场地的地震动衰减关系…… (318)
19.10 几个重要问题 …… (319)
第二十章 人造地震动…… (321)
20.1 用途…… (321)
20.2 几种地震动合成方法…… (321)
20.3 人造地震动要求满足的条件…… (322)
20.4 常用方法的步骤…… (324)
20.5 强度包线与相位…… (327)
20.6 改进的幅值谱调整法…… (330)
20.7 考虑相位的调整法…… (335)
20.8 多阻尼反应谱的拟合…… (339)
20.9 数据的匹配…… (341)
第二十一章 场地工程地震的地质条件…… (343)
21.1 场地勘察的基本要求…… (343)
21.2 场地波速及其测量…… (343)
21.3 场地土动力性能及其测定…… (349)
第二十二章 场地地震动参数的确定…… (355)
22.1 场地地震动参数确定方法的基本思路…… (355)
22.2 场地重要影响的震害经验…… (356)
22.3 抗震规范中考虑场地影响的方式…… (356)
22.4 场地地震反应的一维分析及计算程序框图…… (358)
22.5 场地反应二维分析及计算程序框图…… (368)
22.6 场地地震反应分析相关的问题…… (374)
22.7 几个问题的说明…… (377)
第二十三章 地震动小区划…… (380)
23.1 前言…… (380)
23.2 地震动小区划的进展…… (380)
23.3 地震动小区划的步骤…… (385)
23.4 地震动小区划与抗震规范的关系…… (387)

第一篇 总 则

第一章 工程地震与地震安全性评价[①]

1.1 工程地震与地震安全性评价在地震工程中的作用

地震学研究与地震有关的科学问题，包括：地震成因、震源力学、地震波及其在地球介质中的传播、地震发生的规律、地震预报、地震灾害与对策和工程地震等。仅就直接为社会减灾服务而言，它至少有三方面的内容，即：地震预报、地震工程和地震社会学。短临地震预报的主要目的在于减少人身伤亡和启动应急救灾对策；中长期地震预报的目的则在于为地震工程和社会减灾提供设防标准。

顾名思义，地震工程考虑地震危害性的工程问题，它可以分为工程地震和工程抗震两个方面。

工程地震以中长期地震预报结果为依据，提供一个工程或地区在其设计寿命中可能遭遇的地震危险，作为工程抗震的设防标准或依据，以保证工程的安全性。对于一般工程，这一结果以全国或大区的地震区划图的形式给出；对于单项重大工程，需要以具体工程场地的地震安全性或危险性的形式给出；对于面积较大的大中城市、经济开发区、或铺设线长或占地面广的生命线工程，则应以地震小区划的形式给出。抗震设防标准由法规性的文件加以规定，如全国地震烈度区划图和经过审查批准的专项文件，以及有关工作规范或规定。

工程抗震设计，则应用结构地震反应分析估计工程的抗震能力，再按照给定的抗震设防标准进行工程抗震设计。工程抗震设计规范是工程抗震设计的法规性规定。

地震社会学研究的是地震引起的社会问题，本应是与地震工程学并列的一个学科分支，但由于其发展晚于地震工程学半个世纪，又由于重要的地震社会问题多由工程震害所引起，故地震工程学与地震社会学两者的科学技术活动常合并进行，甚至有不少人认为地震工程学也包括地震社会学与社会地震学。社会地震学研究的是与社会有关的地震学，它包括地震预报与工程地震学；而地震社会学则包括震害预测与抗震减灾，其中震害既包括经济损失，又包括人身伤亡，还可以包括社会地震学。上述关系可以简略地用图 1.1.1 表示。

地震工程学与地震社会学密不可分的原因还有两个，第一，广义而言，工程问题也是社会问题，社会损失主要由工程震害所引起；第二，这两个问题都可以用下述公式表示其主要内容：

$$\text{灾害(RSK)} = \text{危险度(HZD)} \times [\text{抗灾能力(VUL)} \times \text{损伤(LS)} \times \text{社会环境(SOC)}] \quad (1.1.1)$$

这一公式不仅可以包括工程与社会（其破坏足以引起灾害的自然环境、工程及社会环境，又常合称为承灾体），还可以包括地震以外的其它灾种。式中灾害（damage，risk）表示某一灾

① 胡聿贤执笔。

种（地震、风、洪水或其他）引起的社会总损失；危险性或危险度（hazard）表示某一灾种的可能大小或设防所采用的标准值（如地震烈度或地震动加速度、速度、反应谱或其概率），对将兴建的工程而言，即为抗震设防标准，它与当地地震环境有关，其大小的选择取决于设防水平；方括号的下标 i 表示社会环境的第 i 个项目（如某一种房屋、地下管线，或某一种社会组织关系、如抗震减灾组织系统、石油生产线）的内容；抗灾能力（vulnerability）在学科上称为易损性，即某一项目抗御灾害的能力，一般可以表示为在各种地震烈度或地震动下的各种破坏程度的可能性或概率，它通常用矩阵形式表示，故称破坏概率矩阵。损伤（loss）常用双指标，即在工程或社会的各种破坏程度下的伤亡人数和经济损失。社会环境（society）是社会自然和人为环境财富的总称，其中包括硬财富，如工程和土地，也包括社会组织功能和系统。

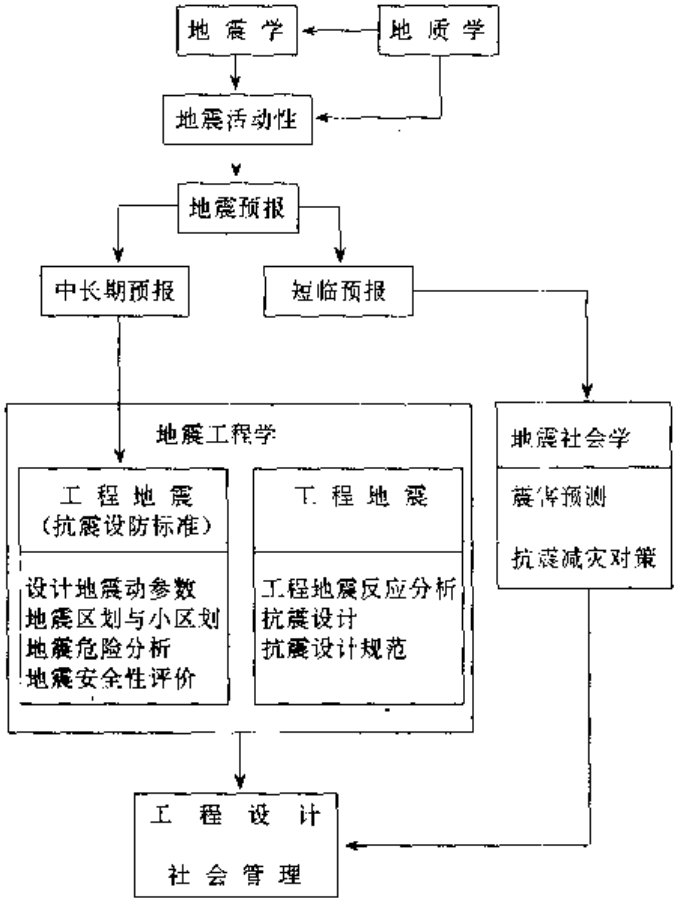


图 1.1.1　工程地震与地震工程和地震社会学的关系

式（1.1.1）不仅可以用来估计灾害损失，还可以用来表示工程抗震设计和抗震鉴定加固等减灾措施决策。如根据损失估计，可以选择更适当的抗震设防标准，从而调整工程社会系统抗震能力，以得到可以接受的损失程度；对于已有社会环境项目，可以根据其现有抗震能力，估计其可能的损失，从而决定是否要加固；对于一个地区或社会，可以进行各社会环境项目的震害预测，发现社会环境中的薄弱项目，决定提高其抗震能力的先后顺序。社会中自

式（1.1.1）认为各社会环境项目之间相互独立无关，所以，此式是线性的；但在现代社会中，社会环境项目之间相互影响强烈而复杂，各项生产系统之间相互依存，供销关系链形成复杂网络，需要用非线性的关系代替上述线性关系，即在上式中引入一些求积号 Π，从而引入下述这样的因子：

$$\mathrm{RSK}_i(\mathrm{RSK}_j) \quad 或 \quad \mathrm{P}(\mathrm{RSK}_i) \times \mathrm{P}(\mathrm{RSK}_j) \tag{1.1.2}$$

其中，圆括号表示函数关系。

这一节的目的在于指明：工程地震问题指的主要是与抗震设防标准或地震危险性有关的问题。为此，除地震活动性外，还必须理解工程和社会对地震的要求，再以此为目的，根据地震中长期预报的方法，估计场地的地震危险度。更具体地说，第一，根据工程或社会的特点，首先决定用什么物理量来表示地震动。如对一般房屋的震害估计，可以采用地震烈度；而对房屋工程的抗震设计，则要给出地震动加速度和地震烈度；对于重大工程的抗震设计，就还要提出场地地震相关反应谱；对于地下直埋管线，则应给出地震动速度或地震动位移，由此导出地震时的地基变形；对于高耸或长跨等柔性结构，则要注意给出长周期反应谱或地震动速度或位移。第二，根据地震活动性和场地工程地质条件，给出场地的设计地震动参数的估计值，即抗震设防标准。对工程的理解，包括对一般工程抗震设计规范的理解，以及对特殊和重大工程的抗震设计规范的理解。此外，再加上对地震危险性分析的熟悉，才能对各种各样的设计地震动参数或抗震设防标准作出合理的科学的估计。

除地震危险性分析估计外，工程地震还包括另外一项重要工作，即场地地震地质灾害评价。场地地震动安全性评价和场地地震地质稳定性评价两者合起来就是工程场地地震安全性评价工作，也就是抗震设防标准主要内容。

本书以工程为主要对象，评价具体场地的工程地震问题称为工程场地地震安全性评价。

1.2 抗震设计与抗震设防标准

设计的目的是使工程在承受所考虑的荷载（如以力表示的工程结构物的自重，可移动物如车辆、货物、人等的重量）或作用（如以变形或运动量表示的温度、地震动等）下具有一定的安全性，因此，抗震设计会涉及到地震作用和工程或社会安全性两方面的问题。抗震设计中考虑的地震作用包含三方面的内容：第一，地震作用的大小或强弱；第二，所考虑地震作用的可能性（或概率）及其频繁程度（常遇或罕遇）；第三，地震作用的动态特征。工程安全性包括工程达到何种安全程度为宜。下面分别介绍这些内容。

1.2.1 地震作用的强弱

地震作用的强弱过去大多是通过地震烈度（I）的大小来表示的（见第 18.3 节），在抗震设计中再通过近似的关系将烈度换算为设计地震动加速度（a，或 a/g，g 为地球的重力加速度），如图 18.5.3 所示。现在，国内外的抗震设计都普遍接受反应谱理论，即认为地震动像声音一样，由不同而复杂的频率成分所组成。在反应谱理论中，还要求考虑反应谱随地震的大小、远近和工程所在场地的地质条件而改变形状大小。为了表示反应谱形状和大小的变化，至少要求用两个独立的参数来近似表示反应谱，一个参数表示反应谱大小，另一个参数表示反应谱的形状（如肥瘦和主要频段）。我国现行抗震设计规范就是这样的，如图 2.2.1 所示。

我们用加速度反应最大值 $\alpha_{max}=\frac{a}{g}\beta_{max}$ 表示谱的大小，用特征周期 T_g 表示谱的肥瘦。这里 β_{max} 为高频部分反应谱的放大倍数。这种考虑反应谱和随地震大小远近和场地条件而变的反应谱，是近几十年国际抗震理论发展的成果，我国从60年代中起就处于国际领先的地位。它将原来认为地震作用只是一个仅有大小强弱之分的静力理论，发展到必须考虑地震作用动态特征的动力理论。现在我国的抗震设计规范中所采用的地震烈度只和地震动加速度（$k=a/g$ 或 α_{max}）有关，而与频谱（如谱形参数 T_g）无关，这样，抗震设计规范中的地震烈度几乎只是加速度的一个代名词。在日本，无论是常用的地震烈度（他们称为震度）或近几年采用的一种烈度计，也只是用地震烈度来作为地震动加速度或速度的代名词而已，实际上是与频谱形状无关的。

很早以前，有人建议过用三条直线来近似表示反应谱，这三条直线分别表示地震动加速度、速度和位移，现在仅采用地震加速度和特性周期（T_g≈速度/加速度比值）这两个独立参数，是三个独立参数的进一步简化。

1.2.2 地震作用的概率估计

对于发生与否有很大不确定性的事件，人们常用概率来表示其发生的可能性大小，地震就是这样的事件。虽然人们对地震发生的时、空、强的规律已经有了许多认识，如强烈地震（如震级大于7者）大多发生在地质构造近代很强烈的构造带上，如我国华北的郯庐地震带、世界上的环太平洋地震带等等，但是这些构造带的范围常宽达几十公里以上，长达几百、上千公里，而发生地震的震级在6～8.5之间，发生时间可能在几十年内、也可能在几百年以后，震级在8以上的地震在一个有限的地区范围内，甚至在上千年后。对于工程设计而言，这样粗略的估计，或者说这么大的不确定性是不同于它所考虑的其他荷载的，如风、雪、洪水等等。但是，从当前的地震学知识来看，要想确定地说“距某工程场地50km之内，在今后50年内一定会发生至少一次7.5级的地震”是不大可能的事；比较科学的说法是：发生上述地震或更大地震的概率不会超过10%。后一种说法比较接近于当前地震学家的认识水平。在这种情况下，工程抗震设计就不可能像桥梁设计那样，把桥梁上布满车辆时所谓最大可能的荷载作为最大设计荷载，而只能给出某地今后50年内发生超过Ⅶ度或超过加速度 $0.1g$ 的可能性不超过60%，超过Ⅷ度或 $0.2g$ 的可能性不超过10%，超过Ⅸ度或 $0.4g$ 的可能性不超过2%，等等。当然给出这些量的同时，还可以给出与之相应的反应谱或其他地震动量。在工程设计中可以和抗震设计相比拟的例子是洪水，如500年或1000年一遇的洪水，设计地震动也可以用多少年一遇的方式来表示，如上述50年60%、10%和2%大体相当于80年、500年和1000年一遇。

1.2.3 地震作用的动态特征（参见第18.4节）

地震动态作用的完整描述是：在三个平移和三个转动方向上各自的地震动加速度时程 $a(t)$。这是一种理想，目前还无此可能。对于特别重要的工程，如核电厂，其抗震设计规范中才规定应该采用三个平移方向的地震动时程作为设计地震作用，对于特别重要的高楼和特大桥梁，一般则只要求考虑一个或两个方向的地震动时程。

由于按地震动时程进行工程结构的动力分析是一项复杂而费时的工作，所以对于一般工程，都采用简化了的动力分析方法，即反应谱法。现在看来，抗震设计对地震动的进一步要求是考虑反应谱的变化因素，并进一步用简化方式考虑地震动持续时间的影响。

1.2.4 工程安全性或抗震设计标准

这一问题包括两个方面：第一，如何判断或定义工程的抗震安全性；第二，如何选择适当的安全性，以得到安全与经济之间的平衡。

地震安全性的定义在近几十年内有了变化。开始人们只注意到地震时的人身安全，以工程结构是否破坏作为安全的唯一要求，即要求在结构的各构件设计中满足下式：

$$f_1 + f_2 \leqslant f_0/\mu$$

式中，f_1 与 f_2 分别是由常见荷载（如自重、室内货物、桥上车辆等）和地震作用引起的构件中的内力；f_0 为此构件的强度；μ 为安全系数，一般略小于 2。

但近几十年，人们对地震安全性的要求已从单纯的人身安全发展到工程功能安全的概念，简单地说，即要求所设计的工程在常遇（使用期内可能遇到几次）的小震下，工程基本无损，无需修理即可继续使用；在难得一遇的中震下，经修理后仍可继续使用；而在不大可能遭遇的特大地震下，可以容许工程破坏，但仍不倒塌，以保证人身安全，地震后此工程可能报废；即所谓小震不坏、中震可修、大震不倒的功能要求。我国现行抗震设计规范就采用此原则，与小、中、大震的地震动相应的超越概率分别为 50 年内 60%、10%和 2%，即 80 年、500 年和 1000 年一遇的地震动。

小震不坏、中震可修、大震不倒这样的安全要求是当前国际常用的标准。按此标准选定设计地震动的大小，以求得安全与经济的平衡，在原则上十分合理，但难以用定量分析导出其数值，主要困难在于各使用阶段的经济损失难以计算。为此，人们大多用经验性的方法来决定小、中、大震的超越概率的取值。现以我国现行的抗震规范为例说明如下。

在七八十年代，我国规范只采用一个中震，其大小由规范制定者和地震工作者按经验确定。当时的抗震设计规范有两个要求，即在给定的地震动下，进行强度和形变两项验算，如在Ⅷ度地区，其对应的地震加速度为 $k=a/g=0.3$，在强度验算时，设计地震动取为 Ck，$C\approx 1/3$，故 $Ck=0.1$，按此进行强度设计；在验算结构变形时，要求在地震动为 $k=0.3$ 下的变形满足安全要求。这一方法可以归纳如下：

在地震动 $k=0.1$ 时，满足强度要求，保证结构不坏；

在地震动 $k=0.3$ 时，满足形变要求，要求结构无严重破坏。

90 年代后，日本和我国抗震设计规范均明确要求按两级地震动进行设计，如我国规范要求：

在地震烈度为 $I-1.55$（小震）或地震系数为 $k/3$ 时，进行强度校核，要求结构不坏；在地震烈度为 I（中震）或地震系数为 $k=a/g$ 时，自动满足中震可修；在地震烈度为 $I+1$（大震）或地震系数为（4～6）$\times k/3$ 时，进行形变验算，要求结构不倒塌。

上述小、中、大震的定义，又被解释为其超越概率分别为 50 年内 63%、10%和 2%～3%。这三种定量的定义（即烈度差、地震系数和超越概率）在全国范围内大致可行，但是这种差别会因地区、因烈度高低而可能有很大的变化。例如在我国不同地区内，按超越概率定义的小、中震的烈度差可能在 0.5 至 2.5 度，中、大震之差可能在 0.5 至 2 度之间。对于一般工程，这种近似的简单处理是可行的，对于特殊的、重大的工程则需慎重。

真正的、定量的安全与经济的综合分析，目前尚未见应用于抗震设计规范的具体分析中。

1.3 抗震设计与设计地震动

工程抗震设计包括抗震构造措施和抗震计算分析两个方面。

抗震构造措施以经验为主，根据经验提出一些关于工程构造上的规定。一类规定是对总体的要求，如要求房屋体形规整和整体性强，要尽量避免容易在强地震作用下产生突发性的脆性破坏，要尽量设置多道抗震防线，要尽量选择稳定均匀的建设场地；另一类规定是关于细节的，如房屋层高、圈梁与构造柱的设置、钢筋的布置与连接等等。这些结构构造措施的抗震能力难以定量计算，其正确性与有效性来自震害现场的经验和教训，多数是经过定性分析或试验证明有效的。

计算分析以结构动力反应分析为主，也包括试验分析，其结果既符合数理力学原理，又符合震害经验教训，并以规范的形式给出法定的计算方法。按照规范规定，就可以确定部件的尺寸和配筋，以确保所要求的抗震能力。一般工程的震害经验多，抗震设计就以构造措施为主；特殊工程的震害经验少（当然，也应符合一些通常都要满足的原则），抗震设计则以计算和试验分析为主，又由于这些工程的重要性很高，计算方法还应该是先进而又保守的。

工程的抗震设计分析需要以给定的设计地震动参数为依据（见第二章）。最简单的设计地震动参数包括地震动峰值加速度和反应谱；在一般工程的抗震设计规范中，规定的是地震动峰值加速度和标准反应谱，即不随地震环境而变的反应谱；对重大工程，则应采用随地震环境而变的场地地震相关反应谱。最详细的设计地震动参数包括很多参数，如场地地震相关反应谱（其中隐含了峰值加速度、速度和位移）和地震动强度包络函数 $f(t)$（其中隐含了强震动持续时间），有时还要求地震动加速度过程 $a(t)$。随着工程的重要性、特殊性和复杂性的增加，设计地震动参数和计算分析方法也要求逐渐详细复杂，有时甚至还要求进行模拟地震动的动力试验，这时，也需要一组地震动加速度过程。如我国现行《建筑抗震设计规范（GBJ 11-89）》第 4.1.2 条规定："特别不规则的建筑、甲类建筑和表 4.1.2 所列高度范围的房屋建筑，宜采用时程分析法进行补充计算。"这里所说的时程分析法就是按给出的地震动加速度过程 $a(t)$，逐步计算结构的地震动力反应。此法也称为动力分析法。

总之，设计地震动参数是工程抗震设计两个要求之一的计算分析的依据。工程抗震设计的另一要求，即抗震构造措施，通常是根据地震分区规定的，地震分区可以是地震烈度分区，也可以是地震动分区。这种分区和设计地震动更详细的规定都属于抗震设防标准。

1.4 一般工程与特殊重大工程的设计地震动参数

工程对设计地震动参数的具体要求随工程的重要性程度而异。这种差异表现在以下四个因素对设计地震动参数影响的处理方式，即：哪些参数，其超越概率，地震环境，场地工程地质条件。

1.4.1 工程重要性的差异

表 1.4.1 中列举了一般工程与重大工程的一些差异。就中国而言，每年建造的一般房屋可达几十万栋之多，量大面广；而核电厂或三峡大坝那样的重大工程，则几年甚至几十年才有可能建造一座。一栋房屋的震害后果一般可能涉及几十人的生命财产，而一座核电厂或三

峡大坝的震害则可以使几个县甚至几个省的几十万至几百万人民的生命财产受到不可估计的长期的巨大损失。这些区别说明，重大工程应该采用更加安全的抗震设防标准。另一方面，人们对一般房屋有丰富的震害经验，按此经验设计，已可保证一定的安全性；而核电厂在世界范围内也不多，虽然出现过一些事故，大都由于人为错误，而非地震所致，就地震而言，尚无成功经验或失败教训，故不能依赖于由一般房产外推至核电厂的经验，而必须依靠、补充或参考理论计算和试验分析的结果进行抗震设计。因此，从抗震设计技术上说，就要求采用先进而保险的数据、计算、试验和经验方法，综合地进行设计。另外，重大工程的前期工作和设计时间都较长，经费投入较多，有条件、有时间进行更详细更保险的地震安全性评价工作，即对地震环境进行更深入、更详细的了解，对可能产生的地震动特性与场地的地震影响进行更细致的分析研究，以确保安全。

表 1.4.1　一般工程与重大工程的差异

工程重要性	震害影响	例　子	抗震经验	设计工作期限
一　般	几人 几十万元	一般房屋 每年几十万栋	丰　富	几天至几个月
重　要	几十万人 几十亿元	核电厂 几年一座	极　少	几　年

1.4.2　设计地震动参数

前面说过，工程对设计地震动参数的要求，一方面与工程的重要性有关，另一方面又要考虑工程的特性。从繁简程度分，设计地震动参数从简单到详细的排序是：①地震烈度，由此换算地震动峰值加速度；②峰值加速度 a 或地震系数 $k=a/g$ 和标准反应谱或标准放大系数谱，标准谱一般不考虑地震环境，但可以近似地考虑场地工程地质条件的影响；③地震动峰值加速度 a 和峰值速度 v，或等效峰值加速度 EPA 和等效峰值速度 EPV，或其“等效对”：地震系数 k 和反应谱特征周期或拐点周期 $T_g=2\pi v/a$ 或 $2\pi(EPV)/(EPA)$。这几对值（a，v；EPA，EPV；k，T_g）都可以初步近似地表示随地震环境和场地工程地质条件而变的反应谱，即场地地震相关反应谱；④地震动峰值加速度 a、峰值速度 v 和峰值位移 d，或它们的等效值，这一组参数可以较好地近似表示反应谱，特别是在长周期部分；⑤上述参数再加上地震动持时或强度包络函数 $f(t)$；⑥地震动加速度过程 $a(t)$；⑦在特殊情况下，还要求近距离（几十至几百米）内的地震差动和地震动的相关性，三个相互垂直分量的地震动加速度过程，还可以包括绕这三个轴的转动。后面这几项目前还没有公认的成熟的估计方法。表 1.4.2 给出了一些事例。

表 1.4.2　各类工程对设计地震动参数的要求

工　程	一般房屋	超高层房屋、储液罐	地下埋置管线	大跨度桥	核电厂
要　求	峰值加速度 a	长周期反应谱 a，v，d	地下变形 v	长周期反应谱 桥墩差动	一组时程 $a(t)$

1.4.3 设计地震动参数的选择标准

对一项具体工程选择多大的设计地震动参数，决定于对安全程度的要求。安全程度有时用超越概率来定量化，有时则根据经验和传统做法来选定，而不说明相应的超越概率值。我国《建筑抗震设计规范（GBJ 11-78）》和1977年第二代全国地震烈度区划图中规定的设计地震烈度，即无相应的超越概率值。对我国第二代地震烈度区划图中45个城市结果的分析认为，当时给出的地震烈度大致相当于50年10%或每年2‰的超越概率；高孟潭、韩炜1992年对我国第三代地震烈度区划图中7000多个场点结果的分析认为，全国地震烈度区划图给出的结果，与我国现行《建筑抗震设计规范（GBJ 11-89）》中的有关规定不完全恰当，需要进一步说明其间的关系。

1.4.3.1 小震、中震、大震

《建筑抗震设计规范(GBJ 11-89)》将我国第三代全国地震烈度区划图给出的50年超越概率为10%的烈度值定义为中震I，然后定义小震与大震，如表1.4.3。

表1.4.3 规范GBJ 11-89小、中、大震的定义

地震	烈度	加速度	50年超越概率
小	$I-1.55$	a	63%
中	I	$3a$	10%
大	$I+1$	$(4\sim6)\ a$	2%～3%

此规范要求，按小震进行弹性结构地震反应分析和强度设计，按大震进行非弹性结构地震反应分析和变形验算，达到小震不坏、中震可修和大震不倒的目的。表1.4.3中的数值是根据七八十年代之交时的研究结果确定的。

1.4.3.2 小震、中震、大震的概率和加速度

根据1992年的新数据，若按上述超越概率定义，小、中震和大、中震的烈度差将有不小的变化，变化范围因地区和烈度而异，大体如表1.4.4所示，表中大震超越概率取50年2%；若按上述烈度差定义，小震和大震的超越概率也有不小的变化，变化范围也因地区和烈度而异，大体如表1.4.5所示。

表1.4.4 小、中震与中、大震的烈度差

地区	烈度	小、中震烈度差		中、大震烈度差	
		范围	平均	范围	平均
全国		0.3～2.8			
台湾		0.5～1.0	0.6～0.8	0.3～0.7	0.4
西北		1.0～2.5	1.3～1.5	0.4～0.9	0.5～0.6
西南		0.9～2.4	1.3～1.5	0.4～1.0	0.6～0.7
东部		0.5～2.8			0.6
东北		1.0～2.8	1.5，2.2	0.5～1.0	0.6～0.7
	Ⅵ	1.0～2.6	1.4～1.6	0.5～1.0	0.6～0.9
	Ⅶ	1.6～2.8	2.2	0.5～0.9	0.7～0.8
华北华南		0.5～2.5			
	Ⅵ	0.5～2.2	1.4	0.3～1.2	0.6～0.8
	Ⅶ	1.0～2.4	1.6	0.3～1.2	0.6～0.8
华北	Ⅷ	1.1～2.5	2.0	0.5～1.0	0.6～0.7

表 1.4.5　小、大震烈度 50 年超越概率值（%）

地震	地区	全国	台湾	西北	西南	东北	华北	华南
小震	范围	52～99	93～99	52～92	52～92	52～92	52～92	52～92
	众值		99	72	72	67	72	7
大震	范围	0.3～1.9	0.3～1.9	0.3～1.9	0.3～1.9	0.3～1.7	0.3～1.9	0.3～1.9
	众值		1.9	0.5	0.5～0.7	0.5	0.5	0.5～0.9

由此可以看出以下几点结果：①上述数值在全国范围内有较大的差异；②与小震 $I-1.55$ 度相应的 50 年超越概率在 52%到 99%之间，以 72%为最多，而不是 63%；③与大震 $I+1$ 度相应的 50 年超越概率在 0.3%到 1.9%之间，以 0.5%～0.7%为主，远小于 2%的规定值。了解这些差别之后，在尚未作出进一步的明确规定之前，就应该提出这两种结果，与设计者共同研讨如何选取。

1.4.3.3　工程重要性与超越概率

我国和国际趋向一样，对一般房屋，相当于中震的设计地震动加速度的超越概率均取 50 年 10%左右；对于核电厂的大震，即极限安全地震动，则取年超越概率 0.1‰，约相当于 50 年超越概率 0.5%。我国对特大坝如三峡大坝取年超越概率 0.2‰或 50 年 1%，对悬索桥有时取年超越概率 0.5‰，约相当于 50 年 2.5%。由此可见，从一般房屋、特大桥梁、特大水坝到核电厂，重要性逐步加大，安全性要求逐步提高，采用的超越概率逐步减小，它们的比值约为 20∶5∶2∶1。上述这些数值的选择，应该由有关工程部门按照有关抗震设防标准的规定，针对具体工程作出选择；在特别重要的情况下，也可由上级主管部门决定。由于工程的地震安全性的大小，除了直接影响业主之外，还会影响到公众生命的安全，业主亦负有维护社会安全之责，故政府对此应有一最低要求。

1.4.4　地震环境的影响

一般工程量大面广，无条件也无必要逐个工程详细研究其地震环境，可以只是根据全国地震区划图给出的地震烈度或设计地震动参数进行设计。全国地震区划图是针对全国这样大的面积进行的，目的在于为一般工程服务，因而对一个特定的地点而言，研究得可能不够详细。例如有些历史地震由于资料不全，研究不多，震中区可能确定得不当；又如有些潜在震源区的边界划分可能不够恰当。对于重大工程而言，就要求仔细考虑这些因素，以保证工程的安全。从原则上说，这项工作应该仔细研究下列因素：对场地有影响的历史地震的定位与震级，有影响的潜在震源区的详细划分及其地震活动性参数的数值，适用于本地区的地震衰减关系，以及场地条件对地震动的影响。由于研究的深度不同，所得的结果自然可以不同于全国地震区划图。一个明显的例子是，这一工作应该适当考虑地震的大小远近的影响，从而给出更适当的设计反应谱，即场地地震相关反应谱，它完全可以不同于规范中规定的标准反应谱。

1.4.5　场地条件的影响

一般工程在采用全国地震烈度区划图时，对场地工程地质条件的影响采用了简化的场地分类的方式，即：①认为全国地震烈度区划图给出的是所谓的“平均场地”，即Ⅱ类场地；②如我国现行建筑抗震规范那样，将场地简化为如下的四类（Ⅰ～Ⅳ），按这四类给出不同的标

准反应谱。

Ⅰ类场地：①坚硬场地土，上无更软弱的覆盖土层；

②厚度不超过 9m 的硬场地土；

或③厚度不超过 3m 的中软至软弱场地土。

Ⅱ类场地：①厚度超过 9m 的中硬场地土；

②厚度超过 3m 但不超过 80m 的中软场地土；

或③厚度超过 3m 但不超过 9m 的软弱场地土。

Ⅲ类场地：①厚度超过 80m 的中软场地土；

或②厚度超过 9m 但不超过 80m 的软弱场地土。

Ⅳ类场地：厚度超过 80m 的软弱场地土。

上述规定的细节可能因规范而异。

对于重大工程，上述简化处理过于简单化，因为场地工程地质条件千变万化，而且对设计地震动的影响又较大，在对地震环境与场地工程地质条件已有详细了解之后，就不应该采用上述这种用过分简化的方法而引入不必要的误差。所以，对重大工程均要求考虑具体的场地工程地质条件来估计设计地震动参数，而不再对场地进行分类，方法见第二十二章。

1.5 地震区划与设计地震动参数

大面积的地震烈度区划是针对量大面广的一般工程需要给出的抗震设防标准，因而对场地工程地质条件及其它仅有局部影响的因素未加考虑。地震区划图中的参数可以是地震动峰值加速度，也可以是地震烈度，或者是以数字 1，2，3 或字母 A，B，C 表示的分区号；若为后两者，就需要再规定一个将地震烈度或分区号转换为设计地震动参数的关系。地震烈度区划并不区分场地工程地质条件的影响，全国地震烈度区划图给出的地震烈度是对所谓“平均场地”而言的。现在还只能给出这种场地或不分场地的地震烈度衰减关系，因为历史地震烈度点的场地工程地质条件无法逐一查明。可是我们可以认为，历史上的居民点虽然也有少数建于基岩或软弱场地上，但绝大多数是建于Ⅰ类或“平均场地”上的。非基岩场地的地震烈度或地震动衰减关系的物理意义不强，因为地震波是在基岩介质中，而不是在土壤介质中传播衰减的；土壤介质对地震动所起的只不过是一种滤波作用，即放大和减小不同频段的地震波，而不宜作为衰减处理。

1.6 地震安全性评价工作的内容

由图 1.1.1 可见，地震安全性评价工作是地震工程的一部分。首先应根据工程特性，明确设防所要求的地震动参数；接着应用中长期地震预报的理论，根据地震历史数据和地质构造资料，估计地震活动性；再根据地震烈度和地震动衰减关系，估计工程场地的设计地震烈度和地震动参数；最后根据场地工程地质条件，估计场地对地震动的影响。对于一个地区，则应再根据此地区多个场点的结果，给出设计地震动参数的等值线图和地震地质灾害小区划图，合称地震小区划图。对于跨越活动断层的工程，还要估计此断层可能产生的位错。上述这些结果都要有地震发生可能性（如超越概率）的估计，根据工程的重要性规定其取值，这就是

工程的抗震设防标准。上述工作内容可用图 1.6.1 表示。

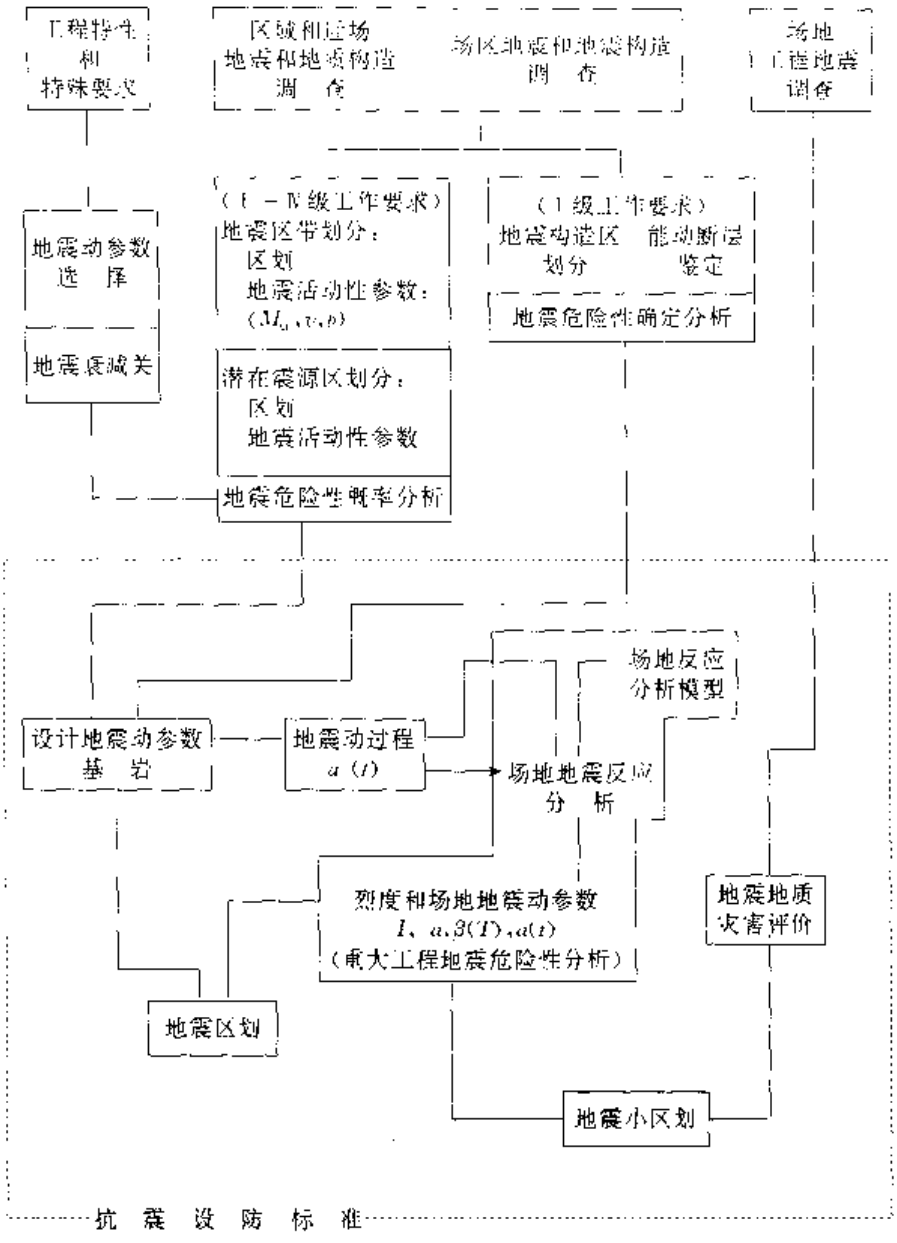


图 1.6.1 地震安全性评价工作内容

参 考 文 献

高孟潭、韩炜，1992，抗震设计中的大、中、小地震的确定，见：文集编委会，地震工程研究文集，地震出版社。

胡聿贤，1988，地震工程学，地震出版社。

第二章　现行抗震设计规范有关工程地震的规定

第一章中已经强调过，工程地震工作的目的是为了给各项工程，包括重大工程在内，提供科学的合理的抗震设防标准。为此，必须了解工程设计中的有关规定，才能更好地为工程设计服务，才能使所提供的抗震设防标准既合理又安全，又符合工程要求。因此，在执行《工程场地地震安全性评价工作规范（DB 001-94）》时要注意与工程要求的衔接，要注意衔接的科学性和可行性。这一章的内容将涉及几个重要的和常见的工程类别，以方便读者了解有关的工程要求。

2.1　《建筑抗震设计规范（GBJ 11-89）》

从抗震角度看，建筑抗震设计规范是主要的工程抗震设计规范，一则因为建筑物量最大、面最广，是最常见的一种工程；二则因为在各项工程中，建筑抗震设计规范是最先编制颁布的，所以其它工程的抗震设计规范大多以此为蓝本。（GBJ 11-89）是我国现行的建筑抗震设计规范，这里就以此为主，详细介绍其有关工程地震的要求，内容将涉及两个方面：①需要进行专门研究才能确定具体抗震设防标准的规定；②规范中已经明确了的规定。前一方面是本规定要专门研究的问题；后一方面是本章要详细介绍的重点，以便更好地进行前一方面的工作。

2.1.1　规范中要求专门研究的内容

《建筑抗震设计规范《GBJ 11-89）》是国家标准，自应遵照执行。执行时要注意以下两点：

第一，其具体规定主要对一般建筑工程而言，对于其它工程，如核电厂中涉及核辐射等有关安全问题的结构和项目，以及其它特别重要的建筑，或建筑物以外的工程，则并无约束力。对于另有设计规范的工程，如核电厂，自然应该按照相应规范去进行抗震设计，如我国的《核电厂抗震设计规范》，也是国家标准，已通过评审，现正报批中。对于其它工程，如桥梁、大坝、市政工程等，若为行业标准，则应在不违反有关国家标准的前提下，作更详细而具体的规定。

第二，规范（GBJ 11-89）中还规定下面几种需要进行专门研究的情况：

（1）“第1.0.2条　……抗震设防烈度为10度地区的建筑抗震设计，应按有关专门规定执行。”

（2）“第1.0.3条　……对做过抗震防灾规划的城市，可按批准的抗震设防区划（设防烈度或设计地震动参数）进行抗震设防。”

（3）“第1.0.5条　各类建筑的抗震设计，应符合下列要求：

一、甲类建筑的地震作用，应按专门研究的地震动参数计算，……”

（4）“第4.1.2条　各类建筑结构的抗震计算，应采用下列方法：……

---

① 胡聿贤执笔。

三、特别不规则的建筑、甲类建筑和表 4.1.2（即本书表 2.1.1）所列高度范围的高层建筑，宜采用时程分析法进行补充计算。

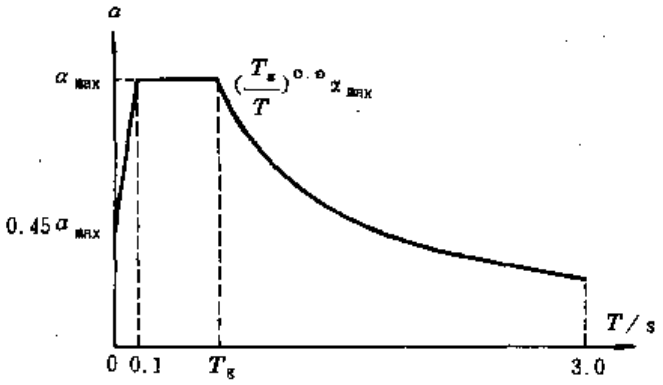
表 2.1.1　采用时程分析的房屋高度范围

7 度和 8 度Ⅰ、Ⅱ类场地	>80m
8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度	>60m

"采用时程分析法时，宜按烈度、近震、远震和场地类别选用适当数量的实际记录或人工模拟的加速度时程曲线，得到的底部剪力不应小于本条第一款或第二款方法计算结果的 80%。"

此外，对于要求超过本规范规定中有关规定的数值，也应进行专门研究。这些情况如下：

（1）自振周期 T 超过 3s 的结构。规范第 4.1.4 条规定采用图 2.1.1 的反应谱，但此图给出的反应谱止于 $T=3$s 处，更长周期（$T>3$s）的反应谱则未给出。当反应谱的拐点周期 $T_g>0.5$s 时，$\alpha(T=3\text{s})>0.2\alpha_{max}$（这是规定的最小值），这时就要求按 $\alpha(T)$进行设计，因而对 $T>3$s 的一般建筑也要给出反应谱值，即需要更长周期的反应谱。



α—— 地震影响系数；

α_{max} —— 地震影响系数最大值；

T —— 结构自振周期；

T_g —— 特征周期，根据场地类别和近震、远震，应按表 2.1.2 采用

图 2.1.1　规范（GBJ 11-89）的地震影响系数曲线

（2）烈度高于 9 度的地区。由于我国现行地震烈度区划图并不区分Ⅸ度和大于Ⅸ度的地区，而仅给出≥Ⅸ度区，并未划分出Ⅹ度区，因而需要进行专门的工作，区分它是Ⅸ度还是>Ⅸ度。

2.1.2　规定的设计反应谱

规范（GBJ11-89）第 4.1.4 条在工程地震方面规定了包括地震动峰值加速度在内的设计反应谱：

$$\alpha(T)=S_a(T)=k\beta(T) \tag{2.1.1}$$

式中 $\alpha(T)$在规范（GBJ 11-89）中沿用地震影响系数一名。由上式的几个关系可以看出，它实际上就是大家都知道的地震动加速度反应谱，即地震系数 $k=a/g$ 和放大系数谱 $\beta(T)$的乘积。图 2.1.1 给出了所规定的反应谱。图中 T_g 为拐点周期，规范中命名为特征周期，它随场地条件和地震大小远近而异，如表 2.1.2 所示。

表 2.1.2　特征周期值 T_g（s）

近远震	场地类别			
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
近震	0.20	0.30	0.40	0.65
远震	0.25	0.40	0.55	0.85

我国在抗震设计规范中考虑场地条件对反应谱的影响始于 1964 年的《工业和民用建筑抗

震设计规范（草案）》，并为以后历次规范所沿用，早于美国和日本十余年。在规范中考虑地震的大小远近，则始于规范（GBJ 11-89），在国际上亦属先进，与美国的 1978（ATC-3）规范有同样的作用，但比较简单易行。这种考虑的本质是认为大震、远震的反应谱的形状比小震、近震具有更丰富的长周期分量，所以拐点周期 T_g 更长。这一改变反映了实际情况，具有实用意义，而且符合国际抗震设计规范的发展趋势。第十九章中将深入讨论这一问题。

2.1.3 几个名词的讨论

2.1.3.1 地震作用（earthquake action）

在抗震设计规范的发展过程中，像风荷载、车辆荷载那样，地震也被看成是一种力，而称之为地震荷载（earthquake load）。从规范（GBJ 11-89）起，引入了“地震作用”一词。国际上采用的这一词，应该指的是地震动，因为地震作用于结构上的是一种运动，是加速度、速度或位移过程，而不是力，至少在规范中规定的量是加速度、速度或位移之类的运动量而不是力。这就是为什么需要舍去“地震荷载”一词，而引入“地震作用”这个新词的原因。按这一理解，地震作用应该是指加速度、速度和位移之类的量而言，如将过去称为地震系数的 $k=a/g$ 改称为地震作用系数。按照不久前评审过的国家标准《工程抗震术语标准（JGJ/T97-95）》的定义是“由地震引起的对工程结构的外加动态作用……”。规范（GBJ 11-89）未对此词定义，但它在第 4.2.1 条中规定：“……结构的水平地震作用标准值，应按下列公式确定……”，而给出的公式是结构的底部剪力，即上部结构的惯性力之和。而规范附录一则定义地震作用效应为“……对地震作用效应（弯矩、剪力、轴力和变形）……”。由此可见，规范似乎认为或定义地震作用是由地震动引起的惯性力。

应该注意的是，将地震动引起的惯性力定义为地震作用，仅适用于地上结构，对于地下埋设管道是不适用的，因为控制管道地震时破坏与否的，并不是惯性力，而是变形。地下埋设管道的抗震设计只计算变形而不计算惯性力。假若将地震动定义为地震作用，则同时适用于所有的工程结构。

2.1.3.2 地震作用效应（seismic action effect）

《工程抗震术语》中“地震作用效应”的定义为：“在地震作用下结构所产生的内力（剪力、弯矩、轴向力、扭矩等）或位移（线位移、角位移等）”。规范规定与此一致。看来规范（GBJ 11-89）与《工程抗震术语》认为地震动引起了结构中的惯性力，而此惯性力又引起了结构中的内力与结构变形；为了将惯性力与结构中的内力和变形加以区分，因而分别采用了“地震作用”和“地震作用效应”这两个新词与之对应。

这种规定有一个缺点，即它不用地震工程界常用的术语“地震动”和“地震反应”，以及这两个词的含义。地震工程界认为地震动引起了结构反应，惯性力、结构内力、结构变形或任何其它结构的动态物理量都是结构反应，或者更具体说是结构地震反应。而规范把地震动称为地震作用，若结构的地基不动，则结构无地震反应。规范中的说法容易使人忽视了惯性力是由地震动引起的这一基本概念。

2.1.3.3 地震影响系数（seismic influence coefficient）

地震影响系数是从 1974 年开始在建筑抗震设计规范中采用的名词，其定义是“单质点弹性结构在地震作用下的最大加速度反应与重力加速度比值的统计平均值”；《工程抗震术语》则在上述定义之后，加了下面一句话：“据地震烈度、近震、远震、场地类别和结构自振周期确定。”显而易见，前半句就是以重力加速度为单位的加速度反应谱 $S(T,\zeta)$ 的定义；后半句则

指出规范中所考虑的因素（地震烈度等）对反应谱有影响。由式（2.1.1）可知，地震烈度影响了地震动加速度，其它因素影响了放大系数反应谱 $\alpha(T,\zeta)/k=\beta(t,\zeta)$。由于它是周期的函数，它自然是谱，而不是一个系数。

采用地震影响系数这个词有一个历史原因。在1964年的《工业和民用建筑抗震设计规范（草案）》中，地震作用是通过结构底部剪力

$$V=CK\beta W \tag{2.1.2}$$

定义的，式中 C 为结构系数，平均约为1/3；$k=a/g$ 称为地震系数。此式沿用了以前静力阶段中的公式形式，即

$$V=k_C w \tag{2.1.3}$$

式中 $k_C=Ck$，它不考虑结构反应的动力作用，忽略了结构自振周期与阻尼比的影响。式（2.1.2）中，放大系数谱 $\beta(T,\zeta)$则称为动力系数，因为从上式看，β 像是一个系数；（GBJ 11-89）中也采用了与此式相同的形式，也由于同样的原因，称之为系数。由于本书涉及多种结构抗震设计规范，它们采用的规定和名词各不相同，而反应谱是地震工程中公认的、重要的专门名词，所以，本书中将 $\alpha(T)=S_a(T)$称为反应谱，将 $\beta=\beta(T)$称为放大系数反应谱，或简称放大系数谱。

2.1.4 确定设计反应谱的步骤

如式（2.1.1）所示，设计反应谱 $\alpha(T)$包括两个部分，即地震系数和放大系数谱，

$$\beta(T)=S_a(T)/a \tag{2.1.4}$$

这里，a 为地震动峰值加速度。

规范直接规定的是 α_{max}和比值 $\alpha(T)/\alpha_{max}$。α_{max}分别按小震和大震给出，见表2.1.2和第2.1.8节中的表2.1.3；比值

$$\alpha(T)/\alpha_{max}=\beta(T)/\beta_{max} \tag{2.1.5}$$

就是按最大值归一化了的反应谱，见图2.1.1。我国工程抗震设计规范中采用的反应谱，无论是反应谱或放大系数谱，都是阻尼比 ζ 的函数，即 $S_a(T,\zeta)$，但由于一般都采用 $\zeta=0.05$，因而省略不写。在规范中，比值 $\alpha(T)/\alpha_{max}$或 $\beta(T)/\beta_{max}$常用图或公式的形式给出，它随地震的大小远近与场地类别而异；$\alpha(T)/\alpha_{max}$则用表格形式给出，它随地震烈度而异，其取值不同于1980中国地震烈度表。

2.1.5 地震烈度与近远震

规范（GBJ 11-89）在第4.1.4条中规定的近震与远震各自所应采用的反应谱，由谱的特征周期 T_g 决定，并在附录一将“设计近震”与“设计远震”解释为“在抗震设防烈度相同的情况下，按震源远近划分的设计地震。当抗震设防烈度为9度及以上时，只考虑近震。”在说明中则规定以全国地震烈度区划图中的烈度等值线来定义：若区划图中最靠近所考虑场地的局部最高烈度值用 I_0 表示，则 I_0 区与 I_0-1 区均为近震区，而更低的烈度区（I_0-2 及以下）则为远震区。这是因为局部最高烈度区均为估计的未来强震震中所在地，其紧邻区即定义为近震区，远离区即定义为远震区。这一规定是针对第二代区划图的。第二代区划图中最高烈度区是Ⅹ度或>Ⅸ度或更低，所以9度只能是近震；又由于比9度更高的烈度区也很少，所以远震的8度也很少，多数远震是7度和6度。由于规范规定6度区不作抗震验算，故远震区以7度为主。

按新的第三代地震烈度区划图如何定义近震远震，尚无明确规定。原因之一是新的地震

烈度区划图未区分Ⅸ度和Ⅹ度区，而合并称为≥Ⅸ度；另一原因是新的区划图不是按照一个确定的震中来推算烈度的。作者认为，规范中的这一规定只是一种近似规定，故仍然可以近似地采用原来的定义，因为：第一，原来Ⅹ度和≥Ⅸ度的地区本来就很少；第二，新地震区划图中的局部最高烈度区仍然是未来的强震震中区。

2.1.6 场地类别对设计反应谱的影响

场地类别对设计反应谱影响的规定方式是我国在1964年《工业与民用建筑抗震设计规范(草案)》中首先引入的，并一直沿用至今。1964年的草案将场地分为4类，其中第Ⅰ、Ⅱ、Ⅳ类场地的放大系数谱$\beta(T)$根据当时能够收集到的少量国外强震观测记录确定，而Ⅲ类场地的放大系数谱则根据上述三类内插确定。它们的拐点周期顺序为0.2s（Ⅰ类，基岩）、0.3s（Ⅱ类，硬土）、0.5s（Ⅲ类，软土）和0.8s（Ⅳ类，极软土）。1974年与1978年的建筑抗震设计规范虽然仍采用这种方式，但认为Ⅲ类场地的反应谱是内插的，无观测资料，根据不足，因而予以删除，从而采用了三类场地划分，拐点周期顺序为0.2s、0.3s和0.7s。但1989年的建筑抗震设计规范又回到了四类场地划分，原因有二：①由于强震观测资料迅速积累，根据更多的数据，求得了不同场地的反应谱，弥补了过去的不足；②采用三类场地划分时，后两类的拐点周期T_g的数值变化过大，在工程应用中引起了一些不同的意见，因此，根据新的数据，规定了表2.1.2中的数值。

2.1.7 小震、中震、大震三词的用语

规范（GBJ 11-89）将过去采用的“小震不坏、中震可修、大震不倒”的三水准设防要求具体化。这种三水准设防的思想是国际上的共同愿望，而由日本1981年新建筑抗震设计规范首先具体化。日本规范规定小震的设计加速度为$0.2g$，要求结构满足弹性设计的强度标准；大震则为$1.0g$，要求结构满足非弹性变形要求，即在保持极限强度的条件下具有规定的变形能力。所规定的地震动加速度$0.2g$和$1.0g$可以按全国地震分区图对不同地区乘以从1.0到0.7的折减系数。

规范（GBJ 11-89）中并未出现小震、中震和大震这三个词，与小震和大震相应的词分别为“截面抗震验算的地震”和“罕遇地震”。在《工程抗震术语》中则出现了“多遇地震烈度”和“罕遇地震烈度”两词，看来是对应于小震和大震的。《工程抗震术语》定义多遇地震烈度为“在结构承载能力抗震验算时，作为地震作用的取值标准烈度。通常是一个地区对工程有影响的最大多遇地震烈度”；定义罕遇地震烈度为“在结构变形抗震验算时，作为防止工程倒塌的地震作用取值标准烈度”。规范中虽无定义，但其含义均与上述定义一致。为简单计，而且也与规范的多数解释性文件的用词一致，本书直接采用小震、中震和大震这三个普通名词。它们的定义见第2.1.8节。

2.1.8 小震与中震的设计思想

从原则或要求上说，三水准是人们早就提出的设防要求。作者1985年所著《地震工程学》(第620页)就指出过，在当时统计的40个抗震设计规范中，有7个提出了这一要求，但都是隐含的。现说明于下。

国际上许多规范将地震底部剪力或惯性力规定为下述形式：

$$V = ZISCkW \tag{2.1.6}$$

式中，Z为地震分区系数；I为重要性系数，1978规范则称之为结构影响系数；S为场地影响系数，它可以是一个系数也可以是谱；C为结构影响系数，考虑结构非线性变形的吸能能力，

一般变化于0.25～0.5之间；地震系数$k=a/g$，一般为0.2～0.5；W为结构重力荷载。有了底部剪力之后，按惯性力沿高度分布的规则，就可以求得作用于各质点上的惯性力，从而计算结构的内力与变形，据以进行结构抗震设计。

抗震设计一般包括对构件的内力进行强度校核、对结构的变形进行变形能力的校核，要求构件的内力和结构的变形不超过给定的容许值。在过去的规范中，分析方法都用弹性假定，但在变形验算中，取$C=1$，即构件内力的计算是根据式（2.1.6）求得的，其中，C取规定值，而在变形计算中则取$C=1$，或者说，在按规定的C值计算内力时，同时也计算出变形，将所得的变形再乘以$1/C$。下面将说明这就是体现“小震不坏、大震不倒”的设计原则的雏形，或者更确切地说，是“小震不坏、中震可修”的雏形。

由于地震系数$k=a/g$接近或略小于实际的峰值地震动加速度，它相当于工程场地可能遭遇到的最大值，即50年超越概率10%的设防水平，是场地难得遭遇的大震。另外，结构影响系数（或称综合影响系数）一般接近于1/3（参见以前的抗震设计规范），所以Ck值相当于小震（参见下节关于小震的定义）。因此，过去规范规定按式（2.1.6）取规定的C值、用弹性反应分析求结构内力，就是按小震进行强度校核；满足强度要求就保证结构反应不超出弹性阶段，从而满足了小震不坏的要求。

由于过去规范还要求校核在$C=1$时的结构变形，而$Ck=k$即为当时考虑的大震或现在定义的中震，结构变形要求意味着结构进入非弹性反应阶段而仍有一定的抗震能力，当时即具有“中震可修”或“大震不倒”的意义。由于早期的设计思想与规范并未强调非弹性反应计算分析，只是用近似的弹性反应分析的形式来估计非弹性反应变形，所以这时期的“大震不倒”仅处于雏形阶段。

日本是一个地震多而大的国家，所以他们能够最早在一般建筑抗震设计规范中具体实现现阶段的“小震不坏、大震不倒”的设计思想。我国经过1976年唐山大地震的惨痛教训之后，也认识到有必要采用一个比50年超越概率10%更难得发生的大地震来进行变形校核，以保证“大震不倒”，再加上日本的经验，于是就有了现行的建筑抗震设计规范（GBJ 11-89）这一规定。

2.1.9 小震、中震、大震的规定

我国规范（GBJ 11-89）规定，中震相当于我国地震烈度区划图中给出的50年超越概率10%的烈度值，这里用I表示。这时小震与大震分别为（$I-1.55$）度和（$I+1$）度。小震地震动的峰值加速度为中震的1/3，而大震的地震动峰值加速度在低地震烈度（Ⅶ）时约为小震的6倍，但在高地震烈度（Ⅸ）时则仅约4倍。降低倍数的原因有二：第一，烈度高时，结构已有一定的抗震能力；第二，过高的抗震设防标准为我国当前经济情况所不易接受。这样定义的小震、中震、大震的超越概率分别为50年63%、10%、(2～3)%。

规范（GBJ 11-89）第4.1.4条规定的与不同抗震设防烈度相应的小震加速度反应谱的最大值和第4.5.4条规定的大震加速度反应谱最大值列于表2.1.3。但规范（GBJ 11-89）用“地震影响系数”代替“加速度反应谱”一词。

表2.1.3 地震影响系数最大值α_{max}

地震烈度	Ⅵ	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ
小震	0.04	0.08	0.16	0.32
大震	—	0.50	0.90	1.40

这里先解释一下地震影响系数或反应谱最大值α_{max}与峰值地震动加速度a或$k=a/g$关系的沿革。表2.1.4给出了我国几次有代表性的地震烈度与地震动加速度关系的规定。表中，

A 表示静力等效加速度；a 表示峰值加速度。由此表可见，1964 年及以前，规范规定的是地震动加速度，而自从 1974 年以来，规范规定的是反应谱最大值 $\alpha_{max}=k\beta_{max}$。这里有两个改变：第一，1964 年所用的地震烈度与地震动峰值加速度 a 的关系与 1974 年不同，以 9 度为例，1964 年加速度为 $0.3g$，而自 1974 年起则为 $0.4g$（虽然 1980 年《中国地震烈度表》又改为 $0.5g$，但规范并未采用）；第二，1964 年取 $\beta_{max}=0.5$，从 1989 年起，则改为 $\beta_{max}=2.25$，因此烈度为 9 时，$k=a/g=0.40$，$\beta_{max}=2.25$，$\alpha_{max}=0.40\times2.25=0.90$。在现行规范(GBJ 11-89)中既不是 $k=0.3$ 和 $\beta_{max}=3$，也不是 $k=0.5$，$\beta_{max}=1.8$。

表 2.1.4　规范中规定的地震烈度与地震动加速度的关系

规范	物　理　量	烈　度			
		Ⅵ	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ
1959	$(k=A/g$		0.025	0.05	0.10
1964	$(C=1/3)\quad k=a/g$		0.075	0.15	0.30
1971	$\alpha_{max}/g=a\beta_{max}/g$	0.12	0.23	0.45	0.90
1989	小震 $a\beta_{max}/g$	0.04	0.08	0.16	0.32
	中震 $a\beta_{max}/g$	0.12	0.23	0.45	0.90
	$(\beta_{max}=2.25$　中震 a/g	0.05	0.10	0.20	0.40
	大震 β_{max}/g	0.25	0.50	0.90	1.4

再看从 1978（同 1974）到 1989 规范，仍以烈度 $I=9$ 为例，这时，$k=0.40$。小震烈度 $I=1.55$ 的加速度为中震的 1/3，故小震的 $k=0.40/3=0.133$，而 $\alpha_{max}=0.133\times2.25=0.3$，为与其它值相配，规范取 0.32。1989 年中震取值与 1978 年同，1989 年的大震 α_{max} 值约为其小震的（4～6）倍，如按表中的数值计算，此倍数为 0.25/0.04＝6.25（6 度），0.50/0.08＝6.25（7 度），0.90/0.16＝5.63（8 度），1.40/0.32＝4.38（9 度）。

总之，这里所说的小震、中震和大震，在国标 (GBJ 11-89) 中分别为截面抗震验算的、抗震设防烈度的和罕遇的设计地震动，其相应的地震影响系数或反应谱最大值如表 2.1.3 所示。在有法律意义的《工程抗震术语》中定义的多遇与罕遇地震，相当于小震与大震；在规范 (GBJ 11-89) 可供参考的解释性文件中，常直称小、中、大震，并定义其相应的地震烈度为 $I-1.55$、I 和 $I+1$ 度，与其相应的超越概率为 50 年 63%、10%和（2～3）%。有人将中震称为常遇地震，这是不恰当的，因为中震的超越概率大致为 50 年 10%，属于不常遇的事件，也许称为少遇更恰当一点。本书建议就用中震。

2.1.10　小震、中震、大震之间的烈度与超越概率的差别

规范 (GBJ 11-89) 及有关文件规定的小震与中震、中震与大震之间的烈度差或超越概率差是根据过去少数数据的平均值得出的，高孟潭、韩炜的数据表明，这一规定有仔细研究的必要。

表 2.1.5 按不同地区给出了：①在给定烈度定义的小震（$I-1.55$ 度）、中震（I 度）、大震（$I+1$ 度）而且中震超越概率指定为 50 年 10%的情况下小震与大震的 50 年超越概率（%）；②在给定 50 年超越概率定义的小震（63%）、中震（10%）、大震（2%）下的小震与中震、中震与大震的烈度差，表中用两个数据表示此差异，即差异分布的范围和主要的取值区。分析

对比这些数据后，可以得到下述结果：

①上述几项结果均在不小的范围内变化。就全国范围而言，小震50年超越概率为（52～99）%，大震为（0.3～1.9）%，小中震的烈度差为0.5～2.8度，中大震为0.3～1.2度，与各自的相应规定值63%、（2～3）%，1.55度和1度，都有不小的差别。

②上述结果还随地区而有不同的变化，如小震50年超越概率，规范给定值为63%，表中的分布范围为（91～99）%（台湾），（52～92）%（新疆、华北、华南）；而大震50年超越概率的规范给定值为2%，表中的分布范围全国大多为（0.3～1.9）%，地区的差别不大。又如小中震的烈度差，规范规定值为1.55度，表中的分布范围为0.5～1.0度（台湾），1.0～2.3度（西南、华北），1.0～2.8度（东北），0.6～2.5度（华南）；而中大震差的规定值为1度，表列范围全国则接近于0.4～1.0。

表2.1.5　不同地区小、中、大震之间的烈度差与50年超越概率（%）

地区	烈度	小震概率		大震概率		小、中震烈度差		中、大震烈度差	
		范围	主值	范围	主值	范围	主值	范围	主值
台湾	Ⅵ	93～99	99	62～92	92	0.5～1.0	0.2～0.6	0.3～0.6	0.4
	Ⅶ	93～99	99	62～92	92	0.5～1.0	0.2～0.6	0.3～0.6	0.4
	Ⅷ	93～99	99	62～92	92	0.5～1.0	0.2～0.6	0.3～0.6	0.4
新疆	Ⅵ	52～87	67	52～92	57	0.8～2.0	1.2	0.4～0.8	0.6
	Ⅶ	52～92	57～72	52～92	57	0.8～2.0	1.5	0.4～0.8	0.6
	Ⅷ	52～92	72～82	52～92	57	0.8～2.0	1.5	0.4～0.8	0.6
西南	Ⅵ	52～87	67	52～92	62	1.0～2.3	1.4	0.4～1.0	0.6
	Ⅶ	52～92	67～72	52～92	57	1.0～2.3	1.4	0.4～1.0	0.6
	Ⅷ	52～92	67～77	52～92	57	1.0～2.3	1.3	0.4～1.0	0.6
东北	Ⅵ	52～87	52～77	52～92	57	1.1～2.3	2.2	0.5～1.0	0.6
	Ⅶ	52～92	52～82	52～92	57	1.1～2.3	1.5	0.5～1.0	0.8
华北	Ⅵ	52～77	52	52～82	57	1.1～2.4	2.1	0.5～1.2	0.5
	Ⅶ	52～87	57	52～92	62	1.1～2.3	1.7	0.5～1.2	0.8
	Ⅷ	52～92	77	52～92	57	1.0～2.2	1.4	0.5～1.2	0.8
华南	Ⅵ	52～57	52～57	—	—	0.8～2.0	1.7～2.0	0.4～1.1	0.7
	Ⅶ	52～92	57	52～92	62	0.6～2.5	1.7	0.4～1.1	0.7
	Ⅷ	52～92	62～72	52～92	57～67	0.6～2.5	1.4	0.4～0.5	0.4

③产生上述大离散性的原因主要是，无论在全国还是在一个地区之内，地震活动性都可以有不小的差异。若地震集中于一个小地区和一个小震级段，则此地区内某一场地的烈度将集中于一个很小的烈度范围内，因而在给定中震的超越概率时，小震的超越概率将很大，而大震的超越概率将很小，将与规定值差异很大；另一方面，在给定超越概率时，小、中震和中、大震的烈度差都将很小。

上述地区中，数据离散性最小的是台湾，其小震的50年超越概率密集于99%，大震则密集于1.9%；小、中震的烈度差密集于0.6～0.8度，中、大震的烈度差密集于0.4度；数据最分散的是华南和华北，以华南为例，小震50年的超越概率主要分布于（52～92）%，大震分布于（0.5～1.5）%，小、中震的烈度差主要分布于1.0～1.8度之间。

①就平均值或主要取值范围而言，小震规定的超越概率为50年63%对台湾的99%肯定不当，对其它地区而言，则稍好一点；大震的超越概率规定为50年2%，但全国均小于此值，台湾最接近，为1.9%，新疆则仅为（0.5～0.9）%，西南和华北均为（0.5～1.1）%，全国平均接近于1%。就规定的超越概率定义而言，小、中震的烈度差，全国的平均值与规定的1.55度差异不大，但地区之间的离散性大，如台湾为0.5～1.0度，东北为1.0～2.8度，华北为1.0～2.3度；同一地区之内的离散性也很大，如华南为0.6～2.5度，东北为1.0～2.8度；中、大震之间的烈度差规定为1.0度，全国则约为半度多一点或0.6～0.7度，各地区之间的差别不大，但同一地区内的差异则不小，全国约为0.4～1.0。上述关于大震的分析，是就超越概率50年2%而言的，对50年3%的超越概率而言，估计大约相似。

规范规定值与计算值之间存在上述差别的原因有二：第一，规定值以第二代全国地震烈度区划图的结果为依据，表中的结果则以第三代全国地震烈度区划图的结果为依据，前者是按确定性地震危险性分析法计算的，而后者却是按地震危险性分析的概率法计算的，前一方法得到的地震烈度以影响最大的一个地震的贡献为依据，而后者却以所有有贡献的地震为依据，将所有有贡献的地震的超越概率加起来，自然会有所不同；第二，规定值是根据45个城市的结果分析统计得出的，而表中值则是根据7000多个场点的结果分析统计得出的，后者似乎更全面可靠一些，而且也与现行的中国地震烈度区划图相适应，因为这个区划图是有法律意义的。

至于规范规定值与计算值有差别，则是完全可以理解的，也是合理的。国家标准面对全国，要求简单实用，就像全国地震烈度区划图那样，不可能考虑一个个地区、一个个场点或城市的具体情况，因而只能规定一个平均值。对于量大面广的一般工程，这是合理的简化、可行的规定；但是，对于特殊的、重大的、为数少的工程而言，就像全国地震烈度区划与一个小区的地震小区划或一项工程的地震危险性分析那样，后者应该考虑本地的具体地震地质背景，作出具体的决定，而不能在已经进行了更为详细而具体的工作之后，又过份强调简单，按大区的平均趋势进行设计，这时按具体情况采用不同于一般的取值，应该也是合理而且可行的。

按照上述理解，这里存在一个问题，即对于已经进行专门研究过的重要工程，是按专门研究取值，还是按规定取值呢？初一看，可能说按专门研究取值，但再一想，这里还存在一个问题，即是按超越概率定义的烈度差、还是按规定的烈度差才能达到“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设计原则呢？对某一具体工程，作者曾建议取两者的较大值。虽然这也是一个可行的方案，但是一个需要进一步研究的问题，要求抗震设计工程师和提出抗震设防标

准的工程地震工作者共同努力才能更好地解决的问题。目前，仅从地震安全性评价工作角度来说，对于一项具体工程的地震安全性评价工作，至少应该给出这些结果，指出存在的问题，并和具体项目的设计者一起商量解决。

2.2 《构筑物抗震设计规范（GB50191-93）》

2.2.1 规范中要求进行专门研究的部分

此规范也是国家标准，在原则方面，与《建筑抗震设计规范（GBJ 11-89）》一致，但由于构筑物种类十分复杂，有需要考虑长周期作用的悬吊式锅炉构架、电视塔、储罐，有多支承点的管道，不像建筑物那样简单，因而又有其特殊性。这里对于与建筑物相近者介绍从简，重点放在有本规范特色处。

这一部分与建筑物规范基本一致，现列举如下，并用下划线指明本规范不同之处。

（1）"1.0.3 ……抗震设防烈度为Ⅸ度地区和行业有特殊要求的构筑物的抗震设计，应进行专门研究并应按有关规定执行。"

（2）"1.0.4 ……对做过抗震设防区划的地区或矿区，可按经批准的抗震设防区划确认的设防烈度或抗震设计地震动参数进行抗震设防。"

（3）"1.0.6 类建筑的抗震设计，应符合下列要求：

一、甲类构筑物的地震作用，应按专门研究的地震动参数计算；……"。在本规范第1.0.5条中规定甲类构筑物为"特别重要的构筑物，遇地震破坏会导致极严重后果"，但删去了建筑规范（GBJ 11-89）中紧接于后的"必须经国家规定的批准权限批准"这一要求。

（4）"5.1.2.2 甲类构筑物和本规范另有规定的构筑物，除采用底部剪力法或振型分解反应谱法外，尚宜采用时程分析法或经专门研究的方法进行补充计算。"

"5.1.3 采用时程分析法时，宜选择3～5条相似工程场地条件的实际加速度记录或拟合设计反应谱的人工地震加速度时程曲线进行计算……"

2.2.2 设计反应谱

和建筑规范（GBJ 11-89）一样，此规范亦称设计反应谱为地震影响系数。它规定的设计反应谱，在形式上与建筑规范一样，如图2.2.1所示。一个重要的差别是本规范规定的长周期部分延长到7s，远大于建筑规范（GBJ 11-89）。

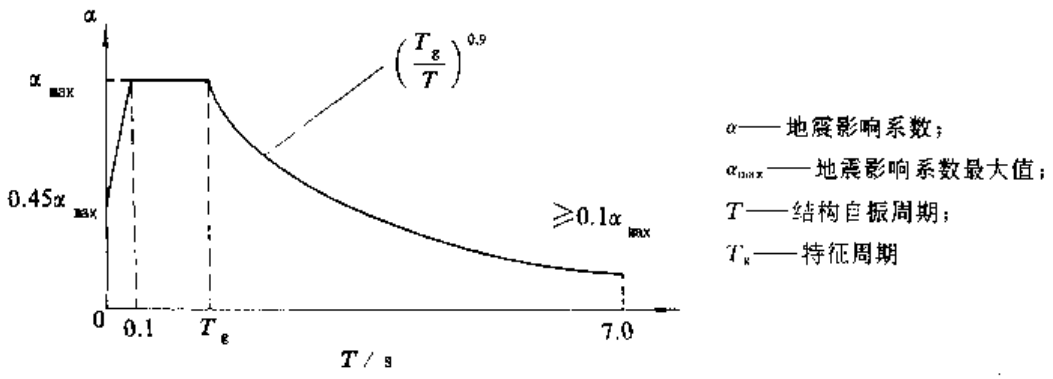


图2.2.1 规范（GB50191-93）的地震影响系数曲线

为了考虑某些构筑物的小阻尼特性，本规范补充了不同于0.05的阻尼比ζ的反应谱（地震影响系数）阻尼修正系数η_2如下：

$$\eta_2=\begin{cases}1/\sqrt{1-15(\zeta-0.05)\exp(-0.09T)} & (T\geqslant 0.10\text{s})\\ 1 & (T=0.02\text{s})\end{cases} \qquad (2.2.1)$$

当T为0.02～0.10s时，阻尼修正系数可按线性内插法确定。这也是日本核电厂抗震设计指南中采用的规定。

除了长周期反应谱的特色之外，本规范的另一特色是它采用了连续变化的拐点周期T_g、因而设计反应谱也是连续变化的，而不是按场地分类离散性变化的。下节专门讨论这一问题。

本规范不区分近震与远震，又退回到1978年的规定。

2.2.3 设计反应谱的拐点周期

2.2.3.1 场地指数

场地指数μ是专门为本规范编制而得到的研究成果。它可以反映场地土层的刚度和厚度对场地动力特性的影响。其计算公式如下：

$$\mu=\gamma_G\mu_G+\gamma_d\mu_d \qquad (2.2.2)$$

$$\mu_G=\begin{cases}1-\exp[-6.6\times10^{-3}\times(G-30)] & (G>30\text{MPa})\\ 0 & (G\leqslant 30\text{MPa})\end{cases} \qquad (2.2.3)$$

$$\mu_d=\begin{cases}\exp[-0.5\times10^{-3}\times(d-5)^2] & (d\leqslant 80\text{m})\\ 0 & (d>80\text{m})\end{cases} \qquad (2.3.4)$$

式中，G为场地土层的平均剪切模量（MPa）；d为场地覆盖层厚度（m）；γ为权系数，本规范规定$\gamma_G=0.7$，$\gamma_d=0.3$。

2.2.3.2 场地分类

完全按定量的数值计算方法分类，是本规范所首创。它在第4.1.4条中规定按表2.2.1进行场地分类，但允许在有充分根据时，作适当调整。

表2.2.1 场地分类

场地指数	$1\geqslant\mu>0.80$	$0.80\geqslant\mu>0.35$	$0.35\geqslant\mu>0.05$	$0.05\geqslant\mu>0$
场地分类	硬场地	中硬场地	中软场地	软场地

2.2.3.3 场地特征周期或拐点周期T_g

规范第4.1.4条规定了场地分类的μ值，但反应谱拐点周期T_g不是按场地类别确定，而是根据场地指数μ计算的，计算公式如下：

$$T_g=0.65-0.45\mu \qquad (2.2.5)$$

为了考虑软场地上高柔构筑物的放大效应，规范规定："对于基本自振周期大于1.5s且位于中软、软场地上的高柔构筑物，按式（5.1.5-1）确定的特征周期宜增加0.15s。"这里说的公式（5.1.5-1）即本书式（2.2.5）。

2.2.4 关于小、中、大震的规定

有关小、中、大震的规定与数值基本同建筑规范（GBJ 11-89），但截面强度验算的地震影响系数或设计反应谱最大值分为两个水准，即抗震计算水准A和B，水准A属小震，数值与

建筑规范（GBJ 11-89）同；水准B属中震，其值约为小震的3倍。规范中还给出了设计基本地震加速度值，它与50年超越概率10%相应，其值同表2.1.4。对中震也要求进行截面的强度验算，是本规范的又一特色。

2.3 《水工建筑物抗震设计规范（SDJ 10-78）》

这是水电部的行业标准，适用于各类大坝、水闸及其它进水口建筑物、水工隧洞、水电站、压力管道、水电站厂房水下部分等水利工程。此规范正在进行修订中。这里先介绍此规范，最后再介绍修订草案中的部分有关主要问题。

2.3.1 要求进行专门研究的部分

（1）"第2条 ……对于1级挡水建筑物，应根据其重要性和遭受震害的危害性，可在基本烈度基础上提高1度。对其它特殊情况需要采用较基本烈度为高的设计烈度时，应经国家基本建设委员会或水利电力部批准。"

（2）"第3条 ……对1、2级水工建筑物，宜根据需要进行动力分析和试验研究加以校核……"。

（3）"第7条 在兴建高水头水库时，如库区地质构造复杂并有晚近期活动性断裂分布，应研究产生诱发地震的可能性。对产生诱发地震可能性较大的水库，应尽量在蓄水前由有关部门设地震台进行监视"。

（4）"第15条 ……地震荷载的动力分析一般方法可参见附录二。注：（1）对高度超过150m的坝，应进行动力分析……"

2.3.2 地震系数 $k=a/g$

规范第23条规定，结构上某一质点的地震惯性力按下式计算：

$$P = kC_zC_\alpha W \tag{2.3.1}$$

式中，地震系数 $k=a/g$ 随地震烈度而变，其可取值为：$k=0.1$（Ⅶ度），0.2（Ⅷ），0.4（Ⅸ）；$C_z=1/4$，为综合影响系数，相当于当时建筑抗震设计规范中的结构系数，对于大坝而言，由于大坝的基底面积很大，坝体所受的总体地震作用应以基底的平均地震动为依据，而不应以某一点的最大地震动峰值加速度为依据，因而在规定坝基的加速度时，应在某一点的地震动峰值加速度上打一个折扣，规范规定为1/4；C_α 为考虑沿坝体高度的质点加速度的变化而规定的分布系数，在坝底为1，坝顶为2～6，视结构类型和总高度而异。

2.3.3 设计反应谱

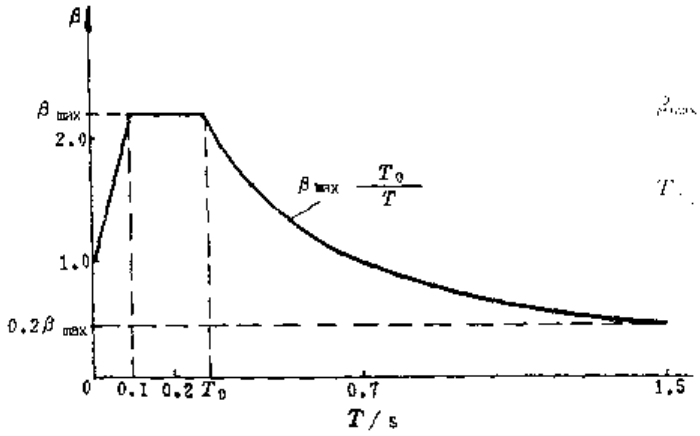
在70年代，水工抗震设计规范力求简化，未普遍采用反应谱的形式，而是如上所述，用按坝型和坝高规定静力形式的地震系数 $k=a/g$，再规定惯性力沿坝高的分布比例；但在要求采用动力分析法时，则采用规范附录二规定的设计反应谱，如图2.3.1所示的放大系数谱 $\beta(T)$。放大系数谱最大值 β_{max} 在阻尼比为0.05时为2.25，与当时的建筑抗震设计规范相同；反应谱或放大系数谱的拐点周期，此规范称为地震主震周期并用 T_0 表示，对岩石地基取0.2s，一般非岩性地基取0.3s，软弱地基取0.7s，也与当时的建筑抗震规范同。

规范规定放大系数谱值不得小于 $0.2\beta_{max}$。

2.3.4 修订中的水工抗震设计规范

水工抗震设计规范现正在修订中，据了解，将有很重要的改变，这些改变与近一二十年

各方面的进展有密切关系。下面是作者理解的一些有关进展。



β_{max}——最大地震加速度反应谱值，在阻尼比为0.05时，β_{max}取2.25；

T_0——卓震周期，与地基类别有关，岩石地基区0.2s，一般非岩性地基取0.3s，软弱地基取0.7s

图2.3.1 规范（SDJ10-78）的设计反应谱曲线

（1）我国绝大部分工程设计规范现在都已经采用了概率设计格式；

（2）自从我国新的全国地震烈度区划图颁布以来，用超越概率定义抗震设防标准已为人们所接受；

（3）我国有了更多的大坝设计经验，因此，大坝抗震设计规范有新的重要修改是很自然的。

在修订草案的有关部分中，考虑作下述改变。

（1）应作专门研究的问题：

①对设计烈度高于9度的水工建筑物，或设计烈度为9度、高度大于250m的壅水建筑物，应对其抗震安全性进行专门研究论证……。

②对基本烈度为6度地区、坝高超过200m或库容大于$100\times10^8m^3$的特大型工程，以及基本烈度为7度及7度以上地区、坝高超过100m的大（1）型工程，其设防依据应根据专门的地震危险性分析提供的烈度和基岩峰值加速度资料评定。

③经专门的地震危险性分析的工程，其设计烈度的概率水准，对壅水建筑物应取100年期限内超越概率P_{100}为0.02，对非壅水建筑物应取50年期限内超越概率P_{50}为0.05。

①对于坝高大于100m、库容大于$5\times10^8m^3$的水库，应根据区域地质构造、地震资料和现代活动断层的分布，专门进行有别于构造地震的综合分析，确定其发生水库诱发地震的可能性及可能触发的最大地震烈度；当其烈度大于6度时，应对水库蓄水前后及其过程中进行地震前期监测。

（2）抗震设防标准：按本规范进行抗震设计的水工建筑物应能抗御设计烈度地震，如有轻微损坏，经一般处理后仍可正常运用。

（3）以可靠度为依据的设计格式：以可靠度为依据是我国设计规范的统一要求，必须遵照执行，这与编制建筑规范（GBJ 11-89）时的情况一样。

2.4 《公路工程抗震设计规范（JTJ 004-89）》

这是交通部的行业标准，受到我国以前的建筑抗震设计规范的约束和影响，但由于编制

较晚，也受到近一二十年发展进步的影响。一二十年来有关的进步有如下几点：

(1) 我国工程规范和抗震设计规范都已采用概率设计格式；

(2) 反应谱的抗震设计原则已为众多设计人员所接受；

(3) 国内外多次强震的经验教训已提供了许多有用的数据；

(4) 我国已修建和设计了不少特大跨度的桥梁。

注意这些情况有助于理解新规范。除此之外，应注意到公路工程具有线路长的特点，因而不能避开一些不利的甚至恶劣的地震地质环境。

2.4.1 规范中要求进行专门研究的部分

(1)"第 1.0.2 条 …… 对于基本烈度大于 9 度的地区，公路工程的抗震设计应进行专门研究；……

"对于做过地震小区划地区的公路工程，应经主管部门审批后进行抗震设计。

"对于修建特别重要的特大桥的场址，宜进行烈度复核或地震危险性分析"。

(2) "第 4.1.4 条 本章实用于跨径不超过 150m 的钢筋混凝土和预应力钢筋混凝土梁桥、污工或钢筋混凝土拱桥的抗震设计。" 这一规定表明，跨径超过 150m 的上述桥梁，需要专门研究。

(3)"第 4.2.1 条 ……对于结构特别复杂、桥墩高度超过 30m 的特大桥梁，可采用时程反应分析法。"凡是采用时程反应分析法的，均要求工程地震工作者提供一组地震动加速度过程（见第二十章）。

2.4.2 有关工程地震的规定

本规范有关工程地震的规定，涉及抗震设防标准、地震地质、地基稳定性、地震反应计算等方面，现分析如下。

2.4.2.1 抗震设防标准

本规范从紧急时需要的迫切性、震害后果的严重性、对国民社会经济影响大小等几个方面的重要性，规定设计时应该遵守的事项。

在第 1.0.3 条中，规定了下列目标："在发生了与之相当的基本烈度地震影响时，位于一般地段的高速公路、一级公路工程，经一般整修即可正常使用；位于一般地段的二级公路工程及位于软弱粘性土层或液化土层上的高速公路、一级公路工程，经短期抢修即可恢复使用；三、四级公路工程和抗震危险地段、软弱粘性土层或液化土层上的高速公路、一级公路工程，保证桥梁、隧道及重要的构筑物不发生严重破坏。"

"第 1.0.4 条 对构造物的地震作用，应根据路线等级及构造物的重要性和修复（抢修）的难易程度，按表 1.0.4 进行修正"。此表中给出了重要性修正系数分为四级，相应的数值为 0.6、1.0、1.3、1.7。接着又规定了各种重要性工程的抗震措施。

2.4.2.2 地震地质

规范对断层作了较多的规定。在第 2.1.3 条中，规定了工程通过发震断层时应遵守的工程布局或设计方案。又由于桥梁多在河谷两岸，可能有滑坡、崩塌等不利地质环境，从而要求采取适当的防护措施（见第 2.1.4 和 4.1.2 条）；对不稳定的悬崖陡壁地段，推荐用隧道代替桥梁。

2.4.2.3 液化土

规范在第 2.2.2 条中先规定了在地面以下 20m 范围内的液化土初步判断为不液化的条

件；然后在第 2.2.3 条中给出了通过标准贯入试验，进一步判定是否液化的计算公式。

2.4.2.4 地震反应计算

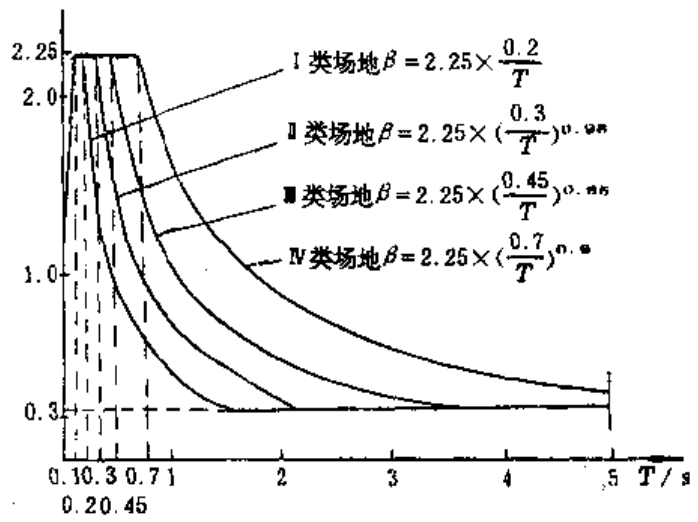
规范规定结构上的地震惯性力可用下式计算：

$$E = C_i C_z k(\beta, \gamma, X) W \tag{2.4.1}$$

式中，C_i 为重要性修正系数，按重要性大小分为 4 级；C_z 为综合影响系数，取值为 0.20～0.35；$k = a/g$ 为地震系数，按建筑抗震设计规范取值；括号中的三个因子均与振动的振型有关，$\beta(T) = S_a(T)/a$ 是动力放大系数谱，γ 是振型参与系数；W 为结构的重量。对于路基、挡土墙、隧道，取 $\beta X = 1$，但规定了惯性力沿高度的分布。

2.4.2.5 动力放大系数谱 $\beta(T)$

本规范采用 1978 年建筑抗震设计规范的反应谱 $\alpha(T)$，但又引入了一个重要的改变。一方面，它按 1978 建筑规范规定了四类场地划分与反应谱，改用了放大系数谱 $\beta(T)$，如图 2.4.1 所示。它与 1978 建筑规范有两个差别，第一，Ⅰ、Ⅱ类场地谱下降段的指数用 0.95 代替 0.9；



场地土系指构造物所在地的土层，分为四类：

Ⅰ类场地：岩石，紧密的碎石土；

Ⅱ类场地：中密、松散的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂；地基土容许承载力 $[\sigma_0] > 250$kPa 的粘性土；

Ⅲ类场地：松散的砾、粗、中砂，密实、中密的细、粉砂；地基土容许承载力 $[\sigma_0] \leqslant 250$kPa 的粘性土和 $[\sigma_0] \geqslant 130$kPa 的填土；

Ⅳ类场地：淤泥质土，松散的细、粉砂，新近沉积的粘性土；地基土容许承载力 $[\sigma_0] < 130$kPa 的填土

图 2.4.1 规范（JTJ004-89）的动力放大系数谱 $\beta(T)$

第二，放大系数谱的最长周期从 3s 延长到 5s。另一方面，它又在第 4.2.3 条规定："当具有场地土的平均剪切模量或场地土的剪切波速、质量密度和分层厚度实测资料时，可按附录六确定"反应谱。附录六的规定与本书第 2.2 节中介绍的构筑物规范的相应规定有五点不同：第一，它规定的场地指数 μ 的计算公式即式（2.2.2），但所取的系数值却为 $\mu_G = 0.6$ 和 $\mu_d = 0.4$；第二，T_g 的计算公式在系数上有所改变，即

$$T_g = 0.7 - 0.5\mu \tag{2.4.2}$$

第三，它规定的是放大系数谱 $\beta(T)$，而构筑物规范（GB 50191-93）规定的是反应谱 $S_a(T)$；第四，它规定的放大系数最小值是 0.3，近似等于 $0.13\beta_{max}$，而构筑物规范则为 $0.1\alpha_{max}$；第五，放大系数谱的下降段指数 k（注意，这里的 k 不是地震系数 a/g）是随场地指数 μ 而变的，即

$$k = 0.9 + 0.1\mu \tag{2.4.3}$$

请注意，公路规范（JTJ 004-89）比构筑物规范（GB 50191-93）早几年；原国家地震局工程力学研究所参加了这两个规范中有关反应谱的工作，这也许是两个规范有部分相似的原因之一。

2.4.2.6 桥梁支座差动

在结构与地基的支承方面，桥梁介于房屋与管道之间。对一个两端固定的桥梁而言（注意，在横向振动时，简支梁桥也是两端固定的），地震动通过桥梁支承点引起桥梁的振动。当两个支承点有相互运动时，也会使桥梁受力。对于重要桥梁，应该考虑这一地震动因素，因此，其地震安全性评价工作也应包括其估计。

2.5 《铁路工程抗震设计规范（GDJ 111-87）》

这是一本国家规范，1988年7月开始执行。

2.5.1 规范中要求进行专门研究的部分

（1）规范第1.0.2条规定："本规范实用于基本烈度为7度、8度、9度所在地区……的（铁路）线路、路基、挡土墙、桥梁、隧道工程的抗震设计"。所以，对10度地区，要求进行专门研究。

（2）在同一条规定："……有特殊抗震要求的建筑物和新型结构应进行专门研究设计"。

2.5.2 设防目标

本规范按运输量大小分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ级铁路，按运输量大小、震后工程的直接损失和间接损失、修复的难易，划分了Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ级工业企业铁路，并规定三个抗震设防目标，即："①Ⅰ、Ⅱ级铁路的损坏部分，稍加整修，即可正常使用；②Ⅲ级铁路及Ⅰ级工业企业铁路，经短期抢修后，即能恢复通车；③Ⅰ、Ⅱ级工业企业铁路的重大桥梁等工程不发生严重破坏。"

2.5.3 地震反应计算

结构上地震惯性力的计算式与式（2.4.2）相似，但综合影响系数$C_z=0.2$（墩高$H=10$m左右）～0.5（$H=60$m），中间值可内插求得。

2.5.4 设计反应谱

本规范采用的设计反应谱相当于当时建筑抗震设计规范的规定，即：三类场地划分所对应的谱，$\beta_{max}=2.25$，三类场地的拐点周期顺序为0.2s、0.3s、0.7s。

此规范现正在修订中。

2.6 核电厂抗震设计规范

核电厂中涉及核辐射外泄安全的部分，国际上差不多都认为是第一等重要的工程，在各级设计阶段中，都要采取最安全的措施。核电厂的抗震设计奠基于60、70年代之交。我国核电厂建设起步较晚，70年代末，大亚湾核电厂由法国引进，秦山核电厂是我国自建的第一个。70年代初国家核安全局成立，负核安全监督之责。由于核电厂的安全问题十分重要而亟待监督，我国又无成套的经验，在核安全局的主持下，以国际原子能机构的文件为基础，全部搬用，但在我国有自己的特殊情况和自己的经验时，也按照我国的情况，作了一些少量的修改。核电厂中的地震问题就属于这一类。

2.6.1 核电厂抗震设计规范的有关文件

直接有关核电厂地震安全性评价工作和抗震设计的文件有以下三类：

(1) 核安全法规：

·《核电厂厂址选择安全规定（HAF0100）》，经国务院批准，国家核安全局，1986。

·《核电厂厂址选择中的地震问题（HAF0101）》，安全导则，国家核安全局，国家地震局，1987；修订送审稿，1993。

·《核电厂设计安全规定（HAF0200）》，经国务院批准，国家核安全局，1986。

·《核电厂抗震设计（HAF0102）》，国家核安全局。

(2) 国家标准：

·《核电厂抗震设计规范（报批稿）》，1993。

(3) 国际有重要影响的文件：

·《标准审查大纲》

·《ASCE 4-86 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures》。

下面，将以这些文件为依据，介绍核电厂与地震安全性评价工作有关的问题。

2.6.2 核电厂地震安全性评价工作内容

核电厂地震安全性评价工作内容最为详细，也是最早形成的一套完整的规定。了解它，就容易理解其它工程的地震安全性评价工作要求。核电厂地震安全性评价工作的内容有以下两方面：

(1) 可直接影响厂址合格性的特征：

·因地震引起的波浪；

·因挡水构筑物受破坏而引起的洪水及波浪（地震引起上游挡水构筑物破坏）；

·地表断裂；

·斜坡不稳定性；

·地面塌陷、沉降或隆起；

·基土液化。

(2) 可明显影响设计基准地震动大小的特征：

·设计基准地震动。

上面这几个问题之中，有几个的影响因素较多，在地震安全性评价工作范围内的，只是由地震引起的上述问题。这些问题中，关键的问题是地表断裂和设计地震动，所以，下面的介绍也以此为主。

2.6.3 厂址附近的能动断层和潜在地表断裂

2.6.3.1 厂区和能动断层

下面是核电厂抗震设计规范中特有的两个专门名词。

厂址附近：过去称为厂区，根据美国早期的规定（5英里），将它定义为半径8km内的地区；但（HAF0101）的修订的送审稿中，则改为5km。

能动断层(capable fault)：现行的1987年(HAF0101)和我国核电厂抗震设计规范(1993年报批稿)中，均定义为："在地表或近地表很可能产生相对位移的断层。"在新的(HAF0101)送审稿中则改为"在地表或接近地表处有可能引起明显错动的断层。""明显"的原文是significant，意指错动量不是太小的。总之，能动断层是与近地表的断层错动联系在一

起的。

2.6.3.2 能动断层的确定

现行的1987年的（HAF0101）规定：

“4.1 鉴定能动断层的标准

“当存在下述情况时，该断层可考虑为能动的：

“（1）在过去50万年之内，在地表或靠近地表处有重复发生过运动的迹象，就可以推论有进一步发生运动的可能性；

“（2）已经证明一个断层与另一已知能动断层有构造关系，以致于一个断层的运动会引起另一断层在地表或接近地表处的运动”。

新的（HAF0101）送审稿则改为：

“603 ……如果存在下列情况之一时，必须考虑该断层为能动的：

“（1）表明在晚更新世Q_3（约10万年）以来有过运动或重复性运动的证据，以致可合理地推论在地表或近地表处能够再次发生运动（在低活动地区，可能需要更长的周期）。

“（2）……

“（3）第4章中确定的与发震构造有关的最大潜在地震的震级足够大和震源深度适当，以致于可合理地推论在地表或近地表处能够发生这种运动。”

一旦有可靠证据表明，厂址附近可能存在能动断层，就建议考虑另选一个厂址。

这里有两点值得注意之处。第一，关于能动断层的时代定义，我国有不同意见，详见本书第八章；第二，颁布新的（HAF0101）后可能出现的问题，似乎考虑得尚不充分。

2.6.4 设计地震动的确定

核电厂抗震设计规范都要求按两级设计地震动进行设计，较小的一级称为运行安全地震动，用SL-1表示，过去用过的名称有：安全运行地震、设计基准地震OBE、S1级地震动等；较大一级称为极限安全地震动，用SL-2表示，过去用过的名称有：安全停堆地震SSE、S2等；差不多所有核电厂抗震设计规范都要求，SL-1不得小于SL-2的一半，也不得小于0.1g或0.05g，以保证核电厂有最低的安全性。

2.6.4.1 标准设计反应谱

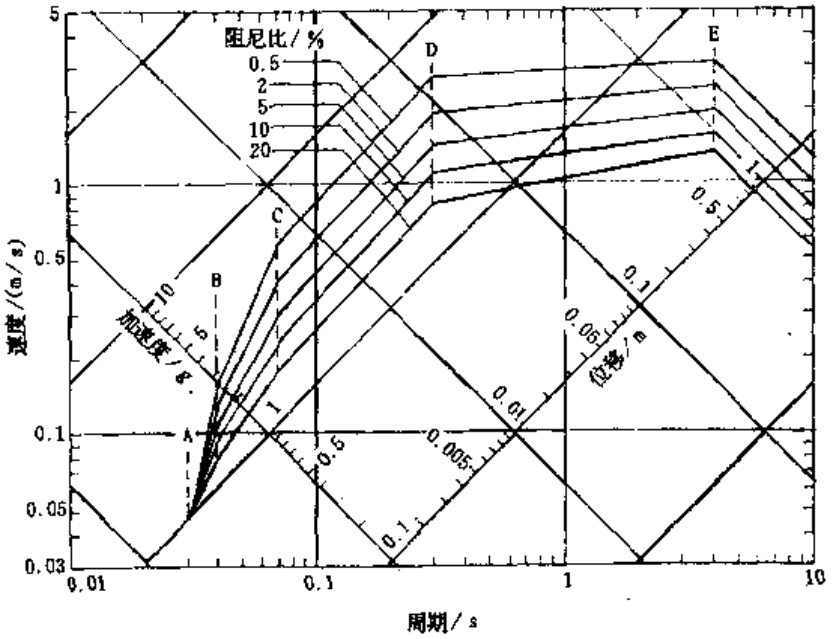
核电厂抗震设计规范所规定的反应谱有二，即：标准反应谱与场地地震相关反应谱。后者由专门研究确定；前者如图2.6.1所示。核电厂抗震设计规范规定的反应谱有以下两个特点：第一，它包括五种不同阻尼（0.5%，2%，5%，10%，20%）的反应谱；第二，它十分保守，是一种包络谱，尽量包络所有的放大系数谱$\beta(T,\zeta)$；而且频带也很宽，从0.03s直到10s。它一般适用于基岩或硬土场地，因为核电厂大多建造在这类场地上。

2.6.4.2 不确定性的考虑

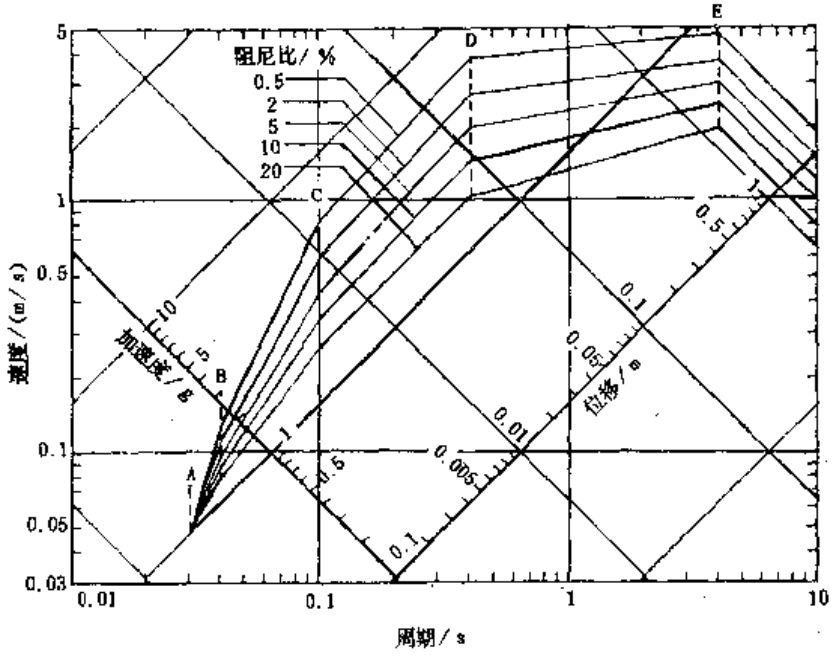
新的（HAF0101）送审稿第8.4.2条中规定“对Ⅰ级要求，还应考虑其它不确定性因素的影响。”按照新的（HAF0101）送审稿的规定，要求考虑下面这几个环节中的不确定性：①地震动衰减关系；②地震活动性参数和模型输入参数；③土层参数。

2.6.4.3 建于非岩性地基上的核供热站

我国核安全局要求，核供热站的抗震设计要求同核电厂。对于非岩性地基，地基-结构相互作用是一个重要问题。美国土木工程师协会标准（ASCE 4-86）规定：“3.3.1.2 自由场震动的空间变化——（a）只要考虑了非竖向传播引起的扭转影响，可以假设沿竖向传播的剪切



(a) 基岩场地水平向标准反应谱



(b) 硬土场地水平向标准反应谱

图 2.6.1 核电厂抗震设计规范标准反应谱

和压缩波进行SSI分析。(b)对部分埋置的结构，可以考虑振幅和频率成分随深度的变化。自由场基础深度处的加速度反应谱的幅值不得小于自由场平整地表处相应设计反应谱的60%。”在SSI分析的阻抗法中，又规定：“3.3.4.1 输入地震动的确定——在自由场表面定义的控制震动可以输入到无质量刚性基础。若采用控制震动作为输入，则不必考虑埋置或行波效应。另一方法是，只要在分析中也采用了相应的那些计算得到的转动输入，则可考虑埋置或行波效应，将自由场表面的控制震动加以修改后作为无质量刚性基础的输入。”

2.7 地下直埋管道

地下直埋管道的抗震设计与地上结构物的抗震设计有重要的差别。一般地上结构物的破坏决定于地震动在结构物上引起的惯性力，是一种动力作用；相反，地下直埋管道的破坏却决定于地震动引起的地基变形，是一种静力或准静力作用。之所以如此，主要有以下两个原因：第一，地下直埋管道与地基之间的联结有许多个点，或者严格地说，在整个管道的全长上有连续的联结；而一般房屋只是在基底处与地基接触，地震动只是在这一个面上作用于结构，在计算模型中，后者只是作为一个点看待。桥梁介于两者之间，既要像房屋那样考虑地震引起的惯性力，又要考虑桥梁支承点之间的相对运动而引起的反应。地下直埋管道则仅考虑后者，即地基变形引起的管道变形。第二，由于管道很长，长度远大于其直径，故横向的柔度很大，所以管道大体上按照地基的变形而变形。这一差别自然会要求其抗震设计与房屋有差别，这种差别自然会表现在抗震设防标准和抗震设计规范中。我国有关地下直埋管道抗震设计规范有：

·国家标准：《室外给水排水和煤气热力工程抗震设计规范（TJ 32-78）》。

·石油天然气行业标准：《输油（气）埋地钢质管道抗震设计规范（SYJ 4050-91）》。

2.7.1 《室外给水排水和煤气热力工程抗震设计规范（TJ 32-78）》简介

2.7.1.1 需要进行专门研究的问题

规范规定："第2条 …… 对设计烈度高于9度或有特殊抗震要求的工程，应进行专门研究设计。"

2.7.1.2 抗震设防目的

规范在原则上规定："第1条 …… 在遭遇相当于设计烈度的地震影响时，其震害不致使人民生命和重要生产设备遭受危害，建筑物（包括构筑物）不需修理或经一般修理仍能继续使用，管网震害控制在局部范围内，尽量避免造成次生灾害，并便于抢修和迅速恢复使用 ……。"

2.7.1.3 地下直埋承插式管道

规范规定，地下直埋铸铁管道或其它承插式管道直线段的接口构造及布置，应根据剪切波作用下管道所产生的轴向变形确定。管道的轴向容许变形应符合下式要求：

$$66\zeta k_h T_m^2 < \sum_{i=1}^{n} [u]_i \tag{2.7.1}$$

式中，ζ 为地下管道变形计算的传递系数；k_h 为水平加速度；T_m 为场地的卓越周期（s），应按实测确定，无实测资料时，对Ⅱ、Ⅲ类场地可取其反应谱的拐点周期；$[u]$ 为单个管道接口的容许拉伸变形（cm）；n 为半个视波长内的接口总数。式中利用了地震动峰值加速度 a、速度 v 和位移 d 之间的下述关系：

$$d = v\left(\frac{T}{2\pi}\right) = a\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \tag{2.7.2}$$

2.7.1.4 地下直埋钢管、刚性接口的管道及砌体管道

规范规定，上述管道的直线段，在剪切波作用下所产生的轴向应力应符合下式要求：

$$\frac{94E\zeta k_h T_m}{V_s} < [R_t] \tag{2.7.3}$$

式中，$[R_l]$ 为管体或管道接口的抗拉或抗压设计强度（10N/cm²）；E 为弹性模量；V_s 为剪切波速。

2.7.2 几点讨论

（1）关于地震动的规定。

从理论上说，对于地下直埋管道，应该规定管道处的地基变形，而此变形应该由此处的地震动速度 v 来计算。本规范假定地基运动接近简谐振动，周期为 T_m，因而从规范中规定的地震动加速度 a，按 $v=a\frac{T_m}{2\pi}$ 计算地基地震动速度，这是近似的方法。日本地下直埋管道则按反应谱计算，取 $v=S_v(T_m)=K_0\cdot\beta_v(T_m)$，这里 K_0 为地基下基岩顶部的地震动峰值加速度；S_v 和 β_v 分别为地基的速度反应谱或放大谱。

（2）此规范正在修订中，关于地震动的上述规定可能不再以加速度计算。

参 考 文 献

高孟潭、韩炜，1992，抗震设计中的大、中、小地震的确定，见：文集编委会，地震工程研究文集，地震出版社。

第三章　工程场地地震安全性评价分级[①]

3.1　工程抗震的设防标准

为了减轻工程建筑物在地震作用下造成的破坏，达到抗震减灾的目的，必须对地震区的新建工程采取设防措施。设防措施包括三个环节：选址、设计、施工。每个环节都要考虑到抗震因素。这三个环节统称为工程抗震设防。每个环节都需要制定抗震设防的原则和标准，称这些原则和标准为工程设防标准。工程抗震设防标准和工程场地地震安全性评价有十分密切的关系。抗震设计只是抗震设防的一个环节，而不是抗震设防的全部。仅仅做好工程建筑物的抗震设计，而忽视另外两个环节，仍达不到抗震减灾的目的。对中、小工程，一般不做细致的选址工作，只注意后两个环节。对重大工程，这三个环节都同样重要。

3.1.1　场址选择

新建工程抗震设防的第一个环节是选址。一般选址设防原则是：选择潜在地震发生危险较小的地区；选择场地地震反应较小的地段；选择工程结构地震反应较小的地段；选择地震地质灾害较小的地段。

新建工程如有选择余地，应选在地震危险性低的地区或非地震区，设法避开高烈度区。

不同的场地对同一次地震的反应是不同的，该方面的研究称之为场地条件影响。

自1970年通海地震以来，胡聿贤教授就场地条件对震害和地震动的影响做了长期、艰苦、卓有成效的研究。无论是地震现场的震害考察、统计分析，还是地震场地反应的理论研究，都具有高度的科学价值和实用意义，为新建工程选择场地地震动反应较小的地区和地段，奠定了理论和实践的基础。场地影响，主要来自地质构造、土质条件和局部地形。例如，发震断层控制着极震区的形状，位于断层上部及其附近两侧的震害最重。高耸的山包、山脊，突出的山嘴地震动反应放大，震害明显加重；软土地基的地震反应特性和震害也都加重；饱和砂土的液化可能导致地基失效等等。影响场地的因素众多，新建工程选址时，应根据地震小区划结果，尽可能选择地震反应较小的地段，以利于减轻震害。

不同的结构在同一场地上的地震反应也有很大差别。因此，选址时应进一步根据结构的自振特性和结构与土层的相互作用原理，选择对新建工程的结构反应较小的场地。唐山地震中，按大范围的烈度衰减，天津市的宏观烈度应为Ⅶ度而不是Ⅷ度，但由于软土的影响，老旧的非刚性房屋、厂房、框架等自振周期较长的房屋地震反应较大，震害达到Ⅷ度地震的平均程度；而刚性多层砖房的结构反应并未放大，仍然只有Ⅶ度地震的平均震害程度。在海城地震中，营口市大面积砂土液化，不同结构的震害差异更加明显，多层砖房相当于Ⅶ度震害，单层厂房相当于Ⅷ度震害，烟囱相当于Ⅸ度震害。从墨西哥地震的震害看，墨西哥城中十至十四层建筑的结构反应最大，破坏和倒塌也最严重。这些震例都表明，在选址时，应根据场地的特性来布置适宜于建造的结构类型，以求结构的地震反应较小，从而减轻和避免地震的

① 冯启民执笔。

危害。

断裂、崩塌、液化、沉陷、泥石流等地震地质灾害往往给工程造成不可补救的损失，在选址阶段，应该对这些潜在地震地质灾害作出评估，把工程置于地震地质灾害轻的地段。

总之，在城市建设中，新建工程的场址选择，应根据地震地质、工程地质、地形地貌等有关资料，从安全与经济、工程与环境等方面作出综合评价。宜选择有利的地段，避开不利的地段；当迫不得已建在不利地段时，应采取相应的抗震措施。

3.1.2 抗震设计

新建工程抗震设防的中间环节是抗震设计，这是关键的一环。一个好的抗震设计应该首先构思一个好的抗震概念设计，然后才是按有关规范的条文要求，进行结构抗震验算和抗震构造措施的设置与检查，以取得最满意的设计效果。这是一个创造性的过程。抗震概念设计，大致可归结为以下几点：

（1）明确的设防目标。

抗震设计中的基本烈度也好，设防烈度也好，都是决策者主观确定的，是在一定客观条件下做出的主观选择，即决策。它将随建筑物的重要性、国民经济的水平、科学技术的发展，以及公众的心理状态和政府的可承受程度等因素的变化而有所变动。因此，抗震建筑的设计者，对待规范中的标准，除可根据实际情况选择之外，还可加以软化，但要以减轻地震灾害的损失（包括人员和经济）以及能承受的程度为总目标。

（2）动反应的概念。

建筑物在地震的作用下受到激烈的振动，产生随时间变化的运动位移、速度和加速度。加速度的大小，不仅和建筑物基础震动有关，还和建筑的质量分布、刚度分布、阻尼特性等结构本身的参数有关。结构本身参数的改变，将改变加速度的反应，即使地震荷载发生变化。结构的动力特性（自振频率、振型、阻尼参数等）和基础输入的地震动相互作用决定着地震荷载。这和建筑物受到的静力荷载的设计有原则的不同。设计者应该从振动的概念出发，选择有利于抗震的场地和结构体系（包括减震隔震体系），以减小建筑结构的地震动反应，得到既安全又节约的建筑设计。

（3）总体抗震的概念。

抗震规范的条文大多是针对各个部件的，抗震设计以往也往往从各个部件的抗震要求出发。但实际上，建筑物的抗震有赖于各部件有机结合起来的总体。抗震设计必须从总体出发，选择建筑的体型、结构的抗震体系、地震作用的传递途径等，使其总体具有可靠的整体连接和结构稳定性、合理的刚度和强度分布、必要的抗震能力（包括强度、变形和吸能），从而使建筑物在地震时发挥有效的整体抗震作用。

（4）变形协调概念。

变形协调，是建筑抗震的深层知识，要求是三维的。在同一楼层平面内，要求各点的振动在同一时刻、同一方向的水平侧移量尽可能一致，或由侧移小的部件协同侧移大的部件共同抗御地震，避免应力集中变形突变而形成薄弱部位，避免发生明显的扭转而增大变形；在同一竖直平面内，要求同一层间的各抗侧力构件的侧移量尽可能一致，或由侧移小的部件协同侧移大的部件共同抗御地震；与此同时，楼层之间的层间位移量不发生显著突变，避免出现过于薄弱的楼层。

（5）脆弱点的概念。

抗震设计，切忌存在脆弱点。脆弱点既指结构在地震时骤然破坏而导致建筑物整幢或部分倒塌的某一部分或某一构件，也指个别抗震能力很差、易倒塌或掉落的部件，价格昂贵又易震损的设施、设备、装修、文化艺术珍品，以及可能会因局部破坏导致严重次生灾害的部位或部件。

（6）冗盈度的概念。

对于非地震区或在使用期内未遭受地震的建筑物来讲，抗震设计是多余的、冗长的，但为了防御潜在地震的风险，不仅要增强建筑物的抗震能力，而且还应设置多道防线，使之具有结构赘余度，并使建筑物的某些预估部位或部件在因地震而遭到破损后，仍然不丧失整体抗震和承受重力荷载的能力，减轻和避免主体的破坏，取得减轻地震损失的盈益。抗震设计时，只想有盈益而无冗长之处，实不可能办到；反之，处处冗长而盈益不佳者，也不可取。抗震设计要冗盈适度，即风险决策的损益要合适、满意。

3.1.3 施工质量

新建工程抗震设防的第三个环节是保证施工质量。一个工程的抗震设计再好，倘若施工存在重大隐患，一经强烈地震便暴露出来，由此而造成严重震害的实例不胜枚举。

海城地震中，工业和民用建筑遭受震害最重的两个实例，均是因施工质量差而造成的。营口市老边中板厂机修车间为单层钢筋混凝土结构厂房，Ⅱ类场地土，遭受Ⅷ度地震，屋盖系统（屋面板和屋架）除一柱间外全部坠落在车间内。据震后调查人员检查，屋面板与屋架上弦间未加焊接或仅为点焊的达50%～60%，加上支撑系统为细长比特大的焊件，因此地震时整个屋盖失稳而倒塌。海城县招待所两侧楼为三层砖混结构，原设计墙体砌筑砂浆标号为25号，施工时用小窑水泥，震后实测砂浆标号仅10号左右，且纵墙承重体系因横墙甚少又有扭转因此全毁倒平。唐山地震中，多层砖房因纵横墙联结不好甚至无拉结，造成外纵墙倒塌的，从Ⅹ度区到Ⅵ度区都可见到。秦皇岛油毡厂二层宿舍和玻璃纤维厂二层住宅的外纵墙倾倒，均因与内横墙无联结。唐山地委的10幢住宅，因墙体材料质量差，使用砖标号过低，全部倒毁。震后按抗震设计要求计算，发现在此小区中不应出现全部倒塌。

反之，由于施工质量好，经受住地震考验的，也不乏其例。

唐山地震中，唐山市路南震中区达谢庄小学的一幢三层砖混结构楼房，震后裂而未倒。这是在唐山市施工的第一幢装配式楼屋盖房屋，试点工程特别精心，砖墙体和楼房盖的施工质量甚好，砌筑砂浆饱满，竖缝也有浆。唐山市北部唐丰路路东的冶金厂3幢三层74型住宅，南北朝向的两幢裂而未倒，东西朝向的厢房楼倒塌。调查结果，厢房楼的墙体砌筑砂浆为10号，另两幢达25号。海城地震中，海城镇医院设计合理，施工质量好，地震后成了“安全岛”，照常门诊、治疗，担负起医疗救护的重任。在海城镇中，还调查到用白灰砂浆砌筑墙体的二层砖混结构（部队招待所侧楼），灰浆均匀密实，砌筑质量甚好，仅轻微损坏。

关于施工质量对抗震能力影响的定量研究，全国砌体结构标准技术委员会周九仪高级工程师在西安做了极有价值的试验。用由3名不同技术水平的人员砌筑的试件进行砌体抗剪强度、抗压强度和墙片往复水平推力的对比试验。一类试件，由1名长期在试验室从事砌体试件砌筑的7级瓦工砌筑，其水平很高，砌筑质量超过施工现场的同级瓦工；二类试件，由1名近十年来已很少从事砌筑操作的7级瓦工砌筑，技术水平较高，所砌筑的砖砌体质量大致相当于施工现场5～6级瓦工水平；三类试件，由1名乡镇企业建筑队的3～4级瓦工砌筑，技术水平很低，砌筑的砌体质量也很差。对比试验结果，二类试件的强度为一类试件强度的70%

左右；三类试件的强度为一类试件强度的50%左右。由此可见，仅操作人员技术水平的高低所造成的施工质量的差异，即可使砌体的抗剪、抗压和墙片往复水平推力的强度相差达1倍左右；如果施工用料再有差异，其强度差异就会更大。厦门市鹭江大学兰贵禄教授的理论分析表明，砌体结构，如果砌筑时竖缝有浆，可使砌体的抗震强度约提高1/3。

提高施工质量对于增加抗震效益极为明显，但目前对施工质量问题普遍重视不够，尤其是与抗震能力密切相关的隐蔽工程。为提高施工质量，应加强施工中的质量监督和对使用材料的检验，同时应加强技术培训。

对上述三个环节都应制定切实可行的规范或标准，按照规范和标准实施工程，既能保证抗震安全，又能节约投资。

3.2 地震安全性评价工作和工程抗震设防标准的关系

地震安全性评价工作依据地震地质、地震活动性以及工程场地条件，客观评价地震地面运动的各个参数。这些参数（如加速度峰值、反应谱、持续时间等）并不等于设防标准，还应考虑到工程的重要性、投资强度、社会发展和环境影响等多方面因素，综合给出适于工程设计用的地震动参数。称这些参数为工程抗震设防标准。我国已经颁发的几部建筑物抗震设计规范都是以烈度为设计参数的。下面回顾一下50年代初至今我国建筑物抗震设防准则与其相关的地震基本烈度的关系。

3.2.1 50年代

50年代，在发展国民经济的第一个五年计划期间，我国在原有生产力极为薄弱的基础上进行大规模建设，为保证重点工程的建设，当时将非生产性建设的建设标准和工程造价大大降低，作为实现工业基本建设计划的必要措施。当时我国还没有自己的抗震设计规范，参考苏联的地震区建筑规范（TY-58-48和CH-8-57）进行计算。其结果是：与不设防相比，一般民用住宅若按Ⅷ度设防，土建投资要增加8%；一般纺织厂若按Ⅶ度设防，土建投资要增加10%～12%，若按Ⅷ度设防，投资增加15%～16%。为节约投资，国务院于1957年5月10日下达《对地震烈度的处理意见》的文件，要求降低新建工程的抗震设防标准。即：在Ⅶ、Ⅷ、Ⅸ度地震区中重要工程的主要生产用房按基本烈度设防；一般的民用建筑，如办公楼、宿舍、车站、码头、学校、研究所、图书馆、博物馆、俱乐部、剧院及商店等，在Ⅷ度及其以下地震区均暂不设防，在Ⅸ度及其以上地震区，用降低建筑物高度和改善建筑物平面布置来达到减轻地震灾害的目的。

这一时期对新建工程的抗震设防准则的决策，在地震安全方面的认识是基于对地震的宏观震害程度的描述，即估计在发生Ⅶ～Ⅷ度地震时，不设防的建筑一般只发生裂缝等局部损坏，不致影响整个建筑工程的安全，地震后加以修复、加固仍可照常使用。

50年代主要是依据历史地震资料来确定基本烈度。基本烈度系指一定地区范围内可能遭遇的最大烈度，没有考虑时间的因素。国家建委、国家计委在1957年和1958年曾先后颁发了三批共297个城市的地震基本烈度。按当时确定的基本烈度，北京为Ⅷ度（中国科学院地球物理研究所调查为Ⅶ～Ⅷ度）；徐州、太原、兰州、乌鲁木齐为Ⅷ度；天津、唐山、邢台、成都、广州为Ⅵ度。

我国在第二个五年计划初，开始着手编制地震区建筑规范。1958年3月在国务院科学技

术委员会建筑组的领导下成立了编制组，由中国科学院土木建筑研究所（现国家地震局工程力学研究所前身）等18个单位组成。在刘恢先所长的主持下，于1959年6月提出《地震区建筑规范草案》。该规范草案适用于基本烈度Ⅵ度到Ⅹ度区域内的工业、民用、给水、排水、道路、水工等建筑物。

在编制这个规范草案时，除充分利用我国的科学研究成果外，主要以苏联《地震区建筑规范（CH-8-57）》为依据，同时参考了其他国家的文献。在设防准则上，遵照国务院1957年关于《对地震烈度的处理意见》的精神，为节约投资，抗震设防标准和抗震措施都低于苏联规范的要求。59规范草案中，工业及民用建筑的设防烈度，即防御目标，按建筑物的重要性分为四级、五类：

Ⅰ级：特别重要的建筑，设防烈度提高1度；

Ⅱ级：重要建筑，系指重要企业的重要建筑（如主要生产车间、动力供应中心等）、受地震破坏可能引起重大次生灾害的建筑、重要的供水供电建筑及消防用建筑、人们经常聚集的公共场所、重要的或宏伟的建筑（如广播电台、大型博物馆、大型图书馆、大型邮电局、二十层以上的多层建筑等）、易受地震破坏的重要建筑（如高烟囱）等，设防烈度即为建筑场地烈度（场地烈度一般同基本烈度）；

Ⅲ级甲类：一般的工业、农业和民用建筑，Ⅶ～Ⅹ度时的设防烈度均降低1度；

Ⅲ级乙类：小型作坊、一至二层横墙较多的民用建筑以及半永久性建筑物，Ⅶ度按Ⅵ度设防，Ⅷ～Ⅹ度时均降低2度；

Ⅳ级：临时性及不重要建筑（一般仓库），均按Ⅵ度设防。

对给水排水工程、铁路公路的道桥和水工建筑，也都按重要性提出不同的设防要求。

关于Ⅵ度设防问题，在这本规范草案中原则规定为：当场地烈度为Ⅶ度或Ⅷ度以上，而设防烈度为Ⅵ度时，在不增加投资的原则下，建筑物的设计应尽量考虑提高其抗震性能。

3.2.2 60年代

1962年5月，国家计委作出制定21项通用设计规范的决定，指定由中国科学院工程力学研究所（现国家地震局工程力学研究所）负责与有关部门共同编制地震区建筑规范。1964年11月提出《地震区建筑设计规范（草案）》，简称64规范。与1959年的《地震区建筑规范草案》相比，其适用范围不包括Ⅹ度区，并明确Ⅵ度不设防。抗震设防标准对一般建筑物有所提高，Ⅷ～Ⅸ度时均降低1度，Ⅶ度时不降低。乙类建筑只需符合部分构造要求。

64规范和59规范草案虽未经国家批准公布实行，但它们的设防准则和设计方法，对我国工程抗震的影响颇为深远，长期以来，为设计部门所参考引用，而且成为后来编制抗震规范的基础。

1966年邢台地震和1967年河间地震后，根据周恩来总理“要密切注视京津地区地震的动向”的重要指示，在国家科委地震办公室和国家建委京津地区抗震办公室的组织下，于1969年对北京、天津Ⅶ～Ⅷ度地震区的新建工程编制了《京津地区工业与民用建筑抗震设计暂行规定（草案）》。该草案是从京津地区的实际情况和迫切需要出发，在认真总结邢台地震经验的基础上，参考64规范的有关规定提出来的。

3.2.3 70年代

继1966年邢台大地震后，1970年又发生通海大地震。为保障地震时人民生命财产的安全，1971年国家建委下达编制《工业与民用建筑抗震设计规范》的任务。1974年，抗震设计

规范（TJ 11-74）正式颁布试行。

74 规范主要参考 64 规范和 1969 年《京津地区工业与民用建筑抗震设计暂行规定（草案）》，并吸取了国内多次大地震的经验和有关科研成果，同时还参考了国外的抗震设计规范和有关科研成果，它的适用范围是Ⅶ～Ⅸ度。

74 规范的抗震设防准则和防御目标均有所变化，震害限度的期望较明确。这一规范的制定考虑了我国 70 年代的国民经济水平，结合了抗震减灾的要求，并考虑了当时国家地震局对基本烈度所赋予的新含义。当时基本烈度已含有明确的时间概念，即给出某地区自 1973 年以后未来百年内在一般场地条件下可能遭受的最大烈度。

74 规范的防御目标采用设计烈度，即过去的设防烈度。设计烈度是根据建筑物的重要性，在基本烈度的基础上按下列原则调整确定的：

（1）对于特别重要的建筑，设计烈度可比基本烈度提高 1 度采用；

（2）对于重要的建筑物，设计烈度按基本烈度采用；

（3）对于一般建筑物，设计烈度可比基本烈度降低 1 度采用，但基本烈度为Ⅵ度时不降低；

（4）对于临时性建筑物，不设防。

在 74 规范中，首次明确指出设防建筑地震破坏的容许程度，即“工业与民用建筑物经抗震设防后，在遭遇的地震影响相当于设计烈度时，建筑物的损坏不致使人民生命和重要生产设备遭受危害，建筑物不需修理或经简单修理仍可继续使用。”该规范编制时，根据国内几次大地震的经验和国外资料，按地震灾害的宏观状况对这一容许破坏程度作了大致的估计，它大体上限制在轻微或中等损坏范围内。震害划分的标准是：完好——承重结构完好，非承重结构未受损坏或有些损坏；轻微损坏——部分承重结构轻微裂缝（局部损坏），非承重结构有些损坏，稍加或不加修理仍可继续使用；中等破坏——部分承重结构有较大的裂缝，经一般修理可以使用；严重破坏——承重结构破坏严重，需大修或翻建。

1976 年唐山大震后，国家建委随即要求中国建筑科学研究院修订抗震设计规范。1978 年完成修订并批准《工业与民用建筑抗震设计规范（TJ 11-78）》为全国通用设计规范，自 1979 年 8 月 1 日起实行。此次修订主要以唐山地震后的初步调查总结资料为依据，有关抗震设防准则的内容、建筑抗震的设防标准（防御目标）变动较大，既提高了抗震设防的要求，又补充了对基本烈度为Ⅵ度地区的要求，但对容许破坏的程度未作修改。

78 规范对工业与民用建筑的防御目标，即建筑物的设计烈度，在海城、唐山地震经验的基础上，改为一般按基本烈度采用；对特别重要的建筑物，即具有特别重要的政治、经济意义和文化价值以及次生灾害可能特别严重的少数建筑物（包括大中城市的要害系统的关键部位），为保证安全，设计烈度可比基本烈度提高 1 度；对次要的建筑物，如一般仓库、人员较少的辅助建筑物，其设计烈度可比基本烈度降低 1 度，但基本烈度为Ⅵ度时不再降低。78 规范中未提及临时建筑物，它照例不需考虑抗震设防。对于有特殊抗震要求的建筑物，如不容许开裂和损坏的建筑物，则应根据专门研究成果进行抗震设计，不属于该规范的范围。

关于基本烈度，78 规范明确规定基本烈度按国家地震局 1977 年正式颁布的中国地震烈度区划图采用。这张烈度区划图自 1972 年开始编制，故在 74 规范中已采用了其基本烈度的新含义。这张区划图所划定的烈度分布与 1958 年颁布的结果相比，一些大城市的基本烈度有了很大的变动，如北京、天津、太原、唐山等大城市现均属Ⅷ度区。

关于设防的范围，78规范虽仍明确指出适用于设计烈度为Ⅶ～Ⅸ度的工业与民用建筑，但对Ⅵ度地区也要求考虑地震的影响，在不增加建设投资的前提下，应尽量做到减少地震破坏。而对Ⅹ度区，则明确应进行专门研究与设计。

鉴于唐山大地震的惨痛教训，刘恢先教授和许多专家曾提出抗震设防要做到“小震不裂，大震不倒”的意见，当时在美国、日本等国家编制的抗震设计规范草案中，也提出与此类似的设计思想。遗憾的是，对地震破坏的容许程度这一有关抗震设防准则的原则问题，在78规范中未作认真考虑，仅在构造措施上注意到提高多层无筋砌体房屋的抗倒塌能力，增设钢筋混凝土构造柱等措施。

3.2.4 80年代

1981年，国家建委要求中国建筑科学研究院会同全国各有关部门对《工业与民用建筑抗震设计规范(TJ 11-78)》进行修订。国家计委于1989年批准了新的《建筑抗震设计规范(GBJ 11-89)》，1990年起实行。89规范是在78规范的基础上，充分吸取国内外大地震的经验，以及有价值的科学研究成果和新近的理论与方法修订而成的。

89规范在抗震设防准则上有了重大的发展，其防御目标采用三个水准而不是一个水准；抗震设防准则中建筑物的地震破坏容许程度也按三个水准分别确定。89规范对Ⅵ度区中的建筑极为明确地规定应予以设防，适用范围扩大为Ⅵ～Ⅸ度区。

89规范根据地震发生的风险水平所采用的三个水准如下：以50年超越概率为10%（相当于地震重现周期为475年）的地震影响为基本的防御目标——设防烈度；以50年超越概率为63%（相当于地震重现周期为50年）的地震影响为小震（多遇地震）的防御目标；以50年超越概率为2%～3%（相当于地震重现周期为2475～1641年）的地震影响为大震（罕遇地震）的防御目标。根据统计分析，“小震”比设防烈度低1.5度左右，“大震”比设防烈度大约高出1度左右。

按89规范设防的建筑，在遭遇三个不同风险水平的地震影响时，容许的破坏程度为：“当遭受低于本地区设防烈度的多遇地震影响时，一般不受损坏或不需修理仍可继续使用；当遭受本地区设防烈度的地震影响时，可能损坏，经一般修理或不需修理仍可继续使用；当遭受高于本地区设防烈度的预估的罕遇地震影响时，不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。”此震害限度的设防准则，可概括为“小震不坏，中震可修，大震不倒”。不过，这还只能说89规范的抗震设防在一定程度上体现了“小震不坏，大震不倒”这种双重设防准则的设计思想，因为它所指的“小震”、“大震”是特指的，并不是地震工程学和人们直观的小震和大震。如在Ⅵ、Ⅶ度区，89规范所能保障的仅是遇有Ⅶ、Ⅷ度地震的影响时不倒。可以预料，按Ⅵ度、Ⅶ度设防的建筑，遇有Ⅸ～Ⅹ度大震时，很可能仍将会倒塌。尽管如此，与以往所有规范的设防标准和设计思想相比，显然有了很大的提高和发展。

89规范的设防烈度(即78规范的设计烈度，它又回到64规范的名称)，一般情况下可采用基本烈度，且对做过地震小区划的城市，也可采用批准的地震小区划中的设防烈度或设计地震动参数。

对不同的建筑，按其重要性分为四类进行抗震设防。即：

甲类——特殊要求的建筑(如易产生放射性物质污染、剧毒气体扩散、大爆炸的建筑，其他有重大政治、经济、社会影响的建筑等)，地震作用按专门研究的地震动参数计算；抗震措施要特别制定。

乙类——国家重点抗震城市、处于Ⅵ度区的省会和百万以上人口城市中的重要建筑（包括城市生命线系统的建筑物和地震时救灾需要的建筑物，如指挥中心，医疗救护、消防救火、广播通讯设施，交通枢纽，供电、供水、供气设施等；还包括地震破坏会造成次生灾害或严重经济、政治损失的重要建筑），地震作用按设防烈度计算，设防烈度为Ⅵ度时可不计算；抗震措施按设防烈度提高1度采用，设防烈度为Ⅸ度时可适当提高。

丙类——一般建筑，地震作用按设防烈度计算，设防烈度为Ⅵ度时可不计算；抗震措施按设防烈度采取。

丁类——次要建筑（如遇有地震破坏不易造成人员伤亡和较大经济损失的建筑），地震作用按设防烈度计算，设防烈度为Ⅵ度时可不计算，抗震措施按设防烈度降低1度采用，但设防烈度为Ⅵ度时不降。

在城市新建工程中，除建筑物以外，对构筑物、工程设施和设备也制定了有关新规范，应按其要求进行设防。如《构筑物抗震设计规范》，《电力设施抗震设计规范》，《水工建筑物抗震设计规范》，《铁路工程抗震设计规范》等。这些规范的抗震设防准则与《建筑抗震设计规范》大致相仿。对特殊重要的建筑，如核电厂，抗震规范规定的设防标准极高，其防御目标和相应的震害限度分为两级：防御低水平的地震动，要求震后核电厂保持正常安全运行；防御高水平的地震动，要求核电厂能维护安全，防止放射性物质外泄。高水平的设计基准地震动的地震重现期为1万年，相当于50年超越概率为0.5%；低水平的设计地震动峰值加速度值取高水平的一半。

3.2.5 小结

综上可见，新建工程的抗震设防准则，在不同的建设时期有较大的变动，防御目标（设防标准）逐步增高。下面以量大面广的一般建筑为例，归纳不同时期的防御目标，即设防烈度或称设计烈度如下：

89规范：一般建筑设防烈度采用基本烈度；

78规范：一般建筑设计烈度采用基本烈度；

74规范：一般建筑设计烈度比基本烈度降低1度（Ⅵ度将不降）；

64规范：一般建筑设防烈度比基本烈度降低1度，其中甲类Ⅵ度时不降，乙类Ⅵ度时只考虑构造要求；

59规范：一般建筑甲类设防烈度比基本烈度降低1度（Ⅵ度不降）；乙类设防烈度比基本烈度降低2度（Ⅷ度时降低1度，Ⅵ度时不降）。

抗震设防准则中的震害限度也是逐次提高的，如当遇有防御目标的地震影响时，89规范为“小震不坏，中震可修，大震不倒”，其他规范均为“经一般修理可用”；当遇有达到基本烈度的地震影响时，对一般建筑，59，64和74规范为“不倒”，78和89规范为“可修”。

89规范采用了三个不同超越概率的设防标准，对不同地区或城市，三个不同超越概率对应的烈度（或加速度值）值，要通过场地地震安全性评价工作来得到。第三代全国基本烈度区划图就是以50年超越概率为50%这一水准确定全国基本烈度的。可见，地震安全性评价工作是确定工程抗震设防标准的基础，对有特殊要求的建筑或重大工程，通过场地地震安全性评价工作可直接提供工程抗震设防标准。

以上从三个工程设防方面阐述了工程抗震设防标准和工程场地地震安全性评价的关系。目前，我国还没有较为完整的包括三个方面的工程抗震设防标准，逐步完善这些标准是十分

重要的。为了健全这些标准，除了依靠法规建设推动之外，做好工程场地地震安全性评价工作也是完全必要的。

3.3 各级工程场地地震安全性评价工作的要求

近几十年来，特别是近一二十年，随着我国经济建设的发展，兴建了不少大型工矿企业、超高建筑、电视塔、大桥、大坝、核电厂及大城市与新的经济开发区等，因而已经发展了不同深度的工程场地地震安全性评价方法。这些方法包括：地震危险性概率分析、地震危险性确定性分析、场地设计地震动参数估计、场地地震灾害评价、地震小区划和编制基本烈度区划图等。这些工作已经针对不同的工程要求用于实际工程，并收到了较好的效果。

不同工程对工程场地地震安全性评价的深度以及提供的参数要求不同，这取决于工程的安全性、危险性、工程类型以及国家政策等因素。比如，对一般工业民用建筑，我国已经颁发的建筑物抗震设计规范（64、78、89 规范等）均考虑不同建筑物类别，以基本烈度为基础调整确定设防烈度。正如上节所述，编制基本烈度区划图是一般工业与民用建筑确定设防烈度的依据。大城市（指直辖市、省会城市以及百万人口以上的城市）、重要经济开发区、大型厂矿企业以及重要生命线工程（指交通、通讯、供电、供水、输油、输气等工程）等都比较重要，而且都覆盖较大的区域范围，通过复杂的工程地质或区域地震地质区段，不同区段的地震地质灾害和设计地震动参数都不同，如果仍然用基本烈度区划图作为确定这些工程建设的抗震设防标准的基础，显然不能满足抗震安全性的要求，因此要做地震小区划。再如核电站和极重要的大坝等，它们的破坏将导致极其严重的后果，国际上对这类工程的抗震设计也有严格的要求，因此对该类工程场地应该做最为详细和深入的场地地震安全性评价工作。对次于核电站的、抗震设计规范中又规定要专门做场地地震安全性评价工作的重大工程，它们的破坏也将导致严重的后果，它们的抗震设计所采用的地震动参数既不同于核电站，也不同一般工业、民用建筑，因此，必须分列另一级场地地震安全性评价工作。概括起来，场地地震安全性评价工作分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ级。

Ⅰ级要求进行地震危险性概率分析、保守的地震危险性确定性分析、能动断层的确定、设计地震动参数估计和详细地震地质安全性评价。该级要求适于核电站以及特殊重要的大坝等工程。

Ⅱ级要求进行地震危险性概率分析及地震小区划。该级要求适用于位于Ⅶ度以上（含Ⅶ度）地区的重大城市重要经济开发区、大型厂矿企业及重要生命线工程等。

Ⅲ级要求进行地震危险性概率分析、场地设计地震动参数估计和一般地震地质安全性评价。该级要求适用于除Ⅰ、Ⅱ级以外的位于烈度Ⅶ度以上（含Ⅶ度）地区的大型项目中的重要工程，在抗震设计规范中规定要专门进行特殊研究，它们的破坏会导致严重的后果。

Ⅳ级要求应依据现行中国地震烈度区划图使用规定进行设防。凡需进行基本烈度复核者，均应进行烈度的地震危险性概率分析。该级要求适用于除Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ级以外的工程。

地震危险性概率分析把地震发生看作随机事件，把地震和地震动参数看作随机变量或随机过程，用概率分析方法确定场地的地震动参数。其工作步骤包括：区域地震活动性研究；区域地震构造研究；地震区、带划分；地震构造条件综合分析；近场地震活动性研究；近场活动构造调查；潜在震源区划分；地震活动性参数确定；确定烈度或地震动（峰值、反应谱）衰

减规律；地震危险性计算；不确定性校正和危险性分析结果的表述。

地震危险性的确定分析是把地震发生看作确定性的事件来分析场地的地震动参数，包括两种方法：地震构造法和最大历史地震法。其工作步骤包括：区域地震活动性研究；区域地震构造研究；近场地震活动性研究；最大历史地震研究；近场活动构造调查划定地震构造区以及确定构造区内地震的震级及位置；对地震活动断层分段并确定其相应的最大地震震级；确定加速度衰减规律；用地震构造法计算工程场地地震加速度峰值，用最大历史地震计算工程场地加速度峰值，取所确定的加速度值中高者为确定性方法的加速度峰值；地震动反应谱可取标准反应谱，或者取场地相关谱，或取两者的包络为确定性方法得到的地震动反应谱。

场地设计地震动的参数估计：设计地震动参数是工程抗震设计所采用的地震动参数，它一般包括地表或不同深度的地震动峰值和场地地震相关反应谱，对重大工程往往还包括地震动时间过程。它们的估计步骤包括：场地工程地质条件勘察、场地土动力性能测定、场地地震反应分析模型及参数确定、输入地震动的确定、场地地震反应与场地地震相关谱的计算、设计地震动参数的确定。

地震地质灾害评价包括：活动断层调查，粉、软砂土液化，土震陷，土体边坡稳定性评价，岩土体崩塌估计等，结合场地特点可能发生的其它地震地质灾害包括海啸，湖涌，陷落，地面或矿坑涌水等。

地震小区划包括地震动小区划和地震地质灾害小区划。地震动小区划包括地震动加速度峰值和反应谱小区划，其步骤是：工程地质单元分区，在工程地质单元上选择若干控制点或工程地质剖面，用场地设计地震动参数估计的方法计算控制点或工程地质剖面的地震反应，确定各区地震动参数。地震地质灾害小区划用地震地质灾害评价方法进行并绘制各种灾害的分布图。

第二篇　地震安全性评价中的地震地质问题

第四章　地震地质概述[①]

4.1　研 究 对 象

从本质上来说，地震是一种地质现象。地震的发生与地质构造之间存在着密切的联系，是现代地壳运动的一种表现形式。

对人类危害最大的浅源地震，它的孕育和发生过程可归纳为：深部地质体受力变形，应力积累并集中于某些部位，当那里的应力超过岩层的抵抗能力时，岩层突然破裂并错动，这就发生了地震。所以“地震地质学应是一门研究地震孕育、发生和发展的地质过程和条件的科学。”它的研究目的是解决地震发生的地质构造条件、介质性质、地震成因问题。

对工程的地震安全性评价中的地震地质问题来说，它主要关心的不是地震成因问题，而是破坏性地震对工程设施可能造成的影响。当然，地震成因问题的深入研究，将会大大提高预测破坏性地震对工程设施造成影响的准确度。上述两个方面的关系，可归纳为理论与实践的关系，相辅相成。

地震安全性评价中的地震地质研究是在现有的理论知识、研究成果和资料的基础上，对工程可能造成影响的地震构造做出合适的评价。从这个意义上来讲，这里所说的地震地质问题的研究对象实际上是对地震构造（或发震构造）和由地震引起的地质灾害做出合理评价。

4.2　研 究 方 法

地震安全性评价中地震地质问题的研究方法可以分为野外调查和室内分析研究两大部分。

4.2.1　野外调查

野外调查是地震地质工作中的最基本的方法。根据一般的程序，它又可分为三个阶段，即准备、野外调查和小结。

4.2.1.1　业务准备阶段

业务准备阶段的工作，对整个野外调查工作来说很重要，起到先导的作用。这方面的工作包括：

（1）用于不同调查目的的不同比例尺的地形图的准备；

（2）调查范围内地质和地震资料（文字和图件）的收集，重点是大地构造位置、发育简史、活动构造、新构造及破坏性地震的震中位置和震级；

（3）航、卫片资料的收集与解释，重点是线性构造和第四纪地质与地貌特点；

① 张裕明执笔。

(4) 提出野外调查的方案，包括对象、内容、路线和具体要求等。

4.2.1.2 野外调查阶段

野外调查是评价影响工程地震构造条件的重要一步。野外调查的主要内容应包括：

(1) 断层的活动性和活动期次的确定，特别是断层最后一次活动时代的确定；

(2) 第四纪地质、地貌特点；

(3) 破坏性地震（主要是6级以上地震）的发震构造。

野外调查所遇到的地质构造和地貌环境十分复杂，有的是山区，有的则是平原区，或两者兼有；有的地质构造复杂，有的则相对简单。这里列举几种常用的调查方法：

基岩区断层活动性调查 通常采用定点观测和局部追索相结合的方法。观测时，除断层的一般特性（规模、产状等）外，重点放在断层活动性在地质地貌上的显示，如断层内部物质的破碎、胶结程度，断层泥的发育与否，断层上覆第四纪地层的变形特点，对地形地貌的控制情况等。断层活动性的调查通常都要采集确定断层活动时代的年龄样品。

第四纪地层覆盖区构造活动性调查 覆盖区的调查比起基岩区要困难得多，复杂得多，但也不是没有办法。在调查中应注意以下几个方面的工作：①注意水系分布与基底构造的关系，构造上的拗陷区水系集中，隆起区则散开，有的水系则受基底断裂控制（图4.2.1）；②注意河流坡降的异常变化，如1966年邢台地震发生区就存在一条北东向的河流坡降异常带（图4.2.2）；③注意河流的切割深度、河流改道和洪积扇的变化与新构造活动的关系（图4.2.3）；④注意断层活动在地表显示的微地貌痕迹，如陡坎、小水塘的连续分布等（图4.2.4）；⑤利用化探、物探和槽探相配合的方法揭示断层的活动性（图4.2.5）。

4.2.1.3 野外小结阶段

野外小结也应列入野外调查工作，这对取得理想的调查资料和结果是很重要的，不可忽视。小结的重点应放在：

(1) 各种图件和文字资料的小结；

(2) 各野外工作小组相互交流，重点在资料，不在观点；

(3) 发现问题，适当补充野外工作。

4.2.2 室内分析研究

室内分析研究同样是地震地质工作中的重要一环，主要包括以下几个方面的工作：

(1) 年龄样品的测定；

(2) 编制一系列图件，包括区域和近场的地震构造图，地球物理场和地壳结构图，地震区、带划分图等；

(3) 综合分析地震构造条件；

(4) 确定发震构造和划分潜在震源区、地震构造区以及它们的最大潜在地震。

4.3 地位和作用

总的来说，地震地质工作在工程场地的地震安全性评价中有着重要的地位和作用，是地震安全性评价的基础，它与地震活动性和地震工程一起，成为地震安全性评价中的三大支柱，缺一不可。它的作用主要体现在以下几个方面：

(1) 在确定地震构造条件中的作用：

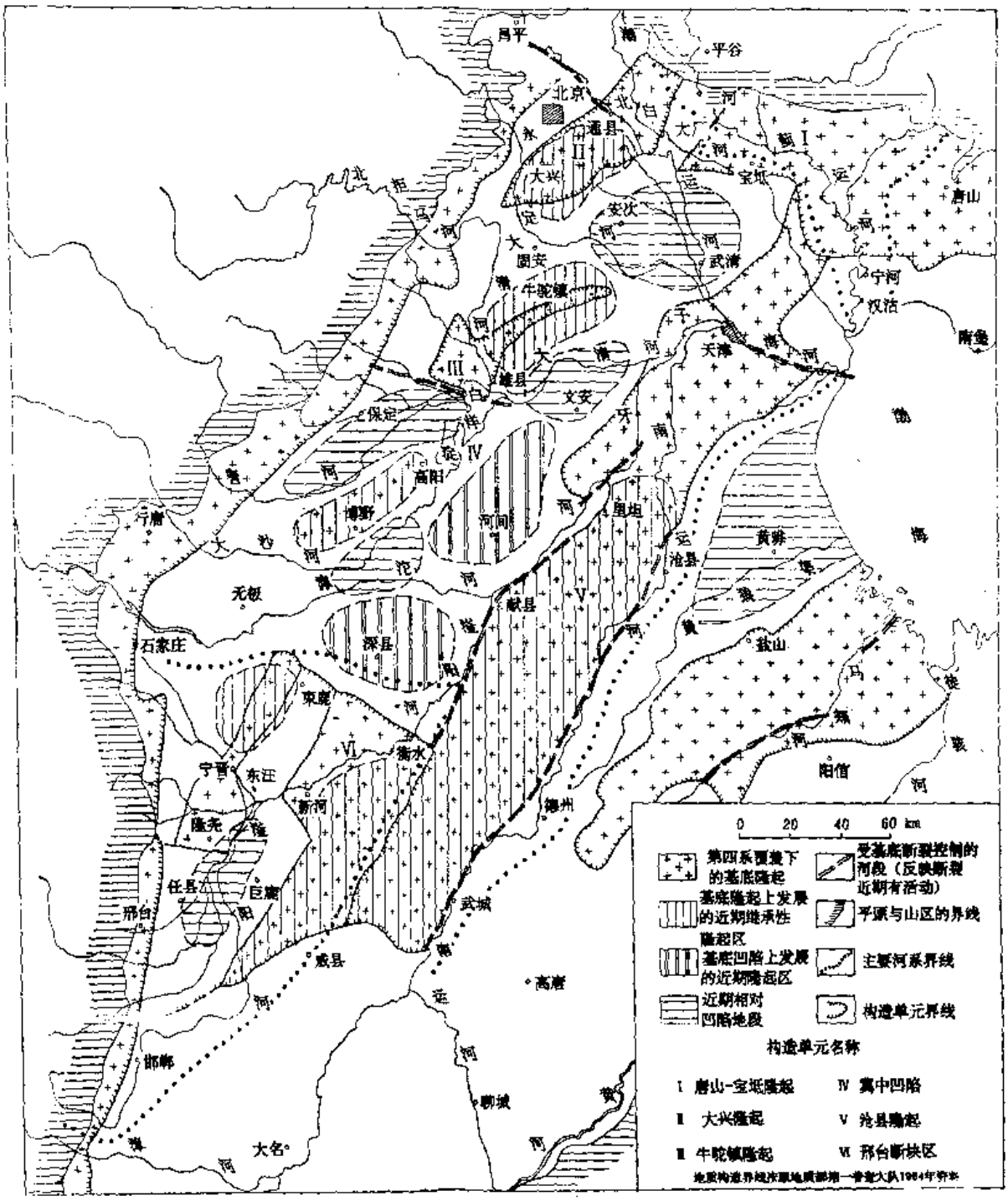


图 4.2.1　河北平原近期构造与水系分布和基底构造关系示意图

（据中国科学院地质研究所，1974）

①分析各震级档地震的发震构造标志；

②用构造类比法确定发震构造及其最大地震。

（2）在地震区、带划分中的作用：

①分析区域地震构造活动的总体水平；

②结合地震活动的空间分布、大地构造和新构造特征划分地震区、带及其边界。

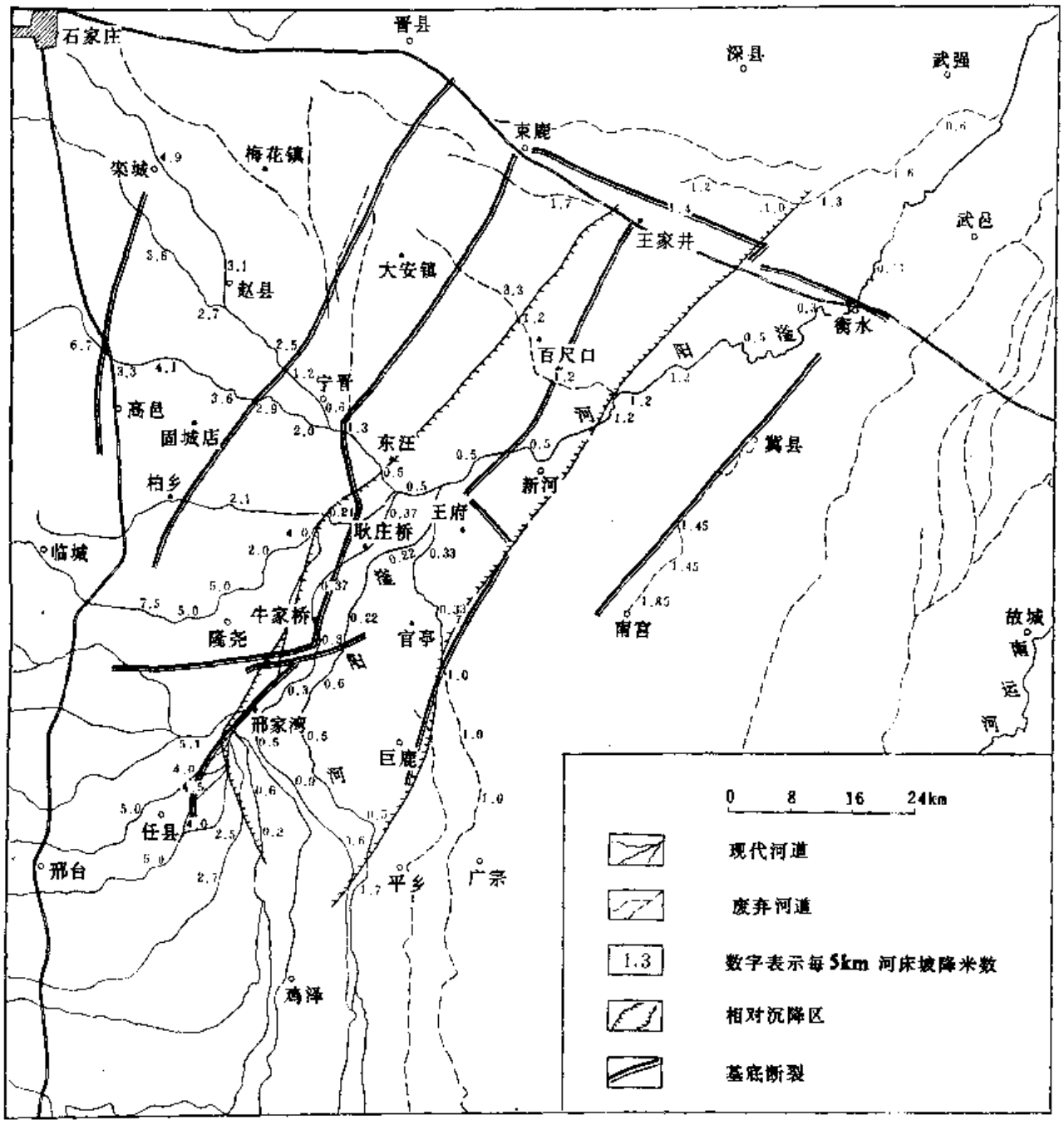


图 4.2.2　1966年河北邢台地震极震区河床坡降图

（据中国科学院地质研究所，1974）

（3）在确定潜在震源区中的作用：

①鉴定发震构造；

②确定潜在震源区范围；

③用构造类比法确定地震震级上限；

④断层规模和活动性参数与地震震级的统计关系确定地震震级上限。

（4）在Ⅰ级工作中的作用：

①能动断层的鉴定；

②地震构造区的划分及其最大潜在弥散地震的确定。

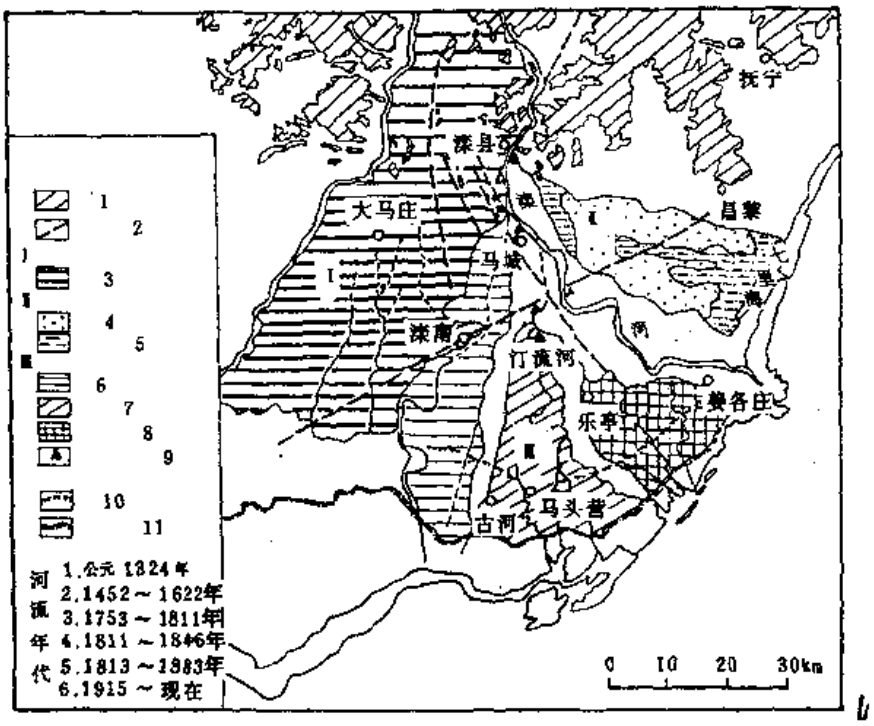


图 4.2.3 河北滦河冲积扇形态结构图

1. 山地与丘陵；2. 控制冲积扇发育的活动性断裂；Ⅰ. 晚更新世冲积扇遗迹；3. 次生黄土；Ⅱ. 历史早期冲积扇遗迹；4. 砂；5. 亚砂土；Ⅲ. 历史晚期冲积扇；6. 公元 1324 年前滦河泛流区；7. 1324～1846 年滦河泛流区；8. 1813～1883 年滦河泛流区；9. 滦河决流点；10. 辽代海岸线；11. 明代海岸线；（据中国科学院地理研究所，河北省滦县附近构造新活动性及地震危险区划分）

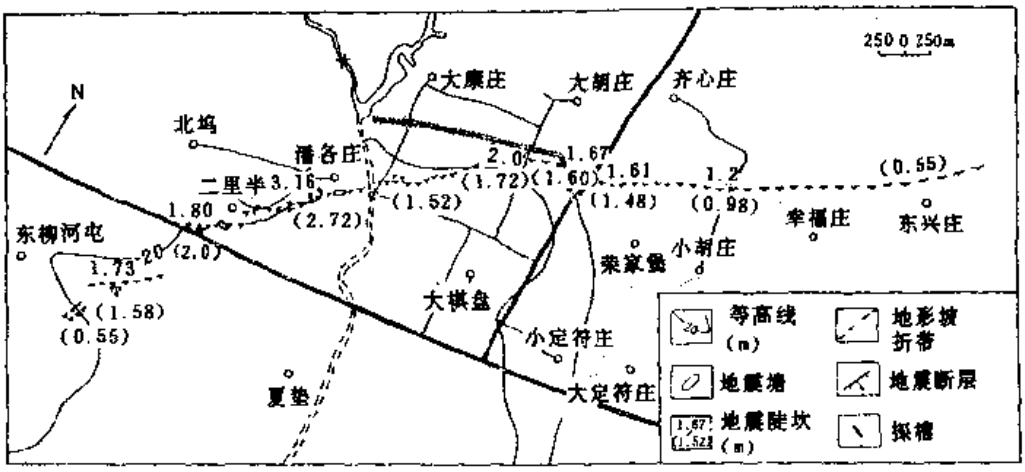


图 4.2.4 1679 年三河-平谷 8 级大震地震形变带分布图

（据向宏法、方仲景等，1988）

（5）在地震地质灾害评价中的作用：

①地震地质灾害类型划分；

②编制地震地质灾害类型小区划图。

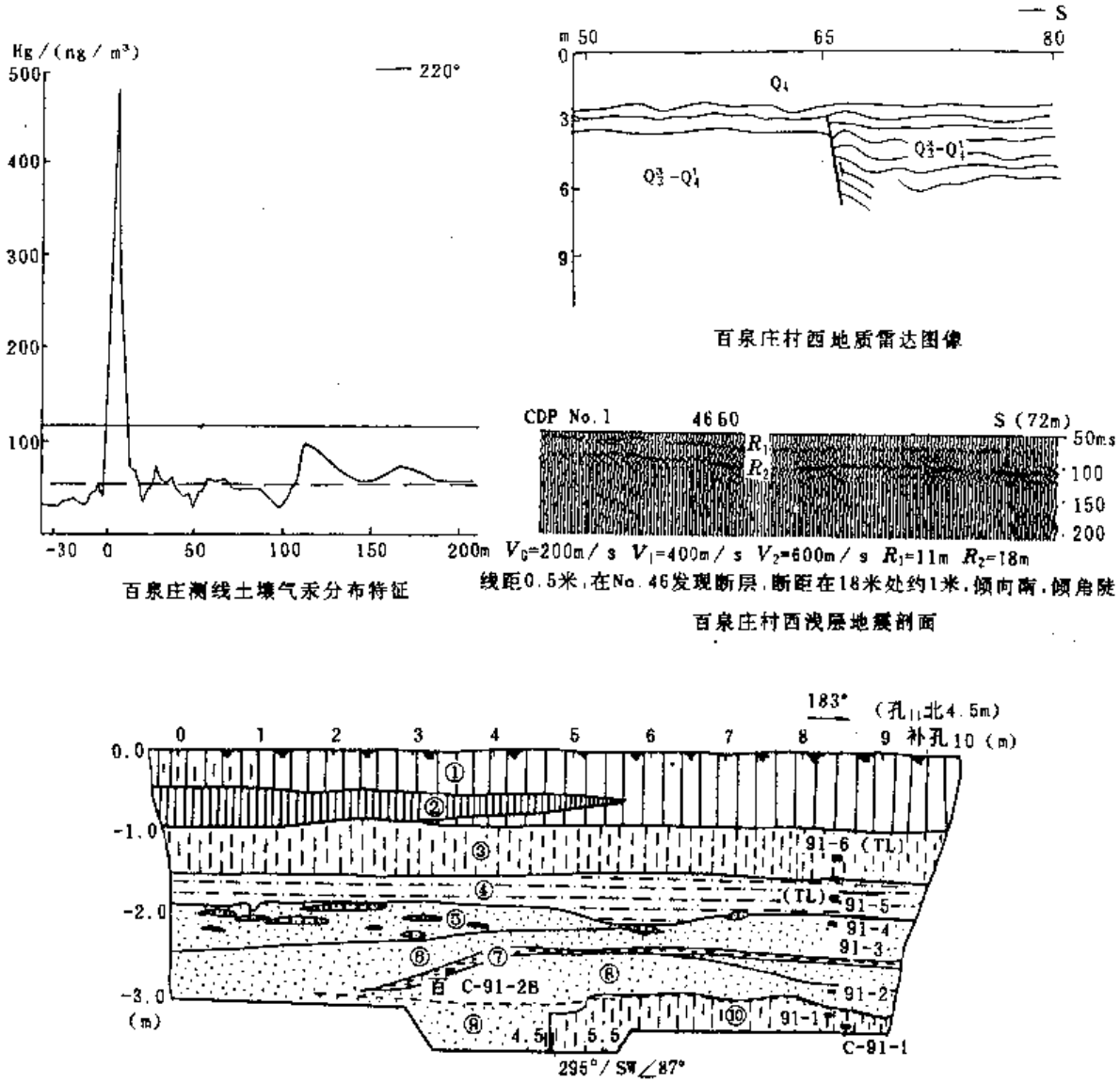


图 4.2.5 昌平县万泉庄化探、物探和槽探剖面

（据时振梁、张裕明等，1995）

①褐灰色亚粘土，耕作层；②深灰色亚粘土；③棕黄色亚粘土，顶部有钙结核；④浅灰色亚砂土，亚粘土，含少量砾石；⑤浅灰黄色中砂层含透镜状砂砾层；⑥浅灰白色中细砂，具交错层；⑦深灰色亚粘土；⑧浅灰、灰白色细砂层；⑨浅灰白、灰黄色中细砂；⑩黑灰色亚粘土，粘泥，顶部有3～5cm厚炭末腐殖质土层

参 考 文 献

北京大学地震地质教研室等编，1982，地震地质学，地震出版社。

时振梁、张裕明等，1995，核工程地震安全性评价方法的研究，地震出版社。

向宏发等，1988，三河-平谷8级地震区的构造背景与大震重复性研究，地震地质，10（1）。

中国科学院地质研究所，1974，中国地震地质概论，科学出版社。

第五章　区域地震构造[①]

5.1　研 究 内 容

区域可取对工程场地地震安全性评价有影响的范围，其半径不应小于工程场地外围150km。

研究区域地震构造，其目的是找出区域内构造活动与地震活动的相互关系，为工程的地震安全性评价提供发震构造确定及潜在震源区和地震构造区划分的基本依据。其主要研究内容包括：

（1）活动构造与破坏性地震的关系。重点是构造活动性鉴定、规模等资料的收集和调查，以及它们与最大震级之间的关系。

（2）地球物理场和地壳结构与破坏性地震活动的关系。主要研究异常变化、规模、深部物性和构造环境等与强震活动的关系。

（3）在有足够现代地壳形变资料的地区，研究速度变化和形变特征与强震活动的关系。

（4）研究在现代构造应力场作用下，哪些构造易于发生破坏性地震？

5.2　区域地震构造图的编制

区域地震构造图是反映研究区域内地震构造条件的图件，为划分地震构造区、确定发震构造和潜在震源区提供依据。因此，它是一张很重要的基础图件。区域地震构造图主要靠收集已有资料进行编制，但如果区域内存在对工程场地有重要影响的发震构造时，需要做实地补充调查，以便获得编图的第一手资料。

区域地震构造图要反映以下几个方面的内容：

（1）第四纪以来断层活动时代、性质和运动特性，这是地震构造图要表示的重要内容。在表示断层活动时代时，要尽可能区分全新世（Q_4）、晚更新世（Q_3）活动断裂，这对确定发震构造、勾划潜在震源区至关重要。活动断层性质（走滑断层、正断层、逆断层及其混合型）和运动特性（粘滑和蠕滑）的表示也很重要，它们涉及到潜在震源区震级上限的确定。

对于那些仅在前第四纪活动过又没有地震活动显示的断层可以不表示。但对于那些有地震活动的断层，不管其活动是在第四纪还是前第四纪都应表示在图上。

（2）断层活动分段，这是近几年来国际和国内在进行地震危险性分析中普遍给予重视的一项内容。它涉及发震构造、潜在震源区范围和震级上限的确定，在编制地震构造图时，尽可能对同一条断层根据其活动性的差异特征进行分段表示。这种差异特征主要包括断层的活动时代、性质、运动特性和地震活动。

有关活断层分段的具体要求，详见第九章。

---

① 张裕明执笔。

(3) 第四纪以来活动盆地的展布范围和沉积厚度。

(4) 现代构造应力场特征，主要表示区域应力场的总体作用方向和块体运动方向。这对确定发震构造和潜在震源有意义。

(5) $M \geqslant 4\frac{3}{4}$地震的震中分布情况。

地震构造图可以分为两类，一类是区域地震构造图，比例尺一般为 1∶100 万，另一类为近场地震构造图，比例尺一般为 1∶20 万，对于 1 级工作来说比例尺为 1∶10 万。

图 5.2.1 是北京南口 10MW 高温气冷实验堆工作区地震构造图。图上表示了全新世、晚更新世、第四纪活动断裂、正断层、走滑断层、第四纪盆地及其等厚线、第四纪火山、第四纪玄武岩、断层平均滑动速率、厂址以及各级地震震中等。编这类图时，值得注意的是不要将所有的断层都表示在图上，而只表示第四纪以来活动的，特别是晚更新世和全新世以来的活动断层。此外，还应将其他能有助于确定发震构造和潜在震源区的断层和构造要素表示在图上。

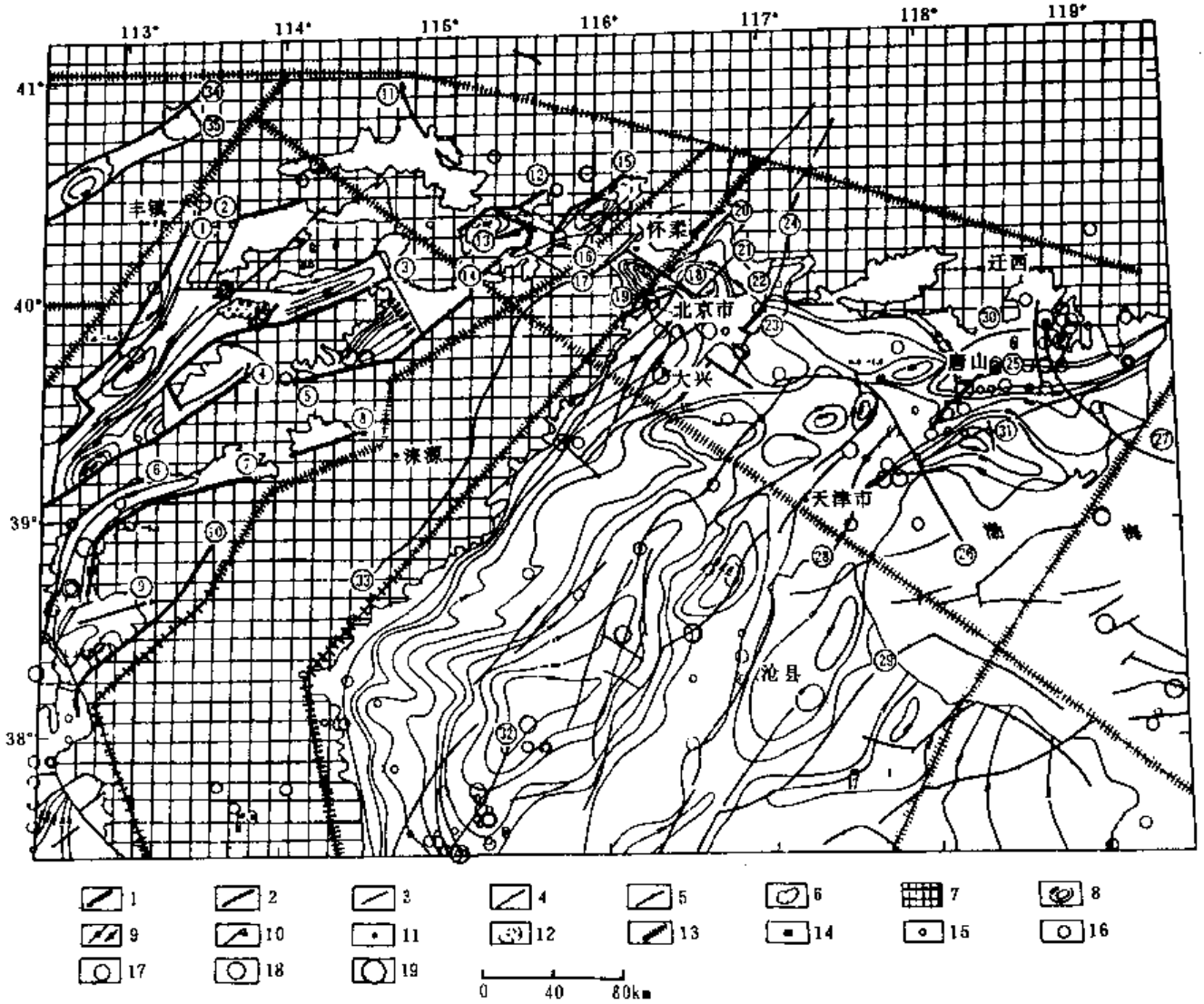


图 5.2.1 南口 10MW 高温气冷实验堆工作区地震构造图（国家地震局地质研究所，1992）

1. 全新世活断层；2. 晚更新世活动断裂；3. 第四纪活动断裂；4. 正断层；5. 平移断裂；6. 第四纪盆地；7. 基岩山区；8. 第四纪等厚线 (m)；9. 断层平均滑动速度 (mm/a)；10. 断层编号；11. 第四纪火山；12. 第四纪玄武岩；13. 地震带边界；14. 厂址；15. $M=4\sim4.9$；16. $M=5\sim5.9$；17. $M=6\sim6.9$；18. $M=7\sim7.9$；19. $M\geqslant8.0$

图 5.2.2 是一张近场（或近区域）地震构造图，图上所表示的内容与图 5.2.1 基本一致，但内容更为详细。

5.3 区域大地构造单元划分图和新构造图的编制

5.3.1 区域大地构造单元划分图

区域大地构造单元划分图是研究区域地质构造背景的基础。该图应表示以下内容：

（1）一、二级大地构造单元的边界线；

（2）一、二级大地构造单元代号或名称；

（3）工程场地所在地的位置。

在文字说明中宜放进以下几个方面内容：

（1）区域大地构造单元的发育简史，其中对工程所在的大地构造单元应论述得稍详细一些。

（2）大地构造单元的主要构造及其方向、类型和性质等；

下面以国家地震局地质研究所 1993 年做的锦屏水电站地震安全性评价工作为例（图 5.3.1）加以说明。

该区位于强烈抬升的青藏高原东缘，大地构造包括扬子准地台、松潘-甘孜地槽褶皱系和三江地槽褶皱系三个一级大地构造单元。

扬子准地台形成于晚元古代，震旦纪以来处于相对稳定的构造环境中，沉积盖层发育良好。晚三叠世之后整个地台上升为陆地，印支、燕山运动影响全区，但不同地区其影响程度不同，总的来说，构造变形西强东弱。第三纪以来的喜马拉雅运动表现为上升为主的振荡和褶皱运动，西部有较强烈的断裂复活。

松潘-甘孜地槽褶皱系和三江地槽褶皱系位于研究区西隅，它们同处在滇藏地槽褶皱区内，属印支期地槽褶皱系。与其它地槽褶皱系相比，这两个地槽褶皱系的特点是优、冒地槽相间排列，局部地区于中生代沉积之下隐伏着时代不同的小型中央地块。地槽由北向南迁移，松潘-甘孜褶皱系和三江褶皱系主褶皱幕为三叠纪。喜马拉雅运动以来，松潘-甘孜褶皱系和三江褶皱系活动强烈，主要表现为挤压、褶皱和隆起，同时表现为强烈的断裂构造运动。例如滇西第三系红层的变形、龙门山逆掩构造带的形成与发展等。锦屏水电站位于扬子准地台与松潘-甘孜地槽褶皱系之分界线西侧，以东为康滇地轴，以南为盐源-丽江台缘褶带，坝址本身所在地为雅江褶皱带东南缘，因此坝址基本上是处在三个二级构造单元的交接部位。

康滇地轴是一个震旦纪—中三叠世的隆起带，并伴有南北向深断裂的强烈活动和规模巨大的基性-超基性岩沿断裂带的侵入和玄武岩喷发。中生代末期的燕山运动席卷全区，形成南北走向的盖层褶皱带。喜马拉雅运动再次表现为褶皱隆起。

盐源-丽江台缘褶皱带是一个古生代至三叠纪的台缘褶皱带，也是扬子准地台与松潘-甘孜褶皱系之间的构造过渡带。中生代以来经受印支、燕山，特别是喜马拉雅运动，形成变形相当强烈的地台边缘褶皱带和断裂带。该区可以见到一系列叠瓦状逆冲断层、地层倒转、平卧褶皱和拉伸线理以及沿断层形成的飞来峰构造。

雅江褶皱带是古生代至三叠纪的地槽褶皱带。三叠纪末的印支运动使其褶皱回返，燕山运动影响本区，有花岗岩类侵入。喜山运动强烈隆起并伴有断裂活动。

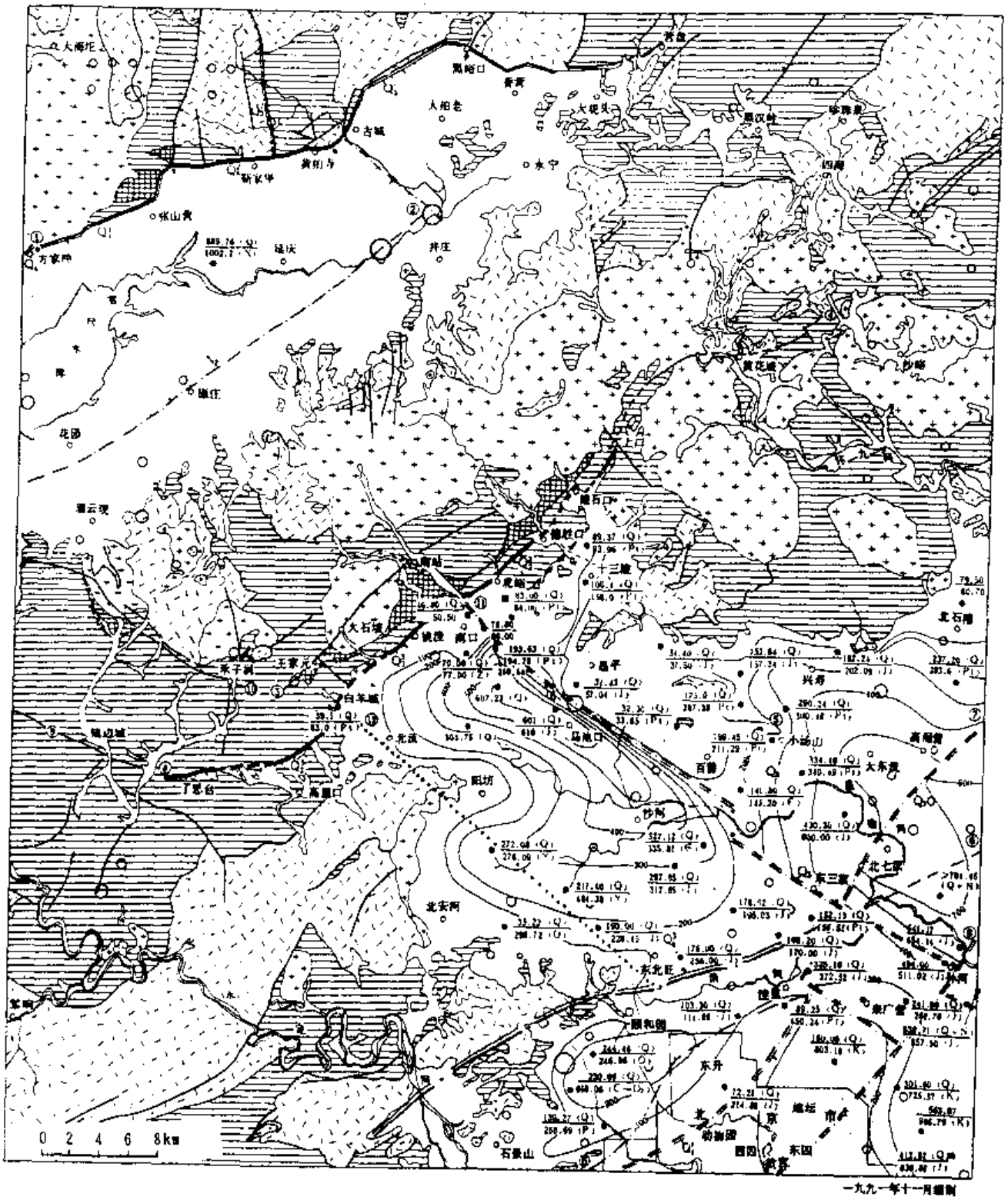


图 5.2.2 南口 10MW 高温气冷实验堆近场地震构造图（国家地震局地质研究所，1992）

1. 太古界（Ar）结晶基底（阜平构造层）；2. 中元古界—古生界（Pt_2—Pz）沉积建造（宁晋-加里东构造层）；3. 中生界（主要为J—K）沉积建造（燕山构造层）；4. 新生界（主要为N—Q）沉积建造（喜马拉雅构造层）；5. 构造层不整合线；6. 中生代燕山期岩浆杂岩建造（包括酸、中、碱基性类）；7. 第四纪前活动的主要正断裂（包括隐伏）；8. 隐伏深断裂；9. 第四纪前活动的主要逆及逆掩断裂（包括隐伏）；10. 第四纪活动正断层（Q_1，Q_2，Q_3，Q_4）活动年代；11. 推测的第四纪活动隐伏正断层；12. 活动断裂分段的边界部位；13. 第四系厚度等值线（单位：m）；14. 钻孔 $\frac{\text{第四系底界深度 (m)}}{\text{孔深（基岩时代）(m)}}$；15. 厂址；16. 主要断裂编号及名称

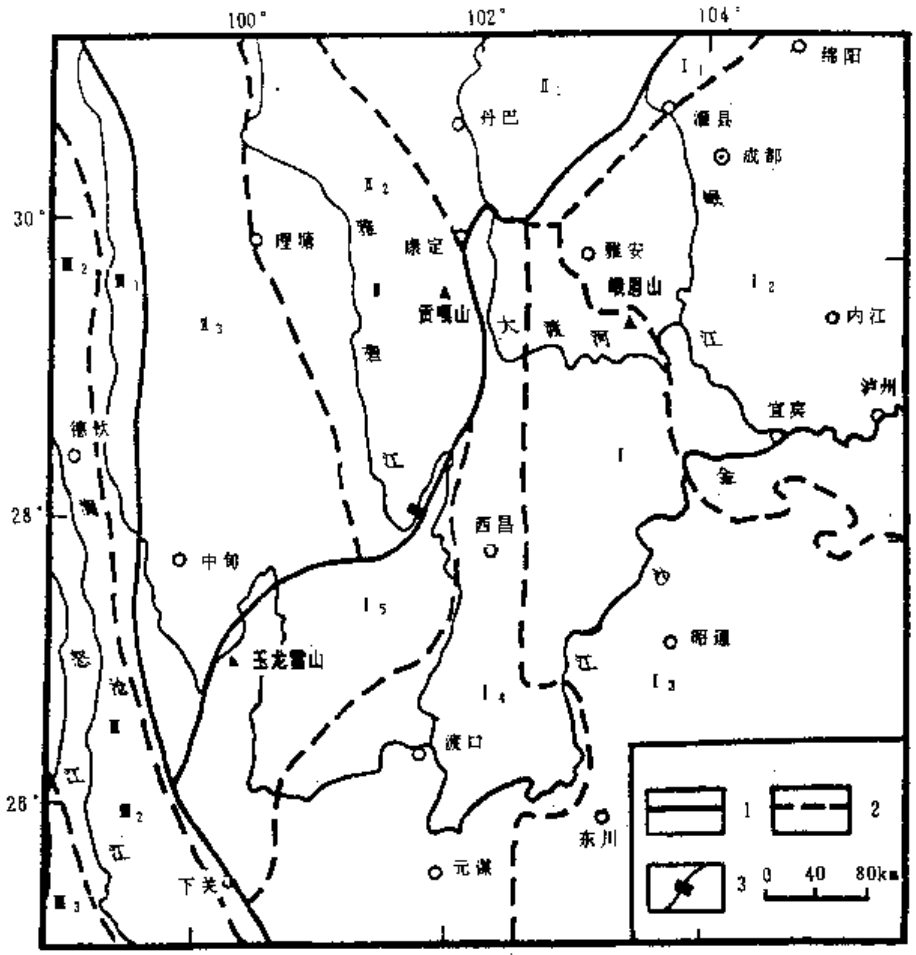


图 5.3.1 锦屏水电站区域大地构造单元划分图

（国家地震局地质研究所，1993）

1. 一级大地构造单元界线；2. 二级大地构造单元界线；3. 坝址

Ⅰ. 扬子准地台；$Ⅰ_1$. 龙门大巴台缘褶带；$Ⅰ_2$. 四川台拗；$Ⅰ_3$. 上扬子台褶带；$Ⅰ_4$. 康滇地轴；$Ⅰ_5$. 盐源-丽江台缘褶带；Ⅱ. 松潘-甘孜地槽褶皱系；$Ⅱ_1$. 巴颜喀拉褶皱带；$Ⅱ_2$. 雅江褶皱带；$Ⅱ_3$. 玉树义敦褶皱带；Ⅲ. 三江地槽褶皱系；$Ⅲ_1$. 金沙江褶皱带；$Ⅲ_2$. 澜沧江褶皱带；$Ⅲ_3$. 保山褶皱带

5.3.2 区域新构造图

区域新构造图是编制区域地震构造图很重要的基础材料。对核工程（或Ⅰ级工作），区域新构造图是必编的主要图件之一。该图宜表示以下内容：

（1）新构造时期不同活动期的断裂及其性质，并尽可能表示其位移速率；

（2）不同时期发育的盆地性质及其等深线；

（3）尽可能表示多级夷平面和阶地发育状况；

（4）不同新构造时期的岩浆岩分布；

（5）温泉分布；

（6）地震分布；

（7）新构造分区（或另用图表示）。

工程报告中需要重点论述以下几个方面内容：

（1）区域新构造运动特点，如垂直运动和水平运动强烈的程度；

（2）新构造运动的阶段性、间歇性、继承性特点；

（3）区域断裂的规模、产状、性质、活动时代等，也可列表表示，如国家地震局地壳应力所1993年做的新疆鄯善地区油田场址（表5.3.1）。

表5.3.1 鄯善周围地区断层活动特征表（国家地震局地壳应力所，1993）

编号	断裂名称	长度/km	宽度/m	产状			活动时代分类	最新活动性质	所属活动构造带
				走向	倾向	倾角			
1	梧桐洼泉断裂	160	50	100°	N	30°～60°	更新世	逆断层	北塔山-别尚北西向活动构造带
2	喀什开尔索克坎断裂	50		314°～330°	NE	65°～80°	全新世	逆冲	
3	库普断裂	73		280°～310°	NE	50°～70°	全新世	逆冲	
4	塔克扎勒断裂	270		290°～330°	N	50°～60°	更新世	逆冲	
5	三塘湖盆地中央断裂	150		120°～130°	NE	60°	更新世	逆冲	
6	别尚断裂	140		300°	NE	80°	更新世	逆走滑	
7	纸房断裂	140		330°～345°	SW	60°～65°	全新世	右旋走滑	纸房北北西向活动构造带
8	博格达北缘断裂	300	5～60	65°	S	65°～80°	更新世	逆冲	博格达弧形活动构造带
9	阜康-吉木萨尔断裂	160		NWW	S	20°～50°	更新世	逆断层	
10	乌鲁木齐河断裂	50	50	180°	W	87°	更新世	正走滑	
11	碗密沟断裂	30		55°	NW	60°～83°	全新世	逆断层	
12	西山断裂	36	16	90°	N	44°～78°	全新世	逆冲	
13	霍尔果斯-吐谷鲁断裂	120		NWW	S	20°～50°	全新世	逆断层	准噶尔南缘东西向活动构造带
14	准噶尔南缘断裂	240		280°	S	45°～75°	更新世	右旋逆冲	
15	洛包泉断裂	200		90°	N		全新世		巴里坤-大河沿北东东向活动构造带
16	达板果勒断裂	57		90°	N	70°	更新世	逆冲	
17	西盐池断裂	100	100	70°	NW	50°～70°	全新世	逆冲	
18	博格达南缘断裂	110		90°	N	40°～70°	全新世	逆冲	
19	阿根巴什断裂	50		45°	NW	45°～55°	更新世	逆走滑	
20	伊拉湖西断裂	70		70°	NW	60°～80°	更新世	逆走滑	吐鲁番盆地中央活动构造带

（4）新构造分区及其主要特点。以图5.3.2所示鄯善为例作如下介绍。

①阿尔泰穹形隆起区（Ⅰ）。

研究区仅包括该区南部，主要由古生代变质岩系和花岗岩组成，经历燕山运动以后不断隆起遭受剥蚀，早第三纪时形成了起伏不大的准平原，发育红色风化壳。上新世、第四纪时发生强烈隆起，现今在3000m高度的平坦面上仍可见红色风化壳的残迹。在纸房断裂以西，为剥蚀的块状低山区，基岩裸露，以间歇性上升运动为主，形成三级夷平面，均向西南倾斜，洪积扇叠置现象普遍；在纸房断裂以东，在呼洪得雷山、苏海图山以南，莫钦乌拉丘陵山地以北，为三塘湖凹陷区，走向为北西，晚第三纪以来继承性沉降，第四纪沉降幅度在10～100m间。

②准噶尔拗陷区（Ⅱ）。

该区位于阿尔泰穹形隆起区西南，准噶尔南缘断裂、博格达北缘断裂为其南界，为中、新生代继承性沉降区，沉降幅度南强北弱，地层厚度北薄南厚，这里是上新世以来普遍沉降区，其最大沉降幅度达3500m。在拗陷南缘的乌鲁木齐山前凹陷带，从上新世到早更新世堆积了

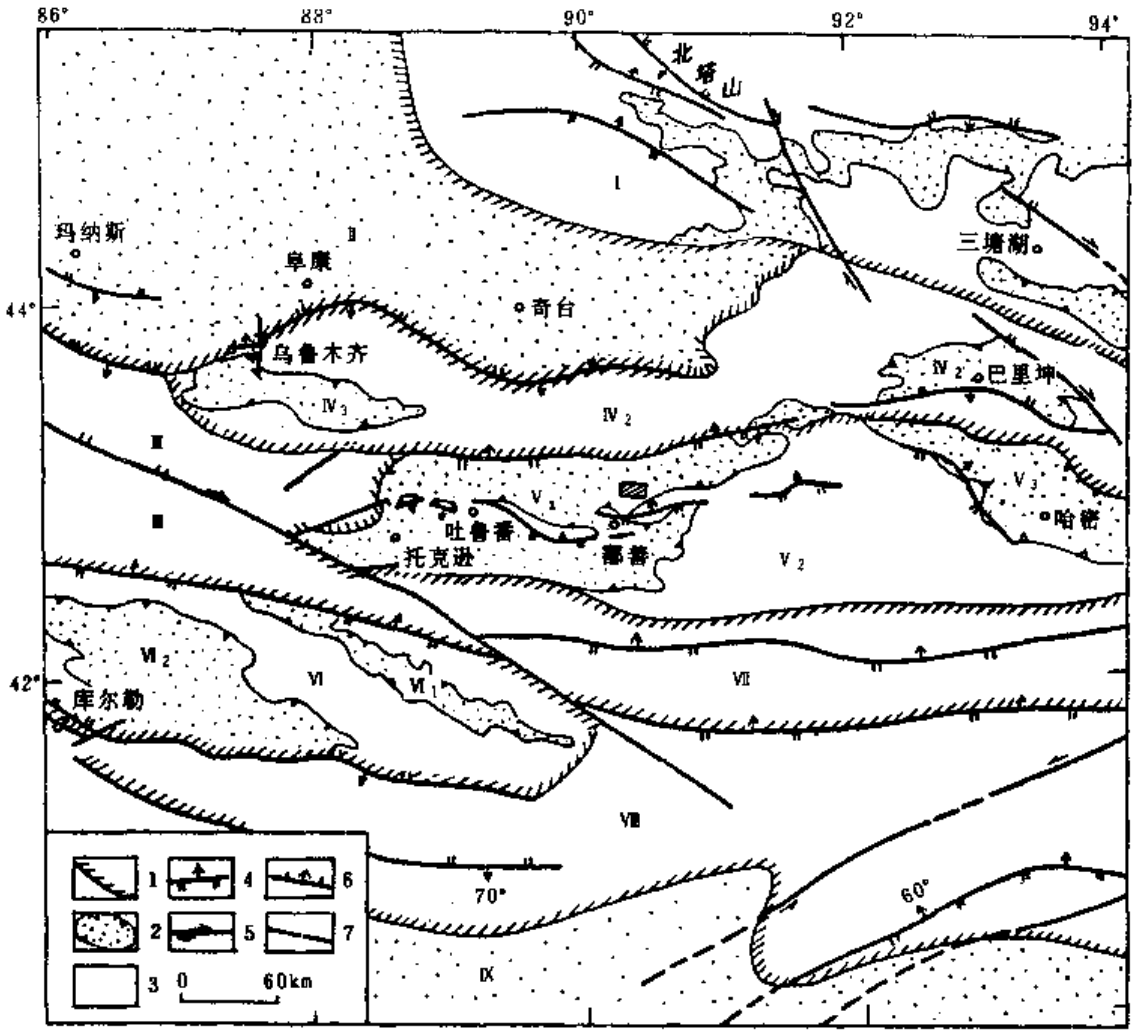


图 5.3.2　鄯善周围地区新构造单元划分图

（国家地震局地壳应力所，1993）

1. 新构造单元界线；2. 第四纪沉降区；3. 基岩隆起区；4. 第四纪逆断裂；5. 第四纪走滑断层；6. 第四纪正断层；7. 推测和性质不明的第四纪断层

Ⅰ. 阿尔泰穹形隆起地区；Ⅱ. 准噶尔拗陷区；Ⅲ. 北天山强烈隆起区；Ⅳ. 东天山强烈隆起区；$Ⅳ_1$. 博格达凸起；$Ⅳ_2$. 巴里坤凹陷；$Ⅳ_3$. 柴窝堡凹陷；Ⅴ. 吐鲁番-哈密拗陷；$Ⅴ_1$. 吐鲁番凹陷；$Ⅴ_2$. 了墩凸起；$Ⅴ_3$. 哈密凹陷；Ⅵ. 南天山中等隆起区；$Ⅵ_1$. 库米什凹陷；$Ⅵ_2$. 焉耆凹陷；Ⅶ. 觉罗塔格轻微隆起区；Ⅷ. 库鲁克达格—北山轻微隆起区；Ⅸ. 塔里木拗陷区北部凹陷

一套磨拉石沉积，厚度达 2400m，因受南侧天山迅速隆起的影响，褶曲、断裂等变形强烈。第四纪沉降中心在玛纳斯至阜康一带，最大幅度大于 600m。目前仍以 1mm/a 速率沉降。往东奇台一带则是第四纪中晚期相对乌鲁木齐山前凹陷的凸起区。

③北天山强烈隆起区（Ⅲ）。

该区位于包尔图断裂以北，乌鲁木齐、托克逊以西，玛纳斯以南地区。山体主要由古生代地槽型变质岩系组成，北部有侏罗系出露，为晚第三纪以来间歇性强烈隆起区，形成四级夷平面，抬升幅度达 1500m，第四纪仍继续隆起。新构造期隆起幅度为 3400m 左右，中更新世以来隆起幅度自西向东减小，从 210m 降至 130m。现代隆起中心在天格尔山西南，其隆起速率达 9mm/a。由于山体强烈隆起，雪线以上发育冰川，河谷深切，雪山与谷底相对高差达 2000m。

④东天山强烈隆起区（Ⅳ）。

该区位于乌鲁木齐市以东，受博格达南、北缘断裂控制，主要由上古生界地层构成，呈东西向展布。自上新世至早更新世开始隆起，新构造时期隆起幅度约2500m，中更新世时最大隆起幅度达260m。可划为三个二级区：博格达凸起（$Ⅳ_1$）、巴里坤凹陷（$Ⅳ_2$）、柴窝铺凹陷（$Ⅳ_3$）。博格达凸起（$Ⅳ_1$）中更新世以来隆起幅度西强东弱，由260m降至136m。目前，博格达山峰西南仍以1mm/a速率上升。巴里坤凹陷（$Ⅳ_2$）位于隆起区东部，包括七角井盆地，第四纪沉降幅度100～500m，现代继续以1～2mm/a速率下降，1842年洛包泉一带发生的7.5级地震破裂带至今仍历历在目。柴窝堡凹陷（$Ⅳ_3$）位于隆起区西部，为夹持于喀拉乌成山与博格达山之间的一个三角形凹陷，第四纪最大沉降幅度达80m，目前处于隆起状态，其隆起速率为1～2mm/a。

⑤吐鲁番-哈密拗陷（Ⅴ）。

这是一个叠加在中生代拗陷上的新生代压陷盆地，呈东西向展布。由于拗陷幅度的差异，可划为三个二级区：吐鲁番凹陷（$Ⅴ_1$）、了墩凸起（$Ⅴ_2$）和哈密凹陷（$Ⅴ_3$）。

吐鲁番凹陷南北均有断裂与博格达和觉罗塔格隆起分隔，新构造时期凹陷幅度为1200m，第四纪下降幅度达220m，受南北侧向水平挤压作用，盆地中央形成火焰山、红山—七克台更次一级凸起，中更新世以来上升幅度为166m。目前凹陷大致以艾丁湖为界，以西为现代上升区，上升速率1～3mm/a。以东地区继续下降，一般下沉速率为1～2mm/a。

了墩凸起为南北向横向凸起，第三系基岩广泛裸露地表，新构造时期最大幅度为400m。上升幅度由北往南变小。目前以1～2mm/a速率处于沉降状态。

哈密凹陷大致呈北西向展布，第四纪下降幅度约100m。三堡以西地区目前继续下降，其速率为0.5mm/a，三堡东南圪塔井一带则以1mm/a速率在上升。

⑥南天山中等隆起区（Ⅵ）。

该区北以包尔图断裂为界，南受辛格尔断裂控制，东抵博罗霍洛断裂，西延伸出研究区，为由古生界变质岩系、华里西期花岗岩及部分侏罗系组成的低山隆起，南北宽近100km，该隆起周缘为第三系覆盖，表明第三纪时还处于较低洼的位置。新构造时期隆起幅度有从西向东变小的现象。由于新生代隆起差异活动强烈，南北两侧形成两个纵向断陷谷地，即库米什凹陷（$Ⅵ_1$）和焉耆凹陷（$Ⅵ_2$）。

库米什凹陷为一窄长的北西向断陷盆地，第三系厚度一般为800～1000m，最厚可达1500m。第四系厚度一般为200～300m，最大厚度达500m。

焉耆凹陷是继承中生代开始发育的凹陷，中、新生代沉降幅度达2km，第四纪时期，沉降幅度达300m。由于受南天山隆起的影响，地层普遍遭受褶曲、断裂。晚期间歇性隆起，形成四级阶地，在铁门关Ⅳ级阶地高出河床83m。

⑦觉罗塔格轻微隆起区（Ⅶ）。

该区北与吐鲁番-哈密拗陷区相毗邻，南以阿其克库都克断裂为界，为由古生界变质岩系组成的低山或丘陵，物理风化作用十分强烈，山脊、山坡均为碎石、岩屑覆盖，谷地宽缓。目前处于稳定剥蚀的准平原形态，海拔高程一般为700～800m，相对高差小于100m。

⑧库鲁克塔格—北山轻微隆起区（Ⅷ）。

该区位于辛格尔和阿其克库都克断裂以南低矮山丘地区，为塔里木地台的东北边缘隆起带，主要由元古界变质系、华里西期花岗岩组成，两侧发育古生界和侏罗系地层，在隆起南

缘，上第三系构成宽阔的高台地，宽度 5～7km，岩性主要为一套淡棕红色、灰黄色及灰绿色的泥岩、砂质泥岩、粉砂岩等湖相沉积，顶部为第四系冲洪积相砂砾岩和砾岩，表明隆起主要在第四纪，隆起幅度达 50m。由于以整体隆升为其特征。受流水侵蚀和风化剥蚀作用，台地切割得支离破碎，形成“雅丹”地形。

⑨塔里木拗陷区（Ⅸ）。

研究区仅包括该拗陷的北部凹陷，展布于库鲁克塔格隆起南侧，受库鲁克塔格南缘断裂控制，凹陷范围大且很缓慢，第四纪最大凹陷幅度为 60m。

（5）简述新构造运动与地震活动的关系。通过新构造运动的各种特征，结合地震活动情况，讨论其间的关系。

5.4 地球物理场和地壳结构图的编制

地球物理场和地壳结构图的编制，其目的是为了更深入研究重、磁异常特征及深部构造与地震活动的关系，为分析区域地震构造条件提供基础资料。

5.4.1 布格重力异常图

布格重力异常是地下不同密度界面的综合重力效应，其特征主要反映地壳厚度和地幔密度不均一性。图 5.4.1 为北京市南口周围半径 300km 范围的布格重力异常图，图中表示了异常等值线、异常分区线、$4\frac{3}{4}$级以上地震震中分布和厂址。

如果要研究某一深度范围内的密度变化，可以编制剩余重力异常图，如图 5.4.2。如果重力的延拓、均衡异常等特征更能反映地震活动情况，那么可编制重力延拓和均衡异常图等。

5.4.2 航磁异常（ΔT_a）图

航磁异常主要反映地质体的磁性特征，在华北主要反映前震旦系变质基底特征。图 5.4.3 是南口工程的区域航磁异常 ΔT_a 平面图，图中表示了等磁力线、磁力高、磁力低、各级地震震中分布和厂址。

为了工作需要，也可编制 ΔT 上延异常等值线图，如图 5.4.4。

5.4.3 地壳结构图

地壳结构图主要表示的内容有：地壳等厚线、深大断裂带、各级地震震中分布和厂址，如图 5.4.5。

5.4.4 地球物理场和地壳结构与地震活动的关系

通过重力异常图、磁异常图和地壳结构图分析地球物理场和地壳结构各自的特征及其与地震活动的关系。

5.5 地震构造条件的综合分析

现以国家地震局地质研究所做的南口工程（1992）为例加以说明。

本区位于华北地震区东北部，包括华北地震区地震活动最强烈的山西地震带北段和张家口—渤海地震带的大部分地段，是中国东部地震活动最强烈的地区之一。据统计，本区有记载以来，计发生 $M>6$ 地震 36 次，其中 $M>7\sim7.9$ 级地震 10 次，8 级地震 1 次。这些地震

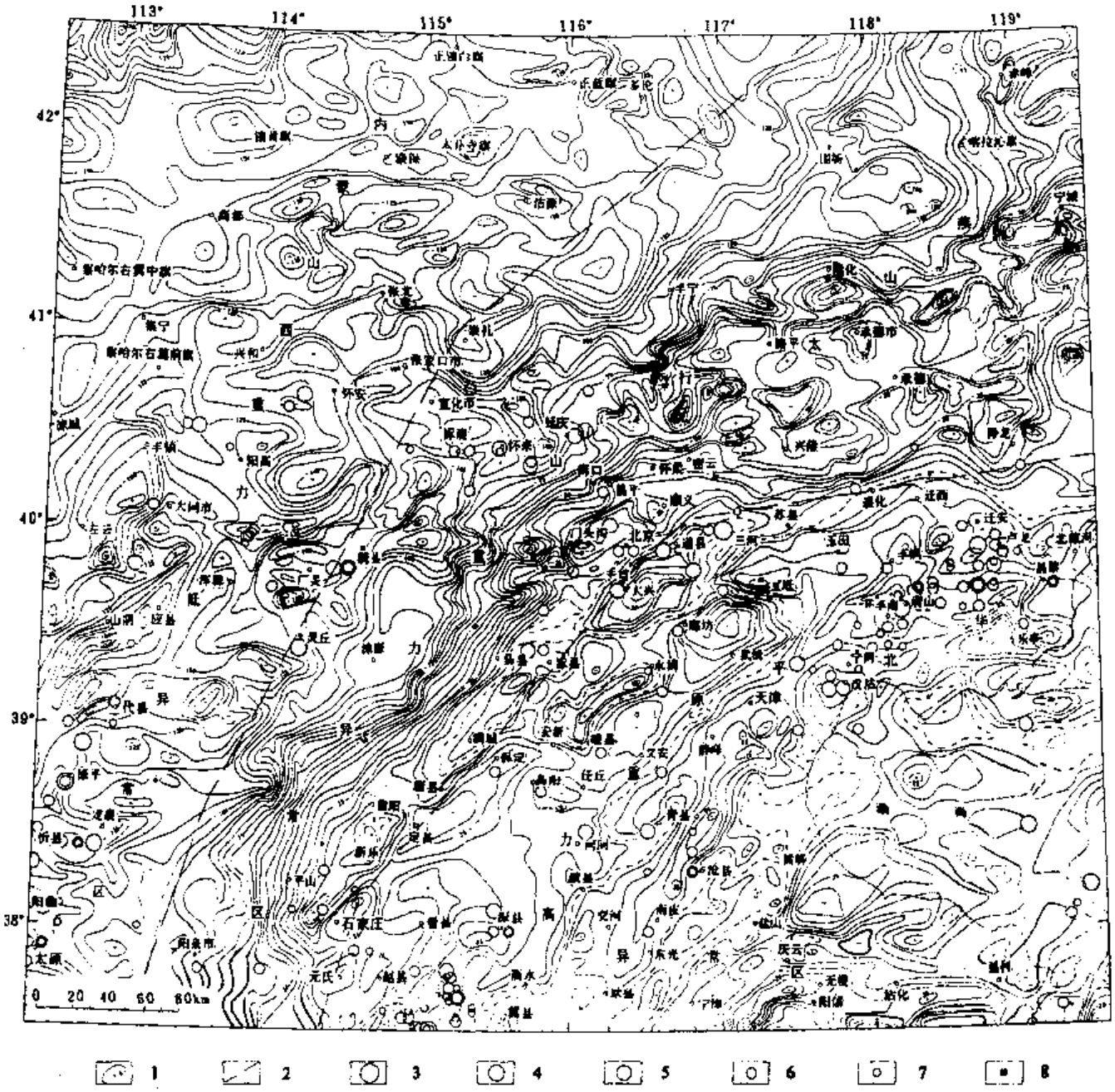


图 5.4.1　南口 10MW 高温气冷实验堆工作区布格重力异常图（国家地震局地质所，1992）

1. 异常等值线，间距 $5\times10^{-5}m/s^2$；2. 异常区分界线；3. $M\geqslant8$；4. $M=7\sim7.9$；5. $M=6\sim6.9$；6. $M=5\sim5.9$；7. $M=4\sim4.9$；8. 厂址（昌平南口）

集中分布在上述几个地震带，在带外广大北部燕山地区和中部的太行山地区则很少发生 6 级以上的地震。因为这些地区属于新构造和现代构造活动不强烈的地区，地壳结构比较均一，整体性较好，差异运动不明显，表现为整体性的抬升。在强震带内也不是到处都具备发生 6 级以上地震的构造条件，如河北平原地震带内的大型隆起区和大型拗陷区的内部就很少有强震发生。

根据上述区域新构造、区域第四纪活动构造、现代地壳运动、区域地球物理场特征及其与强震活动关系的分析，将强震分为四个等级（$\geqslant7\frac{3}{4}$，7.5，7 和 6～6.5 级），分别讨论它

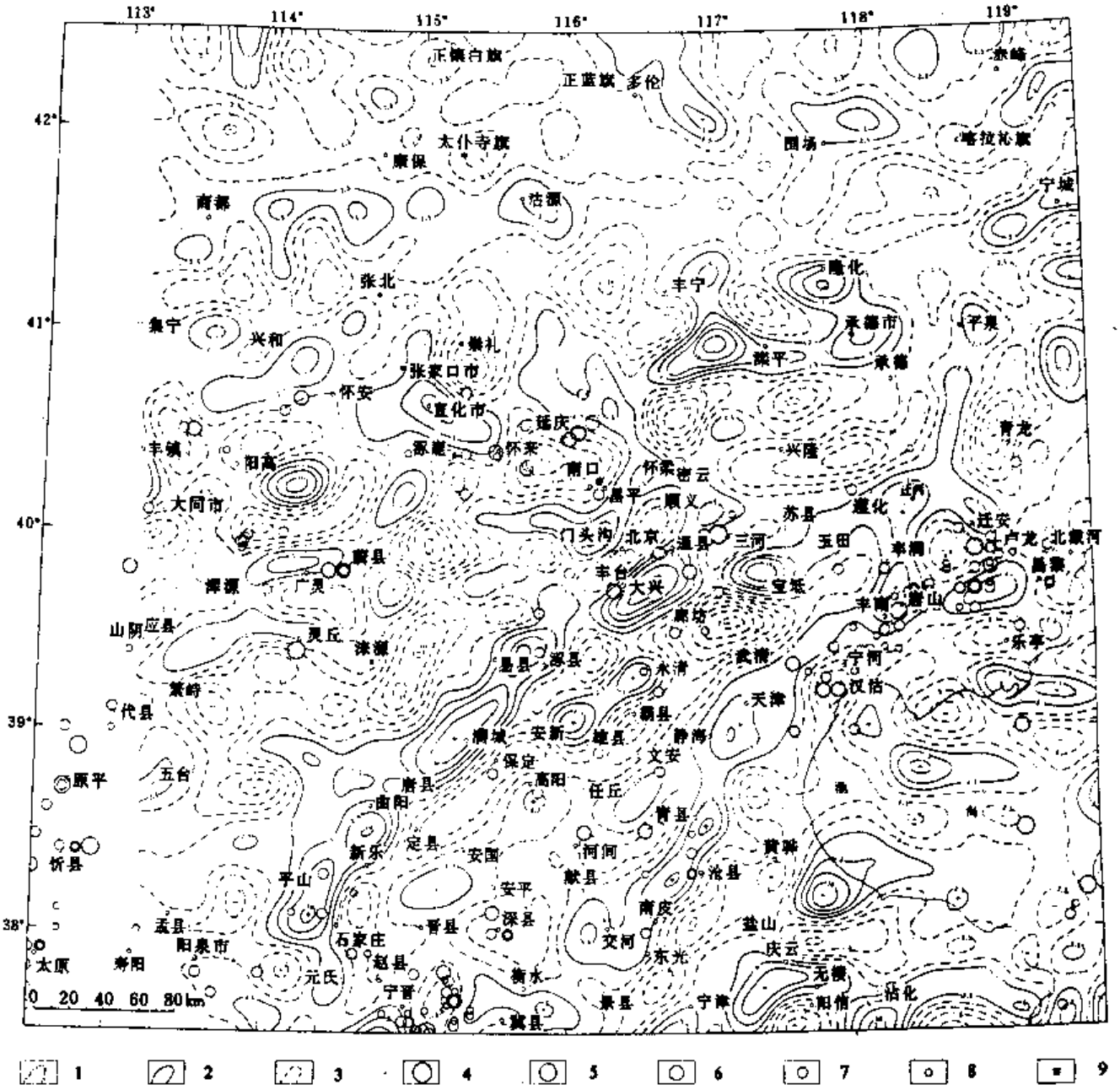


图 5.4.2　南口 10MW 高温气冷实验堆工作区 ΔG_1 剩余重力异常图（国家地震局地质研究所，1992）

1. 零异常；2. 正异常等值线，间隔 $2.5\times10^{-5}m/s^2$；3. 负异常等值线，间隔 $2.5\times10^{-5}m/s^2$；4. $M\geqslant8$；5. $M=7\sim7.9$；6. $M=6\sim6.9$；7. $M=5\sim5.9$；8. $M=4\sim4.9$；9. 厂址（昌平南口）

们的地震地质标志，为潜在震源区划分提供依据。

5.5.1　地质构造标志

5.5.1.1　$M\geqslant7\frac{3}{4}$地震的地质构造标志

华北地震区计发生 $M>7.5$ 地震 6 次，其中山西带 2 次，张家口—渤海带 2 次，郯庐带 1 次，银川带 1 次。本工作区仅发生这类地震两次，均分布在张家口—渤海地震带内，即 1679 年三河、平谷 8 级地震和 1976 年唐山 7.8 级地震。其构造标志如下：

（1）这些地震都发生在新生代大型活动块体边界断裂带上。这些断裂带或为挤压走滑型的深大断裂带（如郯庐带），或为断陷盆地带（如山西带），或为剪切—拉张带（张家口—渤

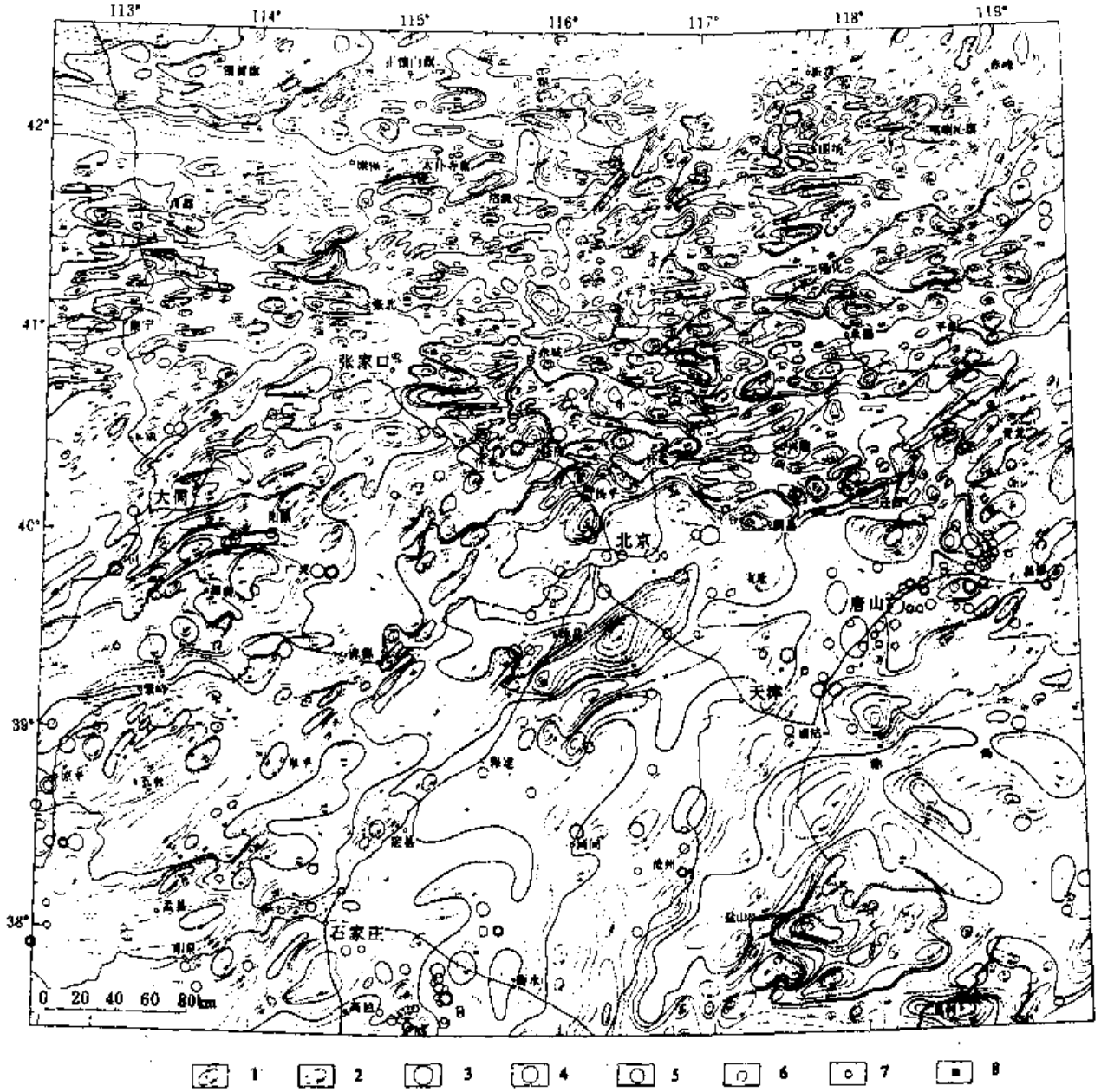


图 5.4.3　南口 10MW 高温气冷实验工作区航空磁力异常 ΔT_a 平面图（国家地震局地质研究所，1992）

1. 磁力高（nT）；2. 磁力低（nT）；3. $M \geqslant 8$；4. $M=7.0\sim7.1$；5. $M=6.0\sim6.9$；
6. $M=5.0\sim5.9$；7. $M=4.8\sim4.9$；8. 厂址（昌平南口）

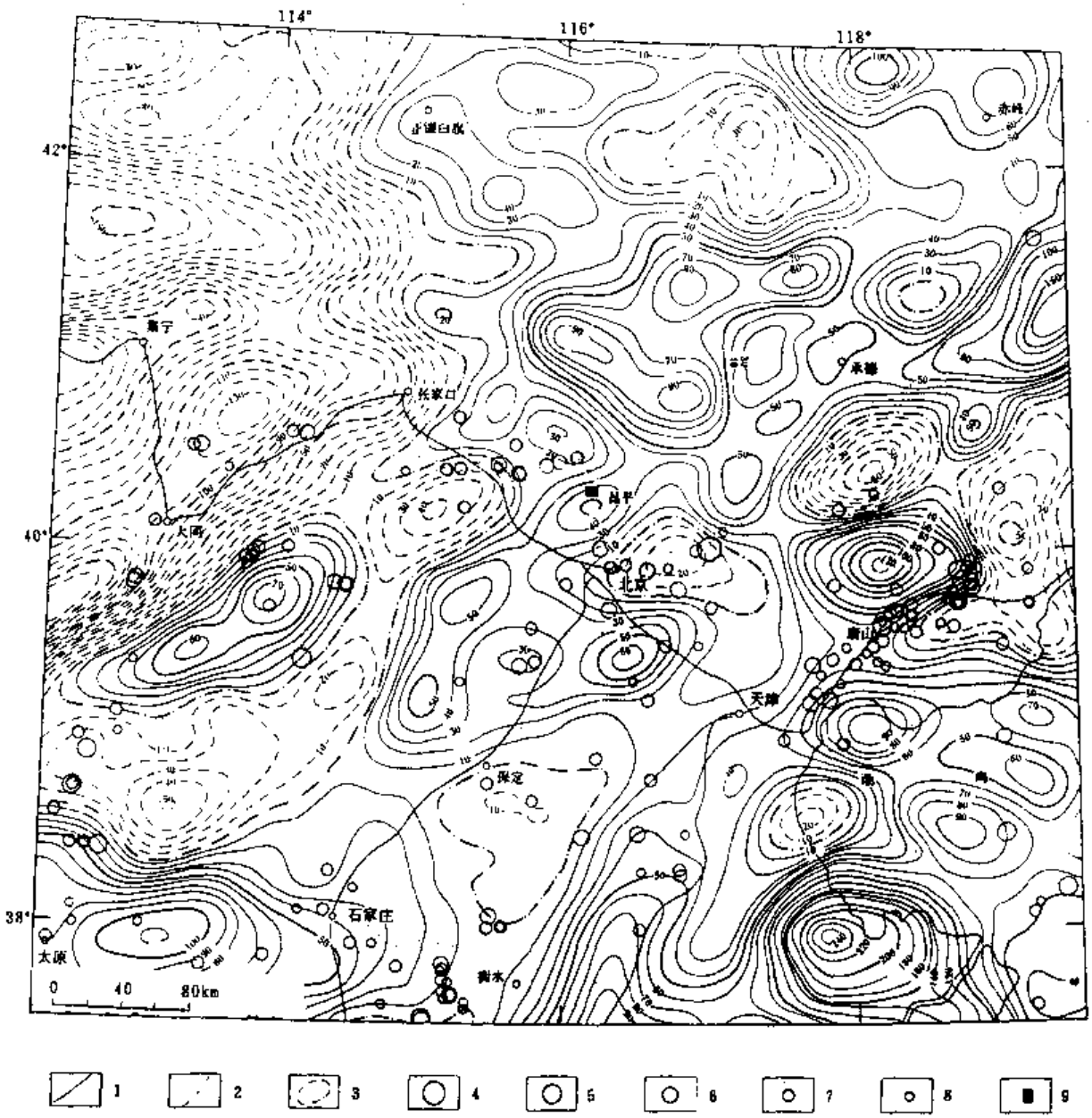
海带）。发生在郯庐带上的有 1668 年郯城 $8\frac{1}{2}$ 级地震，发生在山西带上的有 1303 年洪洞 8 级地震、1556 年华县 8 级地震和张家口—渤海带上的 2 次地震。

（2）发生在山西带上的这类地震多与控制盆地发育的主断裂有关。北北东向展布的盆地内地震强度往往高于北东向展布盆地内的地震。

（3）这类地震的发震断层均为全新世活断层。

（4）这类地震的发震断层在华北地区除 1556 年华县 8 级地震为近东西向断层外（尚有不同的认识），其余均为北北东向断层，本工作区两次地震均为北北东和北东向断裂。

（5）这类大地震的控震构造带和发震构造有两种情况，一种情况是发震断层和控震构造带方向一致，如山西带、郯庐带；另一种是不一致，如张家口—渤海带，该带总体呈北西展



1 2 3 4 5 6 7 8 9

图 5.4.4 南口 10MW 高温气冷实验堆工作区航空磁力异常 ΔT 上延 20km 异常等值线图

（国家地震局地质研究所，1992）

1. 正等值线（nT）；2. 负等值线（nT）；3. 零等值线；4. $M\geqslant 8$；5. $M=7.0\sim7.9$

6. $M=6.0\sim6.9$；7. $M=5.0\sim5.9$；8. $M=4.0\sim4.9$；9. 厂址（昌平南口）

布，而发震断层多为北北东—北东方向。

（6）这类地震多发生在新构造不同单元的交接地带，也是地貌单元的交接地带和第四系沉积厚度突变地带。

（7）这类地震多发生在现代地壳上升和下降的交接地带，即现代地壳形变梯度带上。

5.5.1.2 7.5 级地震（$7\frac{1}{4}\leqslant M<7\frac{3}{4}$）的地质构造标志

华北地震区计发生这类地震 7 次，其中山西带内 3 次，张家口—渤海带内 2 次，华北平原带内 2 次。其构造标志如下：

（1）具有与 $M\geqslant 7\frac{3}{4}$ 地震相同的或类似的构造标志。

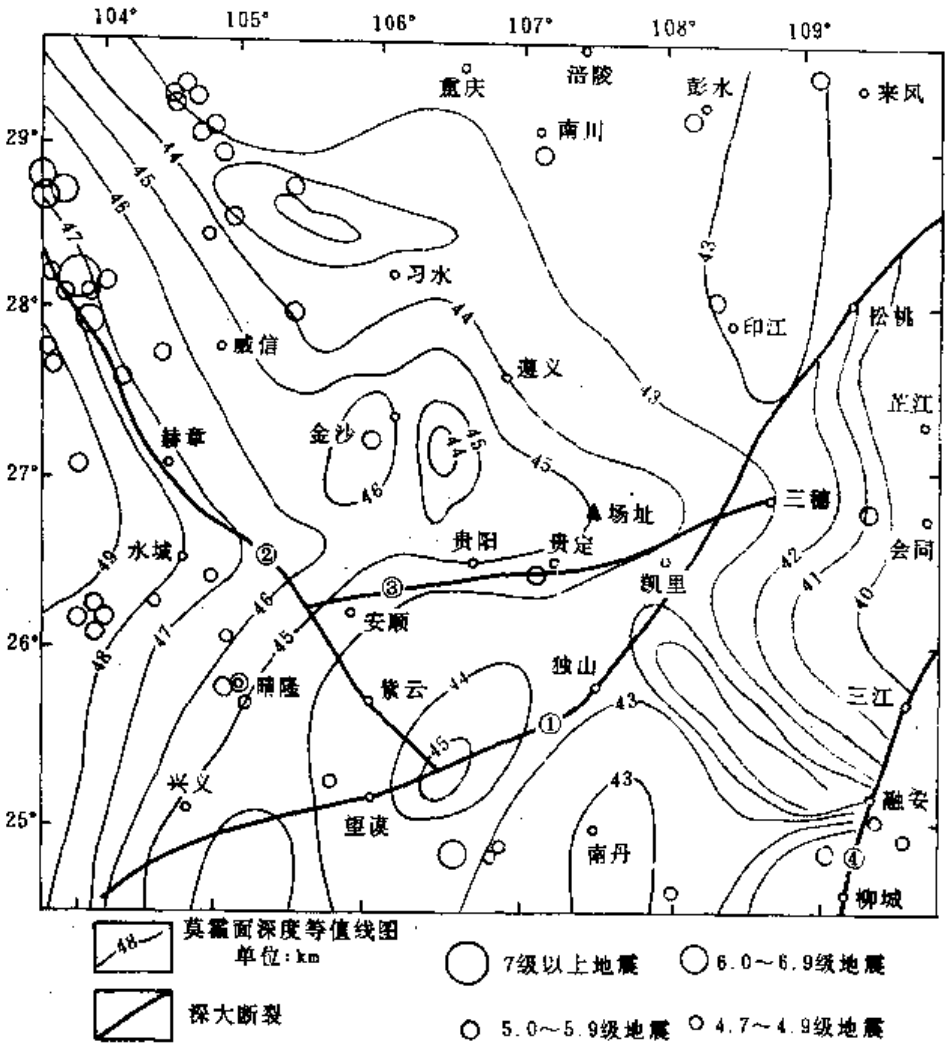


图 5.4.5　研究区综合地壳结构与震中分布图

（据北京华能地学高科技联合公司修改，1993）

（2）这类地震多发生在河北平原与山区交接地带，并多发生在隆起带的一侧，发震断层为北西—北西西方向，与地貌、新构造单元交接方向垂直或斜交。如 1830 年磁县 $7\frac{1}{2}$ 级地震和 1975 年海城 7.3 级地震。

（3）在山西带上，这类地震全分布在北北东展布的断陷盆地内，如代县、忻县盆地内的 1038 年 $7\frac{1}{4}$ 级地震和 512 年的 $7\frac{1}{2}$ 级地震。

（4）发生在渤海中的 1888 年 $7\frac{1}{2}$ 级地震和 1969 年的 7.4 级地震，从大构造上看是发生在北北东向郯庐带与北西向的张家口—渤海带交汇区，局部构造是发生在渤中凹陷的周边隆起带上。余震展布方向表明，1969 年 7.4 级地震的发震构造方向为北北东向断裂。

5.5.1.3　7 级地震（$6\frac{3}{4}\leqslant M<7\frac{1}{4}$）的地质构造标志

华北地区计发生这类地震约 10 次，其中山西带 3 次，张家口—渤海带 4 次，郯庐带 1 次，河北平原带 2 次，其中本工作区占 3 次（如包括唐山 7.1 级余震则为 4 次）。其构造标志如下：

（1）这类地震与 $M>7.5$ 地震具有相同或类似的构造条件。

(2) 在山西带这类地震多发生在北东向展布的盆地内，并与控制这些盆地发育的北东向主边界断裂关系密切，如 1626 年灵丘地震等。

(3) 在河北平原带内，这类地震发生在次级块体边界断裂上，如宁河 1976 年 6.9 级地震，以及发生在隐伏隆起上的狭窄的渐新世以来的活动的地堑内，如邢台 1966 年 7.2 级地震。

5.5.1.4 6.5 级地震 ($6 \leqslant M < \frac{3}{4}$) 的地质构造标志

华北地区计发生这类地震约 53 次，其中河套带 4 次，山西带 19 次，张家口—渤海带 11 次，河北平原带 6 次，河淮带 5 次，鲁西隆起 4 次，辽河隆起 1 次，辽东半岛上 2 次，太行隆起上 1 次，其中工作区占 25 次。其构造标志如下：

(1) 这类地震与 $M>6\frac{3}{4}$ 地震具有相同或类似的构造条件。

(2) 这类地震的构造条件具有较大的随机性，不一定受活动构造带控制，一定数量的地震可以发生在隆起的山区和平原内部。

(3) 发生在山区的几次地震都与局部构造活动有关，或表现为孤立的断陷盆地，如 1290 年宁城 $6\frac{3}{4}$ 级地震和 1314 年涉县地震等；或表现为局部断裂活动，如鲁西隆起内的一些地震等。

(4) 发生在平原内部的一些地震常发生在次级隆起与凹陷的过渡地带，具体构造表现为规模不大的活动断裂及其控制的小型断陷，如 1967 年河间地震等。

为了全面了解华北地区发震构造条件情况，环文林从四个方面加以归纳统计(表 5.5.1)，给出各震级区间的统计百分数，可为潜在震源区划分提供参考。

表 5.5.1 华北地区发震构造条件统计表（据环文林，1990）

发震构造条件		分震级段统计数									
		$M>6$ (共 84 次)		$M8.5\sim8$ (共 5 次)		$M7.9\sim7.1$ (共 7 次)		$M7.4\sim7.0$ (共 10 次)		$M6.9\sim6.0$ (共 62 次)	
		次数	%	次数	%	次数	%	次数	%	次数	%
发震构造应力条件	NEE -SWW 向水平压应力 NNW—SSE 向水平张应力 断层面解节面 NNE 走滑断层 NWW 正断层 (据震源机制 16 次结果统计)	15 1	94% 6%			1	6%	4 1	25% 6%	10	63%
发震构造形变条件	NNE 向主体走滑段	49	58%	5	100%	5	72%	6	60%	33	53%
	NWW 向主体走滑段	8	10%			1	14%	2	20%	5	8%
	NEE 向端部正断层	20	24%					2	20%	18	29%
	构造形变不清楚	7	8%			1	14%			6	10%
地震构造构造条件	走滑断层的斜列状结构	53	64%	5	100%	6	86%	8	80%	39	63%
	断层交叉（共轭交叉）	39	46%	3	60%	5	71%	8	80%	23	37%
	大断裂带末端	16	19%	2	40%	2	28%	2	20%	10	16%
	发震构造结构不清楚	18	21%			1	14%			17	27%
发震构造蓄能条件	发震断层长度/km			100～200		60～100		40～60		20～40	
	深度			深断裂		深、大断裂					

5.5.2 地球物理场标志

强震的孕育和发生同它的地球物理场条件与深部结构有密切关系。据工作区及其周围地区中强地震发生的地球物理场与深部结构条件分析可以认为：

（1）中强地震常常发生在上地壳高速层与中地壳低速层顶部的过渡层；或低速层与下地壳组成的另一过渡层，该层也是高、低密度的过渡层，通常这一层称为多震层。

（2）中强地震还常常发生在正负异常交界带。从地震与剩余重力异常分布关系可以看出，强震常发生在正负异常交界带，7级地震全部在该带；另外，反映深部强、弱磁性基底的交界带或基底隆起和断陷的过渡带也易于发生强震。华北一些6～7级地震都发生在该带。

（3）地壳厚度变异带即地壳厚度陡变带的斜坡带，也是强震发生的重要条件。

（4）强震常常发生在断错地壳和上地幔的深大断裂及其附近。

参 考 文 献

国家地震局，1994，工程场地地震安全性评价工作规范（DB 001-94），地震出版社。

环文林等，1990，潜在震源区划分的构造成因法（华北地区），见胡聿贤主编，地震危险性分析中的综合概率法，地震出版社。

时振梁、张裕明等，1995，核工程地震安全性评价方法的研究，地震出版社。

第六章　地震区、带划分[①]

中国地震分布十分广泛，但各地在强度和频度上很不均一。这种不均一性为地震区、带划分提供了直接依据。地震区、带划分直接影响地震危险性分析中各参数的选取和地震危险程度的评估。因此，它是地震安全性评价工作中一项重要的基础工作。

中国地震区、带划分始于本世纪20～30年代，当时由于认识和资料的局限，研究程度粗浅。70年代以来，这方面的研究有了较大的发展。尤其是1981年出版的《中国地震烈度区划工作报告》，在广泛收集有关地震活动、地质构造、地球物理等资料的基础上，对中国地震区、带做了比较详细的划分。

1990年版的《中国地震烈度区划图》的地震区、带划分方案（图6.1，表6.1）是我国最新的全国系统性的成果，它对我国未来一段时间内的工程场地地震安全性评价起重要作用。

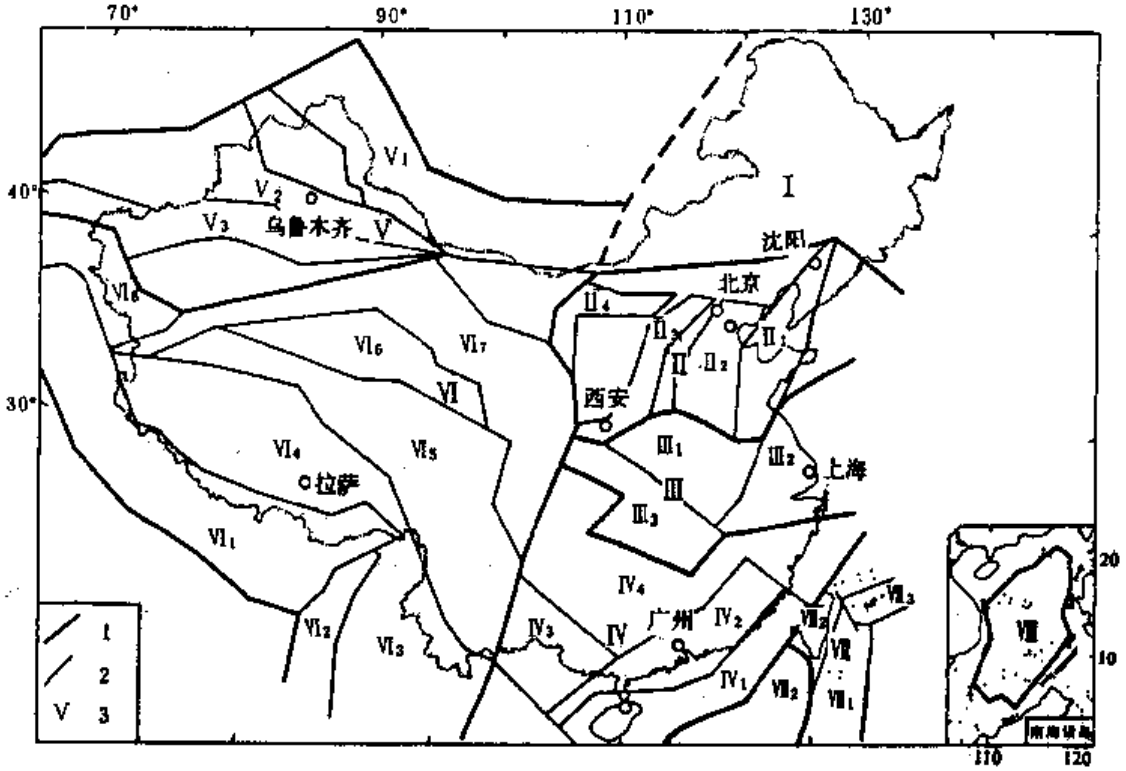


图6.0.1　中国地震区、带划分图（据《中国地震区划概论》，1994）

1. 地震区边界；2. 地震带边界；3. 区带编号（见表6.1）

6.1　地震区、带划分的含义和作用

6.1.1　含义

概略地说，地震区、带是指地震活动特点和地震地质条件都密切相关的地区，即同一地

① 张裕明执笔。

震区、带内的地震活动具有共同特点并相互联系。其中地震区是指大区域范围（数十万、几百万平方公里范围）内地震活动和大地构造活动的特点具有明显相关的地区。同一地震区的地震活动在时、空、强上具有共同特征和相互联系。地震带是指同一地震区内地震活动性和地质构造条件密切相关的地带。带内地震活动在时间、空间和强度上的相关性更为密切。一般说来，地震震中分布相对密集成带。

6.1.2 意义和作用

地震区、带划分的意义和作用可概括为以下几个方面：

（1）地震区常常作为评价大范围内地震活动总体水平的范围，如高活动水平的青藏高原地震区和台湾地震区等，低活动水平的东北地震区和华中地震区等。

（2）地震区、带可作为分析地震活动特点（时间、空间和强度分布）的单元。

（3）由于地震区在大地构造和组成物质上的巨大差异，常常作为地震波衰减的统计单元。

（4）同一地震带内的地震活动联系密切，所以地震带可作为地震活动趋势和地震活动性参数的统计单元。

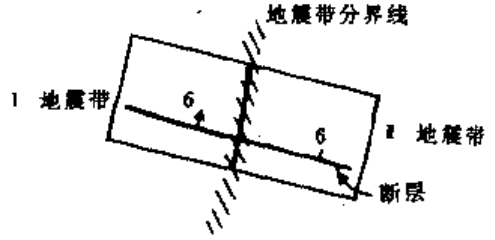


图 6.1.1 不同地震带内的同一条地震构造带应划分为两个潜在震源区

（5）由于地震区、带内的发震构造条件有可比性，所以地震区、带，特别是地震带常常作为发震构造条件和震级上限确定的构造类比范围。

（6）地震带是潜在震源区划分中的一级划分，是潜在震源区划分的基础。一个潜在震源区不能横跨两个带（图 6.1.1）。其原因是因为不同的带有它自身的地震活动性参数。

表 6.1 中国地震区、带划分（各级地震数只统计国内的）

地震区		地震带		各级地震数					
序号	名称	序号	名称	4～4.9	5～5.9	6～6.9	7～7.9	≥8	最大地震
Ⅰ	东北地震区			5	18	5	0	0	$6\frac{3}{4}$
Ⅱ	华北地震区	$Ⅱ_1$	郯城－营口地震带	26	32	6	6	1	8.5
		$Ⅱ_2$	华北平原地震带	40	64	22	5	1	8.0
		$Ⅱ_3$	汾渭地震带	55	70	21	7	2	8.0
		$Ⅱ_4$	河套－银川地震带	6	18	9	0	1	8.0
			带外	6	22	0	0	0	
			小计	132	224	65	18	5	
Ⅲ	华中地震区	$Ⅲ_1$	河淮地震带	13	34	8	0	0	$6\frac{1}{2}$
		$Ⅲ_2$	长江中下游--南黄海地震带	28	34	14	1	0	7
		$Ⅲ_3$	汉水地震带	14	31	3	0	0	$6\frac{3}{4}$
			带外	1	2	1	0	0	
			小计	56	101	26	1	0	

续表 6.1

地震区		地震带		各级地震数					
序号	名称	序号	名称	4～4.9	5～5.9	6～6.9	7～7.9	≥8	最大地震
Ⅳ	华南地震区	$Ⅳ_1$	东南沿海外带	13	36	11	3	1	8.0
		$Ⅳ_2$	东南沿海内带	18	31	4	0	0	$6\frac{3}{4}$
		$Ⅳ_3$	右江地震带	16	24	1	0	0	$6\frac{1}{2}$
		$Ⅳ_4$	雪峰—武夷地震带	16	14	0	0	0	$5\frac{3}{4}$
			带外	0	1	0	0	0	
			小计	63	106	16	3	1	
Ⅴ	新疆地震区	$Ⅴ_1$	阿尔泰 戈壁阿尔泰地震带	5	21	3	2	1	8.3
		$Ⅴ_2$	北天山地震带	22	63	15	5	5	8.4
		$Ⅴ_3$	南天山地震带	61	143	27	3	3	$8\frac{1}{4}$
			带外	4	13	0	0	0	
			小计	92	240	45	10	3	
Ⅵ	青藏高原地震区	$Ⅵ_1$	喜马拉雅山地震带	98	139	30	6	2	8.7
		$Ⅵ_2$	那加山—阿拉干山地震带	未作统计					7.4
		$Ⅵ_3$	怒江—萨尔温江地震带	27	112	33	5	0	7.6
		$Ⅵ_4$	冈底斯—唐古拉山地震带	104	134	37	4	2	8.0
		$Ⅵ_5$	可可西里—金沙江地震带	101	288	95	30	1	8.0
		$Ⅵ_6$	柴达木地震带	79	147	43	23	4	8.5
		$Ⅵ_7$	阿尔金—祁连山地震带	20	32	6	0	0	6.8
		$Ⅵ_8$	西昆仑地震带	76	83	22	6	0	7.4
			带外	4	12		0	0	
			小计	509	947	266	74	9	
Ⅶ	台湾地震区	$Ⅶ_1$	台东地震带	157	250	106	31	2	8.0
		$Ⅶ_2$	台西地震带	25	75	51	6	0	7.4
		$Ⅶ_3$	钓鱼岛—赤尾屿地震带						7.7
			带外	未作统计					
			小计	182	325	157	37	2	
Ⅷ	南海地震区						4		

6.2 划分地震区、带的基础和依据

6.2.1 划分基础

区域地震活动特征和差异是地震区、带划分的最重要依据。地震活动特征和差异主要表现为时、空、强分布特点。具体地说，应包括地震强度分布、频度分布、b 值分布、震源深度分布、应变积累—释放过程等。由于地震记录时间一般较短（几十年到几百年），不足以反映一个地震区、带地震活动的固有特征，因此，反映地震孕育、发生的构造环境是地震区、带划分的另一个重要依据。反映地震孕育、发生的构造环境，应包括活动构造和地壳深部结构地球物理场特征以及构造应力场等。

6.2.2 地震区、带划分依据

6.2.2.1 地震区划分依据

地震区与大区域内的地震活动性、构造活动性、地球物理场乃至地球动力学环境相类似，在形态上常为不规则几何体。现将分区依据简述如下：

（1）地震活动性的分区特征及其差异。

中国大陆地震活动分区特征及其差异是十分明显的。中国东部地震活动明显比西部弱，东部的地震活动周期和强震重复间隔也相应长于西部地区。在东部地区，华北地震区活动又明显强于华南和东北地震区。在西部地区，青藏高原地震活动区和天山地区也存在明显的差异。除了地震活动强弱和周期长短差别外，地震的构造类型、震源深度、b 值等各区也存在一定差异。

（2）新构造运动和现代构造运动的分区特征及其差异。

中国大陆新构造和现代构造运动的性质和强度与地震活动存在明显关系，而且具有分区特点。如中国东部地区，除华北地震区断块差异运动比较强烈外，东北和华南地震区差异运动不明显。现代地壳形变的资料，在各个地区也存在明显的差异。

（3）地壳结构和地球物理场分区特征及其差异。

中国大陆地壳结构和地球物理场特征的差异主要表现在中国东、西部两大区，其次是青藏高原和天山地区。中国东部地区在各种重力异常图和航磁异常图以及地壳厚度分布上仍可分辨出东北、华南和华北地区存在的一定差异。

（4）现代大地构造分区特点及其差异。

中国大陆是由地台区和不同地质历史时期的褶皱带拼合而成的。这些不同时期固化程度不同的构造单元不仅具有分区特点，而且在新构造和现代构造运动中受到强烈改造，具有明显的分区性。

（5）分区边界往往是现代一级大地构造单元的边界带，或是重力梯度带、地壳厚度梯度带，如青藏高原断块隆起的边界、华北断块区的北部边界等。这些边界带常常是由深大活动断裂带、重力梯度带、地壳厚度梯度带构成。

6.2.2.2 地震带划分的依据

地震带是在划分地震区的基础上进一步细分的，是地震区内的次级单元，它的划分依据可以归纳为：

（1）新构造、现代构造运动性质、强度一致性较好或类似的地带，如以挤压上升为主的

南、北天山带，以挤压逆冲为主的喜马拉雅带，以断陷为主的汾渭断陷盆地带，以挤压走滑为主的郯庐断裂带等；

（2）地震活动性包括地震频度、最大震级、活动周期、古地震和历史地震重复间隔、应变积累释放过程、震源深度等相一致或一致性较好地带；

（3）新生代以来构造应力场和地震构造应力场一致性较好的地带，地震构造应力场包括断层节面性质、主压应力轴方位、倾角等；

（4）地震构造类型一致性较好地带，如地震断层性质、方向、破裂长度与震级关系较一致等；

（5）地球物理场和地壳结构相类似的地带，以及巨大的地壳结构变异带和地球物理场变异带，如重力、磁力梯度带和地热过渡带等；

（6）分带边界：①活动构造带的边界带；②破坏性地震相对密集带的外包带；③区域性深、大断裂活动的影响带；④相邻地带在构造活动或地震活动上有明显差异的分界带。

如工作需要，也可根据上述依据在地震带内进一步划分小区或亚带。

6.3 地震区、带划分实例——华北地震区的划分

华北地震区包括河北、河南、山东、内蒙、山西、陕西、宁夏、江苏、安徽等省的全部或部分地区。它的北面与东北地震区相邻，西边与青藏高原地震区相接，以南是华中地震区（图 6.1）。

6.3.1 划分依据概述

华北地震区结晶基底形成于早元古代末期的吕梁—中岳运动。吕梁—中岳运动后进入稳定地台发展阶段。中生代地台受到强烈改造，形成了新的东部隆起和西部坳陷。新生代构造也具有明显的分区性。西部鄂尔多斯地区，自始新世，在其南北两侧和西北部同时发育了渭河—运城盆地、河套盆地和银川—吉兰泰盆地。盆地内堆积了数千米早第三纪沉积。到晚第三纪除上述断陷盆地继续发育外，又在其东缘发育了山西断陷盆地带。第四纪时期，继承了晚第三纪构造发展的格局，断裂活动具有明显的分带性，主要发育在块体边界带和活动构造带内部。区内以北东、北北东向断裂活动为主，南、北边界带主要是东西向断裂活动，东、西边界带以北北东向断裂为主。新生代时期的玄武岩喷发活动主要分布在华北平原和渤海各断陷带内。

华北地区地壳上地幔结构、区域重磁异常具有明显不均一性和分区特点。地壳厚度表现出从东向西、从平原向山区逐渐加厚的趋势，总体呈北东—北北东方向展布。华北平原区地壳构造波状起伏变化较大，西部鄂尔多斯地区地壳变化平缓。布格重力异常东部和西部差别较大，东部平原和渤海地区为 0～30mGal，西部鄂尔多斯地区为－100～－150mGal。太行山东缘的重力梯级带大致可作为东西两部分分界线。航磁异常也有明显的分区特性：鄂尔多斯高原内部为北东向平缓的、块状分布的区域磁异常；河套地区为近东西向异常，异常幅度变化较大。张家口—渤海地段为一条由局部负磁异常组成的狭窄的磁异常带。

华北地震区是我国东部大陆地区地震活动最强烈的一个地震区。地震空间分布显示明显的不均一性和相对稳定性及成带性的特点。地震活动具有明显的活跃期和平静期，一个活动周期大致为 300 年。在一个周期内还可分出活动阶段或活动幕。另外，地震活动还具有明显

的迁移和填空特点。据记载，本区共发生 $M>4\frac{3}{4}$ 地震 515 次，其中 5～5.9 级地震 250 次，6～6.9 级地震 62 次，7～7.9 级地震 19 次，$M>8$ 的地震 5 次。

6.3.2 划分结果

根据地震带划分及其边界确定依据，本区共划分出 4 个地震带，即：汾渭地震带（Ⅰ）；河北平原地震带（Ⅱ）；郯庐地震带（Ⅲ）；河套—银川地震带（Ⅳ）（图 6.3.1）。

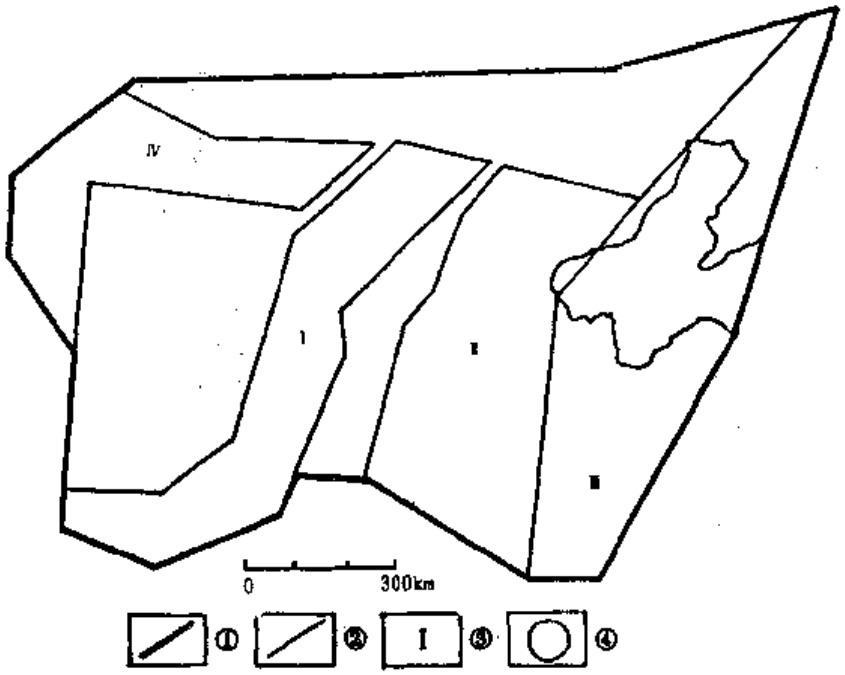


图 6.3.1 华北地震区地震带划分图

①华北地震区界线；②地震带界线；③地震带编号；④本报告所指的区域

Ⅰ. 汾渭地震带；Ⅱ. 华北平原地震带；Ⅲ. 郯庐地震带；Ⅳ. 银川—河套地震带

6.3.2.1 汾渭地震带（Ⅰ）

本带北起河北宣化—怀安盆地、怀来—延庆盆地，向南经阳原盆地、蔚县盆地、大同盆地、忻定盆地、灵丘盆地、太原盆地、临汾盆地、运城盆地至渭河盆地。

沿地震带存在规模不等的莫氏面隆起，在断陷盆地区地壳厚度明显减薄，其两侧隆起区厚度增大。渭河盆地的莫氏面埋深最浅，小于 32km，相对高出两侧隆起区 10～12km 左右；运城盆地、临汾盆地、太原盆地 36～42km，忻定、大同盆地达 44km，沿断陷带自南而北地壳厚度有增大的趋势。本地震带处于两条东西向的重力梯度带之间，其间的北北东向重力异常带与地震带的位置基本一致。布格重力异常值为－80～－200mGal，并存在自北而南减小的趋势。本地震带位于东向区域正磁异常带内，沿断陷盆地带看不出明显的航磁异常呈带分布现象。

汾渭断陷带由一系列断陷盆地及其间的横向隆起组成一条北北东向活动构造带，总体呈“S”型。它是一条新生代时期形成、发展的右旋剪切拉张带。盆地内堆积了数千米新生界或上第三系，其中第四系为数百米至千余米。

断陷带内主要活动断裂为北东、北北东和北东东向三组，它们控制盆地的边界和盆地的发育。这些断层主要是高角度正断层，深部的倾角多变缓呈铲形。断层的活动以正倾滑为主，

有的具明显水平扭动分量。各组断裂中以北东向断裂最发育，尤其是山西断陷带内，是盆地的主干断裂或主要控制断裂，延伸100～150km，垂直总断距超过2000m，交城断裂、恒山北麓断裂达3000m以上。北北东向断裂是断陷带内的另一组主要断裂，以临汾盆地、忻定盆地内最发育，延长数十公里，以正倾滑为主，具明显的右旋走滑分量，如系舟山西麓断裂，全新世右旋走滑50～60m，平均速率为5.68mm/a。北东东向断裂主要发育于南部的渭河断陷带、山西断陷带南端及北端，长数十至百余公里，秦岭北缘断裂长达约200km，正倾滑为主，兼有左旋走滑分量，垂直总断距大，如秦岭北缘断裂可达5000m以上。

有记载以来，本地震带内共发生$M\geqslant 4\frac{3}{4}$地震158次，其中5～5.9级73次，6～6.9级21次，7～7.9级7次，$M=8$的2次。

6.3.2.2 华北平原地震带（Ⅰ）

华北平原地震带呈北北东向展布，南界大致位于新乡—蚌埠一线，北界位于燕山南侧，西界位于太行山东侧，东界位于下辽河—辽东湾拗陷的西缘，向南延到天津东南，经济南东边达宿州一带。

华北平原地壳厚度为32～36km，莫霍面隆起带和拗陷带相间排列，与新生代隆起、拗陷呈镜像关系。重磁异常呈北北东带状分布。布格重力异常值由东向西降低。磁异常正负相间排列，变化较剧烈，局部异常较多。沿燕山南缘为一磁异常带。大地热流分布具有明显的不均匀性，平原与山区之间是热流变化的梯度带。拗陷区的热流值大于山区或隆起区。

新生代以来，本地震带的构造活动经历了两个不同的演化阶段。第一阶段发生在早第三纪。从始新世开始，在强烈的拉张应力作用下，开始了新生代的主要裂陷时期。渐新世期间裂陷作用继续发展，使全境盆—岭化。第二阶段发生在晚第三纪和第四纪，这个阶段由多层次的盆—岭构造转为全区整体下沉，形成华北平原。在第四纪，华北平原拗陷向北扩展，在第三纪以隆起为主的燕山隆起区的南缘下沉并接受沉积，发育一条由几个第四纪盆地组成的北西向剪切拉张带，其最大第四系厚度可达800多m。

华北平原拗陷内的断裂构造复杂，有多组不同方向的断裂存在，多属铲式正断层，断层深度达6～8km，倾角变平缓，长度几十至几百公里不等。多数断裂在第三纪至第四纪显示活动，两盘落差为数十米，少数达二三百米，与地震活动有关的断裂主要是北东—北北东和北西—北北西向两组断裂。

据统计，华北平原地震带历史上记录到$M\geqslant 4.7$地震206次，其中$M\geqslant 8$的1次，7～7.9级的5次，6～6.9级的26次，5～5.9级的95次。

6.3.2.3 郯庐地震带（Ⅱ）

这里所指的郯庐地震带，实际上已大大超出郯庐断裂带的范围，尤其是它的宽度，其范围包括辽宁、河北、山东、江苏等省的大部或部分地区。该带呈北北东走向，贯穿整个华北地台区的东部。

郯庐带是一条巨大的重力梯度带，深部重力异常表现为东高西低，断裂带东部为重力高区，异常值为几到几十个毫伽；西侧为重力低区，为－10～－45mGal。沿断裂带重力异常值的变化不大，一般只十几个毫伽，但不同地段重力异常有明显的差异。本带也是一条航磁异常梯度带，在上延10km磁异常图上，该带也是一条正负磁异常区分界带。

根据人工地震测探，郯庐断裂带为一条切穿莫霍面的深断裂带，两侧的地壳结构具有明

显差别。该带在新沂以北深部断裂和地表断裂结构类似，为四条近于直立的切穿莫霍面的断裂带。

本带构造活动具有明显的分段性。北段隐伏于第四系或海域之下，在下辽河地段由营口—佟二堡、二介沟、台安—大洼三条断裂构成两堑夹一垒构造格局。辽东湾部分称营潍断裂带，由3～4条断裂控制两堑夹一垒构造系列，并和下辽河地段构造格局十分类似。渤海及莱州湾地段发育东西两支断裂带，并以北东向斜列方式组成复杂的堑垒构造或阶梯状断陷带，新生代以来，由于上述断裂的强烈活动，形成了多个沉降中心，堆积厚达数千米乃至12000m的新生界。南段称沂沐断裂带，由安丘—莒县、昌邑—大店，唐吾—葛沟、沂水—汤头四条断裂组成两堑夹一垒的中生代裂谷构造。进入第三纪、沂沐裂谷消亡，代之以挤压隆起为主。沂沐断裂带活动最强烈，东边的昌邑—大店和安丘—莒县断裂为全新世活动断裂，西边的沂水—汤头和唐吾—葛沟断裂为晚更新世活动断裂。断层性质属压扭性。

郯庐主断裂两侧的次级断裂分布较广，且有一定的活动性。北段有辽东半岛上一些更新世活断层，如金州断裂、庄河断裂等。这些断裂以北东—北北东走向为主，其次为北西向。中段在鲁西隆起上断裂比较发育，主要为北西向，如无棣—益都和莱芜—新泰等第四纪活动断层，其断裂长度为100～200km，多属平移性质，少数为正断层。

本带是中国东部大陆地区一条强烈的地震活动带，该带上发生了中国东部大陆地区一次最强烈的地震，即1668年8.5级地震。地震活动也具有分段性。北段强度较大，频度高；南段强度大，频度低。据记载，本带共发生$M\geqslant 4\frac{3}{4}$地震85次，其中5～5.9级的41次，6～6.9级的5次，7～7.9级的6次，$M\geqslant 8$的1次。

6.3.2.4 银川—河套断陷带（Ⅳ）

银川河套地震带分布在鄂尔多斯高原的北缘和西缘，银川断陷盆地呈南北向展布，河套断陷带呈东西向展布，其分布范围大致相当于断陷带的范围。

沿地震带，地壳上地幔表现为隆起带。岱海—黄旗海断陷带莫氏面埋深约42km，断陷带南侧与西侧的鄂尔多斯地块内，上地幔顶面埋深42～44km，反映盆地内地壳厚度有明显减薄现象。在鄂尔多斯块体内部区域布格重力异常呈近南北走向，重力值变化平缓，由东向西下降。磁异常呈北东走向，变化平缓。但其边缘断陷带内表现为重力梯级带和线性磁异常带。表明块体内部和周边基底构造的明显差异。

本地震带的主体为一规模较大的断陷盆地带。东端的岱海—黄旗盆地形成于上新世，第四纪仍有发展。走向北东，两侧受断裂控制，第四系厚度400m，上新统厚100m左右。

河套断陷带走向近东西，北侧为阴山地块，南侧为鄂尔多斯地块，全长540km，由三个断陷盆地和其间的两个近南北向隆起组成。河套断陷带形成于渐新世，是鄂尔多斯周缘断陷最深的断陷带。新生界、第四系厚度在呼和盆地分别为7400m、2300m；白彦花盆地为5100m、200m；临河盆地为14800m、2400m。断陷最深的部位偏向北部边界断裂一侧，盆地基底呈不对称的阶梯状地堑结构。断陷带是左旋剪切拉张的产物。

银川盆地，新生界厚7000m，第四系厚1600m，由三凹两凸相间组成。吉兰泰盆地断陷幅度较小，新生界厚3000m，第四系厚400m，两个断陷盆地都是阶梯状的地堑结构，是右旋剪切拉张的产物。

主要活动断裂有近东西向、北北东向和北东向三组，此外还有北西向断裂发育。主要断

裂都是铲形正断层。

近东西向断裂主要有大青山山前断裂，长 200km，走向北东东，断裂两侧差异运动幅度达 3000m 以上，具右旋走滑分量。全新世以来有过 4 次活动。乌拉山山前断裂，长 110km，走向近东西，具左旋正倾滑特征，全新世时期有过活动。

北东向与北北东向断裂在银川盆地和吉兰泰盆地最发育。贺兰山东麓断裂长 120km，走向北东，断裂两侧垂直差异运动幅度达 10km。全新世以来断裂有过 4 次地震断错活动。断层活动方式为右旋正倾滑。此外还有银川盆地东界的黄河断裂，银川—平罗隐伏断裂等。

本地震带内，历史地震记载始于公元 849 年，共发生 $M\geqslant 4\frac{3}{4}$ 级地震 36 次，其中 8 级地震 1 次，6～6.9 级地震 9 次，5～5.9 级地震 19 次。可见，在本活跃期内地震活动相当频繁。

参 考 文 献

国家地震局，1981，中国地震烈度区划工作报告，地震出版社。

国家地震局，1996，中国地震烈度区划图（1990）概论，地震出版社。

翁文灏，1923，中国地震区分布概况，中国地质志（BGSC），2（3～4）。

张裕明、汪良谋，1980，华北断块区中、新生代构造特征及其动力学问题，见：华北断块区的形成与发展，科学出版社。

第七章　近场活动构造调查[①]

“近场”可取为工程场地及其外围 25km 的地区。“近场”在国家核安全局和国家地震局 1994 年 4 月 6 日发布的《核电厂厂址选择中的地震问题（1994 年修订）》中称为“近区域”。

近场活动构造调查是指与发生破坏性地震有关的地震活动断层和深浅部地质构造环境的调查，这种调查不仅包括现场考察，而且还包括对近场有关的深浅部地质构造资料的收集。近场活动构造调查的目的是详细查明近场范围内地震的发震构造，其中的关键工作是进行断裂活动性鉴定，并收集有关的深部构造环境资料，为编制 1/200000（对 I 级工作，应为 1∶100000）地震构造图和最终确定发震构造、潜在震源区和本底地震提供依据。

近场活动构造调查的基本原则是在收集和研究前人资料的基础上，对确定厂址的地震动参数有重要贡献的地震活动断层做详细的实地调查。

7.1　主要断层的活动性鉴定

主要断裂活动性鉴定是针对一些对厂址安全至关重要、但缺乏评价所需的确切资料的那些断裂而进行的。为合理地评价近场范围内由于断裂活动而可能造成的地震对厂址的影响提供资料。

主要断裂是指：①区域性的、具有一定规模的大断裂，一般是指长度大于 15km 的断裂；②延伸到厂址或靠近厂址的断裂。

断层活动性鉴定包括室内和野外现场鉴定两部分工作。室内工作包括地质构造资料的收集，卫片、航片的解释，野外工作路线和观察点的设计，年龄样品的鉴定，物、化探资料的处理，以及报告的编写等。野外现场考察主要是沿断层的地质地貌考察，剖面图和平面图的测绘，年龄样品的采集，重要地段的探槽开挖，隐伏断层的化探和物探探测等。

7.1.1　鉴定内容

对断层活动性的鉴定内容，除了断层的规模、展布方向和发育历史以外，重点应放在断层活动时代、力学性质、运动特性和断层分段等方面。

7.1.1.1　断层活动时代的鉴定

断层活动时代的鉴定是断层活动性鉴定的最重要的内容。断层活动时代鉴定包括断层最后一次活动的年代和断层第四纪活动的次数，以及它重复活动的时间间隔。确定断层活动的时代，目前主要通过以下几种途径或方法来实现：

（1）断层上覆地层年代的确定。这里的上覆地层是指第四纪地层，因此对近场第四系的划分可以说是这项工作的基础，这对于那些隐伏断层的活动时代确定显得更为重要。因为我们不可能，也无必要对第四系覆盖区的每条断层进行钻探取样，而往往是根据已有年龄测定的第四系柱状剖面与未知上覆地层的对比获得断层最后一次活动时代。近场第四系的分层

① 张裕明执笔。

(由上而下) 一般分为全新统 (Q_4)、上更新统 (Q_3)、中更新统 (Q_2) 和下更新统 (Q_1)。有时，为了获得更精确一些的年代，对 Q_3 和 Q_4 也可细分为层，如 Q_3^1，Q_3^2，Q_3^3，Q_4^1，Q_4^2 等。

断层上覆地层时代的确定除了应用上述第四系覆盖区的地层对比方法以外，在断层裸露区需要直接取样，或者根据断层上覆地层所在的地貌部位确定。

图 7.1.1 是国家地震局地质研究所在南口工程中所做的一条断层剖面，上覆地层底部和断层地层顶部采了 TL 样，测得的年龄分别为 2.78 万年 (NT6) 和 5.18 万年 (NT5)，表明断层最后一次活动时间发生在距今 3 万年左右和距今 5 万年左右之间。

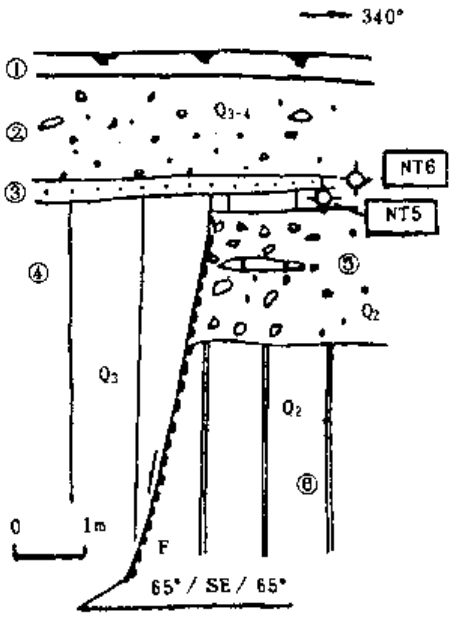


图 7.1.1 檀峪西采土坑断层剖面
(国家地震局地质研究所，1992)
①表层土壤；②砂土砾石；③粉、细砂层；④黄土；⑤碎石夹红色粘土；⑥红色亚粘土

根据断层错断的阶地情况也可大致判断其活动时代。中国东部一般错断 I 级阶地的为全新世活动，II 级阶地的为晚更新世活动，III 级阶地的为中更新世活动。

(2) 断层内部物质的年龄测定。断层内部物质反映了断层活动的时代和强度。断层角砾岩、糜棱岩和玻璃岩都是前第四纪断层活动的产物，它们胶结得很好，呈岩石产出。断层泥和断层碎屑物质 (没有胶结的细粒和粗粒物质) 常常伴随断层第四纪活动产出。在断层没有上覆地层的情况下，通常采用断层内部物质的测龄技术来确定断层的活动时代。常用的测龄技术有核子自旋共振 (ESR)、热释光 (TL) 等方法。这些方法将在下一节作介绍。

由于断层的活动往往是沿着一定的面滑动，所以在采样时要注意采集滑动面上的样品，最好不要从断层物质内部采集样品。同一断层的活动往往有多次，它们在断层内部物质的性状、颜色和硬度等方面都会在断层物质内留下痕迹，仔细收集不同滑动面上的样品就可得到断层活动期次的信息。

图 7.1.2 是一条多次破裂的断层剖面，在野外判断其最后一次活动的断层面，并采集断层泥样品，测得的 ESR 年龄为 30 万年左右。说明该断层的最后一次活动发生在距今 30 万年前后。

图 7.1.3 也是一条多次活动的断层剖面。年龄结果表明，该断层可能有三次活动。最后一次是距今 47 万年前后，最早一次是距今 126 万年前后，中间一次是距今 84 万年，重现期约 40 万年左右。

(3) 估算断层活动年代的地貌方法。这里主要介绍断层崖法。

1977 年，R. E. Wallace 利用断层崖剖面上的地貌特征确定断层崖形成年代的方法，为研究大地震发生的重复时间间隔提供了新的途径。1979 年，R. C. Bucknam 指出："发育在冲积物中的断层崖可以作为史前高能量地震事件的证据，了解这些事件的年龄，就有可能计算出数千年期间地震的平均活动速率。"

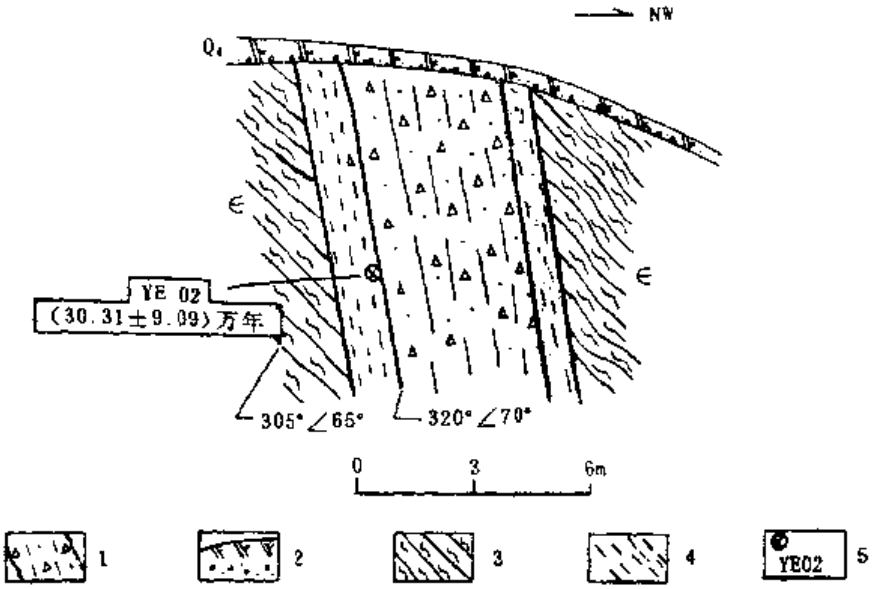


图 7.1.2 丹载龟山地质剖面（国家地震局地质研究所，1992）

1. 硅化岩破碎带；2. 残坡积层；3. 片麻岩、片岩；4. 破碎岩；5. 电子自旋共振采样点

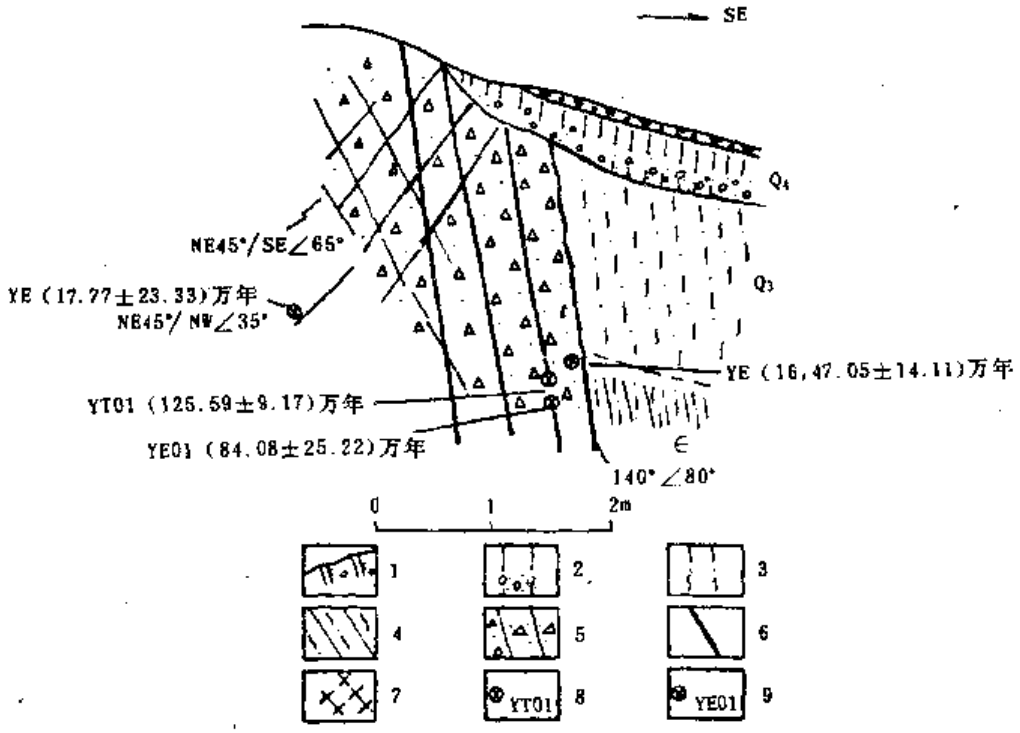


图 7.1.3 平岗断层青年农场东探槽剖面图（据国家地震局地质所，1989）

1. 人工堆土；2. 残坡积层；3. 网纹状残积层；4. 风化片麻岩；5. 硅化岩破碎带；6. 断层；7. 构造节理；8. 热释光采样点；9. 电子自旋共振采样点

在野外调查中我们发现，不同类型的断层陡坎的原始坡角不同，特别是那些由基岩组成的陡坎。走滑断层基岩陡坎的原始坡角一般都超过 70°，而正断层的一般为 60°左右，对那些由松散碎屑组成的陡坎，其原始坡角则不易确定。

断层陡坎形成以后，其坡角的变化已不受陡坎类型的控制。如 R. E. Wallace 所说："断层崖一旦形成，它立即受到侵蚀作用而开始变化。"也就是说，引起陡坎坡角变化的主要作用是

侵蚀作用。根据我们的野外调查，1931 年富蕴地震造成的断层陡坎至今其坡角变化差别很大，有的已经夷平，有的则保留完好，几乎存在着断层陡坎削蚀次序五个阶段内的各种陡坎。分析产生这种削蚀过程差别的主要原因可能有以下几个方面：

首先，与断层陡坎所在的地貌位置有关。分布在山脊和山坡上的陡坎，其所受的剥蚀作用比通过沟谷的陡坎要小，易于保存。不管是走滑断层形成的，还是倾斜断层形成的陡坎，只要是通过山脊和山坡的，或者形成阻塞塘天然堤坝的至今保留完整。然而，那些通过河谷、河道的断层陡坎，由于地表水的作用，一般都有明显的破坏，特别是那些原来高度小于 1m、并由冲积层组成的陡坎更易受到侵蚀，其中有的只留下一点痕迹，现存陡坎坡角小到只有 6°～7°，有的甚至已经完全夷平。对于处在山坡上的走滑断层陡坎来说，形成阻塞脊的那段陡坎比另一边山坡上的更易于得到保存，因为后者所处的地形位置容易使它在雨水和重力作用下坍塌。上述这些现象在新疆阿克萨依一带表现得最清楚。

其次，与构成陡坎的物质种类关系十分密切。构成陡坎的物质种类（松散碎屑和基岩）对陡坎形成后的坡角变化影响极大。一般说来，由基岩构成的陡坎比由松散碎屑物构成的陡坎不易遭受侵蚀，特别是那些由坚硬的片麻岩和花岗岩构成的陡坎坡角变化很小（仍在 70°以上），仅在其脊部有微弱的圆滑化现象。而由碎屑构成的陡坎、坡角较小，一般为 25°～35°，个别的可达 40°多。

最后，与断层陡坎的高度关系密切。根据 R. C. Bucknam 等人的研究，一个高度已知的陡坎，其坡角随陡坎年龄的增大而减小。对于同一时期形成的陡坎来说，陡坎愈高其坡角愈大。一般说来，由松散碎屑物构成的陡坎，高度在 1m 或 1m 以下的，其坡角为 0°～25°；而高度在 1.5～3m 左右的，其坡角为 25°～40°。图 7.1.4 是根据野外测得的 19 个由碎屑物构成的陡坎的高度和坡角资料编制的相关图。图中的曲线是对资料进行一元二次方程回归所得的结果，并得到如下的等式：

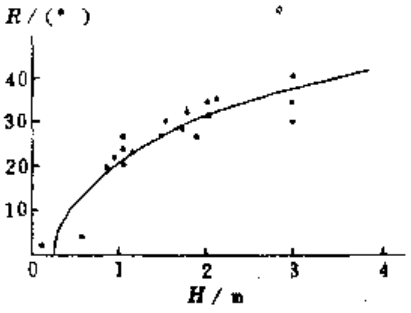


图 7.1.4　陡坎高度和陡坎坡角的相关图
（据张裕明，1986）

$$H = 0.34 - 0.01R + 0.002R^2$$

式中，H 为陡坎高度；R 为现今陡坎坡角。

此外，组成陡坎的岩石产状对陡坎坡角的变化也有影响。对古陡坎来说，其产状同层理、片理或片麻理产状一致或接近一致的保存得较好，相反，则易于遭受侵蚀。

确定断层陡坎的年平均剥蚀速率，对估算断层陡坎形成的年代具有重要意义。在这里，断层陡坎的年平均剥蚀速率是指断层陡坎形成后至今每年平均被剥蚀掉的坡角量。不同种类物质构成的陡坎，它们的年平均剥蚀速率差别可以很大。断层陡坎按其构成物质可分为松散碎屑的和基岩的两类。

①松散碎屑构成的断层陡坎。

一般情况下，通过松散碎屑构成的断层陡坎较难确定 1931 年富蕴地震时形成陡坎的原始坡角，现在所见的都是经过剥蚀的改造坡角，因此不易确定其年平均剥蚀速率。在二台东南乌伦古河以南一个探槽中见到了 1931 年富蕴地震造成的碎屑陡坎剖面的下半部（图 7.1.5），从图中可以看出陡坎已经不完整了，上部已经剥蚀，下部碎屑物上又盖上了新的坡积物。我

们可以把下部碎屑陡坎的坡角看作原始坡角，为 37°；原先陡坎的坡角经 53 年的剥蚀作用已变为 27°（现今陡坎坡角）。由此可求得该陡坎的平均剥蚀速率为 0.19°/a。

如果上述年平均剥蚀速率大体上可以代表该区域陡坎的年平均剥蚀速率的话，则可据此确定陡坎可能存在的大致时间。但我们发现，陡坎被保存的时间长短同陡坎倾向与上、下部原始面倾向之间的关系，以及上、下原始面倾角的大小关系密切。据此可以将陡坎分为顺向陡坎和逆向陡坎两类。

顺向陡坎是指那些陡坎倾向与上、下部原始面倾向相一致的断层陡坎。对于高度一定的顺向陡坎来说，陡坎与原始面的倾角之差愈小，陡坎被保存的时间就愈短，相反，则愈长。如果原始面的倾角（或称坡角）接近于零，那被保存的时间就更长，有的可保留数千年。图 7.1.6（a，b，c）分别表示上述三种情况。此图表明，虽然处在同一剥蚀速率下，但由于达到稳定所需剥蚀的陡坎坡角大小（代表剥蚀量的多少）不同，一个断层陡坎消亡所需的时间也不同，其中（a）所需的时间最短，其次为（b），（c）最长。举例来说，对于一个原始面坡角为 25°、陡坎坡角为 40°的断层陡坎（高 1～2m），如按上述年平均速率进行剥蚀，大约经过 60～70 年，陡坎的坡角就可剥蚀得接近原始面的坡角，导致陡坎完全破坏；如果原始面的坡角只有 15°，那么需要经过 130 多年，陡坎才会遭到完全破坏。在阿克萨依一带见到的阻塞脊延伸线上山坡一侧的断层陡坎（图 7.1.7）大多属于前一种情况，那里的陡坎经过 50 多年时间的剥蚀已经变得不明显甚至已经不存在了。

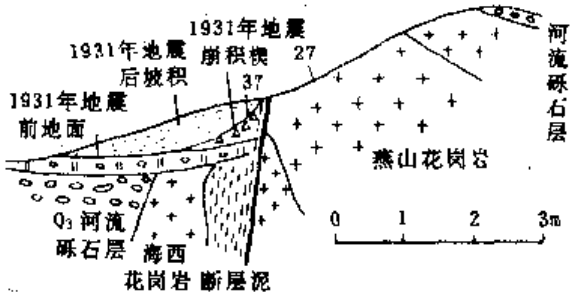


图 7.1.5　二台东南 1931 年富蕴地震断层探槽剖面

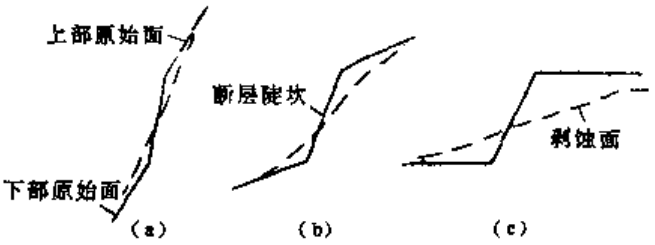


图 7.1.6　上、下原始面坡度不同的陡坎剥蚀情况

逆向陡坎是指那些与原始面倾向相反的陡坎（图 7.1.8）。这种陡坎存在的时间比顺向陡坎存在的时间要长得多，因为要使这样的陡坎达到完全破坏所需剥蚀的坡角比顺向陡坎大得多。若简单地按上述剥蚀速率计算，则一个倾角为 40°、高 1～2m 的逆向陡坎完全剥蚀需要 200 多年。这和我们在野外所见的情况是相符的。1931 年富蕴地震形成的逆向陡坎，虽然经过 50 多年的剥蚀，至今仍保留得相当完好。但由于大地震重复发生时间间隔大大长于地震造成这类陡坎的保存时间，所以在研究区现在已见不到 1931 年以前大地震形成的、由碎屑物构成的这类陡坎。

由于上述两种由碎屑物构成的陡坎能保留的时间都相对较短，所以在确定该区 1931 年以前古地震的年代上，上述方法是用不上的。但这种方法对确定其它地区不知形成时间但存在这类陡坎痕迹的陡坎年龄有一定的价值。

②基岩构成的断层陡坎。

坚硬岩石构成的断层陡坎的年平均剥蚀速率是很小的。其剥蚀作用主要反映在对陡坎脊

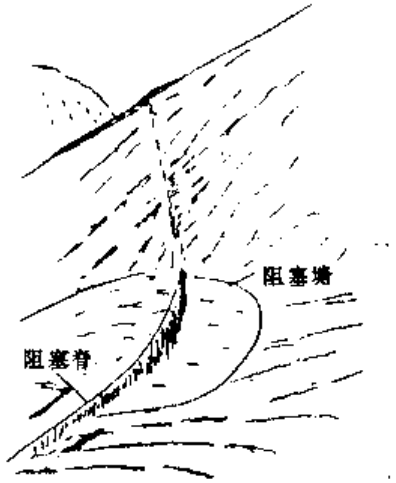


图 7.1.7 阿克萨依阻塞脊陡坎素描

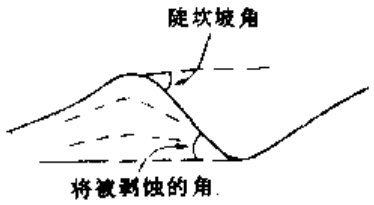


图 7.1.8 逆向陡坎的剥蚀情况

部及其上下部的剥蚀上，陡坎的大部基本上保持原样，其坡角反映原始坡度。1931 年形成的这类地震断层陡坎至今几乎仍保持原样，仅在其脊部稍有加圆滑化。因此，1931 年以前沿可可托海－二台断层发生的最近一次大震所形成的古地震断层陡坎至今仍保留清晰(如水磨沟、阿克萨依、干沟、鸡冠山等地)，个别地方（如老山口）还可见到更早一次地震造成的断层陡坎。这些古地震断层基岩陡坎变化如表 7.1.1。

表 7.1.1 古地震断层基岩陡坎的坡角

地 点	1931 年前一次地震形成的断层陡坎			更早一次地震形成的断层陡坎		
	原始坡角	脊部风化坡角	被剥蚀的坡角	原始坡角	脊部风化坡角	被剥蚀的坡角
干沟	75°	50°	25°			
老山口	85°	58°	27°	80°	35°	45°
阿克萨依	65°	45°	20°			
鸡冠山	70°	45°	25°			
海子口	65°	43°	22°			

从表 7.1.1 可以看出，1931 年前那次地震形成的层陡坎被剥蚀掉的坡角基本上是一致的，平均约 24°。由于 1931 年地震形成的基岩陡坎坡角变化极小，不能得到它们的年平均剥蚀速率，所以也就不可能根据前次或更早形成的断层陡坎的剥蚀坡角直接推算它们形成的年代。

为了求得基岩陡坎的年平均剥蚀速率，我们利用干沟探槽剖面上沉积物堆积速率的资料求出了前一次地震造成的断层的年龄。从剖面（图 7.1.9）上可以看到，这里存在着两个不同时期形成的地震断层，左边和中间的两条是 1931 年地震造成的，它控制了阻塞塘的发育，其内至今已堆积了 30～50cm 厚的粉砂粘土。沉积堆积的年速率为 0.50～0.94cm/a。平均年堆积速率为 0.75cm/a。右边的那条断层是 1931 年以前一次地震形成的，在它的上盘同样形成了古阻塞塘，充填的碎屑冲积物厚达 5m。按上述速率计算，求得古阻塞塘的年龄为 667 年（平均值）。假定这一时间就是 1931 年前一次地震造成陡坎的时间，可以求得这些基岩陡坎年平均剥蚀速率为 0.036°/年。最后获得如下的关系式：

$$T = \frac{A - B}{V}$$

式中，T 为断层崖形成的年龄（单位年）；A 为陡坎的原始坡角（单位度）；B 为脊部风化后陡坎的坡角（单位度）；$A-B$ 为被剥蚀掉的坡角；V 为陡坎年平均剥蚀速率（单位度/年）。

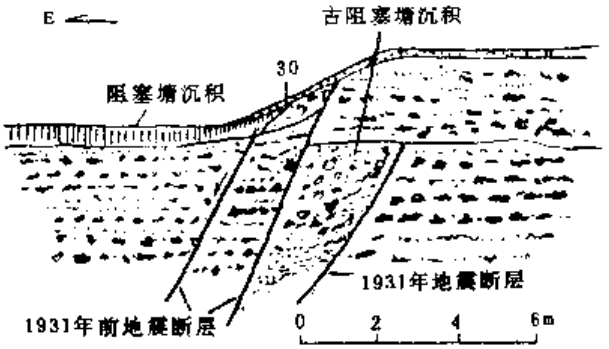


图 7.1.9 干沟地震断层的探槽剖面

7.1.1.2 断层力学性质的确定

这里所说的断层力学性质是走滑断层、倾滑断层（正断层、逆断层）和斜滑断层（如正走滑断层、走滑逆断层等）。这里所说的力学性质不是对老断层而言，而是指断层新活动的力学性质。确定这类断层的力学性质可采用地貌方法和地质方法。

（1）地貌方法。

一般说来，新构造运动强烈的地区，断层活动的地貌形态容易保留下来，因为这类地区的构造活动速度大于或远远大于侵蚀速度。如果断层活动的构造运动速度等于或小于侵蚀速度，那么断层活动在地貌上的反映就不明显，或者完全没有反映。在干旱和半干旱气候条件下，断层受侵蚀的速度比潮湿气候条件下慢得多。所以，它们的地貌显示易于保存。因此，利用断层地貌研究断层的活动特征必须注意它们所在地区的气候条件。

①走向滑动断层。

一般说来，走滑断层在地貌上比正断层和逆断层表现得更为明显。走滑断层的地貌显示分属两类：大地貌和微地貌。

根据 G. K. Gilbert（1908）对圣安德烈斯断层上 1906 年旧金山大地震形成的微地貌的研究以及后人的研究资料，大体上可以将走向滑动断层的微地貌划分为脊形、沟形、线形、路面形和 S 形。

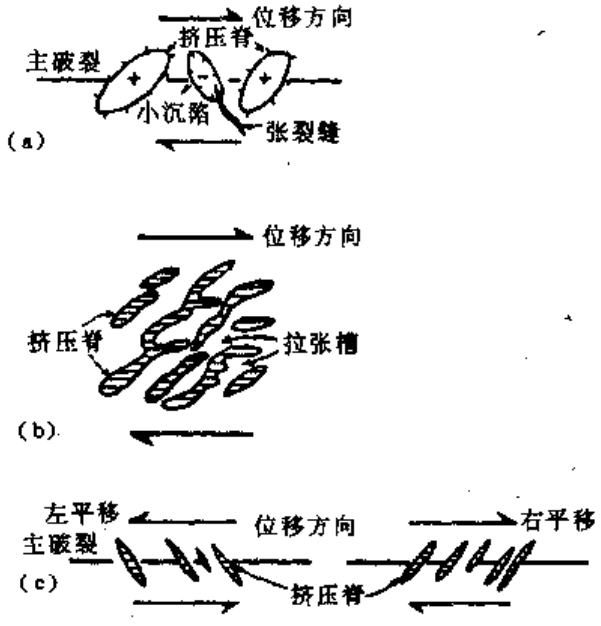


图 7.1.10 由突然走滑运动形成的脊形微地貌

（a）脊形微地貌；（b）沟垅系列；（c）雁行排列的脊形隆起

（a）脊形微地貌：沿着走滑断层发生突然的走向滑动运动（引起地震），往往使得断层两侧的块体受到挤压，在断层两侧的草皮、土层或冰层中形成一些脊形隆起（图 7.1.10a）。这些脊形隆起可以有不同的名称，如脊形构造（ridge trace）、挤压脊（pressure ridge）、沟垅系列（mole tracks）和挤压丘（pressure mound）。脊形隆起常常与拉张沉陷地貌伴生形成沟垅系列（图 7.1.10b）。在不少情况下，脊形隆起呈雁行排列（图 7.1.10c）。脊形隆起是走向滑动断层上地震造成的最常见的微地貌形态，它们一般高几个厘米到数十厘米，宽数十厘米到几米。

(b) 沟形微地貌：沿走向滑动断层分布的土层和浅部未固物质在受到突然拉张发生裂开、沉陷而形成的地貌。它们常常伴随脊形隆起出现（图 7.1.11a），也是走向滑动断层突然运动造成的常见现象。和脊形隆起一样，它们有时也形成雁行式排列（图 7.1.11b）。地面裂缝长一般可从几米到数十米，宽几厘米到几十厘米。

(c) 路面状微地貌：沿着走向滑动断层地表出现的、像铺石子的路面一样的微地貌。在断层发生突然走向滑动运动时，断层表面的岩石发生调整，或者是减少，或者是更迭而形成路面状微地貌。M. M. Clark (1973) 称这种地貌现象为“小石子路”。这种微地貌通常不易见到，但在富蕴地震极震区可见到此种现象。

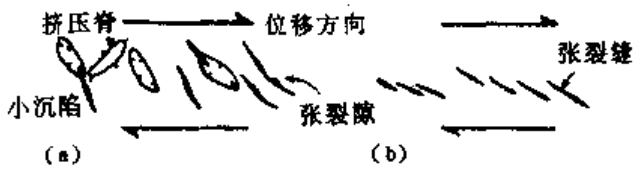


图 7.1.11 由突然走滑运动形成的沟形微地貌
(a) 地面小沉陷和裂缝；(b) 雁形排列的地面裂缝

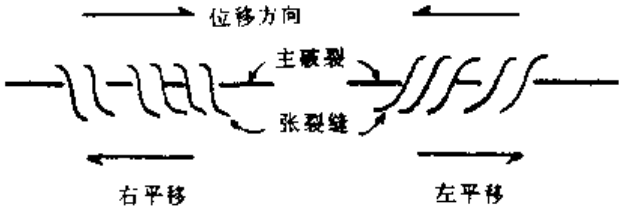


图 7.1.12 由突然走滑运动形成的 S 形微地貌

(d) 线性地貌：这是一种沿着走向滑动断层呈直线形或略呈弧形的单一破裂线，长度可以从几米到十几米，有些地方可以有小量的垂直位移。一般说来，这种单一破裂线的出现不很普遍。

(e) S 形微地貌：顾名思义，地貌形态呈 S 形、反 S 形的微地貌。它的产生与走向滑动运动密切相关，在左旋运动中产生 S 形，而在右旋运动中则呈反 S 形（图 7.1.12）。它们都是一种裂缝末端呈弧形弯曲的张性破裂线。

走向滑动断层长期活动的结果是沿着断层带及其两侧造就了具有走滑断层特征的大地貌。这种大地貌的形态多种多样，但大体上可以分为四类（按地形特征）：陡坎地形、凹地形、凸地形和横推地形（图 7.1.13 和 7.1.14）。



图 7.1.13 沿走向滑动活断层带发育的地貌图
（据日本活断层研究会，1980）

陡坎地形处于走向滑动断层一侧（或两侧），是最常见的地形。它们呈线状展布（或略呈弧形），在航空照片和卫星影像上清晰可见。这类地形通常有断层崖和断层三角面。这两种地形如果出现在同一地带，那么断层崖一般比断层三角面更为年轻。他们的坡度也反映年代的新老，坡度大的比坡度小的更为年轻。

凹地形主要沿走向滑动活断层带内部和一侧发育，分布十分广泛，有线状峡谷、干溪谷、溪谷、地表沟、槽、池沼、洼地和鞍部等。

凸地形常见于断层带的两侧，也有发育在断裂带内部的。这种凸地形同样受断裂活动所

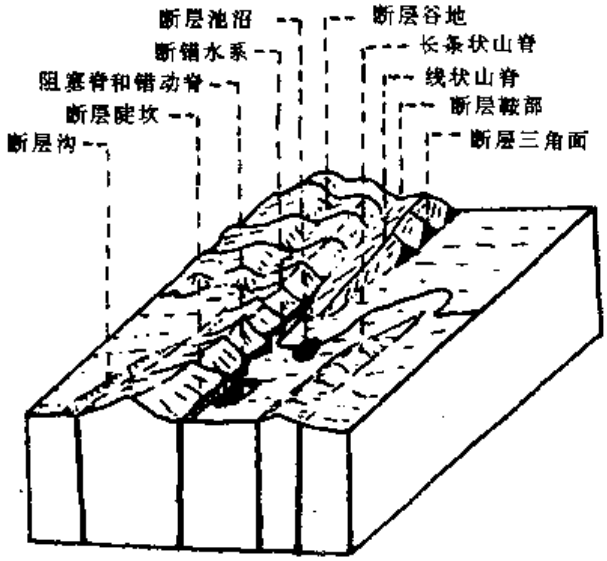


图 7.1.14 沿走向滑动活断层带发育的地貌图

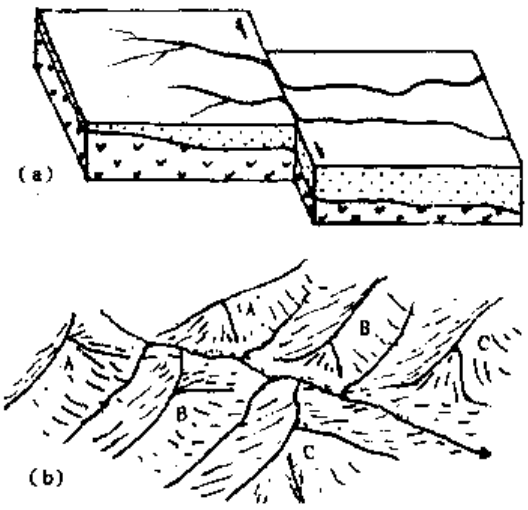


图 7.1.15 由断层运动引起的错动地形
(a) 水系错动；(b) 山脊错动

控制，有断块山地、线状和长条状山脊以及阻塞脊等。

错动地形包括凸地形，也包括凹地形。它们由于受到走向滑动断层两侧相对运动的控制而表现出明显的水平错开。错动地形有水系错动、山脊错动和阶地或台地错动等（图 7.1.15）。此外，阻塞脊（Shutter ridge）也属于山脊错动地形。有的错动地形，如水系在卫星影像和航空照片上有明显的显示。它们常常是研究断层的错动量和位移速率的主要证据之一。

②正断层。

正断层的地貌表现，一般说来要比走向滑动断层复杂，线状地貌特征表现不明显。地貌延伸随着断层面的倾角而变化，对于断层面倾角是 60°的断层来说，地表延伸的长度是倾向滑动分量的 50%。对于垂直运动幅度大的地区来说，可以发育陡而高的断层崖。

正断层的突然运动可形成各种不同类型的陡坎，主要包括简单的断层陡坎、断层缝隙陡坎、槽形或地堑断层陡坎、条状或阶梯状陡坎、下沉的断层陡坎等。

简单的断层陡坎（图 7.1.16a）是一种单一的地面破裂，它常常沿着基岩和冲积层的边界延伸。这种地面破裂的破裂面出露于地表形成断层陡坎。在断层面上有时显示擦痕和平滑的面，它们揭示了断层滑动的详细途径。

断层缝隙陡坎（图 7.1.16b）是一种断层瞬间活动形成的地表拉张带或简单的裂缝。产生这类缝隙的表层物质一般是没有固结的松散沉积物。这类缝隙陡坎通常伴随强地震而形成，它们是地震引起重力滑动的产物。

槽形或地堑断层陡坎（图 7.1.16c）由下降断块的重力破坏所造成，并是高角度陡倾张性断层活动的直接结果。

条状或阶梯状陡坎（图 7.1.16d）是一系列下降断块沿正断层面阶梯状向下滑动所形成的，它常常是地震地面运动的结果。

下沉的断层陡坎（图 7.1.16e）一般发育在断层通过潜水面较浅的、没有固结的淤积物地带，它是由断层活动的反向牵引所形成的。

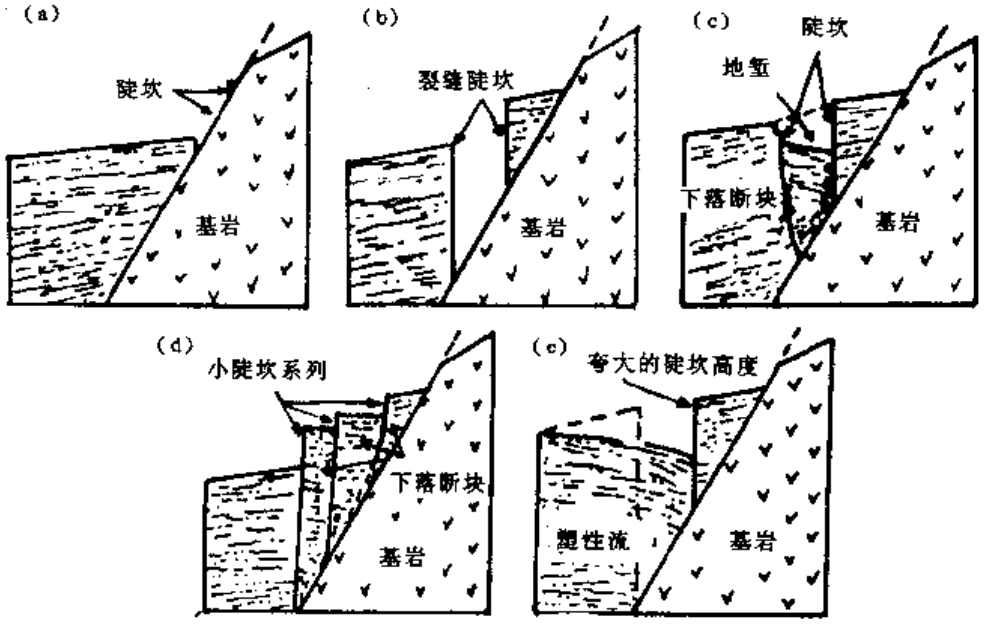


图 7.1.16 由正断层活动形成的各种断层陡坎（据 D. B. Slemmons，1977）

(a) 简单的断层陡坎；(b) 断层缝隙陡坎；(c) 槽形或地堑断层陡坎；(d) 条状或阶梯状陡坎；(e) 下沉的断层陡坎

有时，正断层的突然滑动可造成几百到几千平方米较大规模的地堑和洼地。

正断层在山区和平原区的交界带上往往形成锯齿状的地貌分界线。R. E. Wallace 在研究内华达中北部未固结物质内的断层陡坎时指出，陡坎原始自由面的坡度为 50°～90°。经过数千年的风化侵蚀，陡坎的坡度变为 35°；经过大约 12000 年后，坡度变得更缓，约为 20°～30°。基岩上的陡坎度一般为 30°～35°。它们形成在百万年以前。1000 万年前形成的山坡坡度大约为 15°。

正断层广泛发育的地区可以形成地堑地垒系，在地貌上成为山脉和盆地（或谷地）相间的地区。Slemmons 曾将这类山脉和盆地相间地区的形成和发展分为三个阶段：

第一阶段（形成阶段），早先形成的原面在断层快速运动（断层活动的重复时间间隔较短）下迅速分异，形成山脉和盆地相间的地貌区（图 7.1.17a）。在陡峻山脉的前沿通常形成坡角大于 30°的山坡，有擦痕面或三角面，或者存在由沿前缘断层陡坎的断裂活动和快速隆起而形成的切削坡。一般说来，这样的山脉和盆地呈狭长条带分布，但是也有呈不规则分布的情况（图 7.1.18）。

第二阶段（发育成熟阶段），是一个山前断层活动逐渐变弱的阶段。在此阶段中，河流和水系的侵蚀广泛发生，山地被破坏，冲积扇发育，使得山前地形变得不规则（图 7.1.17b）。

第三阶段（老年阶段），这一时期的断层，其活动性很弱，或者根本不活动。主断层在地表只略有显示，或者根本没有显示，它们延展的绝大部分地段都已为冲积物所掩埋。山麓缓斜平原向断块山区不断扩展，很多断块山被侵蚀为缓坡度的原面或山麓缓斜平原，其上覆盖着一层薄薄的冲积层（图 7.1.17c）。

③逆断层。

逆断层活动在地形地貌上的显示要比走向滑动和正断层更为复杂，而且常常表现得不甚明显。因此，调查逆断层的地貌特征比其他类型断层更困难些。许多逆断层活动形成的陡坎

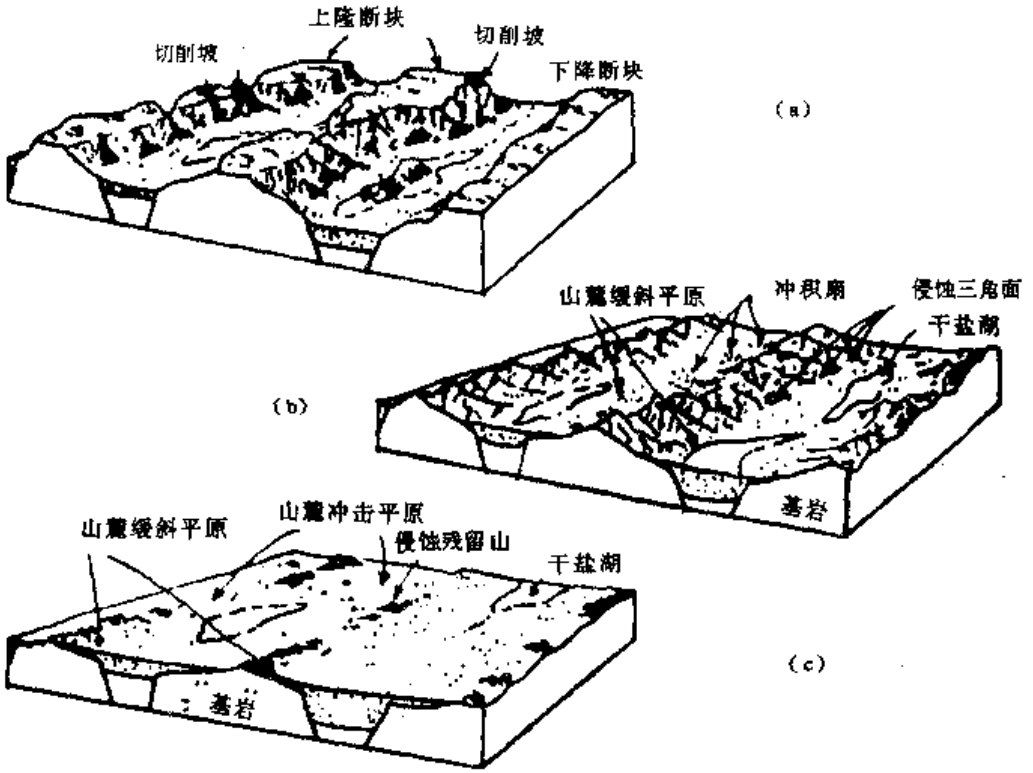


图 7.1.17　山脉和盆地相间地貌区形成的三个阶段（据 D. B. Slemmons，1977）

(a) 第一阶段——早期形成阶段；(b) 第二阶段——中期成熟阶段；(c) 第三阶段——晚期老年阶段

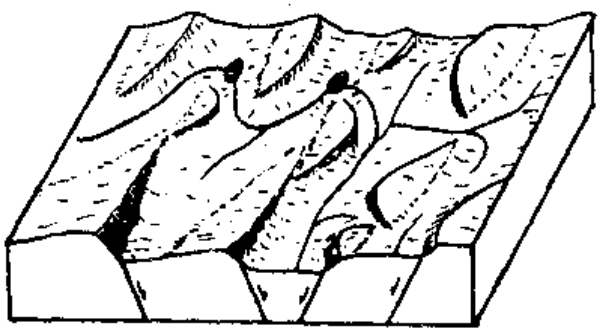


图 7.1.18　由旋转和掀斜断块活动形成的、不规则的山脉和盆地相间地貌区

较为复杂，而且不规则。这种情况的出现，其重要原因之一是许多逆断层的倾角一般都低于 45°，有利于产生一系列的分支断层。而后者在切割地表的情况下破坏了地表变位，使得剖面上的地表长度缩短，从而减低了陡坎的高度，导致原来不甚明显的陡坎变得更不清楚（图 7.1.19）。

沿着山区和平原区之间展布的逆断层，当它们经受突然运动（发生地震）时常常在山区一侧形成大的滑坡和崩塌，残留下高峻的陡坎（图 7.1.20）。

以上简要概述了三种基本断层的地貌特征。然而，自然界断层的活动性质是复杂多变的，如正-平移断层、平移-逆断层等。这些复杂性质的断层往往在地貌上反映出多样的复杂特点。区分这些复杂地貌特征，将有助于我们确定活断层的不同活动性质。

（2）地质方法。

确定断层力学性质的地质方法很重要，它主要根据地质体和构造体的错动来确定。

①走滑断层。

如可可托海—二台断层，多次水平错动错开了海西复背斜和阿尔泰前缘断裂（乌恰断层

和玛闪鄂博断层)(图 7.1.21);郯庐断裂带发生晚更新世—全新世地层的右旋位错(图 7.1.22)。

②逆断层。

逆断层主要是靠早期地层逆冲覆于较新地层来确定(图 7.1.23 和 7.1.24)。

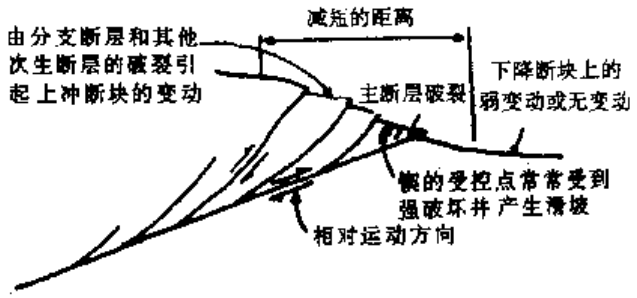


图 7.1.19 逆断层的地貌显示

(据 D. B. Slemmons, 1977)

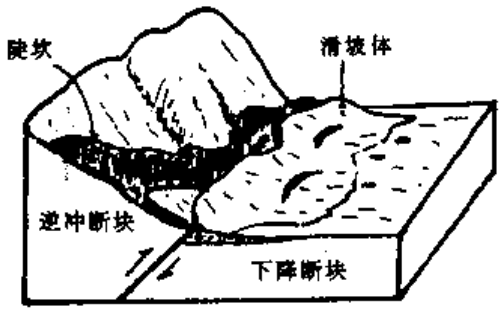


图 7.1.20 逆断层突然活动造成的滑坡和陡坎

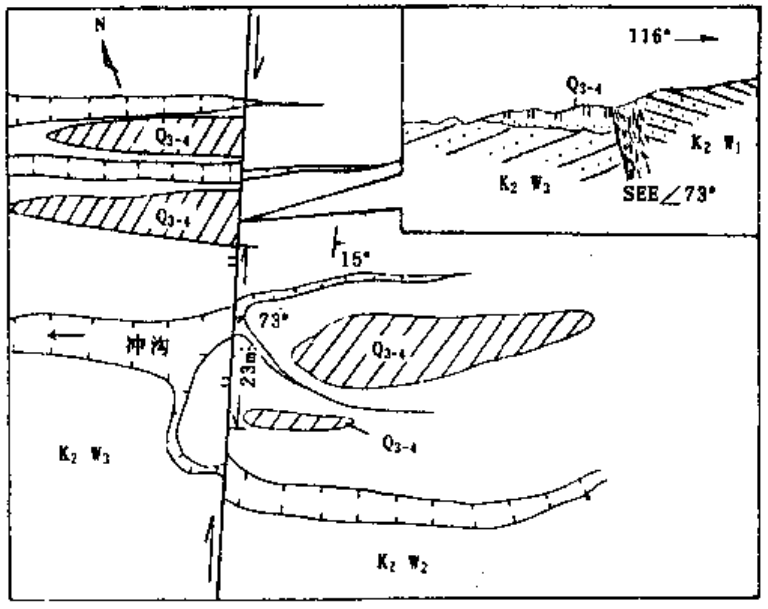


图 7.1.22 郯城麦坡东第四纪断层右旋斜冲图

(据方仲景等, 1979)

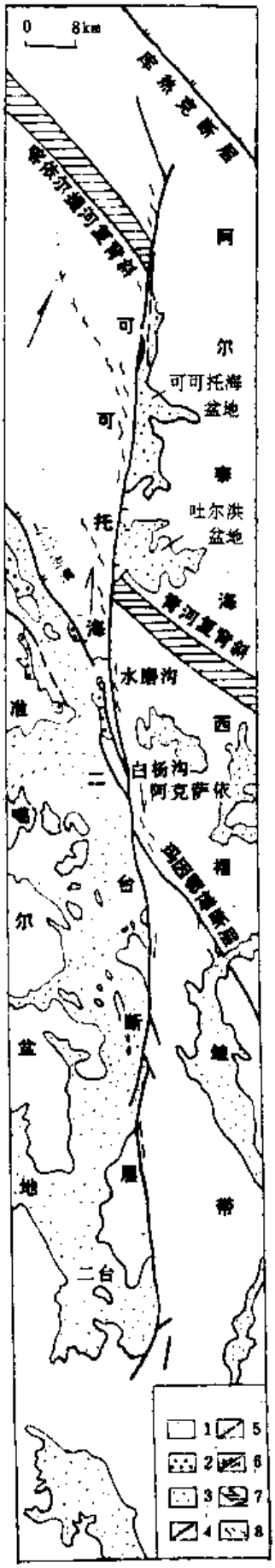


图 7.1.21 可可托海—二台断层构造略图

1. 前新生界; 2. 下第三系; 3. 第四系;
4. 逆断层; 5. 正断层; 6. 走滑断层;
7. 海西复背斜轴部; 8. 片麻理方向

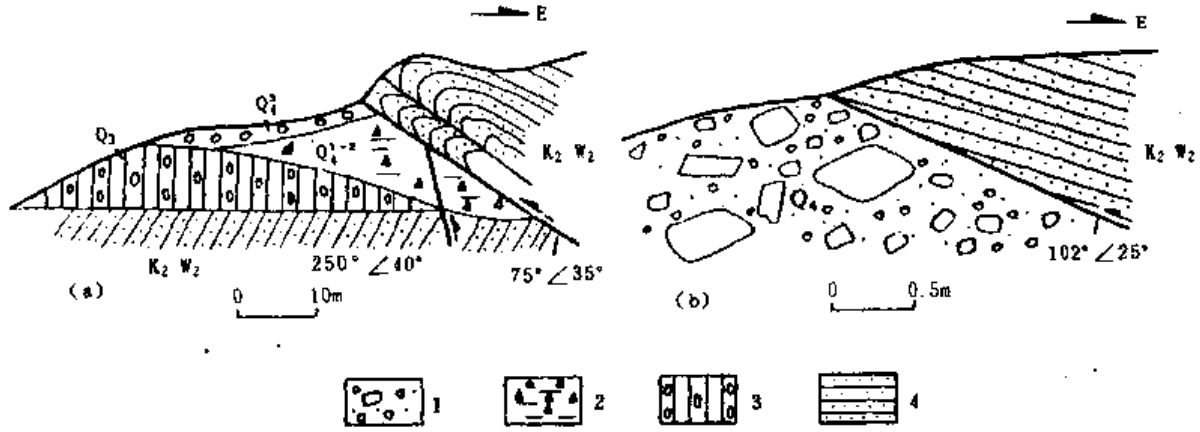


图 7.1.23 鳊马—窑上断层南段低角度逆断层典型剖面（据吴洪太等，1992）

(a) 郑城纪庄剖面；(b) 郑城窑上剖面

1. 坡积砾石层；2. 洪、冲积砾石层；3. 含钙结核亚粘土；4. 紫红色砂岩

但是，当逆冲断层的断层面较陡时，要注意可能不是真正的逆断层，而是视逆断层（走滑断层效应引起的）（图 7.1.25）。区别视逆断层（实为走滑断层）和逆断层的要点有：(a) 看它总的平面分布形态是直的还是弯曲的，前者一般为走滑断层，后者为逆断层；(b) 断层面倾角陡的一般为走滑断层，缓倾的为逆冲断层；(c) 根据断层两侧年轻地层的平面分布，判断其有无由于走滑运动造成视逆断层的可能；(d) 观测断层面上擦痕所反映的两盘块体的运动方向。

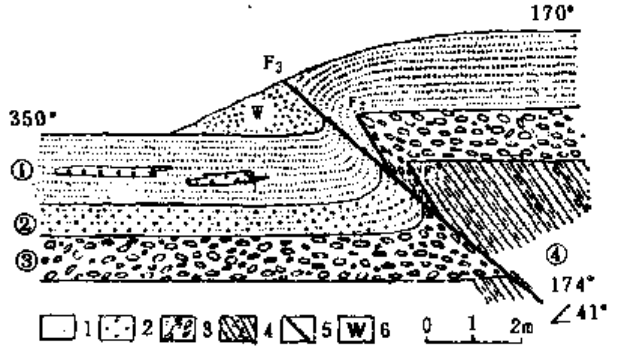


图 7.1.24 克孜勒苏河渡马湾 1985 年 7.4 级地震断层剖面（据冯先岳等，1992）

1. 页状粉细砂层；2. 含砾细砂层；3. 卵砾石层；4. 上新世砂岩夹泥岩；5. 地震断层；6. 推覆楔

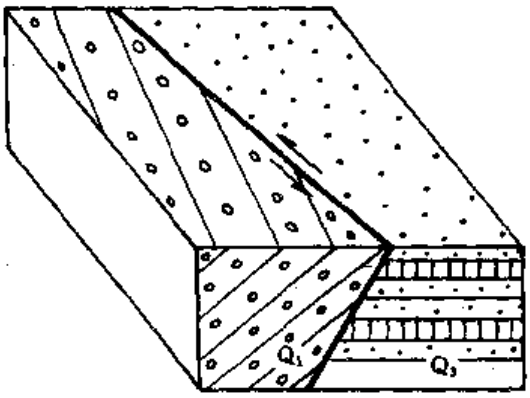


图 7.1.25 视逆断层模型

③正断层。

正断层的地质判据主要是剖面中显示的地层错断，它们往往形成一系列台阶错动（图 7.1.26 和 7.1.27）。除此以外，还可根据断层面上的擦阶和擦沟形迹来确定（图 7.1.28）。

7.1.1.3 断层运动特性的确定

断层运动特性的确定对研究发震构造及其最大震级是有意义的。一般说来，断层蠕滑运动不会发生很大震级的地震，最大震级为 5 级左右，不会到 6 级，而具有粘滑运动的断层可发生很大的地震，直到 8.5 级。

研究断层运动特性的方法主要有电镜扫描（SEM）石英显微形貌法和野外地质观测法。

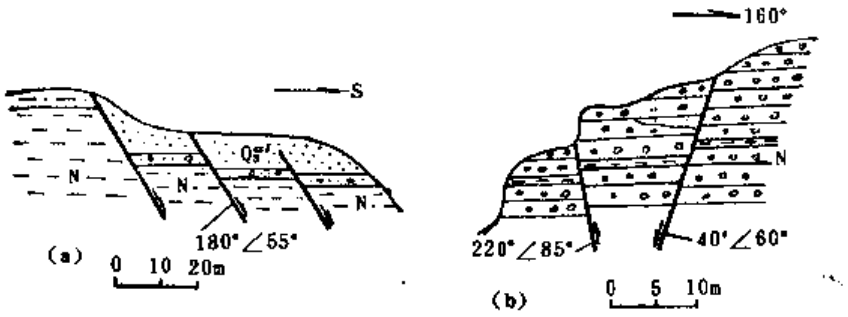


图 7.1.26 陇县 宝鸡断裂带新生代断层剖面图

（据《鄂尔多斯周缘活断层系》编写组，1988）

（a）千阳新兴铺北剖面；（b）宝鸡六家棱剖面

（1）SEM 石英显微形貌法。

断层泥样品不同类型的显微形貌特征反映了断层运动的特性。根据扬主思（1986）的研究，以粘滑为主（有现代地震活动）的断层段中，可以观察到断层泥中发育切碎微断层、放射状破裂断口、楔状撞击坑、线状擦痕等特征；而在以稳滑为主（无现代地震活动的活断层）的断层段上，主要发育裂而不破、搓碎缓慢剪切微断层、勺状擦痕、丁字型擦痕等现象；与粘滑和蠕滑有关的石英显微形貌特征如下：

①切碎的快速破裂：以微断层形式出现，穿切碎碎（指显微尺度上的碎碎，下同），并有位移，具有快速剪切破裂特点，可与粘滑过程中应力突然释放时的快速滑动相联系。

②放射状断口：主要在粘滑试样中发育。其特征是，由几个贝状断面围绕一中心组成，或由放射状的破裂脊和一些不规则的贝状破裂面组成，中心部位似留有被撞击的痕迹。

③撞击坑：有圆形、楔形、半月形等，部分坑中仍残留被撞击或楔入的物质，撞入深度各不相同。圆形坑浅，楔状坑深。与撞击坑相伴生的多见放射状断口。

④线状擦痕：相互平行地成带状分布在破裂摩擦面上，两端尖灭。

⑤搓碎缓慢剪切破裂：主要在稳滑运动试样中发育，用样以微断层的形式出现，但在微断层延伸走向上并不穿切石英碎碎，而是绕碎而过。石英碎碎因微断层运动而产生搓滚动，可见因搓动所致的边缘脆性破裂，属于缓慢剪切运动的产物。

⑥勺状擦痕：浅的弧状坑、底部呈弧形，较光洁，类似其内物质被“铲挖”的特征，规模不一。大的勺状擦痕底部可套有小的勺状擦痕，多见于蠕滑试样。

⑦裂而不破或缓慢揉裂：在稳滑条件下最为发育。石英晶粒上发育有多组破裂，但未离散，仅是小尺度的张裂，尽管试样的总应变量大于 20%，多粘滑实验的应变量，仍常见破裂并未穿透整个晶体，而在晶内两端尖灭，类似缓慢揉裂的特征，暂称此现象为“裂而不破”。

（2）野外地质观测法。

用野外地质观测法区别断层的蠕滑和粘滑运动特性可以由图 7.1.29 来说明。

图 7.1.29（a）表示断层的蠕滑运动，断层往往是新的第四系经受缓慢连续变形的结果，或者说是新的褶皱继续发育的结果。图 7.1.29（b）是断层粘滑运动的图像，新的地层（图中①）虽然断裂，但本身产状不受影响，或者仅在断层的旁侧（10～20cm）受断层运动而微有牵引现象。

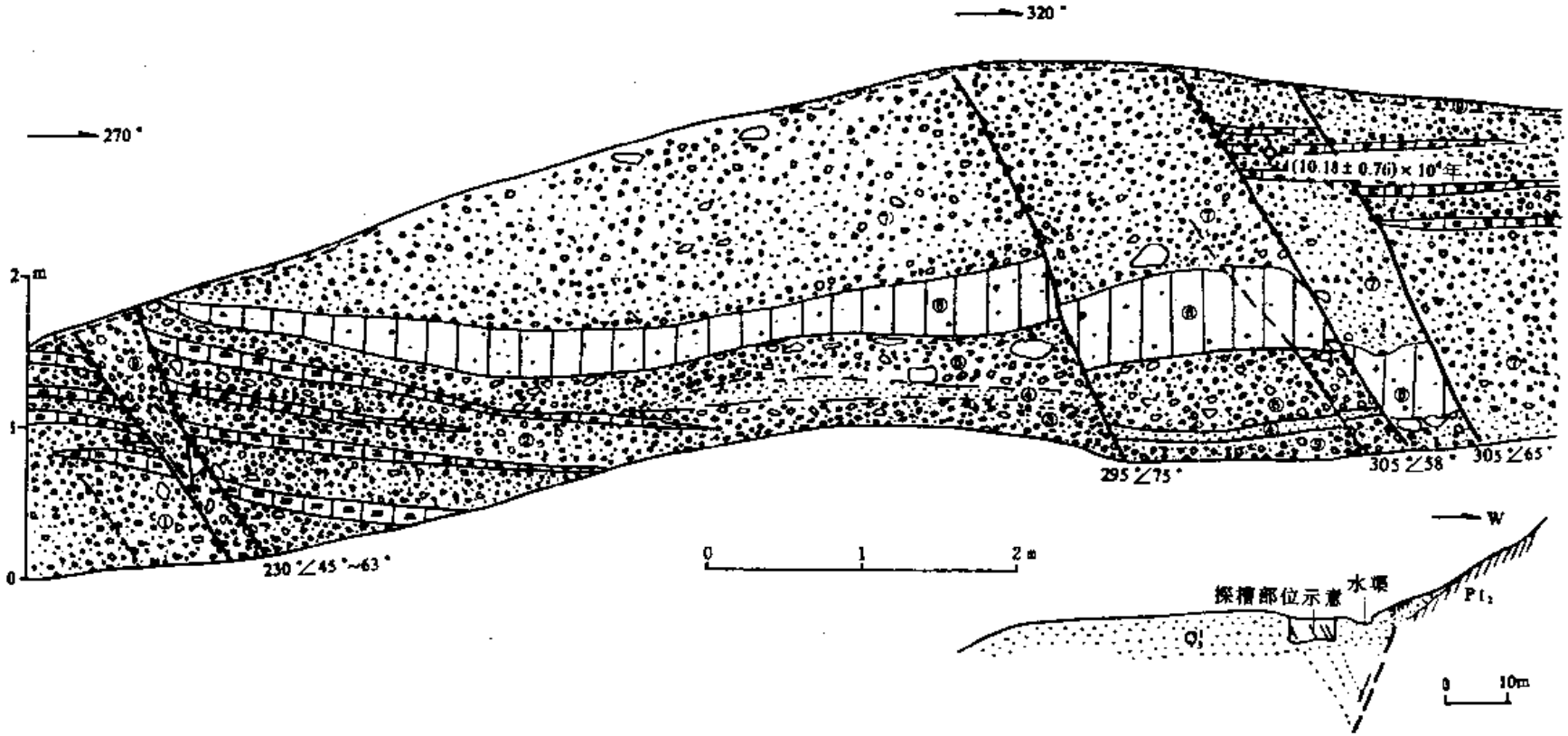


图 7.1.27 长疃村东北探槽剖面（据冉永康等，1991）

①灰色次棱角状砂质砾石层；②灰色次棱角状砂质砾石层与黄褐色钙质砂土石层；③褐黄色砂质次棱角状砾石，松散；④灰色含细砾粗砂；⑤灰色砂砾石；⑥黄色亚砂土；⑦灰色砂砾夹薄层亚粘土；⑧断层带内定向排列的砾石；⑨表层十壤

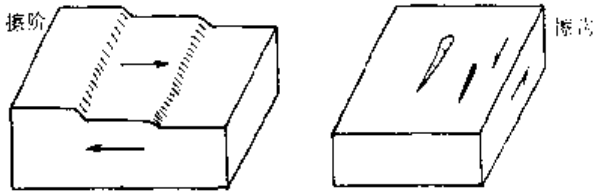


图 7.1.28 由断层面擦痕判定断层两盘运动方向

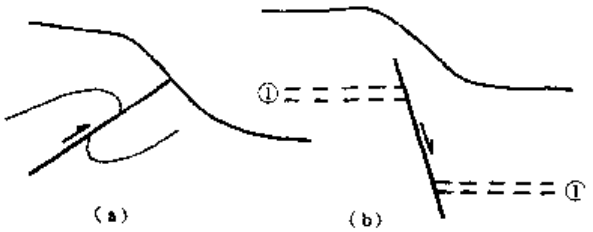


图 7.1.29 蠕滑和粘滑变形构造模型
(a) 蠕滑；(b) 粘滑

7.1.1.4 断层分段

详见第九章。

7.1.2 测年技术

测年技术对确定断层的活动性很重要。几种常用的测年方法及其有关内容如下（陈文寄、彭贵，1991）：

7.1.2.1 放射性碳^{14}C法

(1) 测年原理。

天然^{14}C在大气层上部，是宇宙射线产生的中子（n）与大气中的氮核（^{14}N）发生核反应的产物，其反应式为：

$$^{14}N+n\rightarrow{}^{14}C+{}^{1}H$$

新产生的^{14}C在大气层中很快被氧化变成CO_2，并与大气层中原有的CO_2充分混合后扩散到整个大气层中。大气层中CO_2通过与溶解于海水中的CO_2交换、植物的光合作用、动物对食物中碳的吸收等，使水圈及生物圈中都存在着宇宙辐射成因的^{14}C。

氮是大气中比较丰富的元素，因此^{14}C的产生速率主要取于由宇宙射线产生的中子数量，即宇宙辐射的强度。假如在^{14}C测年方法的可测时段内宇宙辐射的强度保持不变，天然^{14}C的产生速率将是固定的。分布于大气圈、水圈及生物圈中的^{14}C通过自然界中碳的交换及循环作用不断得到补充。另一方面，由于^{14}C的衰变，其中有一部分蜕变为^{14}N。这两个相反的作用同时存在使得^{14}C在这三个碳储存库中的浓度达到动态平衡。一旦生物体死亡，碳的交换循环作用就停止，其机体内保存的^{14}C浓度将由于^{14}C的衰变而随时间的推移逐步减少，因此可以根据残留的^{14}C浓度推算有机体死亡后所经历的时间。

(2) 样品采集。

可供^{14}C测年的物质种类比较多，样品采集应满足表 7.1.2 的要求。

在样品的采集及包装过程中，一定要防止混入烟灰、纸屑、食物以及油漆等有机物。每一样品应同时附上取样地点的岩性及地层剖面，以供^{14}C实验室测年时参考。

(3) 最大可测年龄。

对于一般样品，最大可测年龄大约为 3.5 万～4.5 万年。

7.1.2.2 热释光（TL）法

(1) 测年原理。

热释光是由结晶矿物接受核辐射而产生的。自然界的沉积物中，均含有微量的长寿命放射性元素——铀、钍和钾，它们在衰变过程中所释放的α、β和γ射线，可使晶体发生电离，产生游离电子。这些游离电子大部分很快复原，小部分被较高能态的晶格缺陷捕获而贮藏在陷

阱中。当晶体受到热刺激（或光照）时，被俘获的电子就可获得能量，逸出陷阱，产生热释光。晶体释放的光子数与陷阱中的贮能电子数成正比，贮能电子数与晶体接受的核辐射剂量成正比，即晶体的热释光强度与接受的核辐射总剂量成正比。在一定时距内，就半衰期很长的铀、钍和钾而言，其放射性强度几乎为恒量，每年提供给结晶固体的辐射剂量也为恒定值。因此，可认为晶体的热释光强度与贮能电子累积的时间成正比。综上所述，热释光测年是用某些矿物固有的热释光特性和放射性核素的核辐射特性结合起来测定矿物年龄的一种方法。

表 7.1.2 ^{14}C 测年样品的采集量

样品		干样品重量/g	
		需要量	最少样品量
木头、树根		25～30	5
木炭	炭块	10～25	2
	含砂土炭屑	50～200	5～10
树叶、谷物、种子		35～50	5
衣服、纸张		25～30	3
泥炭、淤泥	黑色或暗棕色	200～500	30
	浅灰色	500～1000	60
土壤	有机质	2000～5000	1000
	钙结核	150～200	30
骨头		1000～3000	500
洞穴碳酸盐、泉华		150～200	30
珊瑚、贝壳	未风化	100	20
	严重风化	150～200	30

（2）样品采集。

测年标本是各种测年方法的物质基础，而标本采集方法的正确与否又是测年数据是否准确的关键。鉴于热释光测年方法有其特殊性，因而野外采样也不同。

①样品的适用性和代表性：热释光测年的材料较为广泛。石英是一种较好的热释光测年材料。它是地球上存在最多的两个元素——氧和硅组成的结晶体，普遍存于各种沉积物中，但由于其来源、受热历史、搬运方式及沉积条件等的不同，用其测定的年龄所代表的意义也不同。从陶器、砖瓦、烘烤层等材料中提取的石英所测得的年龄代表陶器、砖瓦的烧制年龄或火山喷发的年龄，即最后一次热事件的年龄。从黄土中提取的石英，在以风为动力的搬运过程中，经阳光曝晒，热释光的退火比较完全，用它测得的年龄，基本上代表该层黄土的沉积年龄，所以黄土是适宜于热释光测年的沉积物之一。至于从其他沉积物中提取的石英，由于风化搬运条件、水流速度、悬浮液的浓度等因素的影响，使其阳光晒退不够完全，残存的热释光量较多，因而用它们测定的年龄可能早于该沉积物沉积的下限年龄或更老。方解石是另一种较好的热释光测年矿物，但不是所有的方解石都适用，如钙结核，其主要矿物组分为方解石，并含有少量的粘土及其他矿物，它的形成过程较为复杂，不是处于一个完全封闭的放射性体系中，因而此种类型的方解石不适于热释光测年。因此，野外采样时，必须对采样剖

面进行详细观察和描述，然后采集有代表性的适用于热释光测年的材料。

②采集标本要尽量避光：在已选择好的采样剖面上，必须先刮去 20～50cm 厚长期见光的表层土，然后成块取样，或月取样盒和小钻取样，以最大限度地减少阳光晒退的影响；对于陶片、砖瓦和方解石等样品，应尽量刨去表层见光部分，取样时避免阳光直射；取好的样品要装入塑料袋，封好口，再用黑纸或黑布包好。必须注意，采集陶片、砖瓦或方解石样品时要同时采集包裹它们的环境物质，一起装入采样袋并封好口。

③标本的含水状态：水对辐射剂量有吸收作用，样品的含水状态是年剂量率校正的举足轻重的因子，因此，采集的标本要尽量保持其原有的含水性（包括环境物质），减少水分的丢失。为此，绝不能用布袋装样，必须用塑料袋或取样盒装样，并封口。

④取样点环境核辐射状况及其他：取样点周围不应有放射性矿床和其他放射性污染，不应在地下水强烈交换的地层中采样，以免地下水径流运动使天然放射性元素迁移而改变天然放射性核辐射的原始状态。

此外，取样剖面图上须标明：标本埋藏处距地表的深度；系统采样要标明各采样点之间的距离和上下关系以及取样点的标高。标本粒度的最佳范围为细砂一粉砂级。

（3）测年时域。

释光的测年时域与选用的测年矿物有关。石英的测年时域可从几百年到百万年，方解石的最大时限可达几百万年。

7.1.2.3 电子自旋共振（ESR）法

（1）测年原理。

样品中顺磁中心的浓度是随着辐照剂量的增加而增长的，如果样品形成时含有的顺磁中心数目为零，而且采集样品地点的自然辐照剂量率相对不变，那么样品中顺磁中心的数目将正比于样品的年龄。根据样品及环境中放射性元素的含量及它们衰变时释放的能量，可以计算出年剂量率（D）；根据 ESR 讯号强度相对于人工辐照（即^{60}Co 源照射样品）剂量的变化曲线，可以推导出样品形成后所接受的总辐照剂量，即等效剂量（ED），则样品年龄可以利用下式计算：

$$A = \frac{ED}{D}$$

式中，A 为样品的 ESR 年龄（年）；ED 为样品形成后所接受的等效剂量（Gy）；D 为样品每年接受的剂量（Gy/年）。

（2）样品采集。

适合于 ESR 测年的样品种类较多（表 7.1.3）。样品采集后不要在阳光下曝晒或加热。

（3）测年时域。

ESR 测年时域可涉及整个第四纪。一般测年时域约为 10 万至 100 万年。ESR 方法只能提供一个粗略的年代数据。

还有一些其他定性的测年方法，如花粉分析法和石英表面显微风化剥蚀形貌在断层活动性鉴定中也有一定的作用，但随着定量测年技术的发展，它们的作用逐渐减小。这里不再做介绍。

表 7.1.3　适合于 ESR 测年的各类样品

分　类	样　品　种　类	需要量/g
化学沉积物	石灰质或硅质泉华、洞穴次生碳酸盐沉积，土壤钙结核及钙质层、硅质层、磷块岩、石膏、岩盐等	100～200
生物化石	珊瑚、贝壳、有孔虫、硅藻、动物骨头、牙齿珐琅质、蛋壳、硅化木等	20～100
碎屑沉积物	石英及长石颗粒	500～1000*

*　指未经分选的沉积物重量。

7.1.3　实际材料图

在断层活动性鉴定报告中，最好有每条被鉴定断层的实际材料图，这对于 I 级工作来说更为需要。图上应标明观察点、采样点、多种探测手段等，如图 7.1.30 所示。

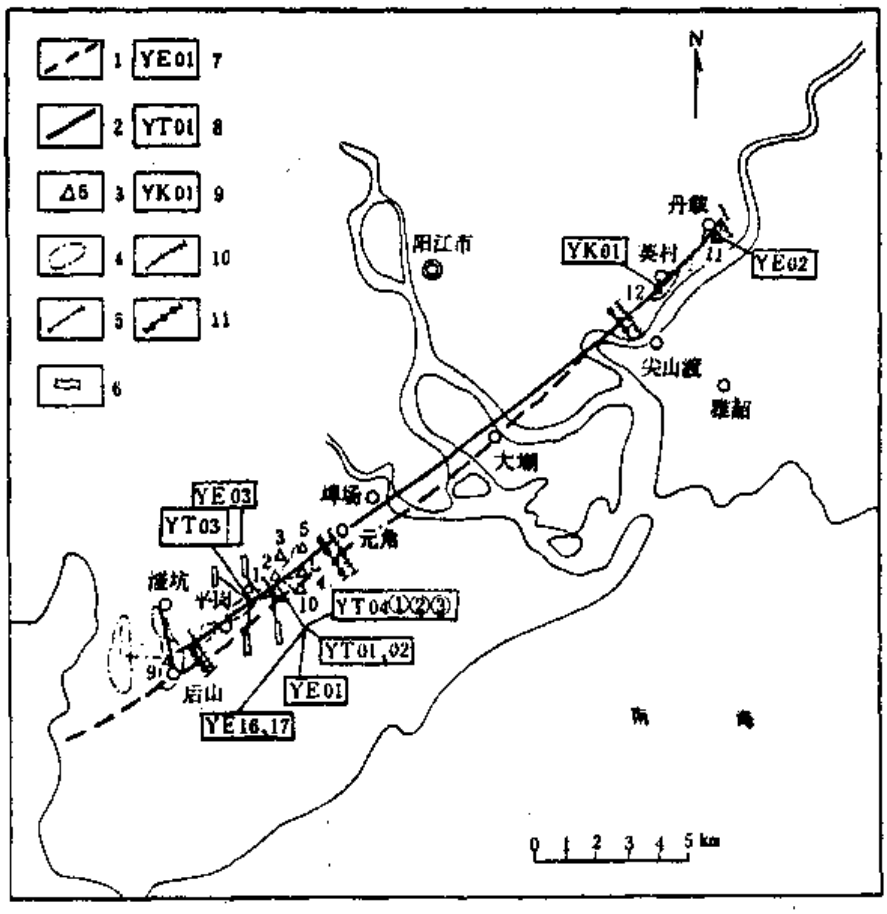


图 7.1.30　平岗断裂实际资料图（据国家地震局地质研究所，1989）

1. 原推测断层；2. 实测断层；3. 观测点编号；4. 地质路线；5. 实测剖面；6. 探槽；7. 电子自旋共振；8. 热释光采样点；9. 钾-氩采样点；10. 气汞测线；11. 浅层地震测线

7.2　第四纪地质和地貌调查

近场第四纪地质和地貌调查是近场活动构造调查的重要组成部分，包括以下内容：

（1）第四系的划分和分布特征，建立第四系分层柱状图；第四系一般划分到统，并将它们的大致厚度、岩性、年龄测定结果、地貌类型等特征列表表示；根据工作（如Ⅰ级工作）需要编制第四纪地质图和剖面图。

（2）在有第四纪岩浆岩和火山出露的地方要简要论述它们的活动期次、分布特征、产出部位等，注意它们与断层活动和地震活动的关系。

（3）注意调查第四纪地貌面（夷平面、阶地）的分布和变形情况；收集与断层活动有关的地貌特征资料。

（4）调查第四纪盆地的分布、厚度和活动特征等。

（5）当近场范围内第四纪构造活动存在差异时，应进行第四纪构造活动分区，确定厂址所在区的特性。一般来说，第四纪构造活动分区可依据第四纪构造运动的方式（主要指隆起和拗陷）、幅度或速率以及构造地貌特点进行。

（6）收集地壳形变测量以及地质、地貌、海平面变化、考古等方面的资料，以获得对近场区现代地壳运动状况的认识，并分析它们与地震活动的关系。

7.3 近场地震构造图的编制

近场地震构造图的编制主要依据近场活动构造调查资料和地震资料。图 5.2.2 即是一张北京市南口一带的地震构造图。图上主要反映以下内容：①前第四纪构造层划分；②岩浆岩分布；③断层的活动时代；④断层性质；⑤断层分段；⑥第四系等厚线；⑦重要的钻孔资料；⑧不同震级大小的地震震中。

近场地震构造图一般比区域地震构造图的内容更细致一些。

参 考 文 献

晁洪太等，1992，郯庐断裂带腾马窑上活断层的几何形态与破裂特征，见：《活动断裂研究》编委会，活动断裂研究（2），地震出版社。

陈文寄、彭贵，1991，年轻地质体的年代测定，地震出版社。

冯先岳等，1992，新疆霍尔果斯断裂古地震初步研究，见：《活动断裂研究》编委会，活动断裂研究（2），地震出版社。

方仲景等，1979，苏鲁皖地区晚新生代构造应力场的初步探讨，地震地质，1（4）。

国家地震局“鄂尔多斯周缘活断层系”课题组，1988，鄂尔多斯周缘活断层系，地震出版社。

国家地震局，1994，工程场地地震安全性评价工作规范 DB 001-94，地震出版社。

冉永康等，1991，怀来-涿鹿盆地周缘的活动断裂及其基本特征，见：《活动断裂研究》编委会，活动断裂研究（1），地震出版社。

时振梁、张裕明等，1995，核工程地震安全性评价方法的研究——以南口工程场地为例，地震出版社。

张裕明，1986，可可托海—二台断层陡坎的坡角变化、年龄和大地震重复时间间隔，中国地震，2（1）。

张裕明，1983，活断层的地貌特征，地震地质译丛，5（5）。

张裕明，1986，可可托海—二台断层第四纪活动的地表特征和粘滑运动的地震特征，华北地震科学，4（4）。

Bucknam R.C. 等，1983，活断层研究，189～194，地震出版社。

Slemmons D.B.，1977，Faults and earthquake magnitude，State-of-the art for assessing earthquake hazards

in the united States (Report 6).

Tchalenko J. S. and N. N. Ambraseys, 1970, Structural analysis of the Dasht-e Bayaz (Iran) earthquake fractures, Geological Society of America Bulletin, 81 (1), 41～60.

Wallace R. E., 1983, 活断层研究, 175～188, 地震出版社。

Wallace R. E., 1977, Profiles and age of young faults scarps, north central Nevada, Geological Society of America Bulletin, 88 (9), 1267～1281.

日本活断层研究会, 1980, 日本の活断层 －分布の上资料 (日文)。

第八章　场区能动断层鉴定[①]

“能动断层”(capable fault)鉴定是核动力工程(核电站、核供热站等)安全评价中的一项关键工作，可以说是核设施环境安全性评价的核心工作之一。我国《核电厂厂址安全规定(HAF0101)》第4.4.4(1987)规定：“如果所推荐的厂址位于能动地表断层带内，除非证明所采取的工程措施是切实可行的，否则必须认为这个厂址是不合适的。”一般说来，在厂址选择阶段，如果候选厂址半径5km范围内有能动断层存在，那么该候选厂址就应该放弃，另选别的厂址。新的(HAF0101(1))6.3.5条(1994)规定：“当有可靠证据表明，可能存在对核电厂安全有潜在影响的能动断层时，建议考虑另选一个厂址。”

8.1　能动断层的定义和规定

新的(HAF0101(1))(1994)送审稿中，能动断层定义为：“在地表或接近地表处有可能引起明显错动的断层。”

能动断层一词来源于1973年美国核规范委员报告。1973年AEC在《核动力厂地震地质选址准则》中正式提出了“能动断层”这一概念，作为厂址选择安全评价和最终安全审查的合格性标准之一。由于能动断层的提出密切结合核动力工程的安全需求和厂址的实际需要，所以很快为地震学家、地质学家和核工程设计师们所共同接受。1979年国际原子能机构(IAEA)、1987年我国国家核安全局(NNSA)和国家地震局(SSB)共同颁布的有关安全导则中，都采用“能动断层”这一概念。因此可以说，能动断层评价已经成为国际上需要共同遵守的一个基本准则，但其含义则不完全相同。现简介如下。

(1) 美国原子能委员1973～1991年认为，能动断层是具有下列一个或几个特点的断层：

①在过去35000年中至少发生过一次地表或近地表的运动，或在过去50万年中发生过重复性的运动；

②足够精确的仪器记录确定大震活动与断层直接相关；

③与按本规定特点①或②确定的能动断层有构造联系，以致一条断层的运动能合理地预期将伴随另一条断层的运动。

(2) 国际原子能委员会(1979)、我国国家核安全局和国家地震局共同颁布的(HAF0101)(1987)认为具有下列标准之一的断层是能动断层：

①在过去约50万年内，地表或近地表有发生重复运动的迹象，就可以推断有进一步发生运动的可能；

②与已知能动断层有构造联系，以致一条断层的运动会引起另一条断层在地表或近地表处的运动。

(3) 国际原子能委员会于1991年对能动断层又做了新的规定。在地质、地球物理、大地

① 张裕明执笔。

测量或地震资料的基础上，满足下述条件的断层必须认为是能动的：

①已有证据表明，断层在某一时期内具有运动或重复运动的性质，就有理由推断在地表或近地表能够发生进一步的运动；

在高活动区，地震和地质的资料都显示地震重复间隔较短，评价能动断层则以几万年为宜；在低活动区，可能需要更长的时间。

②业已证明与已知能动断层有构造联系，以致一条断层的运动可能引起另一条断层在地表或近地表的运动；

③与发震构造有关的最大潜在地震，震级足够大且震源位于某一深度上，就有理由推断在地表或近地表能够发生进一步的运动。

(4) 我国 1994 年 (HAF0101 (1)) 的修订版中，结合国际原子能委员会 1991 年的定义以及我国国家核安全局和国家地震局 1992 年联合发布的“能动断层专题研讨会会议纪要”精神，将能动断层规定为：

根据地质、地球物理、大地测量或地震地质数据，如果存在下述情况之一时，必须考虑该断层为能动的：

①表明在晚更新世 Q_3 (约 10 万年) 以来有过运动的证据，以致可合理地推论在地表或接近地表处能够再次发生运动。

②已经证明一个断层与另一个已知能动断层有构造联系，以致于一个断层的运动可能引起另一个断层在地表或接近地表处的运动。

③与发震构造有关的最大潜在地震的震级足够大和震源足够深，以致于可合理地推论在地表或接近地表处能够发生运动。

从以上所有定义来看，断层活动的时代问题是一个硬指标，但诸规定中有差别。我国 (HAF0101 (1)) (1994) 的规定对目前我国的实际情况是合适的，理由是：①它符合目前的测年技术水平，而对 35000 年的时限很难达到较好的精度；②从中国东部来看，很多晚更新世以前活动过的断层，自晚更新世以来已不活动了；晚更新世以来活动过的断层往往现今仍有活动。

8.2 能动断层与活动断层的区别

这是很多初涉能动断层概念的人普遍存在的一个问题。虽然这两个词在“动”和“断层”上有其共性，但确有区别。李愿军在其《核动力工程选址与能动断层研究》的博士论文 (1993) 中提出了六条差别。实际上，主要的差别有三条，即：

(1) 强调的重点不一。能动断层强调在地表或近地表可能引起的错动。换言之，在地表或近地表能产生位移的断层才有可能成为能动断层。而活动断层强调的是“活动”，不一定在地表和近地表产生错动，比如一些深部有活动 (小地震沿断层分布)、在地表和近地表不产生错动的断层可以是活动断层，但不属能动断层。例如，1982 年，美国 L. W. Braile 等在分析美国中部大陆新的重磁资料基础上发现了新马德里地区存在一个被埋藏的晚前寒武纪裂谷构造，这一构造在现代区域应力场作用下发生再活动而引起地震 (图 8.2.1)。组成这一裂谷的断裂是地震活动断裂，但不能称能动断层。

(2) 对时间要求的差别。能动断层要求的时限比较明确：3.5 万年以来活动的，或 50 万

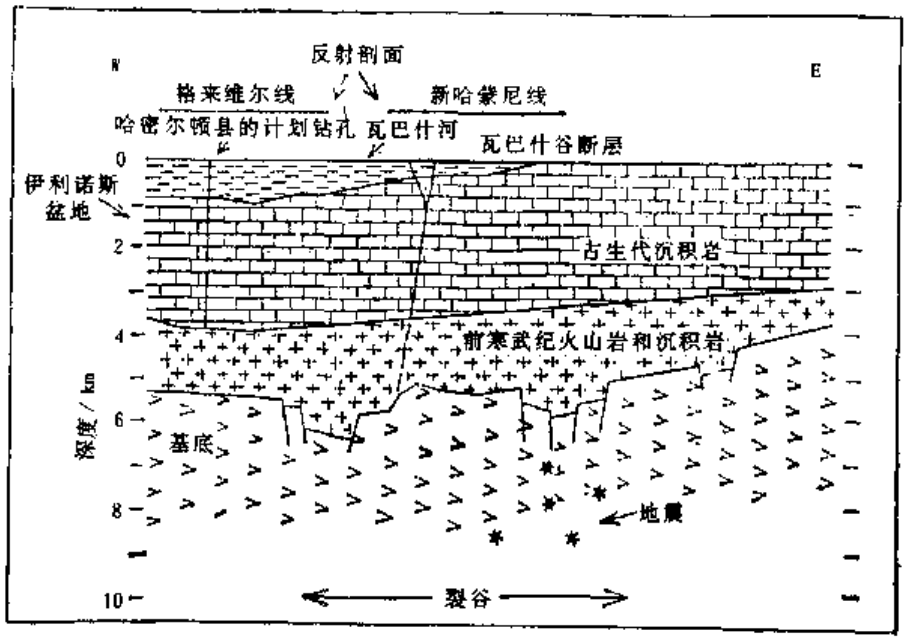


图 8.2.1 美国南伊利诺斯和西南印第安纳州瓦巴什河谷断裂下面推测的再活动晚前寒武纪裂谷构造略图（据 L. W. Braile 等，1982）

年以来重复活动的，或晚更新世（或 10 万年左右）以来活动过的断层，可称为能动断层。但活动断层的时间限制不很严格，或者说由于研究的目的（理论的或工程的）不同而不一样。

1973 年美国等级标准咨询局和建筑规范委员会在《地质学和地震危险》一文中根据地震活动性划分以下三类断层：

A. 活断层——显示有历史地震活动的那些断层。

B. 潜在活断层——没有已知的历史地面破裂，或没有发生地震，但在地质上有明显的现今活动标志。根据地形上反映的显著程度不同和有关现今活动的估计，又可分为两个亚组：一亚组——高潜在活断层：a. 存在影响到全新世沉积物（10000～11000 年）的断层；b. 沿断层在全新世沉积物内发生地下水的阻隔或异常；c. 地震震中（指小震）与断层关系密切；d. 断层的原始形态有强烈的地貌反映。二亚组——低潜在活断层：除与上述 a、b 或 d 一样外，断层运动的标志可能仅局限于更新世沉积物（不超过 100 万年）中。

C. 不活动断层——这些断层没有全新世或更新世的断错或活动性。

美国地质调查局（1978）根据断层最新活动的时期将其划分为：①历史时期断层（地震断层）；②全新世断层（1 万年）；③第四纪后期断层（50 万年）；④第四纪断层（180 万年）；⑤新生代后期断层（1500 万年）；⑥新生代断层（6000 万年）。

此外，还有不少学者（包括我国的在内）按活动时间将活断层分为以下几类：①晚第三纪活断层；②第四纪活断层；③晚第四纪活断层；④全新世活断层。

（3）适用范围不一样。能动断层只用于核动力工程选址中以厂址为中心、半径 5km 范围的断层鉴定。其范围以外的，虽有与能动断层同样性质的断层也不称为能动断层，而称发震断层，或活动断层。活动断层适用范围很广，用于不同工程的不同调查范围以及理论研究中。

8.3 鉴定内容和方法

8.3.1 调查范围和基础图件

关于能动断层的调查范围，在（HAF0101）中没有明确的规定，仅指出“调查工作应在足够的范围内进行。”在广东大亚湾核电厂的选址中，能动断层的调查范围是根据美国核管理委员会管理导则 1.70（核电站安全分析报告的标准格式和内容）确定的，该导则的 2.5.3.4 规定：“对已确认的、它的任何部分位于厂址 5 英里范围内的断层，应采用地质和地球物理的技术作详尽调查，以确定多个断层最新活动的年代。”5 英里大致相当于 8km，所以大亚湾核电厂选址中能动断层的调查范围定为以候选厂址半径为 8km 的地区。在国际原子能委员会（IAEA）1989 年以后的文件中能动断层调查范围规定为半径 5km。所以，在广东二核、三核、大庆低温核供热堆、北京南口 10MW 高温气冷实验堆、江苏连云港核电厂的选址中，能动断层的调查范围都规定为以厂址为中心、半径 5km 范围。以厂址为中心编制 1/25000 地质图是能动断层鉴定的基础，这项工作一般在厂址选择的可行性阶段进行。工作的要点是：

（1）一般需按 1/25000 地质填图要求进行，要求不遗漏长度大于 250m 的断层。

（2）在覆盖区要求采用探槽、物探、化探和钻探查明断层和覆盖物的厚度及时代；图上还应反映航片上的重要构造信息，特别是线性构造。

（3）除了上述的特殊要求以外，图上还应反映一般的地质地貌现象。

8.3.2 调查要点

对能动断层进行野外调查需注意以下要点：

（1）根据 1/25000 地质填图的结果，确定需要调查的断层（部分或全部）；

（2）在有露头的情况下采用沿断层追索的调查方法；着重注意断层内部结构变化和多期活动的遗迹（图 8.3.1），注意沿断层的地质地貌显示，对每一个观测点作详细描述并作图和照相；

（3）采集不同活动期（特别是最后一次活动）的年龄样品，对每条被调查的断层都要有最后一次活动期的年龄样品证据。

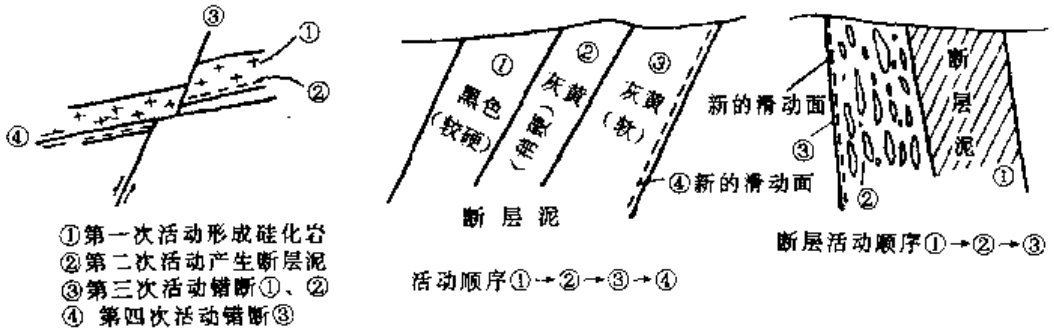


图 8.3.1 断层活动期次的调查

8.3.3 室内年龄测定和综合分析

年龄测定的样品主要来自两个方面：一是断层上覆地层，上覆地层的样品应采其底部的细粒物质。目前常用的方法是 ^{14}C 和 TL；二是断层内部物质，首先应做详细的观察，区分不

同期的构造岩和内部物质以及最新的滑动面，然后分别取样，特别是最新的滑动面必须采样。常用的测年方法是ESR和TL；在一般情况下，应采用两种以上方法相互验证。

由于目前的测年技术对所测的年龄都有一定误差（样品和方法本身带来的），所以需要根据野外观测到的实际情况，结合给出的年龄数据进行综合分析，最后给出是否属于能动断层的结论（图8.3.2）。测年结果与地质观测不一致时以地质观测结果为准。

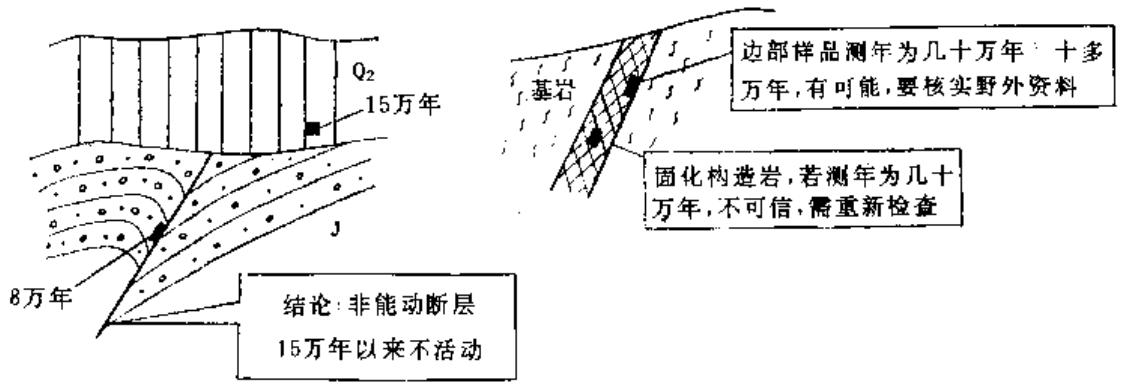


图8.3.2 断层上覆地层和内部物质测年结果分析和比较

图8.3.2中的左图表示发育在侏罗系地层内的一条断层，上覆Q_2的棕红色亚粘土，其底部年龄为15万年，说明该断层15万年以来没有活动过。而测得的断层物质样品年龄为8万年，说明该断层在距今8万年那个时期曾有过活动。显而易见，上述两个结论是矛盾的。但根据地质观测，上覆地层属Q_2是毫无疑问的。这样我们可以判定前一结论是合适的，该断层不属能动断层。断层物质的年龄（8万年）有问题，不可信。如果该图中上覆地层为Q_3，年龄测定结果为6万年，那么根据我国1990年《核电厂抗震设计规范（送审稿）》的定义，该断层可判为能动断层，断层内部物质的年龄值8万年是可信的。图8.3.2中的右图是基岩中的一条断层，断层内部物质是坚硬、固化的断层泥（或硅质化岩）或角砾岩，若测年结果为几十万年，应对此表示怀疑。一般来说，这种固化或硅质化岩的测年结果应大于150万年（ESR测年法），实际上它们是前第四纪断层活动的产物。如果在基岩与固化构造岩之间有新的滑动面，或有较软的断层泥或断层碎屑，所取样品的测年结果为几十万年，乃至更新的年龄值，是有可能的，但也必须结合该断层其它观测点的测年结果和地质情况进行对比后再确定。

8.4 能动断层鉴定实例

为了便于对能动断层鉴定的理解，现以国家地震局地质研究所1992年所做的北京南口能动断层鉴定工作为例作一说明。

8.4.1 概况

所选厂址位于北京市昌平县南口镇虎峪村南约1km处的山前平原地带，其北面为中等高程的山区，南面除出露少数低缓的基岩残丘外，其余为开阔的平原地区。

以厂址为中心、半径5km范围内（厂址附近地区）的山区出露地表的基岩主要为中、上元古界长城系和蓟县系的粉砂岩、粉晶白云岩和白云质灰岩，其中以白云岩为主，并有一些

太古界变质岩出露。山前平原地带则主要出露中更新统含棕红色粘土的砾石层和上更新统次生黄土，第四系一般厚 50m 左右，最厚可达百余米。

区内断裂的规模大小不一，断裂方向主要为北东向和北西向，既有横贯全区的区域性断裂，又有长度仅几公里的断层，前者的断裂破碎带宽度可达几十米至百余米，后者的破碎带一般较窄。这些断裂的主要活动时期为燕山早期。喜马拉雅运动期以来，除少数断层外，其余断层均有程度不同的活动。

场区需要鉴定的断层有 9 条，如图 8.4.1 和表 8.4.1 所示。

表 8.4.1　北京南口能动断层鉴定

断层名称及编号	产状			性质	规模	地质特征	活动时期
	走向	倾向	倾角				
南口山前断层 (F_1)	45°	SE	45°～60°	具逆断、正断多次活动	区内延伸 10km 宽达百余米	发育于中元古界长城系—蓟县系地层中，断层带内岩石强烈破碎。形成碎裂岩、角砾岩、断层泥	主要活动在燕山期喜山期持续活动
虎峪西沟断层 (F_2)	320°	SW	62°	正断	区内长约 2.5km，宽数米	发育于高于庄组地层中，断层带中出现有断层角砾岩	燕山早期
虎峪弧形断层 (F_3) 西段	280°	NE	70°	正断	长约 11km，宽数米到十余米	断层发育在太古界变质岩和中元古界地层中，断层带内岩石强烈变形	燕山早期
虎峪弧形断层 (F_3) 中段	45°	NW	60°				
虎峪弧形断层 (F_3) 北段	近南北	W	60°				
庆陵—太平庄断层 (F_{10})	45°	SE	50°	正断	区内推测长度为 4km	绝大部分地段被第四系掩盖，断层对地貌形态控制明显	燕山期—喜山期
南口—孙河断层 (F_{11})	305°	SW	60°	正断	区内长 7.5km	断裂对第四系厚度有明显的控制作用	喜山期
F_{c1}	20°	SW	75°	正断	长约 1.5km，宽为 20m	发育于高于庄组白云岩中，断层带内有碎裂岩	燕山期
F_{c2}	305°		直立	正断	长约 1.5km，宽 1m	发育于高于庄组白云岩中，断层带内有碎裂岩	燕山期
F_{c3}	50°	SE		正断	长约 0.5km	发育于蓟县系白云岩中，断层两侧地层产状有异，断层面不明显	燕山期
F_{c4}	305°		直立	正断	长约 1km，宽为 1m	发育于高于庄组地层中，断层带内有碎裂岩	燕山期

8.4.2　裸露断层的鉴定

以虎峪弧形断层 (F_3) 为例，该断层平面展布呈一向南凸的弧形，其走向由西端的近东西向转为北端的近南北向，总长度为 11km，最近点距厂址约 2.5km。根据断层的走向大至可分

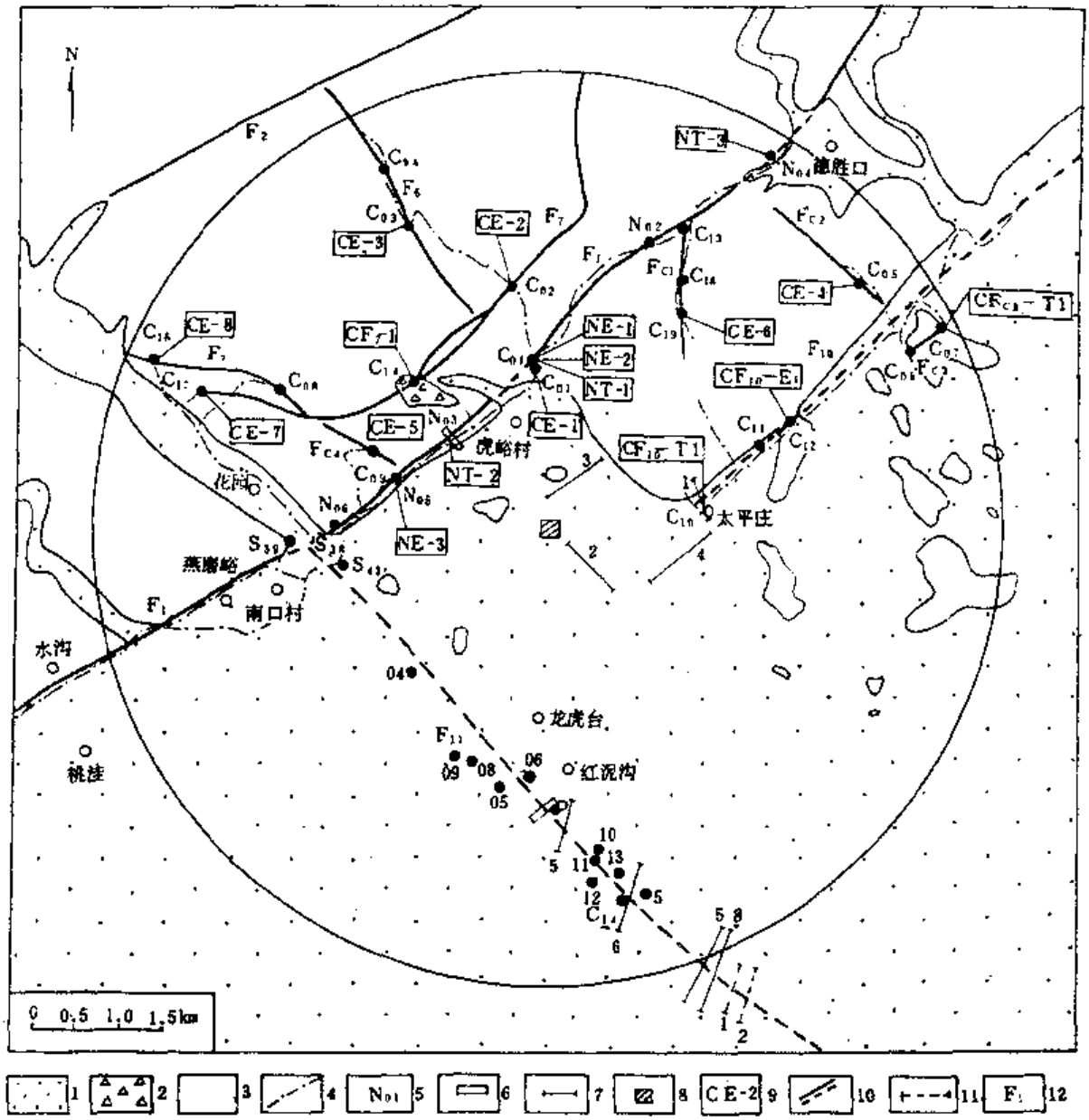


图 8.4.1 厂址半径 5km 范围内能动断层鉴定实际材料图

1. 第四系；2. 上第三系砾岩；3. 基岩区；4. 观测路线；5. 观测点号；6. 探槽；
7. 气汞测线；8. 厂址；9. 样品编号；10. 断层及隐伏断层；11. 物探测线；12. 断层代号

为北、中、西三段，北段走向北北东，中段走向为北东，西段分为近平行的南北两支，走向北西西。该断层的主要活动期为燕山早期，没有明显的断层地貌显示。在北段可见中元古界地层与太古界变质岩呈正断层接触，中段和南段断层发育于中元古界地层中。由于该断层较长，走向变化较大，故分北段、中段和西段叙述。

(1) 北段：沿虎峪沟口向北约 1km 处，在 C_{02} 点见断层露头（图 8.4.2）。断层上盘为长城系高于庄组白云岩，下盘为太古界角闪片麻岩。断层走向 10°，倾向北西，倾角 70°，可见宽 50cm 的破碎带，发育有棕黄色碎裂岩，碎裂程度较高，碎裂物质（CE-2）的 ESR 年龄为 20 万年左右，说明断层在该处 20 万年以来没有发生过地表错动。

(2) 中段：在 541m 高地附近（C_{14} 点）可见发育于长城系高于庄组白云岩中的破碎带，宽

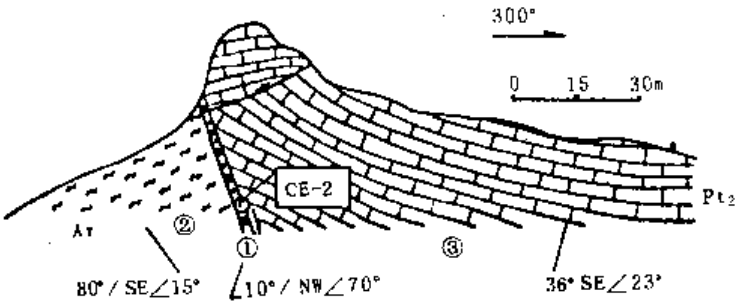


图 8.4.2 虎峪弧形断层（F_7）C_{02}点剖面图

①碎裂岩；②角闪片麻岩；③白云质灰岩

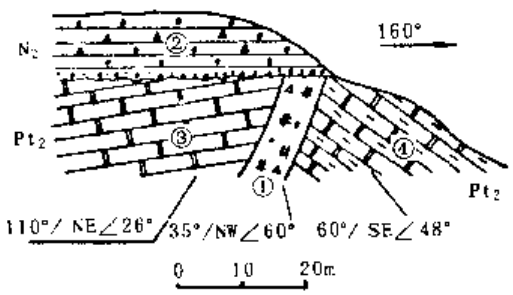


图 8.4.3 虎峪弧形断层（F_7）C_{15}点剖面

①碎裂岩；②砾岩；③白云岩；④泥质白云岩

8m，走向 35°，倾向北西，倾角 60°（图 8.4.3）。断层两侧高于庄组地层产状差别较大。破碎带上覆近 10m 厚的上第三系角砾岩层。角砾岩为灰黄色钙质胶结、紧密坚硬。未见该砾岩层被断层切错，说明断层在该处自第四纪以来没有发生断错活动。

（3）西段：分为南北两支，南支长度近 1.5km，北支长约 2km，走向均为北西西。在观测点 C_{17}见到南支的露头（图 8.4.4），沿断层有一宽大的辉绿岩脉侵入，为断层燕山期活动的产物，尔后断层活动又断错了该岩脉，破碎带宽约 10m，碎裂岩的碎裂程度很低，已固结成岩，碎裂岩内有一宽 5cm 的白色断层泥（CE-7），剖面上呈弧状弯曲，走向 90°，近直立，其 ESR 年龄为（51.10±15.33）万年，地貌上亦无新活动显示，说明该断层段在此处最晚活动年代为 50 万年左右。在观测点 C_{16}处可见断层北支的露头（图 8.4.5）。长城系板岩和白云岩呈断层接触，二者产状差异明显。断层产状为走向 85°，倾向南东，倾角 85°。断层带内碎裂岩已高岭土化，地貌上也无断层活动的显示。破碎带内物质（CE-8）的 ESR 年龄为>150 万年，说明断层在该处 150 年以来没有断错地表的活动。

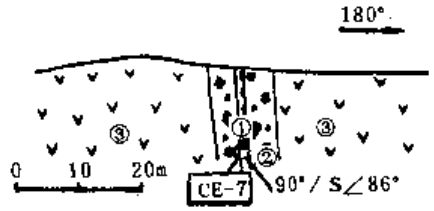


图 8.4.4 虎峪弧形断层（F_7）C_{17}点剖面

①断层泥；②碎裂岩；③辉绿岩

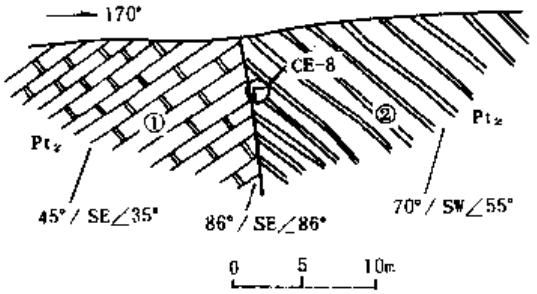


图 8.4.5 虎峪弧形断层（F_7）C_{16}点剖面

①白云岩；②板岩

综合起来，该断层北、中、南三段的活动特点是：它们在地貌上均无新活动迹象，10 万年以来没有断错地表的活动，不属能动断层。

8.4.3 隐伏断层的鉴定

南口—孙河隐伏断裂第四纪以来的垂直差异活动在地层分布、地貌差异、水系布局及第四系厚度变化等方面均有表现。以牛房圈—白各庄为界，东西两段又有一定的差异。

（1）地层分布：该断裂西段（南口—牛房圈）的东北盘为中—上元古界的蓟县系雾迷山组白云岩和上侏罗统火山岩零星出露，而断裂西南盘则全部为第四系所覆盖。在第四纪地层分布上，断裂东北盘见有中更新统坡洪积的棕红色含碎石亚粘土层，它们或出露在基岩残山

周边或为冲沟切蚀而露出地表。断裂的西南盘则主要为全新统冲洪积层及部分上更新统洪积扇堆积（图 8.4.6）。断裂东段（门各庄—孙河段）断层两盘的地层分布差异不明显。

（2）地形地貌：西段地势东北高西南低，这在雪山村西更为明显。南口至雪山村一带，断裂东北盘平均海拔均在 100m 以上，并有一系列海拔高 110m 以上的残丘作北西向线状分布。这一地域内沟谷纵横，阶地发育，显示出抬升切割的地貌特征；断裂的西南盘地势相对较为平坦，多为全新世冲积层所占据，表现为拗陷堆积的地貌特征。

在东段，断层两盘的地形差异不明显。现择几个典型剖面，对南口—孙河隐伏断裂的活动性自西向东记述如下。

据七间房—雪山一线的调查，标高 116.5m 的雪山主体部分由蓟县系雾迷山组矽质条带白云岩组成，在白云岩的剥夷面上有中更新统棕红色碎石亚粘土层和上更新统浅黄色亚砂层。在其南不到 1km 的七间房村南，据钻孔资料，雾迷山组白云岩的顶界面分布在 40m 标高上，表明其间有较大落差，推测有断层存在（图 8.4.7）。

从百泉庄南向东经水屯南、凉水河南至龙凤山南缘，也是北高南低，一些地点尚有近东西走向、高达半米左右的陡坎断续出现。

钻探地质资料表明，大致以百泉庄村南公路为界，南北两侧第四系厚度差别十分悬殊：其北，第四系厚度仅 20～30m，其下即遇侏罗系火山岩；其南仅 600m 距离内，第四系厚达 100m 以上，仍未见基岩（图 8.4.8），表明其间可能有断层存在。

为查明百泉庄村南断裂的存在及其活动性，自南而北布置了 8 个钻孔，对地表以下 3m 左右的灰黑色炭质粘泥层的埋深进行追踪研究。钻探揭示表明，这一灰黑色粘泥层由南向北逐渐增厚（图 8.4.9），在公路北的孔 11 中厚度达 4m 余，但此孔往北 20m 的孔 10 中相应深度则无该黑泥层，因此，断裂可能以孔 11 至孔 10 之间。

后经百泉庄土壤气汞测量、地质雷达、浅层地震反射和探槽开挖，都证实这条断层的存在。

为确定断错层及上覆层的年代，对探槽剖面揭露各个层位进行了系统采样和测龄。第 10 层黑粘泥样（C-91-1）的^{14}C 测年为距今 1.2120 万年，第 7 层木头 C-91-2_B）^{14}C 年龄为距今 1.172 万年；第 4 层灰色亚粘土样（TL91-5）的热释光年龄为距今 1.1058 万年。

上述几种测年结果比较一致，即被断错层系晚更新世末期至全新世早期（即距今 1.2 万年）的产物，而上覆未受断层影响的层位属早全新世（即距今 10 万～11 万年）。这表明，此处断裂在晚更新世末至早全新世初之间曾有过一次突发性断错地表的活动。

在靠近南口镇的雪山村附近，浅层地震探测也证实有断层存在（图 8.4.10a），断面南倾，断距约 1.5m，断层上覆的 5.2m 松散层未见错动（图 8.4.10b）。地表以下 4.27m 处，^{14}C 的测年结果为 8152 年。这同样表明：断层发生在晚更新世末至早全新世初之间。

以上都说明该断层是能动断层。

8.4.4 向场址方向延伸断层的探测和鉴定

以厂址东北的庆陵—太平庄断层（F_{10}）为例。

该断层位于厂址区东北部的中低山山前地带，控制了山体的展布（图 8.4.1），走向 45°，自庆陵向南西延伸至太平庄村附近（距厂址 1.5km）。自太平庄往西南，它是否可能延伸至厂址以南不到 1km 的部位？为了搞清这个问题，在该断层的隐伏延伸方向进行了化探测汞，结果表明，Hg 量变化不大，最大变化幅值低于异常下限，即没有断层显示（图 8.4.11）。

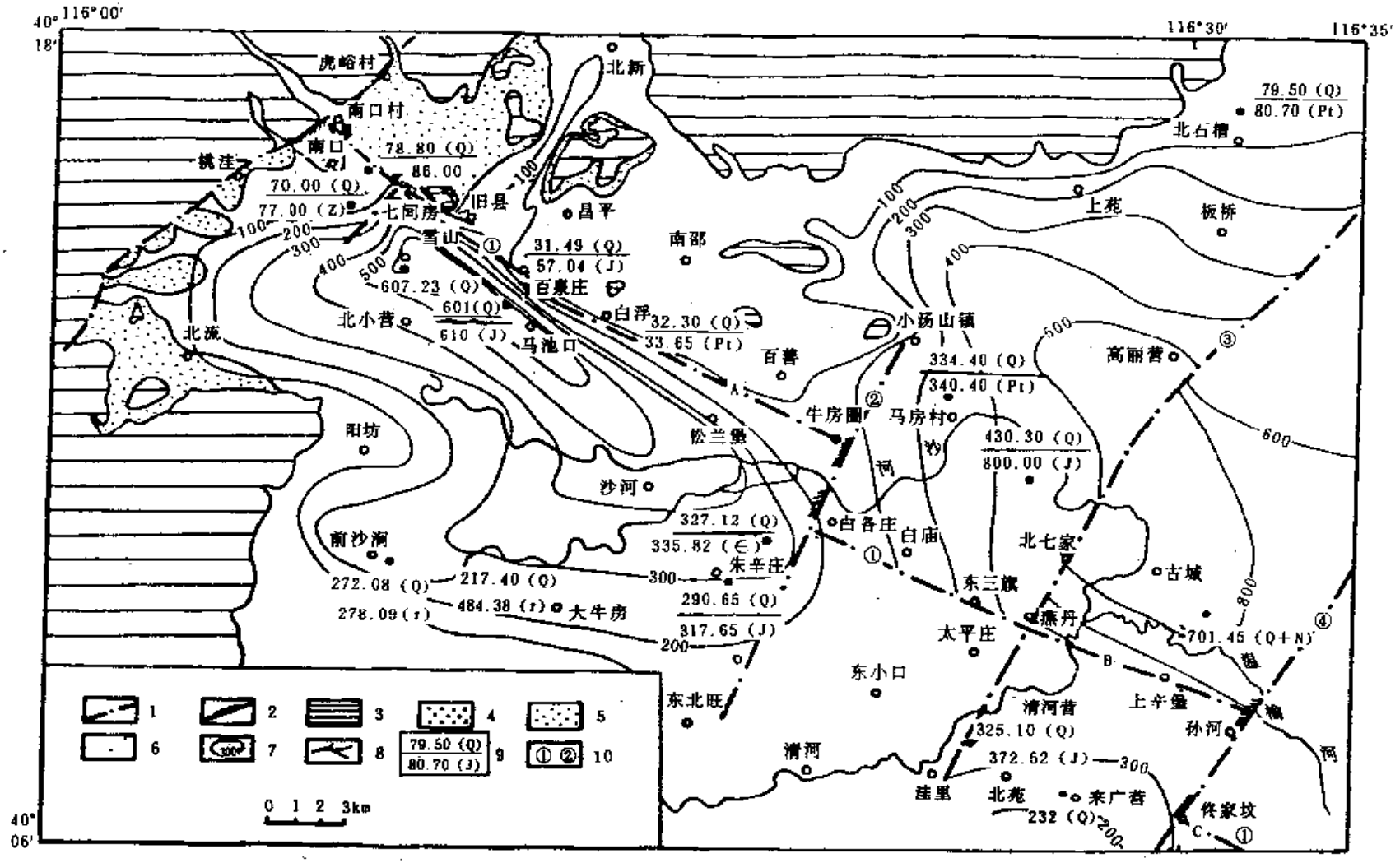


图 8.4.6　南口—孙河隐伏断裂地质地貌及分段特征图

1. 正断层；2. 分段界线；3. 前第四纪基岩；4. 中更新统；5. 上更新统；6. 全新统；
7. 第四系等厚线（m）；8. 河流；9. 钻孔，横线以上为第四系厚度，其下为钻孔遇基岩埋深；10. 断裂名称
①南口—孙河隐伏断裂；②小汤山—东北旺隐伏断裂；③佟家坟—通县隐伏断裂

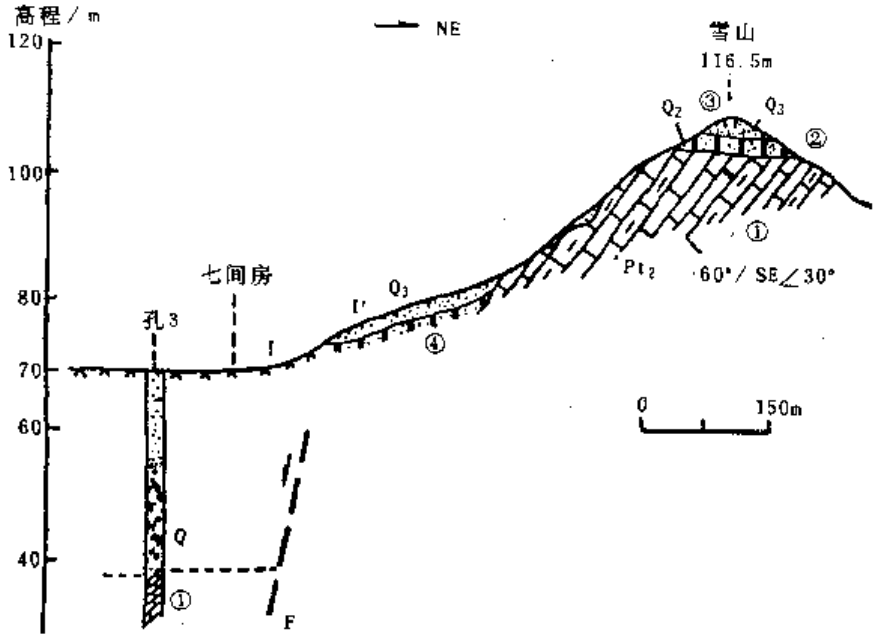


图 8.4.7　七间房—雪山综合地质剖面

①砂质条带白云岩；②棕红色含碎石亚粘土；③浅黄色碎石亚砂七；④砂砾石层及砂粘土层

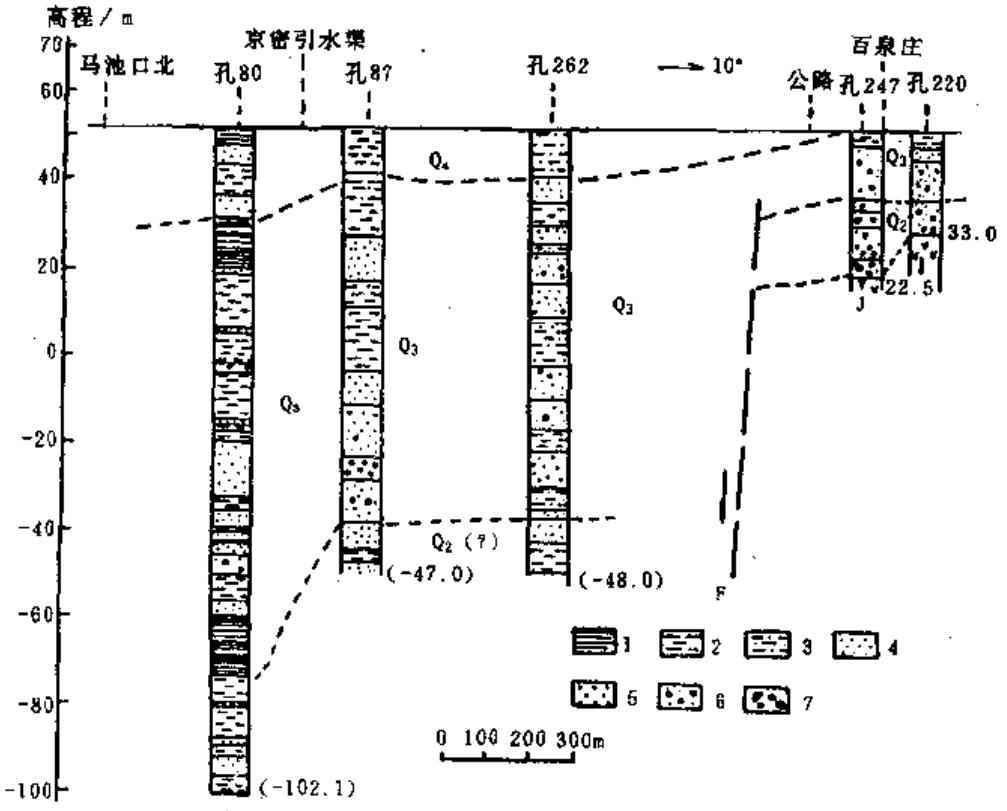


图 8.4.8　马池口—百泉庄钻探地质综合剖面

1. 粘泥；2. 亚粘土；3. 亚砂土；4. 粉砂；5. 粗砂；6. 含砾粗砂；7. 砂砾层

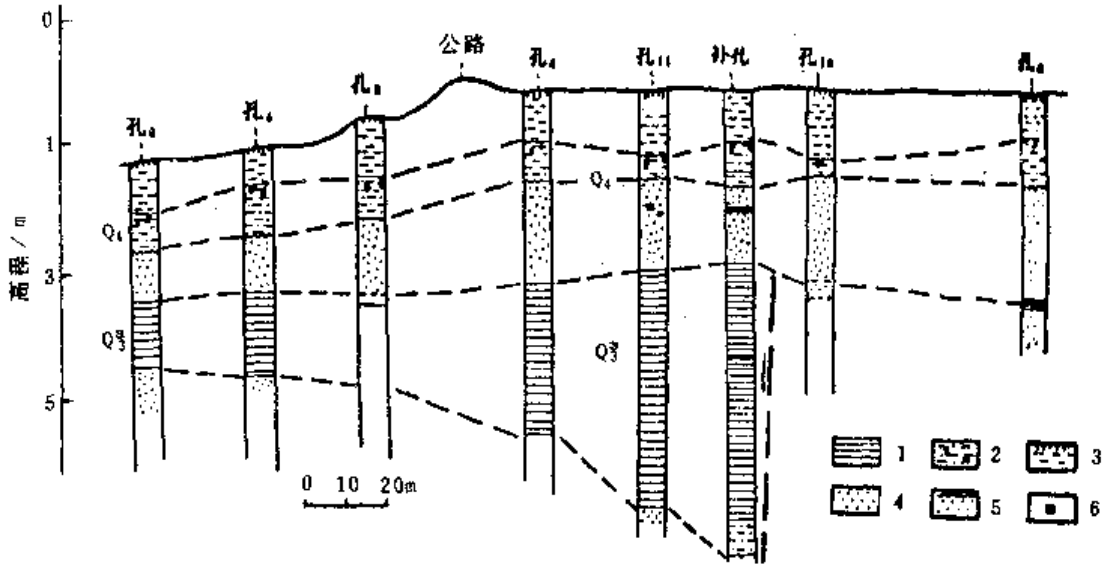


图 8.4.9　百泉庄浅层钻探地质剖面

1. 灰黑色亚粘土、粘泥；2. 含姜结石亚粘土；3. 亚粘土及耕作层；
4. 粉砂层；5. 桔黄色粉细砂及铁锈砂层；6. 采样点位

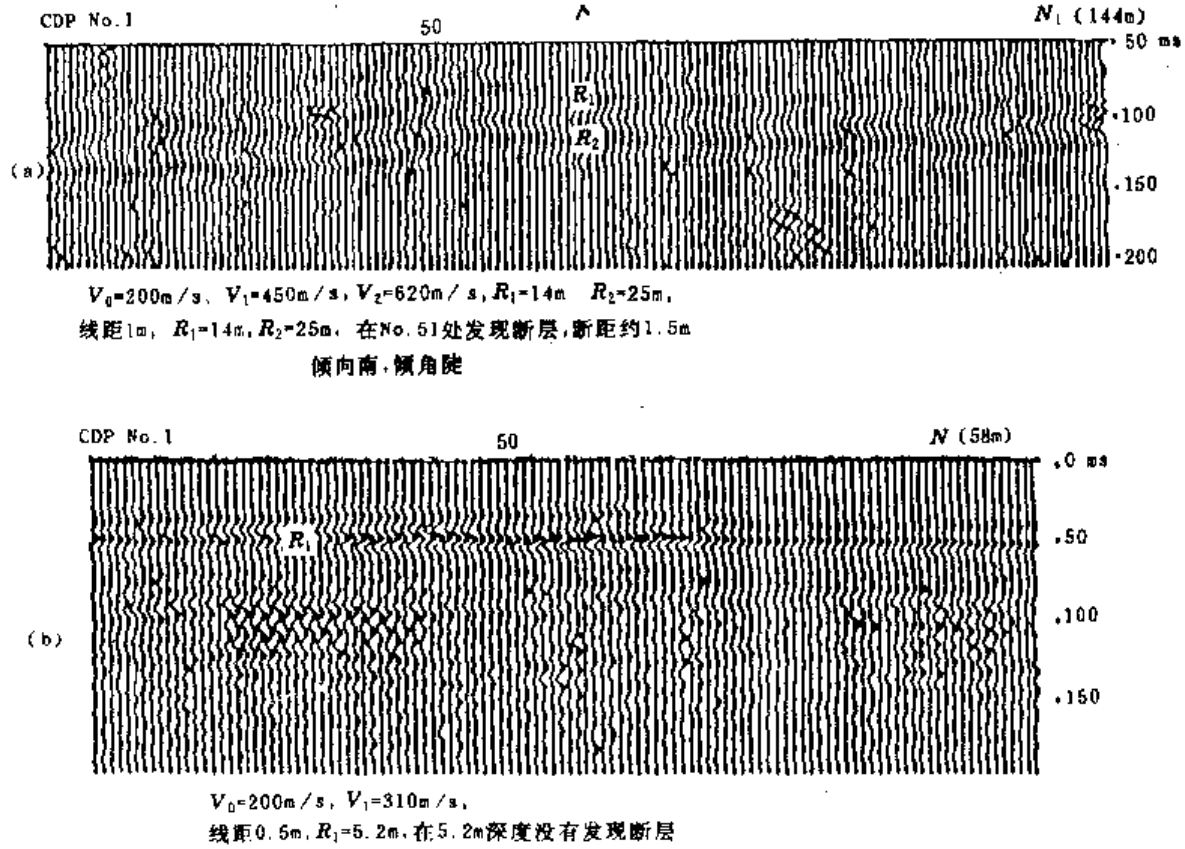


图 8.4.10　雪山村东南旧县西浅层地震剖面

(a) 线距 1m 的共同深度叠加剖面；(b) 线距 0.5m 的共同深度叠加剖面

图 8.4.12 为能动断层鉴定结果图，该图应简明扼要。

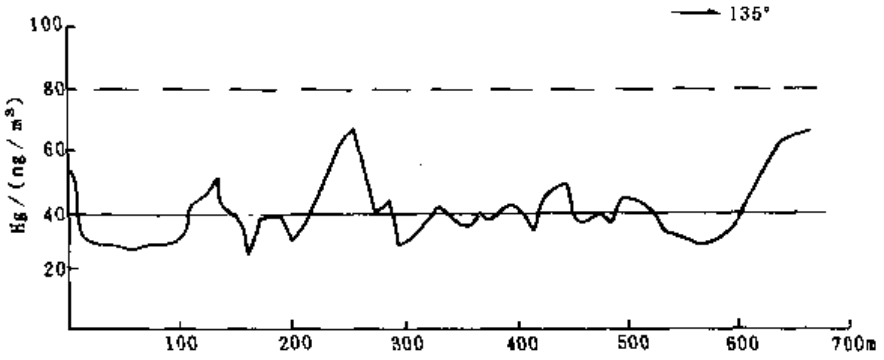


图 8.4.11 F_{10}断层延伸方向上苹果园测线土壤中气汞分布图

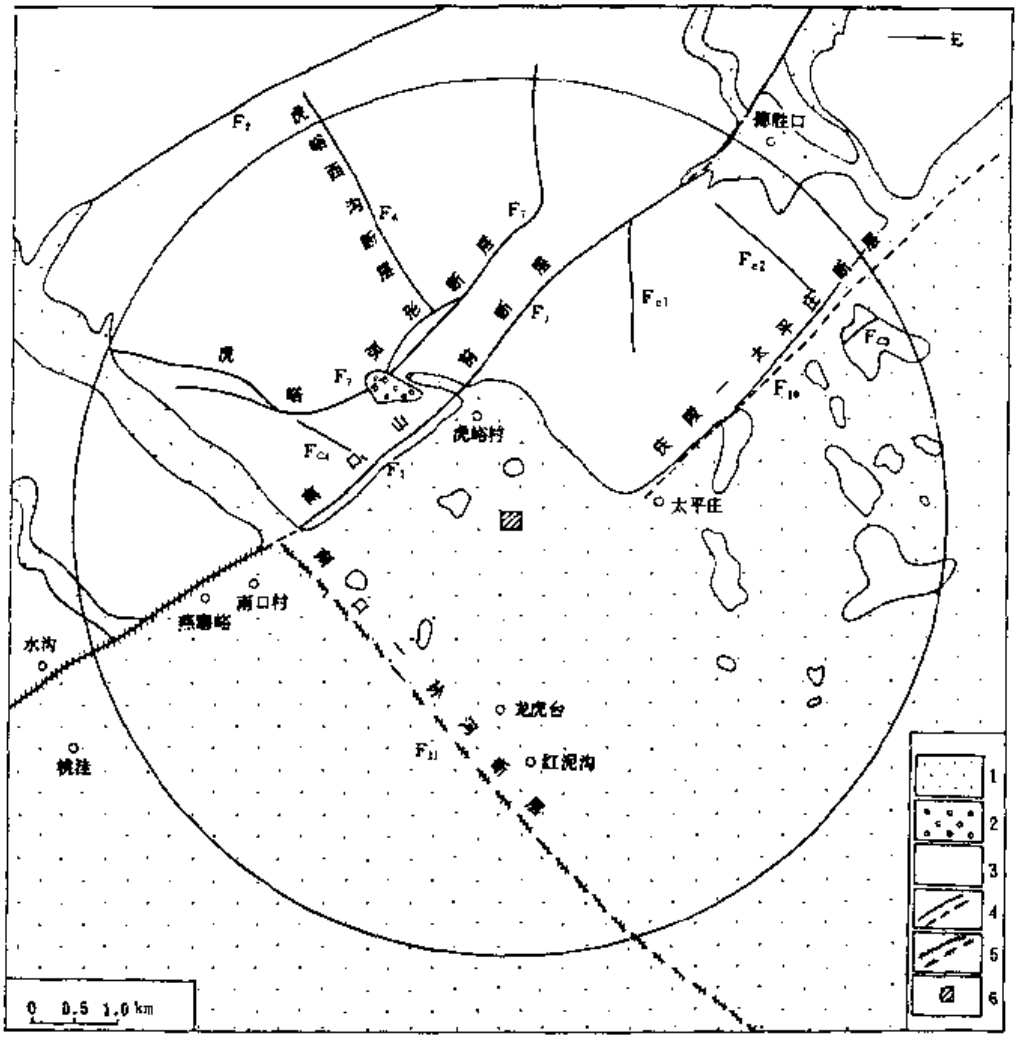


图 8.4.12 场区能动断层鉴定结果

1. 第四系；2. 上第三系碎岩；3. 基岩区；4. 非能动断层；5. 能动断层；6. 厂址

8.4.5 小结

在对所有需要做能动断层鉴定的断层论证后，应以列表和图的形式给出已做鉴定的断层是否属能动断层的结论。

列表的关键是要给出每条断层的最后一次活动年代和时代，如：

断裂名称		最近一次活动年代（距今）	是否属能动断层
南川山前断裂（F_1）	东南段	约1万年	是
	西北段	约28万年	否
南川—孙河隐伏断裂（F_{11}）		约1.2万年	是
虎峪西沟断层（F_6）		>150万年	否
（F_{c1}）		约22万年	否
（F_{c2}）		约17万年	否
（F_{c3}）		Q_2	否
（F_{c4}）		约19万年	否
虎峪弧形断层（F_7）		20万年前	否
庆陵—太平庄断层（F_{10}）		约90万年	否

参 考 文 献

国家核安全政策法规处，1992，核电厂安全导则汇编，中国法制出版社。

国家核安全局、国家地震局，1994，核电厂厂址选择中的地震问题（一九九四年修订），核安全法规HAF 0101（1）。

时振梁、张裕明等，1995，核工程地震安全性评价方法的研究——以南口工程场地为例，地震出版社。

张裕明、方仲景，1985，活断层研究的进展，中国地震年鉴（1984），地震出版社。

IAEA，Safety Series No. 50-SG-S1，1991，Safety series No. 50-SG-S1，Earthquake and associated topics inrelation to nuclear power plant siting.

第九章　地震构造区（弥散地震区）划分[1]

"地震构造区"是《核电厂厂址选择中的地震问题（HAF0101）》用于评价设计基准地面运动的一种确定论方法中的专门术语。在1994年（HAF0101（1））的新版本中，地震构造区也称弥散地震区。地震构造区划分的目的在于确定评价地震参数最重要因素之一的弥散地震。

9.1　地震构造区含义和划分依据

地震构造区是指具有同样地质构造和地震活动性的地理区域。每一地震构造区都假定是一个具有相等潜在地震的地区。在构造上，具有相同的地震构造或地质类型的区域，或与地震活动有关的大地构造，都属于同一地震构造区。

为了更好地理解地震构造区的含义，合理地划分地震构造区，现做以下几点说明：

（1）对研究程度和地震活动水平高的地区，应将地震构造区划分得相对细致一些。主要依据应考虑以下几个方面：

①二级或三级或更小大地构造单元的划分及其发育简史的一致性。这就是说，在考虑大地构造单元的划分时，不是考虑一级大地构造单元，如华北地台这样的一级单元，而是考虑其内的次一级大地构造单元，如山西台背斜（二级）内的山西断陷盆地带（三级）。但也不是说山西断陷盆地带范围就划为同一地震构造区，还应根据其新生代发育历史的差别等划分出更小一些的大地构造单元。当然，大地构造单元并不是划分地震构造区的唯一依据，还应结合其他条件综合考虑。

20世纪70年代，伊朗卡仑核电厂选址中仅仅根据一级大地构造单元来划分地震构造区。在核电厂厂址300km半径范围内划为三个地震构造区，即阿拉伯地台地震构造区、扎格罗斯褶皱带地震构造区和伊朗中部断块地震构造区。它完全以大地构造单元命名并划分，没有进一步考虑地区性或地段性的地震构造特点或差别，这样显然会提高厂址的地震危险性。还有一种方案是，在扎格罗斯地震构造区离厂址最近的地区内划出一个地震活动水平较低的迭兹富勒平原地震构造区（图9.1.1中阴影区），这样，对厂址的地震影响当然变小。因此，合理而又准确地划分地震构造区对用地震构造法评定极限安全地震动（SL-2）是

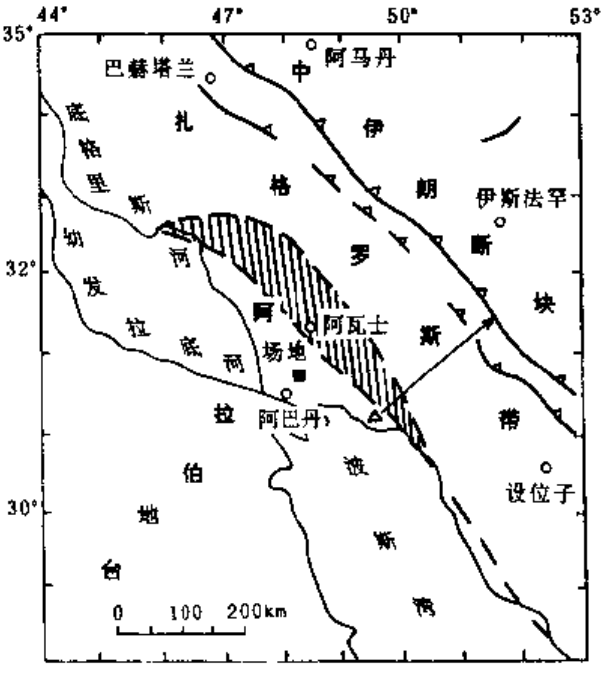


图9.1.1　伊朗地震构造分区划分图

（据Framatome，1976）

① 张裕明执笔。

十分重要的。

②新构造及其第四纪（特别是全新世）发育历史的一致性。这就是说，同一大地构造单元内第四纪活动历史不一致的可以属不同的地震构造区，如辽东湾和渤海湾可分属不同的地震构造区。这说明，在划分地震构造区时要有厚今薄古的思想，而不能厚古薄今。

③现代构造应力场主压应力方向及其特征的一致性。考虑现代构造应力场也是厚今薄古思想的一种体现。

例如魏光兴等（1988）在研究沂沭断裂带现代构造应力场时，按主压应力方向的差异将该断裂分为四段（由北向南）：潍坊段（Ⅳ），北西西向；沂水段（Ⅲ），北东向；临沂段（Ⅱ），北东东向；新沂段（Ⅰ），近东西向。其中Ⅳ与Ⅲ，Ⅱ与Ⅰ之间的差别最为明显（图9.1.2）。在划分这个地区的地震构造区时，应考虑这种差别。实际上，上述现代构造应力场分段的差别在地震活动和构造活动上也同样存在（图9.1.3）。

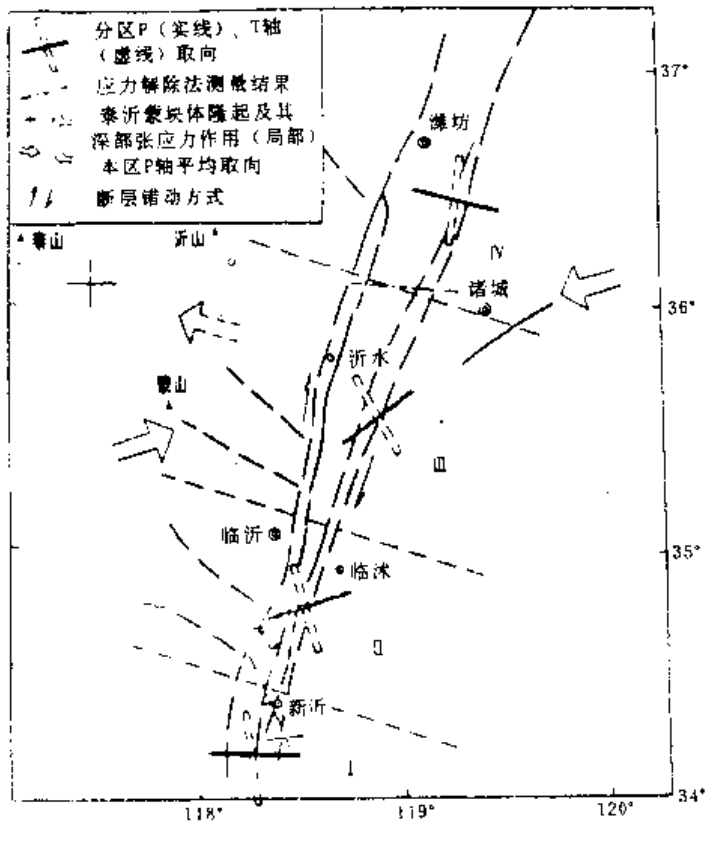


图9.1.2 沂沭断裂带受力模型
（魏光兴等，1988）

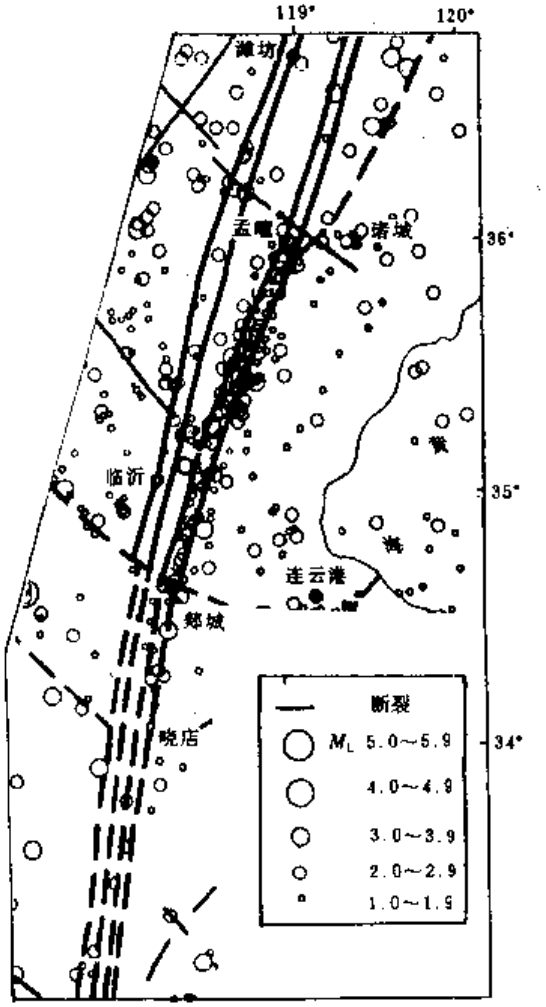


图9.1.3 沂沭断裂带中小地震震中分布图

①地震活动特征，特别是空间和强度分布特征。图9.1.4是一张渤海及邻近地区的地震分布和分区图。不能因为辽东湾和渤海在同一个Ⅲ级大地构造单元内，而将$Ⅰ_3$和$Ⅱ_1$划在同一个地震构造区内。实际上，$Ⅱ_1$和$Ⅰ_3$的地震活动水平存在着极大的差异，前者属于渤海—张家口北西向强地震活动带的一部分，而后者极少有5级以上地震发生，所以$Ⅰ_3$和$Ⅱ_1$不能划在同一个地震构造区内。此外，震源深度显著不同的（如10～30km与200～700km相比）

也不能划在同一地震构造区。

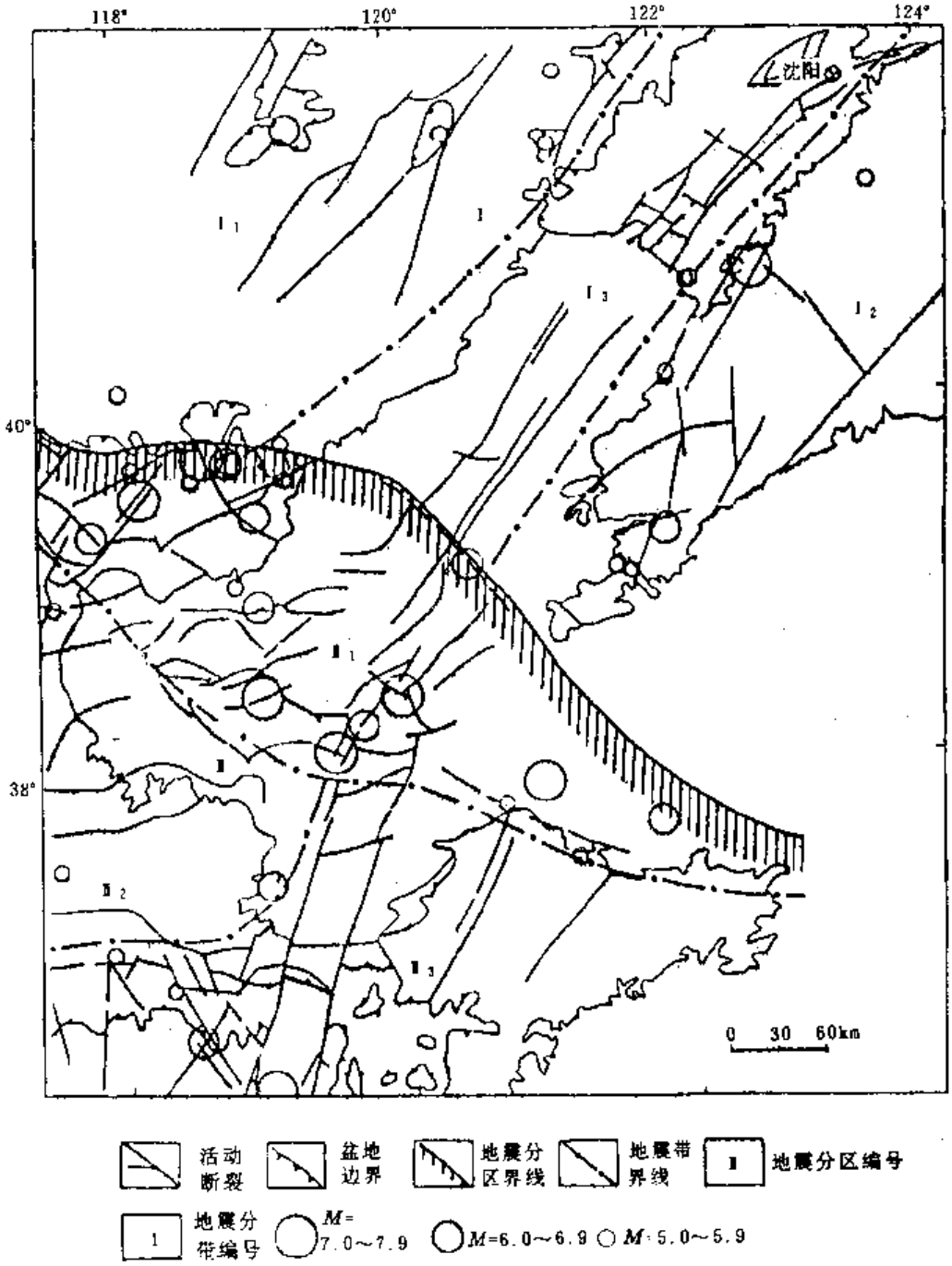


图 9.1.4 渤海及邻近地区地震分布和分区图

⑤发震构造条件的一致性。这种一致性是指同一个断陷盆地带，或者是同一发震构造方向。前者可以山西断陷盆地带为例，后者如青藏高原的弧形断裂带。

⑥适当考虑地球物理场和地壳结构的一致性。这一点实际上还是反映了构造单元的划分。划分地震构造区时，在其边界的划定过程中，地球物理场和地壳结构的异常带或变异带常常作为可参考的因素。

（2）在地震构造条件研究程度较差，或地震活动水平较低的地区，至少应考虑上述条件中的①、④和⑥条。

9.2 地震构造区划分实例

现以辽宁核电厂选址中的两个地震构造区划分作为实例简要分析如下：图 9.2.1 展示了两个地震构造区，一个是辽东湾地震构造区，另一个是辽东半岛地震构造区，厂址位于辽东半岛地震构造区内。

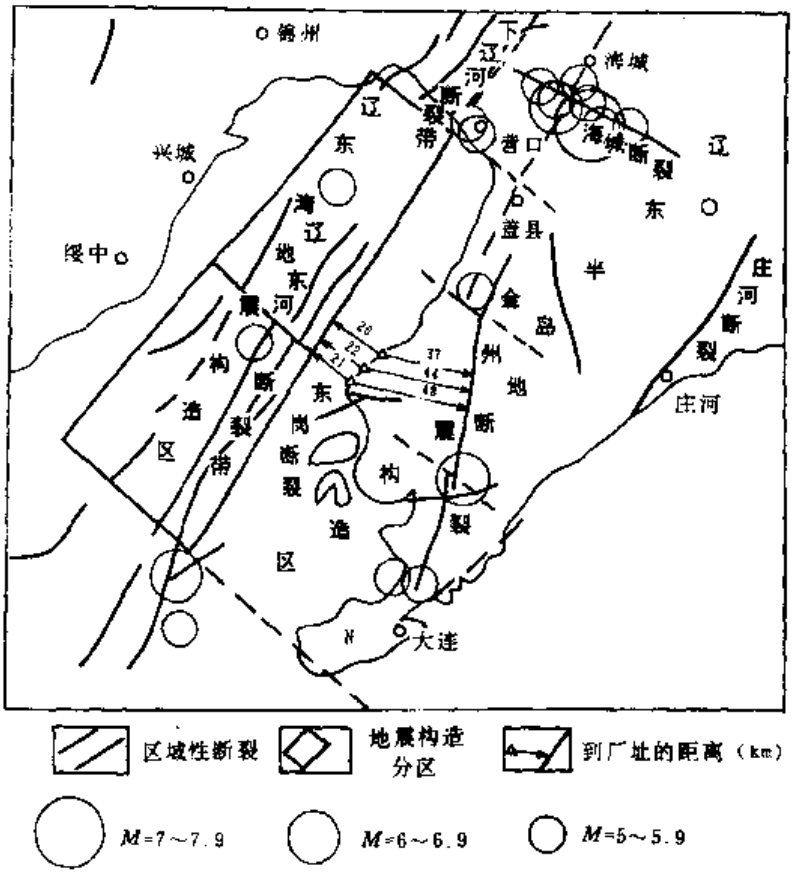


图 9.2.1 辽宁核电厂预选厂址及其邻近地震构造区划分图

辽东湾地震构造区实际是郯庐断裂带北段的重要组成部分。构造区的南界可以放在渤海拗陷的北缘，以此为界，南、北两段的地球物理、结构构造、新生代沉积和地震活动等方面都有明显的不同：

(1) 北段的重力异常等值线呈线性、自东向西有三条线性明显的带，即密集的异常梯级带、正异常带和负异常带。磁异常方向性明显，异常带宽 20km。南段的重力场因受北西西向构造影响，重力等值线表现为正、负相间排列，平面上呈圆形或椭圆形；

(2) 从深部构造来看，南段的地壳厚度小，为 27～30km，北段地壳厚大，为 30～32km；

(3) 地质差别明显，北段岩浆活动以中生代喷发和新生代侵入为主，新生代沉积厚度较薄，大约 6000m。南段岩浆活动以中生代的中性火山喷发为主。渤海拗陷新生界沉积达 12000m 以上；

(4) 地震活动强度不一。北段地震较少，历史上只有中强地震发生；南段地震活动的强

度大，频度高，有多次7级以上地震和一次8.5级地震发生。

辽东湾地震构造区的北界大致在营口市南约10km处，正好为海陆分界线。其分段依据是：

①构造上明显存在差异。下辽河断陷为两凹一凸的构造格局，而辽东湾则为三凹二凸；

②重、磁异常正好在这个界线上有明显的转弯；

③地壳厚度等值线在此存在明显变化，包括方向突变和厚度变化大；

④辽东半岛上北西向的熊岳-庄河活动构造带向北沿伸正好从此通过，成为分区界限。

以上事实说明，辽东湾地震构造区的南、北界限是十分清楚的。它的东、西边可以用郯庐断裂的东、西边界断裂作为界限，但考虑到边界断裂的产状，实际画边界时，分别向外延4km作为确定的界限。

厂址所在的辽东半岛地震构造区与辽东湾地震构造区在大地构造上有明显的区别，前者是一个长期隆起的构造单元，而后者自新生代以来是一个沉陷区。

9.3 地震构造区内最大潜在地震的评价

9.3.1 基本要求

根据《核安全法规HAF0101（1）》（安全导则：核电厂厂址选择中的地震问题），与地震构造区有关的最大地震包括以下四种：

（1）厂址所在地震构造区内与特定发震构造有关的最大潜在地震；

（2）厂址所在的地震构造区内与特定发震构造无关的最大潜在地震；

（3）厂址邻近地震构造区与特定发震构造有关的最大潜在地震；

（4）厂址邻近地震构造区与特定发震构造无关的最大潜在地震。

这里所说的“特定发震构造”，实际上应理解为已知发生过地震的活动构造，特别是活动断层，具体是指某一活动断层（带）、某一活动断陷盆地带，以及其他的活动构造（如活动火山、活褶皱等）。“最大潜在地震”应理解为两类地震，即已发生的最大地震和推测的尚未发生的最大地震。

上述四种最大地震的评价可以归纳为两类：即厂址所在地震构造区内最大潜在地震的评价和厂址邻近地震构造区内最大潜在地震的评价。

9.3.1.1 厂址所在地震构造区内最大潜在地震的评价

由于厂址所在地震构造区的地震活动性对厂址的地震危险性评价十分重要，最大潜在地震确定对后者有直接关系。

（1）与活动构造有关的最大潜在地震的确定必须做到：

①详细调查地震构造区内地震活动断层的展布、活动年代、分段性、活动性质及其与已有地震（包括古地震资料）的关系。对活断层的其他活动性参数，如位移量、滑动速率等应尽可能作出评价。

②找出已发生$M\geqslant 6\sim 6.5$级以上地震活动断层，最终确定每条地震活动断层上可能发生的最大地震。

③一般说来，对离厂址25km以外、长度在30km以上的断裂带，特别是那些区域性大断裂和深断裂都应有断层活动性和可能发生的最大潜在地震的评价。对离厂址25km以内、长度

在 10km 以上的断裂同样应有这方面的评价。

(2) 与活动构造无关的最大潜在地震评价主要根据两个方面的材料：

①已发生的与活动构造无关的最大地震（最大弥散地震）；

②根据历史记录的长短和已发生的地震活动强度、频度的水平估计最大潜在地震。

③定量分析地震构造区内的应变释放速率，确定可能的最大潜在地震。

综合各种因素评定其最大潜在地震。

9.3.1.2 厂址邻近地震构造区内最大地震的评价

厂址邻近地震构造区最大潜在地震的评价主要靠收集已有的基础资料（地震、地质和地球物理等资料）以及已有的研究成果来进行。

(1) 与活动构造有关的最大潜在地震的确定主要依靠在地震活动断层上已经发生的最大地震和采用构造类比法确定的最大潜在地震。

(2) 对于与活动构造无关的最大潜在地震主要根据已经发生的与活动构造无关的最大地震确定。

9.3.2 地震构造区内多种地震对厂址的影响

图 9.3.1 中的 I 区是厂址所在的地震构造区，Ⅱ是邻近厂址的地震构造区。在 I 区中需

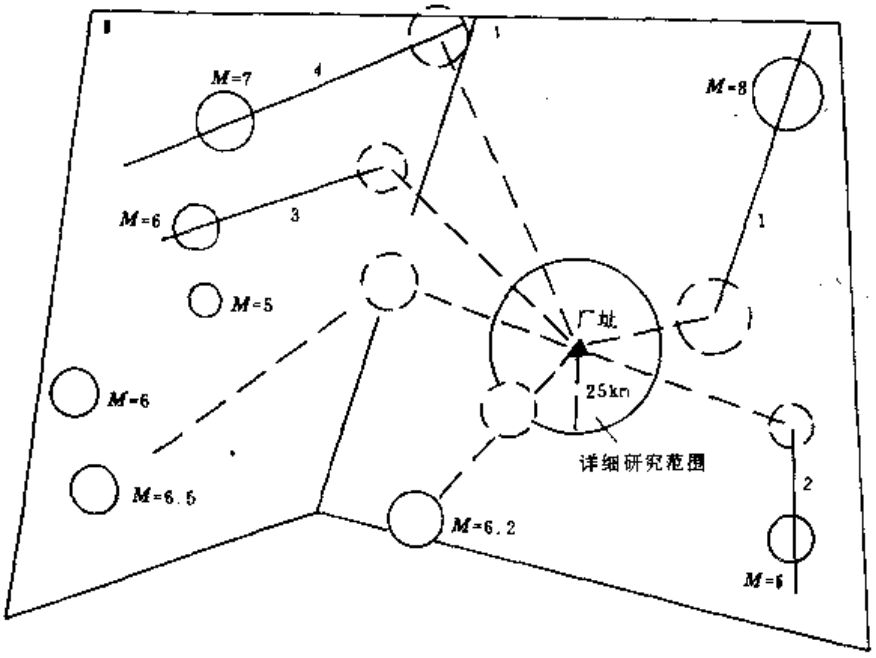


图 9.3.1 地震构造区内需要考虑的几种地震对厂址的影响

要明确的地震是：

(1) 与发震构造有关的最大地震，如图中 1 号断层上已知的地震为 8 级，2 号断层上为 6 级。这两个地震应移至 1、2 号断层离厂址最近的地方来考虑它们对厂址的影响。如果区内还有发震构造条件不清楚的地震（6.2 级），应将它移至详细研究范围区的边缘或直接放在厂址下面来考虑它对厂址的影响。

(2) 图中的详细研究范围一般取 25km，从厂址的安全性考虑，地震活动强烈的地区应比弱区的详细研究范围大一些。在此范围内应详细研究地震地质和地震活动特点，确定其地震构造条件。此外，采用排除法确定该范围的最大弥散地震也是必须做的重要工作。对于Ⅱ区，

所要考虑的最大地震相对于Ⅰ区要简单些，但同样要考虑两类地震：一是与发震构造有关的地震，如4号断层上的7级地震、3号断层上的6级地震，都应沿断层移至离厂址最近的地方，并考虑它们对厂址造成的影响；二是发震构造条件不清楚的最大地震，考虑它对厂址的影响时，应将它移至离厂址最近的Ⅱ区的边界上。

9.3.3 与发震构造（地震活动断层）有关的最大潜在地震的确定

（HAF0101（1））规定："对于已鉴定为用于确定厂址遭受地震危险性的发震构造，必须确定与其相关的最大潜在地震。"

发震构造（Seismogenic structure）其定义为：显示地震活动性的，或有历史地表破裂的、或古地震活动性影响的在现代构造条件下曾是地震震源的构造、在关心的时期内很可能发生强震的考虑为发震构造。

发震构造是指地震活动断层、火山活动构造、活褶皱、活动块体等。地震活动断层应包括下列两种断层：

（1）有粘滑机制而且规模较大的活动断层；

（2）与强震活动有可靠联系的断层。

根据我国现有资料的实际情况，目前确定最大潜在地震主要应用的方法有：

（1）历史地震法：该构造上已发生的最大历史地震作为最大潜在地震；

（2）地质构造法：主要考虑断层的类型和断层破裂的规模对该断层发生地震的最大震级的控制作用。

取以上两种方法结果的最大值为最大潜在地震。

下面将断层的类型（性质）、规模与最大震级做一简介。

（1）断层类型与最大震级的关系。

近年来，我国进行了广泛的震源机制研究，对40年以来几乎所有发生的$M\geqslant 6$地震都进行了震源机制研究。从环文林（1990）对全国各地区震源机制解的统计结果（表9.3.1）可以看出，各种类型的断层上发生地震的最大震级在全国各地都大致相同。其中走滑断层发生的比例最大，最高震级达$8\frac{1}{2}$级；逆断层最大震级为$7\frac{1}{4}$级；正断层上发生的地震一般都在7级以下、最大震级7.1级，为唐山大地震的余震。由此可见，断层类型对最大震级具有明显的控制作用。

表9.3.1 全国各区震源机制解得到的断层类型与最大震级统计

（据环文林等，1990年）

地区	走滑断层		逆断层		正断层	
	所占百分比	M_{max}	所占百分比	M_{max}	所占百分比	M_{max}
中国及邻区	52%	8.5	44%	7.25	4%	6.9
华北地区	70%	7.8	7%	4.5	3%	7.1
西南地区	86%	7.8	8%	6.8	6%	6.8
西川地区	84%	7.9	11%	7.2	5%	6.8
东南沿海	63%	7.5	13%	8.4	19%	4.6

（2）断层破裂的规模与最大震级。

断层破裂的规模，通常可用地震时断层破裂带的长度位移量、面积与余震的分布等来确定。对于断层长度与震级的关系、余震分布的长度与震级的关系，由于各种关系式的地区性

很强，加之断层的分段标准和资料选取各不相同，因此，结果差异较大。

环文林（1991）根据一些结果大致相近的关系式提出了一个断层长度和震级关系的参考表（表 9.3.2），其主要依据是下列关系式：

表 9.3.2 断层长度和震级的关系

震　级	6	6.5	7	7.5	8
断层长度/km	20 左右	30～40	50～60	80～100	100～200

①断层长度与震级关系式（图 9.3.2）：

郭增建	1965	$M=3.3+2.1\lg L$（$M\geqslant 7.5$）
舍巴林（俄）	1971	$M=3.6+2\lg L$（中亚）
里兹尼钦科（俄）	1976	$\lg L\pm 0.5=1.5+0.44(M-6)$（世界震例）
张裕明	1987	$M=1.4+3.0\lg L$
环文林	1992	$M=3.295+2.22\lg L$（华北走滑断层）
		$R=0.975$，$S=1.115$
环文林	1992	$M=3.54+2.08\lg L$（全国走滑断层）
		$R=0.93$，$S=0.20$

②余震分布长度与震级关系式（图 9.3.3）：

舍巴林（俄）	1971	$M=2.2\lg L+2.0$
宇津德治（日）	1977	$M=2\lg L+3.8$
吴开统	1983	$\lg L=0.51M-1.79$
时振梁	1985	$M=1.84\lg L+3.46$
		$R=0.84$，$S=0.60$
蒋溥等	1986	$\lg L=0.56M-2.25$
董瑞树	1992	$M=1.78\lg L+3.78\pm 0.068$

式中，L 为断层长度；R 为相关系数；S 为方差。

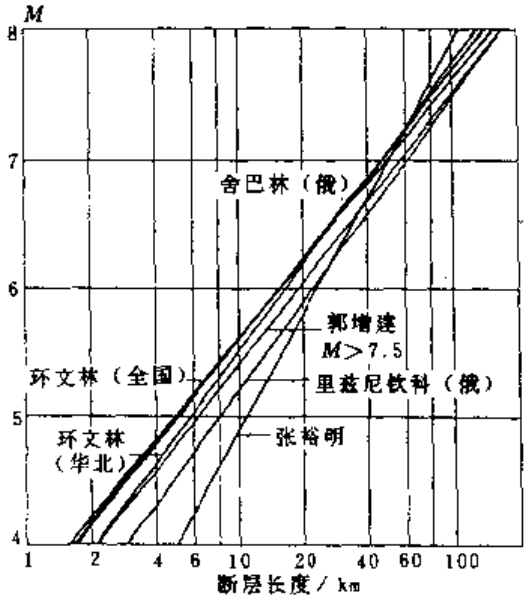


图 9.3.2 中国及邻区断层长度与震级关系

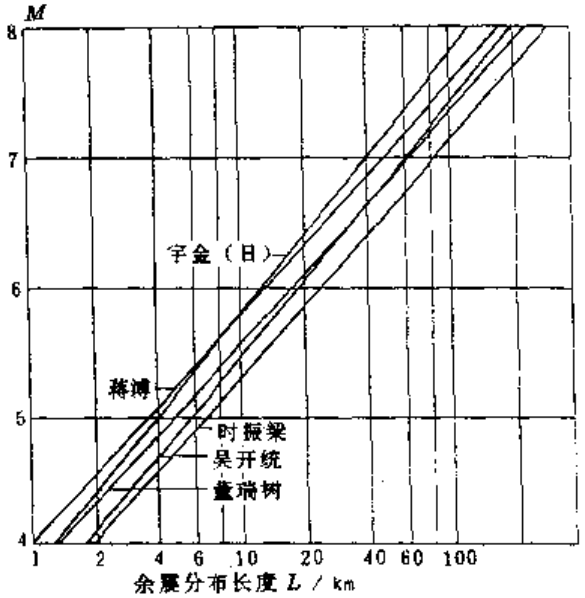


图 9.3.3 中国及邻区余震分布长度与震级关系

1992年，邓起东等根据东亚地区63次地震地表破裂长度和位移量获得了几组回归关系式（表9.3.3和表9.3.4）。

表9.3.3 破裂长度（L）与震级（M）的回归关系式

编号	分区	性质	资料数	按 $M=a+b\lg L$ 回归			相关系数	显著性水平
				a 值	b 值	剩余标准差		
1	东亚	走滑	44	6.11	0.86	0.380	0.656	0.001
2	东亚	逆	6	3.78	2.09	0.266	0.950	0.01
3	新疆	走滑	7	6.18	0.80	0.202	0.831	0.05
4	青藏	走滑	23	5.92	0.88	0.370	0.615	0.01
5	青藏	逆	4	4.21	1.85	0.333	0.900	0.1
6	华北	正走滑	5	6.84	0.65	0.383	0.644	无意义
7	板内	走滑	36	6.25	0.80	0.403	0.581	0.001
8	板缘	走滑	8	6.05	0.84	0.270	0.703	0.1

表9.3.4 位移量（D）与震级（M）的回归关系式

编号	分区	性质	资料数	按 $M=a+b\lg D$ 回归			相关系数	显著性水平
				a 值	b 值	剩余标准差		
1	东亚	走滑	44	7.32	0.61	0.435	0.501	0.001
2	东亚	逆	6	6.94	1.30	0.367	0.903	0.05
3	新疆	走滑	7	8.11	0.08	0.361	0.096	无意义
4	青藏	走滑	23	7.13	0.68	0.375	0.600	0.001
5	青藏	逆	4	7.00	1.05	0.162	0.977	0.5
6	华北	正走滑	5	7.56	0.69	0.324	0.848	0.1
7	板内	走滑	36	7.43	0.52	0.445	0.439	0.01
8	板缘	走滑	8	7.06	0.63	0.302	0.609	无意义

1993年，董瑞树等根据我国12个有关地震断层长度、余震长度和Ⅷ度等震线长轴长度（L）与震级 M 的统计关系式，综合回归了中国三个不同区域范围的关系式和地震活动断层长度与震级的对应表（表9.3.5、表9.3.6、表9.3.7）。

表9.3.5 中国东部地震活动断层长度与震级关系式及对应表

$M=4.094+1.699\lg L$ （M：$5\frac{1}{2}\sim8\frac{1}{2}$），相关系数 $r=0.9238$，方差 $\sigma=0.2749$

震级		6	6.5	7.0	7.5	8.0
断层长度/km	均值	15	30	55	100	180
	范围	10～20	20～40	40～70	70～140	120～250

表9.3.6 中国西部地震活动断层长度与震级关系式及对应表

$M=4.30+1.579\lg L$ （M：5.0～8），相关系数 $r=0.9619$，方差 $\sigma=0.1908$

震级		6	6.5	7.0	7.5	8.0
断层长度/km	均值	12	24	50	100	200
	范围	9～15	12～30	40～60	80～140	150～250

表 9.3.7　中国大陆地震活动断层长度与震级关系式及对应表

$M=1.0156+1.6933\lg L$　　(M：6.0~8$\frac{1}{2}$)，相关系数 $r=0.9551$，方差 $\sigma=0.2170$

震　级		6	6.5	7.0	7.5	8.0
断层长度/km	均值	15	30	60	110	220
	范围	12～20	20～40	35～80	90～150	170～300

1986 年，Coppersmith 和 Youngs 建立了不同类型断层的最大破裂长度和最大震级的关系表（表 9.3.8）。

表 9.3.8　不同类型断层最大破裂长度和最大震级关系

断层类型	最大破裂长度	最大震级
走滑断层 P=0.4	30km P=0.3	7.2 P=0.12
	50km P=0.5	7.3 P=0.20
	100km P=0.2	7.5 P=0.08
逆断层 P=0.6	30km P=0.4	7.1 P=0.4
	50km P=0.6	7.3 P=0.36

美国 Wyss 于 1979 年提出断层破裂面积 A（km²）和震级 M 的关系式为

$$M = 0.93\lg A + 4.38$$

（适用于 $M > 5.6$ 的地震震级估算）

1984 年，美国 Bonilla 等提出了与上述关系式相类似的关系式：

$$M = 0.823\lg A + 4.96$$

（适用于 $M > 6$ 的地震震级估算）

（3）应变速率与 M_S 的关系。

1984 年，美国 Schwartz 等提出的加利福尼亚走滑断层滑动速率与 M_S 的关系式为

$$M_S = 7.223 + 1.263\lg S$$

式中，S 是滑动速率（mm/a）。这个关系式适用于高滑动速率断层。

（4）地震矩（M_o）与断层参数之间的关系。

1966 年，Aki 提出了这种关系式：

$$M_o = LWD\mu_m$$

式中，M_o 为地震矩；L 为断层破裂长度；W 为断层宽度；D 为平均位移量，μ_m 为剪切刚度［通常为（3～3.5）$\times 10^6 N/cm^2$］。

地震矩（M_o）、矩震级（M_w）和面波震级（M_S）的关系可参考表 9.3.9 和图 9.3.4。

表 9.3.9　不同大小地震的比较

M_w	M_o/（10^{-7}N/cm²）	例　　子		
9.5	2.2×10^{29}	M_w =9.5	800~1000km ξ（SZ）	1960 Rchile Eq.
9.0	3.9×10^{28}	M_w = 9	800km ξ（SZ）	1952 Kamchatka Eq.
8.5	7.0×10^{28}	M_w =8.5	500km ξ（SZ）	1929 Chile Eq.
8.0	1.2×10^{28}	M_S=7.9	350km，6.6m（SS）	1958 Fairweather Eq.
7.75	5.3×10^{27}	M_S=7.8	350km，3.8m（SS）	1939 N. Anatolian Eq.
7.5	2.2×10^{27}	M_S=7.5	17km，2.7m（SS）	1970 China Eq.
7.25	9.3×10^{26}	M_S=7.2	50km，2m（SS）	1942 N. Anatolian Eq.
7.0	3.9×10^{26}			
6.75	1.7×10^{26}	M_S=6.8	30km，0.3m（SS）	1966 N. Anatolian Eq.
6.5	7.0×10^{25}	M_S=6.4	25km，0.18m（SS）	1966 Parkfield Eq.
6.25	3.0×10^{25}	M_S=6.2	15km，2.5m（RO）	1969 Peru Eq.
6.0	1.2×10^{25}			
5.75	5.3×10^{24}	M_S=5.8	20km，0.2m（SS）	1977 Iran Eq.
5.5	2.2×10^{24}	M_S=5.4	3.3km，0.56m（R）	1983 Nunez Eq.
5.25	9.3×10^{23}			
5.0	3.9×10^{23}	M_S=4.9	≥1.3km，0.005m（N?）	1983 Columbia Eq.

注：M_o 由 Hanks 和 Kanamori（1979）关系式中 M_w 获得：$\lg M_o=\frac{3}{2}(10.7+M_w)$；ξ 表示由余震区所得的长度；SZ 表示消亡带；SS 表示走滑；RO 表示逆斜冲；NO 表示正斜滑；R 表示逆滑；N 表示正滑。

第一个数字是地表破裂长度，第二个数字是最大地表位移。

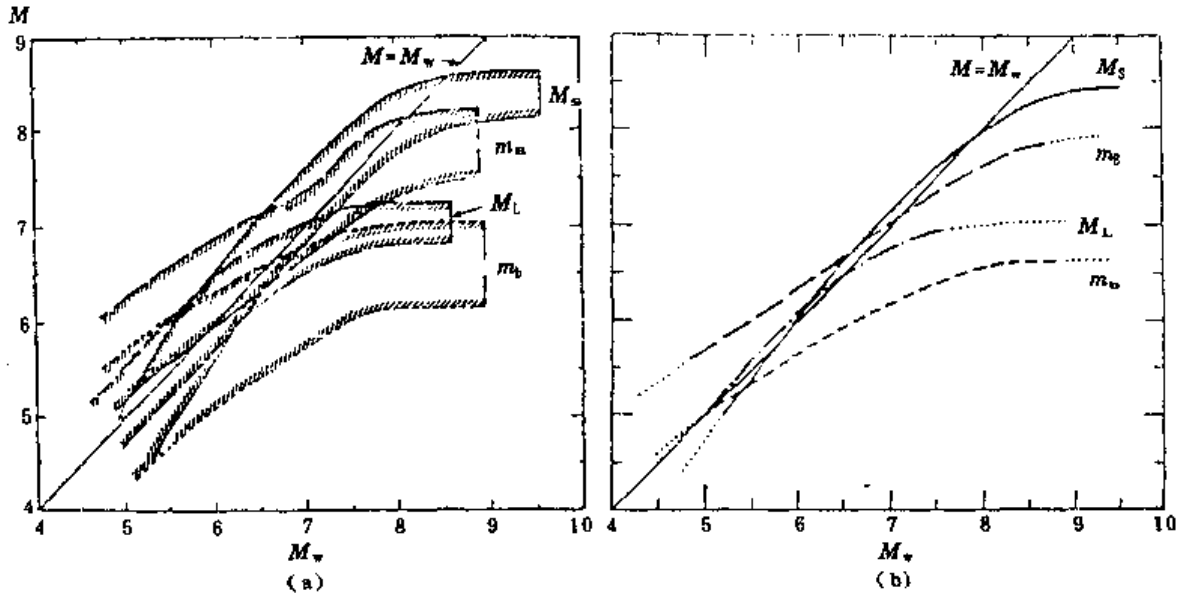


图 9.3.4　各种震级与矩震级之间的关系

(a) 各种震级的范围；(b) 图 (a) 各种震级范围的中间值

9.4 地震活动断层分段

在对许多大震的实地调查中发现，大震形变带仅沿断裂带的某一地段分布，而且不同地段的断裂活动性和相应的震级也是不同的。由此，人们逐渐形成了地震活动断层分段的概念。实际上，由于一条大的活动断裂的发展演化、物质组成、深部结构和地震活动等方面存在着不均一性，所以活断层的分段性是其固有的特性之一。Allen (1968) 在研究圣安德烈断裂时，根据历史地震破裂和岩石类型，将该断裂带划分成 4 段 (图 9.4.1)。根据断层历史活动特性、特征地震和断层蠕变，Wallace 于 1970 年又将圣安德烈斯断裂分成 7 段 (图 9.4.2)。

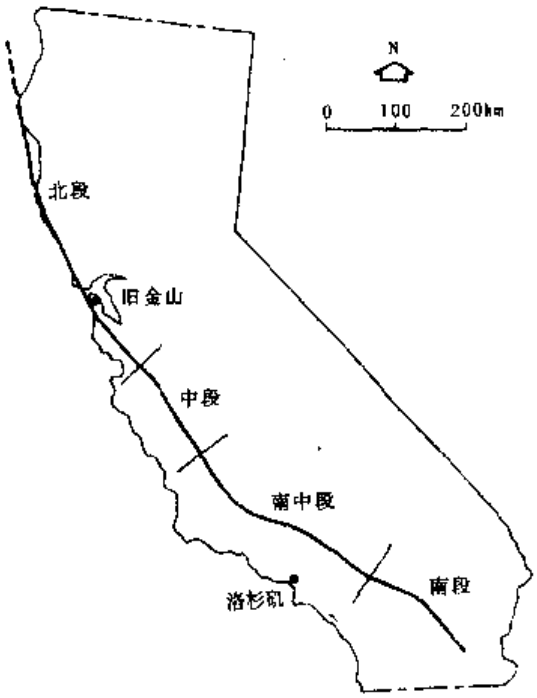


图 9.4.1 加利福尼亚圣安德烈斯断裂带分段模式

北段为 1906 年破裂段；中段是在本世纪多次发生中等地震的位置以及目前蠕动段；南中段是 1857 年的破裂段；南段历史上没有发生大地震

通过对地震活动断层的分段，可为估算最大潜在地震震级提供依据。

目前，在地震活动断层分段研究中，对“段”的含义存在不同认识，但仍有许多共同之处。首先是以第四纪活动断裂为研究对象；其次，以断裂的不连续性为分段的依据；另外，都与地震活动密切相关。简而言之，地震活动断裂的分段就是根据断裂的不连续性和活动特性的差异划分出若干相对独立的段。分段的依据可以概括为以下六个方面。

9.4.1 几何形态和结构的差别（或不连续）

几何形态和结构的类别主要是指断层走向和结构的变化与自然间断，如阶区、弯曲、空段、断层交叉、横向构造、断层面产状突变、断层端点等。以下举一些实例说明之。

(1) 陈国星等 (1987) 根据阿尔金断裂的几何形态、次级断裂的组合形式以及断裂活动性的差异，将青崖子以东的阿尔金断裂东段分成三个区段 (图 9.4.3)：

西区段（青崖子- 党城湾）断裂长约 80km，中区段（党湾—八个峡）约 136km，东区段

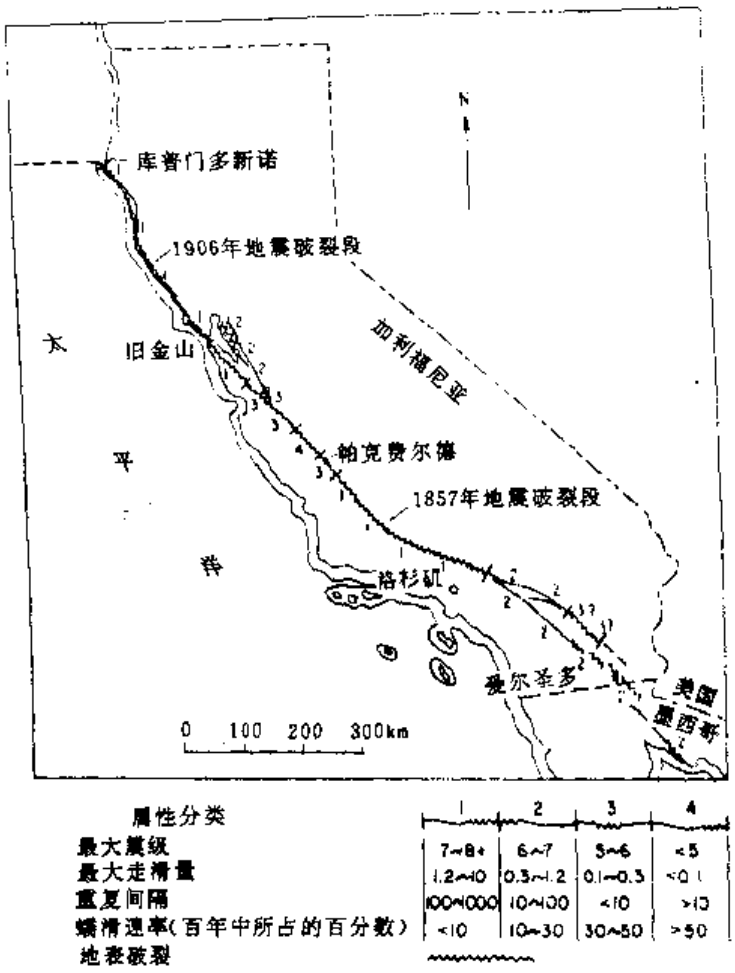


图 9.4.2 圣安德烈斯断层活动性分段

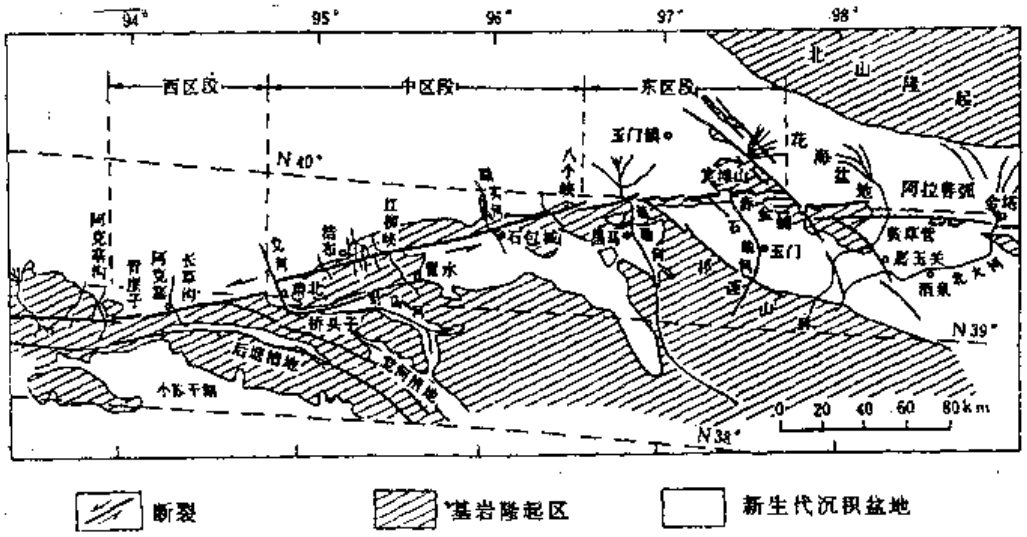


图 9.4.3 阿尔金断裂东段总体展布图

(八个峡—宽滩山) 约 120km。中、西两区段构成左阶羽列，中、东两区段则以右阶斜接。

从总体形态上看，西、中两区段断裂走向很一致，它们均以北东 72°左右的走向平直延伸，

但从八个峡向东，断裂带的走向逐渐向东偏转成北东 85°～105°，构成一个略向北凸出的弧形弯转区。西区段断裂带由 24 条主要呈右阶羽列的次级断裂组合而成，羽列距（相邻两条断裂的间距）200～400m，重叠量（相邻两条断裂末端的半距）200～400m。中区段断裂带的次级断裂密度最低，相邻两条次级断裂常不重叠，羽列距 50～100m，以左阶羽列为主。东区段次级断裂端部基本上不重叠，断裂带排列最松散，羽列距可达 700～900m，以右阶羽列为主。

(2) A. J. Crone 等 1991 年根据陡坎变化凸出体、延伸方向和横向基岩等将洛斯(Lost)河断层和里姆希（Lemhi）断层分成多个断层段（图 9.4.4）。

9.4.2 断层发育历史的差别

断层发育历史的差别主要是指同一条断层上各段的第四纪活动历史不一样，有的是全新

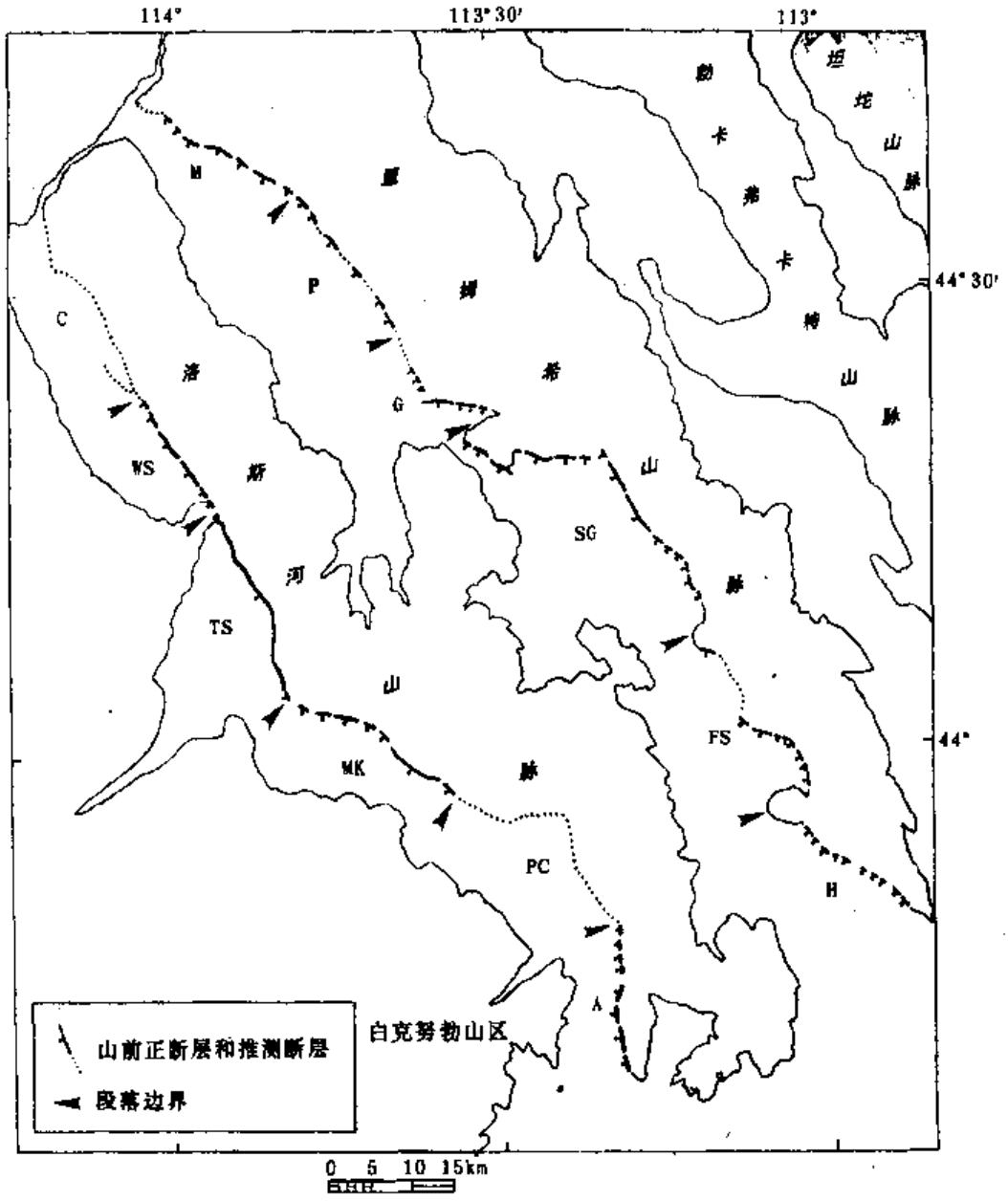


图 9.4.4 洛斯河和里姆希等断层分段性概图

(C，MK，WS. TS. PC 等为断层段代号)

世（Q_3）活动，有的是晚更新世（Q_4）活动、有的则是中更新世（Q_2）或早更新世（Q_1）活动、等等。

例如，1989 年，美国的 D. P. Schwartz 根据地震地面破裂和断层崖的不同发育历史将洛斯河断裂带分为 5 段（图 9.4.5）。

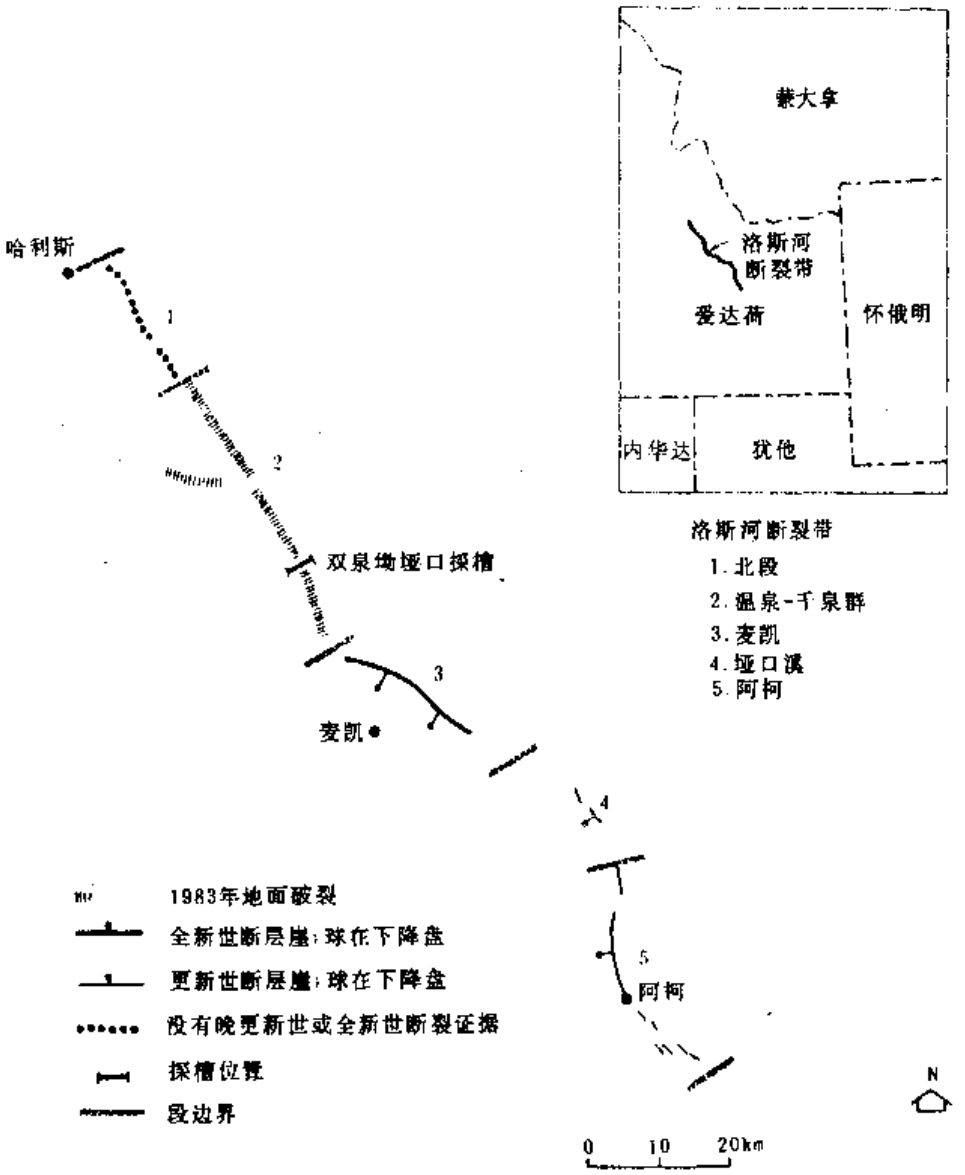


图 9.4.5 爱达荷州洛斯河断裂带的分段模式

又如郑朗荪等（1988）根据沂沭断裂带不同的活动时间将其分为北段和南段（表 9.4.1）。

张裕明和许建东（1987）分析渭河断裂带时也存在全新世（Q_4）、晚更新世（Q_3）和前第四纪在不同段落分别活动的分段情况（图 9.4.6）。

9.4.3 地震活动性的差异

地震活动性的差异是指在同一条断层上地震活动在不同断层段存在着强和弱，或者在某一段有强震发生，而在另一段则没有强震发生的情景。

例如，1989 年，C. O. Sanders 在分析美国圣吉辛托（San Jacinto）走滑断层带的分段中发现，其地震纵剖面确实存在着分段特征（图 9.4.7）。

表 9.4.1　沂沭断裂带活动时代分段

分段	序号	断层名称	时代					
			更新世			全新世		
			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4^1	Q_4^2	Q_4^3
沂沭带北段	①	大水场—四官旺						
	②	道托—斜午						
	③	南双泉—郑庄						
	④	等帅—大王岭						
	⑤	牛家庄—陵阳						
	⑥	石井—公家庄						
沂沭带南段	⑦	彭家岭—后左山						
	⑧	中华山—潘岭						
	⑨	岌山—窑上						
	⑩	北古寨—307 公路						
	⑪	山外岩—何庄						
	⑫	南马陵—小王庄						
	⑬	新庄—晓店林庄						
	⑭	陈顶子—李埝						
	⑮	桃林						

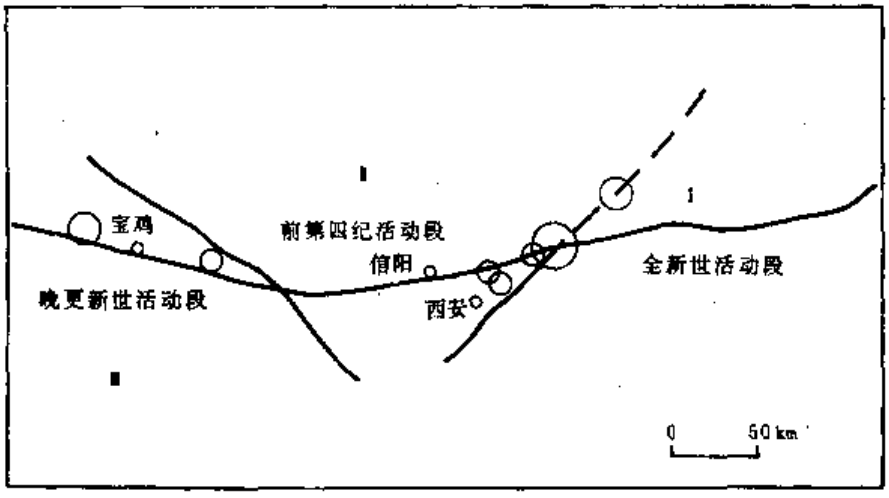


图 9.4.6　渭河断裂带的活动性分段

沿着我国的金沙江—红河断裂带，从平面上也可看出地震活动的分段性（图 9.4.8），Ⅰ段强震活动频繁，Ⅱ段无强震活动。

土耳其北安纳托利亚(Anatolia)断层带在 1939 年和 1967 年间的一个向西迁移的 7～8 级大地震序列中发生了破裂（图 9.4.9）。近来，Barka 和 Kadinsky—Cade（1988）比较了断层

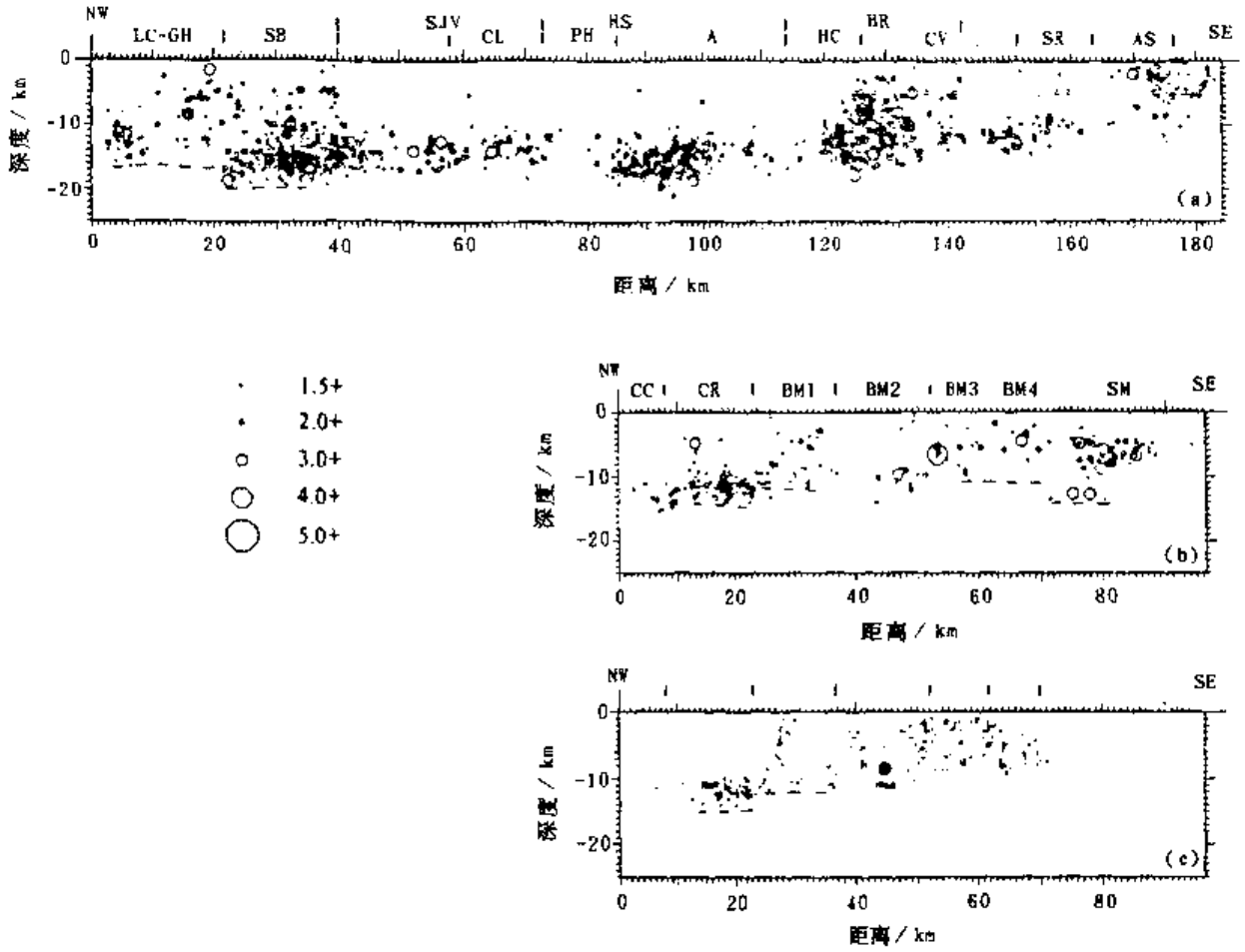


图 9.4.7　圣吉辛托断层带地震纵剖面（LC－GH，SB等为断层分段代号）

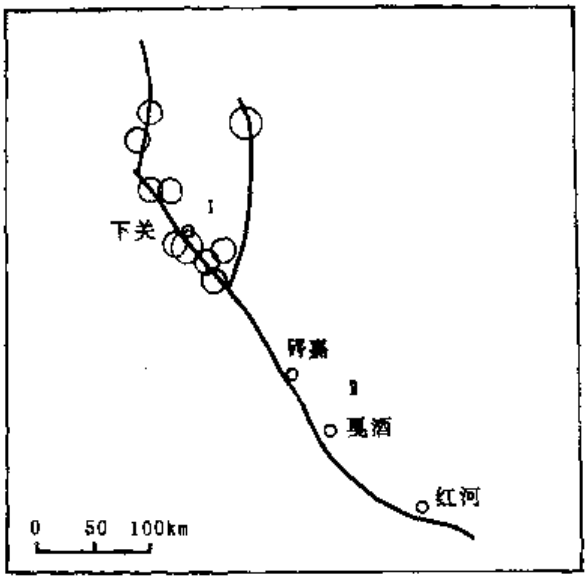


图 9.4.8　金沙江—红河断裂带地震的分段性

迹线的几何形态的细节与沿北安纳托利亚断层带历史地震地表破裂的范围。他们的结论是断层的几何形态强烈地控制了地震破裂的范围，并注意到安纳托利亚地震（群）地尾端常常终

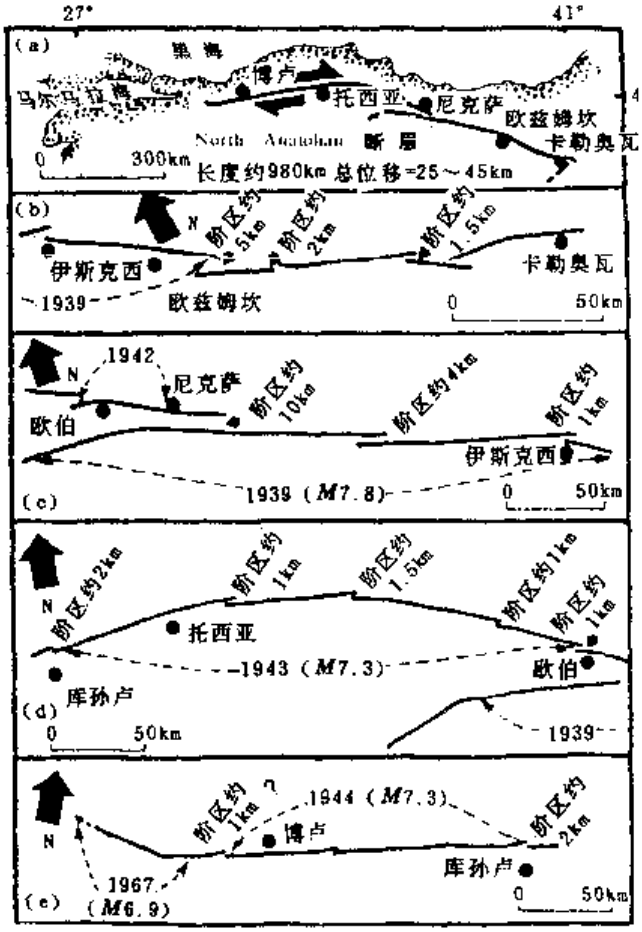


图 9.4.9　(a) 北安纳托利亚断层表现出右旋运动，走向东西，从卡勒奥瓦 (Karliova) 附近延伸到博卢 (Bolu) 之西，横贯整个土耳其；(b) ～ (e) 断层迹线，虚线箭头代表大地震的破裂范围

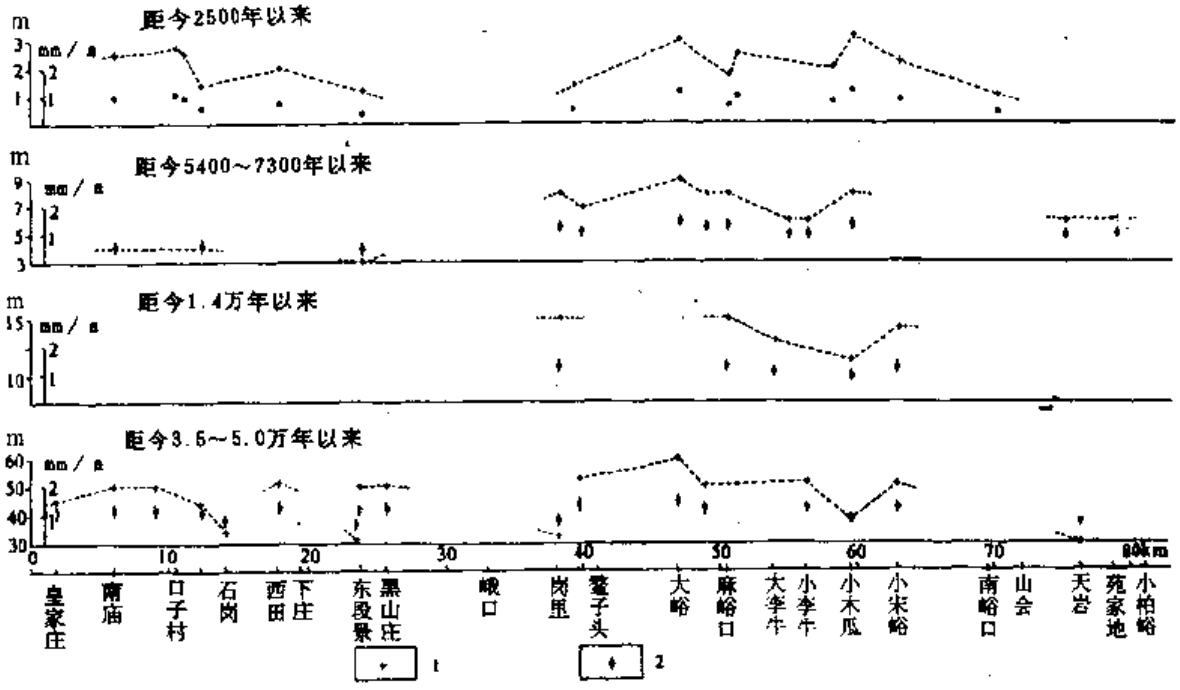


图 9.4.10　五台山北麓断裂位移和平均运动速率分布

1. 位移值；2. 平均运动速率值

止于断层带的拉张型阶区处。图 9.4.9 表示所有大于 1km 的阶步以及 1939，1943，1944 和 1967 年历史大地震时地表破裂的范围。图 9.4.9 中 1000km 长的断层迹线被 12 个大于 1km 的阶区所隔断。虽然，历史破裂的尾端常常终止于阶区附近，但也很明显，1939 年 Ercincar 和 1943 年 Tosya 地震破裂穿过了断层迹线上好几个阶区。

9.4.4 滑动速率的不连续

这是指同一条断层上各段的滑动速率不一样。如刘光勋等 1991 年在研究五台山北麓活动带时，沿断裂带做了平均滑动速率的分布图（图 9.4.10）。从图上可以看到，在该断裂东西两段的相汇处明显存在滑动速率的不连续，或者说其值较低。

9.4.5 断层力学性质的不连续

断层力学性质的不连续主要是指正断层变为走滑断层或逆断层，或者断层面倾向发生变化。这种例子不多，现举沂沭断裂带为例。沂沭断裂带全新世断裂活动的力学性质比较复杂，不同区段、不同倾向的断裂具有明显的差别（图 9.4.11）。

新沂以南段以张性断陷活动为主。这一段是上新世以来的断陷盆地，盆地长轴为北北东走向，剖面中表现为张性正断层活动的性质。

何庄至岌山段以挤压逆掩或逆冲性活动为主，这种情况在何庄、纪庄和窑上均表现明显。

岌山至莒南段以拉张陷落活动为主。这是一个长轴为北北东走向的晚第四纪断陷盆地，晚更新世以来垂直落差为 140～170m，表现为拉张性质。

莒南至莒县段以挤压逆冲性活动主为。根据^{14}C 年样测定，莒南左山一带在晚全新世仍有明显的挤压逆冲性活动，石井以南中全新世有明显的挤压逆冲性活动。

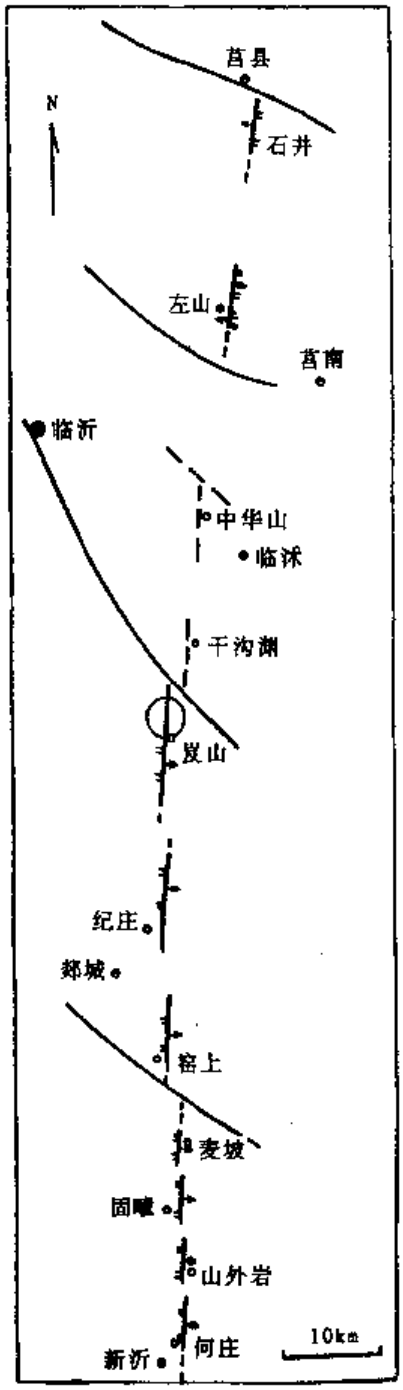


图 9.4.11 沂沭带全新世断层分布
虚线为正断层，其余为逆断层

9.4.6 地球物理场和地壳结构的差异

这是指沿一条断裂带，各段的地球物理场和地壳结构上有明显的不同。例如王晓青（1988）认为，沂沭断裂带不仅表层构造有分段性，深部构造也有分段性，可以将它分为三段，即安丘—莒县段、莒县—宿迁段和宿迁—嘉山段。以航磁（ΔT）异常上延 5km 为例，安丘—莒县段为正负异常相间的梯级带，莒县—宿迁段为三个右行斜列正异常组成的升高异常带，宿迁—嘉山段为带状升高异常带，但异常幅度明显降低（图 9.4.12）。

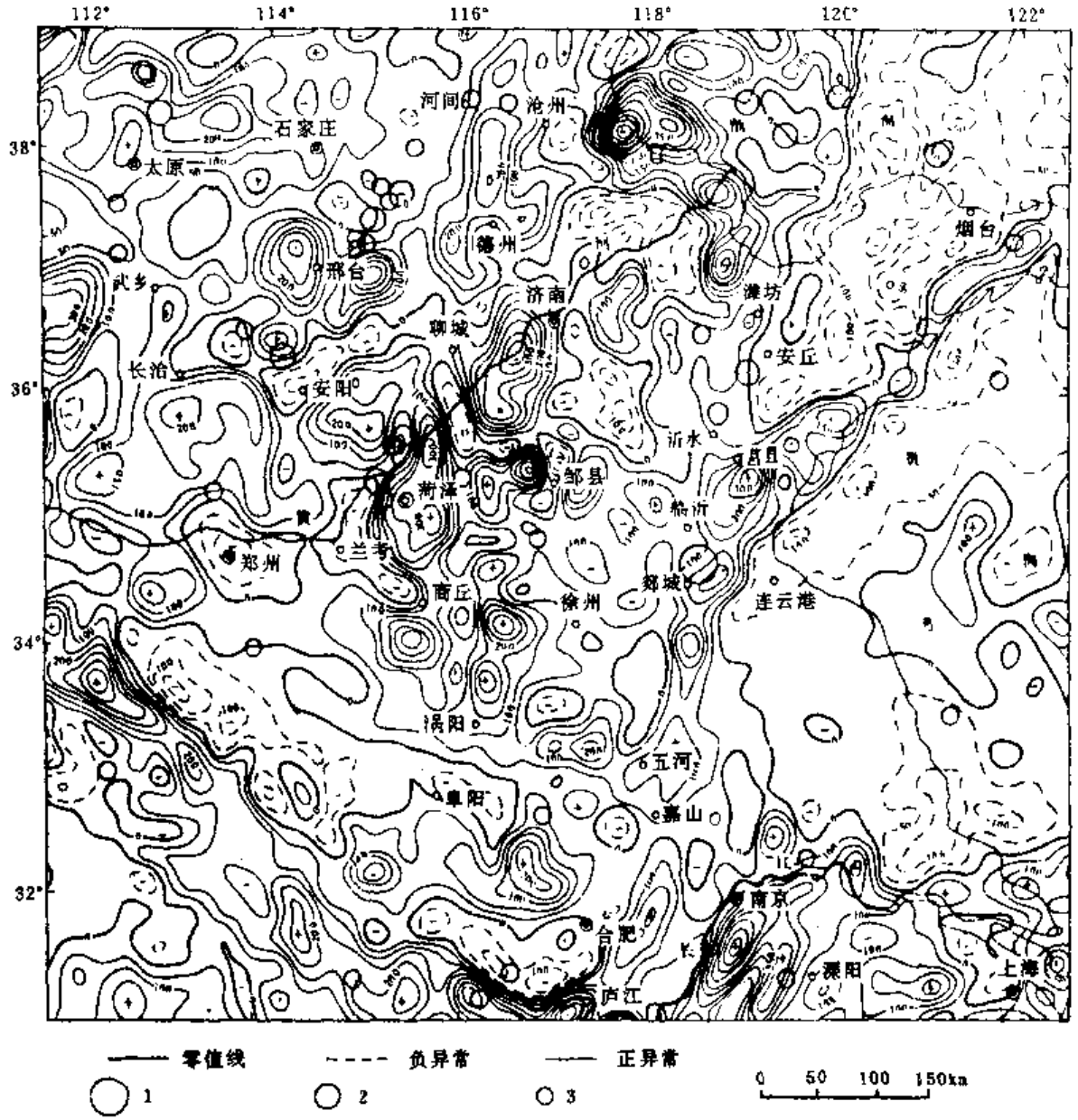


图 9.4.12 航磁（ΔT）上延 5km 异常平面等值线（单位：nT）

参 考 文 献

陈国星、高维明，1987，阿尔金断裂东段第四纪活动的时空特征，中国地震，3（增刊），35～51。

陈国星、高维明，1988，沂沭断裂带现代活动特征及其与强震构造的关系，中国地震，4（3），130～135。

邓启东等，1992，地震地表破裂参数与震级关系的研究，见：《活断层研究编委会》编委会，活动断裂研究（2），地震出版社。

董瑞树等，1993，中国大陆地震震级和地震活动断层长度的关系讨论，地震地质，15（4）。

环文林等，1990，潜在震源区划分的构造成因法（华北地区），地震危险性分析中的综合概率法，地震出版社。

刘光勋等，1991，山西五台山北麓活动断裂带，见：《活动断裂研究》编委会，活动断裂研究（1），地震出版社。

魏光兴等，1988，沂沭断裂带现代构造应力场和震源错动性质，中国地震，4（3）。

王晓青，1988，沂沭断裂深部构造研究，中国地震，4（3）。

郑朗荪等，1988，郯庐断裂带的分段与沂沭断裂的活动性，中国地震，4（3），123～129。

Aki K.，1966，Generation and propagation of G waves from the Niigata earthquake of June 19，1964. 2. Estimation of earthquake movement，released energy，and stress strain drop from G-wave spectrum，Bull. Earthq. Res. Inst.（Tokyo Univ.），44，23～88.

Allen C. R.，1968，The tectonic environment of seismically active and inactive areas along the San Andress fault system，Stanford Univ. Pubs. Geol. Sciences，11，70～82.

Barka A. A. and K. Kadinsky-Cade，1988，Strike-slip Fault Geometry in Turkey and its Influence on Earth quake Activity，Teconics，7（3），663～684.

Bonilla M. G. et al.，1984，Statistical relations among earthquake magnitude，surface rupture length，and surface fault displacement，BSSA，74；2379～2411.

Coppersmith K. J. and R. R. Youngs，1986，Captuing uncertainty in probabilistic seismic hazard assessment within intraplate tectonic environments，Proceedings Third U. S. National Conference on Earthquake Enginering，Earthquake Enginering Research Institute，1，301～312.

Crone A. J. et al.，1991，Segmentation of Basin and Range Normal fault：examples from east-central Idaho and southwestern Montana，J. Struct. Geol. 3（2），151～164.

Depolo C. M. and D. B. Slemmons，1990，Estimation of earthquake size for seisnic hazards，Neotectonics in Earthquake Evalution，1～28.

Sanders C. O.，1989，Fault segmentation and earthquake occurrence in the strike-slip San Jacinto fault zone，California，U. S. G. S. Open-file Rep. 89-315，324～346.

Schwartz D. P. and K. J. Coppersmith，1984，Fault behavior and characteristic earthquakes：Examples from the wasatch and San Andreas fault，JGR，89，5681～5698.

Schwartz D. P.，1989，Paleoseismisity，persistence of segments and temporal clustering of large earthquakesexample from the San Andress，Wasatch，and Lost River Fault Zone，USGS Open-file Report 89-315.

Wallace R. E.，1970，Earthquake recurrence intervals on the San Andreas fault，Geol. Soc. Amer. Bull.，81，2875～2890.

Wyss M.，1979，Estimating maximum expectable magnitude of earthquakes from fault dimensions，Geology，7，336～340.

Zhang yuming and Xu jiandong，1987，Application of data on Active fault in determing potential earthquake source area，Proc. of International Seminar on Seismic Zonation，China，114～125.

第十章　潜在震源区划分[1]

确定潜在震源区是现代地震区划和工程地震危险性分析的关键内容。其研究水准直接决定着地震区划工作与地震危险性评估的精度。潜在震源区的划分不仅具有重要的理论意义，而且在经济上也是有意义的。

10.1 研 究 简 史

潜在震源区从字面上看，是指潜在有发生破坏性地震的源区。这个概念是伴随着地震区划工作的发展而提出来的。过去曾对它有过不同的提法，比如，“地震发生带”、“地震源带”、“地震危险区”等。

早期的地震区域划分所采用的方法基本都是纯统计的方法，即：在地震活动区域内，只有记录到破坏性地震的地方，才可以列为未来可能发生这种地震（即破坏性地震）的地段；这些地段以外的其它地段似乎是没有地震危险的，并认为在这些地段里将发生强烈地震是没有根据的。上面所说的“未来可能发生这种地震的地段”即是最早期潜在震源区的概念。这项工作可以追溯到1891年N. B. Мушкетов编制的世界上第一张地震活动区域图，其具体作法是将每个地震的等震线投到图上。本世纪三四十年代，德国的A. Sieberg（1932），意大利的C. Morelli（1940），苏联的N. B. Мушкетов（1933）、H. N. Ботвинкин（1933）、B. B. Попов（1932，1941）、Г. П. Горшков（1947）等均用此法作过地震区域划分图。具有代表性的是A. Sieberg（1932）编制的伊朗地震区域划分图及B. B. Попов 1932编绘的中亚细亚可能发生的最大地震分布图。B. B. Попов的这张图可以说是最早的潜在震源区分布图。

1949～1950年间，П. Е. Кубин分别在他的两篇文章中介绍了一种新的地震区域划分方法——地震构造法。这种方法着重强调地质研究在区划中的作用与意义。此法的基本假设是“许多区域内的破性地震是由于地质构造发育过程，即沿着表面断裂或估计存在的深断裂的强烈差异运动所造成的。”它首次将断裂活动与潜在震源区联系起来并对Г. П. Горшков统计法所作的地震区域划分图的不足提出批评，从而引起了构造法与统计法的学术之争。1978年N. E. Кубин进一步完善了他所提出的地震构造法，明确提出了“地震发生带”概念，即破坏性地震震源（指地震时发生位移的构造断裂面）可能出现的地带，并指出了研究地震发生所要确定的参数：①带内各段中震源出现的深度及规模；②各段内预计的最大震级及其震源以上地表的地震烈度；③各段中各级地震的重复频度。

我国的地震区划工作始于1956年，在Г. П. Горшков和李善邦先生的领导下编制了我国第一张地震区划图——《中国地震烈度区域划分图》。该图基本搬用苏联40～60年代编制区划图的原则，即确定“破坏性地震发生区”是按照强震重复原则，以及同样地质条件的地区地震活动性亦相同的原则进行的。

---

① 张裕明执笔。

1977 年，我国内部出版的三百万分之一的中国地震烈度区划图中提出了“地震危险区”的概念，它基本上是加了百年时标的潜在震源区。其定义是：未来百年内各地震区、带中可能发生最大地震的地区。该成果在综合分析各地震区、带未来百年内地震活动趋势的基础上，结合各区、带内不同强度地震发生的各种地质标志，判定各级强烈地震可能发生的地段，圈出各级地震的危险区。划分过程中充分考虑了地震在时间分布上的韵律性及周期性、强震发生的地质构造条件、地球物理场和深部构造与地震活动的关系以及地壳形变与地震的关系等。

现代潜在震源区的概念是 1968 年 C. A. Cornell 提出来的，根据他的关于工程地震危险性分析模型，地震活动在空间上不是随机分布的，而有一定的空间范围。这里所说的一定的空间范围就是指潜在震源区，未来的地震将发生在这些潜在震源区内。潜在震源区的判定是工程地震危险性分析中一项重要的基础工作。后来，A. Der，Kiureghiam 和 A. H-S. Ang 洪华生（1977）将潜在震源区划分为三类：① Ⅰ类源，断层走向和位置完全确定；② Ⅱ类源，断层走向确定但位置不确定（有数条相互平行的断层组成的断裂系）；③ Ⅲ类源，断层走向和位置完全不确定。1982 年加拿大编制的《新的加拿大强地震地面运动概率图》基本上就是运用这种方法作的，由于他们用了 McGuire（1977）的计算程序，因此称之为 Cornell McGuire 方法。他们划分潜在震源区的主要依据是地震活动资料，而对地质构造资料的应用极为粗略。

1982 年章在墉和陈达生首先在二滩水电站坝址区的地震危险性评价中引入了地震危险性分析方法，并按 Kiureghiam 方案进行了三类潜在震源区的划分。此后，该法很快在我国工程地震工作中得到推广和应用，并对如何判定潜在震源区进行了多种探讨与尝试，具有代表性的有用图像识别的方法判定潜在震源区，用活断层资料或活断层模糊评判的方法确定潜在震源区。基于活断层地震成因的假设，上述论文都重点强调活断层与地质构造资料在判定潜在震源区中的作用。在 1987 年编制中国地震区划图的工作中，地震危险性分析方法得以系统运用，其中对潜在震源区的含义，如何判定潜在震源区的范围和确定震级上限等问题有了新的认识。

10.2 潜在震源区的定义

近些年来，我国的地震危险性分析，以及新的中国地震区划图采用的潜在震源区，一般定义为未来可能发生破坏性地震的地区。在这里，“未来”一词不是通常地震预报中所指的“几年”、“几十年”，也不是“几百年”，而是指“几千年”或更长的时间段内。“可能”一词具有概率的含义，它包含两重意义，一是预测的时间愈短（如几十年或百年或几百年），发生破性地震的可能性愈小，相反，则愈大；二是在一定的时间段内强度愈大的地震，发生可能性愈小。“破坏性地震”在这里是指 $M\geqslant 5$ 的地震；“地区”是未来发生地震的震中所在范围。

从以上看出，潜在震源区的含义和 1977 年出版的中国地震烈度区划图及过去基本烈度复核工作中的地震危险区的含义是不同的（表 10.2.1）。后者代表未来百年内可能发生的最大地

表 10.2.1 潜在震源区和地震危险区的差别

类 别	时间尺度	危险指标	范 围
潜在震源区	≥几千年	震级上限 M_u；年均发生率 ν	各类震级震中的分布范围
地震危险区	一百年	最大震级 M_{max}（一般小于震级上限）	震中烈度区（或极震区）

震的极震区（或称震中烈度范围）。在同一个潜在震源区内，对各处未来所发生的地震强度和频度之间的差别可忽略不计。

10.3 划分潜在震源区的原则和步骤

从我国破坏性地震震中分布图上可以明显看到，破坏性地震在空间上的分布是不均一的，有些地方破坏性地震比较集中，有成带、成团、成面状分布的特点，还有一些地方有史以来从未记到过强破坏性地震。从强度上来看，有些地方地震强度大，有些地方则小。从频度来讲，也存在地区上的不均一性。这种地震活动空间分布的不均一特点，在划分潜在震源区时要充分体现出来。这就涉及到划分潜在震源区的原则问题。

划分潜在震源区的原则，简单归纳起来可以分为两条：①地震构造类比。这是指某地区历史上虽然没有强地震或有中等强度地震记载，但与已经发生过强震地区的构造条件具有类似的特点，就可以划为具有同类震级上限的潜在震源区。或者是指虽无强震记载，但已发现有古地震遗迹的地段，可划为相当于最大古地震震级的潜在震源区。②地震活动重复原则。这是指历史上已发生过强震的地段或地区，可以划为具有同类震级或高于原最大震级的潜在震源区。此外，地震活动在空间上的迁移、填空特点，有时也被用作划定潜在震源区的佐证。

在使用地震构造类比原则时应进一步考虑以下情况：①一般说来，这种地震构造类比原则用在同一地震带内的不同地区，或同一地震区内地震构造条件类似的不同地震带内；②地震构造类比主要是指活动构造、新构造活动和地震活动水平的相似性，发震构造结构条件和应力场的一致性；③在强震原地重复发生情况不高的地震区，应充分发挥构造类比法的作用，这对确定历史上从未记载到强震地区的潜在震源区很有意义。

在使用地震活动空间分布和强度特征这一规则时，还要进一步考虑以下情况：①历史上已经发生过 5.5 级或 6 级以上地震的地区一般都划入大于或等于该震级的潜在震源区；②要注意分析和利用密集成带和成团的小地震资料勾划潜在震源区。

划分潜在震源区的步骤可以归纳如下：

（1）根据地震活动、构造活动和地球物理场特征，划分地震活动不同的地震区和地震带。其中地震带的划分对潜在震源区的确定具有重要意义。它将地震活动强烈、具有明显成带特点的地带与地震活动不强烈、分布零散、没有明显空间分布特点的地区分开。地震带的范围相当于刘恢先（1986）谈到的潜在震源区两级划分中的一级潜在震源区。这种划分实际上从较大范围内考虑了地震活动时、空分布的不均一性特点。

（2）分析地震区、带内地震活动空间分布特点和各级地震的发震构造条件，划分出具有不同震级上限的潜在震源区。这是潜在震源区划分过程中很关键的一步。它进一步反映出地震带内地震活动的空间不均一特征。

在研究程度高、资料丰富的地区，特别是地震构造标志清楚的地区，潜在震源区的范围应尽可能勾划得小一些。为了便于统计，潜在震源区边界线一律用直线表示。

10.4 潜在震源区的方向和范围

潜在震源区的方向和范围，也就是它的边界，对地震危险性分析是十分重要的。潜在震

源区的方向和范围直接影响其周围的烈度和加速度值。潜在震源区的面积，在地震危险性分析中作为因素之一直接参与地震年均发生率的分配（新的《中国地震区划图》）；在C. A. Cornell（1968）的《工程的地震危险性分析》、S. T. Algermissen 等（1976）的《美国最大基岩加速度的概率估算》以及 P. W. Basham 等（1982）的《新的加拿大强地面运动概率图》的说明书中，面积更为重要，是分配地震年均发生率的唯一因素。潜在震源区的确定直接关系到潜在震源区面积的大小。因此，潜在震源区范围的确定，在地震危险性分析中的作用和地位不言而喻。归纳起来，潜在震源区范围的确定在地震危险性分析中的主要意义和作用是：

（1）一般来说，如果潜在震源区范围确定得过大，那么地震年均发生率就会被“稀释”，地震危险性相对变小，这样安全性就降低；相反，范围划小了，地震年均发生率就相对“浓缩”，地震危险性相对加大。因此合理、较准确地确定潜在震源区范围具有明显的实际意义。

（2）潜在震源区系指未来可能发生破坏性地震的地区。但由于地区的资料多寡、研究程度的不同，圈定潜在震源区的具体范围是不很容易的，特别在考虑潜在震源区的震级上限和可能的发震构造方向的情况下更是不易。因此，较好地划定潜在震源区范围实际上是对发震构造条件研究的深化过程。从这个意义上讲，对潜在震源区范围的研究，具有一定的理论意义。

此外，潜在震源区的长轴方向代表发震构造或发震断层的破坏方向。一些等边形的或近似等边形潜在震源区或是代表发震构造不清楚，或是代表两组以上的发震构造。

在国外，潜在震源区边界的判定尚无明确的具体方法，他们划分潜在震源区时，一般对地质构造资料的应用极为粗略，往往根据地震活动空间的不确定性，采用均匀分布的处理方法，使潜在震源区划得过大。近年来，一些学者也注意到了利用历史地震活动资料确定潜在震源区时考虑构造特征、构造与现代构造应力场的关系以及新活动的地质证据等因素的必要性（Coppersmith，1991），由此而勾划的潜在震源反映了构造和地震活动两方面的特性，因而比只考虑地震活动性特征更为合理。例如，图 10.4.1 是分别用两种方法确定的美国东部潜在震源区，上图的潜在震源是根据历史地震活动确定的，下图则考虑了构造的特征。从图中可以看出，下图的潜在震源比上图划分得更细致，上图中的查尔斯顿潜源（8 号）包括了东南沿海大部分地区，而下图（23 号 A）则仅包括查尔斯顿 1886 年地震的极震区。很显然，这两种划分潜在震源的结果，对美国东部特定场址的地震危险性评价会有影响。

近几年，随着许多重大工程场地地震危险性分析的完成，特别是在编制新的中国地震烈度区划图（1990）工作的推动下，在确定潜在震源区方向和范围方面已积累了一些经验，提出了一些确定边界的依据，主要反映在以下几个方面：

（1）结合构造条件考虑破坏性地震的分布范围。这些破坏性地震一般发生在同一个构造部位，如同一个活动盆地内、同一构造交会部位、同一条断层带内，也可以是构造条件不清楚的一丛地震。在具备上述条件时，潜在震源区的边界一般结合具体的活动构造范围确定，在考虑其范围时同时要包括这些地震震中。例如临汾潜在震源区（图 10.4.2a）、鲜水河潜在震源区（图 10.4.2c）和许昌潜在震源区（图 10.4.2b）等。一般说来，这类潜在震源区的范围比破坏性地震震中分布范围要大些。

（2）考虑小地震活动条带的展布范围确定潜在震源区的范围。例如布特哈旗潜在震源区和松林潜在震源区（图 10.4.3）。

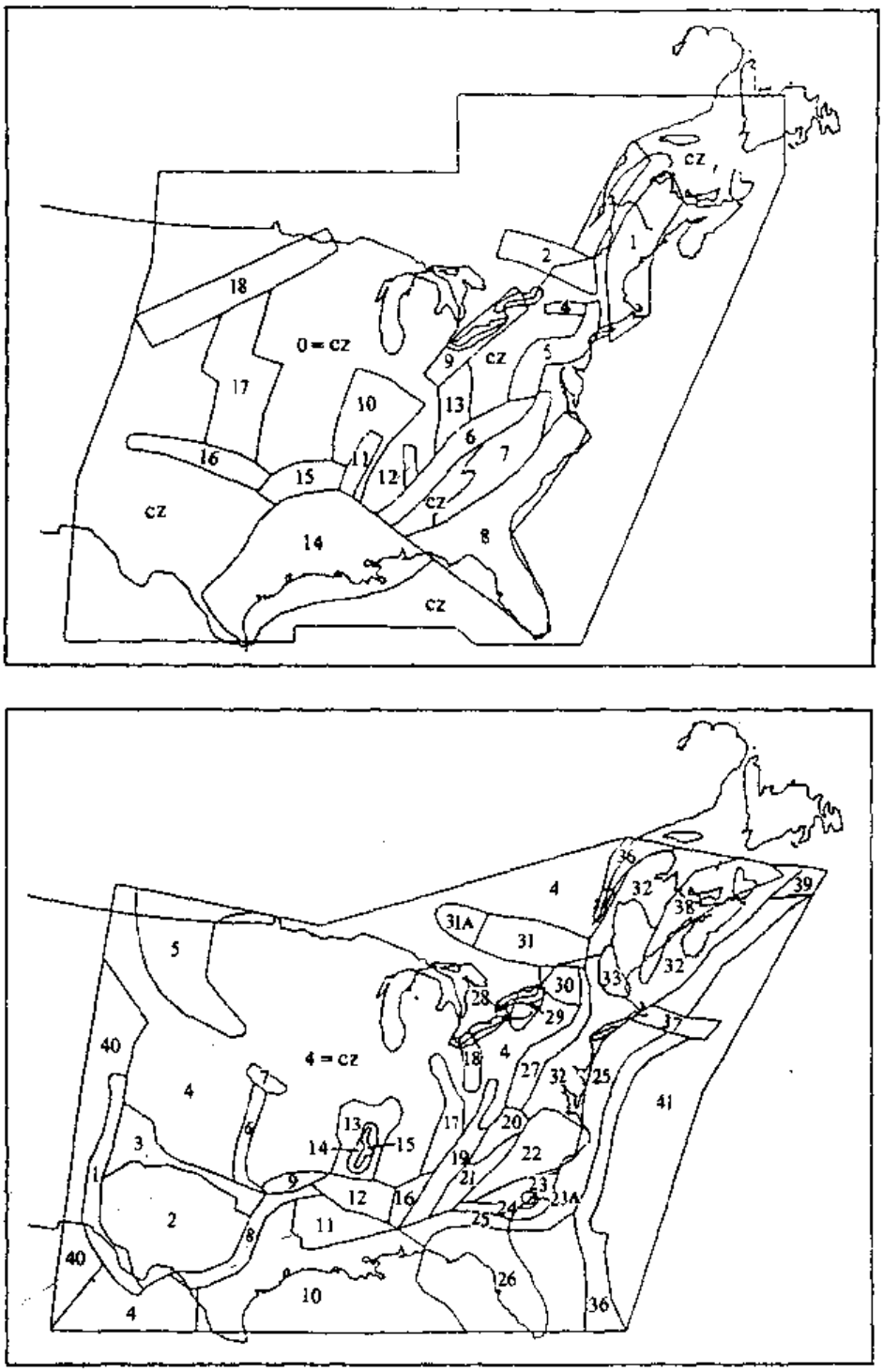


图 10.4.1　美国东部两种划分潜源结果的对比

（据 Bernereuter et al.，1989）

（3）用大地震后余震的分布范围确定潜在震源区的范围。例如束鹿潜在震源区（图 10.4.4a）和海城潜在震源区（图 10.4.4b）。

（4）关于在活动盆地内部勾划潜在震源区范围的问题，大致可以分为两种情况：一种是沿盆地边缘，发震构造条件研究得比较清楚，潜在震源区可以沿边界断层展布的范围进行勾划，例如大青山山前潜在震源区（图 10.4.5a）；另一种是盆地内部的发震构造条件研究得不够清楚，大地震或强破坏性地震在盆地内部的任何部位都有可能发生，潜在震源区的范围就

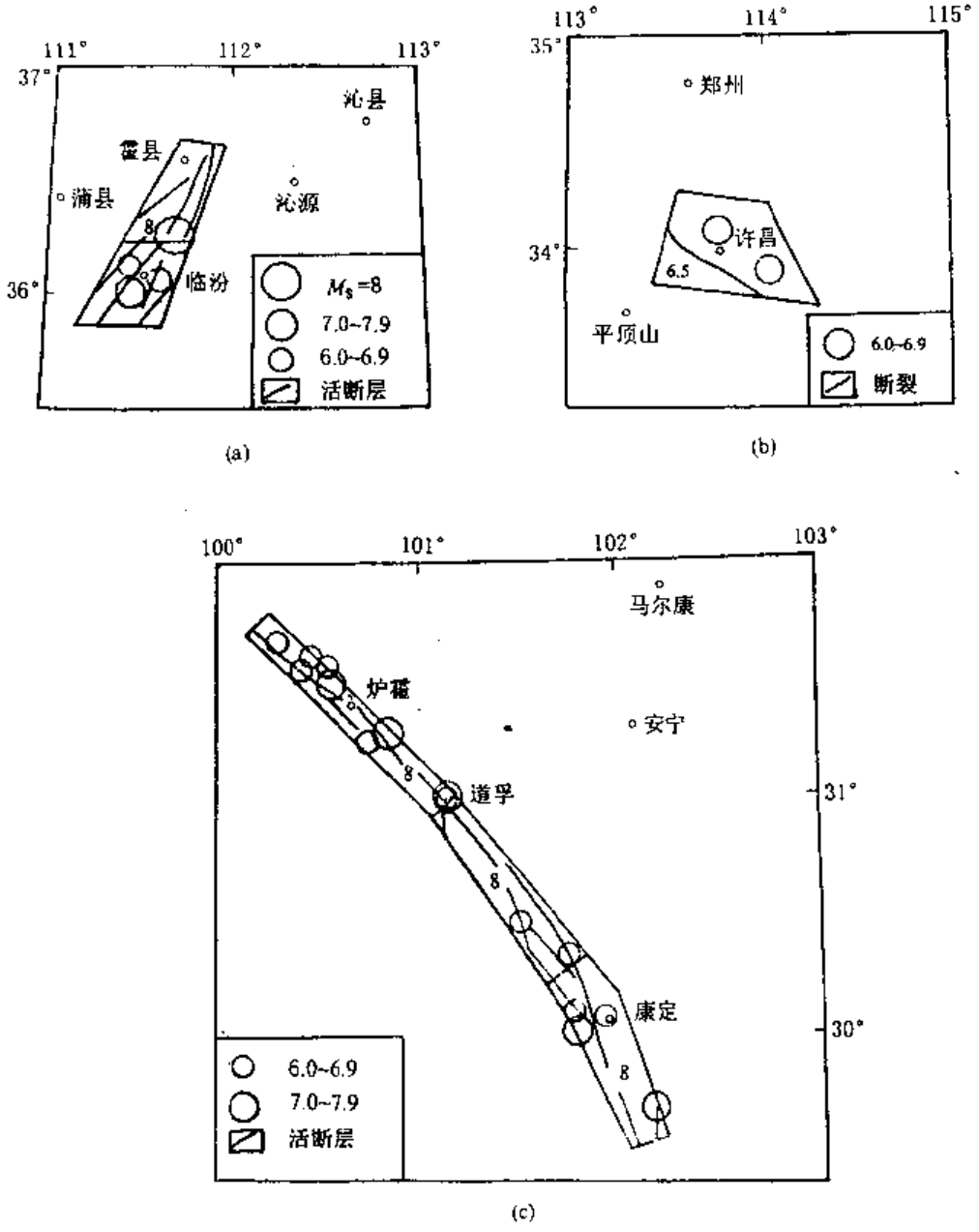


图 10.4.2 考虑破坏性地震分布范围的潜在震源区

潜在震源区内数字代表该潜在震源区的震级上限，以下诸图相同

包括整个盆地及其边部断层，例如银川潜在震源（图 10.4.5b）和大同潜在震源区（图 10.4.5c）等。

（5）沿着断层勾划潜在震源区范围时，它的宽度一般向主断层两侧扩展 7～10km，在有平行的次级断层或分支断层时，潜在震源区的范围也应包括这些次级断层或分支断层。此外，还应注意断层活动的分段性，分别给出它们的震级上限。例如阿尼玛卿山山前潜在震源区（图 10.4.6a）和可可托海潜在震源区（图 10.4.6b）等。

（6）沿两组活动构造带交会区勾划潜在震源区范围时，应包括交会区内的两组主要构造及其次生构造。如果不清楚发震构造属于哪一组时，则勾划的潜在震源区不要有明显的方向性，例如渤海中部潜在震源区（图 10.4.7a）。如果发震构造明确属性，则潜在震源区的勾划

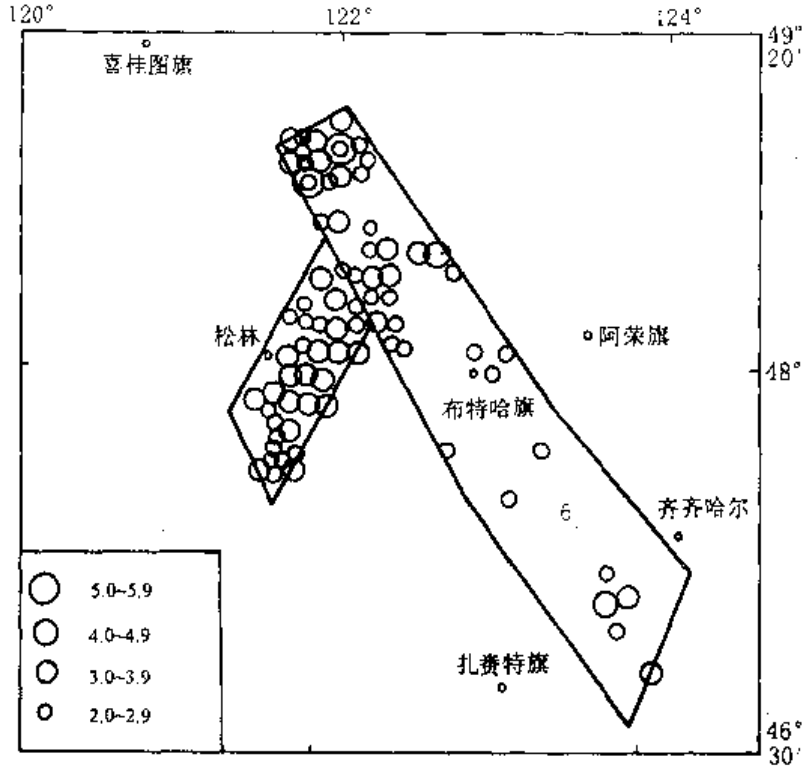


图 10.4.3　考虑小震活动条带的潜在震源区

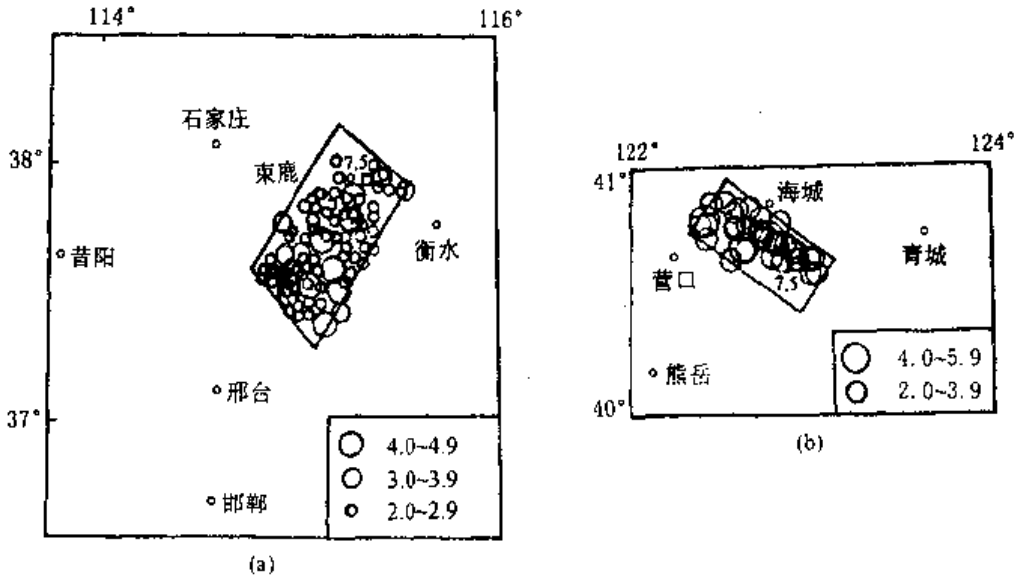


图 10.4.4　用余震分布范围确定的潜在震源区

应有明显的方向性，并应沿主要发震断层勾划，例如唐山潜在震源区（图 10.4.7b）。

（7）对于孤立的中强地震，如果可以判断其发震构造，那么应沿其主要构造带勾划其潜在震源区，如咸丰潜在震源区（图 10.4.8a）和宁城潜在震源区（图 10.4.8b）。如果其发震构造条件不清楚，则潜在震源区大致可以勾划为正方形，如思南潜在震源区（图 10.4.8c）。对于后者，其范围一般从震中向外扩展 15～25km。

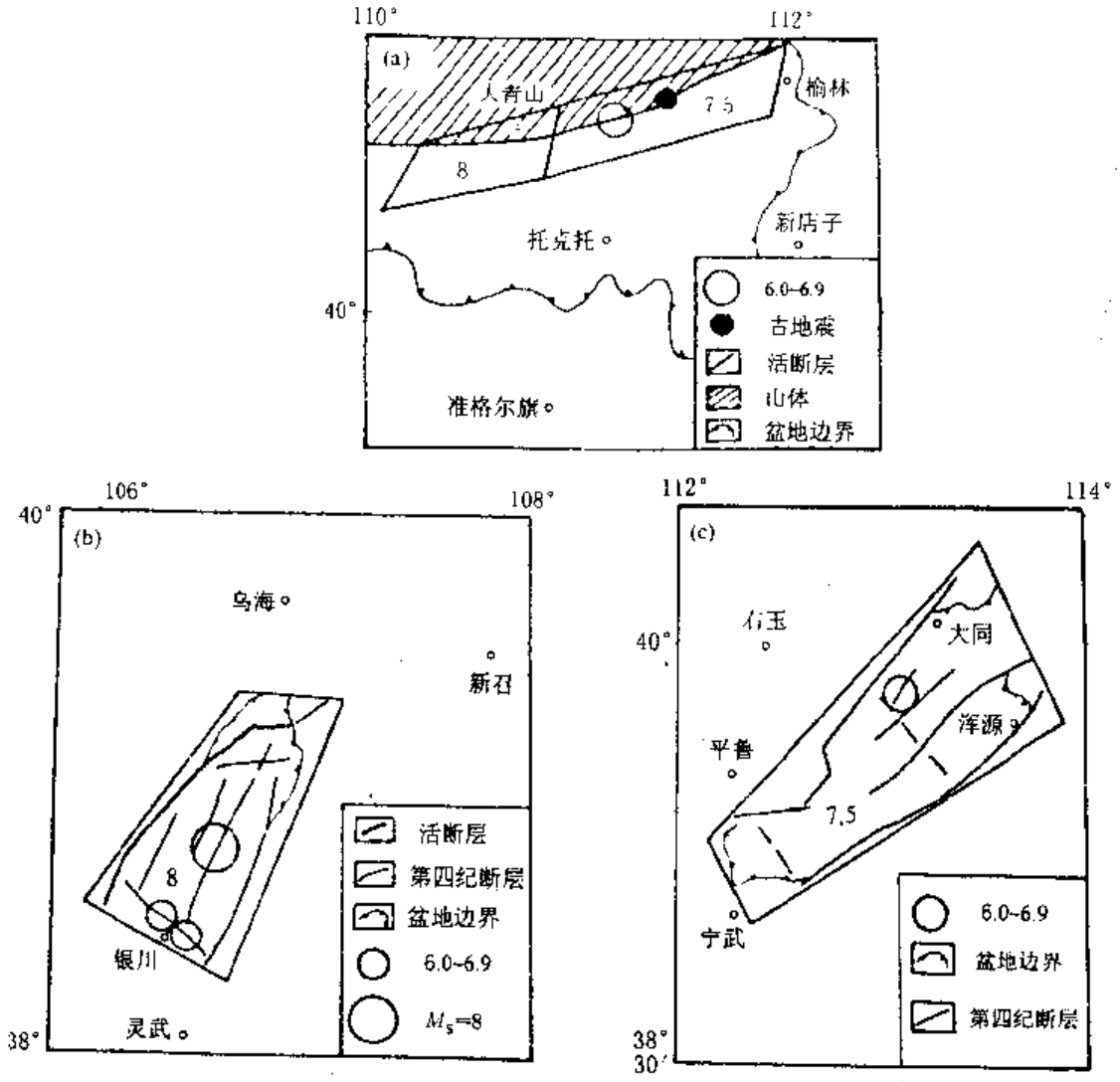


图 10.4.5　活动盆地内部潜在震源区的确定

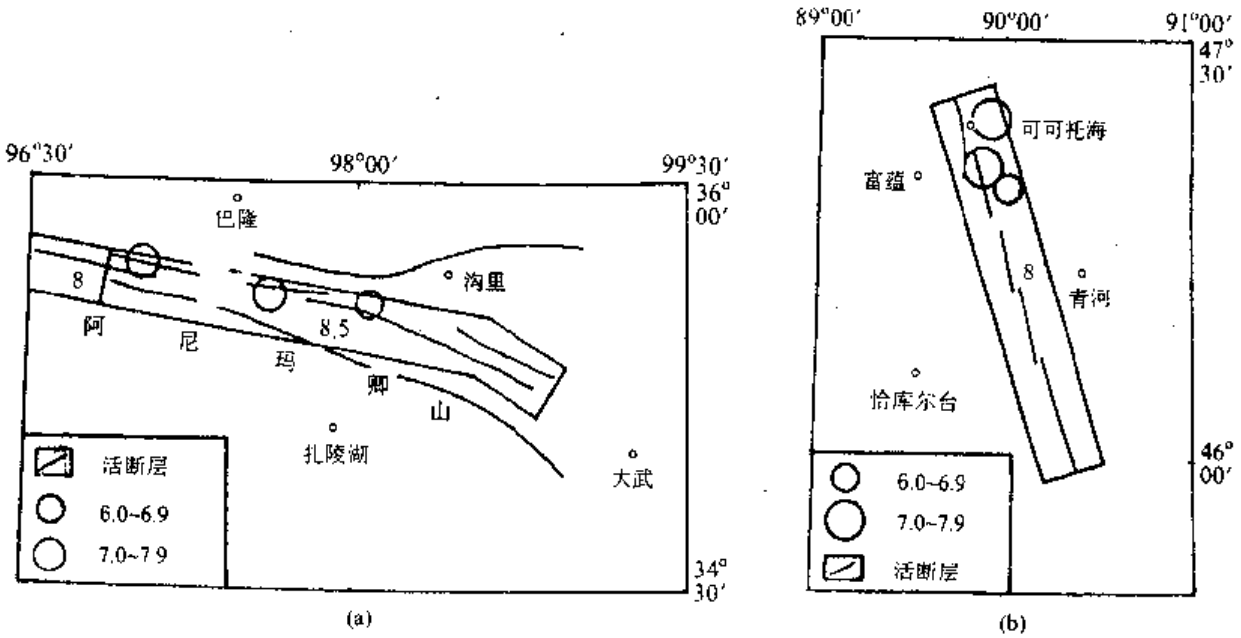


图 10.4.6　沿活断层划分的潜在震源区

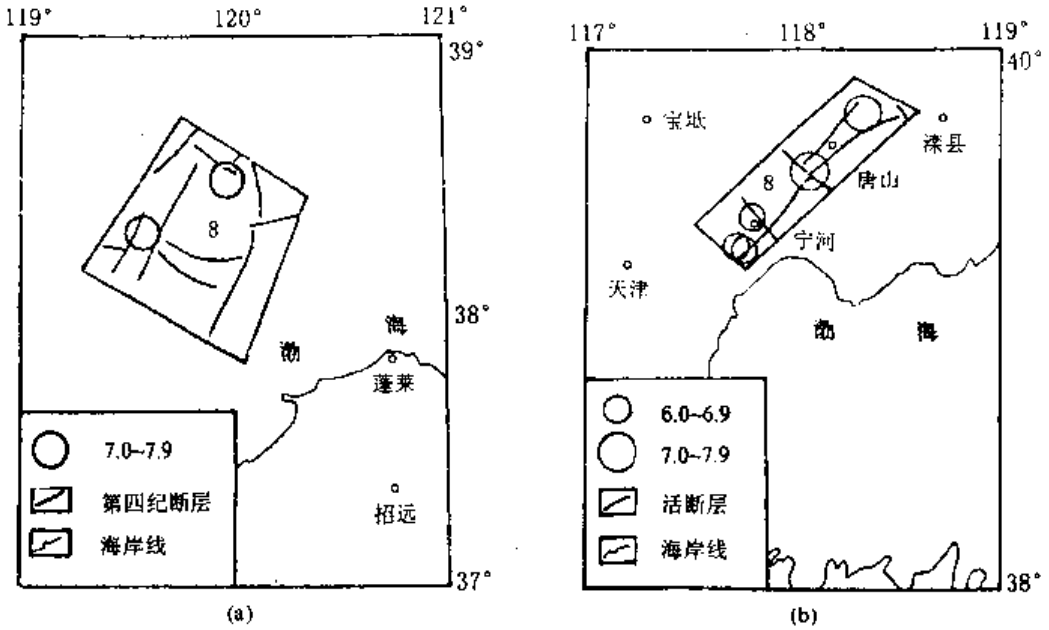


图 10.4.7　沿两组活动构造带交会区勾划的潜在震源区

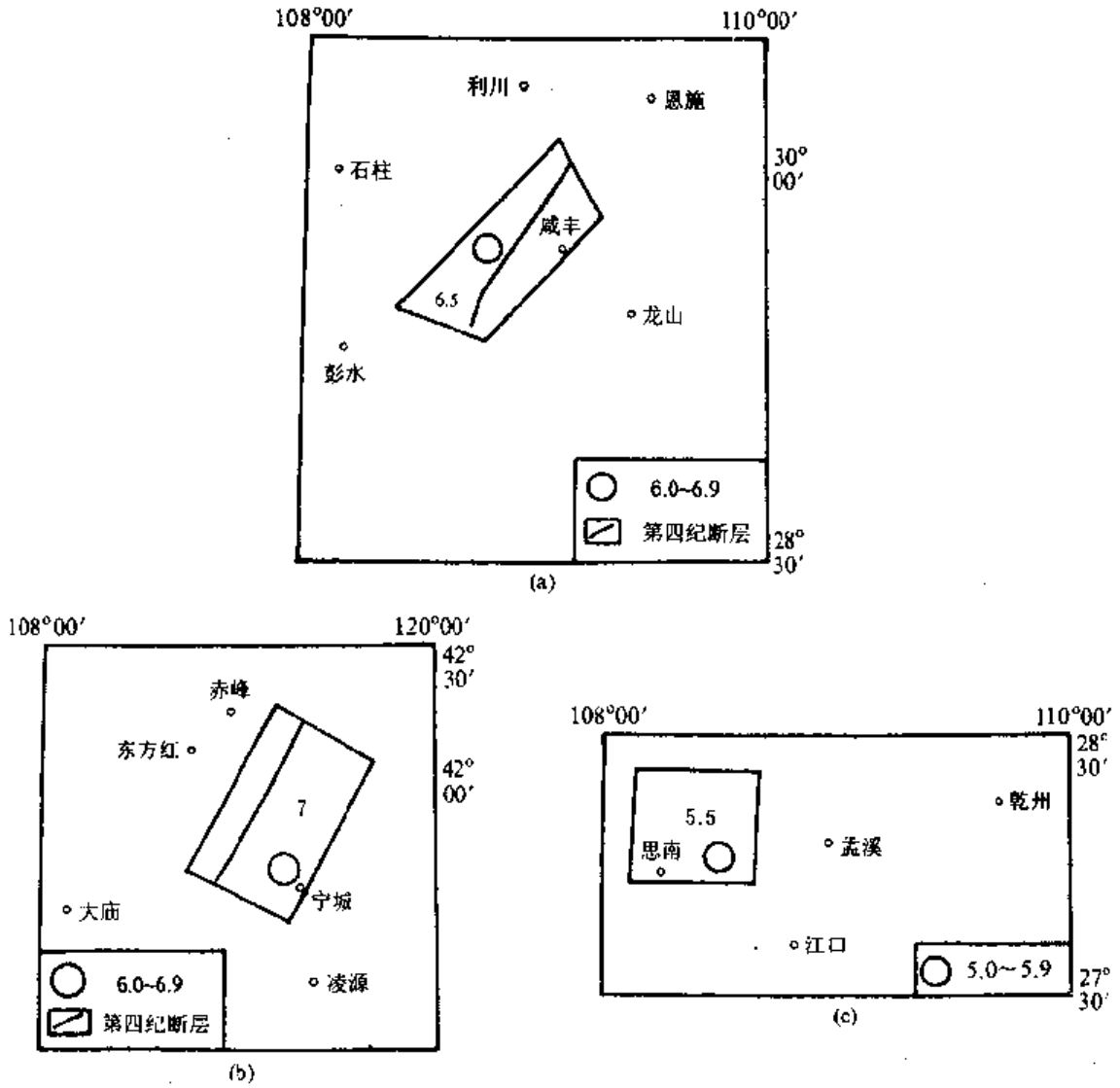


图 10.4.8　根据孤立中强震震中确定的潜在震源区

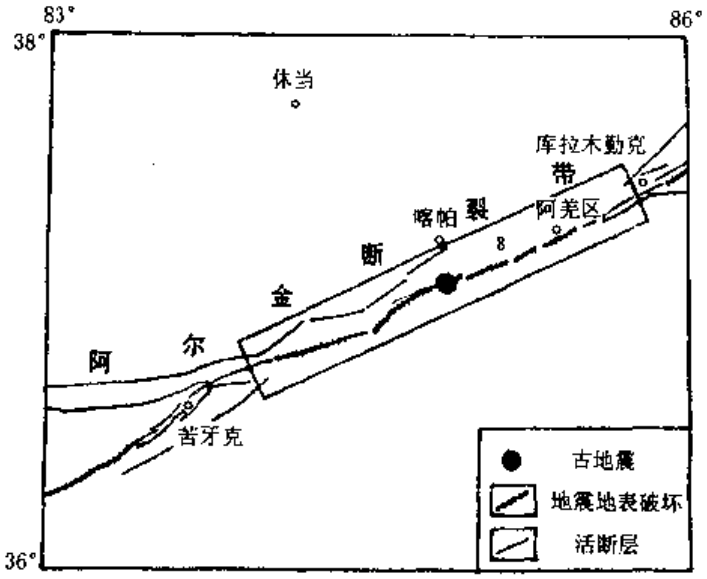


图 10.4.9 根据古地震资料确定的潜在震源区

(8) 对于历史上没有强破坏性地震记录，以及地震台网控制不到小震的已知断层带，应根据古地震地表破裂的展布和强震研究分别划分潜在震源区范围，其边界的确定应与上述第(5)条依据一致。例如阿尔金断层带上潜在震源区的确定（图 10.4.9）。

(9) 虽然区内没有破坏性和古地震记录，但是根据地震构造类比原则，研究区具备发生中强地震的地质构造条件时，潜在震源区的范围和方向可以根据具有相同条件的邻区情况来确定。如湛江潜在震源区（图 10.4.10）。

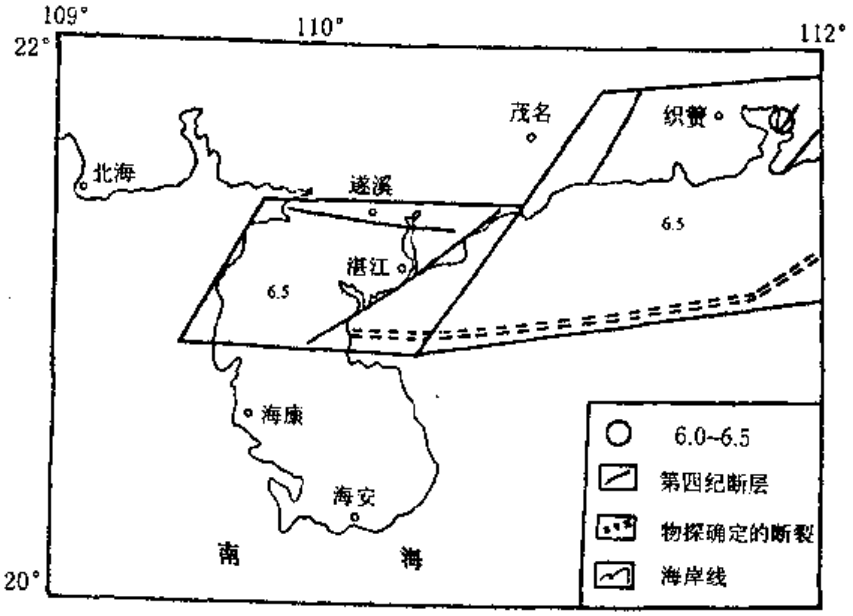


图 10.4.10 根据地震构造类比法确定的潜在震源区

(10) 对于那些经常发生中等强度地震，但地震构造条件研究程度差，目前还不能勾划出高强度潜在震源区的地区，只能作为有中强地震发生的本底地震潜在震源区来考虑，如川西一带的本底地震区（图 10.4.11a）。对于那些连中小地震都很少发生，且没有发生中强破坏性地震的地区，可以作为低一些的本底地震潜在震源区，如安徽、浙江一带的本底地震区（图 10.4.11b）。这种本底地震潜在震源区范围可以很大，也可以较小，这与具体的地震和地质条件有关。1993 年，周本刚对潜在震源区的范围确定做了更进一步的研究，第 10.4.1 到 10.4.4 节将介绍他的主要研究成果。

10.4.1 活断层分段标志与潜在震源区的确定

许多潜在震源区长度的确定都要归根于活断层，而长度是否合理取决于活断层分段的合理程度。这里的活断层分段是指地震破裂分段，即断层上具有相对独立活动特性的区间。段落对强震破裂的起始与终止有限制作用，一个段落就是一个强震的发震单元。分段的关键是

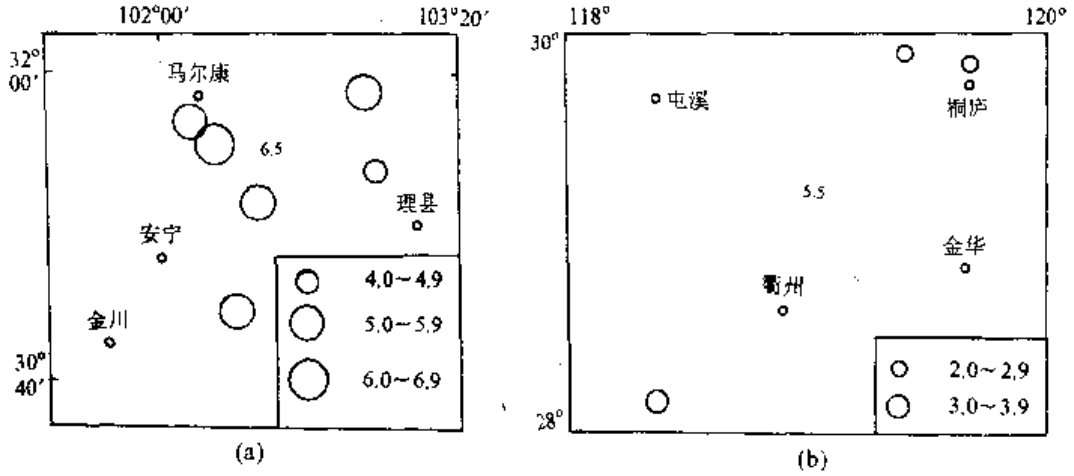


图 10.4.11　本底地震潜在震源区的范围

寻找持久的（未来几个地震周期）分段界线区。可以将活断层持久的独立破裂段作为潜在震源区的长度，从而划分出精度更高的潜在震源区。

沿活断层勾划潜在震源区时，由于地区差异和研究程度不同，许多与活断层分段有关的资料，如强震重复序列、断层活动时代、速率等比较缺乏，难以确定活断层的分段，这时就可以借助一些分段的标志来进行。

10.4.1.1　走滑断层的分段标志与潜在震源区长度的确定

走滑断层上广泛发育着不同性质、不同尺度的阶区，按性质可将其分为挤压型阶区和拉张型阶区两类。在斜列区内，前者表现为挤压隆起和发育横向逆断层，后者主要表现为拉分盆地，并伴有横向正断层。应力集中的强烈程度一般与阶区的大小（即宽度）有关。

一般来说，拉分阶区相对于挤压阶区更利于阻碍地震破裂的传播，尺度大的阶区比小尺度的阶区更难以被地震突破，阶区的发育演化阶段对阶区是否被突破有一定的影响，如海原断裂带中的拉分盆地演化有 5 个阶段，当盆地发育到第 5 阶段时，拉分盆地被突破，沿对角线方向产生内部张剪切断层，这时作为分段的界限区也就消失了。震级越大所能突破的阶区尺度也相应较大。此外，断层的性质和活动速率也和某种尺度的阶区是否被突破有很大的关系（表 10.4.1），如表中所示，郯庐活断层为逆走滑断层，郯城附近一个 2.5km 宽的挤压阶区可以作为 1668 年 $8\frac{1}{2}$ 级地震的阻碍点，而海原活断层为走滑断层，1920 年 $8\frac{1}{2}$ 级地震突破

表 10.4.1　断层滑动速率与阶区所起作用的关系

断层名称	性质	速率/(mm/a)	震例			阶区特征		阶区作用
			时间	地点	震级	性质	尺度/km	
圣安德烈斯断层	走滑	33	1968	Brrego 山	6.4	挤	1.2	突破
老虎山断层	走滑	3	古地震		$>6\frac{1}{4}$	挤压	0.5	阻止
海原断层	走滑	6～10	1920	海原	$8\frac{1}{2}$	挤压	4	突破
郯庐断层	逆走滑	2	1668	郯城	$8\frac{1}{2}$	挤压	2.5 8	阻止 阻止

了一个宽 4km 的挤压阶区。因此，确定某阶区是否对破裂有终止作用，主要考虑三方面的因素：①阶区的性质，尺度和所处发育阶段；②震级大小；③活断层的性质和速率。

10.4.1.2 正断层的分段标志与潜在震源区长度的确定

我国东部地区，如鄂尔多斯周缘和华北平原，地堑和半地堑分布广泛，它们的边界表现为正断层或正走滑断层，这些断层大部分在晚第四纪甚至全新世有明显的活动，并伴有强烈地震发生，因此，在正断层地区合理地进行潜在震源区划分十分重要。确定潜在震源区长度的首要问题是对正断层进行分段。对于出露地表的断层可从以下两方面来进行划分：①强震发生序列的差异，即以古地震破裂重复序列的不同作为分段的主要标志，具有独立的古地震重复序列的区间划分为一个段；②根据断层其它活动特征，如构造地貌的组合类型、断层位错速率、最近一次断错地表的时间等差异来划分。但在平原地区，断层大都隐伏发育，从上述两方面进行分段有一定的困难，这就需要结合其它一些分段标志。已有资料表明，可作为正断层分段标志的主要有：基岩脊或横向山嘴、断层明显弯曲、横向正断层（T 形结构）等。尽管它们的规模与所阻止的地震破裂的震级大小的关系尚需研究，但有许多实例表明它们确能起到阻止地震破裂的作用。

（1）正断层地区一些段落的边界是由横向基岩脊构成的，它们可以暴露在地表或隐伏于地下，在基岩脊区，断层两侧的累积落差远小于相邻段落，很小的落差是它们长期存在的标志，可能持续了许多个地震过程。美国西部洛斯河断层上的柳河（Willow Creek）隆起，宽约 3 km，在千泉（Thousand Springs）段的西北端形成了一个障碍体。该障碍体的南端，1983 年 7.3 级地震陡崖分为两支，较小的一支沿洛斯河断层延伸 1～2 km 后消失，而由不连续的地表破裂所组成的西支则斜切穿过柳河隆起至其北翼。地质、地震和大地测量资料都表明，柳河隆起障碍体有效地阻止了山前断层的初期破裂，强烈的振动和破裂的方向性诱发了障碍体西北侧温泉（Warm Spring）段上的次级活动（图 10.4.12a）。我国怀来—涿鹿盆地北缘活断层的长瞳—沈庄段和鸡鸣山—黄土港段之间有宽 1.4 km 左右向南东凸出的基岩山嘴将两个段落分开，两段的活动都未能切过山嘴（图 10.4.12b），该断裂带 1720 年发生过 6 $\frac{3}{4}$ 级地震，各段长度在 10km 左右，估计其最大可能震级为 7 级。也就是说，在延怀地区，宽 1.5km 左右的基岩脊可作为 7 级左右地震的段落边界，在勾划潜在震源区时可作为参考标志。

一些横向基岩脊在地表没有出露，但能从重力、航磁或地震反射资料中加以判别。重力资料对判别埋藏在盆地沉积物下的横向基岩脊十分有益。通常，由于断层两侧落差小，横向基岩脊上的沉积物很薄，因而埋藏的横向基岩脊应表现为重力鞍，例如美国西部爱达荷中东部山前的盆地内重力鞍和段落边界位置有很好的相关性。

（2）断层向外凸出的明显弯曲通常是正断层持久边界的明显标志，如美国西部洛斯河断层上千泉段和其南的马凯伊（Mackay）段之间存在一个使断层走向发生 55°变化的凸出体，1983 年美智峰（Borah Peak）7.3 级地震发生在凸出体附近，沿千泉段向北西传播，向南东终止于凸出体附近（图 10.4.13a）。在怀来—涿鹿盆地北缘断层上，从鸡鸣驿—永丰堡段到黄土窑—小水峪段，断层由近东西向转为北东向，弯曲度达 65°～70°，成为分段的边界点（图 10.4.13b）。因此，在确定潜在震源区时，正断层上明显弯曲的凸出体可作为划分的参考标志。

（3）当正断层上有横向正断层与之相交（称为 T 型结构）时，一般可作为正断层的分段点。特别是大型的横向正断层的活动，标志着沿断层上存在差异活动块体，如南口—孙河断

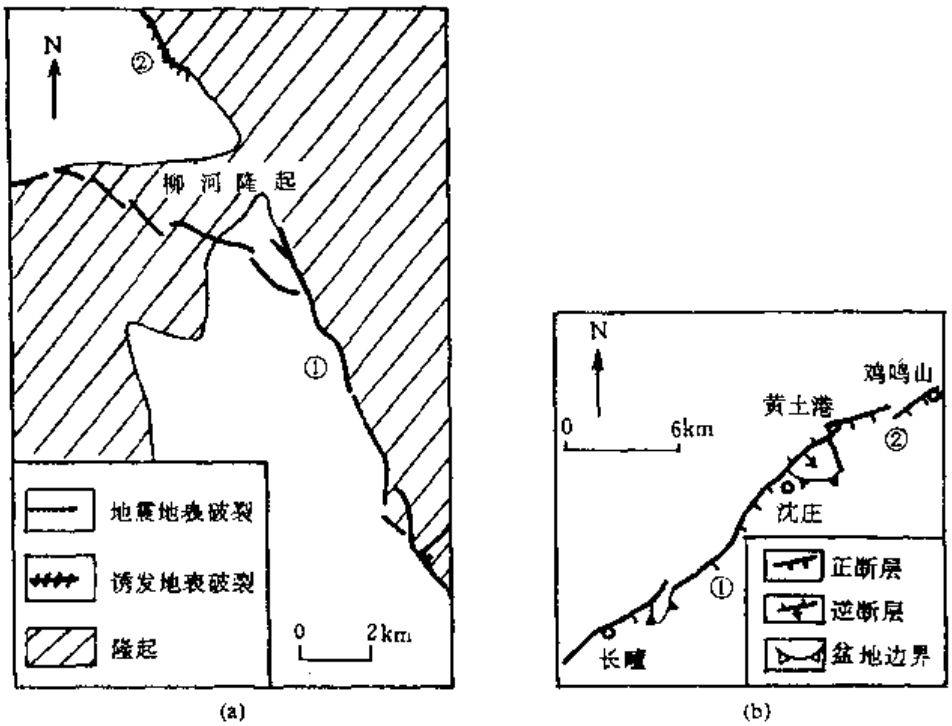


图 10.4.12 横向基岩脊与正断层分段

(a) ①千泉段；②温泉段

(b) ①长瞳—沈庄段；②鸡鸣山—黄土港段

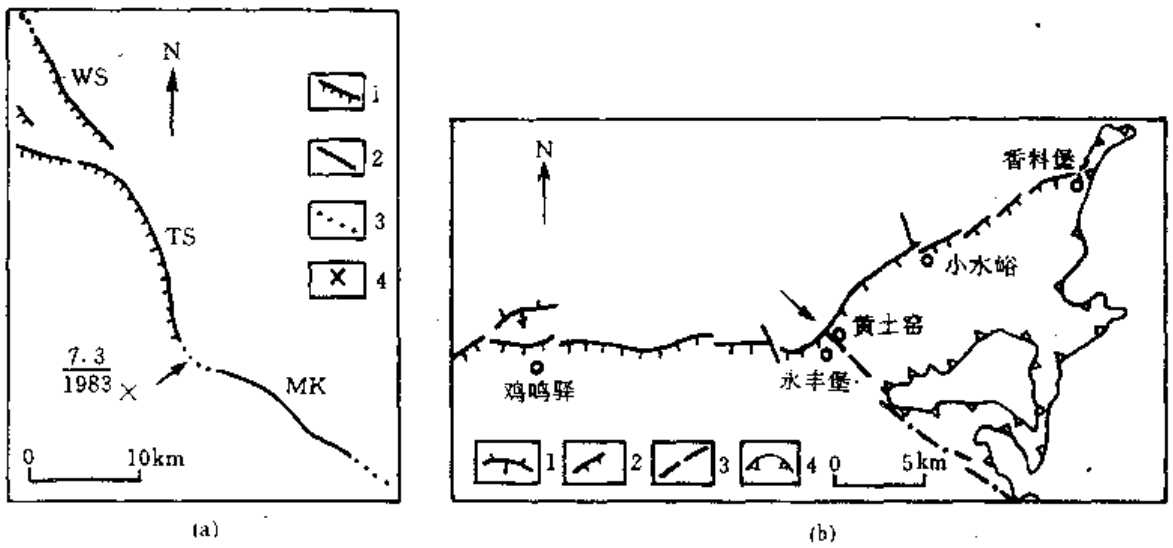


图 10.4.13 正断层的明显弯曲与分段

(a) 1. 1983年地震地表破裂；2. 晚第四纪断裂；3. 没有晚更新世或全新世活动证据断裂；4. 1983年震中
WS：温泉段；TS：千泉段；MK：马凯伊段

(b) 1. 逆断层；2. 正断层；3. 隐伏断层；4. 盆地边界

层与南口山前断层成 T 型相交（图 10.4.14），在南口—孙河断层西侧形成马池口凹陷，以该断层为界，南口山前断层的白羊城—南口段和南口—上口段为地貌形态和活动习性完全不同的两个段落，前者晚更新世末期有过断错地表的活动，后者仅在中更新世有过活动。因此，正断层的这种 T 型结构可作为划分潜在震源区的参考标志。

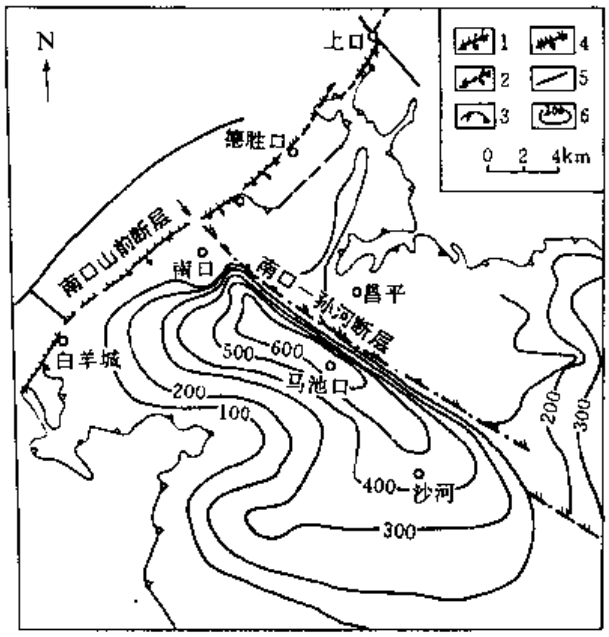


图 10.4.14 南口山前断层 T 型结构与分段性
1. 晚更新以来有过活动的正断层；2. 中更新以来活动的正断层；3. 晚更新世以来有过活动的隐伏正断层；4. 中更新世以前活动的断层；5. 第四系分布边界；6. 第四系等厚线

10.4.2 断层活动时代与潜在震源区的确定

表 10.4.2 统计了华北地区断层（或断层段）的活动时代与强震发生的关系。从中可以看出，中更新世时期活动过的断层有发生 5～5.9 级地震的可能，一般不会发生 6 级以上的地震，但有一个例外，就是 1668 年在黄庄—高丽营断裂南段发生了一个 6 级地震；对于晚更新世以来活动过的断层，大部分都发生过强震（$M\geqslant6$），所占比例为 62%，考虑到有的历史地震可能漏记，而且地震重复间隔比可信的记载时间（1500 年以来）要长，实际比例应更高。所以，沿活断层勾划潜在震源区时，在资料不足的情况下，可以把所在断层段的活动时代作为参考依据。

表 10.4.2 华北地区断层活动时代与强震的关系

地震带	活动时代	断层数	发生地震的断层数			
			$M5\sim5.9$	$M6\sim6.9$	$M\geqslant7$	强震百分比
山西带	Q_2	1	1			
	Q_3	5		1	3	80%
	Q_4	1		4	4	73%
华北平原带	Q_2	4	2	1		
	Q_3	10		5		50%
	Q_4	7	1	3	3	86%

10.4.3 用余震分布确定潜在震源区

大震的余震分布是孕震体在地表的投影。在其它资料缺乏时，可用余震分布来确定潜在震源区，但并不是孕震体各点都有可能发生地震，因此，勾划时要区别对待，即潜在震源区并非都要包括整个余震的分布范围。

中国东部和西南部地区的统计结果表明（表 10.4.3），7 级以上地震的余震分布区域的宽度为 30km 左右，有较好的方向性，余震分布的中心和主震震中相近，最大偏差不超过 5km。因而在利用 7 级大震的余震确定潜在震源区时，应沿余震长轴方向勾划，并不需要完全包括余震的宽度，为保险起见，可自余震分布中心向两侧扩展 10km。也就是说，对于宽为 30km 左右的余震分布，应将两侧各去掉 5km 左右作为潜在震源区的宽度。

表 10.4.3　余震分布及断层关系统计

震级分类	地　点	时　间	震　级	余震分布				主震位置		断层性质	D/S
				类别	长轴方向	长度/km	宽度/km	距断层/km	距余震中心/km		
$M\geqslant7.5$	河北唐山	1976.7.28	7.8 (7.1)	A	NEE	140	28	*	*		1∶10
	云南澜沧	1988.11.16	7.6	A	NW	70	30	5	5	NS	1∶6
	四川炉霍	1973.2.6	7.6	A	NW	95	20	*	*	S	
	云南通海	1970.1.5	7.7	A	NW	100	30	*	*	RS	1∶5
$7<M<7.5$	河北邢台	1966.3.22	7.2	A	NE	91	26	9	*	NS	1∶2.5
	云南耿马	1988.11.16	7.2	A	NW	66	26	5	5	NS	1∶5
	美智峰	1983.10.28	7.3	A	NW	140	25	15	7	N	2∶1
	拉马培特	1989.10.17	7.1	A	NW	65	11	8	6	RS	1.4∶1
	辽宁海城	1975.2.4	7.3	A	NWW	63	24	*	*		
	渤海	1969.7.18	7.4	B	NE	41	18				
	云南昭通	1974.5.11	7.1	B	NE	30	11				
	云南龙陵	1976.5.29	7.4 (7.3)	B	NNE	81	38				
	四川松潘	1976.8.16	7.2 (7.2)	A	NS	70	13		5	RS	
$6.5\leqslant M<7$	四川道孚	1981.1.24	6.9	A	NW	40	20	4	4		
	四川黄龙	1973.8.11	6.5	C		30	20				
	云南普洱	1979.3.15	6.8	A	NW	30	16	4		NS	1∶1
	四川盐源	1976.11.7	6.7 (6.4)	B	NS	88	30			RS	
$6\leqslant M<6.5$	内蒙和林格尔	1976.4.6	6.3	B	NE	15	9				
	内蒙巴音木仁	1976.9.23	6.2	C	EW	40	23				
	青海格尔木	1977.1.19	6.3	C							
	新疆伽师	1977.12.19	6.0	C							
	新疆库车	1979.3.29	6.0	C							
	江苏溧阳	1979.7.29	6.0	C							
	内蒙五原	1979.8.25	6.0	C							
	南黄海	1984.5.21	6.2	C							
	云南禄劝	1985.4.18	6.3	C	NW	20	10	5	2.5		
$M<6$	宁夏吴忠	1971.6.28	5.1	C							
	新疆库尔勒	1978.4.22	5.4	B	NWW	40	20			R	
	云南建水	1985.9.2	5.3	A	NE	21	10	*			

注：A 为方向性较好；B 为方向性一般；C 为方向性差或无；* 为震中位置和断层或余震中心基本一致；D/S 为倾滑量比走滑量；N 为正断层；NS 为正走滑断层；S 为走滑断层；R 为逆断层；RS 为逆走滑断层。

6.5～7 级地震的余震分布也有较好的方向性，一般宽为 20km 左右，主震震中和余震分布中心的最大偏差不大于 4km。在利用余震分布勾划潜在震源区时，可将余震分布中心向两侧各扩 10km 作为它的宽度。

6.5 级以下地震的余震分布的方向性较差，甚至看不出方向性，有一些中强震，如和林格尔 6.3 级地震、五原 6 级地震和禄劝 6.3 级地震等，其主震分布在余震的边缘地带。因此，在利用余震资料勾划 6.5 级以下中强震潜在震源区时，为保险起见，应包括整个余震的范围。

10.4.4 根据断层类型和倾向确定潜在震源区的位置和宽度

未来大地震的震中位置和发震断层的类型、倾向、倾角等因素有十分密切的关系，由于断层倾角在向地下延伸的过程中是变化的，而且探测较为困难，故这里仅讨论活断层的类型和倾向在确定潜在震源区中的应用。具体表现为以下几个方面：

（1）在强烈的引张活动构造区，如我国的河套盆地和美国的盆地山脉省，断层的正断层活动较为强烈，极小或没有走滑分量，在这种构造环境下，铲形正断层发育比较充分，和大地震的发生有直接联系，确定潜在震源区时可包括地表断层，并顺断层倾向 20km 作为潜在震源区的宽度（图 10.4.15）。如 1983 年美智峰 7.3 级地震，铲形正断层较为符合其同震变形、主震和余震资料，该地震震源深度为 15～16km，位于铲形正断层的上盘，距地表断层 15km（图 10.4.15），地表断层的倾向位移和水平位移之比为 2∶1。

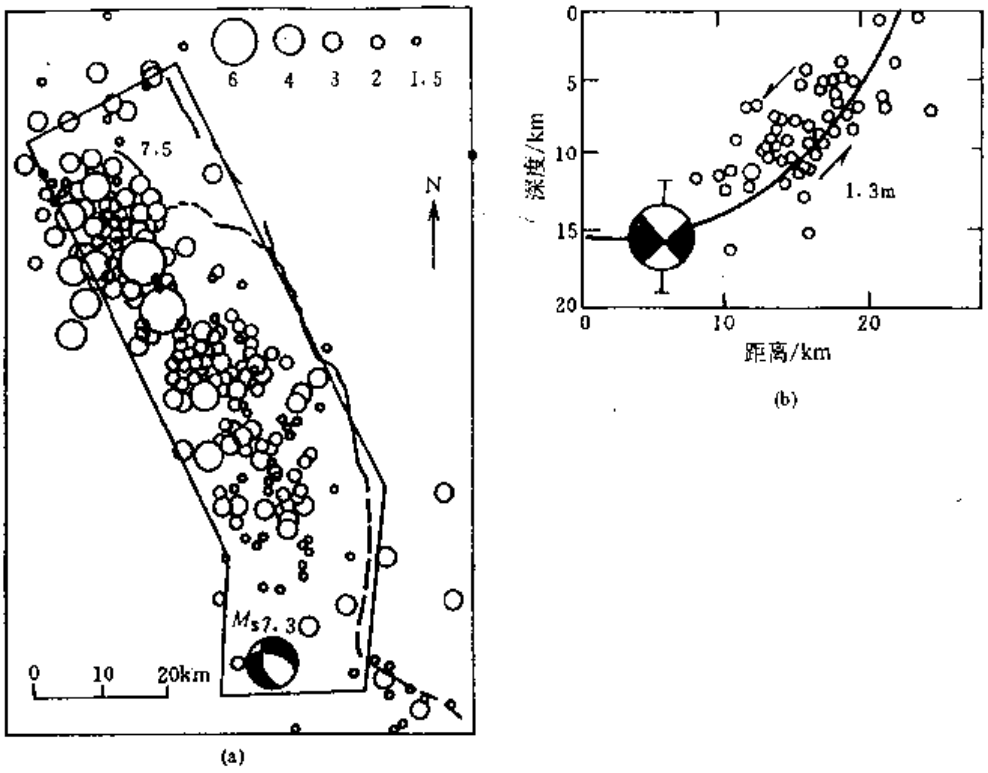


图 10.4.15 1983 年美景峰地震的地震构造剖面（a）及其潜在震源区划分（b）

（2）在引张活动构造区，当走滑分量略大于倾滑分量时，如华北地区的地堑、半地堑发育区，大地震的发生不直接与铲形正断层有关，而是发生在铲形正断层下面附近的高角度断层上。以 1966 年邢台 7.2 级地震为例，地震的发生与正断层下面的高角度断层有关，震中位于断层倾向方向，距离地表断层一般不超过 9～10km（图 10.4.16），倾向位移和水平位移之比为 1∶2.5。这类地区的潜在震源区宽度应为自地表断层倾向相反一边的 5km 起，到沿倾向方向 10～15km 止。

对华北平原南部一些第四纪小型地堑盆地的边界正断层的中强震潜在震源区的位置和宽度也可这样确定，如商城—团风断裂，走向北北东，倾向北西，部分地段控制河流分布，有喜山玄武岩喷溢，新构造期西盘继承性下降，堆积了早、中、晚更新世的地层，1932 年 6 级地震的宏观震中位于断层的上盘，距断层 9km 左右。可将潜在震源区宽度划为 20km，即顺倾

向 15km，反倾向方向 5km（图 10.4.17）。

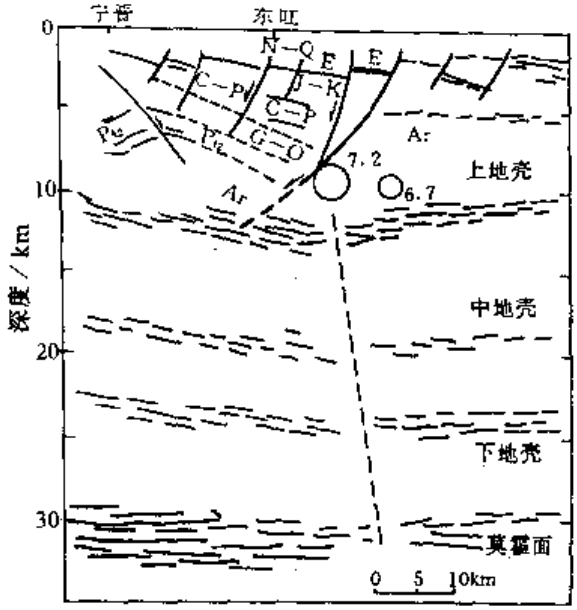


图 10.4.16 邢台地震发震构造剖面
（据王椿镛，1991）

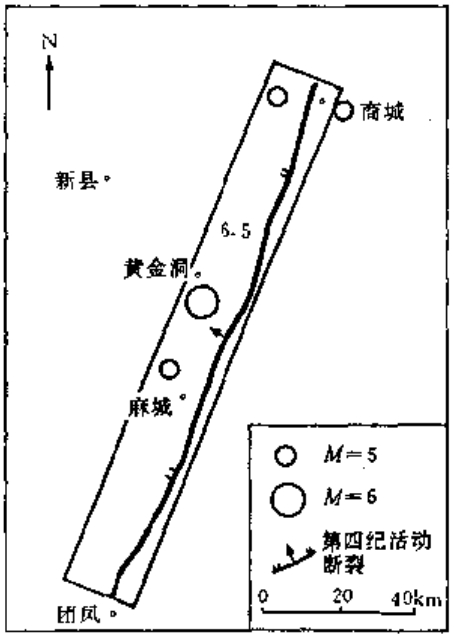


图 10.4.17 麻城潜在震源区划分图

（3）对于中国东部和西南地区的倾滑分量和水平分量为 1∶5 左右的正走滑断层，其大震震中在断层上盘，一般距断层地表位置 4～5km，澜沧 7.6 级地震和耿马 7.2 级地震，其潜在震源区的宽度应包括断层反倾向方向 5km 和顺倾向方向 10km 的范围。

（4）典型的走滑断层一般倾角较陡，如鲜水河活断层、海原活断层等，大震震中与断层的地表位置相当接近，勾划潜在震源区时，断裂两侧的宽度应大致相等，一般每侧为 5～8km 左右。

（5）对于逆走滑断层，如圣安得烈断层上 1989 年的洛马·普列埃塔（Lama Prieta）7.1 级地震，由于断层活动仍以走滑为主，断层面虽然在地表较缓，但在深部其倾角还是较大的（表 10.4.4 和图 10.4.18），剖面上余震往往分布在主震的上边，并表现出良好的线性特征；郯庐断层的莒县—郯城段自 1668 年 $8\frac{1}{2}$ 级地震以来，小震活动较为频繁，主要分布在断层上盘一侧，小震分布中心距断层 8km 左右（表 10.4.4）。因此，沿逆走滑断层勾划潜在震源区时，其宽度可考虑包括该断层，并顺逆断层倾向方向 10km。

表 10.4.4 郯城地震和洛马·普列埃塔地震特征

时间	地点	震级	地震位移		震源深度/km	震中位置	与地表断裂距离/km	断面倾角①
			性质	垂直/水平				
1668 年	郯城	$8\frac{1}{2}$	逆走滑	1∶6②	36	上盘	8③	67°
1989 年	洛马·普列埃塔	7.1	逆走滑	1∶1.4	18.5	上盘	8	66°

注：①全新世古地震资料；

②根据震源深度和震中距地表断裂的距离求出；

③由小震资料估算得出。

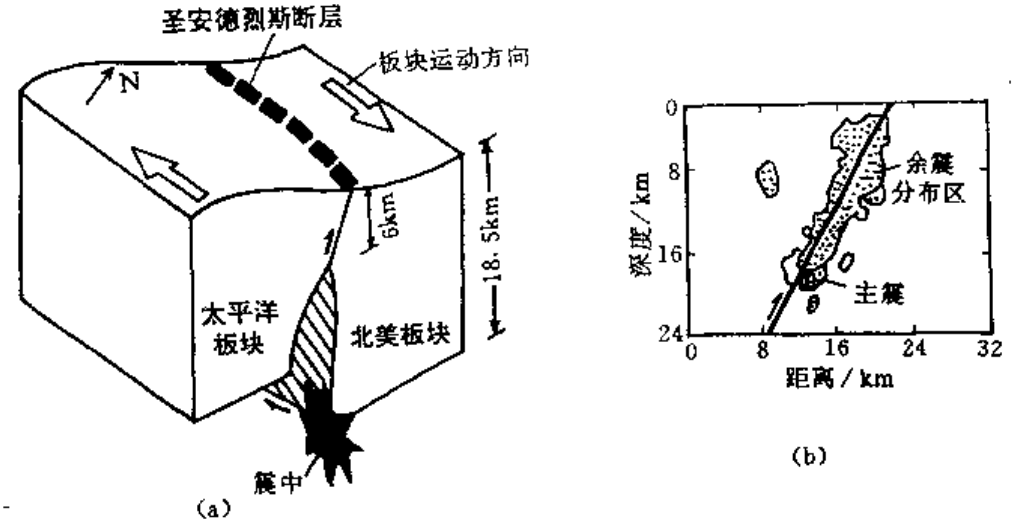


图 10.4.18 洛马·普列埃塔地震发震模型（a）及余震剖面（b）

（6）对于我国西部逆断裂—活褶皱发育地区，地震的同震变形通常体现为地表活褶皱的变形；地表逆断裂的位移很小，或没有位移，而表现为深部的盲断层活动。大地震一般发生在深部逆断层的断坪—断坡结构的断坡附近（图 10.4.19），震中和地表出露的逆冲断层相距较远，如玛纳斯 7.7 级地震，其距离为 40km；阿图什 $8\frac{1}{4}$ 级地震，其距离为 25km；古浪 8 级地震，其距离为 15km。所以，沿该地区确定潜在震源区位置时，应以深部发震的断坡位置作为参考标志，不一定包括地表逆冲断层。

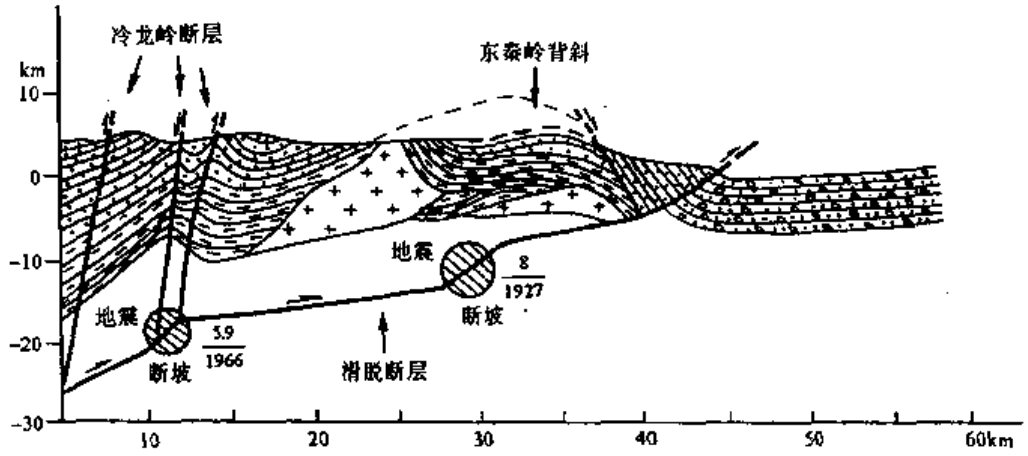


图 10.4.19 古浪 8 级地震地质构造模型（据侯康明 1996 年的结果简化）

10.5 潜在震源区的震级上限

潜在震源区的震级上限（M_u）是指在该潜在震源区内可能发生的最大地震的震级。预期未来发生超过该震级地震的概率趋近于 0。M_u 是地震危险性概率分析中的重要参数之一，它的强度和空间分布，对地震区划图的图像和需要评价地震危险性的工程场地都有重要的影响。

潜在震源区的震级上限，主要通过对该潜在震源区本身的地震活动情况和地震构造特征

分析确定。具体说来可以通过以下几种途径获得：

（1）对于已经发生过破坏性地震的潜在震源区，通常根据历史地震及仪器记录地震确定的震级进行评价。如果区域地震资料比较丰富，历史地震记录的时间已超过几个地震活动期，而且记载到的地震震级在7级以上，则可认为有史以来记载到的最大地震震级可以代表该潜在震源区的震级上限。这样的例子很多，主要在华北地震区（表10.5.1）。应结合地震构造类比，对已发生地震的震级（一般$M<7.5$）进行评估，判断已有的最大震级能否代表震级上限？如不能，则可根据具体的地震活动特点适当加大（表10.5.2）。

表10.5.1　潜在震源区震级上限取值与最大历史地震震级相同

潜在震源区名称	最大历史地震震级	震级上限
临　　沂	$8\frac{1}{2}$	8.5
三　　河	8	8.0
银　　川	8	8.0
安丘西南	$7\frac{1}{2}$	7.5
磁县西南	$7\frac{1}{2}$	7.5
固　　县	7	7.0

表10.5.2　潜在震源区震级上限取值据最大历史地震震级适当加大

潜在震源区名称	最大历史地震震级	震级上限
唐　　山	7.8	8
怀　　来	$6\frac{3}{4}$	7.5
大　　同	$6\frac{1}{2}$	7.5
临　　潼	$6\frac{3}{4}$	7.5
北　　京	$6\frac{1}{2}$	7.0
蔚　　县	6	7.0

（2）对于尚未记载到破坏性地震的震源区，其震级上限一般通过对该潜在震源区地震构造特点与地震带内或相邻地区进行详细比较研究后确定。比较的条目很多，其中的主要条目应包括：新构造活动的程度和方式，活动断层的时代、规模、强度、方式、分段性等，构造应力场以及深部构造和地球物理场特征等。如新乡和兰考北潜在震源区内过去未曾发生过破坏性地震，但它的构造条件与磁县西南区类同，震级上限定为7.5级。在有古地震遗迹的地区，其震级上限可以根据已经确定的最大古地震震级来定。如阿尔金断裂带的的索尔库里段，那里古地震造成的地表破裂长度超过200km，推断的古地震震级可能达到$8\frac{1}{2}$级，因此将索尔库里潜在震源区的震级上限定为8.5级。内蒙大青山断裂带的土默特右旗段，目前虽未记录到破坏性地震，但那里有多次古地震的遗迹，推测849年震级为$7\sim7\frac{1}{2}$地震也发生在该段，该潜在震源区的震级上限定为8级。又如，新疆特克斯潜在震源区，沿特克斯断裂发现8级

地震的古破裂带，因此其震级上限定为 8 级。

(3) 潜在震源区内断层活动段的长度、位错量、位移速率等数据与地震震级经验关系的统计分析结果可以作为该潜在震源区震级上限的参考依据。这方面的研究成果在第九章中做介绍，在此不再重复。

10.6 潜在震源区分档及其划分依据

潜在震源区分档是指根据潜在震源区的震级上限划分出一些档次。虽然从目前的研究水平来讲，要区分震级差 0.5 级的地震地质标志是很难的，但根据已有的潜在震源区震级上限的资料，震级上限差 0.5 级的情况是普遍存在的。从地震危险性评价来说，震级上限划得细致一些更好，地区性差别就可显示得清楚些。所以，潜在震源区震级上限档次差别一般取 0.5 级。

由于我国各地震区带内地震活动水平相差很大。有些地震区、带地震活动水平很高，经常发生强震，发生 6 级或 6.5 级地震的随机性很大。而另一些地震区、带地震活动水平相对较低，6 级以上地震局限在一些近代构造活动明显的地带或地段，而大部分地区则极少发生 6 级以上的地震。根据我国地震活动的这种分区、分带特点，各地震区、带内震级上限档次的划分也不一样。在华北地震区、天山—阿尔泰地震区及青藏高原地震区北部划分出 6 个震级档次，即 8.5、8.0、7.5、7.0、6.5 和 6 级，其余未划潜在震源区的地区，其震级上限小于 6 级，一般将 5.5 级作为这些地区的本底地震震级（又称背景地震震级）。而对于华南地震区及东北地震区来说，5.5 级地震只发生在一些特定的部位和地带上，所以它们的本底地震震级小于 5.5 级，取 5 级为本底地震震级。青藏高原地震区的南部地带，及台湾地震区大部分地区 6 级地震的发生都带有随机性，所以对于这些地带，本底地震定为 6.0 级。其中青藏高原的有些地区，6.5 级地震构造条件不清楚，本底地震为 6.5。

综上所述，潜在震源区的震级上限档次可分为 7 档，它们是 8.5、8.0、7.5、7.0、6.5、6.0 和 5.5。如果包括 5.0 级地本底地震在内，共分为 8 个档次。

前面已经提到，受目前的研究程度和水平所限，划分各档次震级上限的发震构造标志不能精细到 0.5 级，一般限差 1 级。

10.7 潜在震源区的分等

根据与确定潜在震源区有关的地震、地质和地球物理资料的可靠性和研究程度对潜在震源区进行分等。依据目前所掌握的资料可靠性和研究深度，一般可以将潜在震源区划分为三等。

10.7.1 一等潜在震源区

一等是指那些具有充分确定依据的潜在震源区：潜在震源区的方向、范围和震级上限的确定都具有足够可靠资料。这就是说，潜在震源区方向（或称发震构造方向）和范围的确定有相当丰富的地震和地质证据，发震断层的长度是明确的。具体的分等依据可概括如下：

(1) 潜在震源区的震级上限 M_u 可以根据其内已发生的最大震级来确定，其中有的可根据具体情况作适当增加，最大可不超过 0.4 级，如表 10.7.1。

表 10.7.1　根据潜在震源区内已发生的最大地震震级确定其震级上限

潜在震源区名称	M_{max}	M_u
郯城临沂	$8\frac{1}{2}$	8.5
平谷三河	8	8
唐　　山	7.8	8
海　　城	7.3	7.5
磁县西南	$7\frac{1}{2}$	7.5
菏　　泽	7	7.0
隆　　尧	7.2	7.5

(2) 根据大地震余震分布的范围划定潜在震源区。例如隆尧潜在震源区的范围和方向主要是根据 1966 年邢台 7.2 级的余震分布确定的。

(3) 根据全新世或晚更新世晚期以来有过活动的地表断层（一般都是大地震造成的地震破裂，它们往往近似代表了震源破裂长度），确定潜在震源区方向和范围。确定这种潜在震源区横向展布范围时，除了考虑与主断层有关的次级断层分布以外，还应考虑断层活动的性质，如属走滑断层，潜在震源区的横向范围一般以主断层为中心向两侧各扩展 5～7km（具体扩展范围可视具体情况而定）；如属正断层或逆断层，潜在震源区的横向范围则应向断层倾向一侧多扩展一些，其相反的一侧可适当缩小（图 10.7.1）。

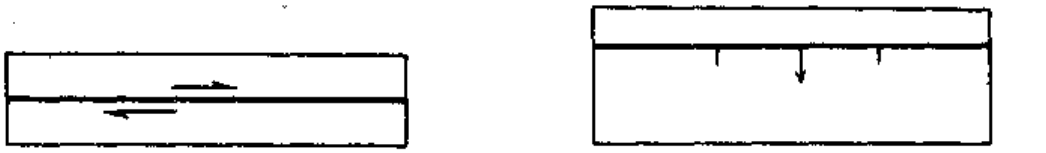


图 10.7.1　不同性质断层的潜在震源区范围

(a) 走滑断层；(b) 正断层

(4) 根据现代大震形变带和古地震形变带（大地震在地表留下的破坏痕迹，代表了大地震的震源破裂范围）确定潜在震源区的范围和方向，并由它的长度、位移量获得震级上限（图 10.7.2）。

(5) 根据在同一地震构造带内具有明显可对比性的隐伏构造和具体发震构造，而且已有几次中强以上地震记载（这些地震可以发生在两组断裂的相交部位附近，或在盆地内，但都有明显的方向性），确定潜在震源区方向范围和震级上限。

上述依据中只要有一条符合，就可列为一等。

10.7.2　二等潜在震源区

二等是指那些具有比较充分确定依据的潜在震源区。或者说潜在震源区的方向、范围的确定具有可靠依据，但震级上限的确定仅有一定依据，或者相反。具体来说可以分为以下几种情况：

(1) 根据历史地震分布和判断的发震构造，大致确定潜在震源区的范围和震级上限。这种潜在震源区的方向、范围和震级上限的确定虽有一定的可靠度，但比一等要差一些。

(2) 由构造类比法确定潜在震源区的方向、范围和震级上限都应归入二等。比如同一地

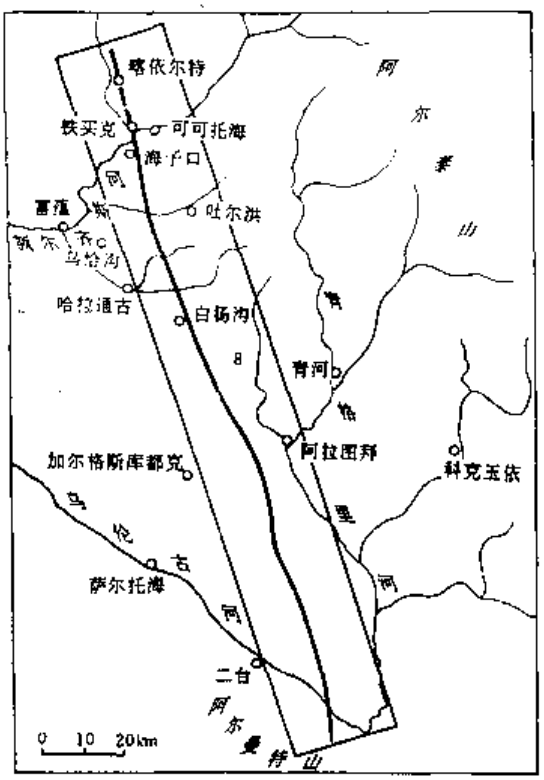


图 10.7.2 富蕴地震破裂带及其潜源和震级上限

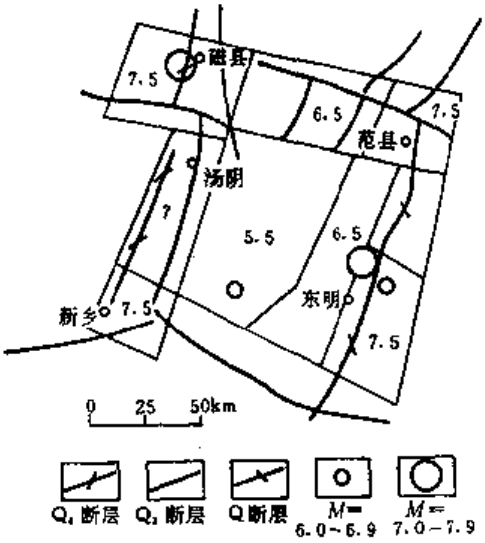


图 10.7.3 根据构造类比确定的新乡和范县 7.5 级潜在震源区

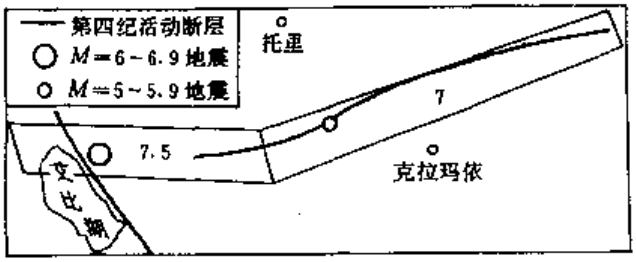


图 10.7.5 克拉玛依地区的潜在震源区

震带内的不少盆地已发生过大地震，并且发震构造条件比较清楚，其中有的盆地虽然没有大地震记载，或者只有中小地震发生，但其地震构造条件与上述已发生地震的盆地可相比（或者说相类似）而划为潜在震源区的。又如，同一地震带内相同地质构造条件的某部位已发生过大地震，其余部位虽没有记录到大地震，但也划为潜在震源区的。华北平原地震带南部的新乡、东明和范县 7.5 级潜在震源区就是属于这种情况，它们的发震构造条件与已发生 7.5 级地震的磁县潜在震源区相类似，都是属于北北东向与北西向两组活动断裂的相交部位（图 10.7.3）。

（3）有一些长度大于数百公里的断层在其某一段曾发生过大地震并且有断层段活动时代的调查资料，而在其它一些地段没有大地震记载，在地质上显示出一定的活动性，也划为潜在震源区的（图 10.7.4）。

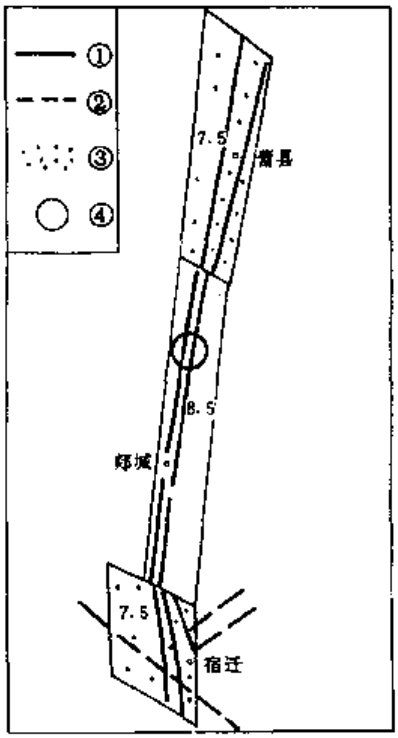


图 10.7.4 构造类比确定的潜在震源区

①全新世活动断层；②第四纪活动断层；③1668 年 8.5 级大地震；④据构造类比确定的潜源和震级上限

(4) 有一些地震记录不长的地区，但总体地震活动水平较高，根据一些中强地震和构造条件勾划的潜在震源区其震级上限比已发生地震震级高出 0.5 级以上的可归属二等。如艾比湖的 7.5 级潜在震源区和克拉玛依以北的 7 级潜在震源区就属于此等（图 10.7.5）。

10.7.3 三等潜在震源区

三等是指那些确定依据相对欠缺的潜在震源区。也就是说，确定潜在震源区方向、范围和震级上限的依据都不够充分，推测的成分相对多一些。属于这一等的潜在震源区有以下几种：

(1) 仅仅根据记载的地震资料确定的潜在震源区，它们的发震构造不清楚，无法确定发震构造方向，范围的可塑性大，但震级上限的确定尚有一定的依据。

(2) 没有中强地震活动资料，但有第四纪活动断裂，而且这种第四纪活动断裂与区域内的发震断层存在可比性，根据这种断裂确定的潜在震源区和震级上限属于三等。一般说来，这种潜在震源区的震级上限属于中强地震。

(3) 既缺少地震资料，又没有足够的地质资料，仅根据地球物理资料，如重磁异常带或转折带等确定的潜在震源区属于三等。

10.8 几个术语的含义及其相互关系

(1) 地震区是指大区域范围（数十万、几百万平方公里范围）内地震活动和大地构造活动的特点具有明显相关的地区。同一地震区的地震活动在时、空、强上具有共同特征和相互联系。

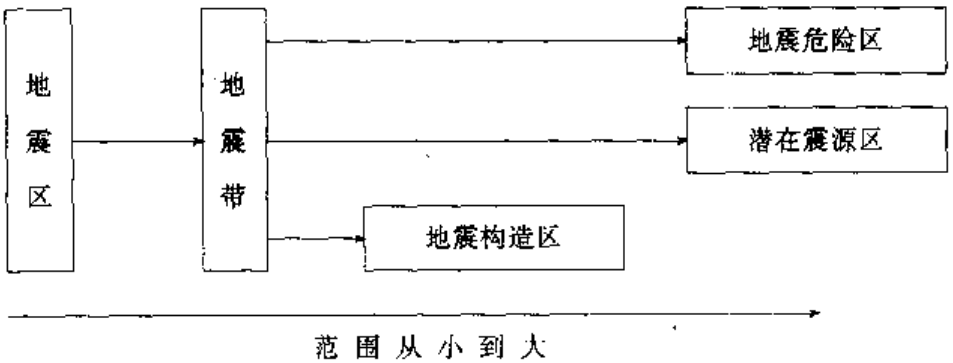
(2) 地震带是指同一地震区内地震活动性和地质构造条件密切相关的地带。带内地震活动在时间、空间和强度上的相关性更为密切。一般说来地震震中分布相对密集成带。

(3) 潜在震源区系指未来可能发生破坏性地震的地区。其中“未来”一词是指几千年或更长时段；“可能”具有概率含义，历时愈短发震可能性愈小，相反，则愈大；“破坏性地震”是指大于或等于 5 级的地震；“地区”是指震中分布范围。

(4) 地震构造区是指具有发生相同潜在地震的地理区域。它是核电厂选址中确定设计基准地面运动方法之一的地震构造法的重要组成部分。

(5) 地震危险区是指未来百年内可能发生各级地震的地点、地段或地带。地震危险区范围作为预测的该震级地震的震中烈度区。

上述五个术语的关系和范围大小可用以下框图表示：



参 考 文 献

晁洪太、李家灵、崔昭文等，1992，郯庐断裂带腾马-窑仁活断层的几何形态与破裂特征，活动断裂研究，No.2，地震出版社，208～217。

邓起东、刘百篪、张培震等，1992，活动断裂工程安全和位错量的定量评估，活动断裂研究，No.2，地震出版社，236～245。

窦毅强，1989，博士论文，潜在震源区及其地震势的模式识别研究，国家地震局地震研究所，北京。

冉勇康、方仲景、李志义等，1992，河北怀来-涿鹿盆地北缘活断层的古地震事件与断层分级，中国地震，8(3)，74～85。

徐杰，1986，博士论文，中国大陆地区构造地震的分类研究，国家地震局地质研究所，北京。

许建东、张裕明，1988，判定潜在震源区的活断层模糊综合评判模型，地震地质，10(4)，5～23。

叶洪、窦毅强，1988，图像识别方法在工程地震学中的应用，地震地质，10(4)，89～97。

张裕明、周本刚，1993，潜在震源区范围的确定，中国地震区划文集，国家地震局震害防御司编，地震出版社，34～41。

周本刚、张裕明、董瑞树等，1997，确定潜在震源的地震地质规则研究，中国地震，13(3)。

Gone A.J. and K.M. Haller, 1991, 盆地山脉省正断层的分段性和同震特性，见朱世龙、何水年、张宏卫等，活动断裂分段研究译文集，地震出版社。

Cornell, C.A., 1968, Engineering Seismic Risk Analysis, BSSA., 58 (5), 1583～1606.

Crone, A. J. et al., 1989, Segmentation of basin-and-range nomal faults: examples from east-cental Idaho and soutlwestern Montana, USGS Open-file Report, 89-315.

Der A. Kiureghian and A. H－s, Ang 洪华生, 1977, A Fault rupture Model for Seismic Risk Analysis, BSSA, 67 (4), 1173～1195.

Kevin J. Coppersmith, 1991, Seismic Source Chracterization for Eagineering Seismic hazard analyses, Proceedings of the Fourth International Conference on Seismic Zonation, 1, 3～60.

Richard H. Sibon, 1987, Effects of Fault Hetorogeneity on Rupture Propagation, Direction in Paleoseismology, proceedings of Conference XXXIX, U.S. Geological Survey Open file Report, 362～373.

Ross Stein et al., 1985, The 1983 Borah Peak, IDAHO, Earthquake: Geodetic Evidence for Deep Rupture on a Plunnar Fault, proceedings of Workship XXVIII on the Borah Peak, Idaho, Earthquake, Volume A, 458～472.

Wheeler, R.L., 1987, Boundavies between segments of normals faults-Criterita for reeognition and inter protation, USGS open-file Report, Direction in paleoseismology, 385～398.

Zhang Yuming and Xu jiandong, 1987, Application of Data on Active Fault in Determining Poteneial Earthquake Source Area, Proceedings of International Seisminar on Seismic Zonation, Sponsored by SSB, PRC, 114～125.

第十一章　地震地质灾害的评价[①]

11.1　研究地震地质灾害的意义

人们生活在地球上，而地球表面无时无刻不在运动着，可以说没有一处是处于绝对静止与绝对平衡的状态，只是有的地区构造运动不十分强烈，人们不易感觉到，而有的地方构造运动强烈，极易为人们所察觉，一些突发性的变动，也就成了自然灾害现象，如地震、火山喷发、急剧性的崩塌与滑坡等等。有一些构造运动不明显的地方，也同样能造成严重的后果，如因构造作用而造成的河道变迁、海岸升降和港湾淤积，土壤的侵蚀流失、地面的下沉等等。为了制止或减轻这些缓慢运动所造成的灾害，人们也不得不付出高昂的代价。

急剧性的构造变动所引起地壳表面的灾害是人们最为关注的问题。以地震与火山相比较，两者虽都属地球内动力作用的产物，但由于火山喷发所形成的灾害在我国并不非常突出，所以从人们的重视程度来讲，就要次于地震所形成的灾害。从自然灾害而言，地震灾害可算得灾害之首。

总体来讲，地震灾害包括两部分：一是地震动所形成的地面结构物（包括建筑物在内）破坏、房倒屋塌压死居民、毁坏财物；另一部分是地震力触发下地质体遭到破坏而引起的灾害，即地震地质灾害。研究地震地质灾害有以下几方面的意义。

11.1.1　判别烈度

地震主要对地表或近地表浅层地质体形成破坏。这些浅层地质体包括地面水、地下水、覆盖于地表的土体、覆盖层薄的岩体、裂隙、断层等。地质体在地震力作用下，有部分易遭破坏，或者在整体中先受破坏，有的则很坚固，不易破坏，只有在地震力大的时候才遭破坏。各类地质体的破坏程度可以衡量地震破坏程度大小，是地震烈度的一种标志。因此，现行的各种烈度表上总有这部分内容，从烈度Ⅴ度以“出现不流通的水池里起不大的波浪”开始，直到Ⅻ度区内“广大地区内地形有剧烈的变化，广大地区内地表水和地下水情况剧烈变化”为止，不同烈度区内有相应的地面破坏标志。

11.1.2　判断震中位置

在同一地质、地貌环境下，同一次地震造成的地质体破坏，在震中地区强，甚至是严重灾害，而远离震中区，则相形见弱。强弱间的差别，能推断出近震中或震中所在地。以黄土高原区为例，发生在同属黄土梁状地貌区的地震，往往产生大大小小不同的崩塌、滑坡群体，它们的分布在近震中区规模相对较大，而且密集；远离震中区显得规模较小，分布稀疏。对于建筑物零星分布的地区，通过地震地质灾害程度来圈定、推断震中所在，尤有独特优点。又如1985年8月23日新疆乌恰县发生7.4级地震，由于震中区地处戈壁，人迹稀少，难以凭建筑群的破坏确定烈度、推测震中，但通过地表戈壁砾石受震动后的跳动位移量以及地面残

① 朱海之执笔。

丘、土堆的裂缝破坏等综合“微观”标志，却可大体推测震中位置。另外，强烈地震的震中处，有时能见到地表出露的地震断层，这对确定震中位置有着决定性的作用。因此，地震地质灾害或地面破坏，对特定条件下确定震中有着重要意义。

11.1.3 地震地质灾害的遗迹是研究历史地震或史前地震的重要标志

史前发生的地震或称为古地震，它们的遗迹往往被保留在地层中或残留在地貌上，如古地震发生的液化，通常能在地层中找到古液化现象，如古的喷水冒砂管道、地层中古的液化变形等等，古地震所遗留的古崩塌、古滑坡往往在地貌上、沉积物中有迹可循。古代的强烈地震尚可在地震断层上找到它们史前活动的依据，通过对其活动特点的研究以及年龄标本的分析，可得出活动的期数（发生过多少次活动）、判别复发周期、确定断层位移速率、预测未来活动特点等等。

11.1.4 地震地质灾害直接威胁人们的生命、财产安全

由地震所触发的地质灾害危害人民的例子在中外地震史上举不胜举。下面一例足以说明地质灾害达到的惊人程度。对1786年5月27日到6月25日间四川荥昌$7\frac{1}{2}$级大地震所发生巨大的地质灾害事件有如下历史记载：“乾隆五十一年丙午五日地震，日三次，明日又震。同时雅黎山倾陷，塞河十数日，水涌河决。嘉定、泸州、叙府沿江一带人民漂没者不下数十万众。”这一灾难是强烈地震引起雅黎山崩塌、滑坡造成大渡河堵塞之后堰塞湖决口所形成的（图11.1.1）。类似大渡河畔地震造成的巨大次生洪灾事例，在我国西南山区常有。如1933年8月25日四川叠溪7.5级地震时，崩塌体将岷江堵塞，形成三个大堰，主震后45天，积水冲出堤堰，形成巨大水灾，造成2500人死亡。地质条件不同，灾害类型也不同。1966年河北邢台地震、1975年辽宁海城地震和1976年河北唐山地震，在一些河道、古河道发育区，冲、洪积平原与滨海平原区，由地震造成的大面积砂土液化、软土震陷变形，导致大面积建筑破坏，人民伤亡。再如1988年云南耿马 澜沧7.5级与7.1级地震形成山区大面积破坏，滑坡、崩塌累累。1781年5月22日台湾海峡一次地震形成的海啸，持续时间长达38小时，造成沿岸四五万人死亡。历史经验表明，对不良地质条件地区，忽略其地震地质灾害的估价，将造成不可低估的损失。

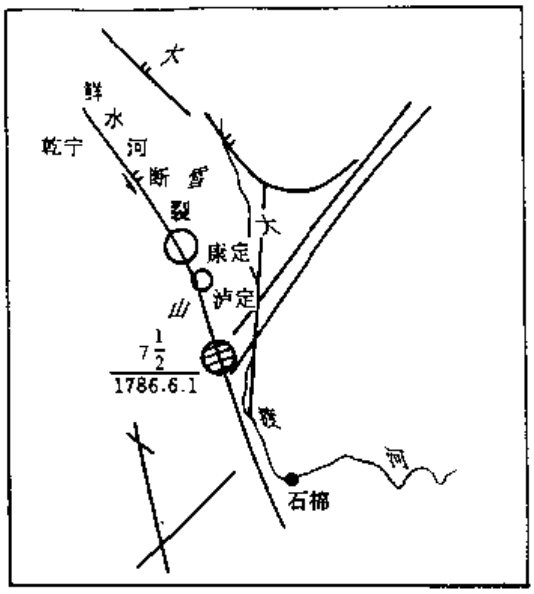


图11.1.1 大渡河畔$7\frac{1}{2}$级地震引起崩、滑及以后堰塞湖决口所形成巨大洪水灾难

11.2 大震地质灾害实例分析

11.2.1 1985年墨西哥大地震

1985年9月19日，墨西哥境内发生8.1级地震，震中位于墨西哥南部巴尔萨斯

(Balsas) 河河口离海岸 30km 的海域内，震源深度 33km，震中烈度为Ⅷ～Ⅸ度，所测得震动最大加速度为 168cm/s²。这次地震引起的海啸浪高 1.5～2m。这次地震对墨西哥的破坏有三个明显特点：

(1) 受地震破坏最严重的是距震中 400km 左右的墨西哥城。该城 100 万栋建筑物有 5728 栋受到不同程度破坏，其中 860 栋完全倒塌和部分倒塌。该城位于海拔 2000m 以上的中央高原，地震发生是柯柯斯板块向北美板块碰撞俯冲、削减活动的结果。

(2) 墨西哥城历来是地震破坏的敏感城市，严格地讲，破坏敏感所在地是城中心的特拉特洛尔科区。1957 年和 1978 年发生在墨西哥西海岸不同地点的强震，对墨西哥城的破坏与这次地震的破坏地区大体相同，而且重复面积较大（图 11.2.1）。

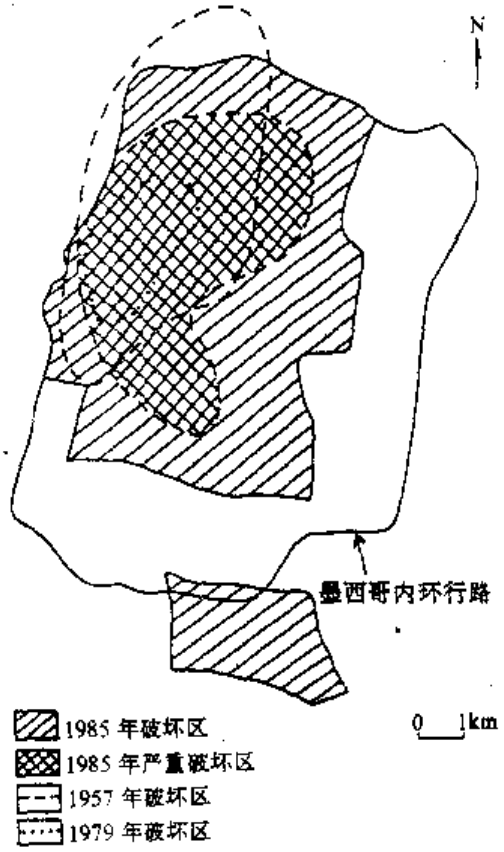


图 11.2.1 墨西哥城遭不同地区地震的多次重复破坏

(3) 地震造成的破坏具有不均一性。从城中到城西相距 70km，在破坏上就截然不同。城西是玄武岩喷发组成的台地丘陵。在这一台地、丘陵上的建筑并无破坏，例如著名的墨西哥国立自治大学震时测得最大加速度为 39cm/s²，并无破坏，而相距 70km 的城中心，松散湖相沉积层分布地区的建筑物倒塌、破坏强烈，在附近的 SCT 大楼测得的震时加速度为 168cm/s²。墨西哥城市的地震破坏与该地的地层岩性组成密切有关。这需要追朔到墨西哥城的地质变迁历史。城市的前身是位于一个大湖基础上，湖水变干不到 500 年，城市中心位于 30～50m 的湖相沉积物上，这些沉积主要由粘土、粉土质砂、粘土质砂、火山灰质粘土与砂砾组成。距地表 50～60m 的深度内，有两层高压缩性层次，墨西哥称这两层分别为 FAS 层与 FAI 层，它们的特点是颗粒细、饱水和具有较低的标贯值（$N=2\sim35$），土质十分软弱，容易变形，FAS 层距地表 10～38m，由西向东逐渐加深，FAI 层位于 FAS 层之下，距地表 22～58m，根据钻孔资料分析，FAS 层在 26～34m 深度范围内，局部地区变形强烈，特点是以局部小型碟形下陷群为主（图 11.2.2），这一碟形凹陷群反应到地表，恰与 1985 年地震的强烈破坏区及 1979 年地震破坏区相一致。

墨西哥城的湖相沉积基础与其中软弱的饱水软土沉积的震动变形，是造成距震中区远达 400km 的墨西哥城强烈破坏的地质环境。

11.2.2 1976 年唐山大地震

1976 年 7 月 28 日凌晨 3 时 42 分，河北唐山发生 7.8 级强烈地震，这是发生在我国东部平原区的一次大地震，震中烈度达Ⅺ度。唐山地震不仅震撼冀东，危及津京，而且波及辽、晋、豫、鲁、内蒙等 14 个省、自治区，其破坏程度与 1679 年 9 月 2 日发生在河北的三河-平谷 8 级地震相近，而伤亡则更为惨重。唐山市房倒屋塌，烟囱折断，公路路面开裂，铁轨变形，地

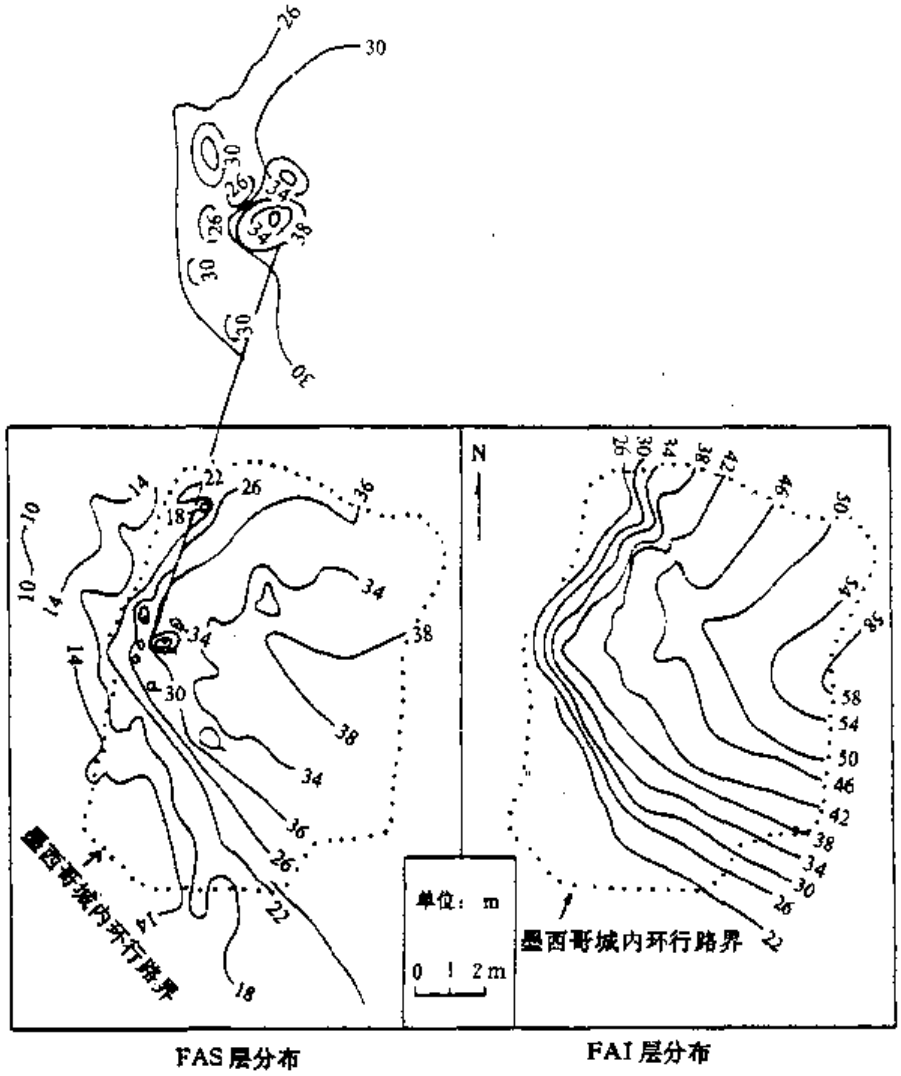


图 11.2.2 墨西哥城地层（FAS 与 FA1 层）埋深等深线图

（据墨西哥国立自治大学）

面大量喷水冒砂，农田被淹；矿井井架震歪，矿井大量涌水，通讯中断，交通受阻，供水供电系统被毁，昔日之繁华闹市，顷刻间成了废墟和瓦砾。震区内地震断层长达 8km，水平右旋扭距最大达 2.3m。地震时断层带及其附近地面上下震动强烈，断层两侧 200m 范围内人被上抛，具失重感。

地下管道受到严重破坏。埋于土层或置于暗沟、隧道中的管道网破坏率很高，接口拔出，管体折断，断裂达数百处，水电中断。

地震对地下工程破坏较轻，唐山煤矿地下采空区相应的地面上无明显破坏加重现象。

沿河沟两侧、公路的人工填土基础薄弱处，有较大规模的地裂缝，一般河沟两侧往往是强液化地带，地面下陷，有的达 1m，陷坑内积水，机井多数遭破坏。

烈度为Ⅸ度区的调查表明，地震时喷水冒砂遍布全区，最大喷砂孔孔径达 3m。

距唐山 100km 的天津市，松土层覆盖较厚，市内海河一带是历史上多湖沼、低地分布区。城市建设中地势低洼地带均由各种类型的回填土填平，土层松软，地下水位较浅，唐山地震使天津遭烈度为Ⅷ度破坏。天津塘沽区内由于震动而形成的砂土液化与淤泥质土的软化变形

现象甚为普遍，尤其是一些不稳定的人工堆积，如天津碱厂内高达30余m的氯化钙废料堆，发生滑移，滑距达250m，造成18人死亡和80多头牲畜被掩埋。

唐山是人口稠密、工业发达的大城市，对这类地区除应加强地震预测、预报外，还应进一步研究其地震地质灾害的特点。如唐山市有300～500m厚的第四系沉积，除应对其平原区大面积砂土液化重视之外，在这震级高达7.8级的极震区内，出露在地表的地震断层却仅8km，其原因也是值得进一步研究的。

11.2.3 1976年云南龙陵7.3级与7.4级地震

1976年5月29日，云南省西部山区龙陵县境内发生两组强烈地震，第一组地震发生在当天的20点23分，最大震级为7.3级；第二组地震发生在22点00分，最大震级为7.4级。两组地震的最高烈度均为Ⅸ度，总受灾面积为1883km^2，倒房与损坏房屋达42万间。

这次地震与1970年云南通海（7.7级）地震、1973年四川炉霍（7.9级）地震不同，后两者发生在深大断裂上，发震构造单一，地震断层两侧岩体剪切错动明显，水平错动量较大；而龙陵地震没有一条规模宏伟、走向连续的大断裂带，它是分布在一个三角形断块内部的地震破裂，属于水平应力场作用下的共轭性构造活动。

极震区内发育着规模不大、组合形式复杂的地裂缝带，地裂缝主要分布在山脊部位、河谷两岸、公路及低洼平地，后者常伴有喷水冒砂现象。

地震区内主要是燕山期花岗岩分布的山地，在地震烈度Ⅷ～Ⅸ度区内分布不少地裂缝，与此相伴生的常有沿山地斜坡表面的剥落（俗称山剥皮）及滑坡发育地段。

震害调查表明，在地形坡度不同的地段，建筑物震害程度有明显差异。据统计，勐冒盆地内的廖家寨一队位于平缓坡地上（坡度约5°～10°），房屋倒塌率仅17%；而在基岩相同、坡度为15°～20°的山坡地带的二队，房屋倒塌率达28%；地势较高的凸形坡地比地形开阔、坡度较缓的凹形斜坡破坏为重。

龙陵地震与1974年发生在滇东北高原山区的昭通地震相似，极震区内未发现一定规模的地震断层，而在山体和斜坡地段普遍发育沿坡面的崩塌与滑坡，这些山体震动破坏的崩、滑群体，其斜坡角大都大于30°，属岩性破碎、节理发育的基岩地段。震后，类似这样的山区实际上已使岩体震松，地裂缝发育，经过地表水体向裂缝处的渗漏，再由小震活动抑暴雨的雨水灌入，还可能使山体再次发生大规模的崩塌、滑移及泥石流。震后的昭通老寨堡大崩塌、滑坡就是明显的一例。因此要警惕震后相当一段时间内，仍有可能再发生破坏。

11.2.4 1920年宁夏海原8.5级大地震

1920年12月16日，宁夏海原县发生8.5级强烈地震，这是发生在黄土高原上的一次大震事件，灾害特别严重。据统计，死于这次地震的人数为234117人，位于极震区内的6个县，死亡人数均在万人以上。黄土高原上强震造成死亡人数之巨，其原因归纳有以下五点：

（1）地震震级大（8.5级），释放能量高。震时出现在地表的地震断层长达220km。高烈度区面积大，仅Ⅷ度区即达5万km^{2}以上。

（2）民间的建筑的抗震性差。距今70多年前的宁夏、陇西北区人民生活异常艰苦，住房简陋，大都为窑洞。这些地方的窑洞建筑分为两类：拱窑与崖窑。拱窑由夯土墙承重，土坯筑成拱顶，结构呈拱状。崖窑则是开凿在黄土坡上，直接在土中挖出的洞穴。这两类窑洞的抗震性均较差，经震动后房屋极易倒塌，以致造成居民很高的伤亡率。尤其是拱窑，在烈度Ⅵ度区内，就已倒塌过半。而崖窑一旦受震，极易使黄土崩塌而堵塞窑洞，很难及时抢救窑

内灾民。

(3) 地震引起严重的崩塌与滑坡。发生在陇西高原上的这次地震的极震区和高烈度区内最突出的特点之一是产生了范围巨大、数量多得惊人的黄土层的崩塌与滑坡。这些崩、滑群吞噬了大量村庄，掩埋大量房屋建筑，是造成灾民大量伤亡的重要原因之一。从多次地震实践看，黄土覆盖区内即使发生震级不大的地震，烈度仅在Ⅵ度的情况下，松散的黄土也会发生小型的崩塌与滑坡，将窑洞破坏与掩埋。陇西黄土与陇东黄土内部结构有差别，前者在数十米厚的黄土层内缺乏富含粘粒的古土壤层，同时垂直节理又十分发育，所以在震动情况下极易沿黄土垂直节理发育处发生崩落、坍塌，甚至沿坡面滑移。而陇东广泛覆盖在各种地貌单元上的黄土层，大都发育着埋藏的古土壤层，富含粘粒的古土壤层在土层中起到了加固作用，增加了土颗粒质点间的凝聚力，抗震性能较好，在同样震动情况下，崩滑规模相对小于陇西黄土区。

(4) 地震发生在冬夜，入睡的居民对地震毫无戒备。

(5) 震后房倒屋塌，食物、衣物均被埋于地下，在无食、无衣、无住加之流行疾病情况下，增加灾民的伤亡人数。

从1920年海原地震灾害特点中可以看出，黄土区较之平原区与高山区而言，发生地震后所形成的地质灾害要突出而严重，这是地质体本身的特性所决定的。发生在黄土区的地震崩滑群体还常把沟谷与河流堵塞，形成堰塞湖群，造成次生洪水的潜伏灾害。海原地震后在西吉、静宁地区形成了40多个堰塞湖，给当地带来了新的地质灾害危险。

11.2.5 1995年日本阪神地震

1995年1月17日，当地时间5时46分日本兵库县南部发生7.2级强烈地震，死于这次地震和失踪者人数达5000人以上，倒塌的房屋超过10万户，是继1923年日本关东大地震以来，发生在日本国土的最大一次灾害事件。1月17日地震发生在日本兵库县首府的神户市和淡路岛之间的海底，因为震源浅（据日本气象局资料为20km），震级大，地震断层又发生在城市附近，故造成神户市及附近的芦屋市、西宫市、淡路岛等地严重的灾害；极震区内外大片房屋倒塌，交通、道路严重破坏和中断，城市瘫痪，人口伤亡，继而引起城市大火，灾害加重。

地震引起的地质灾害有如下几种：

(1) 地震断层：这次地震是位于阪、神地区野岛断层活动的结果，断层在大阪湾从西南向北东伸向神户、淡路岛，震时出现长达17km，最大水平错距达180cm，断层以东侧隆起为主。

(2)经调整后的烈度，震中区被评为7度和超7度。震中区内木结构建筑的倒塌率在50%以上，钢筋混凝土建筑很多破坏。最大加速度在距断层10km以内大体上衡定，10km以外明显衰减，测得的水平向加速度记录为200～860 Gal，不同地质条件有着不同的加速度值，见表11.2.1，从表中看出，地面最大加速度值是随软弱土层厚和面积大而加大。

表11.2.1 日本阪神地震时地面最大加速度值

地　面	最大加速度/Gal	最大位移量/cm
岩　石	250～450	5～10
土　层	500～820	15～40
填　土	300～350	30～45

（3）砂土液化：是此次地震常见的地表现象，特别人工改造过的松散的砂土层地区、地下水位距地表较浅的地区、含有粉砂粒级、淤泥类质点的砂层，是容易产生液化的部位。神户是日本最大港口之一，是日本经济运转的核心所在，地震液化造成港口的破坏，集装箱停泊的港口码头有90%地面失效，强大的侧向振动力把集装箱推向海内。

（4）地面斜坡震动失效：是阪神地震出现的地质灾害之一。陡坡地段处的崩塌堆积、花岗岩的风化砂层和大阪群碎屑物组成的坡脚，发生大规模崩滑，大者长达200m，宽100m，几乎与地震同时发生，造成坡脚下房屋被掩埋。有一滑坡使34人死亡。

11.3 地震作用下的地质灾害类型

如果将我国东西部连一东西向地形剖面的话，可以看出，由西到东，地形由高到低地变化（图11.3.1）。总体来讲，西部是高山地区，中部为黄土高原，而东部为广阔平原区渐而过渡到海域。在此不同的地质地貌单元上，一旦发生强震，所出现的地质灾害类型也是不同的，由海域到高山总体可分列以下数种。

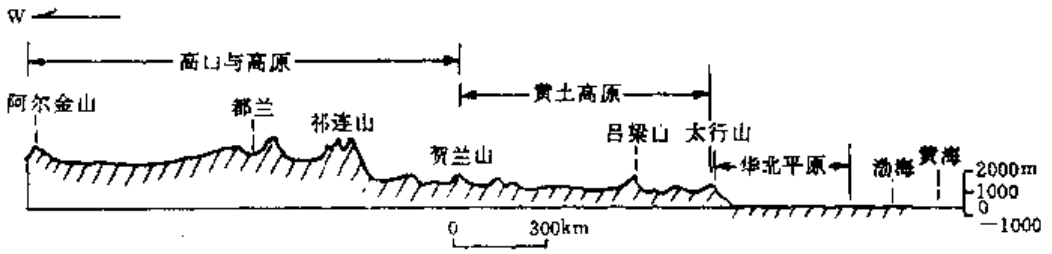


图11.3.1 我国东西方向地形剖面图

11.3.1 地震海啸

当海域内、海底发生强烈地震而引起纵向错动时，水体本身会产生明显的落差（有时海底滑坡或海底火山喷发也能产生这种现象），巨大的水体向海岸冲击，形成巨大波浪。破坏沿海城镇及工程设施。日本是一个多海啸的国家。日本的研究认为，震源深度小于50km，震级大于6.3级，发生在深海中的地震有可能产生海啸，而7.75级地震才能发生破坏性海啸。日本沿海的地震海啸大多遵循这种规律。我国历史上的海啸事件虽没有日本严重，发生频率没有日本沿海高，但也有多次记载。例如西汉初元二年（公元173年）6月至7月，山东莱州湾连续地震，并发生信度为3级、振幅达1m左右的海啸多次。这个记录曾被国外学者广泛应用，并认为是世界最早的海啸记录。此后500年左右，才有日本四国以南海底8.4级地震后的2.3m海啸记录。在公元前49年9月至1979年9月7日沿海地区的26次地震海啸记录中，经核实初步认为，至少有8～9次属破坏性海啸，人员伤亡和财产损失相当可观（表11.3.1）。

近有报道，1781年5月22日，台湾省及台湾海峡发生的海啸曾持续38个小时，淹没120km长的海岸线，现在台湾省的台南市及安平附近3个城镇及20个村庄完全被毁，海啸造成四五万人死亡，可能是世界海啸灾害之最。

我国东部沿海是超级城市（人口量大约1000万者）和特大城市（人口量大约100万者）的主要分布区、也是经济发达、对外开放的重要地区，为减轻自然灾害、东部沿海，尤其在其海域内，未来的强震是否会引起海啸？其规模会多大？均是值得深入研究的问题。

表 11.3.1　中国海啸历史年表

序号	时间（地方时） 年．月．日．时	震中位置	震级 M	海啸 级	海啸 倍度	灾情记述
1	公元前 47 年 9 月（2 月?）	渤海莱州湾广饶、潍县				“七月诏：‘……年中，地自动，北海水溢流、杀人民’。”“齐地震、北海水溢”
2	171.2.14	山东黄县近海				“地震、海水溢”莱州湾海啸
3	173.6.27～7.26	山东莱州湾		0	3	“六月，北海地震、东莱、北海海水溢”
4	1046.4.24	37.8°N，120.7°E 山东蓬莱岸	5			
5	1324.9.23（?）	浙江温州				“八月二十七日夜，大风、地震、海溢”
6	1327.7	浙江温州				“飓风大作、地震、海溢”
7	1334.8.17（?）	浙江温州				“海啸，上平陆二三十里、地震”
8	1509.6.17～7.16	上海宝山县				“明正德四年六月，地震、海水沸长江海啸月”
9	1604.12.29	25.0°N，119.5°E 福建泉州	8			
10	1605.7.13	19.9°N，110.5°E 广东琼山、文昌	$7\frac{1}{2}$			
11	1604.9.16～10.14	23°N，117°E 广东揭阳、澄海、潮阳		0	4	“明崇祯十三年庚辰、地屋震、海湖溢”
12	1641.9.16～11.26	23.5°N，116.5°E 潮阳	$5\frac{3}{4}$			
13	1661.8.9～2.15	23.0°N，120.1°E 台湾西南	$6\frac{1}{2}$	1	4	台湾安平大海啸，“海潮至淹庐舍无算”
14	1668.7.25	35.3°N，118.6°E 山东莒县	$8\frac{1}{2}$			
15	1670.8.19～9.7	33.0°N，122.5°E 上海地区	$6\frac{3}{4}$	1	4	众人死于海啸
16	1754.4	25.3°N，121.4°E 台湾淡水	<6	1	3	许多房屋被海啸破坏
17	1781.5.22	台湾及台湾海峡		1	3	“乾隆四十六年四五月间，时甚晴霁忽海水暴吼如雷、巨涌、排空，水涨数十丈，近村人居被淹，皆板搜而上至（村）尾自分必死不数刻，水暴退……”台湾海峡地震海啸持续 1～8 小时，共死 5 万多人

续表 11.3.1

序号	时间（地方时） 年．月．日．时	震中位置	震级 M	海啸		灾情记述
				级	倍度	
18	1792.8.9	23.6°N，121.7°E 台湾嘉义	$6\frac{3}{4}$			
19	1867.12.18	25.5°N，121.7°E 台湾基隆	7	2	4	震后码头上水，众多船坞被毁，死数百人
20	1917.1.25	24.5°N，119.5°E 福建厦门、同安	6.5	1	4	“民国六年正月初三日，地大震、海湖退而高涨，鱼船多遭没”
21	1917.5.6，21：19	23.2°N，121.6°E 台湾	5.8	1	4	
22	1918.2.13，14：07	24.0°N，117.0°E 广东汕头、南澳	7.3	1	4	
23	1921.8.4	辽宁丹东			0	
24	1921.9	台湾省台南市		0.1		
25	1966.3.13，00：31	24.1°N，122.6°E 台湾省莲花东北方	7.5	1	4	中等海啸，死 7 人
26	1978.9.7，23：00	22.3°N，121.5°E 台湾省	7.4			苍莲港可疑海啸

注：资料源自杨华庭。

11.3.2 砂土液化与淤泥软化

我国东部平原，尤其是滨海平原区，由于地下水位浅，饱水的粉、细砂层发育，强烈震动后，很容易产生液化现象。饱水的软土淤泥层震动后也容易产生软化变形，这些变形均容易使原有的地基丧失承载力，导致上部建筑物的破坏。近年来发生在唐山的 7.8 级地震和辽宁海城的 7.3 级地震，在高烈度区内液化与软化的现象表现得最为突出。图 11.3.2 表示公元 119 年到 1969 年历次地震中出现在东部的液化点位置。从中可看出以下几点：

（1）我国灾害性砂土液化区主要分布在太行山以东的京津冲积平原与黄河冲积平原。不论中强地震发生在平原内部，抑临近海域，都极易造成这一区域的砂土液化。

（2）在不同时期的各次地震作用下，液化现象往往会重复出现在同一地区。

（3）在同样的地质条件下，地震震级越大，液化区的面积越大。从现有资料看，1668 年 7 月 25 日山东莒县 $8\frac{1}{2}$ 级大地震的液化点距震中约达 834km。据载，江西南昌在这次地震当天发生了液化，这可能是我国历史地震中最远的液化点距离。

（4）每次地震液化点的分布方向，大体上反映了发震断层的延长方向，因此历史地震液化区和主要构造断裂的走向大体一致。

砂土液化过程是饱水的砂、粉细砂在地震力往复震动下，土层中孔隙水压增加，颗粒发

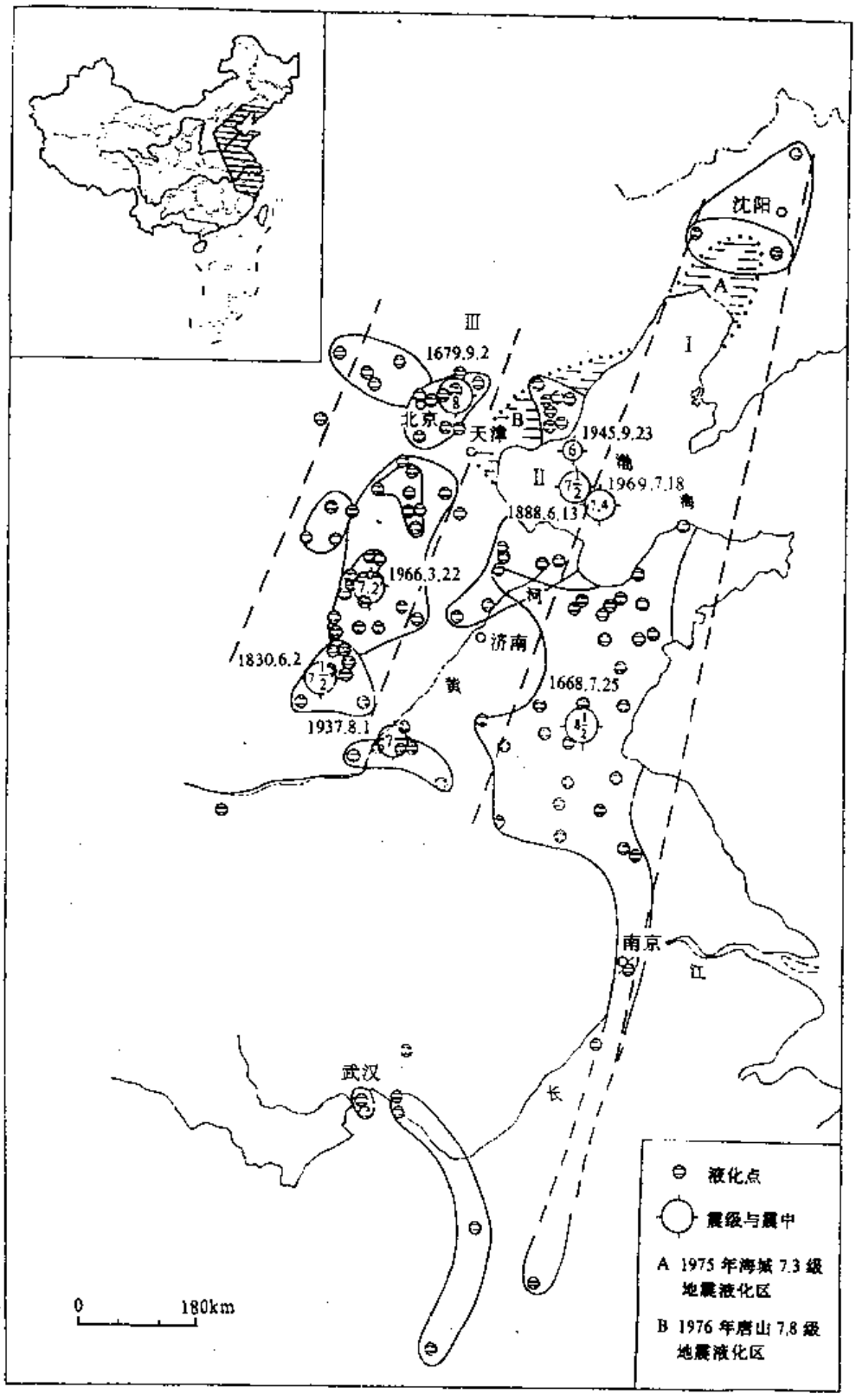


图 11.3.2　公元 119～1969 年中国东部部分地区历次地震液化点分布
（附有 1975 年与 1976 年海城、唐山地震液化区）

生位移，内部结构重新改组的过程，其结果必然会产生地面变形。在实际观察中，地面由于下部层次的液化而产生的变形主要有纵向变形与横向变形两种。纵向变形包括液化区常见喷水冒砂后地面鼓起或地面凹陷与陷穴。横向变形也是一种侧向变形，主要表现为浅层物质的滑移变形、地面开裂和上体向地表凌空面的滑移变形。

平原区除饱水砂和粉砂物质震动液化外，一些饱水的淤泥、软土也极易产生震动变形。除前面所述墨西哥大震引起墨西哥城强烈破坏是由于饱水的湖相沉积震动变形现象外，我国1976年唐山地震时也出现了许多软土震陷现象，如唐山某四层楼震陷达18～25cm；塘沽区海港码头破坏，海岸上的一些建筑变形，均与淤泥、软土震动变形破坏密切有关。

11.3.3 黄土崩塌与滑坡

我国黄土高原区在地震触发下所出现的崩塌与滑坡灾害十分突出。黄土分布在山西、陕西、宁夏、甘肃和内蒙古一部分地区，面积约达275600km^2。汾渭地震带及南北地震带的北部均位于黄土高原区。根据历史记载统计，黄土地区地震破坏主要有地震滑坡、崩塌、地裂缝、陷落、河道堵塞形成堰塞湖和沿河道及古河道区的砂土液化等，而其中主要是地震滑坡。前面所述的1920年宁夏海原8.5级大地震产生了西吉、海原、固原等地的大面积滑坡群，窑洞大量破坏，伤亡大量灾民。黄土区主要有塬、梁、峁三种地貌形态，地震滑坡往往发生在黄土塬的边部和黄土梁的两侧。据统计，黄土梁区的滑坡大多发生在地形坡度10°～30°的范围内，发生在黄土梁区的地震滑坡很容易堵塞河流与沟谷。一旦崩塌与滑坡体堵塞河流与沟谷，就很容易形成堰塞湖。当堰塞湖在一条河流的上、下成群分布时，遇到暴雨，湖水猛涨，堰塞湖的上下沟通就很容易造成洪水，下游的城市与乡镇就有可能遭殃，因此这是黄土高原区震后洪水潜伏灾害之一。

11.3.4 基岩岩体崩塌与滑坡

这是发生在基岩山区的灾害。一些基岩不稳定的边坡地段在地震力触发下容易产生崩塌与滑坡。如1966年3月22日河北邢台地震造成沿太行山东麓大量基岩的崩塌与滚石，1974年云南昭通地震后山体多处震塌，形成“遍体鳞伤”的地貌景观。这些山体表层的地震剥落与崩塌，大多发生在地形坡度＞30°的地区以及岩性节理、层理比较发育的风化破碎性山区。

11.3.5 地震断层

地震断层是工程建设和地区安全性评价中最应重视的问题之一。地震断层是活动断层最新时期的活动现象。我国大多在震级≥6地区才能见到地震断层。地震断层显示的地表破裂不同于一般地裂缝，它是构造力破坏地表的直接现象，它的延长方向显著，破坏力强，不受地形、地貌与岩性控制，在强震区能见到它穿越一切岩层和地形。以走滑活动为主的地震断层，常把水系、山脊错开，地貌上有明显的位错地貌形态。位于地

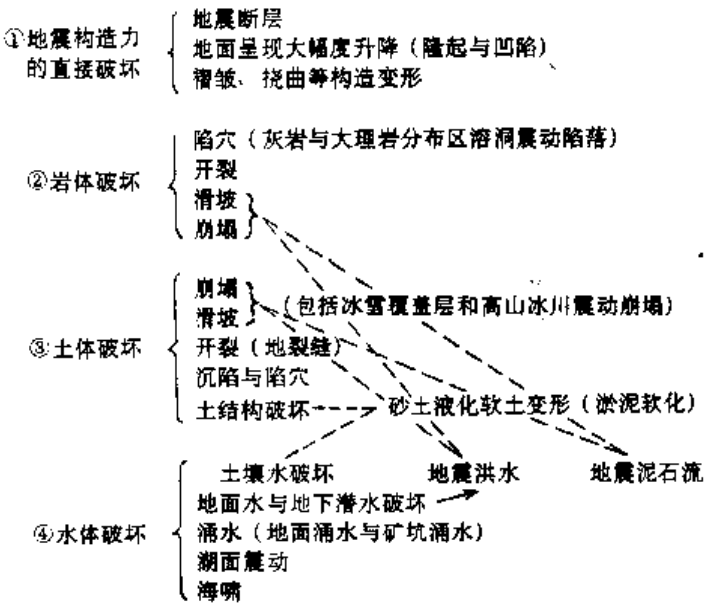


图11.3.3 地震形成的地质灾害与地面破坏类型

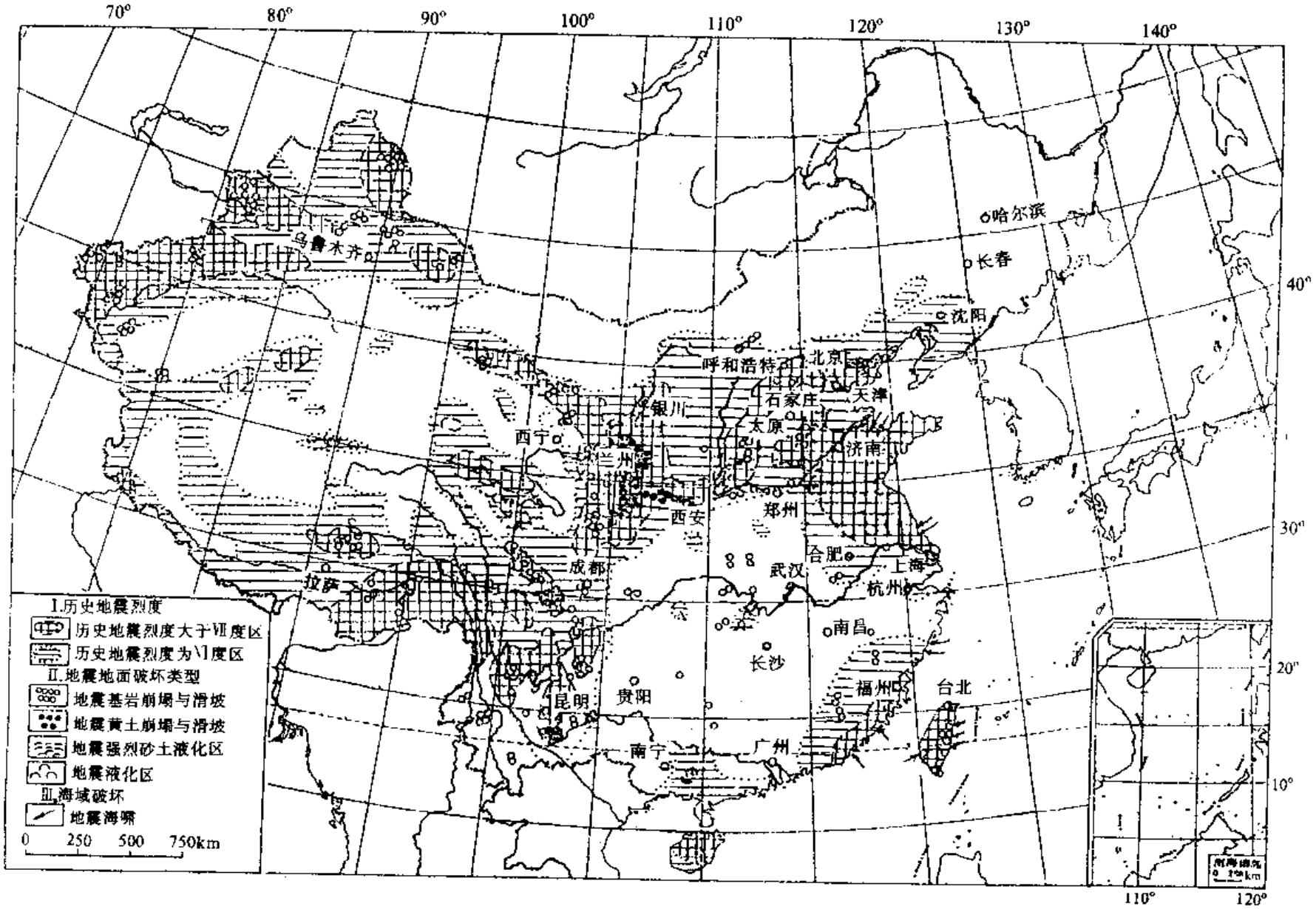


图 11.3.4　中国历史地震烈度与地震引起地质灾害分布

震断层上的建筑物在地震瞬间均遭严重破坏。其破坏力之强是现有条件难以抵御的。

国内外大量统计资料表明，地震断层的规模一般随震级的增高而增大。1937 年 1 月 7 日青海托索湖喀拉沙音山 7 $\frac{1}{2}$ 级地震断层的地表破裂最长达 230km；其次是宁夏海原 1920 年 12 月 16 日 8 $\frac{1}{2}$ 级地震，断层的地表断裂长度为 220km。近期强震资料表明，有两类实例值得研究，第一类是地震震级高，但地表并无出露地震断层，如 1974 年 5 月 11 日云南昭通 7.1 级地震和 1976 年 5 月 29 日云南龙陵 7.3 级和 7.4 级地震，在这两次强震的极震区内，虽震后及时考察，地表均未发现地震断层出露，其原因可能有如下两方面：一是两次地震的震中均位于年轻、活动强烈的高山地区，震后崩塌与滑坡堆积掩盖了地震断层的地表痕迹；二是两个地点地质背景均为出露的岩浆岩，昭通极震区内为二叠纪玄武岩，龙陵为燕山期的花岗岩分布区，地震断层有可能消失在岩浆岩体内部，而未出露到地表。第二类是地震震级高，但地震断层在地表出露的长度并不长，例如 1975 年 2 月 4 日辽宁海城 7.3 级地震和 1976 年 7 月 28 日河北唐山 7.8 级地震，前者在地表出露仅 5.5km，后者也仅 8km，这两次地震的震中均分布在我国东部平原和丘陵区。海城地震的地震断层虽然出露在基岩丘陵上，但当断层延伸到沉积层覆盖区即自行消失。唐山地震断层则出露在平原区松散沉积层上（断层经过地区松散层厚达 50～300m）。地震断层在这种地区出露较短的原因，是否有部分断层消失在地表下部的松散沉积中？或是地震类型的不同，反映在地表的地震断层类型不同？这是值得进一步研究的问题。

近年来，大规模工程建设中十分关心活断层在工程场地内有无分布？如果有，其特征如何？包括它们的长度、产状、活动的复发周期、滑动速率、位移特征等。这是在工程场地选址、安全性评价和安全距离选择中亟需回答的问题，也需要在地震地质灾害的区划中提出分析、探讨与评价性的意见。

除上述五类主要地质灾害类型外，地震引起的地质灾害类型还有不少，诸如，震前、震时引起地面大幅度升降、褶皱、挠曲等构造变形，地震引起的局部陷穴、地裂缝、矿坑涌水等等（图 11.3.3 和图 11.3.4），都值得今后进一步研究。

参 考 文 献

陈立德、赵维城编，1979，1976 年龙陵地震，地震出版社。

国家地震局 1976 年唐山地震编辑组，1982，一九七六年唐山地震，地震出版社。

国家地震局兰州地震研究所、宁夏回族自治区地震队编著，1988，一九二零年海原大地震，地震出版社。

杨华庭，1990，海啸及太平洋海啸警报系统，中国科学院地学部，中国自然灾害灾情分析与减灾对策研讨会报告之一。

朱海之，1987，墨西哥大震特点与震害重复性讨论，华北地震科学，5 (4)。

朱海之，1987，我国黄土地区地震崩滑灾害的研究，现代地壳运动研究，3。

第十二章　地震地质灾害小区划[①]

12.1　地震地质灾害小区划国内外研究情况

强震作用下地质体的破坏过程是很复杂的。总结地震经验教训，不仅用文字做细致的阐述，同时编制出一系列抗震规范和有关图件予以说明。例如，美国历史上最大的1906年旧金山8.3级地震，使旧金山许多建筑物塌落，街道破坏，铁轨弯曲变形，道路错开，震后20多处大火夺走了500人的生命，大震使30万人无家可归，损失达500万美元。由于北加利福尼亚土地开发利用的需要，美国专门对这次大震在北加利福尼亚地区的地震破坏、地面失效所形成的地质灾害，重新做了系统的专门性资料分析与统计，在沿圣安德烈斯断层两侧范围内，进行逐点总结，同时编制出1∶2.5万旧金山地面失效图（计354个资料点），出版了专门的文字报告。作者Youd与Hoose将旧金山大震所形成的地质灾害在地面失效方面分成如图12.1.1所示的九类。从旧金山地震地质灾害调查结果可以看出，旧金山市附近主要的地貌组

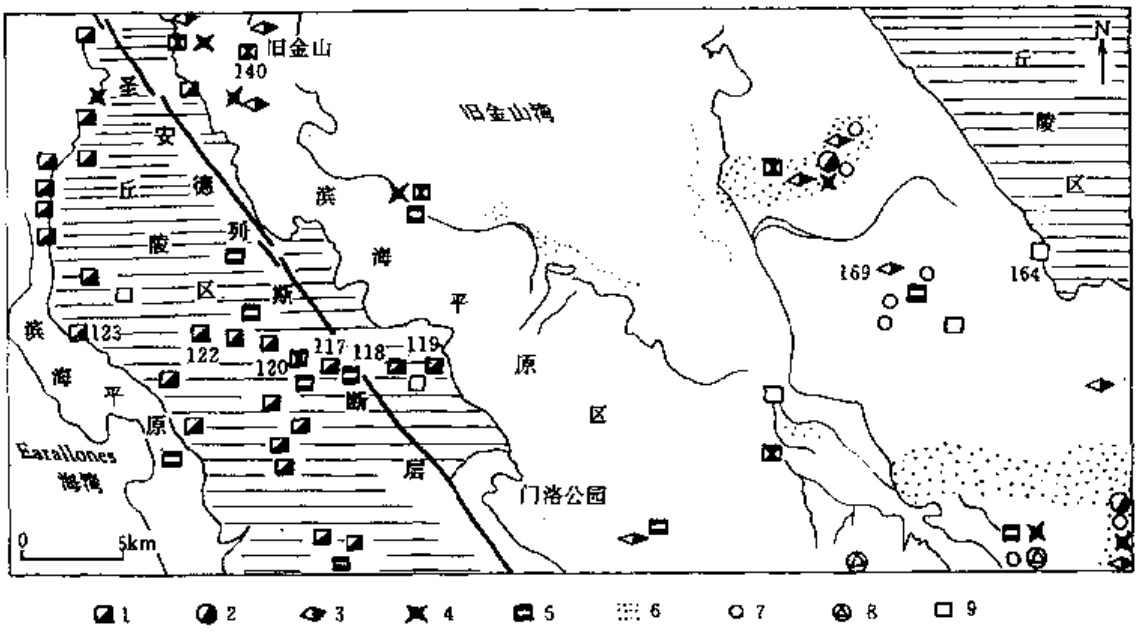


图12.1.1　美国旧金山湾两侧1906年地震地面失效图（部分）

1. 山丘滑坡，包括滚动崩落、块体滑动、崩塌和岩崩；2. 河岸地段的滑坡，包括滚动崩落与土崩；3. 侧向扩张；4. 地面下沉；5. 与滑坡无明显的地裂缝，侧向扩张，沉陷与主断层活动；6. 河流拓宽，具宽大裂缝的冲积平原，无大破坏；7. 喷砂孔；8. 井水混浊；9. 无地面失效

成比较简单，为丘陵、滨海平原与海湾三部分，然而，354个资料点的分析表明该地质的桥梁、管道均与软土、沼泽土分布有关。如No.140点跨越San Bruno沼泽地附近1.11m粗、有支架支撑的管道，震后支架桩基础弯曲上升，几乎所有管道从支架上震落，支架基础即使深到

① 除§12.3.2由袁晓铭执笔外，均由朱海之执笔。

地下 12m 的淤泥层中，也同样遭到破坏。另外一些点反映出通过山丘地带的公路往往由于地震断层活动而造成地面位错、地裂、滑坡发育，对交通和建筑物构成直接威胁。

旧金山地震启示人们，应重视软土地基的抗震工作和丘陵地带防滑、防裂、防断层活动等地质灾害。在区划过程中，评价一个地区的地震地质灾害前景，很重要一点是了解熟悉该地区的地质环境，尤其是历史上曾引起过地震地质灾害的历史“档案”，这是该地区区划十分宝贵的资料，甚至是设防中的一项依据。

1964 年日本新潟发生 7.5 级地震，这是发生在近海域而大陆遭严重破坏的一次强烈地震。震中附近发生大面积地面变形，沿海岸地带在 NNE-SSW 延长方向上发生上升和下降变化，上升最急剧处可达 5m，下沉明显处达 4m（图 12.1.2）。海岸带在震前、震后均发生变化，

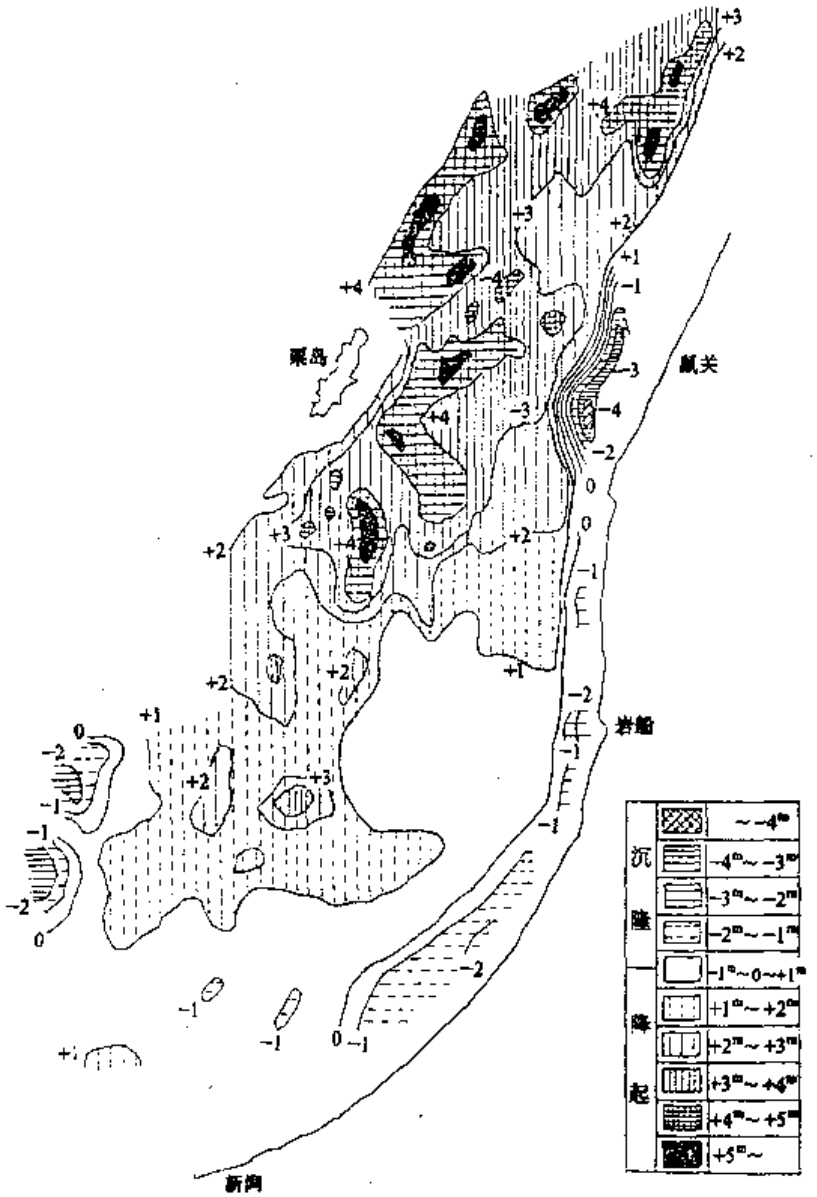


图 12.1.2　1964 年日本新潟地震中粟岛附近的海底升降变形图（据茅原一也）

有地方倾斜下沉(可达18～20cm)。验潮记录记载了各点的海啸高度，最高处可达 4.0～6.0m。结合新潟地区的特点，日本将这一滨海地区的地面破坏，区分为岛屿、山地、海岸、平原(包括河流在内)、砂丘地带的破坏，编制了详细的《新潟地震地盘灾害图》。由于新潟是沿日

本海边缘分布的大城市，城市中部有信浓川河流经，软弱地基为主，因此是一个地处滨海平原的典型震害区。新潟地震灾害图上详细地标出了松散层地表变形以及松散层上结构建筑物的变形与破坏，如沉陷与倾斜及倾斜的方向，地裂缝分布与地面涌水和堤岸地震破坏后的浸水等。

我国历经近年来的大地震后，对地震所造成的地质灾害给予了极大重视，这明显体现在现行抗震规范中。近年来，工程建设中特别重视对场地地震断层的探讨与研究以期能对现有的工业与民用建筑抗震设计规范中评价“发震断裂”问题作些详细的补充，解除工程界对一些非活动断裂的顾虑。1987 年以来，将“场地活动断裂、发震断裂的工程评价”纳入国家“七五”工程抗震科研项目计划内，并成立了专门性课题组，研究涉及场地断裂的工程分类、场地断裂特征与鉴别、场地断裂的工程评价与场地断裂的工程措施等四方面，其中特别提出了场地破坏性发震断裂带上，按建筑等级（甲、乙、丙、丁）、7 级以上或 6～6.9 级不同地震情况下安全距离的选择范围（见场地断裂课题研究小组：《场地断裂工程抗震评价若干建议》油印稿）；该课题组还认为，当破坏性发震断裂发震震级小于 7 时，覆盖层厚度超过 50m 时，除特殊重要建筑外，包括甲级及部分乙级工程，原则上不考虑地表地震断裂对工程的影响。由于地震断裂在地表出露的实例有限，同时断裂过程中，覆盖层对其确切影响研究不够，不确定因素很多，因此，要定量地加以预测目前还存在着一定困难，但这是一个很值得进一步研究的问题。

12.2 地震地质灾害区划中资料的收集

地震作用下地质灾害的发生与发展过程是复杂的。区划工作涉及的学科繁多，包括地震、地质、地貌、土质土力学、测量、遥感等等。因此，资料的收集是多方面的，归纳起来有下列几方面：

（1）不同大小比例尺地形图。

进行工程场地区划时，需要 1∶50 万到 1∶1 万各种不同比例尺的地形图件作参考或实际应用。当评价地区边坡稳定性时，要根据地形图作必要的地形坡度分布图，必要时还要实测地形，作出确切评价应用资料。一些水下工程分布地段，尚应有水下地形图，作水下坡度分析。精确的地形图是预防地震洪水淹没区域圈定范围的宝贵资料。

（2）遥感资料搜集与解译。

在场地灾害性评价中，遥感资料能为活断层地表遗迹的探索，边坡稳定研究中新、老滑坡的研究，次生灾害发生地点的圈定（如可能形成地震堰塞湖区等）等提供许多信息。

（3）场地内及其附近历史地震地质灾害资料。

历史地震地质灾害资料包括地震破坏资料、破坏程度与破坏类型，海啸发生的时间地点、海浪高度与信度，沿海地区的破坏状况等。

（4）区域地质图、地貌图。

这些图的比例尺要根据场地规模而定，一般为 1∶50000～1∶200000。地貌图中应包括古河道分布，古河道形成的时间，古海岸线变迁，古湖泊、沼泽分布等，黄土区应表示黄土地貌类型、沟谷侵蚀分布等，河流区应标出河流阶地河漫滩等分布及其形成时代，山地坡面、沟谷区的侵蚀地貌、新老滑坡的分布等。地质图中应包括区域中老地层分布及地质构造特点等。

(5) 地层，尤其是第四纪松散地层的分布资料，包括土层厚度、岩性、已有的土质、土力学分析资料。

(6) 场区内部已有的测量资料，如大面积抬升与沉陷、跨断层位移测量资料、水系变迁的测量等。

(7) 地壳结构、基岩埋深以及浅层地震波波速测定资料。

(8) 地震活动性、地区小震活动、烈度划分等资料。

(9) 不同地质、地貌条件区的强地面运动资料。

(10) 已有的探槽，尤其是跨断层探槽，钻孔断层错动的类型、产状、断层活动年代、古地震资料、地震活动复发周期等资料。

(11) 地下水位的深度分布，枯水期与丰水期地下水位的埋深，地下水等水位线图等资料。

在上述资料的基础上进行分析研究，编制出系列图件与说明，这是地震作用下可能发生地质灾害区划的很重要的准备性工作。

12.3 地震地质灾害区划图的编制原则与方法

在上述资料与分析基础上，能够大致判断工程场区未来可能产生的地震地质破坏的类型与发生的地点。在区划中应编制出系列图件。图件比例尺根据工程场地的需要而定，一般为1∶10000～1∶100000。灾害类型可以综合地表达在一幅图上，也可以分别表达在几幅图上。

12.3.1 编图原则

12.3.1.1 综合性判别与区划原则

地震形成的地质灾害因素比较复杂，因此，区划中应考虑其综合因素。如在可能产生砂土液化地区编制潜在液化图时，除应考虑砂土层本身外，尚应考虑上覆地层与下伏地层的特点及其与地下水位分布关系，可液化砂层厚度、倾斜程度、埋深条件以及地貌条件等。基岩山区震动会引起崩塌、滑坡，在区划过程中要考虑山地坡度、岩石的岩性、风化破碎状况、地表水的条件以及受地震力作用下产生岩体移动可能性的分析计算等。

12.3.1.2 震害重复性原则

无数地震实例表明，地震地质灾害具有重复性的特点，这种重复性表现为地质结构在没有多大变化的情况下，一个地区的地震地质灾害在未来地震作用下将重复出现。如1974年5月昭通7.1级地震引起的崩滑点即是以往地震的崩滑点；1976年7月28日唐山7.8级地震时天津受到的破坏与1967年河北河间6.3级地震天津受到破坏的重点地区是相同的，均位于海河以西，所发生的液化地区也重复出现在天津毛条厂和柳林一带；唐山主震三个月后发生的6.9级余震，在宁河出现的液化区绝大多数是7.8级地震时遗留下来的喷水冒砂孔，只是在部分老孔周围新添一些喷水冒砂。云南昆明周围的历史地震虽距昆明的方位、距离、震级不同，但造成的破坏与震感程度却表现出惊人的重复。这些实例说明，地震地质灾害的成灾过程中，地质条件起长期的、主要的作用。

12.3.1.3 地震作用下地质灾害具有分区、分带的不均一性原则

由于一个地区的地质条件、地貌条件的差异，在同一次地震作用下，不同地区会出现不同类型的地质灾害。如1966年河北邢台地震中，震中以西的太行山基岩山地多处崩塌、滚石累累，而太行山地东侧沿釜阳河一带液化严重，沿古河道破坏强烈等区域性特点明显，在大

的区域范围内，由东到西存在分区性、分带性特点。在同一个强震中，从震中向周围地区也存在着这种地震地质破坏的不均一现象。在区划中根据这一不均一现象可以区分出相对安全区与相对危险区。

12.3.2 方法

12.3.2.1 砂土液化判别和危害性分析

地震作用下饱和砂土的液化是一个复杂的物理现象，影响这种现象的因素很多，大致可分为三个方面：第一是场地中土的应力状态，包括土承受的动力和静力状态，前者与地震荷载大小、类型和持续时间有关，后者与静荷载和埋深等有关；第二是土的物理性质，包括砂土的密度、饱和度和结构等；第三是其它因素，主要包括现场的排水条件和场地遭受的历史地震情况。

判别饱和砂土体的液化主要有两条途径。第一是经验方法，它以地震现场的液化调查资料为基础，给出区分液化与不液化的条件或界限；第二是试验-分析法，它以液化试验和土层地震反应分析结果为基础，可判别建筑物地基或土工结构物中的饱和砂土体是否会液化。

砂土液化判别问题已有多年的研究，且有长足的进步，目前存在40个左右的液化判别式或方法，关键是如何合理对待和选用这些方法。

用标贯击数作主要判据是用得最多的方法，经验也比较丰富，我国有三个规范（建筑、铁路、公路），采用了这种方法，尽管表达方式不一样。研究表明，它们的判别式具有大体相同的可靠程度，液化时回判成功率均为78%～83%，不液化时为89%～90%。因此，《工程场地地震安全性评价规范（GB001-94）》采用《建筑抗震设计规范（GBJ11-89）》中的有关液化判别的规定是适宜的。首先，根据饱和砂层的生成年代、埋藏深度和地震烈度等因素进行初判，排除掉不液化或不需考虑液化的饱和砂层；其次，用给定的判别式对其余的饱和砂层作进一步的判别，在用这个判别式时必须知道地震烈度、标贯击数、砂层埋深和地下水位埋深。当用于粉土时还需知道粘土颗粒含量。这些资料均应从勘探和室内试验取得。

还有一些比较成熟经验的，如日本《公路桥梁抗震设计规范》中的液化判别方法，我国的基于剪切波速的砂土液化判别方法等；有些是世界范围内知名的，并经过较长时间实践考验的，如Seed-Idriss方法。这些方法都能较好地判别自由水平地面饱和砂土的液化问题。

对于非水平自由场地，特别是斜坡坡度较大的场地，因其初始剪应力不为零，故现有的经验方法已不适用，宜采用试验—分析方法。土单元中的地震剪应力或地震剪应变或震动孔隙水压力进行计算确定，并与单元中的液化临界值进行比较以判断其液化势，土单元的液化临界值可采用动三轴试验得到。分析方法最常用的是二维或三维有限元法，土的模型可取总应力模型或有效应力模型。其它的计算分析方法还有：有限差分法、特征线法、半解析元法、有限条或有限层法等。这种理论计算方法最好结合震害实例或足够尺寸的模型试验进行校验，以了解其精度，尤其对使用经验不足者，必须如此。

液化危害性分析是对房屋和地基基础在地震作用下可能因液化引起的破坏程度给出评价。这种评价具有两种作用，一是为制定城市和重大工程防灾规划提供基础性资料或依据，二是为确定抗震措施提供依据。

在实际地震过程中，液化土层一方面作为建筑物地基可造成地基失效，另一方面又是地震波传播的一种介质，液化又影响到地震能量的传递程度。因此，建筑物的最终破坏形式和程度是这两种作用的综合结果。已有的研究结果表明，由于这两种作用不同，经组合造成的

结果也不单一，液化土层对建筑物造成的影响就存在着三种情况，即加重、减轻和不加重不减轻震害。

一种好的液化危害性分析方法应是考虑了上述液化影响的双重性作用，目前可用计算震陷值 h_p 来考虑地基失效作用，用谱烈度比反映土层液化对房屋遭到的地震荷载的影响，但仍处于研究阶段，尚需通过地震考验、修正而定。

故目前通行的是只考虑地基失效作用的评价方法，即液化指数法。该法特点是液化指数 I_{LE} 只与埋深 d_i 处的实测数据和液化临界数据有关，简单明了，而且，按 I_{LE} 值大小划分液化等级时完全是根据宏观震害资料进行的，所以 I_{LE} 值也反映了液化地基对上部建筑物的某种可能的破坏程度，但实际上，I_{LE} 值本身并未包含上部建筑物的作用。

12.3.2.2 *软弱场地地基震陷分析*

宏观震害资料表明，软弱场地地基（软土、液化土等）的不均匀下沉（简称“震陷”）是主要破坏形式，而且与建筑物的存在密切有关。

不均匀震陷是一个相当复杂的课题，我国正起步开始进行研究。

已有的研究重点是分析、总结、研究宏观资料，进行室内外试验研究，建立模型和分析均匀震陷的方法，并通过震害实例的计算进行验证和修正。至今比较成功的是基于软化模型概念建立的震陷计算方法和程序。其基本概念是，震动作用的主要效果是土壤变软了，模量降低了，因而产生震陷值。震前土模量为 E_i，震后为 $E_{ip}=(\frac{1}{E_i}+\frac{1}{E_p})^{-1}$，$E_p=\sigma_d/\varepsilon_p$，$\sigma_d$ 为动应力，ε_p 为残余应变，由试验确定。一般用有限元法进行计算，一次动力分析确定 σ_d，再进行两次静力分析，第一次用 E_i，第二次用 E_{ip}，两次求得的位移之差，即为所求的平均震陷值。另外，还可用与土力学基础设计中的分层综合法相似的原理建立震陷简化计算法。这两种方法均已用于实践。

还有主要依据宏观经验和部分计算结果建立的经验性震陷分析方法，且已被若干规范或规程采纳。《工程场地地震安全性评价规范（GB0001-94）》采用了我国《软弱土地区工程地质勘察规范（JBJ-83-91）》中的有关方法。该方法要求软土地区一级建筑物和对沉降有严格要求的二级建筑物应进行专门的震陷分析计算。对于对沉降无特殊要求的二级建筑物和对沉降敏感的三级建筑物当无条件进行专门的分析计算时，根据地基主要受力层深度内软土厚度、地基土承载力标准值和场地基本烈度，给出了震陷的估算参考值，该方法中，没有考虑软土不同埋深对震陷贡献大小的差别，使用时需注意这一点。对于饱和砂土震陷分析，规范里没有提出方法，目前还处于研究阶段。

参 考 文 献

闵子群，1991，历史地震与地震预报，东北地震研究，7（1）。

石兆吉等，1997，砂土液化判别和评价方法研究，地震工程与工程振动，17（1）。

石兆吉等，1988，塘沽新港地区震陷计算分析，土木工程学报，4 期。

孙锐、袁晓铭、石兆吉，1998，地震液化的有效应力二维持有限元分析方法，世界地震工程，1 期。

杨石红等，1997，软弱地基土层震陷简化计算方法研究，世界地震工程，2 期。

袁晓铭、孙锐，1999，饱和砂土透镜体液化对建筑物地震反应的影响，地震工程与工程振动，19（4）。

Newmark，N. M.，1965，Effects of Earthquekes on Dams and Enbankments，Geotechnique，15（2）.

Seed, H. B. and I. M. Idriss, 1971, Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Journal of Soil Mech. and Found. Div, ASCE, 97 (SM9).

Seed, H. B. and M. L. Silver, 1972, Settlement of Dry Sands during Earthquakes, Journal of the Soil Mech. and Found. Div. ASCE, 98 (SM4).

Youd T. L. and S. N. Hoose, 1978, Historic Ground Failures in Northem California Triggered by Earthquakes Unied States Government Printing Office, Washington.

茅原一也，1989，新潟地震と地盘灾害，日本新潟大学，纪念新潟地震25周年专刊。

第三篇　地震安全性评价中的地震问题

第十三章　区域地震活动性[①]

13.1　概　　述

在工程场地的地震安全性评价中，最重要的任务是了解工程场地所在区域范围内的地震活动规律，预测在工程使用年限内（通常取50～100年或更长时间）工程场地周围可能发生地震的地点、强度以及可能对工程场地的影响。这就是所谓的地震安全性评价。对工程场地地震安全性评价的主要依据之一是对区域地震活动性的认识。而对地震活动规律性的认识需要建立在完整可靠的地震资料的基础上。

中国的地震记载，可以说是世界上最早、最丰富、最详实的。最早有文字的地震记载始于公元前1831年夏帝发七年“泰山震”（据竹书记年），距今已有3800余年历史；最早的破坏性地震记载是公元780年（周幽王二年）“西周三川皆震，是岁也，三川（泾、渭、洛）竭，岐山崩（据史记·周本记）”；最早有仪器记录的地震是公元138年（后汉顺帝永和三年乙亥），“陇西地震，山岸崩，城廓室屋多坏，压杀人。”陇西大地震时，洛阳没有感觉，而地动仪的“一龙发机，竟测得千里之外的地震，京师学者叹服其妙”；因地震死亡人数最多的莫过于1556年1月23日的关中大地震（华县），《嘉靖实录》载：“压死官吏军民奏报有名者八十三万有余，其不知名未经奏报者复不可数计。”当时西安进士秦可大写了一篇“地震记”，载《咸宁县志》，有当时地震经历之生动描述，有详细周围各县地震受灾的情况，还有防震措施等，可说是世界上最早的地震调查论文；历史上破坏最大的地震当数1668年7月25日山东郯城、莒县地震，震级达$8\frac{1}{2}$，影响到山东、山西、河南、河北、湖北、安徽、江西、江苏、浙江等省，410余县有记载，其中150余县记载到破坏情况。记载内容如此丰富，记载地点如此广泛，即使是现代大地震调查也是少有的。但这些历史地震资料，在地域和时间分布上很不均匀，地域上偏重于我国东部，西部记载很少；时间上，偏重于明、清以后，地方志书盛行，才有丰富、详实的记载。利用这些可贵的历史地震资料进行地震活动性研究时，首先需要对资料完整性和可靠性进行分析。

另一方面，鉴于目前地震科学研究的水平，对地震活动性研究的方法还处于于描述推理和统计规律的认识阶段，即利用现有的数据资料提供的有限信息统计外推，得到现阶段我们对区域地震活动性的认识，以此应用于工程场地的地震安全性评价。由于地震活动和地质构造运动有着密切的关系，地震和构造运动同是地壳构造变动的不同表现形式，而现在所拥有的有关地震活动历史的数据与地质构造史相比非常短暂，远不能满足对地震活动历史及其规律性的认识，因此，有必要将同一研究区域内的地质构造及其构造运动（特别是最新构造运

① 时振梁执笔。

动）相结合，以获得良好的效果。本章在讨论区域地震活动的时空分布特征时，要涉及到地震活动的构造环境及统计区的划分等与构造区、带划分有关的问题。

13.2 地震资料的整理和分析

13.2.1 地震目录的编制

地震目录是研究区域地震活动性的最基础资料。地震目录包括历史上记载的、以地震破坏现象的文字记载为基础的历史地震目录和由现代地震观测台网所测定的地震目录。

13.2.1.1 历史地震（$M\geqslant 4\frac{3}{4}$）目录

从本世纪50年代初以来，我国已经历了四次较大规模的地震目录编纂工作。第一次（1960年）是由李善邦为首编制的《中国地震目录》和《中国分县地震目录》。该目录的编制是在中国科学院地震工作委员会主持下，首先将大量有关地震的原始记载整理成两大册历史地震资料年表，而后经过各种地震学处理，将较大的、有破坏记载的地震确定其参数，按编号、地震发生时间、震级、震中烈度、震中位置（包括经纬度和地名）以及地震情况等分栏目。该目录发表于1960年，由科学出版社出版（作为内部用）。这本目录为我国以后修订版目录，在基本数据、各项参数修订、补充等方面奠定了基础。

第二次《中国地震目录》的编制，是在1970年，由中央地震工作小组办公室主编，由李善邦主持，姚虹、李群等参加编辑，在1960年版目录基础上补充、修订，并增加了1956～1969年共14年的地震资料。1970年版目录按年代先后共分四册，自公元前1177年至1969年共收录大地震2257次（包括余震）。

第三次《中国地震目录》是在前两版基础上的增订，由顾功叙主编，林庭煌、时振梁任副主编，于1983年和1984年分别由科学出版社（公元前1831年至公元1969年）和地震出版社（公元1970年至1979年）出版。鉴于1970年后的十年内我国强震活动十分频繁，有不少新的地震资料需要补充，也由于当时各省、市地震部门成立后开展了大量地震调查和研究，对历史地震也有不少的增补和修改，为此，该版目录对1900年以前的历史地震又重新进行了修订和补充，对仪器记录测定的地震参数，逐个进行校核，并分别给出资料来源。该目录编制方式和体例与前两版目录保持一致，全篇目录分三部分：第一部分将$M\geqslant 4\frac{3}{4}$的破坏性地震编成强震目录，共收录地震4093次；第二部分将$M\geqslant 4$的地震分省编成简目，其中包括黄海、东海、南海公海部分的地震；第三部分将资料有疑问或资料过少，震中难以确定或不可靠者编成附录。

第四次《中国地震简目》是为编制《新的中国地震区划图》的需要，以闵子群为首组织的中国地震简目汇编组于1988年编辑而成的。该简目在上述三版目录基础上增添了《中国地震历史资料汇编》1～5卷新资料，在目录资料的选取上，对一些历史记载中虽未记破坏，但波及范围较大，根据经验关系式估算地震震级$M\geqslant 4.7$的地震也编入了简目，由此而增加的地震有221次，该简目还重新修订了原属8级地震（即1695年临汾地震由8级改为$7\frac{1}{2}$级，1906年新疆沙湾地震由8级改为7.7级），新增了两次西藏8级地震（即1411年当雄西南和1833年聂拉木的8级地震）。该简目共收录公元前780年至公元1986年的2766年间$M\geqslant 4.7$地震

5142 次。这份简目是目前我国收录地震年代最近（至 1986 年）、收录地震最全面的目录。它是编制《中国地震烈度区划图（1990）》的基础资料，也可作为工程场地地震安全性评价工作中地震活动性研究的基础资料。当然，对有疑问的地震，还应当参阅前几版目录和汇编以及其它原始资料给予订正。

《中国历史强震目录》于 1995 年由地震出版社出版，该目录共收入公元前 23 世纪至 1911 年间 4 $\frac{3}{4}$ 级以上地震 1034 次，这是在《中国地震简目》基础上增加了地震情况和等震线等内容，在震情记述中还增加了前震、余震及震前、震后相关现象，以及抗震救灾、地震对策等方面的有关资料，在等震线图上，尽可能标出各资料点的烈度值和地表破坏现象及重大的次生灾害，并在简目基础上对 4 次 8 级地震作了增改（1556 年陕西华县地震改为 8 $\frac{1}{4}$；1604 年福建泉州海外地震改为 7 $\frac{3}{4}$；1812 年新疆尼勒克地震改为 8 级；1906 年新疆沙湾地震改定为 7.7 级）。该目录还给出了我国大陆东部、西部和台湾三个地区的震级-烈度关系式。

《中国近代强震目录（公元 1912～1990 年）》与历史强震目录配套。该目录由国家地震局地球物理研究所汪素云等编制，目前已完成全稿，即将出版。该目录共收录 $M\geqslant 4.7$ 地震 4300 次，等震线图 328 幅。其中 1980 年前的地震目录是根据旧版地震目录补充修改而成，1980～1990 年出版的地震目录是新编的，共计 $M_S\geqslant 4.7$ 地震 738 次，等震线图 97 幅。

上述各版地震目录，包括了 1990 年以后的有仪器数据测定的 $M\geqslant 4\frac{3}{4}$ 的地震事件。

汇编地震（$M\geqslant 4\frac{3}{4}$）目录时，对各项地震参数的确定和测定可参看上述各版目录的编辑说明。

在地震目录的编制中需注意下列问题：

（1）按规范要求编制的地震目录，应包括本区域自有地震记载以来，直至当前为止全部 $M\geqslant 4\frac{3}{4}$ 的地震事件。一般公开出版的地震目录都有起止时间，目前最新版本的《中国地震简目》，资料截止到 1986 年。1986 年以后的地震资料，需要工作者自己编辑。新的地震目录或地震资料主要有两方面来源：一是地球物理研究所出版的每年一期的《地震观测报告》，也称“年报”；另一来源是地震局每年出版的《地震年鉴》。再有就是散集于各省区的有关地震刊物。

（2）对一些地震事件的参数，尤其是震中位置和震级等几个版本有较大差别的地震，需要工作者自己进行分析研究，最终给予确定。特别是对工程有较大影响的地震，要有充分的论证，必要时，甚至需要现场考察或进一步考证。一些历史地震由于史料来源不一或记载模糊、笼统，虽经多次编辑，每次编辑又因人而异，难免带有主观成分，这就要求进一步工作，最后订正。

（3）对于在工作区内特别是工程近场区内的一些疑难地震，有些没有列入正目，而被列入附录中，这些地震或因震中不明，或因震级烈度难定等，作为全国性的编目，受时间和工作量限制，不可能都搞清楚，但作为工程需要，影响工程地震的评价，就有必要认真对待，尽可能进一步考证清楚，至少应有明确的交待。

（4）给出区域内全部收集到的地震等震线图，这是一些工程地震工作报告中常被忽视的问题。地震等震线图，一方面直接影响到工程区地震的评价，同时也从另一侧面提供地震与

地震构造方面的信息。

(5) 给出区域内最早地震事件的记载时间，这对了解该区域地震记载历史和分析地震活动性都是有利的。

13.2.1.2 区域性地震台网地震目录

对于 $M\geqslant 4\frac{3}{4}$ 地震已编入强震目录，这里是指由区域性地震台网测定的、震级 $M<4\frac{3}{4}$ 的地震，实际上我国自 1970 年开始全国才有比较完整的区域地震台网。

对于区域地震台网测定的小震目录，1980 年由地震出版社出版的《中国东部地震目录》共收录 1970～1979 年我国东部（东经 150°以东）地区及附近海域 $M_L\geqslant 1$ 的地震 27000 余个。该目录中给出的是近震震级 M_L，震级≥6.0 的采用 M_S，并给出近震震级 M_L 和面波震级 M_S 之间的换算经验公式。与东部目录配套，地震出版社 1989 年还出版了《中国西部地震目录》，收录我国东经 150°以西地区 1970～1975 年和 1976～1979 年 $M_L\geqslant 1$ 的地震资料 55000 余条（共两本）。

在实际使用中，对 1970 年以后由区域地震台网测定的小震（$M\leqslant 4.7$），包括 1980 年后直至 1996 年的地震目录，以及今后逐年须编的目录，均由各省、自治区地震局分析预报室计算机处理、编辑；全国的区域台网地震目录，则由国家地震局分析预报中心整理、汇编；所有区域台网测定的地震目录，都可以由有关部门以计算机软盘形式提供。

图 13.2.1 表示我国大陆地震台网测定地震的控制能力（以震级 M_L 表示）分布。

13.2.2 区域地震震中分布图

区域地震震中分布图是为了解工程场址周围地震活动性编制的，这和研究区域地震活动特征所要求统计的地震带、地震区概念有所不同。这里所指编图要求的区域是取对工程场地地震危险性评定有影响的范围，其半径以工程场地为中心不小于 150km。区域地震震中分布图图件的比例尺约为 1∶100 万至 1∶250 万，Ⅰ类工程，要求 1∶10 万的图。对于精度要求稍低的图件，可以采用较小比例尺，但必须注意图面清晰，内容准确。此外，在编制地震震中分布图时还应注意：

(1) 图中标出的工程场址位置应在图的中心或中心附近，不要编在一侧或一角；

(2) 图下方适当位置标上线比例尺，便于图件缩放，即使是大幅附图有数字比例尺表示，为了使用方便，也应划上线状比例标尺；

(3) 注明图中所录地震的起始时间和震级范围，图中震级标度应当一致，如为 1970 年后区域台网观测记录的地震震级可全部用 M_L，若该区内还需标示 1970 年后 $M_S\geqslant 4\frac{3}{4}$ 地震，则可另用标记表示；

(4) 区域地震震中分布图上对工程场地有重要意义的大地震，应在震中符号旁标注明该地震的发震时间和震级；

(5) 震级挡划分不能重叠，如有些图中震级标度为 $M\geqslant 2$，$M\geqslant 3$，$M\geqslant 4$ 等，这种表示是不对的。震中符号大小要适当，同时要能清楚区分。震级大小符号以图例表示。

(6) 由区域地震台网观测记录编制的地震震中分布图，还应标明记录台站的位置、图例。

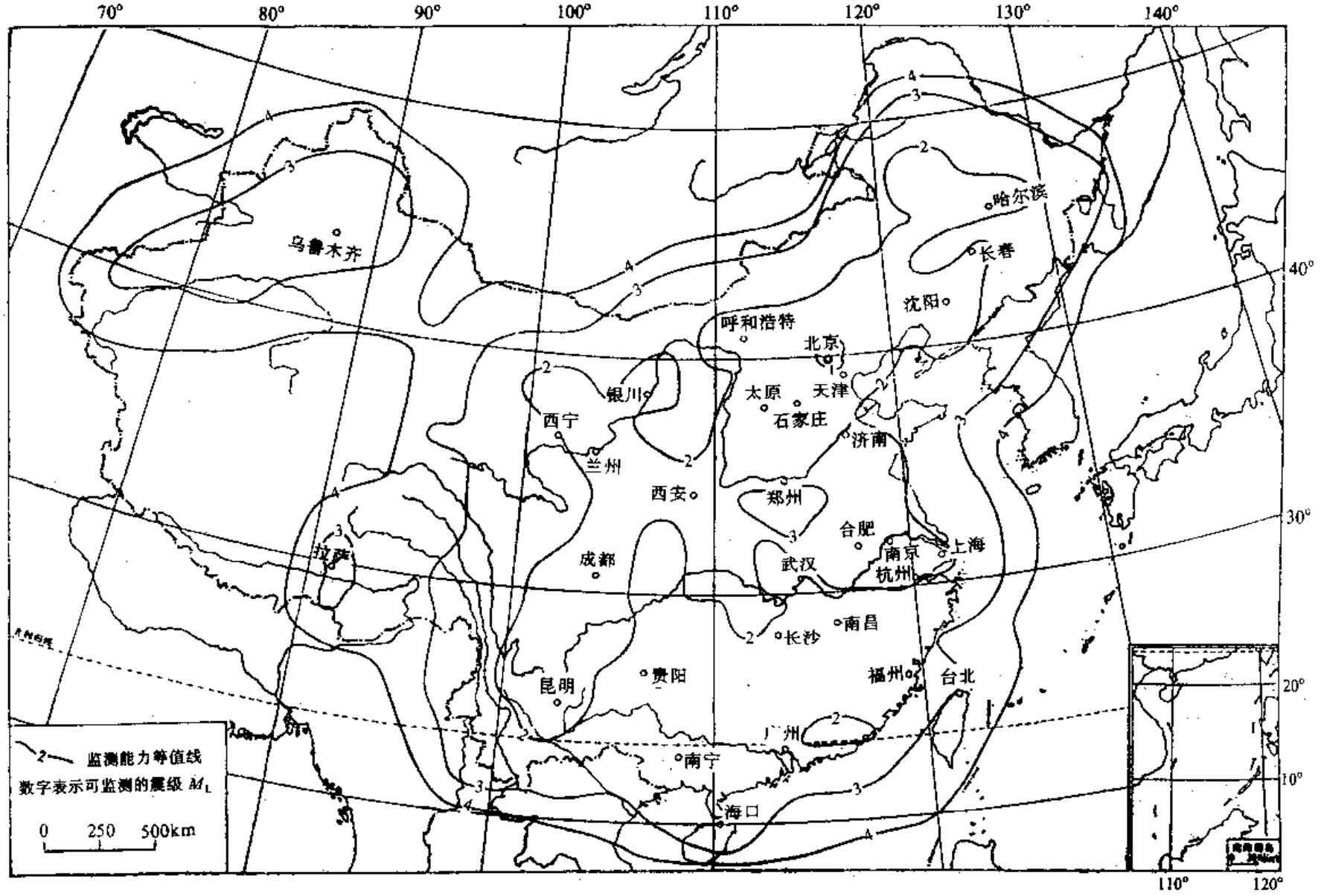


图 13.2.1 中国地震台网控制能力分布（据焦远碧等）

13.3 地震活动时空特征分析

13.3.1 历史地震记载的完整性讨论

利用历史地震目录研究我国各地的地震活动性，首先要考究历史地震记载的完整性。由于不同历史时期政治、经济、文化的发展程度不同，对地震记载的详简程度和完整程度有很大差别。总体来说，时间愈久远，记载愈笼统、缺失愈多。

13.3.1.1 历史地震记载概况

我国地震记载历史悠久，在距今3000多年前的《竹书记年》（公元前1831年）中就已经记载了地震。到公元前780年记到了遭受地震破坏的情况。然而，在这期间的历史地震记载非常笼统，很难用来进行地震活动性分析，在这之后逐渐开始有较多的记载。图13.3.1是自公元前780年到公元1500年$4\frac{3}{4}$级以上地震的震中分布图。在这期间共记到破坏性地震130次；平均每11年记到1次，仅记到一次8级地震，即公元1303年山西洪洞赵城地震。从图13.3.1看到，这个时期地震震中都位于我国东部，显然这和当时居民点分布有关。图13.3.2是1501～1900年间的（$M\geqslant 4\frac{3}{4}$）震中分布图。在这400年间共记载破坏性地震450次左右，平均约一年1次，其中8级地震达9次，这期间的记载主要也是在东部。但记载地震的数量明显增多，这与当时历史、政治、文化和居民点分布有密切关系。从图上也可以看出，我国东部地震分布的轮廓基本形成。从当时记载点的密度看，我国东部地区地震记载的水平，大概$M\geqslant 6$地震可能会有些遗漏，但大量遗漏缺失的可能性比较小。这是地震工作者赖以进一步研究地震活动性的基础。

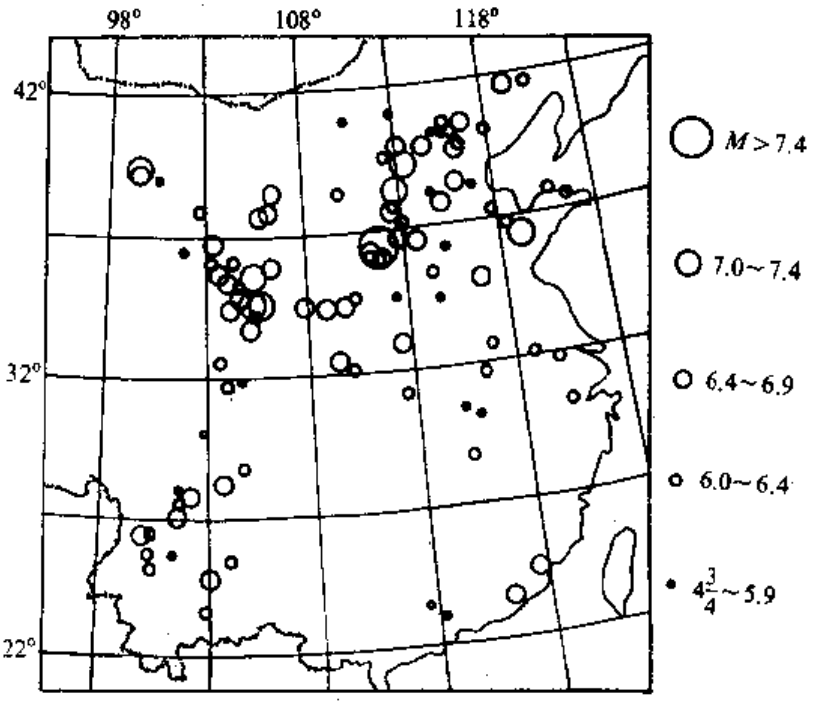


图13.3.1 中国地震震中分布（$M\geqslant 4\frac{3}{4}$，公元前780年至公元1500年）

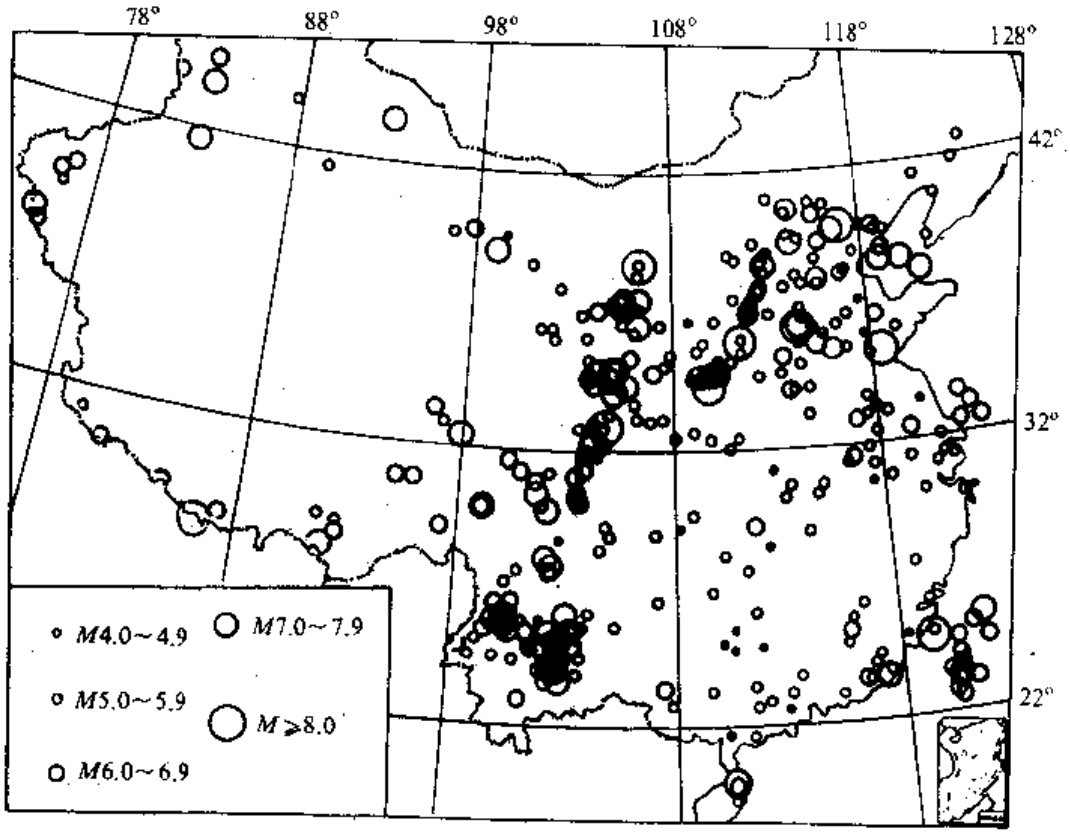


图 13.3.2　中国地震震中分布（$M \geqslant 4\frac{3}{4}$，公元 1501～1900 年）

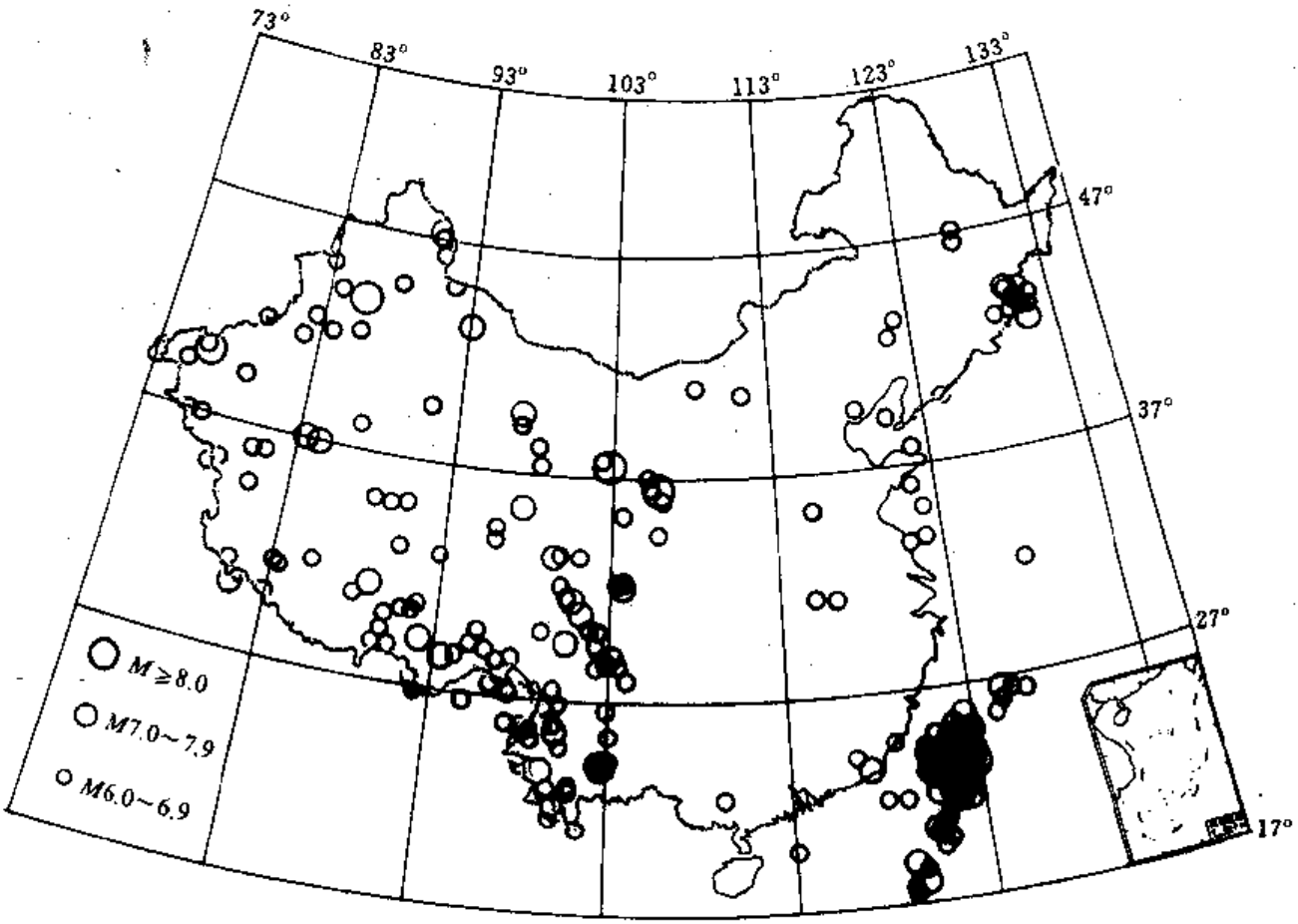


图 13.3.3　中国地震震中分布（$M \geqslant 4\frac{3}{4}$，公元 1901～1950 年）

图 13.3.3 是 1901～1950 年 $M\geqslant 4\frac{3}{4}$ 震中分布图。这是本世纪前 50 年的记录，在这期间共记录到地震 1064 次，平均每年达 20 次，其中 8 级以上地震 6 次。这里有一个很有趣的现象，即 1900 年以后的震中分布图（图 13.3.3）与 1900 年以前的震中分布图（图 13.3.2）比较，震中分布情况恰好相反。这是因为 1900 年后有了世界地震台网仪器测定的地震震中，它真实反映了我国西部地区地震活动频繁的特征。由此看出，也许 1900 年以后的地震活动性更代表我国各地的地震活动水平。

图 13.3.4 描绘了我国公元前 780 年至公元 1986 年全部 $M>4$ 地震的震中分布。它包括了我们所能收录到的全部历史地震资料和仪器记录数据。这张图比较全面地反映了我国地震活动的基本轮廓。

表 13.3.1 为我国不同历史时期地震资料统计。从上述我国地震资料时-空分布情况可以看出，地震资料的完整性分析要将地域分布和时间进程结合起来考虑。当然，资料的可信程度也和地震震级大小有关。在进行地震活动性研究时，要根据所统计的地域内不同时段，具体情况具体分析。

表 13.3.1　中国历史时期地震资料统计

记载时间（年）	总计/年	地震次数（$M\geqslant 4\frac{3}{4}$）	年平均数	$M\geqslant 8$ 级地震数
公元前 780～公元 1500	2280	130	0.1	1
1501～1900	400	450	1	9
1901～1950	50	1064	20	6
1951～1979	29	3419	120	1
1976	1	160	160	
1980～1986	7	354	50	

13.3.1.2　*历史地震资料检验*

历史地震资料在时间轴上分布的完整性情况检验的最直观方法是编制 *M-T* 图。按需要研究的统计区内全部被统计的地震，以震级为纵坐标，按时间序列标出，图 13.3.5（a）为川滇菱形地块的 *M-T* 图，从图上可以直观看出公元 1450 年以前的 $M\geqslant 5$ 地震每百年不足一次，显然缺失很多，不能作为统计依据，即使如郯庐地震带（图 13.3.5b），文化比较发达，历史记载比较完整的地方，也只是 1450 年以后，也就是明朝以后，各地地方志书盛行，才记载到较多的地震。从全国范围来说，在文化较发达的华北、华南、陕甘和川西、滇东等地，大致都属这种情况，即明朝统治后才有较完整的记载。

地震记载的能力还与震级大小有关，早期对大震不易漏失，时间愈靠后，记载能力愈强。我们曾对华北各省区的地震完整性记载有个估计，即 1484 年以后，华北地区 6 级以上地震不致有较大遗漏，5 级以上地震直到 1900 年后才可望有较完整的记录。章淮鲁（1991）采用 *M-T* 图和 5～10 年间隔的不同档次直方图来勾划历史地震记载在时间轴上的分布，并以此检验不同震级档历史记载状况。图 13.3.6 是祁连山—六盘山地震带的 *M-T* 图和不同震级档次的直方图。从图上不难看出，16 世纪以后 7 级以上地震遗漏较少，17 世纪以后 6～6.9 级地震遗漏较少，而 5 级以上地震则要到 20 世纪上半叶才有保障。对于地震资料在时间上的不均匀性，我们做统计分析时应该给予考虑。

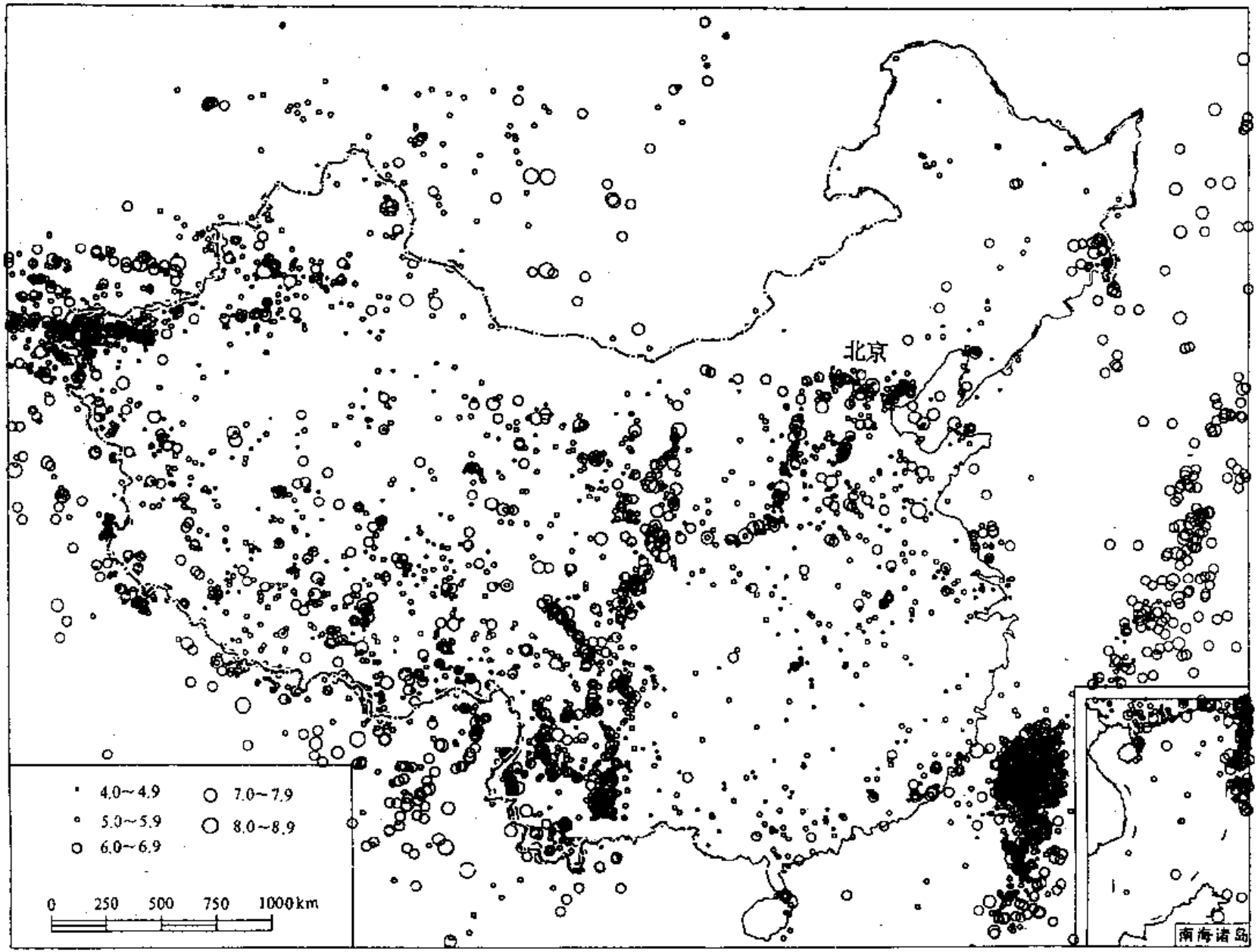


图 13.3.4　中国及邻区地震震中分布图（公元前 780 年至公元 1986 年）（据金严）

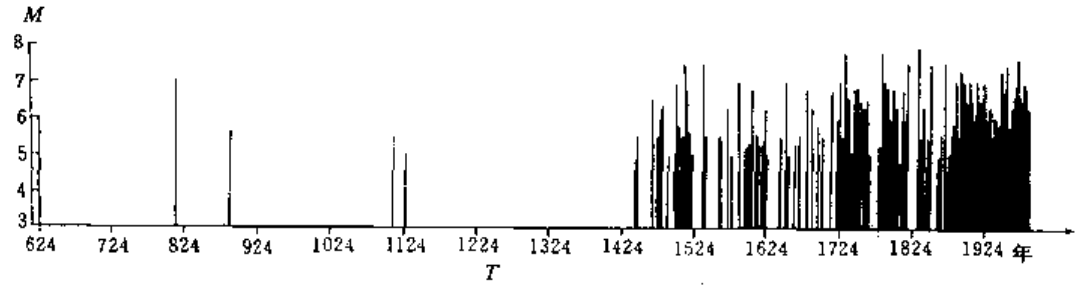


图 13.3.5 (a)　川滇地震带 M-T 图

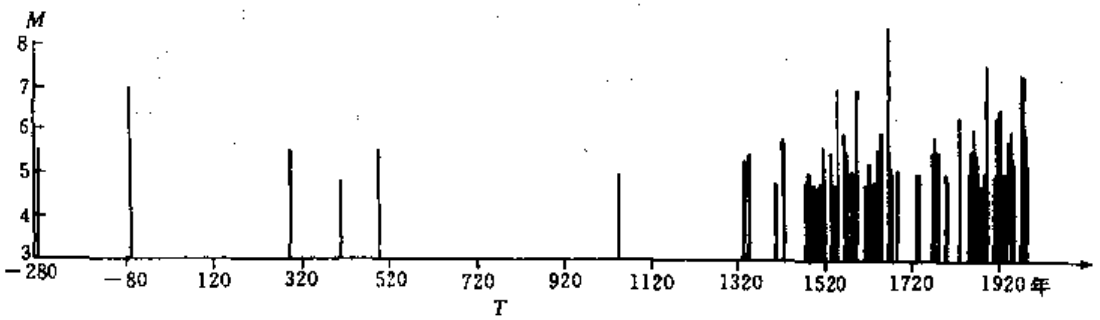


图 13.3.5 (b)　郯庐地震带 M-T 图

13.3.1.3　地震资料的震级检验

地震工作者常用震级-频度关系 $\lg N=a-bM$ 的线性分布来检验地震震级分布的完整情况（其中 N 为地震数；M 为震级；a、b 分别为常数；s 为方差）。通常认为，如果统计区合理，统计数据足够，在一定震级区间内的 $\lg N$-M 呈现线性关系。但是常常在线性的两端出现“掉头”现象。在小震一端“掉头（数据过少），主要是小震漏记；在大震的一端“掉头”，其原因，可能是统计的时间不够长，或大震的发生需要更大范围的统计才比较合理。图 13.3.7 为川滇地震带的 b 值分布曲线，从图中可以看出，5～7.5 级地震若以 0.5 级地震为震级区间，说明地震频数分布的线性关系很好，基本上代表了这个地区的大小地震统计关系（图中的 I 线，见图下方数据），但是线性两头，5 级地震数偏少，8 级地震也少，说明本统计区 8 级地震资料不完整（图中的 I 线）。因此，在进行地震活动性研究时，要考虑地震资料本身的“可信时间域”和“可信震级域”。

13.3.1.4　地震资料完整性检验的史料考证

地震资料的多寡与地方志记载有关，因此也可从某一时期地方志分布状况看出是否因记载而缺失。地方志的分布可查阅中国历史地震图集（明、清时期）。在地方志分布图中明显看到，明时期广西的地方志是缺失的，直到清后期才有零星的地方志，说明在这段时间内没有这个地区的地震记载。

13.3.1.5　地震仪器台网记录的地震资料完整性分析

我国从 50 年代开始形成全国性地震台网，70 年代开始形成几个具有小震监测功能的区域性地震台网，现已产生了一整套由仪器测定的地震目录。对这一套目录也要分析研究其完整性。

50 年代形成的地震台网，台数很少，开始只配备机械放大地震仪，灵敏度很低，后来改进装备了电流计式地震仪，灵敏度有了很大的提高，但就全国来讲，尚只能监测到大部分地区 5 级以上的地震。

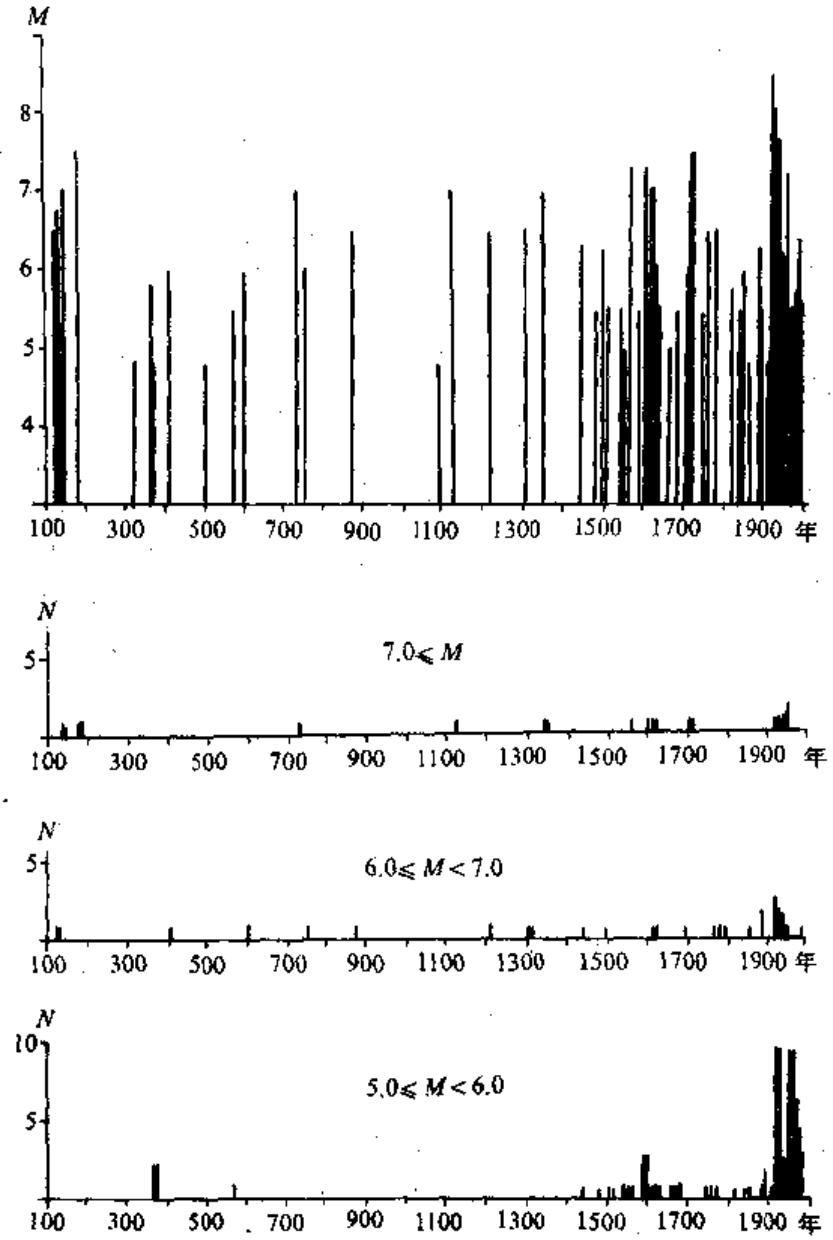


图 13.3.6　祁连山—六盘山地震带地震频度直方图

70 年代，配备高放大倍率地震仪的区域性台网陆续建成，有可能监测到全国 4 级以上地震以及大部分地区的 3 级地震。

而就一个地震台网来讲，对处于台网不同部位的地震的测定能力也是不同的。

所以，当利用仪器记录的地震资料进行有关研究统计工作时，应当由以下两个方面来研究所有资料的完整程度：

(1) 收集区域地震台网的观测历史、台站数目、位置、装备仪器的型号及灵敏度的沿革等资料，以便对台网资料不同震级地震的可信程度有基本了解。

(2) 根据台网中各台站位置及仪器的灵敏程度分析本台网的空间控制能力，从而了解台网内及附近不同部位处、不同震级地震资料的可信程度（参看图 13.2.1）。

只有在这种工作的基础上，才能从现代仪器资料的分析中得到合理的、无畸变的地震分布图像。

对历史地震目录和台网目录的可靠性和完整性进行分析后，才能根据各种统计、分析方

法对于资料的要求，决定统计、研究工作所适用的空间范围和时间范围以及震级范围，以便合理地进行统计、分析研究工作。否则，所得到的结果就可能被资料的不完整性所歪曲，也就难以得到科学、合理的结果。

13.3.1.6 检验历史地震完整性的统计方法

黄玮琼等（1992）用年平均发生率法和比例系数法检验黄河中下游的历史地震完整性情况。其做法是：首先将黄河中下游地区的历史地震分为 $M\geqslant 6$ 和 $5\leqslant M<6$ 两个震级档，按 1291～1368 年、1484～1730 年和 1815 年以后三个活跃期分别计算实际地震的年平均发生率，以 $M<6$ 地震数在 $M\geqslant 5$ 地震总数中所占的比例来考证 $M<6$ 地震资料的完整性。两种统计方法分析结果都说明，黄河中下游流域 $M_S\geqslant 6$ 地震自 1291 年以来基本上无遗漏；$M_S\geqslant 5$ 以上地震自 1500 年以来基本上无遗漏。利用同样方法，黄玮琼等（1992）对全国各地震区（带）进行统计分析，得到如图 13.3.8 的我国大陆各地震区（带）地震记载资料的可信时间域和可信震级域。在实际工作中，可以直接利用此图结果分辨各地震区（带）地震记载的完整程度。

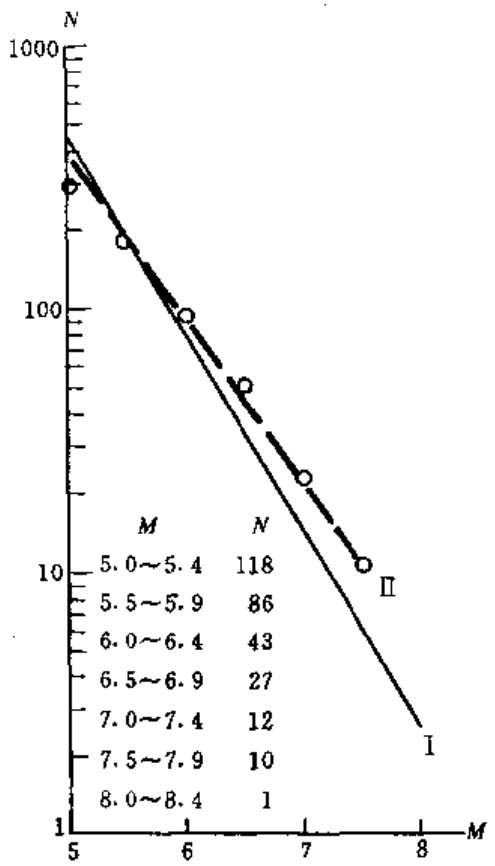


图 13.3.7 川滇地震带 b 值分布曲线
$a=5.39$，$b=0.75$，$s=0.263$
统计时间：1444 年 5 月～1986 年 11 月
地震总数：$N=297$ 次

13.3.2 区域地震活动的空间分布

中国的地震活动除台湾和西藏部分地区外，都位于板块内部。因此，地震的发生具有板内地震的特点，表现为地震分布广，大震相对集中成带；地震强度高，震源浅，危害性大；大震的复发周期长，且经常在历史上未记载大震的新区发生。这为我们研究强震活动分布的规律性造成很大困难。仅就目前的认识，我国区域地震活动空间分布特征有以下几种表现。

13.3.2.1 地震区、带划分

从中国地震震中分布图上可以看出，大地震相对集中成带。1973 年我们根据构造环境和地震活动特点将中国境内划分为 23 个地震带，15 年后，检查 1973 年以来共发生的 $M\geqslant 7$ 地震 12 次，它们都发生在 1973 年划定的地震带内（图 13.3.9）。可以认为，地震带可以作为 $M\geqslant 7$ 地震和大多数 $M=6\sim 6.9$ 地震的场所；并且可以认为，地震带具有相对一致、统一的构造单元，具有相对一致、统一的地震活动性。因此，划分的地震带可以作为研究强震群体活动规律性的统计单元。前者作为强震发生带来考虑，具体分析时也只能作为 $M>6$ 地震的统计规律。在地震危险性分析中，地震带的含义与 1973 年划分的地震带（强震集中分布的地带）有所区别，地震危险性分析中所确定的地震带是指各种地震活动性参数的统计单元，因此，它所涉及的范围大，包括强震集中带及与其相关的中强地震分布区域，1973 年后发生的地震，震中都落在地震带内（见图 13.3.9 附表）。

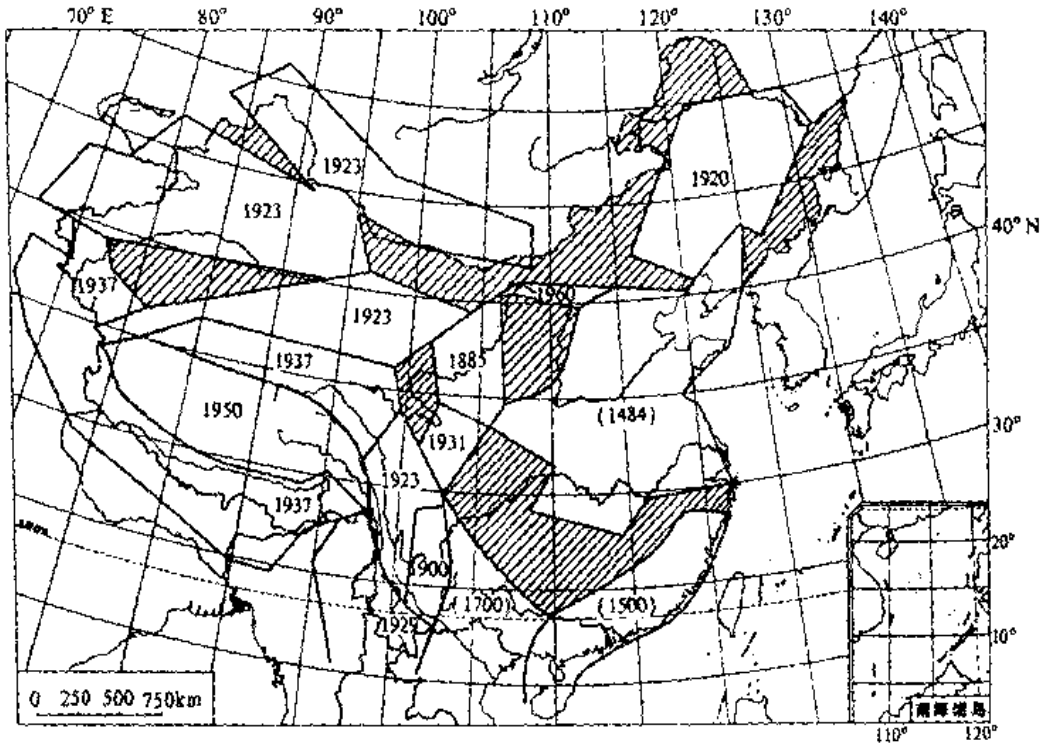


图 13.3.8 (a)　中国大陆分区地震资料基本完整性分布（$M_S \geqslant 4\frac{3}{4}$和 $M_S \geqslant 5$）（据黄玮琼等，1992）

注：图中数字为地震资料基本完整的起始年，括号内年份表示 $M_S \geqslant 4\frac{3}{4}$地震的起始年

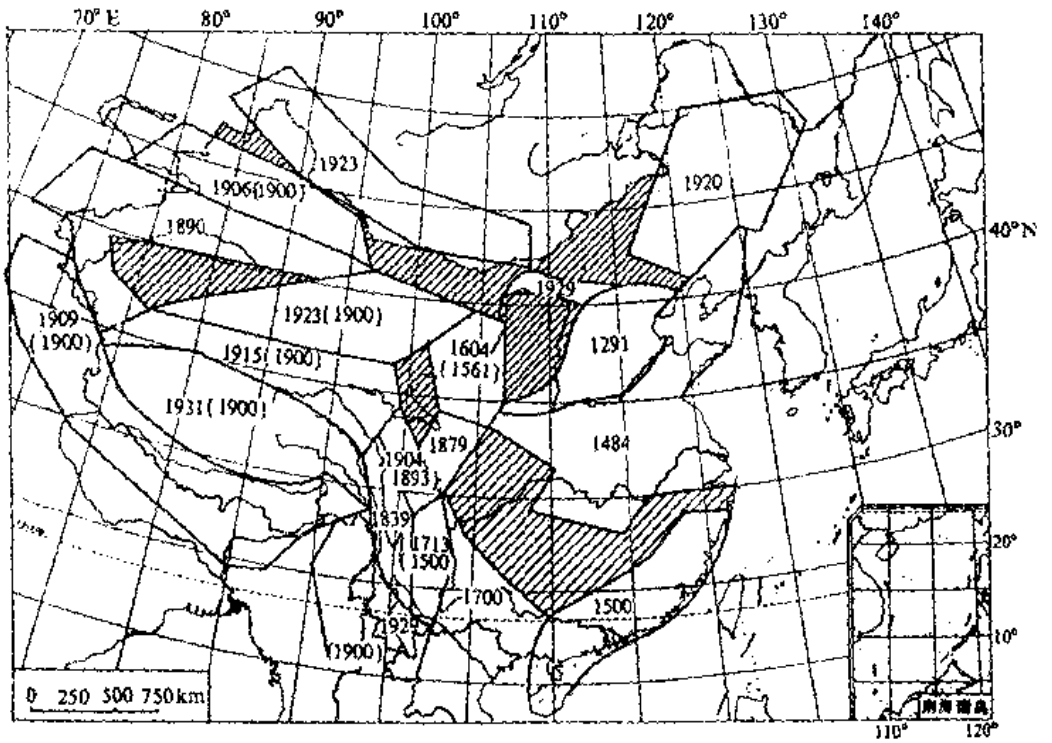
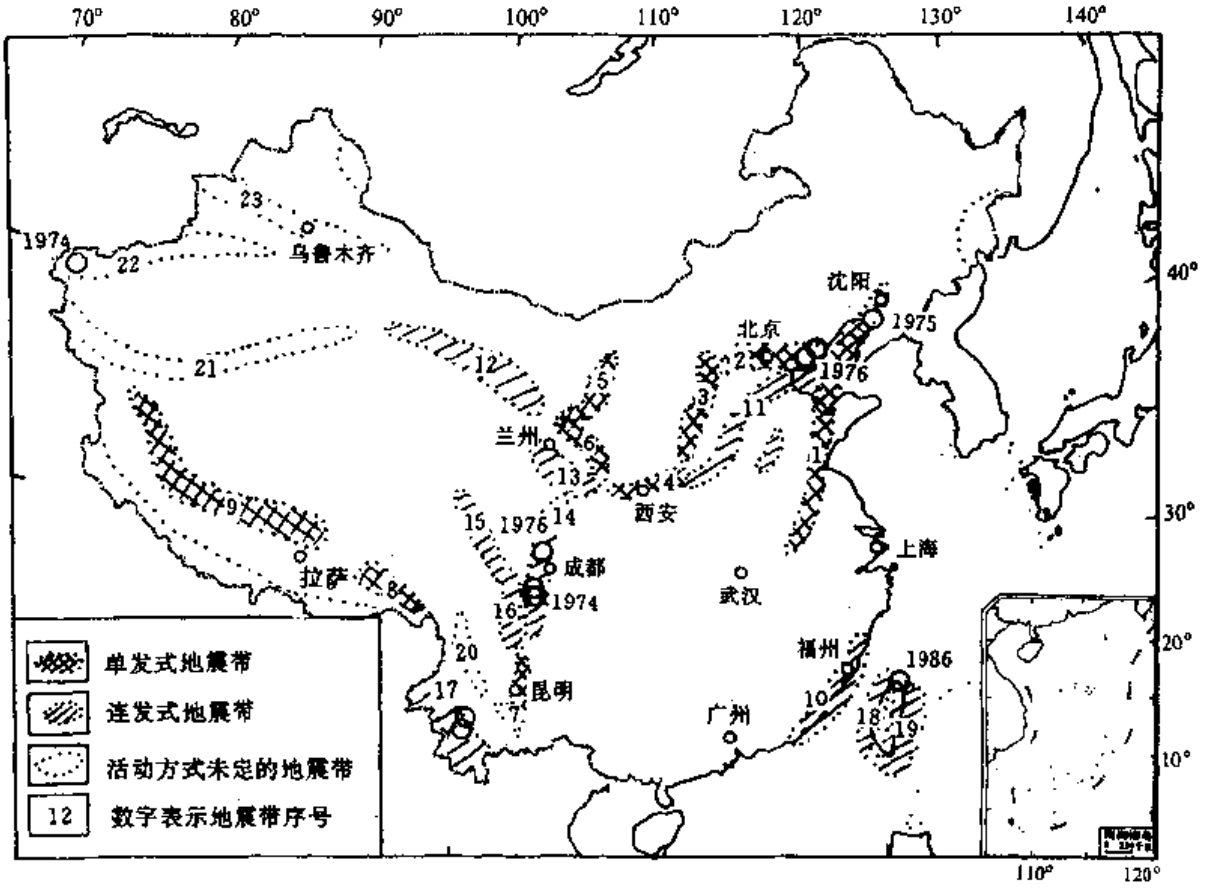


图 13.3.8 (b)　中国大陆分区地震资料基本完整性分布图（$M_S \geqslant 6$ 和 $M_S \geqslant 7$）（据黄玮琼等，1992）

注：括号内年份表示 $M_S \geqslant 7$ 地震的起始年，不带括号的表示 $M_S \geqslant 6$ 与 $M_S \geqslant 7$ 地震的起始年一致



发震时间	震中位置		参考地名	震级
	北纬	东经		
1974.5.11	28.2°	104.1°	云南大关	7.1
1974.7.5	45°14′	93°43′	新疆巴里坤	7.1
1974.8.11	39°14′	73°50′	新疆阿克陶	7.3
1975.2.4	40°39′	122°48′	辽宁海城	7.3
1975.3.23	22.8°	122.7°	台湾火烧岛	7.0
1976.5.29	24.5°	99.0°	云南龙陵	7.3
1976.5.29	24.6°	98.7°	云南龙陵	7.4
1976.7.28	39.4°	118.0°	河北唐山	7.8
1976.7.28	39.7°	118.5°	河北滦县	7.1
1976.8.16	32°36′	104°6′	四川松潘	7.2
1976.8.23	32°30′	104°18′	四川松潘	7.2
1978.7.23	22.2°	121.4°	台湾兰屿	7.3
1978.12.23	23.4°	122.1°	台湾大港口	7.0
1985.8.23	30°24′	75°36′	新疆乌恰	7.4

（摘自《中国地震简目》）

图 13.3.9　中国地震活动带的分布

单发式地震带：1. 郯城、庐江带；2. 燕山带；3. 山西带；4. 渭河平原带；5. 银川带；6. 六盘山带；7. 滇东带；8. 西藏察隅带；9. 西藏中部带；10. 东南沿海带

连发式地震带：11. 河北平原带；12. 河西走廊带；13. 天水-兰州带；14. 武都-马边带；15. 康定-甘孜带；16. 安宁河谷带；17. 腾冲-澜沧带；18. 台湾西部带；19. 台湾东部带

活动方式的地震带：20. 滇西带；21. 塔里木南缘带；22. 南天山带；23. 北天山带

13.3.2.2 地震活动空间分布的统计描述

这里所指地震活动空间分布特征是指利用统计手段表示在平面图上的一些图像显示，如以某一震级以上地震频度分布的震中密度分布图折合成某一地震能量分布的能流密度图，或折合成某一震级的频数分布的地震活动度图（即 b 值分布）等。这些地震活动性的统计图都是对地震活动的空间分布描述。地震在空间分布的特征表现在强度和频度两个方面。为了能统一表现这两个方面的特征，一般采用活动度，所谓活动度是指单位面积单位时间内发生的地震折合成某震级地震的次数，具体定义如下：

点（x，y）处的活动度定义为

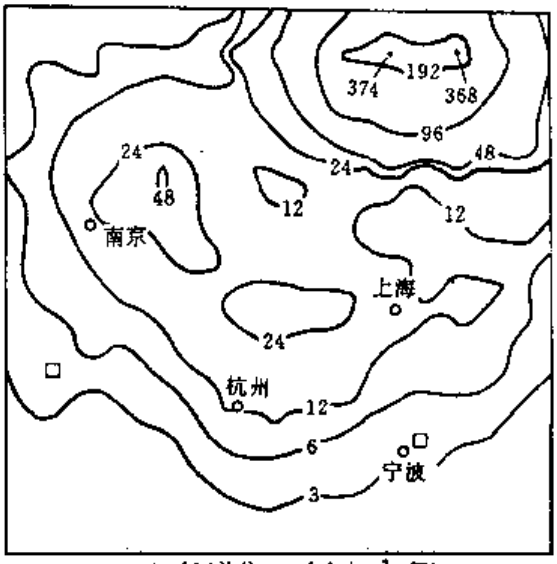
$$A_{m_0}(x,y)=\frac{1}{S\cdot T}\sum_{i=1}^{n}10^{b(m_i-m_0)}$$

式中，b 为表示大小地震比例关系的常数，可以按地震带或地震区为统计单元求得；m_i 为第 i 个地震的震级；m_0 为折合震级；S 为统计单元面积，既可是圆面积（如 25km 范围内），也可以是矩形面积（如 $0.2°\times0.2°km^2$）；T 为选取资料的时间长度；A_{m_0}（x，y）表示在点（x，y）附近单位面积发生的地震，按震级-频度关系折合成震级为 m_0 的地震次数，它综合了地震发生的频度和能量两个方面的特征，是描述地震活动空间分布特征的较好指标。

由于地震是以震中点表示的，按统计单元计算每点 A_{m_0} 的值，得到的是点脉冲式的活动度图，即在有强震的格点，A_{m_0} 值很高，而在其附近的点可能因没有地震使 $A_{m_0}=0$。对于这种图很难用等值线来表示，做适当的平滑处理，便可得到如图 13.3.10 那样的活动度图。在此基础上还可以派生一些其它图，如能流密度图，令：

$$\varepsilon(x,y)=\frac{1}{ST}\sum_{i=1}^{n}10^{11.8+1.5m_i}$$

来计算单位面积上释放的地震能量。美国 70 年代初期的地震区划图主要是利用能流密度统计编制的。



1970～1986 年（单位：10^{-4} 个/km^2·年）

图 13.3.10 上海-南京地区地震活动度图

地震活动空间分布特征在一定程度上反映区域构造活动状况，为地震区、带划分和确定潜在震源区提供一方面的信息。

13.3.2.3 地震活动空间分布特征的一般描述

最一般的描述方法是在不同时期的震中分布图上直观地看到地震发生地点分布状况和大地震或强震发生的时间和强度，通常在一定震级以上（例如 $M\geqslant6$）时都要在该地震震中旁标明发震时间和震级。

在某些地区，由震中分布图显示出条带或网络状分布特征。丁国瑜等根据华北地区中强地震震中分布状况勾划出北东和北西二组震中分布条带组成的地震网络，指出在网络的交结处往往是大地震发生的地方，这种网络分布的格局和华北地区活动构造分布格局密切相关。这种地震活动的空间分布也为我们确定潜在震源及其震级上限提供了信息。

13.3.2.4 地震活动构造空段

大地震的发生和一定的地震构造活动有密切联系。对于地震发生的地质构造条件，在第一篇中有详细论述。这里所说的地震构造空段，就是在某一活动断裂带上，如果有多次强震或大震发生，则下一次地震很可能在其还没有发生过强震或大震的空段发生。如川西从康定到甘孜间鲜水河断裂带上的情况。

13.3.3 区域地震活动的时间分布

区域地震活动时间分布特征的研究是在一定统计区内（地震带或地震区内）进行的，描述在时间进程中不同时间段的地震活动特征，其目的是评估未来较长时间（如100年）内地震活动的趋势。描述地震活动时间分布的主要方法有以下几种：

13.3.3.1 *M-T* 分布

M-T（震级-时间分布）图是描述地震活动时间进程的最简单直观的方法，根据 *M-T* 图上发生地震的疏密（包括大小）来划分地震活动的相对平静期和活跃期。

中国有近三千年的历史地震资料。然而，只有中国东部一些地震带有约一千年的地震记载，可供一般地震活动性分析。从近千年的历史地震资料分析，反映出一些地震带内的地震活动有相对平静和显著活动相互交替转化的现象。在地震相对平静期，地震少而强度弱，在这个时期内一般不发生或极少发生 $M\geqslant 7$ 地震，6～6.9级地震也很少发生；在地震活动显著活跃期，地震多且强度高，在活跃期发生大量 $M\geqslant 6$ 地震，并有若干7～7.9级地震，有些地震带则有8级地震发生。从平静期开始到活跃期结束称为一个地震活动期。我国一些地震带已经历了2～3个地震活动期。在同一个地震区内各地震带各次地震活动期经历的时间大致相近，如我国华北、华南、青藏高原北部等地震区，地震活动期约为300～400年；新疆中部、青藏高原中部等地震区，活动期约为100年左右；台湾东部、青藏高原南部地震活动期约几十年。利用地震带地震活动的似周期性特点，可帮助我们分析未来地震活动的可能趋势。

13.3.3.2 $\sum\sqrt{E}$-*T* 分布

$\sum\sqrt{E}$-*T*（应变释放曲线）图，50年代初期由贝尼奥夫提出，所以也称贝尼奥夫曲线。可由已经发生的地震震级，从震级能量公式 $\lg E=4.8+1.5M$ 求得。根据我国丰富的历史地震资料，可以应用应变能的积累和释放过程来描述各个地震带随时间进程地震活动的演化过程。

（1）应变释放四阶段模型。

统计我国各地震带的应变释放曲线表明，我国一些地震带的地震活动过程可分为四个阶段，即应变积累、“前兆”释放、大释放、剩余释放。其中应变积累阶段往往占全过程历时的一半，此阶段的最大震级一般小于6级；“前兆”释放阶段最大震级可达 $6\frac{3}{4}$～7级，历时约占全过程的 $\frac{1}{3}$～$\frac{1}{5}$；大释放最大震级可达 8～$8\frac{1}{2}$ 级；有些地震带在大释放阶段以一次 $M\geqslant 8$ 地震释放长期所积累的能量，有的则以多次 7～$7\frac{1}{2}$ 级地震在地震带不同地段相继释放来释放该带积累的绝大部分能量，持续时间可达数十年；剩余释放阶段的地震活动显著降低，最大震级可达 6～$6\frac{3}{4}$ 级，持续时间一般较短，逐渐过渡到下一个活动期的平静期。图13.3.11为我国华北三个地震带应变释放曲线，地震带划分和应变释放曲线图按1974年作者等在《中国地震活动的某些特征》中摘录，并延续了1974～1993年资料，这三个地震带更清楚地显示了

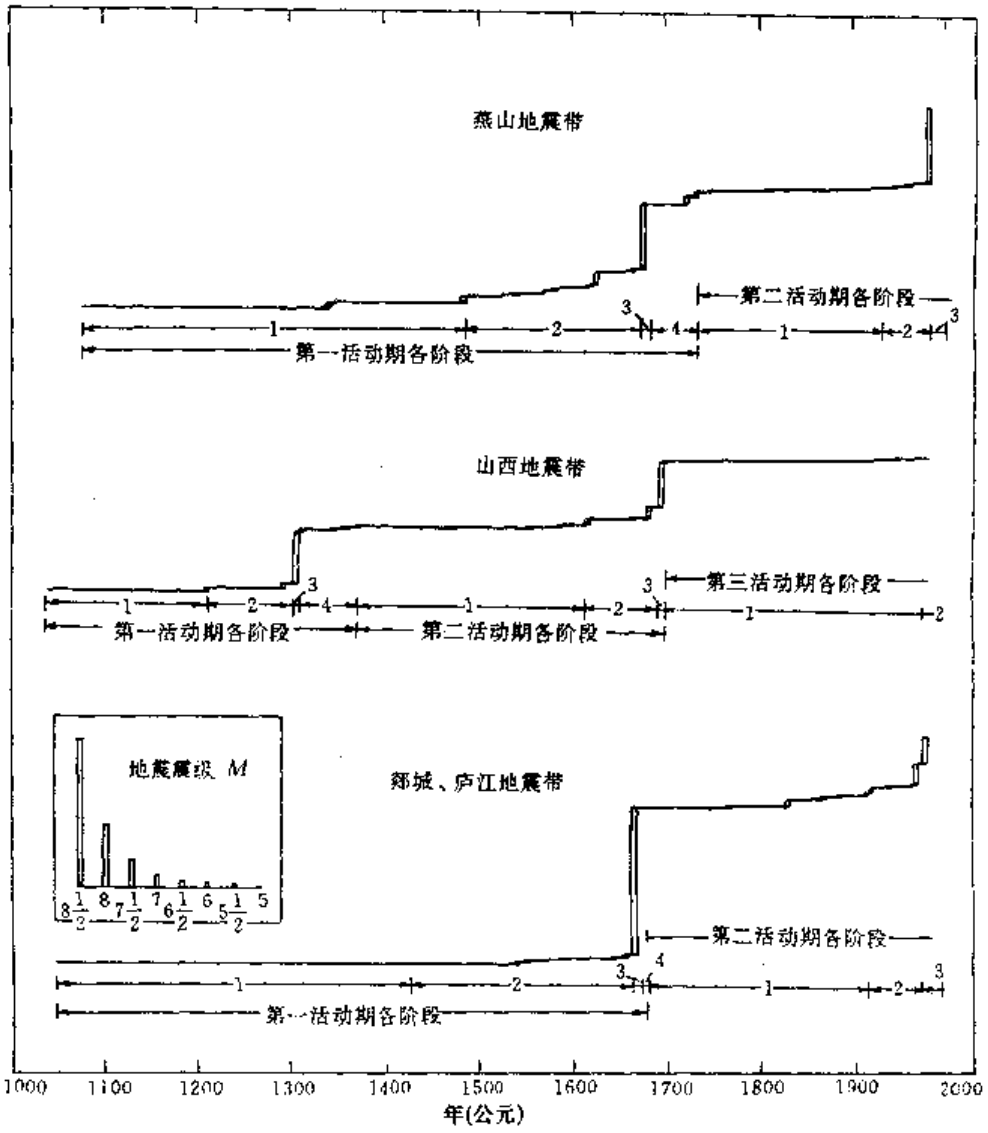


图 13.3.11 地震活动带应变释放曲线

四个阶段。经过 10 年时间的检验，燕山地震带进入大释放阶段，发生了唐山 7.8 级大地震，郯庐地震带上在大释放阶段发生了海城 7.4 级地震，山西地震带上大地震还没有发生，原处于第一阶段的应变积累阶段，然而，1989 年山西大同两次 6 级或近 6 级地震发生后，很可能标志着山西地震带开始进入前兆释放阶段，应当引起我们注意。

(2) 地震时间可预测模型。

80 年代初，Scholz 和岛崎等曾结合分析地壳形变测量和应变释放曲线的分布规律，提出准周期模型、时间可预测模型和震级可预测模型（图 13.3.12），其基本假定是认为应变积累的速率是恒定的（成线性）。图 13.3.12 (a) 为准周期模型，根据 Reid 的弹性回跳理论，地震发生满足：①积累的应变达到临界水平；②地震应变释放是彻底的。基于这二个假定得到地震的发生是周期性的且大小一样。图 13.3.12 (b) 为时间可预测模型，认为上述假定①成立，②不成立，得到当已知上一次大地震的震级、发生时间及应变积累速率时，就能预测下次地震发生的时间，但其震级不能预测。图 13.3.12 (c) 为震级可预测模型，假定上述②成立，①不成立，因而当已知上一次大地震的时间及应变积累速率时，就能预测下一次大地震

的震级，但时间不可预测。从这三个模型中可以看出一个基本假定是，应变积累速率恒定时，发生地震的时间与未来发生地震震级大小有关，地震震级愈高，需积累应变能的时间愈长。图13.3.13是岛崎提出的地震可预测模型的一个例子，指出了1707年、1854年和1946年三次大地震时Morotsu隆起的形变率。

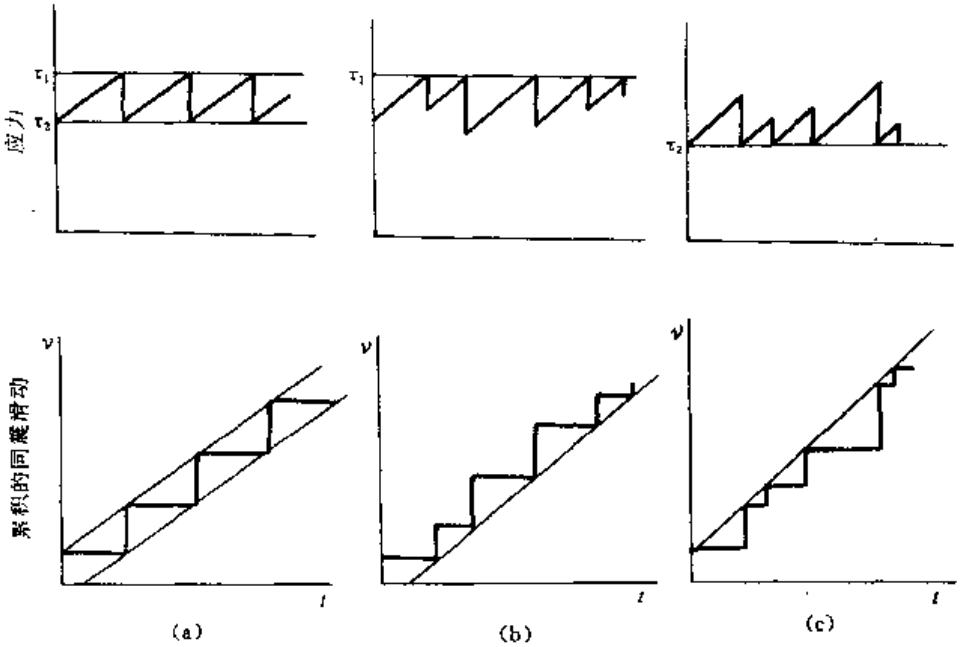


图13.3.12 地震活动周期模型（据岛崎，1980）

(a) Reid的地震均匀周期模式；(b) 时间可预测模式；(c) 滑动可预测模式

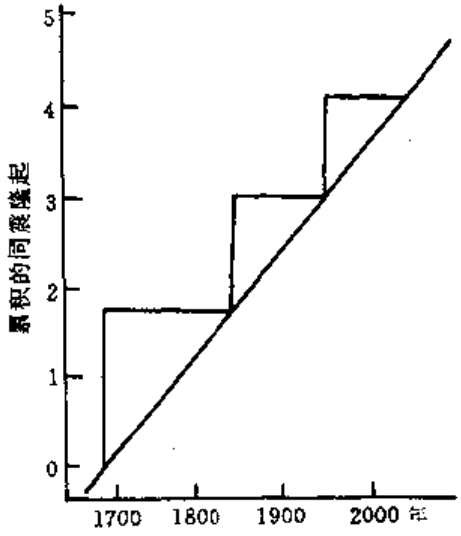


图13.3.13 地震时间可预测模型例（据岛崎，1980）

应变释放曲线的方法目前在地震中、长期预测或地震危险性分析研究中应用比较广泛。

13.3.3.3 周期图分析和最大熵谱分析

周期图分析主要是将地震震级和频度作时间序列的傅里叶变换分析，以提取可用的周期、相位和振幅，描述地震活动的高潮期和低潮期，预测未来较长时间地震活动的可能趋势。周期图方法对数据要求不很严格，在历史地震记载缺失不严重的情况下对计算影响不大，可以在可允许范围内利用插值法补入一定震级（可能被遗漏的震级值）的地震。但是它要求资料拥有足够长的时间，至少要覆盖一个周期，最好有两个或两个以上周期的资料。这对我国东部一些地震带是不难满足的。除震级-时间序列外，还可以对频度序列和震级间隔作周期图分析，它们从不同角度反映地震活动时间序列的特征。

最大熵谱方法主要是对地震频数作功率谱估计，它要求的时间长度不很严格，从理论上讲，占有1/4周期的数据即可求出这个周期来，但是这种方法提出的周期没有检验的标准。因

此最大熵谱方法只有与其它方法结合使用，才能得到一定的效果。周期图分析和最大熵谱方法的详细论述参见章淮鲁（1991）。实例图可参见本书第十六章。

13.3.4 区域地震活动强度的估计

在地震危险性分析中，地震带的最大地震强度是指极限地震概念。很长时间内可能发生的最大地震、地震带震级上限的考虑拟在第十六章中讨论。这里仅讨论在一定区域范围（如地震带）、一定时间（如100年）内地震活动强度的估计。

13.3.4.1 极值理论

极值理论是地震界常用来估计地震强度的方法之一。自70年代初极值理论引入地震预报后，很快成为地震统计预报的重要方法。极值方法的长处在于对数据精度要求不高，只关心一定时间段内的最大值。这条优点尤其适合历史地震记载长，低震级数据丢失多的特点，因此受到地震界的欢迎。其原理如下。

将 N 次独立事件分为 n 个独立组，设 x_1^*，x_2^*，…，x_n^* 分别是这 n 个独立组中的最大值，将 x_1^*，x_2^*，…x_n^* 按增序排列即得到一个极值序列 $x_1 \leqslant x_2 \leqslant \cdots \leqslant x_n$。当不知道序统计量 x_i 的分布函数时，冈贝尔推导出三种渐近分布。

第一种渐近分布：

$$\Phi_{\mathrm{I}}(x) = \exp\{-\exp[-a(x-u)]\}$$

$$a<0,\ -\infty<x<\infty;a,u \text{ 为未知参数}$$

第二种渐近分布：

$$\Phi_{\mathrm{II}}(x) = \exp\left[-\left(\frac{u-\varepsilon}{x-\varepsilon}\right)^k\right]$$

$$k>0,u>\varepsilon\geqslant 0,\varepsilon\leqslant x\leqslant\infty;k,u,\varepsilon \text{ 为未知参数}$$

第三种渐近分布：

$$\Phi_{\mathrm{III}}(x) = \exp\left[-\left(\frac{\omega-x}{\omega-u}\right)^k\right]$$

$$k>0,u<\omega,\ -\infty\leqslant x\leqslant\omega;k,u,\omega \text{ 为未知参数}$$

三种渐近分布也称为冈贝尔Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ型极值分布。显然，Ⅲ型极值分布中的变量 x 具有上限，符合地震数据特点，是地震预报中常用的分布函数。

1973年，陈培善根据地震活动特征假定：①地震频度遵从震级-频度关系式 $\lg N(x) = a-bx$；②在一段时间内，大于某个震级的地震次数服从泊松分布。因而导出震级的极值统计量的分布函数为

$$\Phi_{\text{陈}}(x) = \sum_{k=0}^{\infty}\frac{\alpha^k e^{-\alpha}}{k!}[F(x)]^k = e^{-\beta(x-u)}$$

其中，$F(x)$为震级的概率分布函数；β，u 为未知参数。利用序列统计量的性质：第 i 个值 x_i 的分布函数 $\Phi(x_i)$的数学期望为 $i/(n+1)$，可求出上述未知参数。

为了解决预报问题，引入复发周期的概念。$\Phi(x)$是随机变量 x 小于某个 X 的概率，那么 $x\geqslant X$ 的概率为 $P\{x\geqslant X\} = 1-\Phi(x)$，它的倒数应定义为复发周期，即

$$T(x) = \frac{1}{P\{x\geqslant X\}} = \frac{1}{1-\Phi(x)}$$

复发周期给出了发生一次大于或等于 X 的事件 x 所需要的平均间隔数，利用复发周期可以求

出包括未来一段时间（$T+t$）内发生大于等于某震级地震的理论数值（N_P），与这段时间（T）中已发生的大于等于某震级地震的实发数（N_S）作比较，即可估计未来（t）段时间内是否缺少大于等于某震级的地震。表 13.3.4 是燕山—渤海带计算结果。表中 G_3 代表冈贝尔Ⅲ型分布，Cben 代表陈棨泰分布（下同）。表 13.3.4 表明该带未来百年内缺 5.5～5.9 级地震

第十四章　近场地震活动性[①]

14.1　概　　述

在对工程场地的地震危险性评价中，近场地震活动性研究的主要目的是判断近场区域范围内（工程场地及其附近地区）可能发生强震的地点（即潜在震源区或发震构造），并进行发生强震的危险性分析。因此，近场地震活动性研究在某种意义上直接关系到场地地震动参数的评定，它要求的研究深度和地震资料的详细程度与精度和区域地震活动性研究是不同的。后者多数情况下是从统计学的角度，或从规律性认识的角度要求地震资料具有一定的可靠性和完整性，而前者要求更加精细，甚至对单个地震发生的时间、震中位置和震级都应有相应的严格要求。

近场区地震工作的要求深度可概括为：

（1）重新确认近场区所有已知破坏性地震的震中位置和强度。

目前地震局系统使用的《中国地震简目》是在四次全国性的大规模陆续修订基础上完成的，每次目录的修订，都有不少历史地震增删或者改动，这是经过若干年工作积累了不少新的资料或调查结果而对老目录进行的补充修改，使目录逐渐趋于完善。这也从另一角度说明，目前的目录不可能是完整无缺的，一定还有不少不够完善的地方，需要重新确认其震中位置和强度。特别是那些在目录出版后，在一些公开刊物上发表文章，对某些地震参数有异议的地震，应仔细鉴别，重新确认。如1604年12月29日泉州海外大地震，在历次出版的《中国地震目录》中均作为8级大地震，甚至到1988年出版的简目中，仍列为8级地震。但是，1991年，谢毓寿在《闽粤海外的历史地震活动》一文中重新绘制了1604年地震的烈度分布图，认为该地震的震级应定为7.5级。1995年出版的目录已将此地震改为7.5级。1989年丁学仁等发表了1906年3月28日金门海外的地震基本参数分析，确定了震中位置和震级。当然，并不是所有刊物上发表的文章都是对的，也不是都应按近期发表文章中确定的参数为准修改目录，这里是指，应当有分析地重新确认某些地震的震中位置和强度。经过仔细研究分析后，可以修改目录中的参数，或者仍保持不变，但在工作报告中都应有交待。这种例子是很多的，这里不一一列举。

（2）调查确定近场区内参数依据不充分或有怀疑的破坏性地震的震中位置和强度。

应当看到，历史上的记载往往是很笼统的，对古今地名的沿革和理解也有一个认识过程，即使是发生在北京周围的破坏性大地震，虽经多次研究，其参数不完整或不确切的地方也在所难免，如对1484年1月29日居庸关地震，1960年李善邦编制的目录中，根据宣化、明陵和古北口都有破坏，按破坏的几何中心，震中确定在居庸关西北的宣化境内；而1984年版目录却依据记载："拨军士2000人修居庸关楼橹墩台……"，认为可能破坏最重在居庸关附近，故将震中移至今居庸关附近。最近，在进行南口工程场地的地震安全性评价工作中，考虑到

① 时振梁执笔。

这次地震震中位置确定在大片花岗岩出露的山区，地震构造条件不好理解的地区，所确定震中位置的疑点颇多，也因为这次地震震中位置的确定，对南口工程场地的地震安全性评价有很大影响。为此，联合历史和文物专家进行了专门的现场调查和历史考证。调查结果发现，原成化以前的三个陵墓都很简陋，后经历代补修才成现在规模，据当时的献陵等建筑“有损”，确定地震破坏烈度只能到Ⅵ度；经查当时居庸关全图，所辖延庆、昌平所属的楼橹墩台百余座，并非我们所理解的仅指八达岭下的居庸关，由此推论“拨军士2000人修居庸关楼橹墩台”是指大面积多处修理，不是仅指现今的居庸关一地，据此推理，震中就不能落在现今居庸关。兼之，又查阅到1484年前后一年左右的前余震的分布范围，结合破坏范围和地质构造因素考虑，将这次地震震中确定在延庆东北。又如1720年7月12日河北沙城地震，历次目录中确定的震级为$6\frac{3}{4}$，经河北省地震局张四昌等现场详细调查，发现不少村庄有1720年地震破坏的遗迹及碑记等，从而详细绘制出该地震等震线和震中位置，重新修订该地震的震级应为7级。再如1626年10月6日河北怀安和山西天镇间，震中烈度达Ⅷ度的地震，有8个县、镇遭受破坏，影响范围抵天津、北京，这次破坏性地震的震中位置和震级，也是在经过现场详细调查后被确认的。再如1939年1月8日山东乳山地震，震中烈度也到Ⅷ度，震中地区破坏相当严重，据蔡克明等实地调查，绘制了完整的等震线图。前三例是发生在北京周围地区的历史地震，后者则是发生在20世纪的地震，是我国人口较稠密的地区，这些都是近些年经过详细现场调查得到的结果。这说明，如果一些参数依据不充分或有怀疑的破坏性地震对工程场地影响较大时，进行现场调查，进一步明确论证是很有必要的。

(3) 说明各破坏性地震对工程场地的影响。

核设施工程场地的地震安全性评价工作，要求对场地周围各破坏性地震的震中距场地的距离和震级，根据适用于该地的衰减关系式，计算各次破坏性地震对场地的影响地震水平峰值加速度，并列表说明，这将在第十五章中予以说明。

在地震危险性评定中，根据历次地震的影响烈度，采用极值理论也可以统计场地烈度的期望值，按同等概率水平结果与地震危险性分析综合概率法进行对比。

14.2 近场地震活动性分析

14.2.1 近场强震分析

14.2.1.1 大地震减震作用

在地震危险性分析中，近场区内若有$M\geqslant 7$历史大地震，则应分析是否可能有大地震的减震作用，这对场地地震危险性评价有较大影响。所谓大地震的减震作用（也称大地震的免疫性），是指在一次大地震发生后，特别是7级以上大地震发生后，在相当长的一段时间内，其周邻地区很少再发生6级以上地震。鄢家全等总结了我国华北地区1303年以来发生的8级、7级和6级地震的减震作用，研究结果表明：

(1) 对于震级大小不同的地震，减震作用的范围也是不同的。在相似情况下，8级地震的减震范围比7级和6级地震的减震作用范围大。这个减震作用范围既包括了时间的含义，也包括了空间的含义。时间间隔的长短和空间距离的远近是相互制约的，且具有互成反比的关系。

(2) 对于7级和8级大地震来说，当不考虑晚期强余震时，在大地震发生后的短时间内(10～30年)，6级以上的地震发生在距大地震较远的地方（100km以外）；在大地震发生后的较长时间内（100年以后），6级以上地震逐渐向大震震中靠近。但从分布的密度看，大多数地震是发生在大震后50年之后，在距大震200km以远的地区。图14.2.1为华北地区各地震带内发生一次7.0级以上地震以后，同一地震带内续发强震的时空分布。从图中明显看到，在7级以上地震发生后的100km范围内，50年内几乎不发生6.0级以上的强震，在100年内的发生情况也很少。随着时间的推移，7级以上强震的震中附近发生6.0级以上地震逐渐增多。

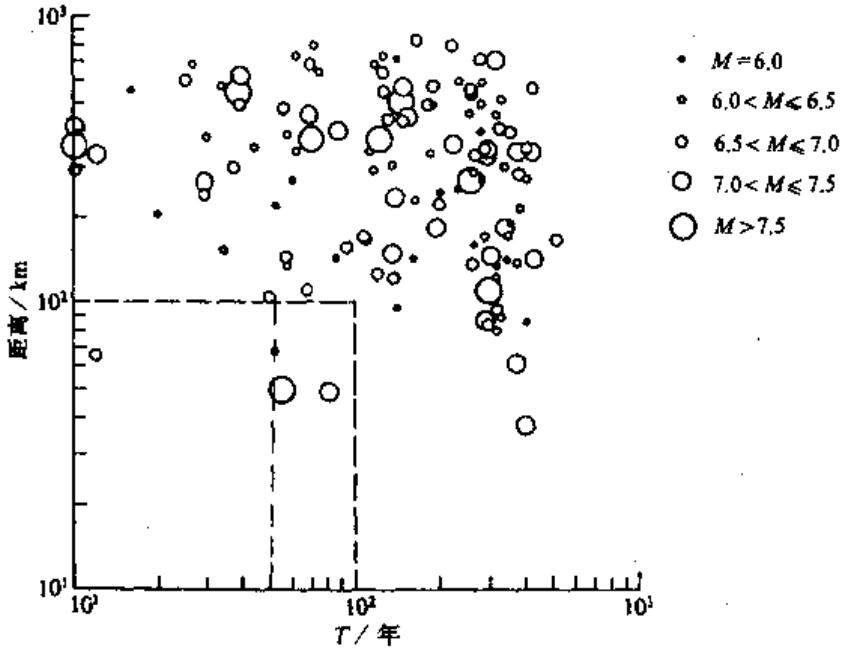


图14.2.1 华北地区强震的减震作用（据鄢家全等）

(3) 大地震的减震作用可以用累积频率分布表示。雷建成等按50年和50km为间隔，统计得到了7级以上强震发生后，地震带内各震级档地震续发的累积频率分布。

在进行强震的减震作用统计时，应当注意：①统计数据中要删去余震和晚期强余震；②以地震带为统计单元，大地震减震作用的时空效应，应按地震带分别统计。

大地震的减震作用具有明显的时间和空间分布规律性含义，在近期发生大地震后，预测未来一定时、空范围内，一定震级的免疫性有实际意义，在进行地震危险性分析和确定相应潜在震源区各震级档的地震年平均发生率时，大震的减震作用因素起着相当重要的作用。

14.2.1.2 强震复发间隔

这里所谓强震复发间隔系指$M\geqslant 6$地震在原地或震源体相关的区域，或者是同一潜在震源区二个和二个以上强震的重复发生时间间隔问题。在地震危险性分析中，主要是指同一潜在震源区内的强震复发间隔。

在强震频繁发生的地区，同一潜在震源区的强震复发间隔的研究，可依据该地区地震活动环境采用不同的地震复发模型，如更新过程模型、特征时间过程模型、时间可预测模型、滑移量可预测模型以及韦布尔分布模型等。除泊松模型外，这些模型具有时间的记忆性，即下一次地震的时间与上次地震发生的时间和震级有关，也即和该潜在震源区内存在的无震时间空段长度有关。在近场区内有历史强震的潜在震源，即可据此评估其未来时间段内的地震危

险性。

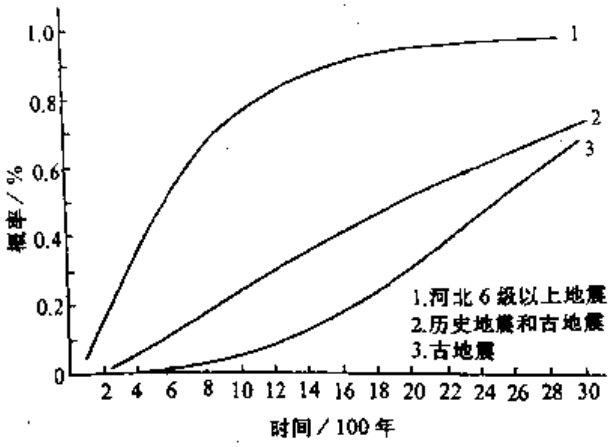


图 14.2.2 由韦布尔分布得到的强震复发周期的概率分布（据金学申等）

14.2.1.3 采用韦布尔分布研究强地震的重复率

金学申等和雷建成等利用韦布尔分布分析方法分别研究了华北和其它地区 6 级地震和 7 级地震的重复概率。

金学申等根据古地震和历史地震资料同时考虑两种资料的重复性的韦布尔分布，得到如图 14.2.2 和表 14.2.1、表 14.2.2 的结果。

雷建成等利用韦布尔分布得到的华北地区强震重复发生的累积危险率 $P(t)$ 如图 14.2.3 和表 14.2.3。

如表 14.2.3 所示，在华北地区近场若有 6 级地震的危险区，如果要预测未来 100 年该潜在震源区 6 级地震重复发生的概率，按韦布尔分布方法分析，如果去年刚发生 6 级地震，则未来 100 年内再发生 6 级的概率为 0.24，如果 6 级地震发生在距今 100 年时间，则未来 100 年内发生的概率可查 t（年）为 200 年的栏内，其复发的累积危险率为 0.45，其余依次类推。

表 14.2.1 不同资料得到的强地震重复率（据金学申等）

时间/年 / 类别	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200
7 级地震累计危险率①	0.0005	0.0048	0.0154	0.034	0.0617	0.0992	0.1463	0.2024	0.2664	0.3363	0.4100
7 级地震累计危险率①,③	0.0312	0.0999	0.1438	0.2091	0.2633	0.3117	0.3788	0.4255	0.4829	0.5104	0.5734
6 级地震累计危险率②	0.1579	0.3638	0.5314	0.6605	0.7570	0.827	0.879	0.9158	0.9418	0.960	0.9726

①据古地震资料；②据历史地震资料。

表 14.2.2 西部地区强震重复发生的累积危险率（据金学申）

t/年 / 震级	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700
6→6	0.67	0.01	0.04	0.08	0.92	0.94	0.96	0.97	0.99		1.00						
7→7	0.29		0.43		0.52		0.59		0.69		0.76		0.82		0.85		0.88
7→6	0.48		0.54		0.64		0.71		0.80		0.85		0.89		0.92		

表 14.2.3 华北地区强震重复发生的累积危险率（据雷建成）

t/年 / 震级	100	150	200	300	400	500	600	700	800	900
6→6	0.24	0.34	0.45	0.60	0.72	0.81	0.86	0.90	0.94	0.98
6→7	0.12	0.20	0.27	0.41	0.54	0.64	0.73	0.80	0.85	0.89
7→7	0.05	0.09	0.13	0.22	0.32	0.42	0.52	0.61	0.68	0.75
7→8	0.04	0.08	0.13	0.26	0.40	0.54	0.66	0.77	0.84	0.90

14.2.2 近场小震分析

14.2.2.1 近场小震资料整理

近场小震资料是指1970年以来由区域地震台网观测测定的地震，震级 $M<4\frac{3}{4}$。近场小震的参数和编制区域的小震目录同时得到，由于近场区的地震活动性对评价场址地震安全性更为重要，故需专门编制近场区的小震目录及其震中分布图。

14.2.2.2 近场小震分析

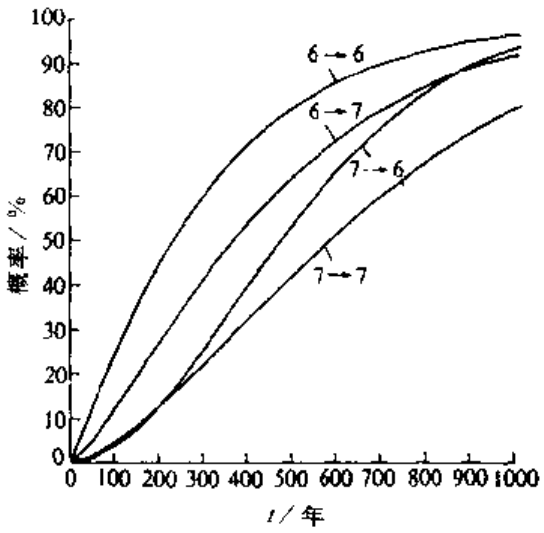


图 14.2.3 潜在震源区内强震重复发生的韦布尔分布（据雷建成）

近场区的小震活动性分布特点，首先要从区域小震分布图分析着手，分析并说明近场区域的小震分布处于区域性分布中的地位。可能有几种情况：①和区域小震分布一样，零散分布在近场区域；②处于区域小震密集分布区的空区或空段；③处于区域小震密集条带两端或小震网络的结点处。由于场区所处小震分布区的部位不同（我们称谓地震活动特征性分布图像），其地震危险程度也是不一样的，小震分布图像如图14.2.4（a）所示，小震的分布可认为是随机的；如图14.2.4（b）和14.2.4（c），则可认为该场址已处于地震活动特征性图像的不利部位，具有一定的地震危险性。在利用概率方法进行地震危险性分析时，对于不同潜在震源区地震年平均发生率的取值将起着重要的作用，它是地震空间分布函数赋值的重要依据之一。

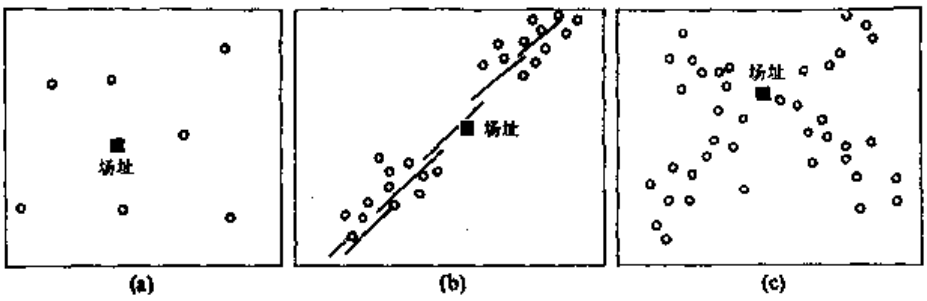


图 14.2.4 小震活动性分布图像

//活动断层 ○小震震中 ■场址

14.3 近场地震精确定位

近场区域范围内的地震精确定位，主要是针对Ⅰ类工程场地，为核电厂地震安全性评价的需要，由于核电厂对地震安全性有严格的要求，近场区的地震活动不仅涉及到厂址区地震构造的评价和设计基准地震动的确定，也可能危及到是否有发震断层甚或能动断层的存在。如上所述，如果近场区内有较多较规则分布的小震存在，则进一步查明该地震与构造的关系就显得十分必要了。

在我国，大约自1970年后全国各地区陆续设置了区域地震台网，可以记录到低震级的地

震，东部地区，能测定震中的地震大致为2～3级，某些有遥测台网的地区，可能记录到1级地震，甚或零级地震，当然，若要测定后者的震中位置就十分困难了。70年代初期，我国东部一些低地震活动区由于台网分布不完善，地震震中位置确定较差，震源深度数据更少，精度更差。随着全国区域地震台网的建立和不断完善，以及现代科学技术的进步，特别是近十余年来，区域地震的定位精度有了显著提高，使得我们可以利用已有的观测记录和数据，对某些以往确定的有较大误差范围的地震，重新进行分析研究，给出更为精确的震源位置。

14.3.1 地震精确定位后改变地震分布图像的例证

任丘油田于1975年9月投产，1977年初开始采用注水驱动方式采油，1977年底注水量增大，油田区内地震活动迅速增加，陆续发生一些小地震，有些还有感并听到地声。自1981年1月起，任丘油田架设5个深井地震台（每个装有三分向井下微震仪）开始记录，至1987年6月，记录到不少当地的小地震，并可依次确定其参数。图14.3.1（a）是根据《中国东部地震目录》绘制的1975年4月至1987年6月期间的震中分布图，这张分布图似乎说明本地区大面积地震很活跃。

根据收集到的油田开发以来65个$M_L \leqslant 3.5$地震的宏观调查资料，并查阅油田地震台的记录图，发现油田区的地震图上显示的$\overline{S}-\overline{P}$均在0.7～2.9s范围内，也就是说，震源距都不超过24km，震源很浅，小震有感范围小并能听到地声。除无法找到核对资料的地震外，将凡经校核的地震震中绘在图14.3.1（b），从中可以看到与图14.3.1（a）完全不同的地震分布图像，这些地震均局限在油田区内部，很明显，可以判断这里的地震活动与任丘油田抽水活动有关。图14.3.1（a）是根据区域台网测定的未经校对精确定位的震中分布，它构成了虚假的地震图像。

中加利福尼亚沿海地震分布图是采用相对定位方法改善测定精度的例子。图14.3.2（a）中的震中是1969年10～12月发生在中加利福尼亚沿海地区的地震。由于大多数地震仅在其北部和东部的台站上记录到，而且离震中最近的台站也超过100km，这种地震台站相对于地震在方位和距离分布上的不均匀造成的震中呈北东向分布的现象，可能使人们误认为存在北东向的地震构造。事实上，根据图13.3.2（a）中误差椭圆长短轴所指示的方向，可以判断这是一种虚假的地震图像，由于台站分布在地震的北部和东部，因此小的到时误差也会引起北东—南西方向上大的位置偏差。

利用相对定位方法消除系统的到时误差后测定的震中分布如图14.3.2（b）所示。图中地震丛集处显示了北西西方向，这与Gawthrop和Engdahl 1975年研究1969年圣路易海岸地震序列后得出的这一地区存在北西走向的断层的研究结果是一致的。

14.3.2 改善地震测定的途径

这里主要是指1970年后由区域地震台网测定的地震，通常如果有三个以上的地震台站测定到该地震，并获得较好震相记录者，震级约为3～4.5级，个别台网较密的，可能测定到2级的地震。在地震安全性要求很高的工程（如核电厂）所在的近场区域范围内，对$M \geqslant 3$地震，应逐个核实，对于精度差的地震，可通过以下途径改善：

（1）1970年各省地震台网建立以后，跨省的地震需要使用有关省的地震资料联合测定，各台网以内的地震可通过试验各种地震速度模型和使用多种定位方法来提高定位精度。

（2）对有些疑难地震可用改变初值或多种定位方法定位，如可以采用射线追踪或相对定位法以消除横向速度变化引起的定位误差。

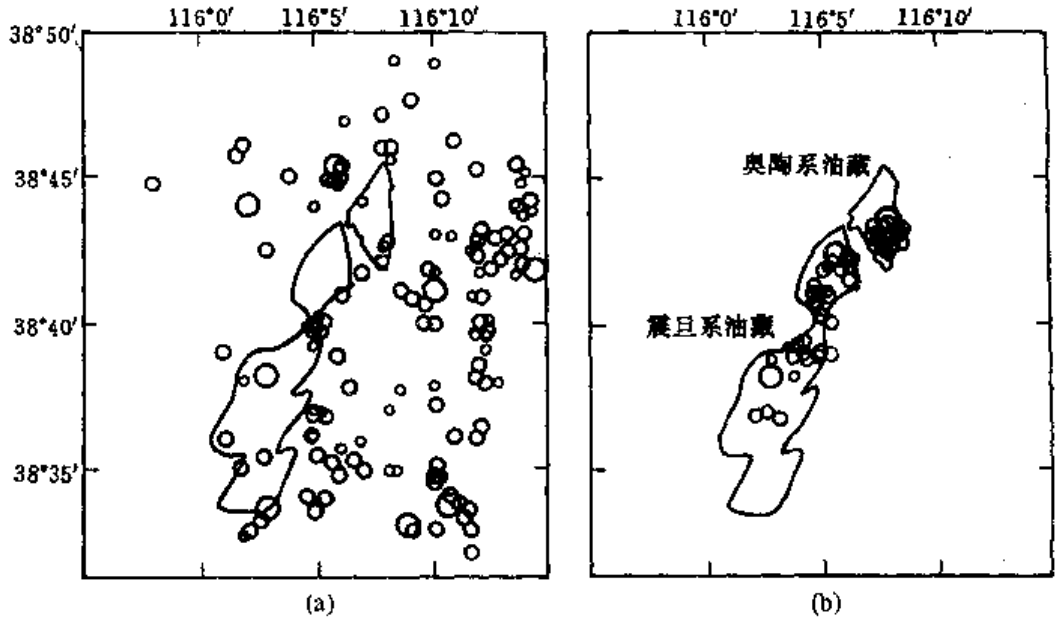


图 14.3.1 任丘油田地震震中分布图

(a) 按《中国东部地震目录》绘制；(b) 按油田地震台和宏观资料校正后绘制

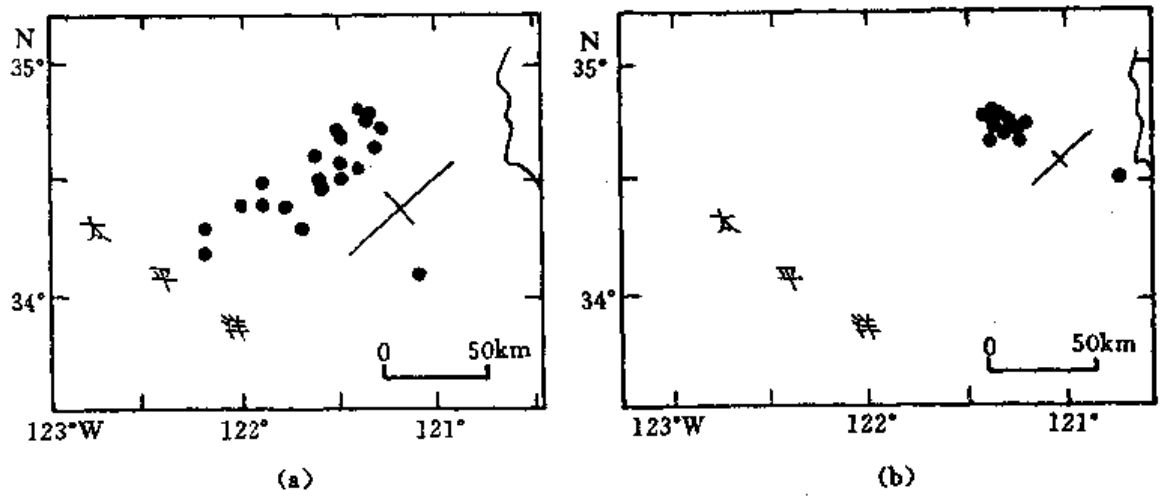


图 14.3.2 中加利福尼亚沿海地震震中分布图

(a) ISC 测定的震中；(b) 重新修定后的震中

(3) 对于只有少数几个台站记录到的地震，只用初至震相往往定不好，除初至震相 P 或 P_n 外，还应利用辅助震相如 S，S_n 或 pP，sP 等来增加数量，可望获得改善精度的结果。

(4) 提高深度测定精度的方法有：对于深震采用深震震相 pP 和 sP；对于区域地震采用 $\overline{P}$，$\overline{S}$，P_n 等震相及用相对定位方法；对于远震可采用波形拟合法比较观测波形与理论波形的拟合程度来测定深度。

(5) 对于一个记录特别少，比如仅一两个台记录到的地震，由于它可能发生在通过场区附近的地质断层上而又显得至关重要，在此情况下虽无法定出它的确切位置，但可以利用仅有的一两个台的资料去检验它们的位置是否可能在该断层上，并从危险性分析的安全角度给出它可能离开断层的最近位置。

14.3.3 编写报告要求

鉴于近场区域地震精确定位对核电厂厂址地震评价中的重要性，在某些地震数据较多的地区对过去资料的整理分析需要一定的工作量。如果问题突出，对结果将有很大影响，这时需要进行专题研究。

在编写的专题报告中，要给出计算过程和结果的详细分析，如所用的测定方法，若用相对定位法，应讨论“标准”地震的不确定性。若用射线追踪法，则应讨论速度模型的不确定性及其对计算震源位置的影响，此外还要给出地震参数的误差估计和定位过程中舍弃的某些不正确到时数据的依据等，并列表作必要的统计说明。

14.4 近场地震震源机制

构造形变和构造应力是我们赖以研究大地震发生规律的重要依据之一，本世纪70年代初以来，我国对地震震源机制解进行了广泛的研究，测定了自1937年以来的几乎全部$M\geqslant 6$地震的震源机制解，许多1970年以来的5级和5级以上地震的震源机制解的参数，全都被测定并已有完整材料和研究报告发表，这给我们研究我国区域构造应力场提供了十分有利的条件。

14.4.1 现代构造应力场和发震构造

我国对大量震源机制结果的研究表明，由许多强震震源机制解得到的震源处等效应力场的统计结果，可以被认为代表了该区域的现代构造应力场，也即强震震源机制解具有一致的区域性分布特点。从图14.4.1中可以看出，我国东部地区地震构造的主张应力轴有大致凸向东分布的趋势（图14.4.1b），而主压轴方向有自青藏高原凸向东散开的状态（图14.4.1a）。以现代构造主压应力方向而言，大致以长江流域一带为界，长江流域一带（约北纬34°～35°）主压应力轴为近东西向，华南地区为北西西—南东东方向，再向南25°北以上转为北西或北北西向；而在广大的华北地区，主压应力轴以北东东—南西西向为主，往北至我国东北地区，主压应力轴方向转为北东方向。主应力方向的趋势性、系统性变化是和全球板块构造运动的方向一致的。这种区域性应力场的分布特点和当地的相应现代构造形变结合，构成了我国各地区具有一定规律性的地震构造形变图像。

从图14.4.1a中还可以看到，在具有区域规律性的主压应力场分布的同时，在局部地区，还有不同的主压应力场方向，如华北的渭河盆地、运城盆地和36号的江汉平原等，这些地区的主压应力方向是近直立的，结合这个地区的主张应力轴是近水平的和该区的地质构造分析，说明这个地区的现代构造形变是以倾滑型正断层为主的，由此显示了这些地区的地震构造性质。从另一意义上说，区域构造应力场和该区的现代构造形变结合分析研究，可以帮助我们研究当地的发震构造。

14.4.2 近场区震源机制研究

对于类似核电厂等地震安全性要求很高的特殊工程，规定在确定安全停堆地震（或称极限安全地震SL2）的设计地震动参数时，要采用地震构造法和综合概率法等。地震构造法的主要内容是划分地震构造区和确定发震构造，近场区的震源机制研究可以帮助我们判别发震构造及其性质。如果在地震构造区划分图内有单个地震震源机制解者，首先应当将每一个单个地震震源机制解图表示在该地震的震中位置上，以示该震中所在地的发震断层性质。如果该区内单个地震震源机制解不多，或者分布不理想，即缺少单个震源机制解结果，但是该地仍

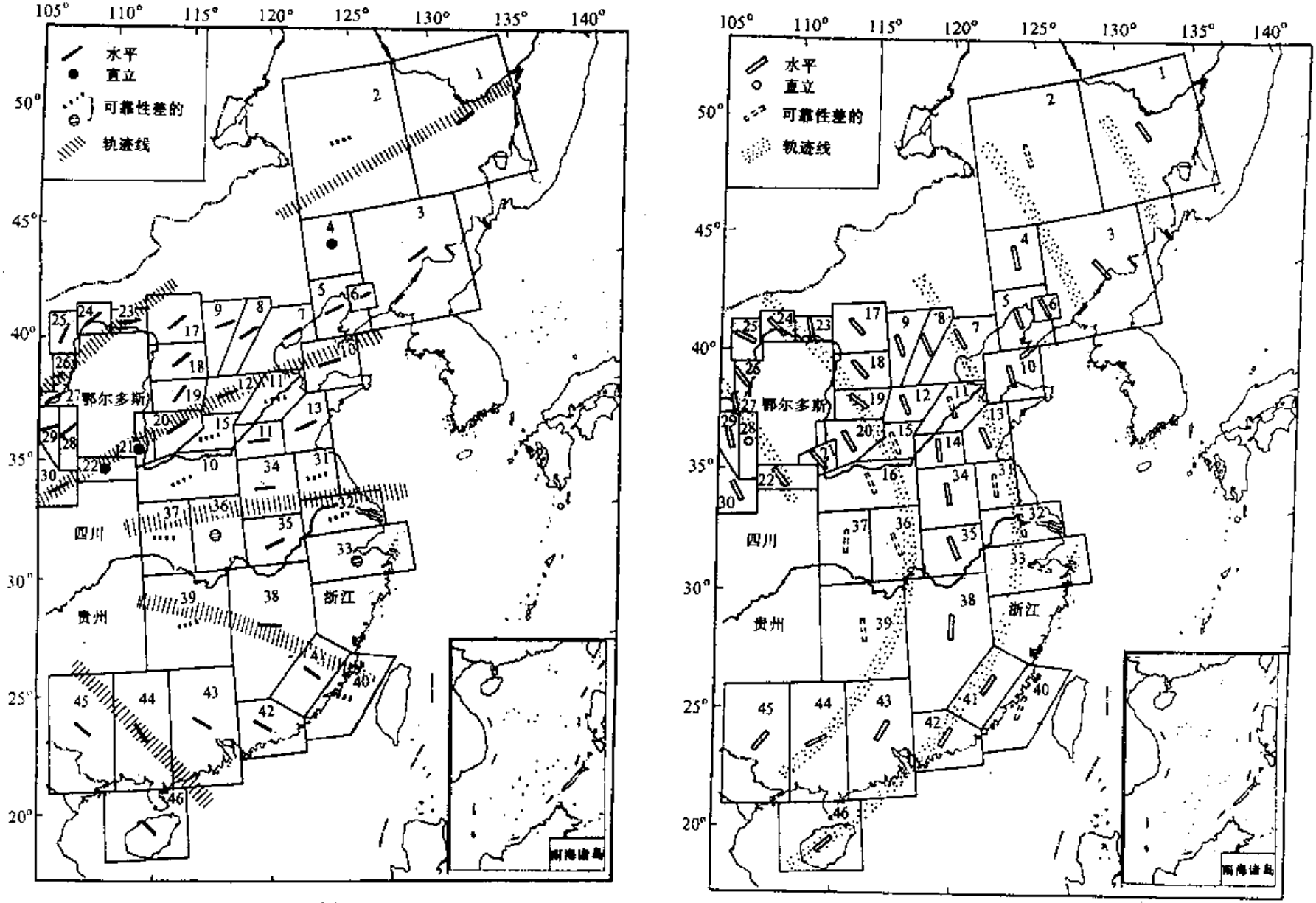


图 14.4.1 平均应力轴方位和水平轨迹线

(a) 平均 P 轴；(b) 平均 T 轴

有相当数量的区域地震台网测定的震中，则可以利用小震综合机制解给以补充。因为单个地震的震源机制解反映了在给定应力场作用下地震断层活动的性质，而由多个小地震测定的地壳应力场更能客观地反映这一地区的平均构造应力状态。

利用多个小震测定震源机制的方法和步骤如下：

(1) 收集研究区域范围内1970年自地震区域台网记录以来的全部（也可确定 $M_L \geqslant 1$）或者其它有效震级范围的清楚的P或P_n初动符号，可以直接引用地震报告上的数据，但应当对某些数据直接查图核实；

(2) 根据这一地区的地震构造分区和地震分布状态划分统计单元，对每个单元内的小震分布及其初动分别进行综合节面解的多次测定（说明计算中采用的地壳模型）；

(3) 通过求与多个地震的平均节面相应的平均P、B、T轴来推断某一地区的平均构造应力场的方向，依据P、B、T轴的方向特征，讨论该地构造应力场最大、中等、最小主压应力轴方向。阐明当地地震活动和构造的关系，判断发震构造及其活动性质。

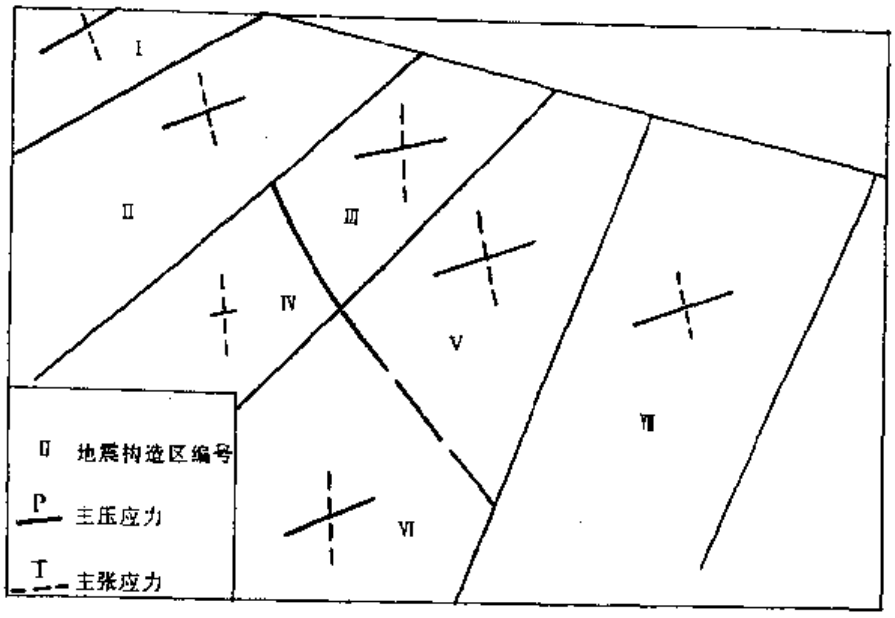


图 14.4.2 由多个小震求得的综合断层面解P、T轴方向分布示意

图14.4.2为北京及其西部地区根据地震构造分区统计的由多个小震求得的综合断层面解P、T轴方向分布示意，图中给出了地震构造分区各区的结果。各区的结果可用表14.4.1的形式给出。从图中得到7个分区的P、T轴分布特征，各区P轴和T轴的分布方向比较一

表 14.4.1 多个小震平均断层面解结果

区号	地震数	符号数	节面Ⅰ 走向	倾角	滑动角	节面Ⅱ 走向	倾角	滑动角	P轴 方位	倾角	T轴 方位	倾角	N轴 方位	倾角	矛盾比

致，与整个华北区域构造应力场的分布方向也是一致的，同时也可以看到第Ⅳ区内的T轴近水平，但P轴较陡，近直立。图14.4.3为第Ⅳ区的震源机制解的P、B、T轴分布，显示了正断层兼少量走滑性质，结合本区内活动断层分布分析可以判定，该地区的发震构造为北西西向，倾向南、倾角陡的正断层活动。如果工程地区位于Ⅳ区，则可以根据当地活动构造断

裂性质，判断未来强震发生的可能的地震断层的产状、性质，甚至对分析该区可能发生地震的最大震级也是有益的。

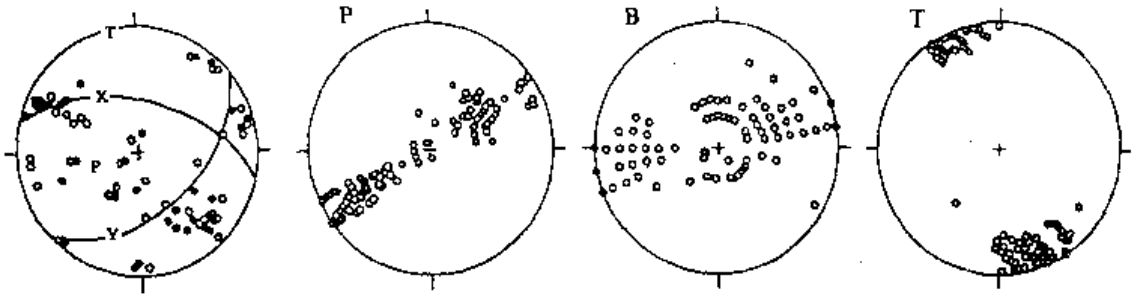


图 14.4.3　第Ⅳ区综合震源机制可能的 P、B、T 轴图

参 考 文 献

丁学仁、王屏路、谢毓寿，1989，闽南海域，1906 年 3 月 28 日地震基本参数分析，台湾海峡，8 期。

顾功叙主编，1983，中国地震目录（公元前 1831 年—公元 1969 年），科学出版社。

国家地震局，1996，中国地震烈度区划图（1990）概论，地震出版社。

雷建成、时振梁、鄢家全，1991，确定潜在震源区地震年平均发生率的方法研究，地震学报，13（4）。

时振梁、王健，1989，地震危险性分析，国际地震动态，3 期。

时振梁、环文林、曹新玲、武宣英，1973，我国强震活动与板块构造，地质科学，4 期。

汪素云，1985，中国东部大陆的地震构造应力场，地震学报，7（1）。

汪素云，1993，地震精确定位在核电厂场址地震危险性评估中的重要性，地震地质，4 期。

汪素云、许忠淮、俞言祥、高阿甲、郭瑛、黄雨蕊，1993，北京西北地区现代微震精确定位，中国地震，16（1）。

谢毓寿，1991，闵粤海外的历史地震活动，地震学报，13（4）。

鄢家全、贾素娟，1993，华北地区大地震的减震作用，地震区划文集，地震出版社。

鄢家全、时振梁、汪素云、环文林，1979，中国及邻区现代构造应力场的区域特征，地震学报，1（1）。

中国地震简目汇编组，1988，中国地震简目（B.C，780—A.D，1986，$M \geqslant 4.7$）。

第十五章　最大历史地震法与地震危险性评定的确定性法[①]

15.1　概　　述

目前，我国对工程场地的地震安全性评价主要采用综合概率法，也就是编制《中国地震烈度区划图（1990）》所采用的方法。综合概率法将在本书第十六章中论述，本章主要针对某些特殊工程（如核电厂）选址所规定的工程地震工作而设置。

由于核电厂不同于其它一般建筑物，对安全的要求极其严格，它要求确保核电厂在遭遇预期的地震时及地震后，在运行安全地面运动作用下，能维持安全运行；在极限安全地面运动作用下，能保持反应堆冷却剂系统的完整，反应堆能安全停堆并排出余热，放射性物质的外逸不超过国家规定的限值。由于目前对地震的震源特性和传播特征的认识都很有限，对地震动的预测具有较大的不确定性，因此，从安全的角度出发，应使用多种方法来确定设计基准地震动。安全导则《核电厂厂址选择中的地震问题［HAF0101（1987）］》中就明确规定："SL2 的估价，应根据综合概率法或地震构造法和区域的地震史。"同时，在《核电厂厂址选择安全规定［HAF0100（1991）］》中也有类似的规定。由胡聿贤教授主编的《核电厂抗震设计规范（GB50267-97）》中也提出确定核电厂厂址的设计基准地震动时，要求使用综合概率法、地震构造法和历史地震法三种方法，同时对核电厂的极限安全地震动 SL2 进行评价，并以三种方法评价结果中取其最大者作为 SL2。

在确定极限安全地震动 SL2 时，要采用综合概率法、地震构造法和历史地震法进行评价，三种方法中，取其中最大值作为 SL2，通常情况下，三种方法中每一种方法的结果都可能是最大的。因此，在对核电厂 SL2 评定工作中，三种方法要同时进行，不能偏废。

15.2　最大历史地震法

历史地震资料是所有工程场地地震安全性评价工作的基础资料，许多对地震活动分析和地震规律性的认识和假定、模型等都是建立在对已有历史地震发生的事实基础上的归纳和总结。但是，由于我国地域广，地质构造复杂，各地地震活动和震源机制的差别很大，从理论上和目前的认识水平上还不能预测未来发生地震的震源特性，也不能探明地震波传播途径中地层结构和介质的纵横波传播的细微变化情况。有一些情况难以用历史资料的归纳或统计得到，少数历史资料显示的特殊性是客观存在的事实。因此，有一个基本假定，历史上发生的事件有可能重演，历史事件的重复性也包括被认为异常现象的重复性。在核电厂厂址地震安全性评价中应当给予充分考虑。

15.2.1　烈度异常

当我们对历史地震进行分析时，常会发现一些高烈度异常区。这种烈度异常往往超越正

① 时振梁执笔。

常的衰减规律，出现高于相邻地区的烈度值，而且具有重复性，即在不同的强震作用下都会出现高烈度异常现象。一个突出的例子是在长江三峡地区，在黄陵背斜东西两侧地震时，在远离震中的钟祥和荆门地区常常出现等震线单独封闭的独立高异常区。在等震线分布图上看很像是一次地震两个宏观震中（图 15.2.1，图 15.2.2）。在三峡地区，自 1969 年以来，已发现有四对这样的例子（表 15.2.1）。据荣建东分析，独立烈度异常区中心点向外，地震烈度逐渐衰减，这和一般常见的地震时在高烈度区内出现低烈度异常，或在低烈度区内出现高烈度异常区性质完全不同，并认为独立异常区附近的主干断裂与震中区附近的主干断裂力学性质相同，独立异常区往往出现在与震中区同一力学性质的另一条断裂附近。

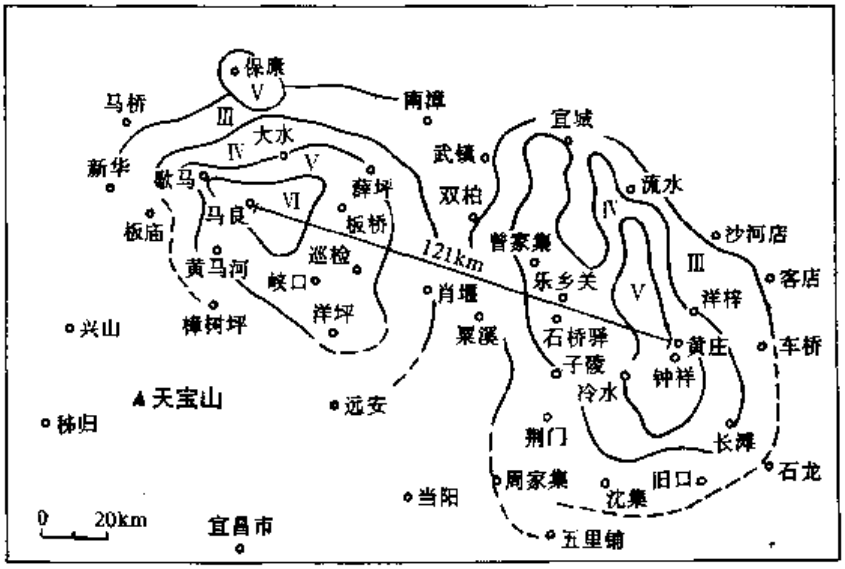


图 15.2.1　1969 年 1 月 2 日湖北保康马良坪地震等震线（据荣建东）

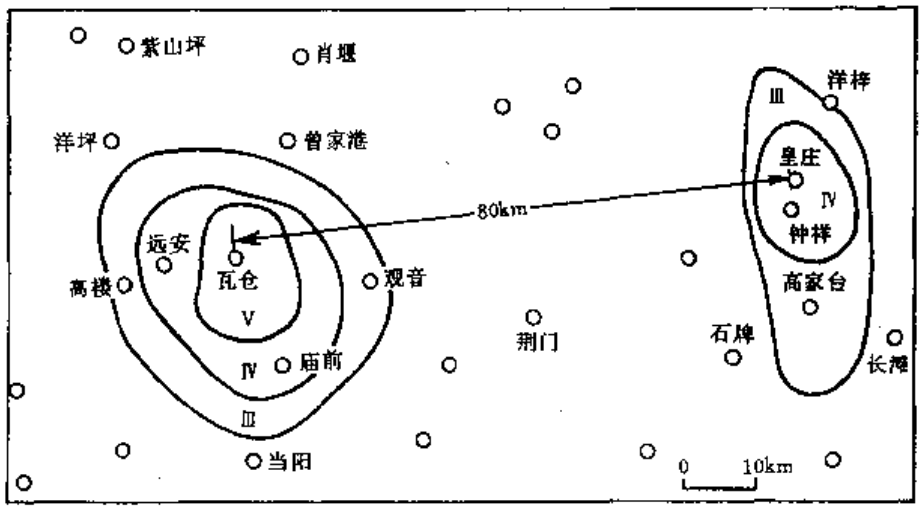


图 15.2.2　1971 年 7 月 14 日湖北远安瓦仓地震等震线（据荣建东）

墨西哥城的地震烈度异常现象是另一突出的例子。1985 年 9 月 19 日在墨西哥巴尔萨斯河河口距海岸 30km 的海域中发生了 8.1 级的大地震，地震发生的震中最大加速度为 0.16～0.17g。这次地震破坏一个很奇特的现象是，距震中很近的格雷罗州和米却肯州震害并不严

重，而距震中400km的墨西哥城却遭到了最严重的破坏，倒塌楼房1200余幢，5700余幢破坏，烈度达Ⅸ度。据研究，这种震害异常差异的原因有二：①土质条件差异，震中附近的沿海地区，大部为基岩地基，而墨西哥城却座落在周围为火山灰堆积的高山盆地内，盆地底部是数千年前干涸的湖泊沉积，松散沉积层厚度为30～50m，且盆地内地下水位较高，由于现代城市大量开采地下水，导致地面严重下沉。②长周期地震波共振效应，此次地震在墨西哥城记录到的最大加速度峰值为0.2g，卓越周期为2s，持续时间长达180s。这比震中附近测定的数据大得多。另外，墨西哥城倒塌的房屋，多数为10～15层楼房。据称，这种高度楼层的自振周期恰好也是2s左右，与传播到墨西哥城区的地震波周期相近，因而导致这样高层楼房的严重破坏。一个有趣的现象是，这次地震的震源处，历史上大震频度很高，近30年以来，同一震源处已经发生了4次7级以上大震（1934年7.3级，1957年7.9级，1978年7.6级，1985年8.1级）。每一次发生在海域的大地震，都对距震中约400km的墨西哥城同一地区造成严重破坏。这种震害异常的情况，已引起地震界和工程界极大的重视。这个例子也说明了地震烈度异常有重复性。

表15.2.1　长江三峡区烈度异常例

震中区				异常区		
发震时间	地点	M	I	异常区烈度	地点	震中距/km
1969.1.9	保康	4.8	Ⅵ	Ⅳ	钟祥	121
1971.6.17	远安	3.1	Ⅴ	Ⅳ	钟祥	80
1971.7.14	远安	3.0	Ⅴ	Ⅳ	钟祥	80
1979.5.22	秭归	5.1	Ⅶ	Ⅴ	荆门	154

还可以举出一个低烈度异常的例子。1679年发生在三河、平谷的8级大地震，震中烈度达Ⅺ度，丰润、滦县仍达到Ⅶ～Ⅷ度的破坏，但是距震中更近的玉田县，没有记录地震破坏，估计烈度最多Ⅵ度。1976年唐山地震时，震中烈度也是Ⅺ度，距震中较远的宝坻、三河、通县等地均达到Ⅷ度的破坏，而距震中更近的玉田县却是轻破坏，只有Ⅵ度。两次大地震，一东一西，在经过玉田县城时，地震破坏力显著降低。这种低烈度异常现象，也具有重复性。

1966年3月22日邢台地震的烈度异常现象也是明显的。1966年3月22日，河北省邢台地区隆尧县的东汪发生7.2级地震，距震中80～100km的井陉－获鹿地区，比距震中较近的栾城地区造成的地震破坏更为严重，烈度异常增高的地区如图15.2.3所示。井陉-获鹿一带的烈度，比距震中较近（约40～60km）的栾城一带的烈度高出1～2度，差异明显，该烈度异常区的面积较大，约达300～400km^2。邢台地区发生的较小地震（4～6级），凡有调查资料的，都反映出上述地区的振动强度比距震中较近的栾城一带要大。经过实地调查，在烈度异常区内，各种类型的房屋和地基条件都有，可以排除这一因素造成烈度异常的可能性；也没有发现有很特殊的强烈影响烈度的地质构造。因此，是地震力这一因素起主要作用。

根据姚振兴等的研究，对于一个在东汪发生的地震，对比沿测线各地震台的地震记录图，发现直达S波随震中距很快衰减，而当震中距大于70～80km时，直达S_1波后面出现第二个明显的震相S_2，并逐渐增大，当震中距为90km时，S_2波振幅明显大于S_1波。地震波振幅的增大，是S_2波起了主要作用，由华北地区的平均地壳厚度、地震震源深度计算，烈度异常区距离震中区约90km，正好处于S波临界角全反射点，反射波振幅在此达到极大值。即该烈度

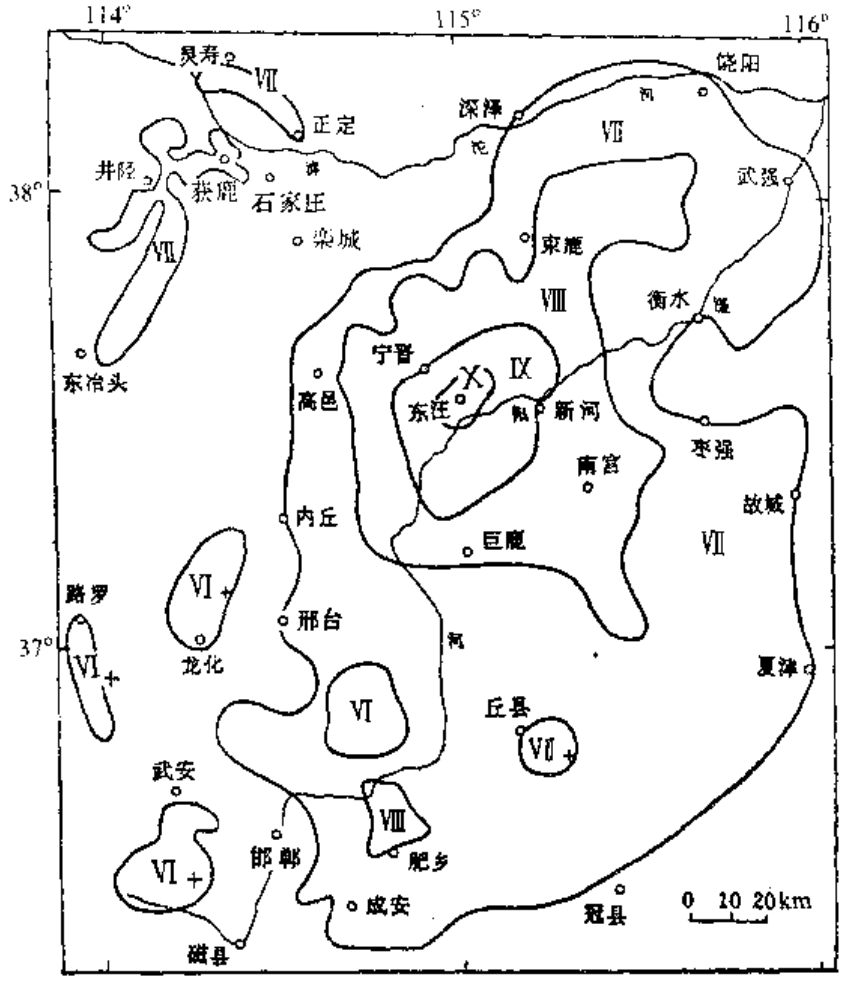


图 15.2.3　1966 年 3 月 22 日邢台地震等烈度线图（据姚振兴等）

异常区是地震波临界角全反射造成的。

当然，并不是所有 S 波临界角全反射点处都会出现烈度异常。烈度异常的出现还与震源辐射特性、介质、反射面性质以及局部场地条件有关。虽然目前还无法判断一个地区在未来地震发生时是否会出现烈度异常，但对历史上出现过烈度异常的地区，有鉴于出现不少烈度异常重复的例子，在工程场地的地震安全性评价中应当给予充分注意。

对于这样一个特殊的场点，我们分别用最大历史地震法、地震构造法和综合概率法进行计算、比较，结果列于表 15.2.2。结果显示，有些高烈度异常地区的最大历史地震法结果高于其它两种方法的结果。因此，核电厂厂址如果处于历史地震的烈度异常区内，该场点的烈度值应当采用历史地震的最大烈度，相应的地震加速度值可由此烈度值换算得到。

表 15.2.2　邢台地震烈度异常区三种方法结果的比较

方　法	烈　度
最大历史地震法	7
地震构造法	6.3
综合概率法	6.0

造成烈度异常的原因是多种多样的，如：地震力的大小（这里指地震波波动引起的破坏力），地质构造的影响（如同一构造系或性状、活动性相同的断层等），地基条件（包括土质、地下水、地形等），建筑物的结构形式等；也可能是由这些条件（或原因）的综合引起的。不管什么原因，烈度异常现象客观存在，

又难以用地震构造法和综合概率法所替代。因此，在核电选址中，必须考虑烈度异常重复出现的可能性。

15.2.2 特殊衰减

在确定核电厂厂址的地震动参数时，衰减关系是非常重要的一项内容，综合概率法和地震构造法都要用到衰减关系。由于目前无法探明地层结构及介质的细微变化情况，无法预测未来发生地震的震源特性，因此，对衰减关系的认识，仍依赖对已有地震衰减资料的统计回归。该方法存在一定问题，即已有地震资料（包括仪器记录地震和历史地震资料）不统一。历史地震记载对各个地震而言，由于所发生地震地区文化程度不同，使得记载不平衡，有的地震记录过于简单，致使等烈度线不可靠；记录有详有略，也影响了等烈度线的可靠性，并且由于历史记载一般来自县志，其记录的破坏情况往往是以一个县的范围来勾划等烈度线，不如现代地震调查详细。如果将这些历史地震与仪器记录地震资料混合使用，势必使衰减公式的误差大大增加，可信度大大下降，同时由于历史地震震级是由烈度换算的，不能作为独立因素统计，因此，在进行统计回归时，只使用具有仪器记录的宏观地震资料。从另一角度看，单纯按有仪器记录地震资料回归得到的衰减关系式，也不能很好地反映历史地震，特别是巨大历史地震的衰减关系。

考察一些历史上发生的巨大地震，其衰减规律都有其特殊性，例如，1668 年山东郯城 $8\frac{1}{2}$ 级地震，与其它地震比较，其高烈度的衰减非常慢。对郯城地震各烈度的等值线用椭圆拟合，得到的长、短轴列于表 15.2.3。

表 15.2.3 郯城地震等烈度线椭圆长、短轴

烈　度	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ	Ⅹ	Ⅺ
长轴 a/km	403	304	221	137	65
短轴 b/km	298	216	141	77	21

作为对比，这里引用《中国烈度区划图（1990）》所使用的中国东部烈度衰减关系式：

半长轴　$I_a=6.046+1.480M-2.081\ln(R_a+25)$　　$s=0.49$

半短轴　$I_b=2.617+1.435M-1.441\ln(R_b+7)$　　$s=0.56$

式中，I_a、I_b 分别为长轴和短轴方向的烈度；M 为地震震级；R_a、R_b 分别是等烈度线长轴和短轴方向的距离；s 为标准差。如果按此衰减关系计算 8.5 级地震的烈度衰减，可以看到，一般烈度衰减关系计算的相应烈度值，比郯城地震衰减快得多，如郯城Ⅸ度范围 221km，按上述公式计算，221km 处的烈度值为 7.5，不足Ⅷ度。为了便于比较，我们将长轴和短轴方向不同距离三种烈度值列于表 15.2.4。其中，I_1 是郯城地震的实际烈度；I_2 根据公式计算的烈度；I_3 是计算值加一倍方差得到的烈度。从表 15.2.3 中可以看到，1668 年山东郯城地震的衰减比同样等震线平均衰减慢得多。按公式计算的烈度与实际烈度最大相差 2 度，即使加上一倍方差，也相差 1.5 度。如果使用这样的衰减公式，无论在综合概率法还是在地震构造法中，都不可能反映这巨大历史地震的实际影响。

鉴于上述情况，当核电厂厂址附近历史上发生过巨大地震时，该场点的烈度应取历史地震的最大烈度，并由此烈度转换成地震动加速度。当该地震动加速度值大于综合概率法或地

震构造法结果时，应当采用历史地震法结果。

表 15.2.4　三种烈度的对比

a/km	65	137	221	304	407
I_1	Ⅺ	Ⅹ	Ⅸ	Ⅷ	Ⅶ
I_2	9.3	8.0	7.2	6.6	6.0
I_3	9.8	8.5	7.7	7.1	6.5
b/km	21	77	141	216	298
I_1	Ⅺ	Ⅹ	Ⅸ	Ⅷ	Ⅶ
I_2	10.0	8.4	7.6	7.0	6.6
I_4	10.6	9.0	8.2	7.6	7.2

15.2.3　特殊地震的衰减关系

一般情况下，在确定地震动的各种方法中，应当用所选定的加速度衰减关系来计算地震动值，但在可能有地震烈度异常分布的情况下，还需要考虑单个大地震的特殊衰减特征。

在用最大历史地震法确定厂址的设计地震动时，需要把破坏性历史地震对厂址区的最大影响烈度转换成地震动加速度值。这种烈度到加速度的转换，原则上不能用烈度和加速度之间简单的一一对应关系来做，只能通过烈度和加速度的衰减关系来换算。当工作地区历史上出现过烈度异常现象，或者区内或邻近地区发生过特大地震时，可利用适合工作地区总体特征的衰减关系转换，因为表征地区总体特征的衰减关系，一般不一定能代表这种特大地震的衰减特点或有烈度异常现象的地震的衰减特征。如上所述，1668 年山东郯城 $8\frac{1}{2}$ 级大地震的烈度衰减特征与其它地震明显不同，图 15.2.4 给出了这个地震的烈度衰减。

在这种情况下，一方面我们不能用地震烈度与加速度的简单数值对应关系［如《中国地震烈度表（1980）》给出的对应关系］把历史地震在厂址地区造成的烈度值影响换算为加速度值，也不能用只代表工作地区总体特征的加速度衰减关系来计算该历史地震在厂址地区引起的加速度值。合理的方法应当是，先根据这个历史地震的等震线，用拟合方法得到的表征该地震特定衰减特征的烈度衰减关系，再利用参考地区的烈度及加速度衰减关系用转换方法得到这个地震特定的加速度衰减关系，然后再由这个特定的加速度衰减关系计算该地震在厂址处的地震动加速度值。同样，如果核电厂厂址处于历史地震的高烈度异常区内，该场点的烈度值应当采用历史地震的最大烈度，相应的地震动加速度值也由此烈度值换算得到。

15.2.4　历史地震资料分析

由于地震的复杂性，从地震发生的震源特性、传播途径中的衰减规律，到影响场地的反应这三个重要环节，我们几乎都知之不多，理论上和实践上都没有突破。地震的记载历史相对来说很短，而历史上又出现这么许多复杂的现象，在目前还不能从本质上预测这些现象的发生时刻，我们所能做的，只能是遵照历史事实。因此，在采用最大历史地震法时，对历史地震资料整理，除本书第十三章所述的一般性要求外，在工作中还应注意下列内容：

(1)收集区域范围内全部等震线资料和该地震各地点的烈度值(尤其是对 $M\geqslant 7$ 地震)，分析该地震有无烈度异常或衰减特殊性问题以及和场址的关系。对影响较大而参数等资料有疑

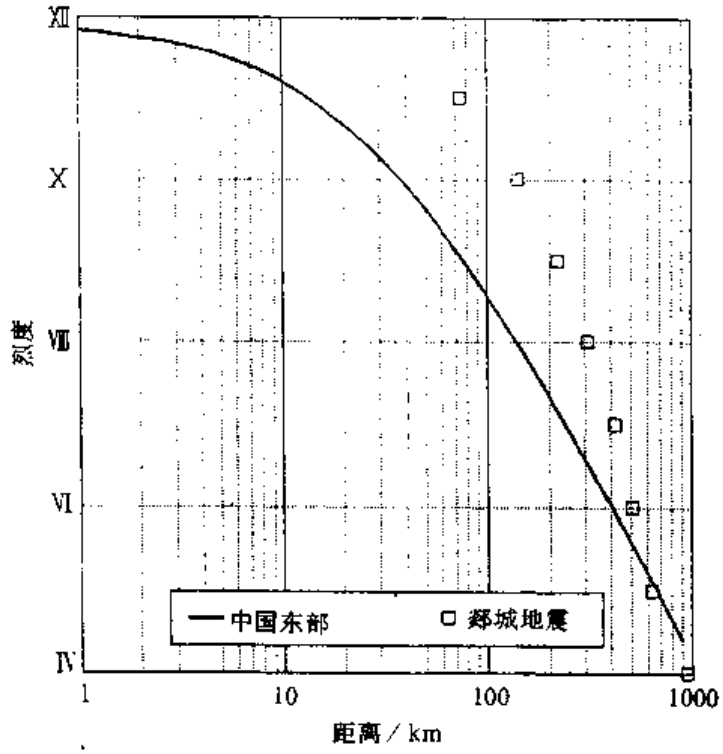


图 15.2.4　1668 年郯城地震烈度衰减与中国东部地震烈度衰减的比较（据金严，1993）

间的地震应进一步考证确定。

（2）收集场址区范围全部历史地震破坏情况的记载和调查资料，确定场址和邻近地区的地震烈度。考察场址和邻近地区的烈度分布有无异常情况。

（3）如有上述异常情况或类似情况出现，应对其震中位置和震级考虑不确定性影响，取其可能范围内的最大值，由烈度和加速度的换算关系得到地震动加速度值。

（4）在核电厂厂址地震安全性评价报告中，要求以表格形式（如表 15.2.5）列出区域范围内全部破坏性地震震中到厂址的距离和该地震影响厂址的烈度和加速度，取其中最大者作为最大历史地震法所确定的地震动峰值加速度。

表 15.2.5　历史地震对厂址的影响情况

编号	地震日期	震中位置	震中烈度	震级	厂址影响
	年　月　日	经度　纬度	I_0	M	震中距　烈度　加速度/Gal

15.3　地震危险性评定确定性法的地震动参数的综合评定

15.3.1　概述

地震危险性评定确定性方法有多种，如 70 年代我国和苏联以地震活动性和地震地质为依据编制的地震区划图所采用的方法、美国 70 年代初期以地震活动性为主编制的区划图所采用的方法，以及日本松田时彦以活断层为主编制区划图的方法，都称为确定性方法，因为地震

危险性评定的结果都是确定性的，不具可能性或概率的含义。本章所指的确定性方法与编制区划图采用的方法不同．这里仅指核电厂选址中对确定极限安全地震动 SL-2 所采用的方法。我国核电厂抗震规范规定了采用历史地震法和地震构造法两种确定性方法评定地震动参数。

15.3.2 地震构造法讨论

地震构造法是确定核电厂设计基准地震 SL-2 的主要方法之一。日本确定 SL2 的三种方法都属于地震构造法，即：①地震构造区，依据活动构造、大地构造和地震的关系，将日本划分为 12 个构造区，各区标明可能发生的最大地震震级；②低活动断层，系活动断层在第四纪期间的断层平均滑移率为 c 类（1000 年间滑移量 S 低于 10cm，“$S<0.1$mm/年”）的断层；③近场地震也称直下地震，即距核电厂场地非常近的地震．其设计地震动的下限值为 $M=6.5$，基岩水平峰值加速度为 375Gal。美国确定 SSE（称安全停堆地震，即上述 SL-2）的方法是以厂址所在区域内构造上的最大历史地震或采用构造法确定的最大潜在地震，将这样的地震在同一构造上移到距场址最近处，再依据衰减规律计算场址的最大地震动加速度；对周围的历史地震与构造无明显关系者，则移至场址一定距离处，以确定 SSE。我国确定设计基准地震的地震构造法已在第九章中论述。

从上述可以看出，地震构造法的主要依据是对本区域范围内发生大地震的构造条件的认识。所谓地震构造或发震构造，通常是指最新活动断层，而最新活动断层的时代，各个国家规定不同，但是在一些地震研究程度较高的国家或地区，如美国西部、苏联南部和日本等地，大地震和活断层的关系密切，因为这些国家许多地震集中在板间或板缘地带，都是年轻构造断裂十分活跃地区。在我国西部地区，活断层和地震的对应关系比较明显，当然也有相反的情况，即在规模很大的活断层上，历史上至今没有或很少大地震记载，如红河断裂、阿尔金断裂；同样，在 $M\geqslant7$ 大地震发生的震中区找不到活断层痕迹的例子也不少，如龙陵、松潘、盐源、小金等地震。但是，西部地区的对应关系占主导地位。而我国东部地区，除极少特大地震有明显活断层证据外（如郯庐断裂带、汾渭地堑带等），很少能指出大地震和地面看得见的活断层相联系，如近年的唐山、海城、溧阳、阳江等地震和一些历史地震。因此，核电厂设计基准地震动 SL-2（极限安全地震）的评定不能单纯依赖活断层这一依据，而需要采用其它方法相互补充。至于活断层最新活动时代的规定也是很困难的问题，如放宽尺度，像日本规定的 c 级活断层，时代定为第四纪，在我国可能行不通，这将在构造图上密如蛛网，在野外俯拾皆是。如果规定在全新世时期活动，则将遍找无着，不符合核电厂址的安全要求。这类问题在第九章有详细论述，这里仅指出，在工程场地地震安全性评价工作规范（DB 001-94）和核安全法规［HAF 0101（1）］中指出的发震构造确定还应有相应的其它条件作补充，这是必要的补充条件，但是也随之带来一些不确定性的因素。

还有一个重要问题是断层或发震构造与震级的关系问题。目前许多国家利用一次地震的破裂尺度和地震震级的关系，作为断层长度和震级的关系。我们曾设想对地震破裂尺度的五种不同的理解，并拟合了其中四种破裂长度和震级的经验关系式（利用国内发生大地震得到的一次地震的破裂长度、余震分布长度、由地震记录测定的地震破裂长度和Ⅶ度等震线长轴的长度与该地震震级的关系）。由于每种拟合的关系式都有不小的标准残差，各种关系式之间的差别也很大，而且目前国内外有关这样的经验关系式不下数百，有称全球性的，也有地区性的或不同断层性质、不同方法的经验关系式，其间的差别可想而知。应用方面的问题更大，一次地震产生的破裂长度与应用时以地表或浅地表可测定的先存断层的长度之间，很难想象

有必然联系。因此，我们认为，确定发震构造或地震活动断层与地震震级间的关系时，利用断层长度和震级的经验关系不是唯一途径，还需要辅以其它判据。

地震构造法作为确定性方法中的主要方法，实际上也包含着许多不确定性的因素。对于发震构造和地震构造区确定的原则和方法，以及其中的不确定性因素已如上述和第二篇中所作的讨论。在IAEA导则50-SG-S1（1991）中，对弥散地震作了相应规定："与厂址所在的发震构造区内的特定发震构造不相关的最大潜在地震（即弥散地震——编者）应假设它发生于距厂址公认的一定距离处，此距离可为几公里至几十公里，选择一个适当距离时应考虑到震源体的尺寸。"胡聿贤曾指出："这些规定并没有一个公认的定量的方法去实行，而带有不少的主观判断性。""一定距离的具体定量是不确定的，而几公里至几十公里这么大的变动对地震动的数值有很重要的影响。"由此看出："在确定性的方法中，存在着许多需要主观判断选择之处，不同专家会作出不同的判断，从而使设计地震动产生很大的变化，常可达百分之几十，若作最保守的估计，则可达100%以上。"胡聿贤在比较地震危险性分析的确定性方法和概率性方法后指出："在地震危险性的确定性方法中，是通过一些宏观语言作原则性的规定，作一些偏于保守的定性规定来考虑。"因此，在采用地震构造法进行地震危险性分析中，只能尽可能地把目前科学上较为成熟的成果引用到地震构造法中，按照核设施抗震规范和有关安全导则的原则性规定，进行偏于保守的估计（包括对某些不确定性考虑）。至于实际上存在的许许多多不确定因素，可以利用地震危险分析的综合概率法来解决。综合概率法能够包容各种不确定因素。在对场地的地震危险性分析中，用概率方法计算场地地震动值时，需要对影响场址地震动值的各类不确定性因素进行定量分析。综合概率法恰好弥补了构造法难以包容的许多不确定性估计的不足。如果在地震构造法中过份强调不确定性，以使结果保守再保守，或者以地震构造法一种方法来包容各种不确定性考虑，进行各种不确定性校正，由此得到的SL-2地震动数值可能是相当大的，是难以接受的，我认为这在当前也许是不恰当的。

15.3.3 最大历史地震法讨论

最大历史地震法是确定性方法之一。日本将由历史地震（包括仪器测定的地震）估计对场址的影响作为确定SL-1的一种方法；国际原子能机构曾建议将历史最大地震的影响增加1～2度，以此确定为SL-2；美国的做法是将历史最大地震在同一构造上移至距场址最近处，而后再依据衰减规律，确定场址的最大地震动加速度。由于人类记载地震的历史过短，现有历史资料不足以反映地震活动的真实情况，为此世界各国都将历史资料作为分析的基础，而不直接用于评定SL-2。在我国，历史地震记载已显露出来许多异常的破坏情况，而这些情况又是构造法或其它常规方法所不能代替的，为了保障确定的核电厂设计基准地震动值建立在安全可靠的基础上，我国《核电厂抗震设计规范》、《工程场地地震安全性评价工作规范（DB001-94）》提出了在确定性方法中同时需要考虑最大历史地震的问题，它和地震构造法是相辅相成相互补充的关系。

15.3.4 地震动参数的综合评定

核电厂设计基准地震动设计所需要的参数是地震动峰值加速度和反应谱。由地震构造法利用已确定的适合本区域的地震动衰减关系计算，可以直接得到地震水平峰加速度值。最大历史地震法则需要拟合相应特殊地震（异常衰减状况）的地震峰值加速度衰减关系，才能由烈度异常转换成加速度值。

最后，取地震构造法和最大历史地震法得到的两个峰值加速度中的最大者为确定性方法

的地震峰值加速度。

同样，用上述两种方法分别计算场地相关反应谱，并与标准反应谱进行比较，取其三者的包络线为确定性方法所得的地震动反应谱。

参 考 文 献

国家核安全局、国家地震局，1987，核电厂厂址选择中的地震问题［HAF0101　1987］。

国家核安全局，核电厂厂址选择安全问题［HAF0100　1991］。

国家地震局震害防御司，1994，中华人民共和国行业标准，工程场地地震安全性评价工作规范（DB001-94），地震出版社。

金严，1993，关于核电厂选址工作中地震动衰减关系问题，地震地质，4 期。

荣建东，1984，长江三峡地区地震的远距离独立烈度异常区，西北地震学报，6（2）。

时振梁、王健，1993，核电厂选址中历史地震最大烈度，地震地质，4 期。

谢礼立、蒋克训，1986，墨西哥大地震的震情特点和启示，地理知识，7 期。

姚振兴、陈培善、肖承邺、徐果明，1974，1966 年邢台地震的烈度异常，地球物理学报，17（2）。

第十六章　地震危险性评定的概率方法[①]

16.1　概　　述

地震危险性评定是工程地震工作的一个重要组成部分．主要目的是为工程抗震提供设计依据。我国许多大中城市建设在地震区，那里人口稠密，高楼大厦林立，对煤气、水、电等所谓生命线工程依赖愈来愈大。然而，它们对地震的抗御能力却是非常脆弱的，为了安全、经济地进行建设，合理地抗震设防，科学地进行地震危险性评定更显得十分重要。

地震危险性评定实质上是长期地震预报问题。它要回答某个地方在诸如 20 年，50 年或 100 年可能遭遇到多大强度地震的问题。因此，为了使新的地震危险性评定能够比较准确地预测某个工程场点将来所能遭遇到的地震情况，应当尽可能将地震危险性评定建立在对该区地震活动规律性认识的基础上，需要对该场地地震活动和地震发生的地质构造条件有充分的认识。换句话说，要确定任一地点的地震危险性，需要经过下列三方面工作（图 16.1.1），首先要确定未来一定时间内可能发生大地震的地点、强度和性质；通过强震观测结果（包括宏观和微观的）和现场详细研究，了解地震波传播途径；然后根据场地条件，得出具体地点的地震危险性评价。

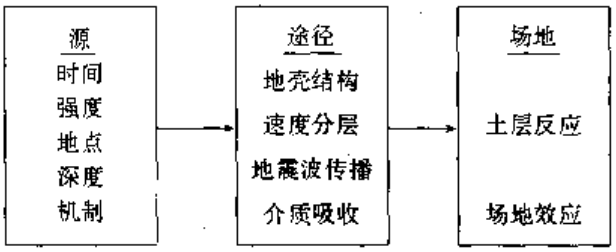


图16.1.1　地震危险作用评价框图

16.2　基本烈度和地震危险性评定

16.2.1　历史回顾

我国长期用于抗震设防的地震危险性评定方法，即是对工程场地地震基本烈度的鉴定。解放初期，在第一和第二个五年经济建设计划期间，我国政府规定，每个重点建设项目，包括工厂、矿山、水坝、电站、铁路、桥梁等工程都必须按一定的地震烈度进行抗震设计。最初鉴定地震烈度的方法，主要是依据当地的历史地震资料，以该区历史上曾经遭受过的最大地震烈度作为工程建设地区的设计地震烈度。50 年代到 60 年代初期，一直采用这种评定方法来评定各地区的设计地震烈度。由于历史记载受到居民点分布和文化发展的影响，在记载时间和地域分布上是很不均匀的，有些地方资料缺失很多，难以确定每个地区的地震烈度，即使在资料较为完整的地区，就认识长时期地震活动规律而言，现有的历史记载仍是短暂的，故单纯依据历史记载来衡量某个地区的地震烈度是很不够的。因此，50 年代后期，李善邦教授采用苏联哥尔什科夫提出的两条原则：①历史上发生过的地震，将来还可能再次发生（以下简称历史重演原则）；②在同一地质构造条件下可能发生同样强度的地震（简称构造外推原

① 时振梁执笔。

则)。当时应用这二条原则编制了《中国地震烈度区域划分图》。编制该图的原意是各地工程建设单位，即可按图上所指示的地震烈度作为对该地抗震的设计烈度参考。但是由于该图所划定的烈度区没有赋予时间概念，致使不少地方确定的地震烈度值偏高，因而未被建设部门采纳。虽然如此，当时为工程设计部门提供的地震烈度内容已有改进，称“基本烈度”。李善邦教授最初对基本烈度的定义是：“今后若干年内某一地区可能遭遇到的最大地震烈度。”虽然若干年的时间概念不具体，但已指出有年限的考虑。当时鉴定基本烈度的方法，除考虑该地历史上曾遭遇的地震强度外，还采用统计方法分析地震活动性，参考当地的地质构造条件得到综合烈度。70年代后期，中小型工程所使用的基本烈度标准是从1977年国家地震局颁布的《中国地震烈度区域划分图》上得到的。也就是说，一般建筑和中小工程的抗震设计都可以该图上所标示的地震烈度值为准。

16.2.2 地震基本烈度的概念和含义

地震基本烈度是指一定地区在今后一定时期内，在一般场地条件下可能遭受的最大地震烈度。这里“一定地区”是指所研究地区，或者是某一工程区；“在一定时期内”是指未来的100年内；“一般场地条件”是指平均土（Ⅱ类土）条件下的一般地形、地貌和地质条件，没有考虑具体的、特殊的地质地貌条件，更没有考虑引起烈度异常的地质地貌条件；“可能遭受”一词看起来似乎具有不确定性或概率的含义，但实际上这只是一种定性的说法，并没有在给出的烈度值中体现；“最大地震烈度”是指未来100年内某个地域或地点可能遭受的最大烈度值，并不排除遭受小于最大烈度值的其它烈度值的地震影响。

在这一概念中，给出了绝对时标（未来100年）。它比没有时标的地震烈度已经进了一大步，具有重要的科学和实际意义。它符合当时对地震发生规律（时、空不均一性）的认识，并有利于工程建设的抗震设计。

16.2.3 地震基本烈度鉴定中的问题和进展

国家“六五”和“七五”经济建设计划实施以来，除全国许多中小型工程以《中国地震烈度区划图（1977）》所示的地震烈度为依据进行抗震设防外，还对许多国家重点建设项目和重大建设工程提出进行详细的地震烈度鉴定的要求。地震基本烈度鉴定工作已成为国家建设中重要的组成部分。但是上述将基本烈度作为抗震设计参数和鉴定的方法也存在一定问题。如：①基本烈度代表的是某个地区的平均烈度，在资料选取和分析处理方法上都是大尺度的。通常烈度的取值，一度之差，加速度相差一倍。它不利于抗震设计选择。②基本烈度的含义包括本地可能发生和外地可能影响的烈度。从宏观角度看，取最高烈度作为基本烈度，并不反映近场和远场地震动的重大差别。③基本烈度只告诉在100年内遭遇地震的可能性，并没有说明发生该强度地震的概率有多大。这对不同使用年限、不同经济效益和社会效益的工程建设项目，没有提供选择的余地。对某些现代化的重大工程（如核电站、海洋平台、巨型水坝和某些可能引起重大次生灾害的工厂设施等）的抗震设计尤其如此。

随着我国许多重大或特殊工程的出现，对地震烈度和区划工作的要求越来越高。地震烈度的鉴定方法及内容也在不断发展。近年来，我们在国家重大工程项目的地震工作中已不满足于基本烈度的鉴定，而采用了地震危险性概率分析方法。如广东、苏南、浙江和东北等核电站、渤海海洋石油平台、四川二滩瀑布沟等大型水电工程中都采用了这一方法。对重要工程场地和城市小区划及震害预测工作也都开展了概率方法的地震危险性分析的研究，如烟台、徐州、安阳、西安、大连等城市及汕头、大连、深圳、珠海等特区。

为了加强工程建设的地震服务工作，国家地震局多次发文，强调地震烈度工作的重要性和科学性，并加强了地震烈度管理工作。国家地震局于1983年成立了地震烈度评定委员会，1990年成立了国家地震烈度评定委员会，主要任务是审定国家重大工程项目建设地区地震烈度鉴定意见，审批全国各地区地震基本烈度的更改，重大工程、重点建设地区的地震烈度工作的技术咨询。它是我国地震烈度评定方面的权威机构。为了适应工程建设地震工作的一致性和统一标准的需要，1986年国家地震局科技监测司公布了重大工程场地的工程地震工作大纲（试行稿）。该工作大纲规定，国家重大工程场地的工程地震工作，都要采用概率方法进行地震危险性评定。1994年，国家地震局颁布了《工程场地地震安全性评价工作规范（DB001-94）》的行业标准。自此，凡我国新建工程、大型厂矿企业、大城市和经济开发区的工程场地地震安全性评价工作均需按此规范执行。

16.3 地震危险性评定方法

地震危险性评定的方法可分为确定性方法和概率性方法两种。这两种方法的基本点是：对某一给定的工程场址，评定其在工程有效使用时期内，其地面遭受一定地震动强度的危险性。只是前者为确定性的表述，后者以概率性含义描述。这两种方法所依据的基础资料都是当地和所在区域的地震活动状况和地震构造环境。

16.3.1 地震危险性评定的确定性方法

随着科学技术的发展，地震危险性评定工作已经历了三次较大的发展阶段。如本章第16.1.1节所述，较系统全面地评定一个国家各个地区的地震危险性，常以地震区划图的形式体现。本世纪50年代初，苏联以戈尔科夫为首编制了《全苏地震区域划分图》。该图主要采用历史地震统计方法，结合各个地区的地震地质条件，将已遭遇的地震烈度作适当延长拓展，以确定该地区的地震危险度。他称此为普通地震地质法，并逐步概括为两条编图原则，即：①地质条件相同的地区，地震活动性基本相同；②历史上曾经发生的最大地震，同样强度的地震在将来还可能发生。与此同时或稍后，苏联也有以第四纪活动断层作为依据划分的区划图，还有以地质历史分析法、现代构造运动速度梯度法、地震活动性法等编制地震区划图的。美国则有主要依据地震能流密度（即折合4级地震的次数，以此衡量每单位面积的地震活动性）来划分地震区。近十余年，随着活断层和古地震研究的迅速发展，不少地方（如活动的断裂带上）都发现了若干古地震现象，并可依此判定大地震的重复周期。日本松田时彦在1987年中日地震预报讨论会上介绍了日本利用活动断层资料编制的日本地震危险性图，该图标出了全日本4000个场点上每个场点Ⅴ度地震（“JMA”的Ⅴ度相当于MM烈度表的Ⅷ度）的期望平均地震动间隔。

我国在70～80年代期间采用的地震烈度鉴定方法，也就是1977年编制的《中国地震烈度区划图》采用的方法，属确定性方法，其主要内容为：

（1）根据区域地震活动、地震地质条件的共同特征和相关程度划分地震区、带，作为研究地震活动规律、发震构造条件及地震影响场特征的基本单元。

（2）分析各地震区、带内地震活动的发展过程，研究地震的时间、空间和强度特征与规律，综合分析各种方法的预测结果，评价出各区、带未来百年内的地震活动趋势、最大震级和应发生各级地震的次数。

(3) 分析地震区、带内不同强度地震发生的地质背景和构造条件，研究和总结各类强度地震的发震构造标志。

(4) 综合地震活动性和地震地质条件的分析结果，判定各区、带中未来百年内可能发生各级地震的地点、地段或地带，勾划出各级地震危险区。由于目前预测水平所限，各区、带内危险区的实际数目一般等于或多于预测数，为避免区划结果的高烈度区过大，高震级的地震危险区范围应尽可能划小。

(5) 依据我国历史地震震级与震中烈度的经验关系，将危险区的震级换算成相应的震中烈度，危险区范围即为未来地震的震中烈度区。地震影响烈度及其分布范围，则根据所在地震区、带的烈度衰减统计数据圈定，在特殊情况下，对照历史地震影响场确定。

以上列举的一些地震危险性评定或地震区划方法都是建立在对地震活动性和地质构造直接判定结果基础上的，即现在所称的确定性方法。

在核电厂厂址地震安全性评价中，确定性方法是确定厂址设计基准地震动极限安全地震动 SL-2 的最主要方法之一，其主要方法和内容详见第九章和第十五章。

16.3.2 地震危险性评定的概率性方法

地震危险性评定的概率性方法，早在 50 年代初期由日本地震学家河角广提出，也有称谓简单概率法。他利用日本的历史地震资料，将全国划为 350 个小区 (0.5°×0.5°)，用概率统计方法，计算在一定年限内发生一次最大地震的烈度期望值，然后按日本烈度和加速度的关系式换算成加速度，编制成分年限 (75 年、100 年和 200 年) 的日本地震加速度区划图。美国在 70 年代初期也曾利用通常我们所使用的烈度—频度关系式 (相当于震极-频度关系式)，用历史和仪器观测地震资料计算若干大区每百年内可能遭遇到的各种烈度值的地震次数。这已经初具地震重复的时间概念。然而，在这期间，美国工程界使用的仍然是没有地震时间重复间隔和发生概率的地震区划图。1968 年，美国的 Cornell 进一步提出将地震危险性概率分析方法用于评价工程地点的地震危险性。1976 年，Algermissen 和 Perkins 采用 Cornell 提出的地震危险性分析方法，编制了新的美国地震区域划分图。该图使用地震复发周期为 475 年，即 50 年超越概率为 10%的基岩地震水平峰加速度分布图。该图发表后，立即被美国 ATC (Applied Technology Concil，1976) 采纳，作为开展综合地震设计规定，应用于抗震建筑规范 (ATC-3)。之后，世界许多国家相继效法应用，该方法也不断得到改进。1982，Armissen 等又增加了峰值速度作为美国地震区划的基本参数。到 1985 年，又由 Johnson 和 Soofeid 编制了美国俄亥俄省的地震危险区划图。近两年来发表了很多地震区划方面的文章，基本原理都是采用由 Cornell-McGuire 发展起来的地震危险性概率分析方法，也即后来由 Algermissen 提出的区划方面的应用。如 1985 年由 Bashenelal 发表的加拿大地震区划图，首先根据加拿大地区的地震活动性和地质构造的研究，将全国划分为 32 个潜在震源区，而地震动衰减规律是基于美国近七年得到的大量近场加速度记录的回归结果。新的加拿大地震区划图规定采用年超越概率为 0.002 的水平峰加速度和水平峰速度值。Erdik 等于 1986 年发表的土耳其地震区划图，也是经过同样的地震危险性分析途径，以复发周期为 225 年、475 年和 10000 年为目标的最高地震烈度最大水平峰加速度等值线图。此外，希腊、伊朗、苏联、蒙古和巴尔干等国家和地区也相应编制了本国或本地区的地震区划图，其基本思路和编图方法大同小异，这里不再赘述。从这里可以看到，当前国际上编制的区划图大多采用概率分析法，在对一些建设工程场地进行地震危险性评定和提供设计地震动参数时，从一般工业和民用建筑到大型工程

（如大坝电站、海洋平台和核电工程厂址）的地震危险性评价都采用概率分析方法，对于核电厂址的地震安全性评价，除规定采用确定性方法外，还要采用概率方法评定。

16.4 地震危险性评定概率方法

80年代初，我国地震工作者结合重大工程的地震危险性评定，引入了国际流行的地震危险性分析概率方法。这种方法的特点是可以将地震地质条件的认识和地震活动性资料结合起来，并以某种定量的概率含义的方式表达。

16.4.1 地震危险性评定概率方法基本假定

地震危险性分析概率估计方法是美国 Cornell 于 1968 年首先引出的，他用点源、线源和面源来近似表示震源区。这种方法可以将地震构造条件和地震活动性资料结合起来，以某种定量的概率方式表达。

概率方法的基本假定是：

（1）潜在震源区（可以是线源和其它规则的、不规则的面源）内任何地方发生地震的可能性是相同的；

（2）潜在震源区内地震的平均发生率在时间轴上是个常数；

（3）地震发生符合泊松分布，即假定地震事件是独立的、随机的（即地震发生时间、震源坐标、震级等以相互独立的方式出现）。

（4）一个地区内（潜在震源区内）地震次数随震级增高以指数形式减少，大小地震之间比例关系，可用古登堡-里克特震级-频度关系表示。

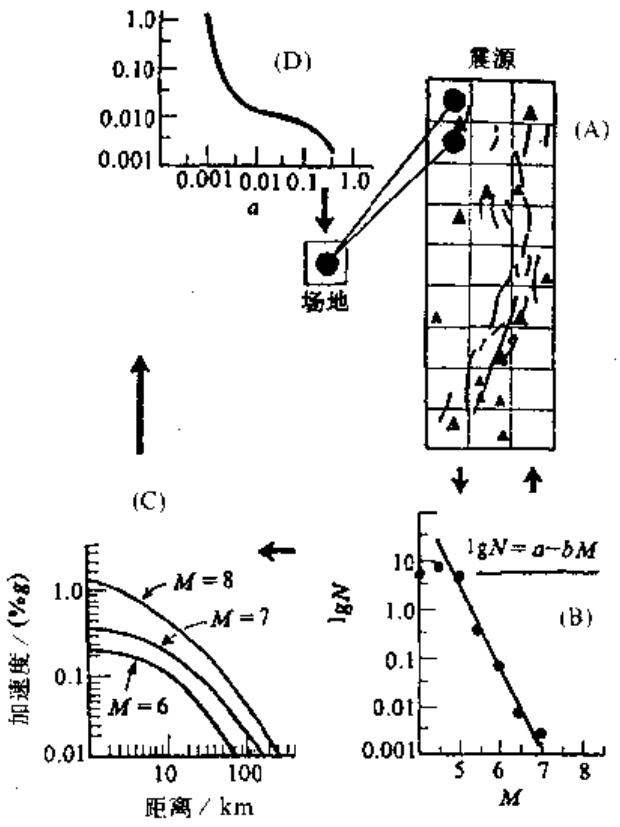


图 16.4.1 地震危险性分析概率方法的基本要点
（Algermissen 和 Perkins，1972）

（5）场地地震动参数是震中距（或震源）和震级的函数。

地震活动在时间上的泊松过程的假定和影响危险性分析计算的历史地震活动情况是一致的，认为大的地震非常近似于泊松过程，而小地震则能明显地偏离泊松过程。工程上对小地震引起的地面运动兴趣不大，于是泊松过程的假定就可以作为一个简单而又有用的模型来进行地震危险性分析。

16.4.2 概率方法地震危险性分析步骤

地震危险性分析概率估计方法包含下列四步，可以图 16.4.1 的形式表示。

第一步（A），根据地震活动性和地震地质的研究，确定该区的潜在震源及其最大地震强度。（A）表示一个假定的潜在震源区，其中黑三角为已知地震，实线为已知断层，虚线为推测断层；

第二步（B），按照该潜在震源区的震级-频度关系和对潜在震源区地震活动性认识，给出潜在震源区的地震活动性参数，也就是对各潜在震源区地震活动性复发特征的描述以 $\lg N=a-bM$ 关系式为代表，设定潜在震源区内的地震活动性能够有效地代表未来的地震活动性。即对各潜在震源区地震活动性复发特征的描述，并假设由 $\lg N$ 和 M 关系式所确定的各级地震在潜在震源区内任何地方发生的可能性是相同的；

第三步（C），根据对该区地震等震线分布规律研究和强震记录的分析，确定该区的地震动（包括地震烈度 I，峰加速度 A、峰速度 V 等）的衰减关系，拟合适合本地区的地震动（I、A、V 等）随震级和距离的衰减关系式；

第四步（D），场点地震危险性评定，计算给定场点（或地区）地震动的概率分布。从这一分布可以得出给定场点给定年限内具有任何概率水平的地震分布，或给定年限、给定地震动值的概率分布等。

地震危险性评定概率方法的工作内容也可用图 16.4.2 来表示。

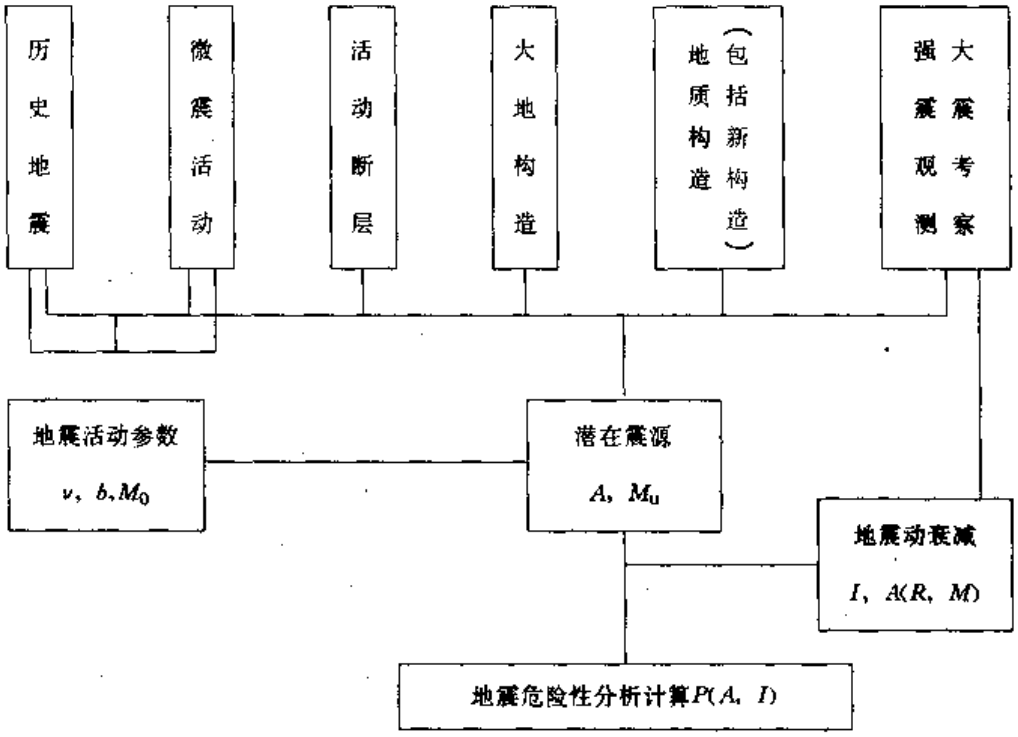


图16.4.2 地震危险性评定概率方法工作框图

ν 为地震年平均发生率；b 为震级频度关系式中的系数；M_0 为起算震级；M_u 为潜在震源震级上限；I 为地震烈度；A 为地震峰值加速度；R 为距离；M 为震级；P 为超越概率

16.4.3 地震危险性评定概率方法评述

16.4.3.1 地震危险性分析采用概率方法的优点

概率方法地震危险性分析的最大优点是，它给出了不同震级（或烈度）地震发生的可能性，给出了在感兴趣的场点一定年限内地面运动可能性的估计值。

刘恢先教授在《新的中国地震区划工作会议》上指出，编制新的地震区划图时，“首先要树立概率观念”，并进一步简述了概率方法的优点。他指出：“我国以往的区划图都是确定性的预测，把基本烈度定义为在一定时期、一定地点可能发生的最大烈度。因此，只要在某个

低烈度区发生一次大震便被认为这个烈度区划是要不得的。如果从概率的观点出发，则不然。发生大震的可能被认为是随机的，任何地点都有发生大震的可能，只是发生大震的机会有大、小之别而已。低烈度区的含义是说在此区发生大震的概率很小，但不等于零。同样，在高烈度区发生大震的概率大，但也不等于1。因此，不能以一次大地震的发生而全盘否定区划图的正确性。”同时，刘恢先教授还指出：“烈度区划图必须以一定概率为前提，使用者必须自己衡量这个概率是否与自己认为具有合适的概率的区划图。”这也是采用概率区划的优点之一。在具有概率含义的地震区划图上所表示的烈度值，是说明在某一概率水平下该烈度地震发生的可能性，它也隐含着更高烈度地震的概率的可能性，只是更高烈度地震发生的概率更低而已。因此，具有概率含义的区划图，代表了当前人们对地震发生规律的认识，符合当前地震科学水平。

评定场地地震危险性采用的概率方法有两个假设前提：①历史上场区附近发生的地震代表该区未来的地震危险性，即给定场点地震烈度的重现率和历史的一样；②地区的地震活动可以用该地区构造上的地震作为代表，即一定的构造单元内或活动断层上的地震活动是均匀分布的。这两个假设前提本质上与我国常用的历史重演和构造外推两条原则没有根本区别，但在概率方法地震危险性分析中增加了对未来发生的地震危险程度的描述，以此代替以往的确定性方法。该方法的优点是比较客观地反映了当前的地震科研水平，将人们当前还没有完全认识的规律性，如潜在震源、各种地震活动性参数和衰减规律等诸多不确定因素用某种数学方法反映出来。同时，它可以根据工程的需要给出工程抗震设计所需的地震动参数，提供工程场地在指定时间（如工程使用期限）内受到不同程度地震（烈度、峰值加速度、位移等）的可能性的定量估计，可按照具体的工程地震设防标准给出适合的参数。

16.4.3.2 一般概率方法存在的问题

目前国际上都采用地震危险性分析概率方法来编制地震区划图，这种方法还有不够完善的地方。如：

（1）地震空间分布的不均匀性考虑不够。

概率方法的地震危险性分析首要的任务是确定大小不同震级上限的潜在震源区。按概率方法，假定在潜在震源区内各地点地震发生的概率是均等的。为了保证潜在震源区内有一定的地震数据量，或强调对潜在震源区范围认识上的不确定性等原因，通常将潜在震源区画得偏大，这样，计算结果必然造成相当大的“稀释作用”。

（2）没有反映地震时间的非平稳过程。

概率方法地震危险性分析中假定地震的发生过程是随机的，服从泊松过程，认定在潜在震源区内地震发生的时间过程是平稳的，地震平均发生率是常数。而实际情况可能不是这样，地震活动在时间轴上实际是非平稳的，这对于处在地震活跃期的地震区，将会过低估计该区的地震危险性。

（3）不能反映特征性地震的规律性。

概率法地震危险性分析假定，潜在震源区内大小地震（震级和频度关系）服从指数分布。这对于较低震级地震活动的地区，可能粗略地近似，但高震级地区发生的地震常常是特征性的，特征性震级的地震与特征性尺度构造有关，故一般概率法计算结果必然过低估计高震级地震的危险性。

（4）对大地震发生的新生性估计不够。

概率方法地震危险性分析对潜在震源及其地震活动性参数估计是建立在已有资料基础上确定的。我国板内地震的特点是大地震复发周期很长，许多大地震往往在历史上没有记载过大地震的地方发生。因此，在地震危险性评定时，要充分考虑我国大地震发生的新生性这一特点。

16.5 我国地震危险性评定原则和技术途径

16.5.1 我国地震危险性评定原则

在编制《中国地震烈度区域划分图（1990）》时，国家地震局防灾司和编委会成员、顾问组成员共同确定了编图工作的总的技术思路（以后称为编图原则），作为我国当时地震危险性评定的基础，在整个编图过程中，都应当遵循。这些原则可概括为三个方面。

（1）采用地震危险性分析概率方法。其原因是：①采用地震危险性评定的概率方法是当前国际流行的方法。世界上各主要地震国家都经历了一个共同的发展过程，即从单纯以烈度表达转而采用以峰值加速度表达，以确定性方法改为以概率方法为基础评定地区的地震危险性。这种发展过程是和各阶段科学发展水平有关的，以概率方法为基础评定地震危险性，符合当前世界工程地震发展的潮流。②采用概率方法评定地区地震危险性符合当前我们对地震科学知识的掌握程度，是与目前地震科学水平相适应的。地震危险性评定说到底是地震长期预测问题，它要回答未来一段时间内地震发生的地点和强度，以及对场地的影响情况。然而，目前我们对地震活动规律的认识还是很不够的，远不能够准确地进行预测，过去采用确定性方法，实际上带有很强的不确定性。采用概率方法描述地震危险性，比较现实地反映了客观情况，是解决工程地震中随机现象问题的主要方法，也是工程地震发展的必然趋势。③给出具有概率含义的地震动设计参数符合当前工程抗震设计的需要。现代化工程建设飞速发展，工程抗震设计要求在经济投入和风险水平之间进行优化选择，在安全和经济效益两方面权衡得失，需要选取合理的风险水平进行抗震设计。地震危险性分析概率方法，为多样化工程抗震设计提供了选择不同设防标准的余地。许多国家的抗震设计规范和我国新的建筑物抗震设计规范中，对抗震设计采用的地震动参数也都赋予了概率的含义。因此，也要求地震危险性评定的方法与规范相匹配，作为抗震设计的指导性基本数据。

（2）反映我国地震活动时、空不均匀分布的特点。世界上一些多地震的国家，大地震多集中分布在板块边界附近，内陆地区则很少。而我国强震分布十分广泛，破坏性地震几乎遍布全国，而且地震的强度高，震源浅，危害大。本世纪全球地震受灾最严重的两次大地震（死亡20万人以上）都在中国；大地震复发周期很长，$M\geqslant 7$地震的重复发生时间通常都在千年以上。因此，由于大震复发周期长，在发生大地震的地区，在一定时期内的地震危险性并不高；相反，大地震往往在历史上没有记载到大震的“新区”发生，这给地震危险性评定工作带来很大的难度，按传统的方法显然是不合适的，要求新的区划图考虑这些特点，使得地震危险性评定结果更能反映中国地震活动的客观实际。

（3）吸收地震预测方面的科研成果。地震区划要求回答各个地区在相当长时间（例如50年或100年）内可能遭遇多大强度地震的问题，或者说要求给出建设场地地震危险的可能性问题。为了能够比较确切地反映该区将来可能遭遇到的地震情况，地震危险性评定应当尽可能地建立在对该区地震活动规律性认识的基础上，需要对各个地区的地震活动特点和地震发

生的地质条件有充分的认识。经过几十年来我国地震工作者的努力，我国在这方面已经积累了相当丰富的科研成果，特别是1957年和1977年编制全国地震区划图的经验和方法，以及前几年国家地震局组织的两个重点地区的中长期地震危险性预测图。在对工程场区进行地震危险性评定时，应当充分利用这些科研成果，使评定结果更为可靠、合理。

16.5.2 我国地震危险性评定的技术途径

近年来，国家地震局所属研究所和省局在为许多重大工程建设地点进行各种地震安全性评价和设计地震动参数的评定中形成了一套比较完整的、科学的评价方法，称为“地震安全性评定的综合概率法”。该方法起始于1986年由国家地震局制订的《重大工程场地的工程地震工作大纲(试行稿)》，后经编制《中国地震烈度区域划分图(1990)》时逐步得到完善。我国的地震危险性评定综合概率法与国际常用的概率方法有较大区别，主要在于：目前国际常用的地震危险性分析概率方法强调地震发生的随机性和不确定性，而我国的综合概率法除考虑地震发生的不确定性外，还根据我国地震活动分布特点，强调地震活动时-空分布不均匀性和地震预测成果的应用，其主要技术内容如图16.5.1所示。

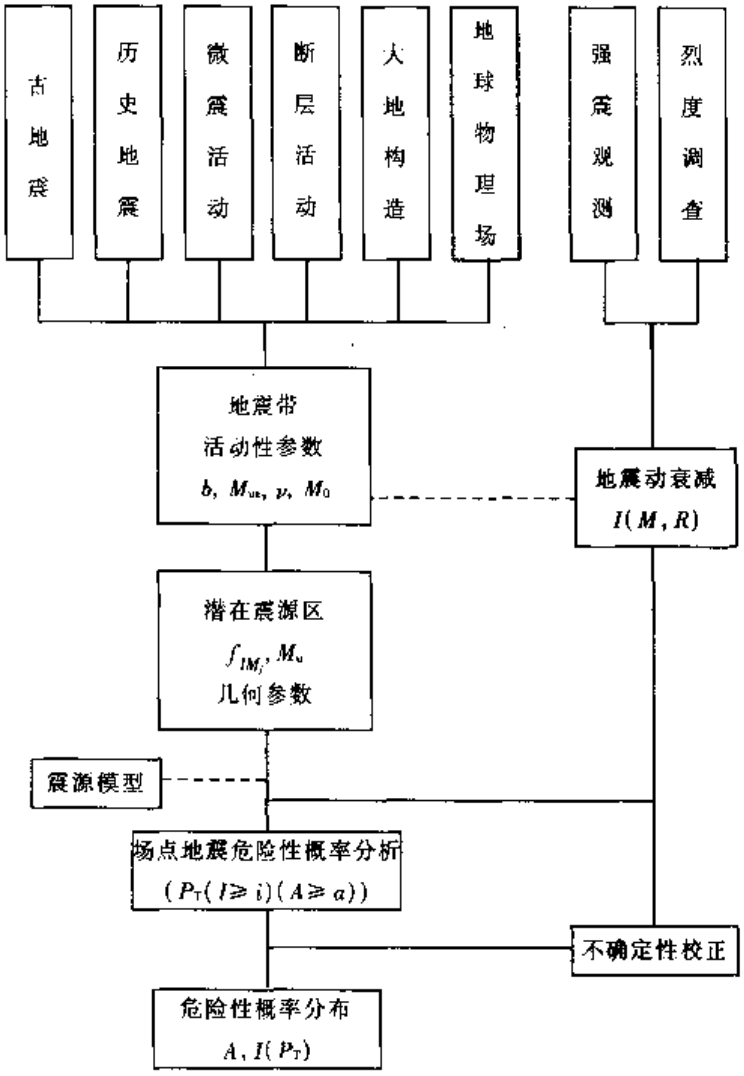


图16.5.1 地震危险性评定综合概率法流程图

M_{us}为地震带震级上限；f_{IM_j}为第I潜在震源，震级档j的地震空间分布函数；P_T为T年内超越概率；其它符号同图16.4.2

国外常用的地震危险性分析方法(参见图16.4.2)将对地震活动性的认识，即地震活动性复发特征的认识和预测的最高震级都在潜在震源区内实现，这样势必造成该潜在震源区内历史上的地震活动性也就代表了预测未来的状况(潜势)，或具同类构造时的外推。而在我们的方法中，增加了地震带划分这一重要环节(如图16.5.1)，将地震危险性分析中评定地震活动性参数这一重要内容分成两个步骤进行，即用对地震带内地震活动规律性的认识，评估其未来一段时间内地震活动水平，它可以高于历史上的平均水平；根据各个潜在震源在地震构造和地震活动性研究中所显示的特性，分别确定各个潜在震源区内不同震级档空间分布函数的形式，赋予相应的预测值，以充分体现各具体地点潜在的地震危险性的差别。主要内容有：

(1) 以地震带为地震活动性参数(b，ν_0，M_{us})的基本统计单元；

(2) 由地震活动趋势分析结果来衡量和评价各地震带的未来地震活动水平；

(3) 以潜在震源区为评价计算未来地震危险性(M_u ν_{IM_j})的具体单元；

(4) 按震级区间将地震带内的地震年平均发生率分配到各潜在震源区；

(5) 用多因子综合评定方法确定各潜在震源区的空间分布函数 $f_{(M_j)}$。

16.6 基础资料收集、整理和分析

在规定的研究区域范围内（工程场址周围约 200～300km 范围或以场址所在地震带和相邻地震带为限），要收集和整理有关的地震、地震地质和地球物理方面的资料，并编制成相应的图件。

16.6.1 基础资料收集、整理

(1) 地震资料：

①研究区内 $M\geqslant 4\frac{3}{4}$ 地震目录和震中分布图；

②工程近场区域微震($M\geqslant 2$)目录和震中分布图；

③破坏性地震的等震线图和对场址可能影响的说明；

④震源机制解图件及其相应说明；

⑤有关研究区内或所在地震带内的地震活动性分析资料。

(2) 地震地质资料：

①研究区域大地构造、新构造和现代构造活动方面的资料，编制区域地震构造图（图件比例尺约为 1∶50 万或 1∶100 万）；

②工程近场区（约 20～30km 范围）最新活动构造（包括晚第四纪以来的活动断层和活动盆地）；

③有关航、卫片及其解释资料；

④现代形变测量、考古和古地震方面资料。

(3) 地球物理资料：

①区域重、磁异常图件及其相关资料；

②地壳结构资料及其相应图件。

在收集资料时，要充分运用近一二十年来发展起来的古地震研究成果和近 20 年积累的大量微震观测资料。古地震和微震观测资料恰好补充了历史地震的不足，延长了地震资料的时间域和震级的可使用范围。古地震可称为近代地震研究史上的重大突破，它从更久远的年代揭示了大地震重复发生的规律性，并可以帮助我们进一步认识大地震发生的地质条件，并以此确定潜在震源区及其震级上限。大量近代微震观测资料又从另一个方面揭示了地震发生发展的规律性，在寻找可能的潜在震源和完善地震活动性参数的判据方面起到了重要作用。

16.6.2 地震资料的分析

(1) 删除大地震的前震和余震。为了保证所选取的地震事件的独立性和随机性，应尽可能删除大地震的前震和余震。但在资料具体处理中，可适当保留个别强前震和强余震，这在工作中可据具体情况予以调整。

(2) 考虑地震资料可靠性和资料本身的时-空不均匀性。为了使区划工作建立在可靠的基础上，在应用资料时，特别要注意对资料的可靠性和完整性进行分析。对某些不甚确切或认识不甚一致的地方，都需作专门的研究或实地考察。对地震资料本身的时-空不均匀性考虑，可

参见第 13.3.1 节。

16.7 地震带划分及其地震活动性参数评定

从地震学现有认识看，由于地震数据少，仅从潜在震源区的较小范围去观察和认识地震活动的规律性是很困难的，潜在震源区的地震数据很少，也不能满足确定地震活动性参数的基本要求。为此，我们在确定潜在震源区前，增加了划分地震带这一重要环节。将以潜在震源区为基础的地震危险性分析，改为划分地震带和潜在震源区两部分并确定它们的地震活动性参数。

划分地震带用以描述地震活动的群体规律性，在地震带划分基础上进一步划分潜在震源区，以反映大地震发生的时空不均匀性。

16.7.1 地震带划分

划分地震带是我们采用概率方法分析地震危险性的一个主要内容。地震活动与地质构造运动关系密切，表现在地质构造运动与地震活动具有一致明显的区域性（成带性）和相关性，在不同性质构造带内地震活动特性不同，同一构造带内的地震活动强度和频度变化过程及其分布特点有其相似性或一致性，为此，可以将地震带作为研究地震活动性的基本单元。

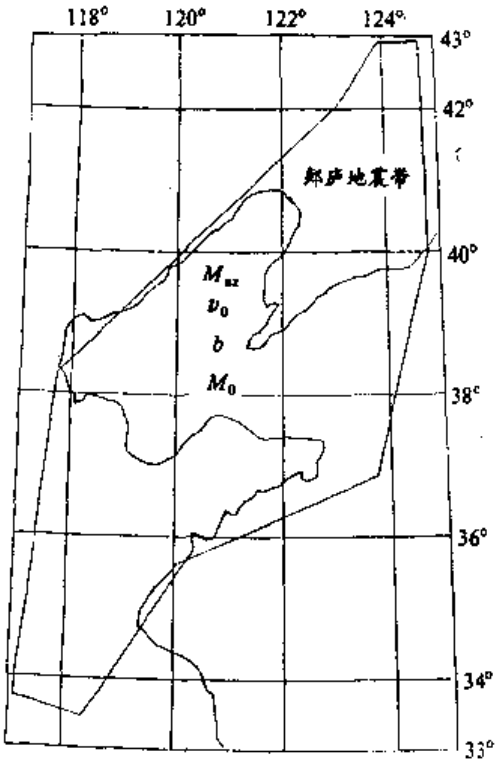


图 16.7.1 郯庐地震带影响区域

划分地震带的主要依据为：

（1）新构造、现代构造运动性质、强度一致性较好或类似的地带。

（2）地震活动性相一致或相关性较好的地带。将地震强度、频度、最大震级，地震活动周期，古地震和历史地震的复发间隔，应变积累、释放过程，震源深度等一致性或相关性较好的区域划归为同一地震带或区。

（3）地球物理场、震源应力场和地壳结构相类似的地带。

这里所指地震带不是局限在狭窄范围的强震活动带，如郯庐地震带，大地震均发生在东侧的郯庐断裂带上，在危险性分析概念上，我们不能仅将郯庐东侧断裂作为地震带，在统计分析时，需要考虑受郯庐断裂带影响的区域，统计中应包括整个受影响的地带，也就是断裂周围发生的诸多 5～6 级地震的地区，如图 16.7.1 所示，把受郯庐断裂影响的周围地区看成是一个整体，在这个区域内 7～8 级地震和 5～6 级地震被看成一个整体，大小地震服从统一的规律。

地震带内地震活动性参数确定步骤和内容可用图 16.7.2 表示。

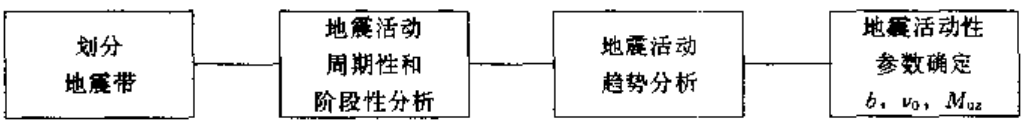


图 16.7.2 地震带地震活动性参数确定步骤

16.7.2 地震活动趋势估计

同一地震带内，在漫长的历史进程中，地震活动有显著活跃和相对平静之分，相对平静和显著活跃交替发生。换句话说，地震活动的时间过程是非平稳的。处在不同时期的地震活动水平差异很大，处在活跃时期的地震带，大地震接连发生，在相对平静时期，仅有少量中强地震发生，活跃和平静的时间，分别占整个地震活动过程的一半。图 16.7.3 为东南沿海地震带的M-T图、震级加权均值序列和地震活动周期图分析。图 16.7.4 为东南沿海地震带熵谱

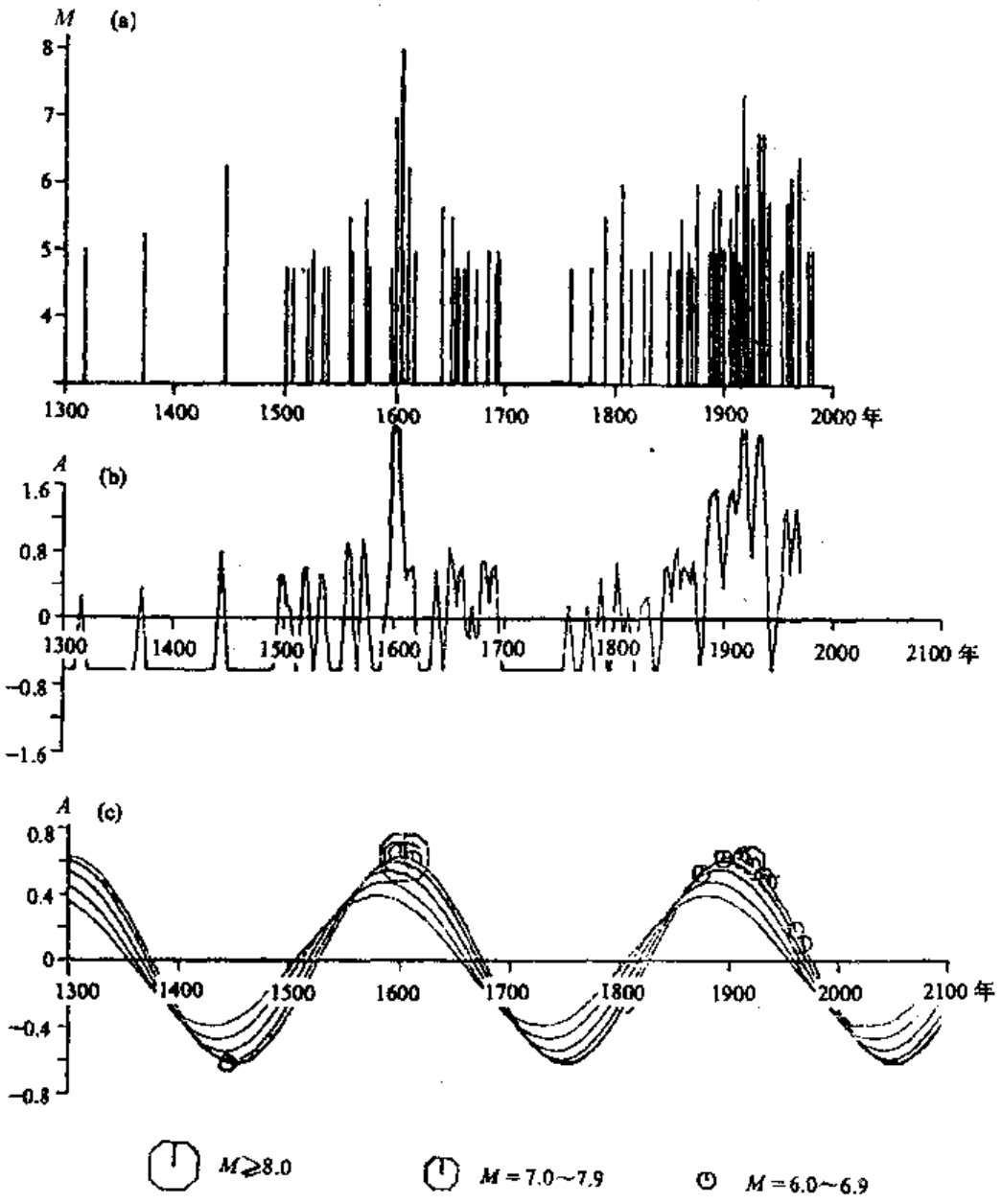


图 16.7.3 东南沿海地震带地震序列周期图（据章淮鲁，1991）

(a) 东南沿海地区 M-T 图；(b) 震级滑动加权均值序列；(c) 东南沿海地区震级序列 300 年周期图

分析结果。从这些图可以看到，不同的统计方法得到大致一致的统计结果，表明东南沿海地震带具有大约 300 年左右的地震活动似周期特征，这种统计特点可以帮助我们分析该地震带的地震活动趋势。对全国各地震带地震活动性分析表明，一些历史记载较悠久的地震带，都具有较明显的强震活动似周期性，表现为地震带内地震的活跃和平静相间发生，活跃期和相

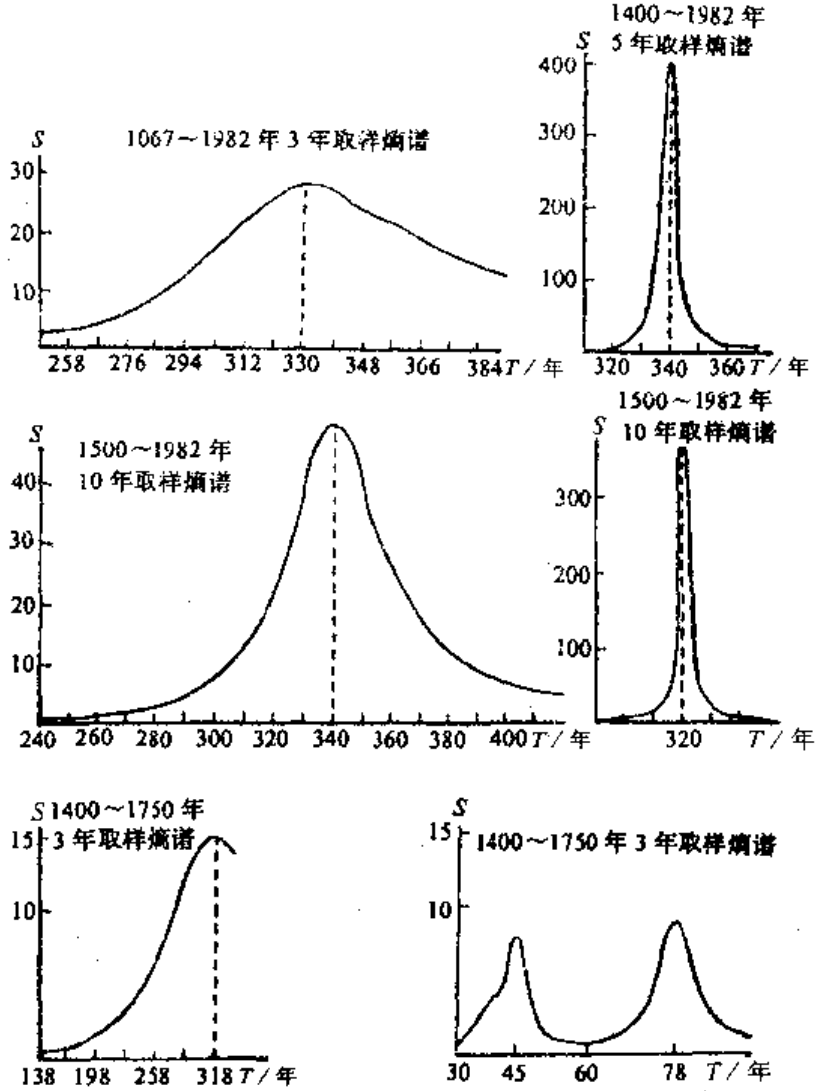


图 16.7.4 东南沿海地震带地震序列熵谱图（据章淮鲁，1991）

S 为谱值（%）

对平静期约占全过程的一半，对于未来趋势处于活跃期的地震带，若按平均的活动水平对待，则会使危险性分析结果偏低，带来一定的不安全因素；反之亦然。为此，在对场地的地震安全性评价中我们应当考虑这一因素，将趋势预测的结果引入到地震活动性参数的确定中。

在一些地带内，地震活动有一个由相对平静到强烈活动的孕育发展过程，我们曾将该发展过程分为四个阶段。地震带处于不同发展阶段，具有不同的地震活动水平，当地震处于一、四阶段时，该带是相对安全的，相对安全期内仅有少量中强地震发生，它占整个过程的一半左右，处于二、三阶段的地震带，大震频繁发生，具有相当高的地震危险性。我们也可以根据各个地震带现时所处的地震活动阶段根据如上认识分析地震活动趋势，估计该带今后一段时间内的地震活动水平，为评价该地震带地震年平均发生率作参考。

16.7.3 地震带震级上限 M_{uz}

地震带震级上限是地震危险性分析中最重要的参数之一。震级上限的含义是，在地震带震级-频度关系式中，累积频度趋于零的震级极限值。通常认为地震带的震级上限和它所处构

造环境有关，如中国东部郯庐带上发生 $8\frac{1}{2}$ 级地震，这是我国东部断裂带规模最大、活动性最新、最强的断裂带；西部两个 $8\frac{1}{2}$ 级地震都发生在青藏高原向东北突出的弧形构造带上；而在如大别山区、长江中下游的一些地震带，历史上发生的最大地震不过 6 级左右。

震级上限不是危险区的最大震级，前者没有明确时间概念，是可能发生但发生概率极低的事件，后者具一定时间的趋势预测概念，预测一定时间内发生的概率很高，也可能接近于 1。所以在震级上限确定中，不能引入趋势预测概念。

确定地震带震级上限 M_{uz} 的依据主要有两个：①历史地震判断，在历史资料足够长的地震带，并确认该带已经历了几个活动周期，则可认为该带的最大地震已经显露，可以按该带已发生过的最大的地震强度确定；②构造类比，在同一大地震活动区内，按已知的大地震发生的构造条件进行类比外推。认为具有相似构造环境的地带，可能发生同样强度的地震。在有古地震鉴定结果的地区，可根据古地震遗迹所显示的规模来衡量，如阿尔金断裂带上的古地震事件。虽然历史上仅有民丰 $7\frac{1}{2}$ 地震记载，但按其断裂带上的古地震事件判断，该带的震级上限可达 8 级。高孟潭认为，地震带的震级上限与带内历史上最大地震震级、地震带的地震活动水平、b 值以及该带最大地震的重现期有关：

$$M_{uz}=M_T+\frac{1}{D}\lg\left(\frac{1-10^{-A}}{1-10^{-A+bM_T}}\right)$$

其中，M_T 为 T 年内累积频度为 1 的地震震级；$A=\lg(\nu_0 T)$；ν_0 为 4 级以上地震年平均发生率；T 为所考虑时间段。从式中可以看到，$\left(\frac{1-10^{-A}}{1-10^{-A+bM_T}}\right)$ 大于 1，则 $M_{uz}>M_T$，也就是说，地震带的震级上限应大于该带历史发生的最大地震震级。当然，由于构造规模和岩石强度都有极限，如地震学大师古登堡所说，不能想象，地球上会发生全球都能感到的 10 级地震，实际上 8.6 级地震已为数极少。但是，也需要指出，笼统以地震带内历史最大地震作为震级上限是偏于不安全的，这对于烈度区划图，取 2×10^{-3} 概率也许影响不大，但对要求低概率事件的地震危险性评定结果，将会偏低，这点也应引起重视。

16.7.4 起算震级 M_0

起算震级是指对工程场点可能有影响的最小震级。由于我国大陆地区绝大多数是浅源地震，历史上不少 4 级左右地震也有可能造成轻破坏，如 1964 年 1 月 8 日河北深县王家井附近发生的 3.5 级地震，引起孟家庄周围 21 个村庄、1000 多间房屋遭到不同程度的破坏，其中孟家庄及其周围震中烈度达Ⅵ度；又如 1976 年内蒙凉城 4.1 级地震，造成凉城县约五个村庄少数房屋倒塌，震中烈度达Ⅵ度；另一方面，在地震危险性评定中，为了保证Ⅵ度以上计算的可靠性，也需要将计算的预值降低处理，所以有些以 $M=4\frac{3}{4}$ 或 $M=4.5$ 的破坏性地震作为起算震级的作法显然是偏于不安全的。

16.7.5 震级-频度关系中的 b 值

震级-频度关系式中的 b 值，代表着一个区域内不同大小地震频数的比例关系。它和该区应力状态与地壳破裂强度有关，不同的地震区或地震带有其相应的 b 值分布。在地震危险性分析中，b 值是一个重要的参量，它规定了统计区范围内各震级地震的密度分布函数和各震级地震的年平均发生率。

b 值关系式可表示为

$$\lg N = a - bM$$

式中，M 为震级；N 为累积频度；a、b 为系数。

b 值的统计由该区域或地震带内实际拥有的地震数据统计而得，它与实际资料的完整性、可靠性、统计样本量的大小、取样的时空范围、样本的起始震级和取样间隔等都有关系。因此，在统计地震带 b 值时，要研究 b 值统计中的种种影响因素，以求取得合理的 b 值。黄玮琼等（1989）对 b 值统计中可能出现的几个问题进行了如下讨论。

16.7.5.1 起始震级（M_{min}）和震级间隔（ΔM）对统计结果的影响

表 16.7.1 列出了华北地区不同时段 M_{min} 和 ΔM 对应的剩余标准方差 s 和 b 值方差 sb 的变化范围。

表 16.7.1 各时段上 M_{min} 和 ΔM 对应的 s 与 sb 值

时间段（年）	$M_{min}=4\frac{3}{4}$			$M_{min}=5$		
	ΔM	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	ΔM	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$
780～1983	s	0.13～0.18	0.14～0.19	s	0.11～0.16	0.08～0.15
	sb	0.03～0.044	0.044～0.06	sb	0.03～0.04	0.03～0.05
1448～1889	s	0.09～0.11	0.07～0.11	s	0.1～0.12	0.07～0.1
	sb	0.02～0.03	0.02～0.03	sb	0.027～0.034	0.02～0.03
1448～1983	s	0.13～0.15	0.14～0.16	s	0.11～0.13	0.08～0.11
	sb	0.031～0.04	0.04～0.05	sb	0.031～0.037	0.024～0.034
1369～1730	s	0.09～0.12	0.09～0.12	s	0.13～0.14	0.1～0.11
	sb	0.028～0.03	0.03～0.04	sb	0.038～0.04	0.03～0.03
1731～1983	s	0.16～0.19	0.16～0.19	s	0.16～0.17	0.06～0.07
	sb	0.05～0.06	0.06～0.07	sb	0.06～0.06	0.03～0.034

从表中可以看到，就华北地震区而言，不论取那个时段统计，M_{min} 取 5，ΔM 取 $\frac{1}{2}$ 时方差最小，这可能是 5 级以下地震遗漏较多，以及评定历史地震震级时 $\frac{1}{4}$ 档和 $\frac{3}{4}$ 档地震确定不准而人为地减少了它们个数的缘故。据此认为，历史地震的起始震级取 5 级，震级间隔取 $\frac{1}{2}$ 较为合理。

16.7.5.2 $\lg N$-M 线性关系中两端“掉头”对 b 值影响

由于各种因素的影响，b 值曲线在两端通常呈现掉头现象，其小震一端的“掉头”，主要是小震漏记所致。若以可信时段历史地震小震端取 5 级，可基本消除小震级端“掉头”现象。即使如华北地区有丰富的历史资料，大震（$M\geqslant 8.5$）端的数据仍有明显偏低现象（图 16.7.5）。如果考虑 8.5 级，得到 b 值为 0.63，如果舍去 8.5 级地震，其它各点的线性关系很好，得到的 b 值为 0.56。相差 0.07 是个不小的数值。如果在统计中先舍去 8.5 级地震，按 $5\leqslant M\leqslant 8$ 统计，如图 16.7.5 中的实线，得到 b 值为 0.59，线性关系很好。这种高震级“掉

头”现象，也可能与统计范围、统计时段的数据还不足有关。

16.7.5.3 历史地震与现代地震资料统一使用问题

历史地震震级是根据史料记载经烈度换算得来的，最小震级为 $4\frac{3}{4}$，年代越早漏记的可能性越大。

目前一般使用历史地震资料求某地区的 b 值，但它可利用的震级范围有限（一般为 $5\leqslant M_S\leqslant 8$），由于中强震多有遗漏，故所得 b 值往往偏低。而现代地震资料因其记录时间太短，所得 b 值不能正确反映一个地区全面的地震活动特征。这可从华北地区 1970 年以来 $M_S\geqslant 3$ 仪器观测资料所作的图 16.7.6 中看出。图上数据点的分布表明，3～6 级范围可拟合一条直线；5～7 级范围可拟合另一条直线。因为 6 级以上地震的重现期大于资料记载年限，所以大小地震间得不到合理的匹配关系，可以统一使用历史与现代地震资料来求 b 值。

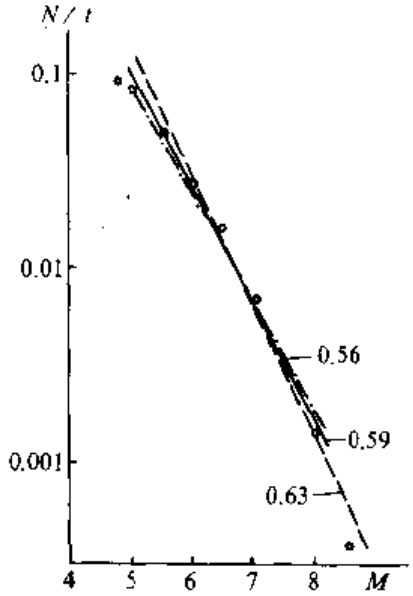


图 16.7.5 华北地区（780～1983 年）

$\lg\frac{N}{t}-M$ 关系曲线

t 为统计年数，N/t 即为年平均发生率

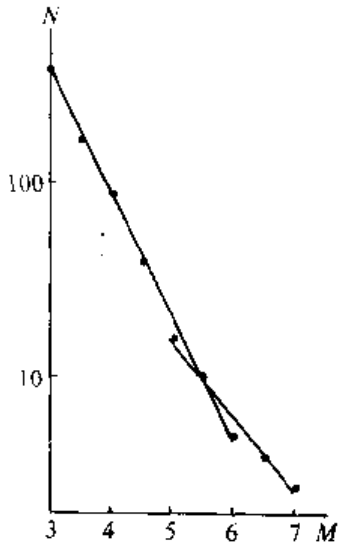


图 16.7.6 华北地区（1970～1986 年）

$\lg N-M$ 关系曲线

在考虑了地震记载时间域与震级域的可靠性和完整性后，我们就可以按不同震级域地震完整记载时段和频数分别统计，联合拟合成同一条直线。以华北地区为例，据李群统计的史料记载分布点情况分析，华北地区 1303 年后 8 级以上地震不会遗漏；1500 年以后 6 级以上地震不会遗漏。此外，1900 年以来，随着世界上其他地区仪器记录的出现及文化的日益发达，华北地区 5 级以上地震基本可以记到。1970 年后大量地震台网的建立，3 级以上地震可以得到控制。

考虑到数据资料的完整性、可靠性，可使用上述各时间段内各级不被遗漏的地震进行分时段分震级统计，并归一化后再线性拟合求 b 值。据以往研究的结果，华北地区 8 级地震重复期约 300 年左右。自 1304 年至今已逝去 680 多年，用这段时间来统计 8 级地震个数并归一成年平均发生率应该说是合理的。同样，1500 年至今已 480 多年，对 6、7 级地震也远远超过它们的重现期。对更小的地震也如此类推。对 8.5 级地震，由于历史记载年代有限，尚不能确定重现期，且有“掉头”现象，在此不予考虑。但单考虑被统计时段超过相应各级地震重复

期这点还是不够的。因地震活动有相对平静和活跃相交替的特点，尤其对大地震必须考虑这点。这里拟以某活动期起始年作为大震统计时段的起点，并满足统计时段要超过某级地震重现期的条件。具体地说，8级以上地震从1369年开始统计；$6 \leqslant M_S < 8$ 地震从1731年开始统计；$5 \leqslant M_S < 6$ 地震从1900年开始统计；$3 \leqslant M_S < 5$ 地震从1970年开始统计，得到的结果如图16.7.7所示，其线性关系是相当好的。

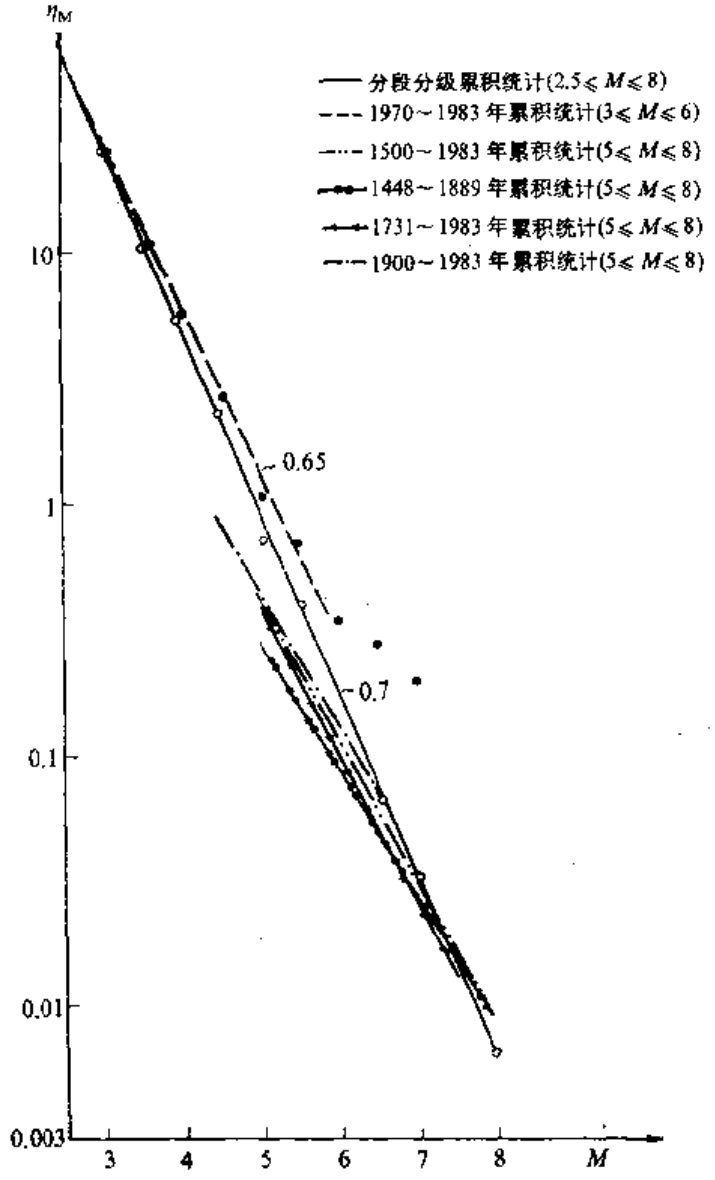


图16.7.7　华北地区不同时期分段分级累积 $\lg\eta_M - M$ 关系曲线

16.7.5.4　*b* 值统计处理方法

在实际工作中，各个地震带拥有历史和仪器记录资料的情况是很不相同的。*b* 值统计时，应根据实际数据情况予以处理，下面提出三种情况的处理办法：

(1) 直接统计求 *b* 值。

当地震带内某一可信时间域和可信震级域内的地震资料相对比较完整时，可利用相应时段和相应震级域的历史地震资料进行统计。如河北平原地震带，根据对历史资料分析，认为1480年以前缺失甚多，自1480年至今，地震记载相对较全，除去余震和震群，共记载5级以

上地震 82 次；从 1480 年至今，河北平原已经历了两个地震活跃期。利用这些资料即可直接统计得到华北平原地震带的 b 值曲线，$a=5.08$，$b=0.62$，标准差 $s=0.074$。也可按分时段的可信震级域分别统计各震级档（$\Delta M=0.5$）的年发生率，而后求取 b 值。在资料比较完整时，统计结果相差无几。西部地区的地震带，地震频度高，也可按此统计。

（2）利用历史地震和近期小震联合统计 b 值。

对于历史地震资料记载时间较短，历史地震频度偏少，而近期仪器记录的中小地震又比较完整、丰富的地震带，可采用历史地震和近期小震相结合的方法求 b 值，以延长震级区间，扩大样本量，比较客观地反映该区的大小地震的比例关系。具体的方法如上述。

（3）直接引用大区的 b 值。

对于个别地震带地震资料太少，无法得到合理的 b 值，则可根据地质构造和地震活动性类比原则，直接引用该地震带所在地震区的 b 值来代替地震带的 b 值。

为弥补统计数据不足，人们往往用累积频度与震级关系求 b 值。这里使用了对应于前述各时段的各级不被遗漏的地震求大于等于某级地震的年平均发生率 $\eta_M \geqslant M_i$，列于表 16.7.2。有一点要说明的是，随着时段的缩短，会加大大地震的权重。例如 1304～1983 年间 $M_S \geqslant 8$ 地震为 4 次，可自 1500 年以来 $M_S \geqslant 8$ 级地震也是 4 次。显然用前一时段求得的 $\eta_M \geqslant 8$ 要比用后一时段得到的 $\eta'_M \geqslant 8$ 小。但从累积的角度看，随着地震震级的减小和累积次数的增多，大震级地震增加的权重对比它的各级地震年平均发生率的影响越来越小，即总体影响并不大。用表中数据作 $\lg\eta_M - M$ 关系图（图 16.7.7），可看到 3～8 级间各数据点线性关系很好，b 值为 0.7。此外，图 16.7.7 中还给出不同时段 $\lg\eta_M - M$ 关系曲线，可看到，用历史地震资料（$5 \leqslant M_S \leqslant 8$）分不同时段得到的关系直线均在统一使用历史和现代地震资料拟合的直线左侧；而用 1970～1986 年间 $2.5 \leqslant M_S \leqslant 6.0$ 地震求得的直线在其右侧。这说明用历史资料求的 b 值一般偏低，原因是统计量震级范围小，小震级事件有遗漏。由于现代地震资料记载年限短，又正好处于大释放阶段，故 $M_S \geqslant 6$ 地震数据点偏高，曲线右端向上拐弯。所以作者认为，用分时段分震级累积频度与震级关系求得的 b 值代表华北地区大小地震比例关系是合理的。

表 16.7.2　分段累积统计的各级地震年平均发生率值 η_M

M_S / ΔT/年	≥8	≥7.5	≥7.0	≥6.5	≥6.0	≥5.5	≥5.0	≥4.5	≥4.0	≥3.5	≥3.0
679（1304～1983 年）	0.0059										
483（1500～1983 年）		0.014	0.034	0.064	0.122						
83（1900～1983 年）						0.39	0.7				
16（1970～1986 年）								2.39	5.45	10.65	26

16.7.6　地震年平均发生率 ν_0

地震年平均发生率 ν_0 是指在一定区域范围内（如地震带）平均每年发生等于和大于震级

为 M_s（通常用 $M=4$）的地震数。它代表了统计区内的地震活动水平，地震年平均发生率的大小，对地震危险性分析计算结果影响颇大。影响地震带地震年平均发生率的主要因素是 b 值大小和选取资料的统计时段。

ν_0 的统计时段的含义包括：①要求在该时段内所统计的各震级地震资料尽可能完整，可靠；②要有一定长度的时间段，以保持统计样本量的可靠性和稳定性；③要考虑到地震活动在时间分布上的非平稳性，要求被统计时段的地震活动性能代表未来百年内的地震活动水平。因此，ν_0 的确定是根据该地震带内地震活动的趋势分析得到的，通过对各地震带地震活动的周期图分析和应变释放曲线分析，可大致判断该地震带未来一段时间内的地震活动趋势。如果一个地震带内的地震活动在未来百年内将面临的是相对平静期，则其 ν_0 值可采用该带长时间平均值；如果确定地震带未来百年内将处于活跃期，则取该带历史时期地震活跃的 ν_0 赋值；若某地震带未来百年的地震活动水平处于过渡状态或不明朗，则应对该带长时间的平均值予以修正。如图 16.7.8 所示，山西地震带按过去百年的地震活动水平是很低的，但据趋势分析，未来百年内该带将进入地震活跃期，在地震危险性分析中，应按该带历史上相应活动期的年平均发生率确定 ν_0 值。河北平原地震带则相反，过去百年地震十分活跃，预期未来百年将进入剩余释放阶段和应变积累阶段，则可以按全部统计时段的平均值 ν_0 给出值。

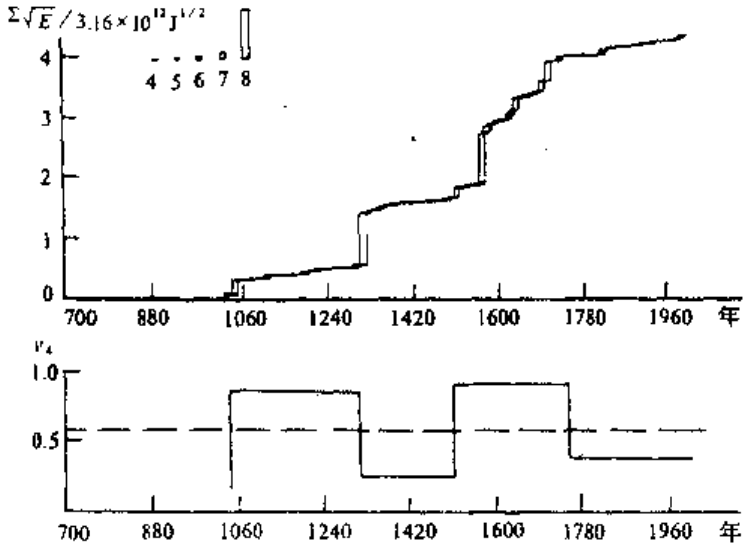


图 16.7.8　汾-渭地震带应变释放曲线和地震年平均发生率

现以汾-渭地震带为例说明，汾-渭地震带自 1750 年以来仅发生过一次 $6\frac{3}{4}$ 级地震（1815 年平陆地震），但这一时间以来所发生的 5 级地震却相当多（共 22 次），特别集中分布在 1900 年以后，从图 16.7.8 中的应变释放曲线以及周期图等趋势分析结果看，预期汾渭地震带未来百年内将进入应变能加速释放阶段，并可能进入大释放阶段，地震活动的水平将会比平均值高（如图 16.7.8）。表 16.7.3 给出了山西地震带各个时期的地震年平均发生率，从表中可以看到，活跃期的地震年平均发生率比平静期约高出一个量级，虽然它们的统计时段均有近 200 年或 200 年以上，这是一个不容忽视的情况。为此，我们建议，在地震危险性分析中，ν_0 值的选取，要考虑未来一定时间（如约 100 年）内预测的地震活动水平。

表 16.7.3　山西地震带各个时间的地震年平均发生率统计

汾-渭地震带						
活跃期	历年	ν_4	平静期	历年	ν_4	ν
1038～1305 年	267	2.15	1306～1500	191	0.27	
1501～1749 年	250	2.30	1750～1989	240	0.36	
$\Sigma\nu_4/2$	517	2.23		431	0.32	1.27

注：ν_4 为 $M\geqslant 4$ 地震的年平均发生率，用 $\Sigma\nu_4/2$ 代表 ν_4 的平均值。

综合上述，在地震危险性分析中，ν_0 值的确定需要考虑下列几点：

(1) 以地震带为 ν_0 值的统计单元；

(2) 各地震带 M_0 的均取 $M_S=4$；

(3) 利用地震活动趋势估计，合理选取 ν_0 值，ν_0 值代表该地震带未来百年内的地震活动水平；

(4) 当预期未来百年内的地震活动水平可能低于长时间地震活动水平，可以直接用该带的 a、b 值曲线确定 ν_0；

(5) 当该带历史上中小地震遗漏较多时，可以用高震级地震的年平均发生率来推算 ν_4 值；

(6) 若地震带近期地震活动水平低，但预期未来百年可能进入活跃期（如汾-渭地震带），则可选用历史上相应活跃期的地震推算该带 ν_4；

(7) 若地震带内地震资料太少（时间短、震级间距小），可以用区域的 b 值和该带内中强地震的年平均发生率来推算 ν_4 值。

从全国各地震带的统计分析看出，凡选用悠久历史的地震带，得到的 ν_0 低；而资料时间短的地震带，统计得到的 ν_0 高。这可能是近几十年来全球处于活跃期，或历史记载愈久远，中小地震漏记现象愈严重的缘故。

16.8　潜在震源区划分及其地震活动性参数评定

潜在震源区划分在地震区划中占重要地位，它在一定程度上反映了区域地震危险性分布的轮廓。为了较可靠地反映地震发生地点的不均匀性特点，划分时，一方面要尽可能无遗漏可能发生大地震的地点，同时也要注意不可将潜源区划得过多过大。

地震危险性分析的基本假定之一是潜在震源区内各个地点的地震活动性是均匀分布的。若按常规做法，为使所规定的潜在震源区内保持一定的地震数据，需要将潜在震源区划得大一些。但是，若将潜在震源区划得过大，其结果将造成高震级地震的危险性被面积所“稀释”。为此需要严格按照不同震级地震发生的构造条件、构造标志和地震活动图像标志，仔细地划分出具有不同震级上限的潜在震源区位置及其边界，避免不恰当扩大其范围。地震发生地点的不均匀性也表现在对各潜在震源区实际可能的地震危险程度的不均匀，为此，我们引进了我国中长期地震预测方面的科研成果，分别对地震带内潜在震源区的地震危险性逐个甄别。

潜在震源区地震活动性参数确定步骤和内容可用图 16.8.1 表示。

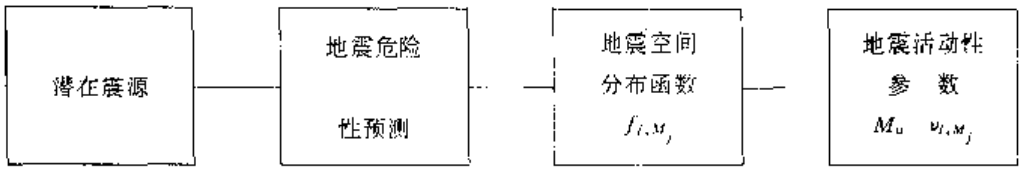


图 16.8.1 潜在震源区地震活动性参数确定

16.8.1 按地震分档确定潜在震源区中的地震年平均发生率 ν_{i,M_j}

地震发生时空不均匀性除由潜在震源区及其震级上限表示外，该潜在震源区长期没有发生大震和大震刚发生不久的危险性是不同的，与潜在震源所处的地震构造部位和地震活动特征图像所预示的危险程度也有所差别，因此，在地震危险性分析中，应当体现地震危险程度之间差异的空间分布的不均匀性。

为了如实地反映地震活动的时、空不均匀性，需要将地震带内的地震年平均发生率，按预测结果合理地分配到相应的各潜在震源区中去。中国地震区划图应用震级分档的方法来分配地震年平均发生率，该方法不仅充分反映了地震活动时空不均匀性，而且可以避免低估大地震的危险程度。

按地震危险性分析的思路，地震带内 M_j 档震级的地震年平均发生率可以表示为

$$\nu_{M_j}=\frac{2\nu\exp(-\beta(M_j-M_0))\sinh(\frac{1}{2}\beta\Delta M)}{1-\exp(-\beta(M_{uz}-M_0))}$$

式中，$\beta=b\times\ln10$，b 为该地震带震级频度关系式中的 b 值；$\sinh(\frac{1}{2}\beta\Delta M)$ 为以 $\frac{1}{2}\beta\Delta M$ 为变量的正弦双曲函数；M_{uz}为地震带的震级上限；ΔM 为震级分档间隔，本研究中 $\Delta M=0.5$；M_j 为分档间隔中心对应的震级值。高孟潭曾采用震级档分配地震带的地震年平均发生率方法和一般工程地震危险性方法中用潜源区面积比例或潜源区内地震活动性分配方法比较，证明后者的方法将低估高震级地震对场点地震危险性的影响。图 16.8.2 以郯庐带为例，采用分震级档分配地震带内的地震年平均发生率，图中虚线所示为最初地震带所采用的 b 值及各震级档的年平均发生率，图中的斜线部分为按潜源区面积分配的结果，空白格为统计后被遗失的部分。可见，震级愈高，遗失愈多，显然会对危险性分析带来不真实的结果。

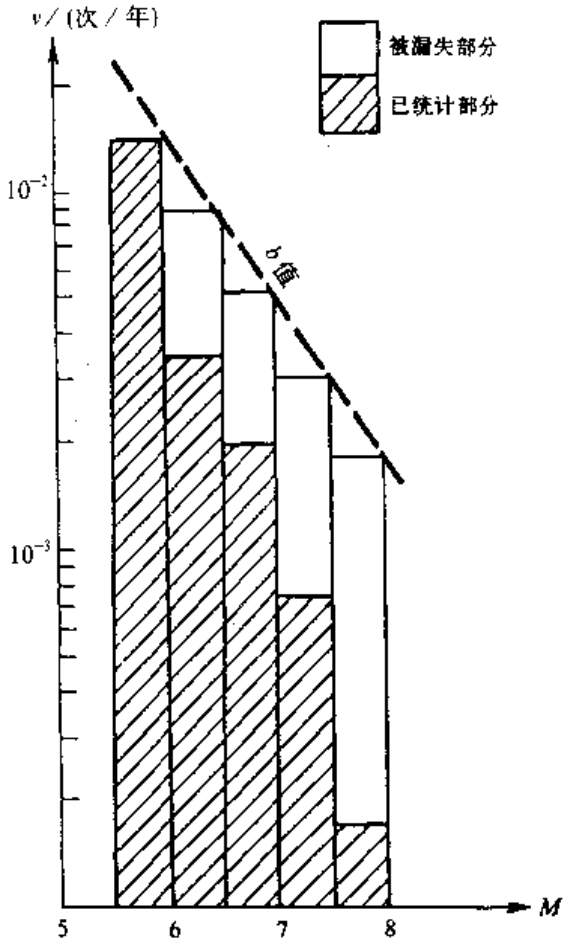


图 16.8.2 郯庐带的地震年平均发生率统计方法比较

16.8.2 地震空间分布函数 f_{i,M_j}

地震空间分布函数 f_{i,M_j}即潜在震源区各震级档地震年平均发生率权系数。为了不低估大地震的影响，恰如其分地将地震年平均发生

率分配到带内各潜在震源区内，建议采用按震级分档来分配地震带内地震年平均发生率的方法。在地震危险性分析中，地震发生的时-空不均匀性除由潜在震源区及震级上限表示外，该潜在震源区长时期没有发生大震和大震刚发生不久的危险性是不同的，也与潜在震源所处的地震构造部位和地震活动特征性图像所预示的危险程度有所差别。因此，在地震危险性分析中，应当体现地震危险程度的空间分布的不均匀性。

为了如实地反映地震活动的时、空不均匀性，需要将地震带内的地震年平均发生率按预测结果合理地分配到相应的各潜在震源中去，可应用震级分档的方法来分配地震年平均发生率。同时，应用潜在震源区各震级档次的地震概率分布函数 f_{l,M_j} 来反映地震强度空间分布的不均匀性。

对于地震带中的第 l 个潜在震源区，各震级档 M_j 的年平均发生率可以表示为

$$\nu_{l,M_j}=\frac{2\nu\exp[-\beta(M_j-M_0)]\sinh(\frac{1}{2}\beta\Delta M)}{1-\exp[-\beta(M_{ul}-M_0)]}\cdot f_{l,M_j}=\nu_{M_j}\cdot f_{l,M_j}$$

式中，ν 为地震带内地震年平均发生率；M_{ul} 为潜在震源区的震级上限；f_{l,M_j} 为地震空间分布函数。

确定 f_{l,M_j} 的原则如下：

地震带内发生 M_j 档震级的地震落在第 l 潜在震源区的概率，可用 f_{l,M_j}，即第 l 潜在震源区、j 震级档的地震空间分布概率函数来表示，它是震级档 M_j 的条件概率。为了充分反映我国地震活动时-空分布的不均匀性，充分吸收我国地震预测方面的科研成果，我们提出按震级档（特别是高震级档）对各个潜在震源区分别统计 f_{l,M_j} 的方法。确定 f_{l,M_j} 时，要考虑下列几个方面：

①使用多因子综合评判方法；

②注意所选因子之间的相互独立性，尽量删除那些相互重叠的因子；

③各因子赋值标准应是已有震例的总结；

④注意因子的地区性和地震强度的差异。

在确定各潜在震源区的空间分布函数 f_{l,M_j} 时，可着重考虑七个方面的因子：

①潜在震源区的可靠性程度：由潜在震源区的地震构造条件或图像识别方法所判断可能发震的概率值来确定；

②中长期地震预报成果：参考包括国家地震局组织的 2000 年前的地震危险区划分研究成果和 1977 年编制《中国地震危险区划图》所反映的高震级地震危险区等一系列成果；

③大地震减震作用：可用地震时间、空间坐标系中的累积频率描述；

④小震活动：具强震构造条件的小震空段。小震密集带和地震网络节点等地作为高危险度考虑；

⑤强震复发间隔与构造空段：在强震较频繁地区，可用韦布尔方法；

⑥地震活动重复性：主要对强震频繁的西部和台湾地区，可直接根据潜在震源区内的地震统计赋值；

⑦面积因素：在划分潜在震源区边界时，应尽可能考虑地震构造因素，但还得考虑同一地震带相同震级档次地震的随机性，即在单位面积上发震概率相近的因素，也就是将潜在震源区面积作为空间分布因素之一来考虑。

确定 f_{i,M_j} 时要充分考虑地震活动的区域特征，重视东部地区强震活动的“免疫性”和“新生性”，以及西部地区强震活动的“重复性”。

具体分析时，根据上述七个方面的因素对空间分布函数单独赋值，对每一个因素先在地震带内按每一震级档次归一化，然后再根据各因素之和在地震带内归一化，即可得到相应地震带内各潜在震源区分震级档次的空间分布函数 f_{i,M_j}。

16.8.3 本底地震和晚期强余震

16.8.3.1 本底地震的年平均发生率

在划分潜在震源区中，绝大多数中强地震的震中都要划归到潜在震源区中，但仍然有某些中小地震与地质构造关系不明确，不能包容在某一定震级的潜在震源区内。这些被划定在一定潜在震源区外的地震，其发生条件具有较强的随机性，这类地震称本底地震。本底地震的震级上限比划定的潜在震源区最低档震级上限小 0.5。为了充分估计本底地震对场点地震危险性的贡献，在地震危险性分析计算程序中，需要给出单位面积（km^2）上本底地震的年平均发生率。

一般地说，如对于华北地区，无论在潜在震源区内还是在潜在震源区外，其本底地震的贡献很小；但如川西、滇东地区，由于中强地震活动水平较高，本底地震强度较大，其危险性贡献也较大，必须给予足够的重视。

16.8.3.2 晚期强余震的年平均发生率

我国东部地区发生的一些大地震中，不少具有晚期强余震现象，如表 16.8.1 所示。

表 16.8.1 晚期强余震统计

发震时间	震级	地点	发震时间	震级	相隔年
1920.12.16	$8\frac{1}{2}$	海原	1982.4.14	5.7	61
1937.8.1	7	菏泽	1983.11.7	5.8	46
1966.3.22	7.2	邢台	1981.11.9	5.8	15
1967.3.27	6.3	河间	1973.12.31	5.3	6
1556.1.23	8	华县	1568.5.15	$6\frac{3}{4}$	12
1975.2.4	7.3	海城	1978.5.18	5.9	3

从已发生的一些震例看，晚期强余震的相隔时间可达 40～50 年，最高震级达 $6\frac{3}{4}$，一般在 5 级以上、不到 6 级。除 1556 年华县地震后在西安坝桥发生的晚期强余震在华县极震区一端外，其余几次强余震均发生在主震极震区中部。根据震例分析，一些近期发生的大地震，若晚期强余震区没有表现出来，或表现不充分，就需考虑晚期强余震的影响，如邢台、唐山、海城大地震所在的潜在震源，应考虑晚期强余震的可能。

16.8.4 等震线椭圆长轴取向及其概率分布

根据中国地震破坏分布特点，等震线常呈椭圆状。为此，危险性分析的衰减模型采用椭圆衰减模型。关于地震动衰减关系式的建立，将在第十九章中详述。这里简要讨论等震线的椭圆长轴取向及其概率分布。

由于地震等震线为椭圆形，除地震震级和距离外，等震线长轴取向对场点地震危险性起着一定的作用，在近场尤其显著。通常，内圈等震线比较狭长，外圈等震线逐渐趋于圆形。因

此，等震线的取向对近场地震动的影响较大，而对远场区的影响则较小。

等震线长轴取向随地而异，主要与当地的区域活动构造走向有关。如华北地区等震线长轴取向有两个明显的优势方向，即北北东和北西西方向；西北地区的等震线长轴取向则以北西西为主。在危险性分析计算中，等震线长轴取向用分布函数 $f(\theta)$ 表示。其概率分布大致有四种类型：

①对于只有单一走向断层的潜在震源区，$f(\theta)=\delta(\theta)$，其中 θ 为区域构造走向。

②对于有共轭断层的潜在震源区，$f(\theta)=0.5\delta(\theta_1)+0.5\delta(\theta_2)$，其中 θ_1 和 θ_2 分别为共轭断裂的两个方向。

③对于以一个方向断层为主，另一方向断层为辅的潜在震源区 $f(\theta)=0.7\delta(\theta_1)+0.3\delta(\theta_2)$，其中 θ_1 和 θ_2 分别为主干断裂与分支断裂的走向。

④对于断层走向不清楚的潜在震源区，包括本底地震，则按照椭圆长轴方向在 180°范围内的概率均匀分布。

16.9 地震危险性分析计算

设有 N 个地震带对场点的地震危险性有贡献。若第 n 个地震带对场点地震动年超越概率为 $P_n\ (I\geqslant i)$，则场点总的地震动年超越概率表示为

$$P(I\geqslant i)=1-\prod_{n}^{N}(1-P_n(I\geqslant i))$$

在地震危险性分析中，最关键的步骤是确定第 n 个地震带对场点的地震危险性。下面以某一特定地震带为例，叙述确定地震带对场点的地震危险性。为简单起见，公式中的参数略去关于地震带的角标，所有参数都描述同一地震带。

地震带是地震活动性分析的基本统计单元，它应具有统计上的完整性和地震活动趋势的一致性。地震时间过程符合分段的泊松过程。在 t 年内，年平均发生率为 ν，则

$$P_{ki}=\frac{(\nu t)^k}{k!}\mathrm{e}^{-\nu i}$$

式中，P_{ki} 为统计区内未来 t 年内发生 k 次地震的概率。

地震带内大小地震的比例遵从修正的震级-频度关系，相应的震级概率密度分布函数为

$$f_M(M)=\frac{\beta\exp[-\beta(M-M_0)]}{1-\exp[-\beta(M_{\mathrm{u}z}-M_0)]}$$

式中，$\beta=b\times\ln 10$；$M_{\mathrm{u}z}$ 为地震带的震级上限。

在地震带内，可划分出若干潜在震源区。潜在震源区的地震空间分布函数是一个与震级有关的常数，记作 f_{l,M_j}，其物理含意是一次震级为 $M_j\pm\frac{1}{2\Delta M}$ 的地震落在第 l 个潜在震源区内的概率。它作为震级的条件概率，可以反映地震带内地震强度空间分布的非均匀性，对指定震级档的 f_{l,M_j} 在整个地震带内是归一化的，即

$$\sum_{l=1}^{N_S}f_{l,M_j}=1$$

其中，N_S 为地震带内潜在震源区总数；f_{l,M_j} 可以用统计方法综合判断确定。ΔM 为震级分档步长，M_j 的定义是从起算震级 M_0 到潜在震源区的震级上限 M_u 的若干档中第 j 档的中心震

级。

根据分段泊松分布模型和全概率定理，地震带内所发生的地震，影响场点的地震烈度值（I）超越给定值（i）的超越概率为

$$P(I \geqslant i) = 1 - \exp\{-\nu \sum_{l=1}^{N_S} \iiint \sum_{j=1}^{N_M} P(M_j) \frac{f_{l,M_j}}{S_l} \cdot P(Ii|E) f_l(\theta) \mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}\theta\}$$

式中，$P(M_j)$ 为地震带内地震落在 j 震级档 $M_j \pm \frac{1}{2}\Delta M$ 内的概率；N_M 为震级分档档数；S_l 为 l 潜在震源区的面积：

$$P(M_j) = \frac{2}{\beta} f_M(M_j) \sinh(\frac{1}{2}\beta\Delta M)$$

由以上两式可得：

$$P_n(I \geqslant i)$$

$$= 1 - \exp(-\frac{2\nu}{\beta} \sum_{l=1}^{N_S} \sum_{j=1}^{N_M} \iiint P(I \geqslant i|E) f_M(M_j) \sinh(\frac{1}{2}\beta\Delta M) f(\theta) f_{l,M_j}/S_l \mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}\theta)$$

式中，$P(I \geqslant i|E)$ 是其中第 l 个潜在震源区内发生特定事件（震级为 $M_j \pm \frac{1}{2}\Delta M$，特定的椭圆长轴取向）时场点处地震烈度值超过 i 的概率。

由于烈度衰减关系具有一定的离散性，衰减公式中给出的只是烈度的期望值，为了使分析结果更为安全、可靠，必须考虑衰减关系的离散性。

计算中所采用的校正方法，是目前地震危险性分析中普遍使用的方法，即按烈度衰减关系的离散性符合正态分布。衰减关系的校正问题，已经在计算程序中考虑，计算输出的数值即为经过校正的结果。

计算时的输入参数是工程场点坐标的经、纬度，各个地震带的 b 值、ν 值，各个潜在震源区节点的坐标经度、纬度，各个潜在震源区的主破裂面走向，震级上限，地震带地震空间分布函数，以及区域衰减关系式中的系数和标准误差。计算采用的计算程序是由国家地震局于1988年8月组织专家组审查过的计算程序。

16.10 不确定性校正

由于地震和地质资料的缺失，人们对地震发生规律（包括地震预测、传播途径和场地反应等）认识的贫乏，在地震危险性分析中每个步骤都带有很大的不确定性。震源模型的建立，潜在震源的划定，依赖于各种专家的观点和意见，这些观点和意见往往相互差别很大，有很大的不确定性。地震发生时间、地点和强度分布的规律性认识，地震资料完整性、可靠性，以及理论、模型等建立都会造成很大的不确定性。

在编制中国地震区划图中，对不确定性的估计，考虑到计算工作量不宜过大，故采取了对各种输入参数分别对待，最后采用敏感性分析进行调整的办法。对各种参数可能存在的不确定性进行检查，最终对危险性分析结果进行不确定性校正。具体说来，对衰减关系的不确定性，直接在危险性分析的计算程序中得到了校正；对潜在震源及其震级上限，实际工作中是按选择最大的方式考虑的，可不作不确定性校正；对其它各项地震活动性参数，是以全国68个县、市（其中26个县、市位于高震级潜在震源区内）作为样本，对各项地震活动性参数

进行敏感性分析来评估计算结果的不确定性影响。其结果是：

①地震年平均发生率若提高50%或降低50%时，在以50年超越概率10%的情况下（以下同），烈度结果差别约0.1～0.5度；

②b值变化，相应的ν值也随之改变。当b值变化±0.05时，对于远离强震震源区的场点，烈度变化约0.1～0.3度；对处于强震潜在震源区内的场点，烈度变化约0.2～0.4度；

③潜在震源区主破裂方向的不确定性影响：若椭圆长轴取向差值在15°以内，其计算结果的烈度差值小于0.1度；最后在作烈度归并时，对最终计算结果进行调整，调整幅度一般为0.2～0.3度，少数高烈度区中的控制点为0.4～0.6度。

80年代后期，国内外学者开始重视地震活动性估计中的不确定性，研究潜在震源区划分和地震活动性估计中的不确定性，主要有C.R.Toro和R.K.McGuire 1987年用逻辑树原理研究了美国东部已建核电厂地区地震危险性评定中的不确定性。他们组织六家有地震危险性分析经验的公司，同时对他们提供相同的地震和地质资料，又提出统一要求，即各自提出自己的潜在震源区划分方案，各种地震活动性参数取值，由此得到几万种组合方案，然后分别计算每一组合方案在某一场点引起的地震危险性，最后研究这几万种方案在该场地的危险性估计的平均值和方差。图16.10.1用逻辑树原理表示了这些不确定性对同一场地在地震危险性分析全过程中的作用。结果的不确定性因素包括：①潜在震源的不同组合；②地震活动性参数的不确定性；③最大震级的不确定性；④地震动衰减的不确定性。从图16.10.1可以看

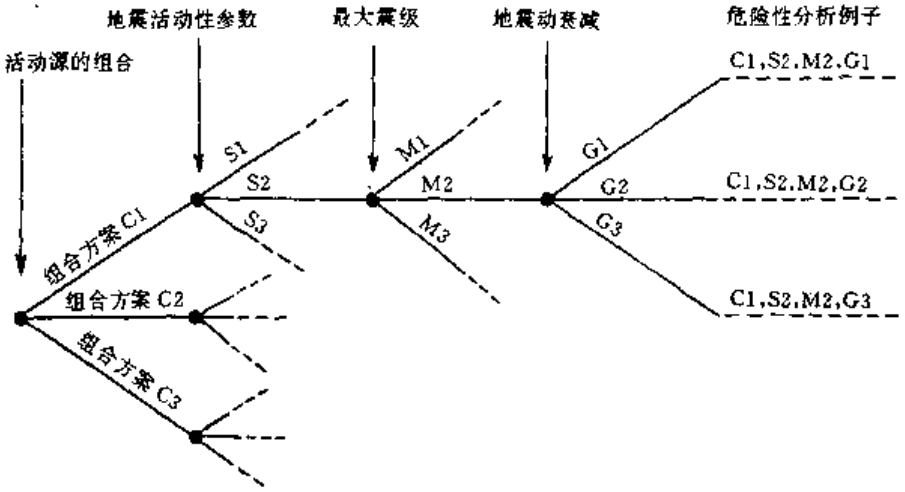


图16.10.1 地震危险性分析中不确定性参数的逻辑树表示

出，“树”的每一个末梢都对应着一个能计算出危险性曲线的组合，其结果会有很多“末梢”。为了表示场点的地震危险性和总的不确定性，对地震动幅值计算分维数，并分别构造分维为0.15、0.5（中值）和0.85的曲线。中值曲线度量中间值大小，而0.15和0.85两线间的跨度表示总的不确定性，图16.10.2给出了包括各专家组的不确定性在内的地震危险性的总的不确定性。若按10^{-4}超越概率得到的地震动值结果，不同方案的结果最大不确定性差值可达40倍，从图16.10.2也可以看出，高概率地震动的不确定性相对要小得多。

胡聿贤等（1990）详细研究了地震危险性分析中地震活动性估计中的不确定性，提出了华北北部地区地震危险性分析中不确定性估计的方法，其方法与McGuire方法相似，即选定华北北部地区范围，以三个研究组分别提出三个潜在震源区划分方案，并对其中之一提出三

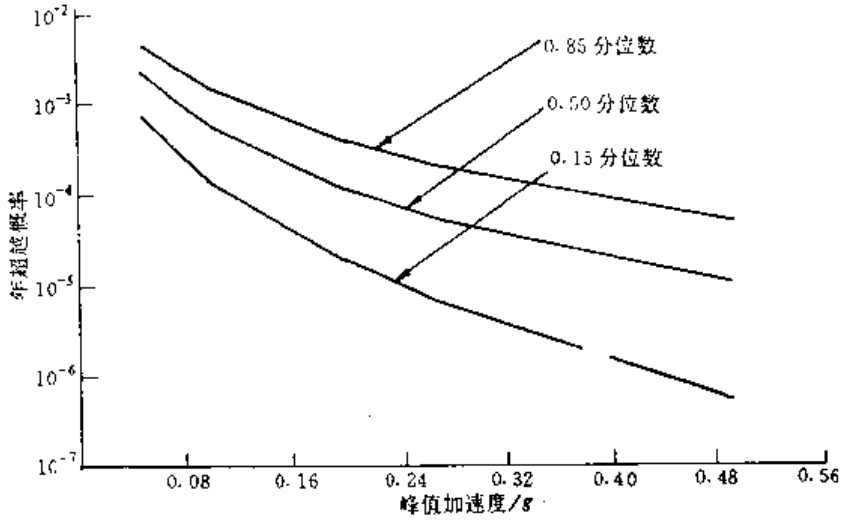


图 16.10.2　地震危险性的总的不确定性（包括专家组的可变化性）（G.R.Toro 等，1987）

种不同地震活动性参数的组合，共形成 5 个组合方案，采用同一衰减关系，对区内各场点地震危险性进行分析计算，结果可以得到 5 个方案以同一概率水准（50 年超越概率 0.1）的地震烈度分布图，5 个方案平均值、烈度估计的标准差分布以及烈度估计变异系数分布，接着以后者对平均值进行不确定性校正，得到最终 50 年超越概率 0.1 的地震烈度估计修正值。

16.11　地震危险性分析结果的表述

根据工程抗震设计的需要，地震危险性分析结果要提出不同超越概率水平的地震烈度值或基岩地震峰值加速度及其反应谱，后者可用作建设在土层上的工程进一步作土层反应分析的基本输入参数。

16.11.1　潜在震源对场点的贡献表述

《建筑抗震设计规范（GBJ11-89）》条文说明指出："在宏观烈度相似的情况下，处在大震级、远震中距下的柔性建筑，其震害要比中、小震级近震中距的情况重得多；理论分析也发现，震中距不同时反应谱频谱特性并不相同。"因此，在抗震设计时，对同样场地条件、同样程度的地震，有必要按震源机制、震级大小和震中距远近区别对待。这就要求在危险性分析中对影响场点起重要作用的各潜在震源区的贡献加以说明。为清晰起见，可用图件或表格的形式给予说明。如图 16.11.1 所示，影响盐城Ⅵ度地震的主要潜源为距盐城近百公里的 22 号源，因此可按远震考虑；但在低概率事件时，盐城为Ⅷ度地震的潜源的主要贡献是本地潜源，应作近震考虑。

16.11.2　概率曲线和设防水准表述

在现行《建筑抗震设计规范》中，提出了抗震设防三个水准的要求，也就是"小震不坏，大震不倒，中震可修"。三个水准相当于危险性分析结果的概率值为：①50 年超越概率约为 63%的地震（小震）烈度为众值烈度，称第一水准烈度；②50 年超越概率约 10%（中震）的烈度相当于基本烈度，也称第二水准烈度；③50 年超越概率 2%～3%（大震）的烈度作罕遇地震的概率水准，称第三水准烈度。在工程建筑或构筑物的抗震设计时，采用第一水准进行结构构件的截面承载力验算，以满足强度的可靠度要求，采用第三水准进行薄弱部位弹塑性

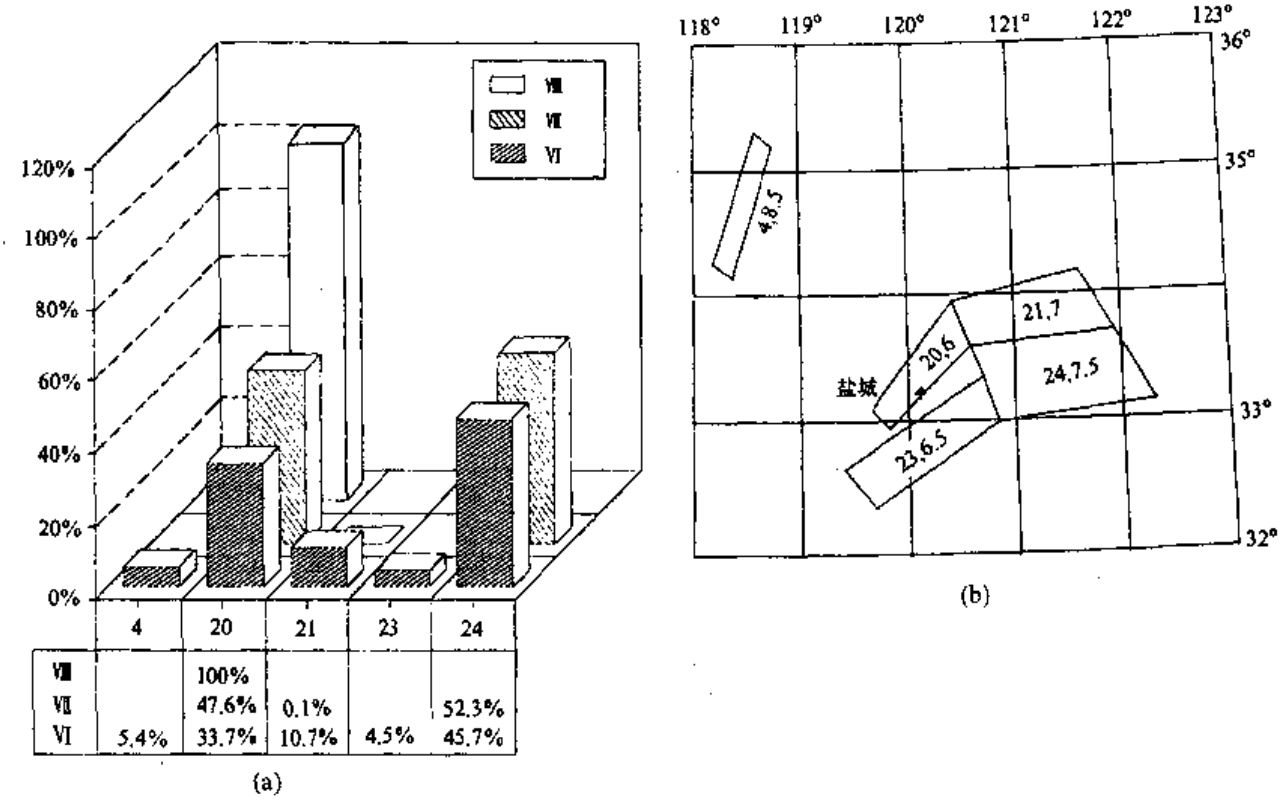


图 16.11.1 (a) 影响江苏盐城地震危险性评定的各潜在震源区贡献

(b) 盐城周围各潜在震源（24，7.5 为潜在震源编号及震级上限）

变形验算。从这里可以看出，在对工程场地地震安全性评价中，同时需要三个水准的地震烈度或地震水平峰值加速度参数，以实现抗震设计中不同的要求。

由于工程的性质不同或投资效益等差别，其抗震设防要求也是不同的，如大型水坝工程（坝高≥200m，库容≥$100\times10^8m^3$）的设计概率水准要求是 100 年超越概率 0.01。中小型水坝要求的设计概率水准低些。同时，一项大型工程往往伴有许多其它附属设施或工程，它们的抗震设计要求也是不一样的。因此，在进行工程场地的地震安全性评价时，给出的地震危险性概率水准应是一组数据，并以表 16.11.1 的形式给出，使用时可根据工程的实际需要，选择使用年限和超越概率水平。为了使工程设计部门对设计水准有选择的余地，地震危险性分析结果可以用概率曲线的形式给出（图 16.11.2）。

表 16.11.1 ××场地地震危险性评定

地震动值 / 超越概率 / 年限	0.6	0.2	0.1	0.05	0.01	0.005	0.002	0.001
1								
50								
100								

注：地震动值（地震烈度或基岩水平峰值加速度）。

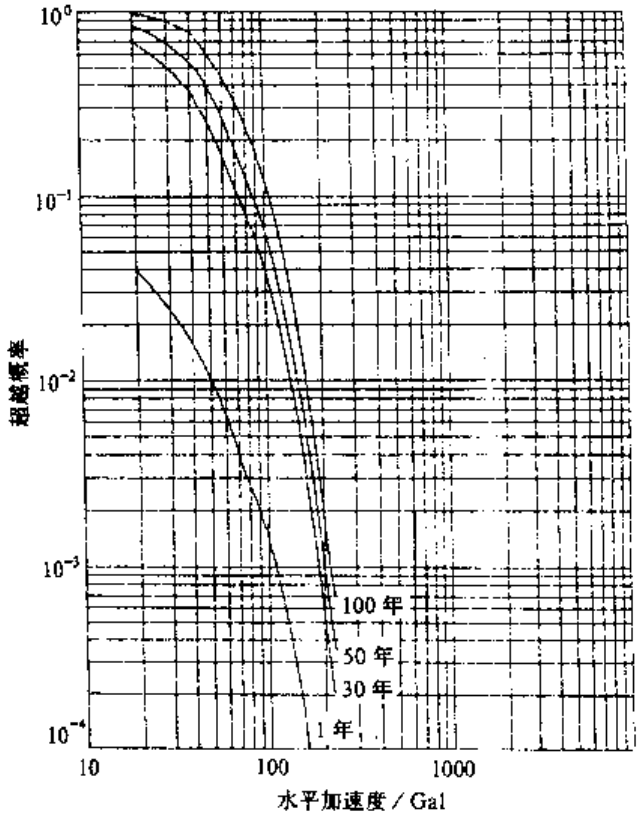


图 16.11.2　××场地基岩水平加速度超越概率曲线

16.11.3　反应谱表述

根据工程需要，在地震危险性分析时，同时采用反应谱的衰减关系计算工程场地相应超越概率水平的场地相关基岩反应谱曲线，并用表列出各周期点的反应谱值（详见第二十二章）。

参 考 文 献

高孟潭，1993，地震带震级上限与最大历史地震的关系，中国地震区划图论文集，地震出版社。

高孟潭，1988，关于地震年平均发生率问题的讨论，国际地震动态，1 期。

国家地震局，1996，中国地震烈度区划图(1990)概论，地震出版社。

黄玮琼、时振梁、曹学锋，1989，b 值统计中的影响因素及危险性分析中 b 值的选取，地震学报，11 (4)。

胡聿贤、鹿林，1990，地震活动性估计的不确定性，见：胡聿贤主编，地震危险性分析中的综合概率法，地震出版社。

时振梁、鄢家全、高孟潭，1991，地震区划原则和方法的研究——以华北地区为例，地震学报，13 (2)。

时振梁、王健，1989，地震危险性分析，国际地震动态，2 期。

上海市地震局，1992，上海地区地震危险性分析与基本烈度复核，地震出版社。

吴开统等，1984，华北地区晚期强余震特征，西北地震学报，6 (2)。

章淮鲁，1991，工程地震中有关地震活动性研究的数理统计方法，见：文集编委会，工程地震研究文集，地震出版社。

中华人民共和国国家标准，1989，建筑抗震设计规范(GBJ11-89)条文说明，中国建筑工业出版社。

中华人民共和国地震行业标准，1994，工程场地地震安全性评价工作规范(DB 001-94)，地震出版社。

第十七章　区域性地震区划[①]

17.1　概　　论

17.1.1　概述

《中国地震烈度区划（1990）》于1991年10月由国家科委审定，1992年5月由国务院批转，国家地震局和建设部联合颁布，该图的比例尺为1∶400万，它是针对全国性的大尺度的区划，故可称大区划。另一种是目前在我国一些城市、开发区如开发区，流域，输气、输油管线等开展的地震区划，其比例尺均不小于1∶50万，以设计地震动参数或地震地质灾害为主，通常称为地震小区划。本章讨论的是区域性的地震区划，涉及的地域可能是连片的若干城镇或流域或某些长输气、油管线，高速公路，铁路沿线等，以示区别，也可称作中尺度的地震区划。

和全国性地震区划一样，区域性地震区划是在一定的区域范围内，按照不同的地震强弱程度，以一定的标准（包括时间年限、概率水平、地震强度、水平峰加速度、水平峰速度等地震动参数），划分出不同危险程度的区域。区域性地震区划图也是在总结过去，认识当前，预测未来的基础上编制的。即在总结历史上发生过许多大地震地区的地理、地质、构造环境，大震前后相当长时间尺度和周围相当大地域范围内的大小地震活动情况的基础上，深刻认识大地震发生的时间和空间分布条件，寻求其规律，以此预测、评价未来发生类似强地震的可能时间和地点。然后由点到面，将各个地区的地震危险程度以一定形式表示在图上，以此全面衡量未来一定时间内各个地区的地震危险程度。

17.1.2　区划的内容和应用

地震区划给出各个地区未来一定时间内可能的地震危险程度的信息，便于各部门在长期经济建设规划中部署工程建设项目和土地合理利用，以便在减轻地震灾害损失中有一个比较全面、可靠的遵循依据。例如，在部署工程建设时，可有意识地避开可能造成严重灾害的地区，利用抗震有利地段合理安排土地利用，进行必要的工程抗震设计，在防震、减灾中制定相应的对策或有效的措施等。

地震区划的内容及其在社会和经济建设中的应用，可以用图17.1.1表示。

本章所述区域性地震区划仅指图17.1.1中左上侧的编图部分。该图的内容是在给定的使用年限和概率水平下的烈度和（或）地震动（峰值加速度、峰速度、反应谱、时程等）在该图区域范围内的地理分布。区划图的应用相当广泛，主要是在该区域性区划图的基础上编制场地小区划图，据当地的地形、水文、地质条件，编制场地地震动小区划和地震地质灾害、砂土液化等小区划，以提供场地抗震设计所需要参数和工程抗震措施的设防依据。

17.1.3　区划的对象和要求

区域性地震区划的目的主要是弥补全国性地震区划的不足。全国性区划图比例尺过小，或

---

① 时振梁执笔。

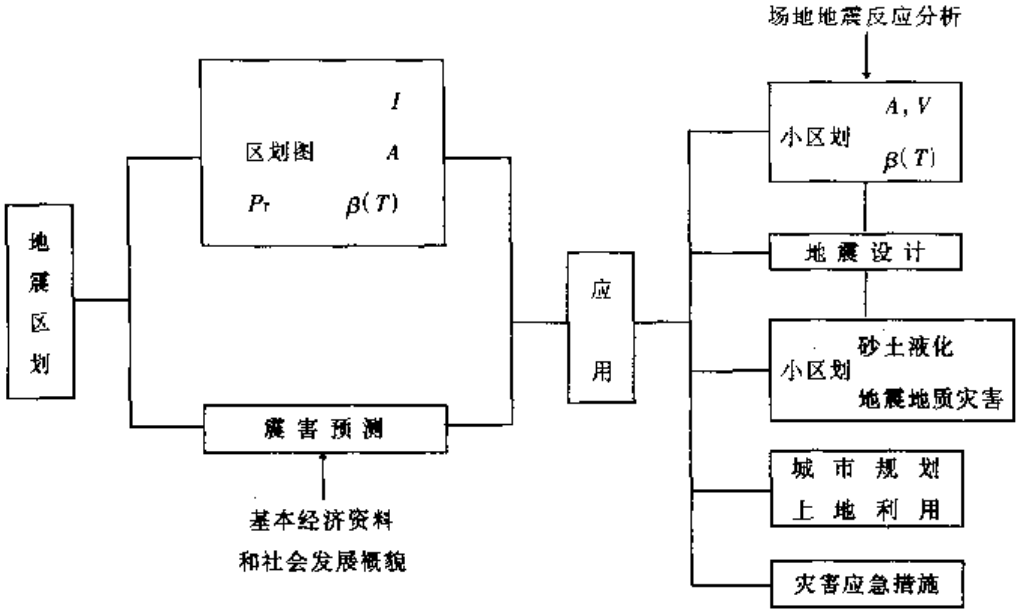


图 17.1.1 地震区划内容和应用

I 为地震烈度；A 为地震加速度；$\beta(T)$ 为地震反应谱；P_T 为 T 年内超越概率

该图所表示的概率水平或设防要素不能满足建设区的需要，因而要求较大比例尺、有针对性设防要素的区域性区划图来代替全国性区划图的作用。

17.2 区划编图原则和方法

17.2.1 区划演变历史和发展

地震区划图，顾名思义是在地理图上标出不同地震危险程度的区域。区划图有别于一般的地震震中分布图或其它地震活动性图件，后者只是客观反映地震情况，而前者具有某种判断和预测的含义。

最早的对地震危险程度的认识，也只是完全依据历史事实，历史上发生强地震的地区也是未来的地震危险区。但是区划图有别于地震预测图，区划的目的是为了应用，是为工程建设抗震设计的需要而编制的，它同时需要考虑安全可靠和经济合理两方面的因素，在这两者之间取得合理的平衡。

地震区划作为一门学科，和其它自然科学的进步和发展一样，与当时拥有的基础资料的积累程度、地震活动规律的认识程度和当时的科学技术发展水平有关，是随着对自然界的认识程度和科学技术水平的发展而发展的。当然，地震区划的内容也要和当时建筑物抗震技术水平和设防要求相适应。

地震区划学科发展表现在以下四个方面：

（1）区划时限的规定。由模糊的时间概念到具体确定的时间年限，目前完全可以按照工程的使用寿期来规定区划的年限，如设定 20 年、30 年、50 年或 100 年等。

（2）区划中地震强度标度的选择。从地震破坏程度、地震烈度作为标度，到直接采用抗震设计中所要求的地震动物理量，如水平峰加速度、速度、位移以及反应谱特征等。

(3) 应用的技术方法。由确定性方法向概率性描述方法发展。所谓确定性方法，实际上是将许多不确定的因素人为地给予确定化，这不符合对客观事物固有规律的认识水平。我国沿用多年的《工业与民用抗震设计规范》也已经由确定性的设计方法改为以概率为基础的设计方法，目前许多发达国家也都采用概率性方法编制区划图。

(4) 区划的技术内容。从50年代中、日、美等单一地根据历史地震破坏程度的记载或结合仪器记录统计的结果直接编制地震区划图，到结合地震地质条件的认识，发展成目前的多学科、多因素综合评定的方法。

研究地震区划的演变和发展史，可以使我们了解历史，把握当前研究动向，为确定编制区域性地震区划图的技术思路创造条件。

17.2.2 编图技术途径

新的《中国地震区划图（1990）》是采用地震危险性分析概率方法进行的。但是与国际上常用的概率方法又有较大的区别。目前国际上通用的地震危险性分析区划的方法强调地震发生的随机性和不确定性，而新编地震区划除考虑到地震发生的不确定性外，还强调地震时空分布不均匀性和地震预测研究成果的应用，其主要技术途径如图17.2.1所示。由于地震区划目的是为了工程抗震设计需要，是和建筑物抗震设计联系在一起的，因此区域性地震区划图编制的原则和方法也应当和全国区划图编制的原则和方法基本上保持一致。

图17.2.1是编制《中国地震区划图（1990）》的技术途径，也应当作为编制区域性地震区划图的技术途径。从图中可以看出，在编图时应当根据我国的具体情况，充分利用我国丰富的历史地震资料，分析我国各地复杂多样的地震构造环境，吸收我国20年来在地震预测方面的科研成果，建立适合我国实情的大地震活动时间、空间非均匀分布的统计模型和方法。区域性地震区划图编图的工作步骤可按图17.2.2进行。

如图所示，编图工作步骤内容可概括为：

(1) 收集整理和分析研究区域范围内地震、地震地质和地球物理方面的基础资料，并编制相应的图件。

(2) 通过区域地震活动性、地球物理和地震地质条件的认识，划分出能反映地震活动特征和地震活动水平的统计单元（地震区、地震带）。

(3) 以地震带为基础，统计大小地震的震级-频度关系，分析未来100年内该带的地震活动趋势，由此确定该地震带的地震年平均发生率。

(4) 以强震发生的地质标志和地震活动图像为依据，进一步划分出具有不同震级上限的潜在震源区。

(5) 考虑各种预测因素，按震级间隔分档，分配地震带的各震级档的地震年平均发生率于每个潜在震源区内。

(6) 考虑到地震波衰减的地区性特点，采用椭圆或共轭椭圆衰减模型，按各地区衰减的方向性，计算场点的地震危险性。

(7) 对计算中应用的各种参数，包括潜在震源及其震级上限，各种地震活动性参数及衰减关系等，进行不确定性或敏感性分析，对计算结果进行不确定性校正。

(8) 按统一年限和概率水平的烈度值或基岩峰值加速度值编制地震区划图。

在具体编制区域性地震区划图时，要特别注意下列改进措施：

(1) 在确定潜在震源区前，增加划分地震带这一重要环节，在研究区范围内划分地震带。

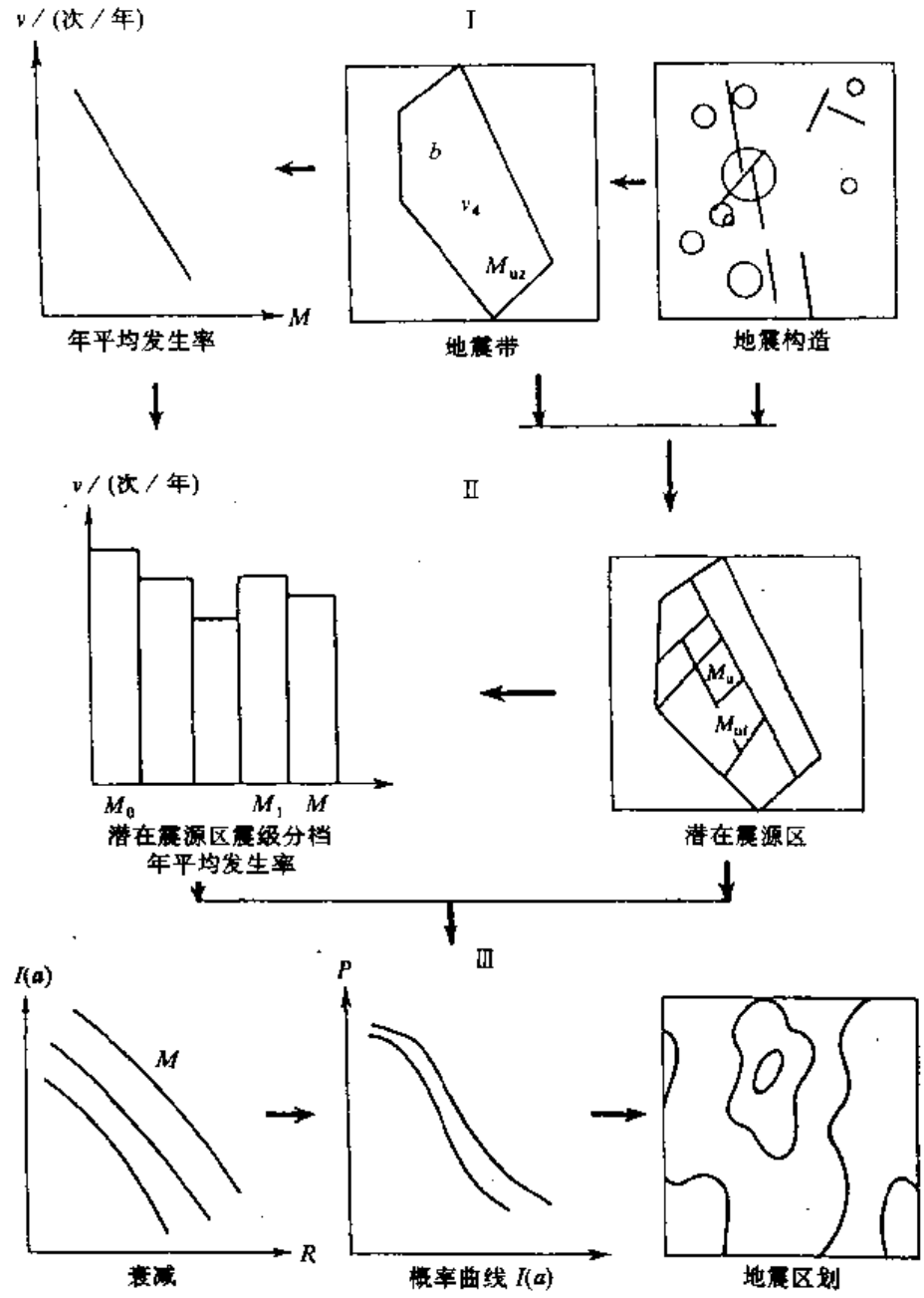


图 17.2.1　地震区划技术途径

研究表明，地震带内的地震活动规律性表现比较明显，包括大小地震之间的关系和地震活动的似周期性也比较容易掌握。若以潜在震源区为统计单位，由于积累地震时间短，统计量不够，认识它的规律性就困难得多。换句话说，地震带内地震活动的规律性强，潜在震源区内地震活动随机性大。基于这点，通用的地震危险性概率分析方法（以下称通用概率法）是用长时间均匀泊松模型来衡量潜在震源区内的地震活动水平，而我们则以分析地震带内的地震活动趋势，根据趋势分析结果来确定未来一段时间（如 100 年）地震活动水平。在新编区划图时，对未来地震活动水平的评估值可能比历史平均水平高或低，或相当，这由该带未来地震趋势决定，我们即以此作为地震带的地震年平均发生率。虽然未来这一时段的地震活动水平仍以泊松模型表达，但这是按分段泊松模型处理。

（2）潜在震源区震级上限的确定。通用概率法也考虑采用多种方法确定震级上限，如断

层长度、应变速率等，但更多的是采用潜源区内最高历史地震震级加0.5级的办法来确定的（划定的潜源区面积大时比较接近）。我们则更多地依赖于地震构造类比和地震分布图像特征来评定，以此确定的地震震级上限可能比该区历史地震高0～2级，个别甚至更高，否则，很难理解邢台7.2级地震是在历史地震6级背景下发生；唐山7.8级地震发生前只有5级地震记载，如果考虑唐山附近的滦县地震，历史上也只发生过$6\frac{1}{4}$级地震，与历史记载比较相差1.5级；海城7.3级地震发生前，该区的地震记载是一片空白。这些事实启示我们，在进行危险性分析时要充分考虑未来发生地震的地点（潜在震源区）和可能的强度极限（震级上限）。

（3）地震年平均发生率是衡量潜在震源区地震活动水平的重要参数。通用概率法是根据潜在震源区的面积和（或）潜在震源区内的地震活动性（如地震频度和强度）来确定年平均发生率的，这势必形成对潜在震源区内地震记载的过分依赖，容易得出编图前该区地震活动频繁、小震多或地震强的地区未来地震烈度也高的结果。如一些老震区，危险性分析结果的烈度值也高，这有一定的事实依据，也有一定道理，但作为具有板内地震活动特点的我国大陆广大地区，地震重复间隔时间很长，刚发生过大地震地区的地震危险性今后未必有很大。例如，对唐山、海城、邢台地区未来的地震危险性不宜估计过高，若按通用概率法确定地震年平均发生率，最终计算结果也将是很高的；而历史上没有记载到大震的潜在震源区，即我们所说的新区，计算结果仍然是很低的，这与我国地震活动大地震复发周期长的特点不符。在编制新区划图中，我们采用按震级分档，充分考虑大地震发生的时空特征，采用评定空间分布函数的方法，根据对各潜在震源区危险程度的预测，赋予一定的权重，分配各震级档的地震年平均发生率。这样，对发生大震不久的潜在震源区，由于预期若干年内再发生大震的可能性相当小，确定该震级的年发生率也低，其最后计算结果也必然是比较低的。在分析危险性高而没有大震历史记载的潜源区，采用上述方法，由于赋予了高震级较高的年发生率，得到的危险性分析的结果也相应增高。经过采用空间分布的方法来分配地震带内的全部大小地震，体现了我们对地震活动时空不均匀分布的认识。

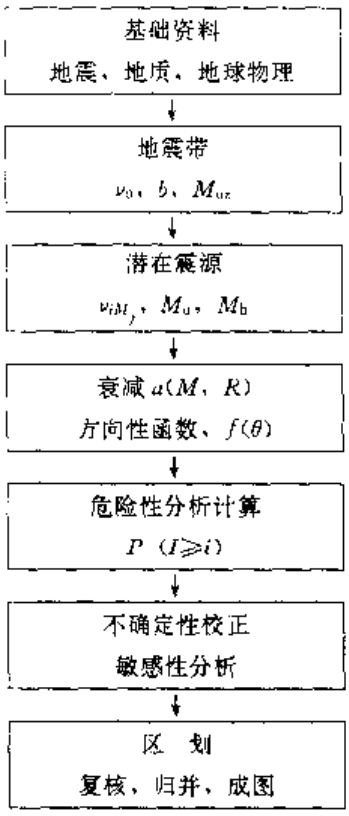


图 17.2.2　区划编图工作步骤框图

详细的地震危险性分析方法和步骤可参见本书第十六章。

17.3　技术要点

区划图编制的技术要点，反映在上节所述八个方面，这也是全国地震区划图编制的工作步骤和方法。下面根据区域性地震区划编图特点，提出不同的技术要求。

17.3.1 编图对象和要素

17.3.1.1 编图对象

编图对象与编图目的有关，随服务对象而异，可分为区域性的地震区划和工程线路的区划两种形式。

（1）区域性区划：具有一定面积的区划，如江河流域开发区、沿海开发区、成片的重要经济建设区等。

（2）工程线路的区划：即呈线状分布的区划，如铁路、高速公路沿线，各种输油、输气和输水管道沿线，南水北调工程沿线等。

17.3.1.2 图面要素

图面要求显示的要素，也是针对服务对象的不同要求确定的。

（1）时间年限：可以是50年、20年、100年甚或无时间概念尺度的区划。

（2）地震动参数：可以是平均土质条件下的地震烈度、基岩水平峰加速度、峰速度或有效峰加速度、有效峰速度等。

（3）超越概率水准：可以确定为0.5、0.1、0.2、0.05等所需要的概率水平，但是如核电厂、大型水坝等为设计用参数，不能采用区划的方法。

对于重要建设区的地震区划，可能要求的标准高些，需要考虑场地条件对地震的影响，即加速度反应谱、时程等的区划，采用的概率水准和使用年限都有相应要求。而对另一些工程，如跨江大桥，输油、气管线工程等，对长周期地震动和断层错移等更为敏感，因此，在安全性评价工作中，还需要根据工程要求，给出相应年限的地震速度、位移及其反应谱等数据，以及跨断层处可能的断层位错量。

17.3.2 编图方法

区域性地震区划图的编制方法，原则上应和全国性区划图一样，但在某些方面有所区别。简述如下：

17.3.2.1 图面要求的范围

线状的地震区划图，图面表示以主线二侧5～10km为宜。带有一定面积的区域性地震区划图，可严格按所需的范围确定。

17.3.2.2 地震带的选择

统计单元或研究区范围的选择，应包括任务区域或工程线路所在的地震带全部，如任务区或工程线路位于该地震带的边界附近时（<150km），地震活动性参数统计，还应研究相邻的地震带。如图17.3.1所示，CD工程线路位于河北平原地震带东部，与郯庐地震带相邻，在对CD工程线路进行地震安全性评价工作时，应同时将河北平原地震带和郯庐地震带分别作为地震活动性参数的统计单元；而AB工程线路，由于其与东部郯庐地震带相隔200km以上，西邻的太行山又是弱震区，且线路所经地段为高活动区，周围

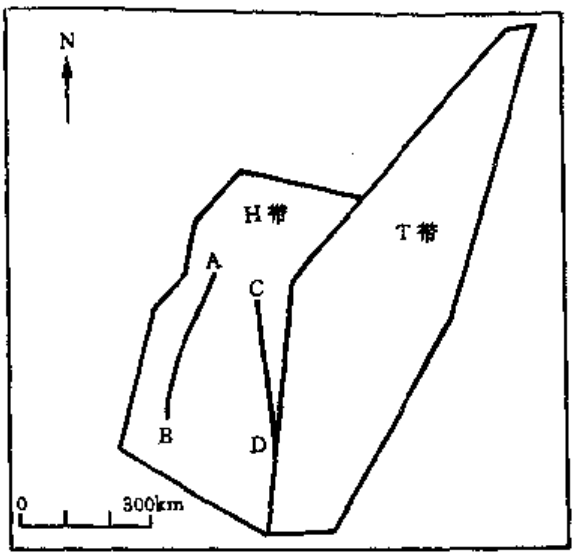


图17.3.1 河北平原地震带（H）和郯庐地震带（T）分布
AB、CD分别表示工程线路位置

地震带对它的影响已很小，因此，统计本线路所在的河北平原地震带的地震活动性，已能满足危险性分析的需要。

17.3.2.3 潜在震源区考虑的范围

确定潜在震源区所需的工作区范围时，可取所规定的区域范围边界或扩大到工程线路两侧150km左右，如在边界以外150～200km范围内仍有$M\geqslant7.5$地震存在，则应将该潜在震源也包括在内。

17.3.2.4 不确定性考虑

地震带和潜在震源区划分，可以分别采用两个或多个方案比较，择优选取，或作不确定性分析时使用。全国地震区划编图时仅以确定性的一个方案进行地震带区分和潜在震源划分，但对于区域性地震区划图，鉴于它的比例尺较大，基础资料的工作内容要求更加精细，可采用多方案进行。如位于华北北部的任务区或工程线路的地震区划，可以划分出燕山-渤海带作另一种独立的方案考虑，但是应当注意，对划分的地震带作地震活动性参数统计时不能重叠使用，否则会不恰当地加大重叠部分的地震危险性。在上海及邻近地区的中尺度地震区划中，首先按全国区划编图方法，在划分出的南黄海-下扬子地震带内，根据南北地震活动性差异，进一步划分了南区和北区两部分（图17.3.2），而后在以上海为中心300km的工作区内进一步划分出17个潜在震源区，由于海域部分有一些地震震中位置不确定（如1505南黄海地震，据现有资料分析，震中位置和震级都有较大的不确定性），海域的一些强震与构造关系也不十分明确，且海域构造资料相当贫乏，因此，对其潜在震源划分及其震级上限的确定，采用多方案办法考虑。由不同专家分别提出12种潜在震源划分方案；同样，b值按南北两区以不同的取样方式，提出4个b值关系式，三个ν值的统计结果。通过多组地震活动性参数计算，可以了解各种参数变化对地震危险性计算结果的影响。按不同方案计算得到：①计算结果主要随南区的参数改变而改变，将1505年地震考虑在南区时，结果提高0.1度；②北区参数取最高ν值和最低ν值时，只在个别计算中存在0.1度的变化，说明北区资料的不确定性对计算结果的影响不大；③烈度Ⅴ～Ⅵ度的影响主要来自南黄海地震，Ⅵ度以上的影响主要来自长江口地区的地震，扬州、溧阳小区的地震对上海地区的影响甚微。

胡聿贤等采用类似逻辑树的方法，对华北北部地区地震危险性分析计算中各种参数的不确定性进行了研究。有三个研究组分别提出三个潜在震源划分方案、五组地震活动性参数，由危险性分析计算得到5个方案的同样概率水平的烈度分布图，以此可以求得5个方案烈度分布平均值（图17.3.3）和它们的烈度估计标准差分布（图17.3.4），以及烈度估计的变异系数分布（图17.3.5），最后，以此对烈度分布的平均值进行不确定性校正，得到该区同一概率水平下的烈度估计修正值（图17.3.6）。

在对区域或工程线路的地震区域划分时，随着地区构造环境和地震资料以及它们表现特性的不同，对危险性分析方法，特别是对各个步骤的内容、方法和技术都可以有适当的改进，要考虑到各个环节、各种参数的不确定性（如潜在震源划分及其震级上限的不确定性、地震活动性参数估计、地震动衰减关系等的不确定性）都会对评定结果带来许多不确定性影响，但是也应当注意地震危险性分析概率方法中对各个步骤都有其固有的定义，不能违背其本来的含义和概念，如潜在震源区及其震级上限的确定，不能赋予中长期地震预测的（危险区）的含义，如唐山潜在震源区，认为未来百年内再次发生7级以上地震可能性很小，就划定唐山潜在震源区的震级上限为7级或不到7级甚至作为低震级潜在震源区考虑，这种做法是不合

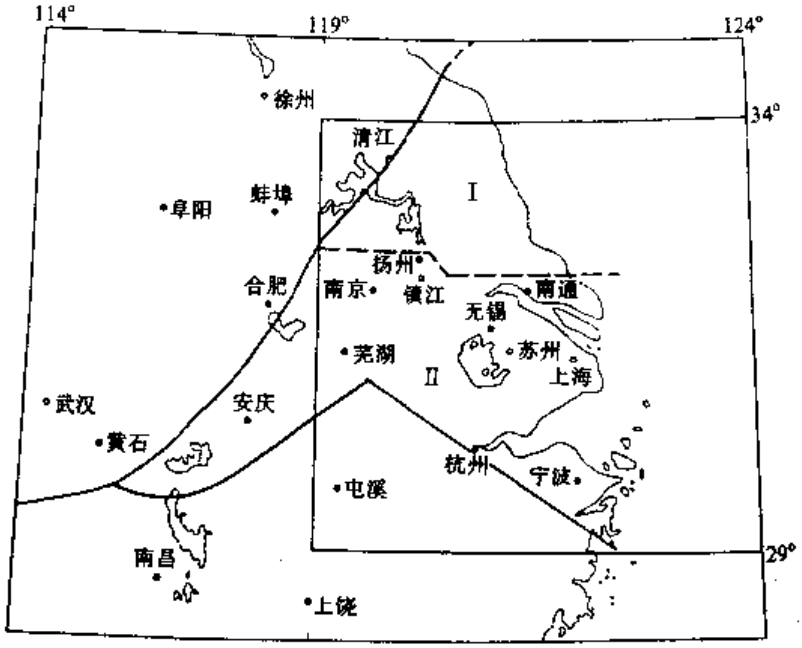


图 17.3.2　南黄海-下扬子地震带及上海及邻近区范围

Ⅰ—北区；Ⅱ—南区

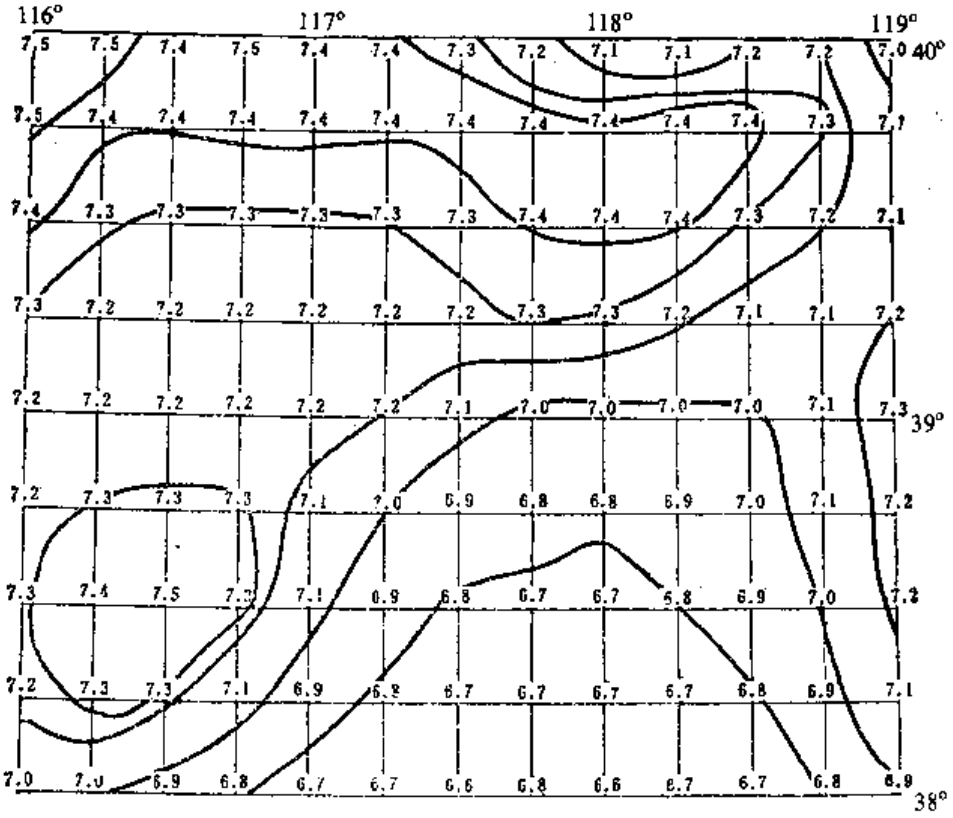


图 17.3.3　华北北部地区 50 年超越概率 0.1 的烈度分布的平均值

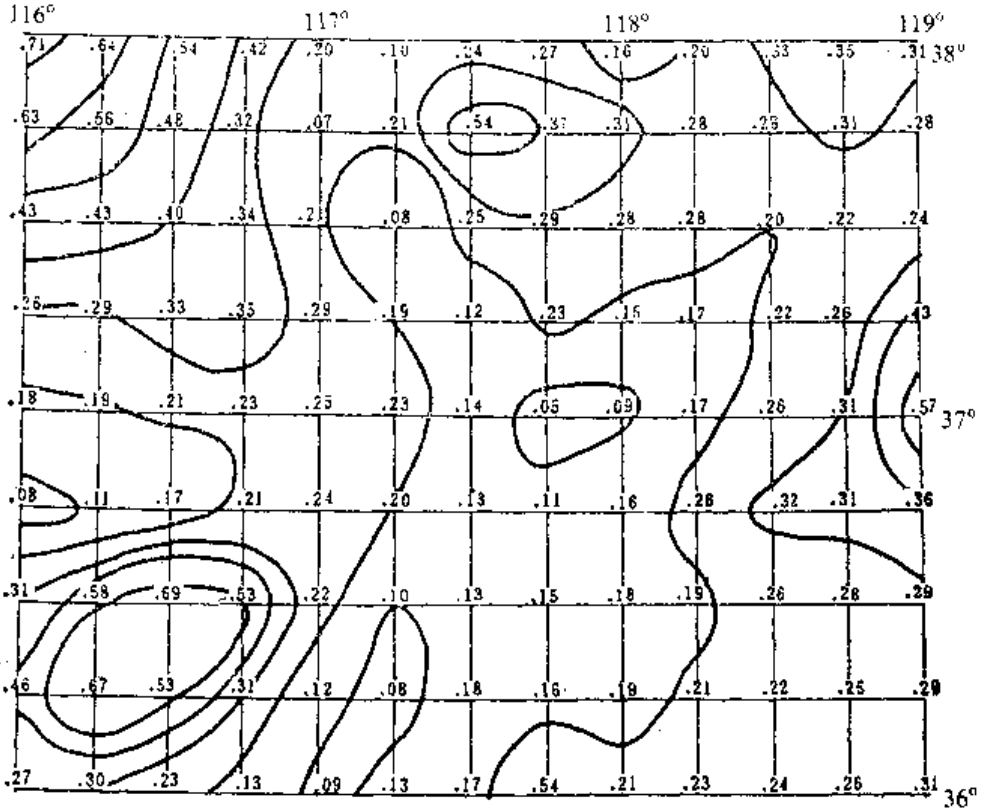


图 17.3.4　华北北部地区 50 年超越概率 0.1 的烈度估计标准差分布

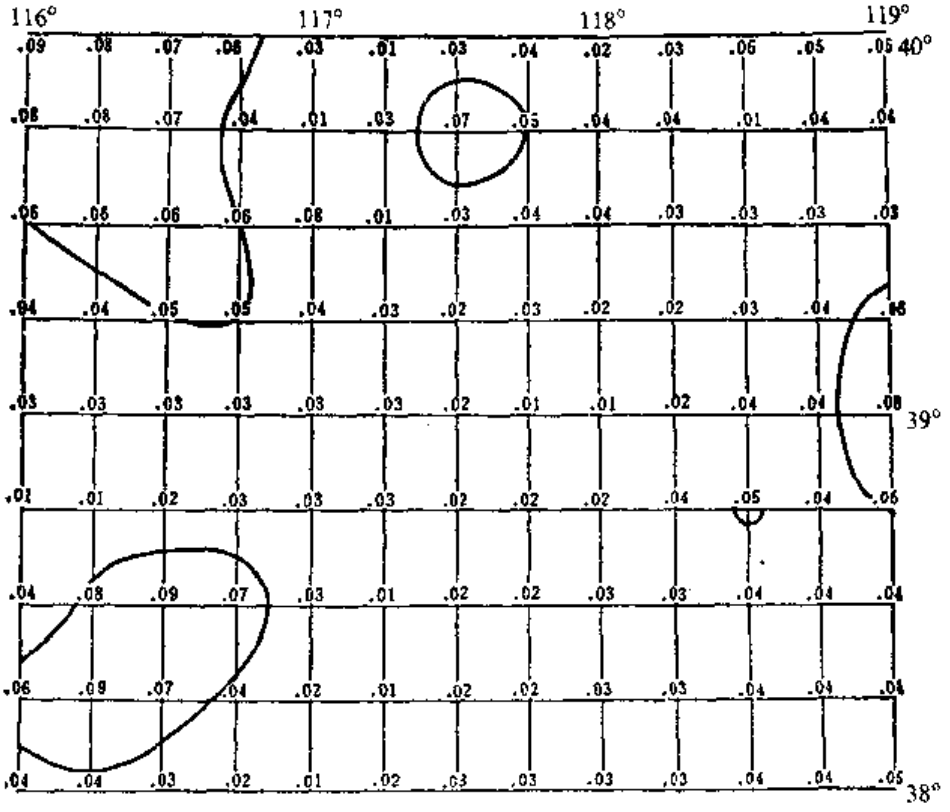


图 17.3.5　华北北部地区 50 年超越概率 0.1 的烈度估计变异系数分布

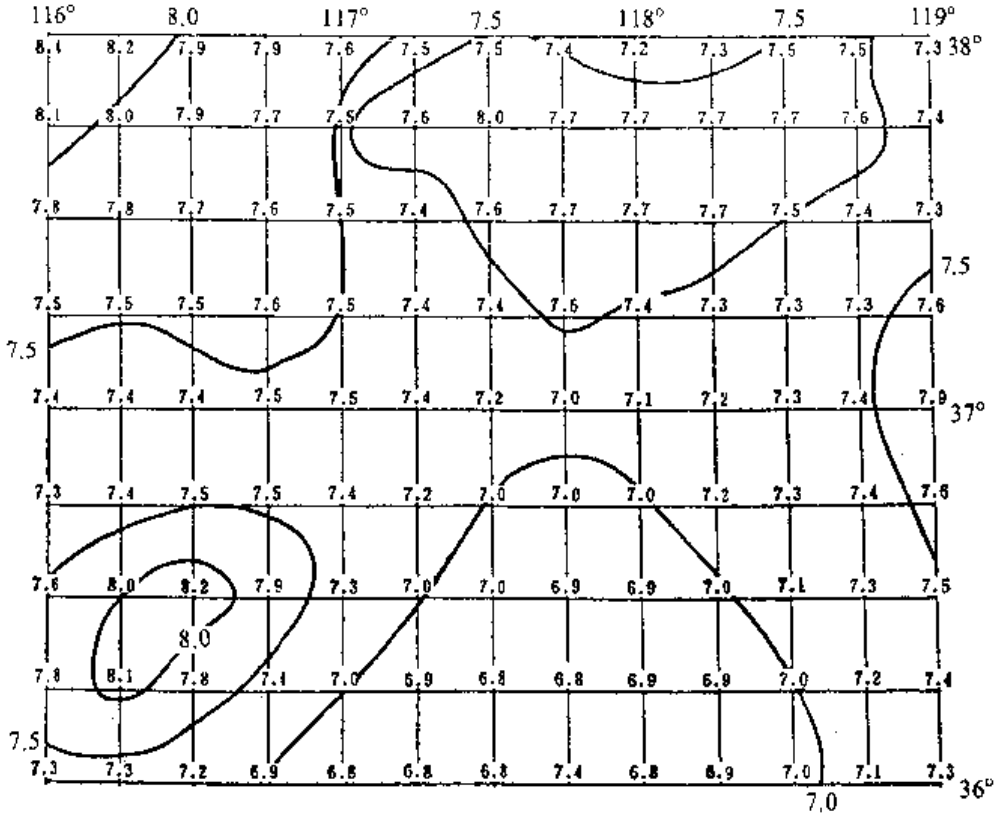


图 17.3.6 华北北部地区 50 年超越概率 0.1 的烈度估计修正值

适的。我们认为，在进行不确定性多方案考虑时，应当由对危险性分析工作比较熟悉，对其中各种参数的含义和实质有相当程度了解的专家参加，这样才能使结果不致偏离很多。

17.3.3 精度要求

精度要求随任务而定，涉及到比例尺选择和基础资料内容的要求。

(1) 比例尺选择：通常以 1∶50 万为宜，这种比例尺有相应的底图和某些基础性资料可供利用，能够明确标示所需的区划各要素。

(2) 基础资料：在任务区内或线上的一些主要资料应仔细核实，并作必要的野外调查，特别是对横跨管线、铁路线的活动断层和在区内、线附近的资料欠缺的破坏性地震要做详细调查，并据此确定潜在震源及其上限，如果有横跨管线的活动断层存在，应明确其规模（包括断层延伸长度、破碎带的宽度等）、性质、产状、最新活动时代、位移、滑动速率等。

(3) 计算控制点 危险性分析时各种地震动参数计算控制点的间距可取为 10km 或更小。

17.4 结果的不确定性分析和结果的表述

区划结果以图表示，并附以说明或简单的报告。

17.4.1 不确定性校正

17.4.1.1 计算结果校正

将区域范围内或所在任务线上各控制的计算结果标示在相应的图上，而后还需对这些结果——图上标示的值进行不确定性校正。不确定性校正方法，除衰减关系已在程序计算中给定外，其它地震活动性参数，包括地震带和潜在震源的确定都可采用多方案统计计算，而后

以计算得到的各场点均值加上一定的方差（如一倍方差）作为区划的最终结果。全国区划图是采用各地震活动性参数的敏感性分析方法来确定的。具体做法是在危险性分析计算时，分别按

地震年平均发生率变化	±50%
震级上限的变动范围	±0.5 级
b 值变化范围取	±0.05
潜在震源主破震方向	±15°

计算其对结果的影响，最后选取全国 68 个县市进行统计，得到多数情况下，其不确定性差别为 0.2～0.3 度，少数高震级潜源区附近的县市可差别 0.4～0.6 度，为此，得到所谓区划地震烈度七下八上的校正办法，即凡计算为 6.7 度、7.7 度、8.7 度，分别列为 6、7、8 度；如果是 6.8 度、7.8 度或 8.8 度则分别列为 7、8、9 度。个别高烈度区，也有调整 0.4～0.5 度的。作为区域性地震区划图或工程线路的地震区划图，由于计算控制点相应较少，研究程度较高，建议地震危险性评定时的不确定性考虑采用分别对地震带、潜在震源、各种地震活动性参数的多方案分析方法，对每个控制点进行统计计算，分别对各控制点进行不确定性校正。

17.4.1.2 地形地貌和地质环境差异的改正

由于地震烈度和地震动的衰减关系式是统计结果，虽然采用椭圆衰减模型，在一定程度上反映了地震构造或错动方向的结果，但对区域内或线路上的大的地形地貌，或地质环境还是不能完全反映，如大家所熟知的 1556 年关中大地震等震线，向南到秦岭山区，地震烈度急剧衰减，等震线在很短距离内由 Ⅸ～Ⅺ 度降到 Ⅵ～Ⅶ 度，这种变化，凭烈度衰减关系是统计不出来的。这种例子颇多，因此在作区域性地震烈度区划时，对这类情况应根据大区或本地震带内出现的类似情况作适当调整。

17.4.1.3 与原有工程地震工作结果比较

区域性的地震区划或工程线路的地震区划涉及到一定范围，在开展工作前，如果区内或线上某地点过去曾经做过地震危险性分析或类似工作，除要对原有工作依据的资料、内容和方法进行必要的考证外，还需对其结果的合理性予以考虑。如果没有更多新资料，分析方法基本一致，同时前者又经国家地震烈度评定委员会审定通过，则应尽可能与原有的结论数据一致，避免有大的差别。

17.4.2 区划结果表述

17.4.2.1 归并和内插

对于地震危险性分析中分别以地震烈度、峰加速度、峰速度（或反应谱）衰减关系计算的结果，都需要以一定间隔数值归整。地震烈度区划图要按整度归并，加速度、速度（或反应谱特征周期）区划图则以内插或分区方法绘制等值线。烈度区划图以计算结果加上各种不确定性的校正归并成整度，例如，计算结果为 7.3 度＋不确定性校正 0.2 度，其归并结果仍为 7 度；如果计算结果为 7.8 度＋不确定性考虑或敏感性分析的校正值为 0.2 度，则归并后的结果应列入到 8 度。加速度值、速度值（或特征周期）也同此理，加速度间隔取 50Gal 或以一定比例按 20%或 50%递增，如果是特征周期，计算结果间隔可取 0.05″，如 0.3″，0.35″，0.4″等。

17.4.2.2 等值线或分区表述

烈度区划图的整度值标示在两烈度线间，如图 17.4.1。加速度区划图以每 50Gal 为间隔，

如 50、100、150、200Gal，或以 20%或 50%递增的加速度值应标示在等值线上，如图 17.4.2 所示，并在图内标示最高值和最低值的位置和数值。用分区表示的加速度和反应谱区划，可以用分区的标准反应谱图或分区的特征周期（T_g）来表示，将所需的图件或数据置于分区中间。

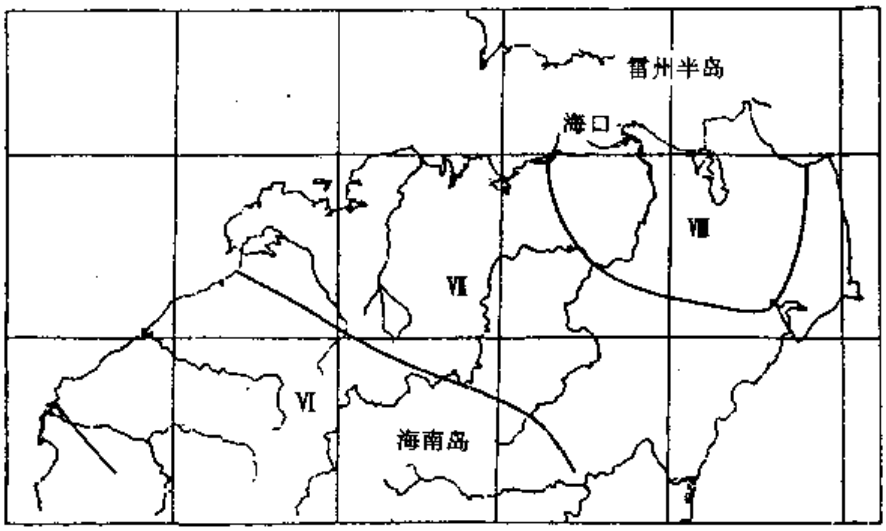


图 17.4.1　琼北地区地震烈度区划（50 年超越概率 10%）

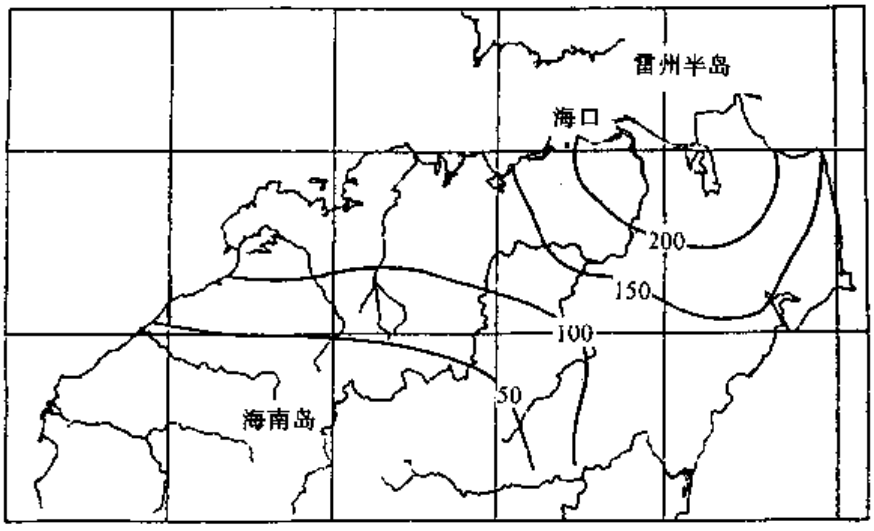


图 17.4.2　琼北地区基岩地震水平峰值加速度区划（50 年超越概率 10%）

17.4.2.3　报告和说明书基本要求

作为应用，区域性区划图编制后要附相应的说明书或研究报告，其基本要求可归纳为：

(1) 基本图表齐备，文字条理清楚；

(2) 按工作规范要求不漏项；

(3) 针对工程性质和要求给出相应数据和图件；

(4) 结论和建议明确。

报告和说明书编写格式从略。

参 考 文 献

国家地震局，1992，中国地震烈度区域划分图（1990），地震出版社。

国家地震局，1992，中国地震烈度区域划分图（1990）说明书，地震出版社。

国家地震局，1996，中国地震烈度区划图（1990）概论，地震出版社。

胡聿贤主编，1990，地震危险性分析中的综合概率法，地震出版社。

黄玮琼等译，1988，地震危险性评定与地震区划，地震出版社。

上海地震局编，1992，上海地区地震危险性分析与基本烈度复核，地震出版社。

Ding Yuangzhan, Li Ping, Shi Zhenliang, 1987 The Seismic risk of Northern Hainan Island, Proceeding of ISSL, SSB, 78～86.

Vit Karnik and S. T. Algermissen, 1978, Seismic Zoning, The assessment and mitigation of earthquake risk, UIVESCO, 11～47.

第四篇　地震安全性评价中的工程地震问题

第十八章　地震动的工程特性[①]

18.1　前　　言

最早用来表示地震动特性的是地震烈度。地震烈度本来是用来衡量地震后某一地区震害的轻重大小或严重程度的，后来被借用来表示地震动的强弱大小。但从工程设计需要，设计者要求用地震动的物理量。由于早期的设计都用载荷或力，所以根据牛顿第二定律 $F=ma$，即力等于质量与加速度的乘积，而采用地震动的加速度来表示地震动的工程特性；后来又根据能量观点提出采用地震动的速度。但是，现在更为普遍的观点是用地震动的谱（如反应谱）作为表示工程特性的主要标志，因为人们已经认识并接受了地震动的强弱大小在不同频率中有不同的值，这种观点已为全世界抗震设计规范所接受。更为合理的表示地震动工程特性的地震动参数一般认为至少应包括以下三种，即地震动幅值（加速度或速度）、谱型（反应谱的形状）及强震动持续时间（简称持时）。下面将先从震害经验与强震动仪器观测（简称强震观测）两类实践资料的分析结果来认识地震动的这些工程特性，然后分析地震烈度这个老而简单的宏观概念，再进而详细介绍地震动上述三种特性及其估计方法，最后将就我国当前存在的几个重要问题进行一些介绍。

18.2　震害经验与强震观测结果

人们的认识首先来源于实践。震害经验就是宏观实践，强震观测是用科学仪器进行现场地震观测的试验。

18.2.1　震害经验

国内外多次强烈地震引起了房屋及其它工程结构与地表破坏，人们从此总结出如下震害经验。

（1）震中烈度难以确定。有些地震学家按照地震烈度表的规定，根据地表断层破裂和错位以及滑坡甚至因此而堵河成湖等现象，确定较高的震中烈度，如Ⅸ～Ⅺ；有的工程师则从振动效应分析，根据该地的房屋或其它工程结构并不如此严重的破坏现象，认为地震传至此处的能量并不那么高，从而评定较低的震中烈度，如Ⅷ度左右。例如美国 1952 年 7 月 21 日加州南部克恩县地震，前者定为Ⅹ度，后者仅为Ⅷ度；1954 年 12 月 16 日美国迪克希谷、费尔维尤谷和 1959 年 8 月 17 日美国蒙大拿州赫布根湖地震也是如此。美国 1979 年 10 月 15 日南加州英佩里亚尔河谷地震，有人认为震中区断层上烈度为Ⅹ度，但有人从房屋破坏看，认为只有Ⅷ度，而该处仪器记录到的最大加速度高达 $1.7g$。

① 胡聿贤执笔。

(2) 破坏的积累效应。一系列大余震使已受到破坏的一些城市或工程加重了震害。例如美国1952年7月21日主震震级为7.7，但22日的一次震级为5.8的强余震却使贝克斯菲尔德城震害又增加了很多。我国1976年唐山大地震时，滦河公路桥附近烈度仅为Ⅶ度，主桥梁虽然受到破坏，但仍可勉强通车，而在主震15小时后的一次7.1级的强余震却增加了震害，此桥倒塌落梁过半，但地基并未见滑动、液化现象。这种破坏加剧现象即为破坏的积累效应所引起。

(3) 近震与远震的震害有差异，破坏有选择性。有些地震动，特别是近震小震，由于高频振动强烈，常使较低矮的、刚性较大的房屋结构破坏大；而有些其它特性的地震动，特别是远震大震，由于低频振动相对较强，常使较高或较柔性的房屋结构破坏大。如美国1952年7月21日克恩县地震，主震7.7级，远离震中150余km的洛杉矶市，破坏一般限于五、六层以上的构架结构物，可是在震中区的克恩县以及8月22日另一次大震震中区的贝克斯菲尔德，一、二层砖房屋的破坏则比多层构架房屋重得多，远离震中的长滩则与洛杉矶相似。1970年3月28日盖迪兹地震，震级7.0，远在135km以外的布尔萨市的托德斯工厂，烈度不高于Ⅴ度，但倒塌了几个结构物，其自振周期均为1.25s左右，约相当于十五层楼房的自振周期。1959年至1985年的几次墨西哥沿海强震(震级在7.5～8.0级左右)，远在三四百公里外的墨西哥市的破坏以软弱地基上的高层楼房为主，硬地基上的则震害轻。

(4) 若强震动持续时间长，破坏或倒塌有时产生于强震动的末期。如1964年3月27日的阿拉斯加地震。

(5) 若有地基失效，软弱地基上的工程震害一般重于刚硬地基上的房屋结构。地震时软弱饱水场地常发生砂土液化，从而导致房屋或其它结构物严重倾斜或倾倒。典型的例子是1964年6月16日日本新潟地震，几栋高层公寓倾斜或倾倒，据报道地震动停止后，房屋缓慢倾斜，最后平卧地上，而无结构破坏，甚至玻璃窗仍完好。

砂土液化引起的喷砂冒水现象，常出现在震动的后期，甚至在地震动停止之后几十分钟。一般认为这是由于砂土液化需要一定长的时间才能完成，另外，液化了的砂土也需要一定时间才能冲破上面的覆盖层而喷出地表。

局部孤突地基上的房屋或有地基滑动的房屋，震害较重。

(6) 若无地震地基失效，软厚的柔性地基上，高房屋结构的震害较重；刚性地基上，刚性房屋结构震害较重。1976年唐山地震时，刚硬地基上砖烟囱的震害随震中距而迅速衰减，但在软地基上则衰减很缓慢。日本1923年地震时，刚性地基上刚性的砖土房屋震害重，但柔性地基上的软柔木房屋的震害则较重。

18.2.2 强震观测结果

现在，美国、日本、欧洲以及我国的工程强震加速度仪器记录到的加速度时程中，有工程意义(最大加速度$a_{max}>0.05g$)的总数已达8000条左右。图18.2.1示出几条实际记录，绘在相同尺度的坐标上，以便直观对比，有关参数列入表18.2.1中。根据这些记录及当时当地的震害情况与地震、场地条件，人们得到了一些结论，其中包括大家公认的下述几条。

(1) 地震动参数及加速度时程曲线$a(t)$千变万化，富有随机性。

(2) 加速度时程$a(t)$及其用积分方法求得的速度时程$v(t)$与位移时程$d(t)$，三者有颇为不同的谱特性和外形(图18.2.2和图18.4.1)。

(3) 虽然$a(t)$具有随机性，但仍可发现它与地震震级M、距离R、场地条件甚至更多因

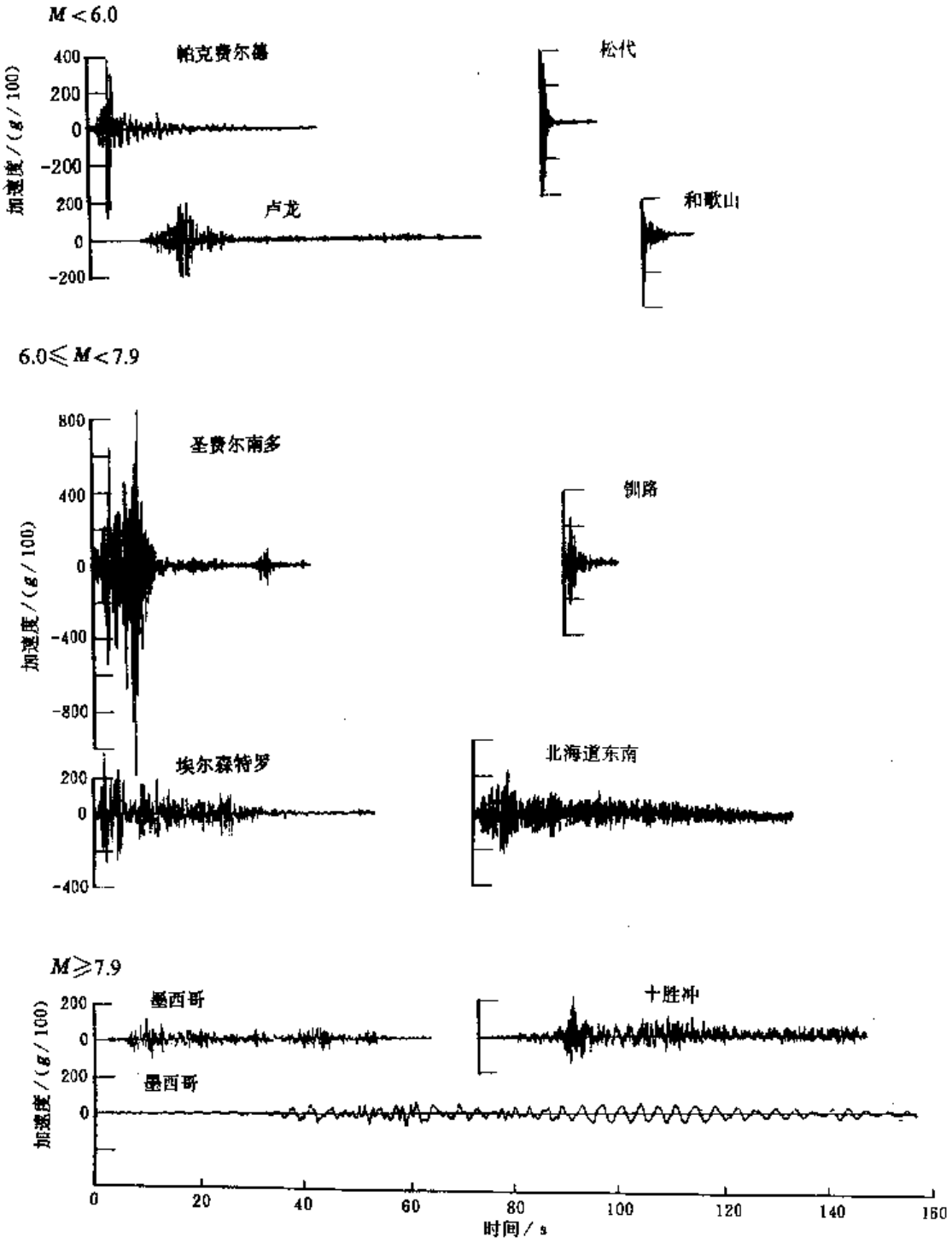


图 18.2.1　几条典型地震动时程记录 $a(t)$

系之间的依赖关系（详见第十九章第19.5、19.6及19.8等节）。

表 18.2.1 地震动的有关资料

年．月．日	地震名	震级 M	震源深度 h/km	记录台名	场地类别	震中距 Δ/km	烈度	分量	加速度 a/g	速度 v/(cm/s)	位移 d/cm	持时 T_d/s
1966.8.8	松代	4.7	5	松代	2	2	Ⅰ～Ⅲ（日）	NS	0.39	21	1	1
1968.3.30	和歌山	5.0	0	和歌山(KK026)	3堤上	6		EW	0.26	13	1	3
1966.7.27	帕克费尔德	5.6		No.2 (Chaloma)		0.08	Ⅶ～Ⅷ	N65E	0.50	71	22	8
1982.10.19	卢龙	5.7	9.6	卢龙	硬土	4	Ⅵ	NS	0.23	21.5	4.5	8
1967.11.4	钏路	6.5	20	钏路(HK005)	2	10	≤Ⅳ（日）	EW	0.25	9.3	0.9	1～2
1971.2.9	圣费尔南多	6.6		Pacoima	岩	9	Ⅷ（Ⅸ）	S16E	1.25	113	38	6
1940.5.18	英佩里亚尔河谷	7.0		ElCentro		10	Ⅷ	SE	0.32	42	28	30
1968.5.16	十胜冲	7.9		八户(TH029)	2-3	165	Ⅷ	NS	0.23	36	11	>20～30
1973.6.17	北海道东南	7.4	40	钏路(HK005)	2	60	Ⅴ（日）	NS	0.25	17.6	17.5	20
1985.9.19	墨西哥	8.1	20	VILE	岩	65		NE	0.12	16.11	6.67	25
1985.9.19	墨西哥	8.1	16	CDAO	软土	400	Ⅷ	NE	0.07	34.98	25.02	100～140

（4）震害轻重与地震动加速度时程 $a(t)$ 之间的关系既密切又复杂（见第18.5节）。地震动的工程特性所指的主要是对工程震害有决定性影响的那些地震动参数（见第18.4节）。

18.3 地震烈度

18.3.1 地震烈度的用途

地震烈度是指某一地区的地面所受地震动影响的强烈程度，而且这种影响是通过人的感觉、人工结构物的损坏、物体反应、自然现象的变化等四大方面的宏观等级描述来标定的。虽然这一定义为极大多数人所接受，但仍常有很不相同的个人理解。

地震烈度一词在百余年前已广泛使用。此词来源于英文的 intensity，它表示强烈程度之

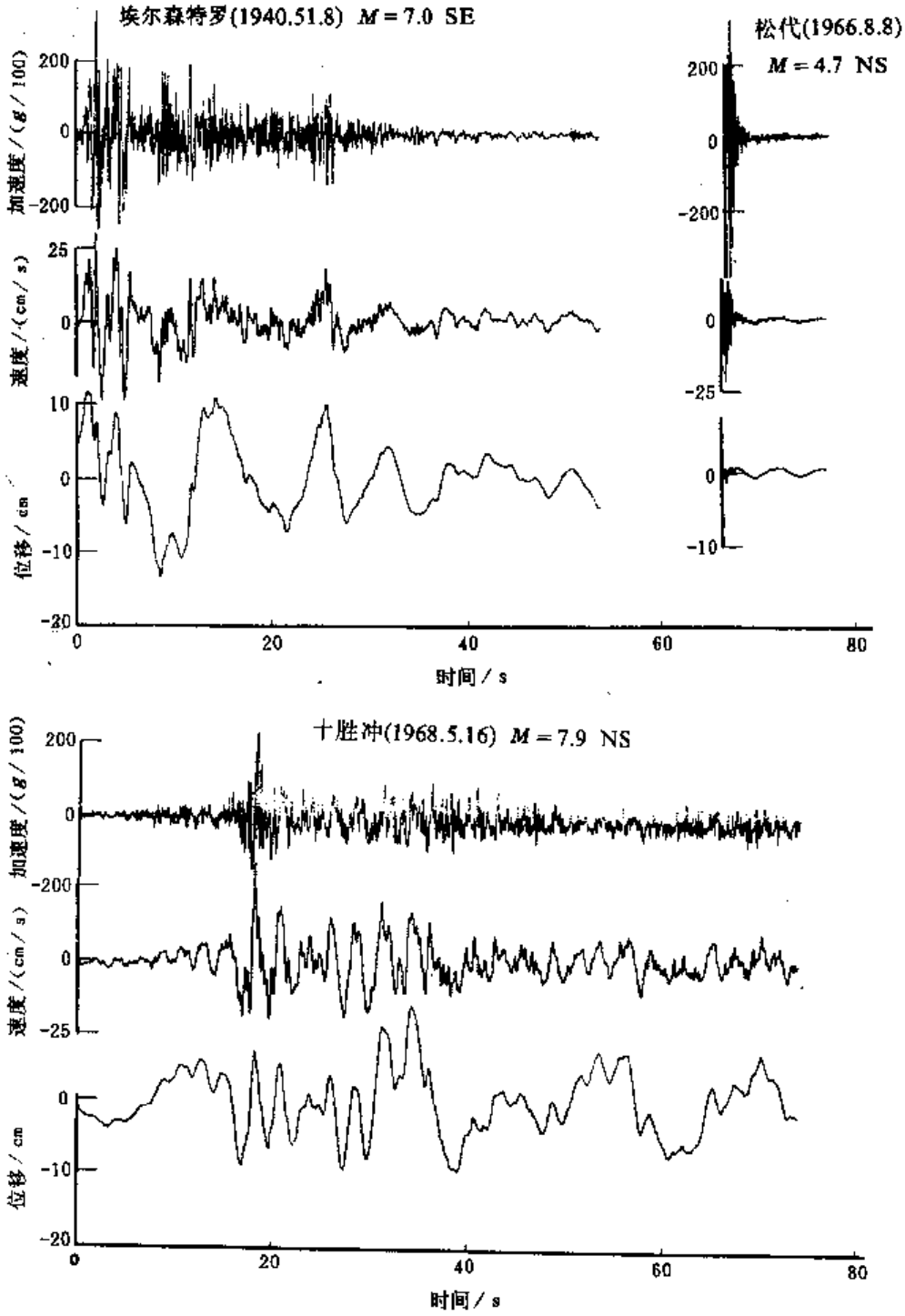


图 18.2.2 (a)　几条典型地震动时程 $a(t)$、$v(t)$和 $d(t)$

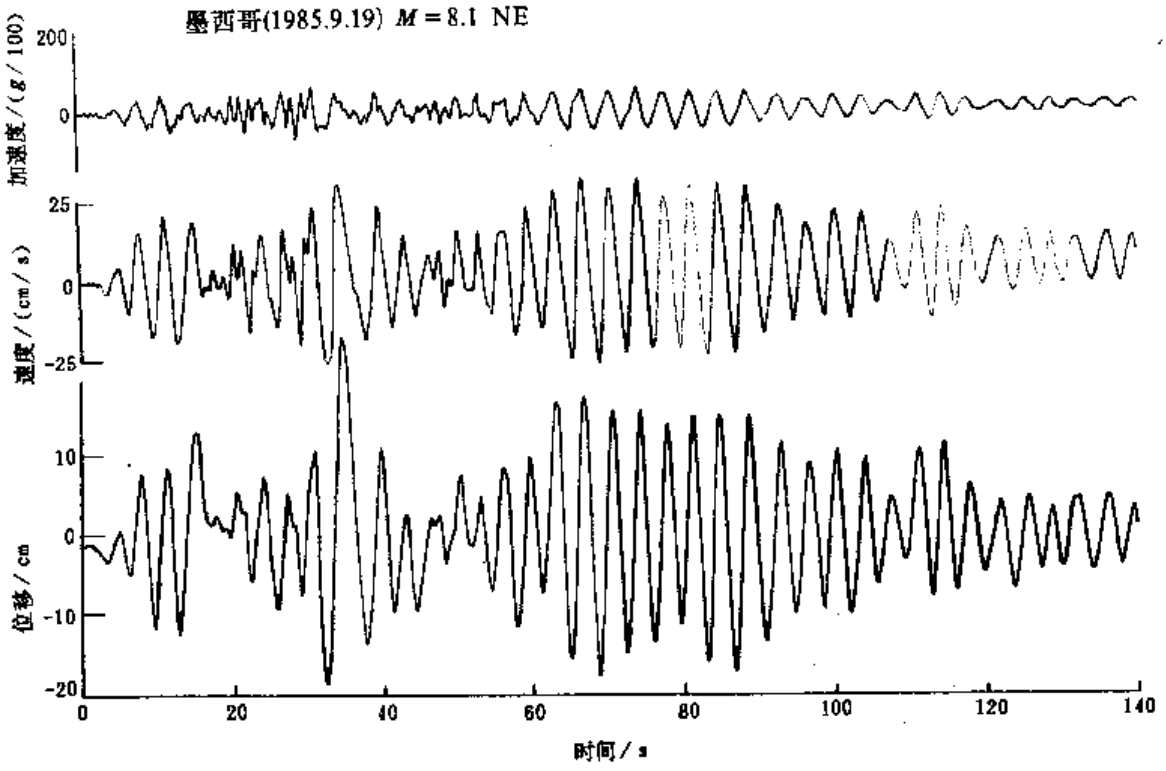


图 18.2.2 (b)　几条典型地震动时程 $a(t)$、$v(t)$和 $d(t)$

意，与中文“强度”或“烈度”一词的表达的意义完全相同，因而可以用来表述震害或影响的轻重程度，即某一客观现象的强弱程度，也可以表述地震动加速度、速度、位移的大小，楼板分布载荷的集度，即某一物理量的大小。这是国际上多数人的理解。但在我国，许多地震工作者、地震工程工作者及群众一见烈度一词即认为是地震烈度，只把它理解为地震震害的强弱程度或通过震害强弱程度反映的地震动大小，即用客观震害现象规定的地震烈度，只有个别人认为它还可能是地震动加速度大小的强烈程度。

概括起来说，地震烈度这一概念的用途可分为下述三个方面：

第一，作为震害轻重的简便估计。一次强震之后，政府或社会为了解各地震害的大小和分布情况，需要一个极为综合而简便的描述，便于了解各地区的灾情，以便救灾、恢复和重建。经过多年的实践，人们采用地震烈度来满足这一要求。例如，Ⅵ度以下表示无灾；Ⅵ～Ⅶ度表示轻微灾害；Ⅷ度表示明显的灾害；Ⅸ度及Ⅸ度以上表示重灾，伤亡严重，无家可归，通讯及交通、生产与生活均遭到严重破坏，急需外地援助。这种综合而简便的粗略等级划分，便于群众理解，就像风的风级一样。

第二，为地震工作者提供一个宏观尺度来描述地震影响的强弱。地震工作者利用这些资料可以研究震中区的烈度分布，从而估计这次地震的震源情况、地震活动和地质构造活动。特别是历史地震，只有震害资料可供参考，假如放弃这些历史资料，则全世界只有近几十年的地震资料可供利用，这对地震活动性的研究来说过于短暂，无法了解几十年甚至几百年的强震突发规律。地震活动性是地震工作研究的核心，地震预报和地震工程都以此为根据。不了解地震活动性，则抗震设防标准难以制定。

第三，作为一种粗略而简便的指标，为地震工程总结抗震经验、进行烈度区划，从而规

定设计地震动参数，并据此进行震害预测。许多国家都曾在抗震规范中使用过地震烈度这个概念，但随着科学和建设的发展进步、工程抗震设计的要求变得更为明细，地震烈度这个简略的概念已逐渐不能适应工程设计的要求（见第 18.4 和 18.6 节）；但是，对于工程震害预测仍然以通过烈度来估计为主，当前抗震结构理论的发展还不能独立于震害经验。

18.3.2 地震烈度的性质

由于地震烈度具有三个特性，即多指标的综合性、分等级的宏观性和以后果表示原因的间接性（当用地震烈度作为地震动大小强弱的表示时，即存在第三个特性），所以它只能是粗略的综合的宏观描述，而不能理解为或用作细致的定量的物理量。例如Ⅸ度、Ⅹ度并不一定表示某种结构物的震害一定要比Ⅵ度、Ⅷ度时更大，或更大多少倍。欧洲及美国常常根据地震烈度表中最高烈度的指标来评定该地震该地点的烈度。例如，由于断层错位出露地表而将该地点定为Ⅸ度、Ⅹ度甚至Ⅺ度，但断层附近的房屋破坏最多为Ⅷ度。又如近震小震引起的Ⅶ度震中区，刚而矮的房屋破坏重，高而柔的房屋破坏轻，特别是在刚性场地上；反之，远震大震引起的Ⅶ度区，刚而矮的房屋无破坏，但高而柔的房屋或其它工程结构则破坏重，这种事例很多，特别是在软弱地基上，如前述墨西哥市的震害。

总之，烈度是个粗略的等级划分。就一次地震一种结构而言，Ⅵ度时的震害可以大于Ⅶ度甚至Ⅷ度，但另一次地震或另一种结构就不一定如此；就像一位一级研究员和一位六级副研究员相比，完全可能这位副研的数学水平高于这位研究员，但总体来说，研究员的水平要高于副研，特别是在同一专业学科内更是如此。可惜的是，地震烈度并不再细分为房屋的烈度或地表的烈度，并不区分近震刚性结构的Ⅶ度和远震柔性结构的Ⅶ度；地震烈度是将不同地震、不同结构、不同事物的影响综合在一起，所以要比区分学科的研究员更为粗略。人们不会将一位数学专业的六级副研究员和一位一级老中医的数学水平作比较，因此也不能要求大震远震坚硬场地上以矮房震害为主的Ⅵ度去对比高柔结构的破坏，也不能要求凡是Ⅶ度都得要有 0.1g 的峰值加速度。为什么前者的峰值加速度不能是后者的 1/2 甚至 1/4 呢？在第 18.5 节中可以看到这样事例的确实存在，而且还不少。

18.4 地震动的工程特性

18.4.1 认识过程概述

地震动是工程抗震设计的设防要求，相当于抗风设计中的风荷载，公路与铁道桥梁设计中的车辆载荷。在工程设计中，风荷载用风压或风速表示，车辆荷载用重量表示，那么地震动应该用什么表示呢？由于地震动是一种物理的动力现象，研究地震动的工程特性，就是为了选择适当的物理量来作为设计的指标，即所谓设计地震动。

设计指标必须是对工程抗震安全性或危害性有重要影响的参数。由于工程设计一般采用载荷或力的概念，所以首先根据牛顿定律 $F=ma$，认识到地震动加速度是地震动的一个重要工程特征。这里 m 为结构质量。因此在地震工程发展的初期（20 世纪初）即采用地震系数 $k=a/g$ 作为单一的设计地震动参数。这里 a 为地震动加速度或其等效值，$g=981\text{cm/s}^2$ 为重力加速度。当时规定地震的水平荷载为

$$F = ma = kW \tag{18.4.1}$$

这里，$W=mg$ 为结构重量。

这种认识和设计规定一直持续到40年代末、50年代初。那时，人们通过对震害经验、强震地震动记录及理论分析，认识到地震的谱特性的重要工程意义，从而提出了反应谱概念并估计了其数值，开始在工程抗震设计规范中应用，即认为地震动的工程特性应该用其谱特性表示，采用反应谱作为设计参数。这一概念一直到现在仍然在抗震设计中占主导地位。

1971年美国圣费尔南多地震后，人们又强调地震动持续时间的重要工程意义，1972年在纪念这次地震的学术总结会上，专家们认为“反应谱只说对了问题的一半”，即另一半是持续时间。从那时起，对重大或特殊的工程结构人们常要求采用直接动力法进行抗震设计，即重点考虑反应谱与持时后的地震动加速度过程 $a(t)$ 进行工程结构的动力分析。这时，可以说人们认为地震动的重要工程特性至少应包括地震动峰值（加速度或速度峰值）、反应谱形状及强震动持时这三项参数。下面分别对这三项参数进行介绍。

18.4.2 地震动峰值

地震动峰值加速度 a 或峰值速度 v 都是广泛承认了的地震动的重要工程特性。采用这项参数的原因有以下几点。第一，如前所述，从力的观点很容易地接受了加速度。另外，从能量的观点又引入了速度。第二，在没有强震观测记录之前，在一定假设下，加速度容易从地震时的宏观现象中导出。如日本曾经根据大量墓碑的倾倒与否来推断等效加速度值，印度到现在仍然在用器物的移动与倾倒与否来推断等效加速度。在有强震观测记录之后，可以容易地得到峰值加速度与速度，这些数据说明加速度或速度的确定与震害有重要的相关性。虽然也有人研究过地震动峰值位移，但应用不多。

地震动加速度作为重要的工程地震动参数是大家公认的，这里仅说明地震动加速度峰值、等效值和有效值。

18.4.2.1 峰值加速度

有了强震动加速度过程的观测记录之后，峰值是比较容易确定的，因为可以从记录直接得到，它是一条记录中最大的绝对峰值，通常用水平分量的记录，有时也分别再规定竖向分量的数值。这里需指出，通常所用的加速度峰值指的是单个水平分量的记录，而不是理论上的两个相互垂直的水平分量的合成矢量的最大峰值，矢量的最大峰值理论上最多只能为水平分量最大值的1.4倍。但由于两个水平分量的最大峰值不一定相等，而且也不是同一时刻发生的，所以矢量最大峰值加速度一般约为单分量最大值的1.1到1.2。这一差别常被忽略，而简单地直接采用单分量的最大峰值加速度。

18.4.2.2 等效加速度

最早在抗震设计中采用的地震系数 $k=a/g$ 是从墓碑或器物地震反应中反推的。反推时假设器物受到一水平的静力作用，取足以使器物移动或倾倒的最小水平力 F 与器物重量 W 之比，即为静力等效的水平加速度 a 与重力加速度 g 之比，$k=F/W$，即式（18.4.1）。等效加速度一般小于峰值加速度。从早期采用的数值分析看，等效加速度约为峰值加速度的一半，与峰值加速度所对应的频率愈高，此差别愈大，频率愈低则此差别愈小。这里应该指出，由于结构物在破坏阶段的强非线性作用，抗震规范中采用的设计地震系数所对应的设计加速度有时更小，可能仅为峰值加速度的1/3左右。

18.4.2.3 有效峰值加速度

1978年，美国（ATC3-06）抗震设计样板规范采用有效峰值加速度 EPA 与有效峰值速度 EPV 的概念。现有工程的基本自振周期大多在0.1s以上，虽然单层砖石房屋多在0.1s以下，

但单层木房屋常为0.2s左右，五层左右的居住房屋约为0.2～0.3s，单层工业厂房可能在0.3～0.5s左右。很高频率（10Hz以上）的地震动分量对这类工程结构影响不大，因此，ATC-3定义有效峰值加速度EPA为5%阻尼比的加速度反应谱$S_a(T)$在高频段（0.1～0.5s）的平均值所对应的地震动峰值加速度，即

$$EPA = \bar{S}_a(T = 0.1 \sim 0.5\text{s})/2.5 \tag{18.4.2}$$

式中，$\bar{S}_a(T=0.1\sim0.5\text{s})$为周期$T=0.1\sim0.5$s之间的平均加速度反应谱值(阻尼比为5%)；2.5为0.05阻尼比加速度反应谱的平均放大系数。与此相似，有效峰值速度定义为

$$EPA = \bar{S}_v(T = 0.5 \sim 2\text{s})/2.5 \tag{18.4.3}$$

或

$$EPA = \bar{S}_v(T \cong 1\text{s})/2.5 \tag{18.4.4}$$

式中，$\bar{S}_v$为$T=0.5\sim2$s之间的平均速度反应谱，或$T=1$s附近的平均速度反应谱。

采用有效峰值或等效峰值的优点在于，这样定义的数值不受由高频分量控制的峰值加速度过大的影响，现有记录说明有的峰值加速度高达1.25g（1971年圣费尔南多地震）、1.75g（1979年英佩里亚尔河谷地震）甚至2g以上（1988年加拿大Nahanni），但附近结构震害并不特别大。

18.4.3 反应谱与其它谱

18.4.3.1 反应谱的定义

虽然傅里叶谱与功率谱更为常见，但反应谱是工程抗震界用来表示地震动频谱的一种特有的方式。这是由于它是通过单自由度体系的反应来定义的，容易为工程师所接受。

反应谱$S(T,\zeta)$的定义是：具有同一阻尼比ζ的一系列单自由度体系（其自振周期为T_i，$i=1,2,\cdots,N$）的最大反应绝对值$S(T_i,\zeta)$与周期T_i的关系，即$S(T,\zeta)$有时也简写为$S(T)$。它称为阻尼比为ζ的反应谱。对于绝对加速度反应而言，它是绝对加速度反应谱，常简称为加速度反应谱，常写为$S_a(T,\zeta)$；对于相对速度反应而言，它是相对速度反应谱，简称为速度反应谱，常写为$S_v(T,\zeta)$；对于相对位移反应而言，它是相对位移反应谱，简称位移反应谱，常写为$S_d(T,\zeta)$。三者之间存在着下述近似关系：

$$S_a(T,\zeta) = \frac{2\pi}{T}S_v(T,\zeta) = (\frac{2\pi}{T})^2 S_d(T,\zeta) \tag{18.4.5}$$

反应谱的计算公式如下：

$$\left.\begin{aligned} S_d(T,\zeta) &= \left|\frac{1}{\omega}\int_0^T a(\tau)e^{-\zeta\omega(t-\tau)}\sin[\omega(t-\tau)]d\tau\right|_{max} \\ S_v(T,\zeta) &= \left|\int_0^T a(\tau)e^{-\zeta\omega(t-\tau)}\cos[\omega(t-\tau)]d\tau\right|_{max} \\ S_a(T,\zeta) &= \omega^2 \cdot S_d(T,\zeta) \end{aligned}\right\} \tag{18.4.6}$$

虽然反应谱是通过单自由度体系的反应来定义的，但它反映的是地震动过程$a(t)$的特性，单自由度体系（阻尼比ζ，自振频率ω）仅具有滤波器的作用，实际结构仅取特定坐标T的谱值。这一点常常引起误会，即使是专家，有时也引起混乱的认识。最容易理解的方法如下。反应谱的整个形状随$a(t)$而变，如图18.4.1所示。近震小震坚硬场地上$a(t)$的反应谱峰值在高频部分，远震大震软厚场地上$a(t)$的反应谱峰值在低频部分。反应谱的形状并不随结构而变，只是对于不同阻尼比ζ与不同自振周期T的结构，其反应取反应谱的该坐标值$S_a(T,\zeta)$而已。因此应该说，不同结构的反应取反应谱的不同坐标值，而不同地震动$a(t)$则有

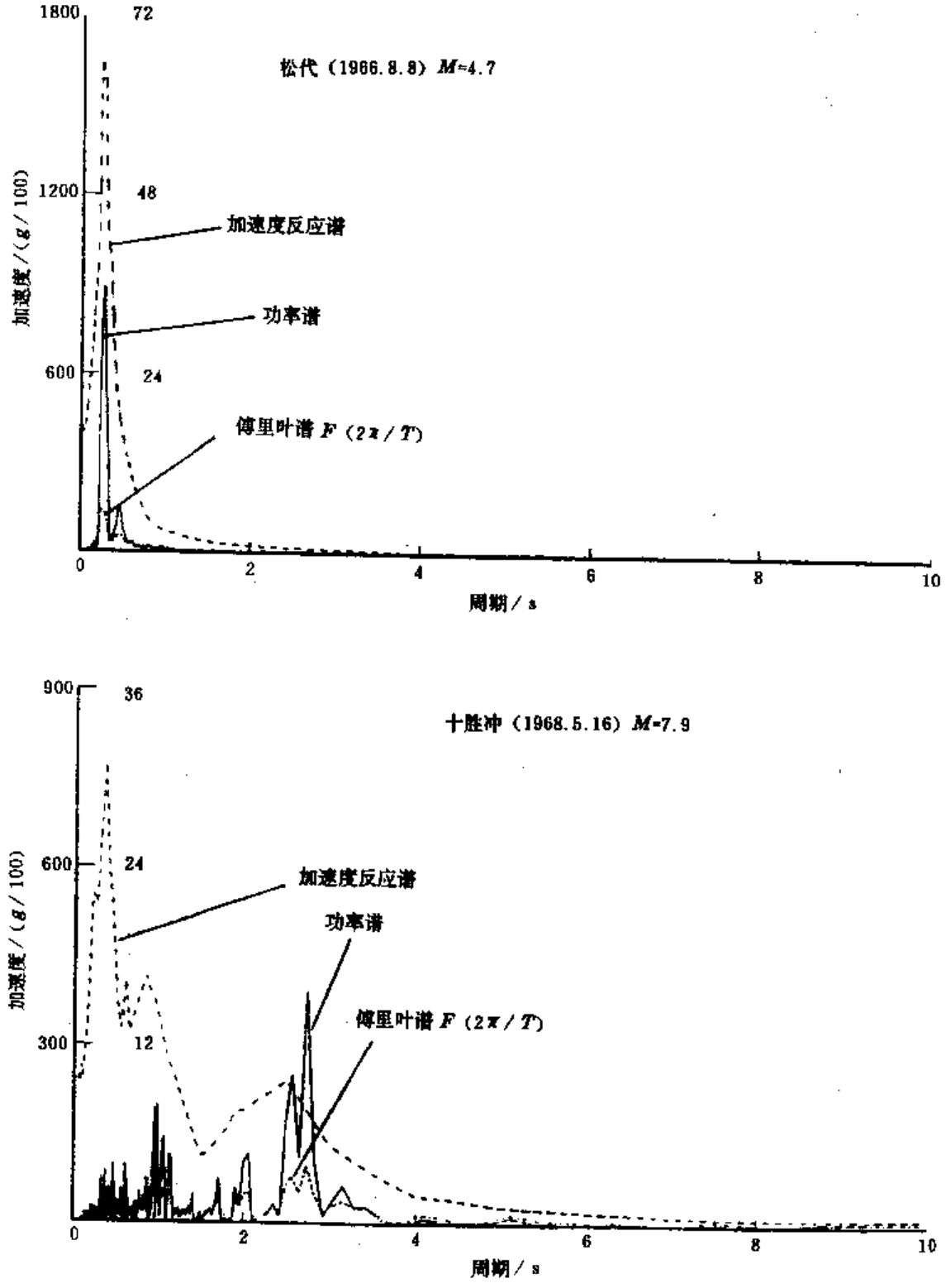


图 18.4.1（a）　几条典型地震动的反应谱、傅氏谱与功率谱

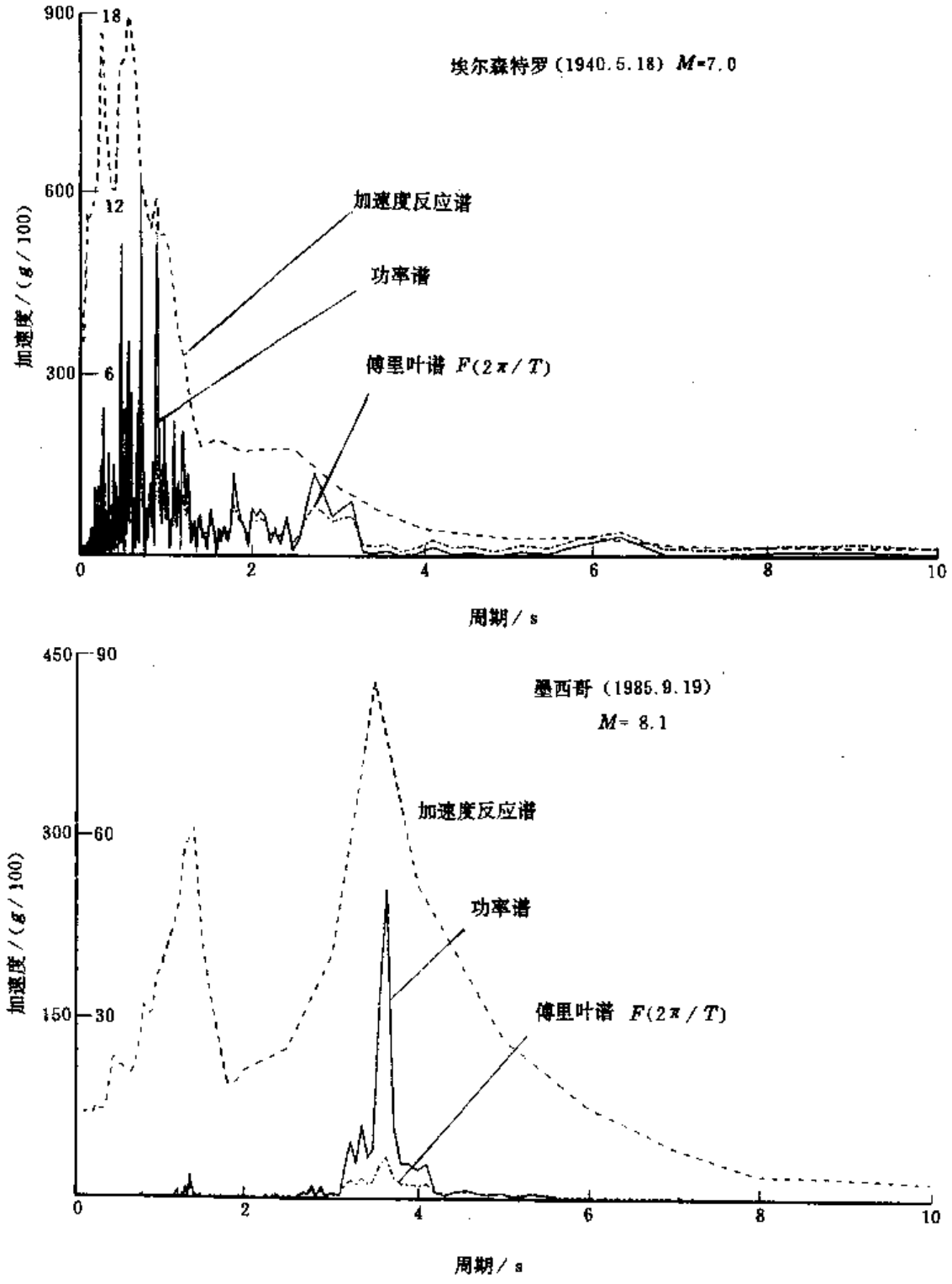


图 18.4.1 (b)　几条典型地震动的反应谱、傅氏谱与功率谱

不同的反应谱；或者说，反应谱的形状决定于地震动 $a(t)$，结构特性 (T,ζ) 决定其反应在反应谱中取特定坐标值。

18.4.3.2 反应谱与震害的关系

在第 18.2.1 节的震害经验中曾经指出，不同地震动有不同的选择性破坏，即小震近震坚硬场地上的地震动容易使刚性结构产生震害，而大震远震软厚场地上的地震动容易使高柔结构产生震害。这一规律只能从地震动的谱特性去理解。从图 18.4.1 的结果可以看出，前一种地震动的高频含量比较丰富，而后一种则以低频含量较强，由于共振效应，前者易使高频结构受到损坏，而后者易使低频结构受损。这是当前有了定论的结果。

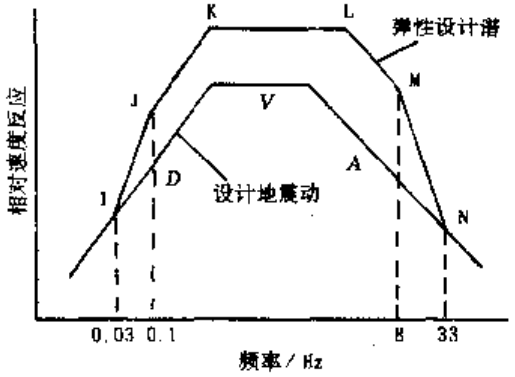


图 18.4.2 反应谱与地震动峰值

18.4.3.3 反应谱的近似表示

反应谱的形状决定了全部周期 $T_i(i=1,2,\cdots,N)$ 处的纵坐标 $S(T_i,\zeta)$ 值或其相对比例；严格说来是 N 个“坐标对” T_i 和 $S(T_i)$。N 一般很大，理论上 T 是连续的，即无穷多个，因此使用起来不方便。为此，以 Newmark 为首的美国伊利诺大学的研究者，在五六十年代提出了由地震动峰值加速度 a、速度 v 和位移 d，及一组与阻尼比 ζ 相关的放大系数 f 来确定近似的或简化的反应谱（其关系如图 18.4.2 所示），即

$$\begin{cases} S_a(T,\zeta) = f_a(\zeta)\cdot a & (T \leqslant T_1) \\ S_v(T,\zeta) = f_v(\zeta)\cdot v & (T_1 \leqslant T \leqslant T_2) \\ S_d(T,\zeta) = f_d(\zeta)\cdot d & (T_2 \leqslant T) \end{cases} \tag{18.4.7}$$

1978 年，美国（ATC3-06）规范采用的有效峰值加速度 EPA 与有效峰值速度 EPV 两个地震动参数来描述反应谱的简单近似方法，后来为加拿大、秘鲁、罗马尼亚、西班牙等国家的抗震设计规范正式采用。这是一个有应用前景的、简单可行的、考虑可变反应谱型的方法，估计近几年内将有多数国家规范采用这种方式。

18.4.3.4 反应谱与峰值的关系

从上节中的介绍可以明了一个重要的物理概念，即地震动的峰值加速度与结构物的高频反应决定于地震动的高频部分，地震动的峰值速度与结构物的中频反应决定于地震动的中频部分，而地震动的峰值位移与结构物的低频反应则决定于地震动的低频部分。当然，这里所说的高中低是相对而言的，如一般地震动的主要频谱成分大约在 0.1～20Hz，假若从 0.5～2Hz 之间的速度幅值相差不多，则峰值加速度将决定于 2Hz 以上的高频分量的幅值，峰值速度将决定于 1Hz 左右的中频分量的幅值，而峰值位移将决定于 0.5Hz 以下的低频分量的幅值。容易证明，在上述情况下，假设将 2Hz 以上的高频分量的幅值加大一倍，则峰值加速度大约也增加一倍，峰值速度将略有增加，而峰值位移将基本不变。改变其它频段的幅值也会产生相似的效果，即改变中频段幅值将主要影响峰值速度，改变低频段幅值将主要影响峰值位移。只要注意到对频谱中的任一简谐分量而言，都存在下述关系

$$A = \omega V = \omega^2 D \tag{18.4.8}$$

就可以理解上述结论。这里 A、V、D 分别为频率为 ω 的分量的加速度、速度、位移的幅值。

18.4.3.5 反应谱与其它频谱之间的关系

由于傅里叶谱、功率谱与反应谱三者都是地震动过程 $a(t)$ 的一种频谱的表示方式，故可以预期三者之间存在着某种近似关系。傅里叶谱 $F(i\omega)$ 是一种数学表示方法，它保留了地震动过程 $a(t)$ 的全部信息，其反变换即为 $a(t)$。功率谱 $G(\omega)$ 是处理随机过程的频谱表示，它认为过程 $a(t)$ 是随机的，相位是 0～2π 间均匀分布的随机量，所以功率谱只保留了傅里叶振幅谱的统计关系（均值与方差），而舍弃了相位信息。反应谱则仅重视反应的最大绝对幅值，而不关心其它，也舍弃了相位的信息。功率谱认为振幅也是随机量，只能估计其均值与方差，最大值则应与均值、方差及出现的频率三者相联系。因此，二者的关系如下。

（1）功率谱 $G(\omega)$ 与傅里叶振幅谱 $|F(\omega)|$ 的关系为

$$G(\omega) = \lim_{T\to\infty} \frac{2}{T} |F(i\omega)|^2 \tag{18.4.9}$$

这里，$G(\omega)$ 为单侧功率谱，即 ω 仅取正值。

（2）反应谱 $S_a^2(\zeta, \omega)$ 与功率谱的关系为

$$S_a^2(\zeta,\omega) = \frac{\pi\omega}{4\zeta} G(\omega) \left[2\ln\left(-\frac{\pi}{\omega T_d} \ln P \right) \right]^{-1} \tag{18.4.10}$$

（3）反应谱与傅里叶谱的关系：

零阻尼的速度反应谱是傅里叶谱的上限，即此反应谱的纵坐标总不小于傅里叶谱相应坐标处的振幅值。由图 18.4.1 给出的几条地震动过程的几种谱可以看出，傅里叶谱上上下下变化很多，按随机过程的观点看，它是随机的。功率谱是其平方期望值，自然更为平滑。从图 18.4.3 中给出的五种不同阻尼的反应谱来看，小阻尼的反应谱上上下下也变化得较快，但是较大阻尼的平滑化作用较大，因而比较平缓。

上述三种谱之间的关系在第二十章人造地震波时将有应用。

18.4.4 持时与强度包络函数

18.4.4.1 持时的定义

持时或强地震动的持续时间目前尚无一个公认的定义。在一次强地震中，从最先到达的地震波传到某一点开始，到该点地震波最后结束之间的时间可以称为这一点这次地震动的总持时。由于微弱的地震动没有多大的工程意义，所以，地震工程学中常忽略开始与最后的较小的振动部分，而主要着眼于所谓强震持时或强震工程持时，即对工程有影响的地震动的持续时间。这样的定义是典型的模糊量的定义。即使是同一个地震动过程，不同的工程可能有不同持时，如对刚性结构而言，有影响的强震持时可能较短，只是加速度过程 $a(t)$ 中幅值最强的那一部分，如从开始的一个 $a_{max}/2$ 幅值到最后一个 $a_{max}/2$ 幅值之间的时段长；但是对于柔性结构而言，有影响的强震持时可能较长，也许应该是前后两个 $a_{max}/5$ 或 $d_{max}/3$ 之间的时段长，这里 a_{max} 与 d_{max} 分别为地震动过程中的最大加速度与最大位移。

持时 T_d 的定义可以分为两大类，一类是以地震动幅值的绝对值来定义的绝对持时，另一类则是以相对值来定义的相对持时。如美国的强震记录分析者惯于采用绝对持时，将最先与

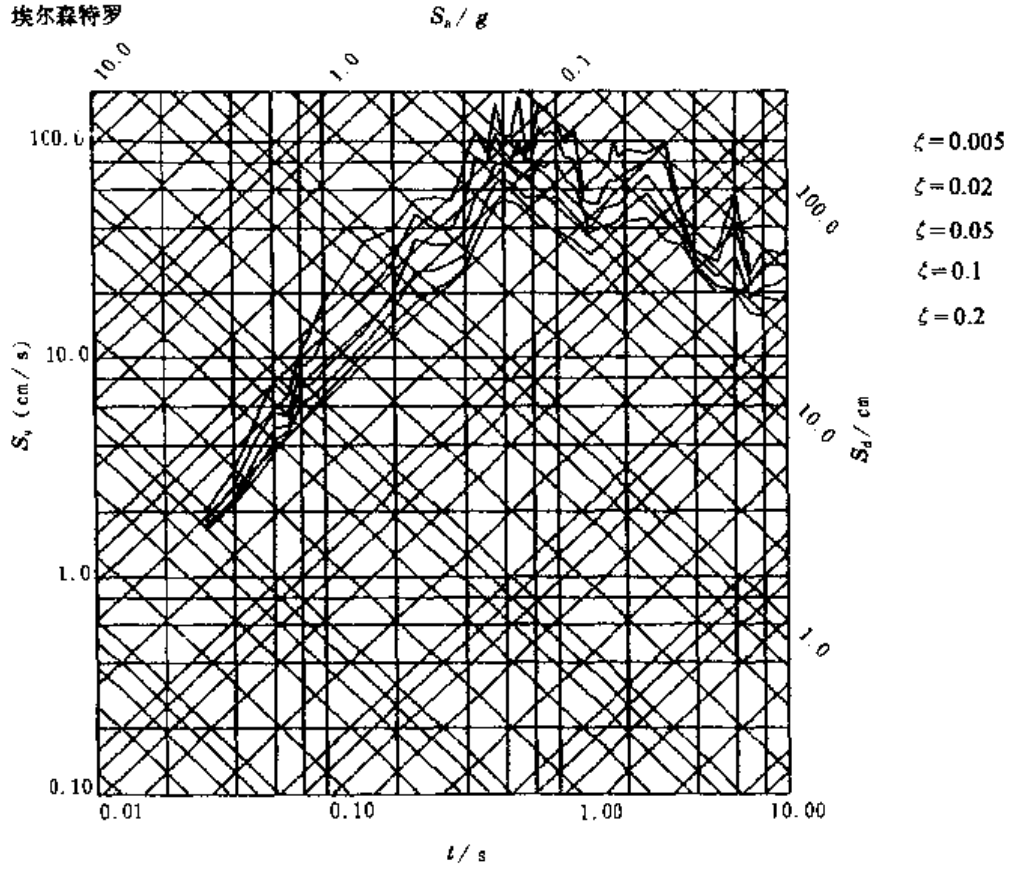


图 18.4.3　五阻尼反应谱

最后一个 $0.05g$ 加速度值之间的时段长称为 $T_{d,0.05}$；但是多数人愿意采用相对持时，如最先与最后一个 ka_{max} 之间的时段长，它可以称为 $T_{d,k}$，或以 Σa^2 定义的能量的中间 90%或 70%的相对持时 $T_{d,90\%}$ 或 $T_{d,70\%}$。常用的 k 值为 $k=0.5\sim0.3$，常用的百分比为 90%或 70%。因为持时的概念一般常与反应谱或地震动峰值并用，所以，相对持时似优于绝对持时，让地震动峰值或反应谱去考虑地震动的绝对值，而持时仅考虑在给定峰值下的强震动部分的相对长短。但是，无论是哪一种持时，其定义总是带有主观性，如 $0.05g$ 中的 0.05，kg 中的 k 值，以及能量的中间最强的百分数，都是主观选定的。

18.4.4.2　强度包络函数

强度或振幅包络函数 $f(t)$ 是克服上述主观定义持时的缺点的一种方法，它可以用下式定义：

$$A(t)=f(t)\cdot x(t) \tag{18.4.11}$$

从随机观点看，式中 $x(t)$ 是平稳随机过程，即其方差不随时间而变；从常规的确定性观点看，$x(t)$ 是平均峰值在长时间段内几乎不变化的平稳过程。由于地震动是在几秒或几十秒钟之内，地震动峰值是从零逐渐增加，然后几乎平稳保持不变，再较缓慢地逐渐波浪式地降低的震动，即地震动全过程是由上升段、平稳段和下降段等三段所组成，其全过程不是平稳的。为了分析方便，人们常用上式将一个典型非平稳的地震动过程 $a(t)$ 简化为一个平稳过程 $x(t)$ 与一个非平稳的强度包络函数 $f(t)$ 的乘积。这种分离的方式只是一种简化，一种近似，它还包括一些缺点，如 $f(t)$ 仅考虑幅值的非平稳，并未考虑 $a(t)$ 的频谱也是随时间变化的。

现在常用的振幅或强度包络函数 $f(t)$ 的形式是：

$$f(t)=\begin{cases}\left(\dfrac{t}{t_1}\right)^2 & 0\leqslant t\leqslant t_1\\ 1 & t_1\leqslant t\leqslant t_2\\ e^{-c(t-t_2)} & t_2\leqslant t\leqslant t_3\\ 0 & t_3<t\end{cases}\tag{18.4.12}$$

常数 t_1、t_2、t_3 及 c 需要根据具体的地震动来选定，参考图 18.4.4。

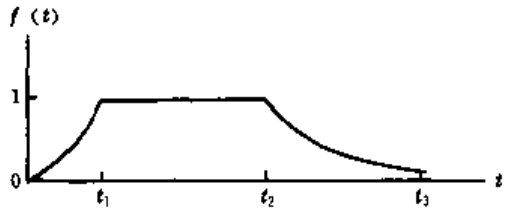


图 18.4.4　地震动强度包络函数 $f(t)$

强度包络函数与持时都可描述强地震动作用时间长短，因此它们之间关系密切。由相对持时的定义，$a=ka_{max}$ 的持时为高 ka_{max}、平行于时间轴 t 的直线，与上升段 $f(t)=(t/t_1)^2$ 和下降段 $f(t)=e^{-c(t-t_2)}$ 的交点之间的时段长，即 $T_{dk}=t_2-\dfrac{\ln k}{c}-\sqrt{k}\,t_1$。如果 $k=1$，则持时 T_d 等于平稳段长 t_2-t_1；若 $k<1$，则 $T_d>t_2-t_1$；若 $k=0$（注意：下降段中应用 $k=e^{-c(t_3-t_2)}$ 代入），则 $T_{dk}=t_3$。

18.4.4.3　持时与震害客观现象的关系

在震害调查中，常有亲身经历地震的人说："要是震动时间再长一点，这房子就要倒了。"这是一般人认为持时对震害有重要影响的朴实反映。在第 18.2.1 节论及震害经验时，曾经指出过，强余震地震动的强度虽不及主震，但却使主震时伤而未倒的房屋倒塌或加重震害，这可以把主余震两次地震动先后串接在一起而视作持时加强的影响。很有说服力的一个现象是砂土液化。试验室的试验表明，砂土液化除了与振动的幅值有关之外，还与振动的重复周期有重要关系；强震现场经验也表明，砂土液化引起的喷砂冒水现象多出现在地震动后期甚至地震动停止之后，这也说明可能与地震动持时有关。

表 18.4.1 列出了作者以前搜集到的一组数据，用以说明持时对震害或烈度的影响。由表中的数据可见，峰值加速度 a/g 很高（0.3～1.2）、但持时很短（1～8s）的地震动引起的地震烈度不过Ⅴ～Ⅶ度；与之相比，峰值加速度 a/g 较小（0.05～0.3）但持时较长（20～60s）的地震动引起的地震烈度却达Ⅵ～Ⅷ度。这一现象不断为以后的现象再次证实。图 18.4.5 绘出了表中有烈度资料的数据，图中曲线与低周疲劳曲线有相似的形状，从理论上说，这两种现象也产生于同一机理。由此图很容易理解峰值加速度与持时对震害均有影响，只从峰值加速度一个量来与震害相联系并不全面。

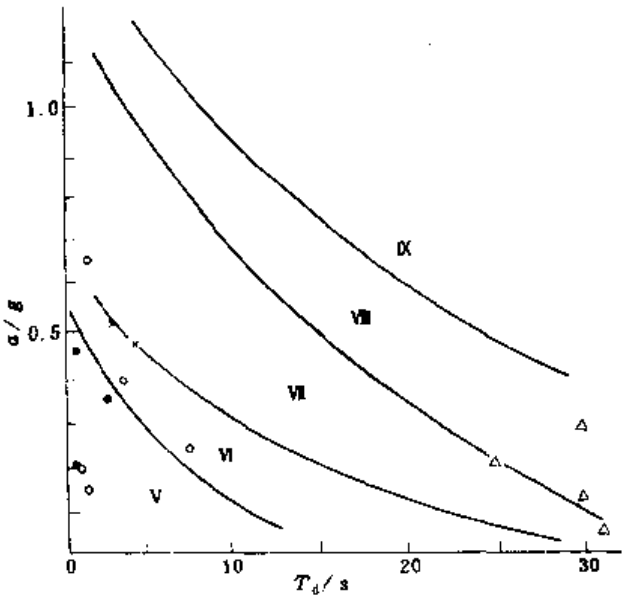


图 18.4.5　烈度、峰值加速度与持时的关系

表 18.4.1 地震动参数与震害的对比

年.月.日	地震名	记录地点	震级	距离/km	烈度	峰值加速度 a/g	持时/s	备注
1964.11.14	日本茨城府湾外	东海村	5.1		Ⅴ	0.22	1	日本烈度Ⅲ
1967.11.11	日本北海道东	钏路			Ⅵ	0.23	1	日本烈度Ⅳ
1967.11.19	日本茨城府湾	东海村			Ⅴ	0.48	1	日本烈度Ⅲ
1972.9.4	美石谷	梅伦迪牧场	4.7	10	Ⅵ	0.69	2	无明显结构破坏；高频
1973.11.4	希腊洛伊卡斯	洛伊卡斯	6	25	Ⅶ	0.54	3	
1966.8.4	日本松代	松代	4.7	2	Ⅴ	0.39	3	
1966.4.5	日本松代	松代	5.1	4	Ⅵ	0.42	4	
1957.3.18	美国韦内姆港	韦内姆港	4.7	7	Ⅵ	0.17	1～2	
1966.6.28	美国帕克菲尔德	No.2	5.6	0.08	Ⅶ	0.50	2～8	断层距
1971.2.9	美国圣费尔南多	帕科伊马	6.6	震中区	Ⅸ	1.25	7	
1965.12.9	墨西哥	阿卡普尔科	6.8	60	Ⅵ	0.27	8	
1949.4.13	美国奥林匹克	西雅图	7.1	40	Ⅷ	0.07	20～45	
1969.5.16	日本十胜冲	八户	7.9	179	Ⅶ～Ⅷ	0.23	20～30	日本烈度Ⅴ
1968.5.16	日本十胜冲	室兰	7.9	310	Ⅵ	0.21	20～30	日本烈度Ⅳ
1964.6.12	日本新潟	新潟	7.7	38	Ⅶ～Ⅷ	0.16	30	日本烈度Ⅴ
1940.5.18	美国英佩里亚尔流域	埃尔森特罗	7.0	20	Ⅷ	0.32	30	
1962.5.11	墨西哥	墨西哥市公园	7.0	260	Ⅵ～Ⅶ	0.049	60	
1962.5.19	墨西哥	墨西哥市公园	7.1	260	Ⅵ～Ⅶ	0.039	60	

18.4.4.4 持时对震害有影响的机理

从弹性反应分析，很难说清持时对抗震设计的重要意义。从确定性的观点来分析，将一个地震动过程 $a(t)$ 首尾相接而成为一个持时加长了一倍或数倍的另一条地震动过程 $a'(t)$，但是对于一个弹性体系来说，这两个地震动过程 $a(t)$ 与 $a'(t)$ 所引起的体系的地震反应是相同的，只是对很长周期的结构，如周期接近于 $a(t)$ 的总持时（即 T_{d}，而 $k=0$）的弹性体系而言，可能会有较大的差异。

从随机振动过程的观点来分析，最大峰值加速度是一个随机量，持时愈长，出现较大的最大峰值加速度的可能性增加，所以结构瞬时反应也增加，但平均反应不变。

持时对结构非弹性体系的反应则有重要影响。研究结果表明，对于非弹性体系，持时愈长，反应愈大，一般可增加百分之一二十；对于恢复力曲线有下降段的体系，反应将增加更

多。图 18.4.6 是徐植信与蒋大根（1982）的一组计算结果。但是，持时对结构安全性最重要的影响是震害的积累效应，或低周疲劳破坏。

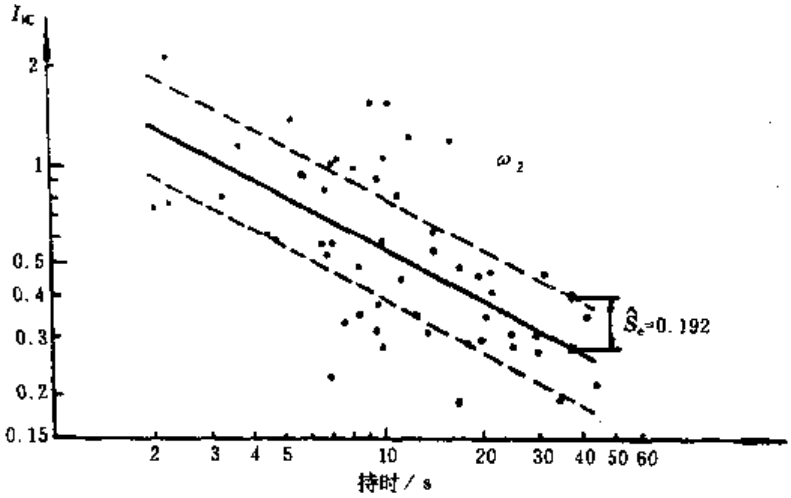


图 18.4.6　持时对地震反应的影响

18.4.4.5　低周疲劳

疲劳是一种破坏现象，即结构在某一强度（如力或变形）的外力或地震动反复作用多次后引起的结构破坏现象。如飞机的某些部件或联结，在飞机运行过程中反复强烈振动，就可能产生断裂而造成严重事故。房屋在常规重力作用下，反复加卸载荷次数不很多，故一般不存在疲劳破坏问题，但是对于转动或振动的机械而言，内力常反复加卸作用达万次以上，所以疲劳就是一个特别重要的问题。

疲劳破坏有一个特点，即其破坏是突然的，在力学上称之为脆性破坏。因事先无大变形阶段，不易察觉，故难以防范。

地震工程问题中，地震引起的内力或变形对结构的作用虽不致产生近万次的重复，但相反的方向加卸反复完全可以达到几十至几百次。在内力或变形很小时，几百次的重复尚不致产生疲劳破坏。当地震力或变形很大，但仍小于仅一次即引起破坏的力或变形时，就可能因几至几十次（周）的重复而产生疲劳破坏，这种现象称为低周疲劳。低周疲劳现在已成为疲劳问题中一个公认的重要分支。

疲劳与低周疲劳均来源于在每一周的力或变形作用之下，结构内部都经历了一些微小的不可恢复的损伤，如微破裂或内部分子间的微破裂或滑移，多周作用之后，这些破裂逐步积累扩大而导致构件截面或结构的断裂。对于外表看似均匀的材料，不论是混凝土或钢材，其结晶体之间的相对排列或分子之间的联结都不可能完全相同，因而在外力作用下，某一微小的细部可能由于应力集中或强度低弱而首先破裂或变形集中，从而最后形成疲劳现象。低周疲劳与疲劳之间的差别仅在于每周的应力或变形是否接近一周作用的破裂强度，愈接近则导致疲劳破坏的周数愈少，少达几次到几十甚至几百次的称为低周疲劳，多达万次以上一般认为是常规疲劳。

地震时的砂土液化是一个典型的低周疲劳现象，图 18.4.7 是对不同相对密度 D_r 的某种砂土的一组室内试验结果。砂土液化是饱和松散粉细砂在反复剪力荷载多次作用下，砂土松散的骨架逐步产生不可恢复的变形，从而使骨架所能承受的荷载逐步降低，将围压逐步转嫁

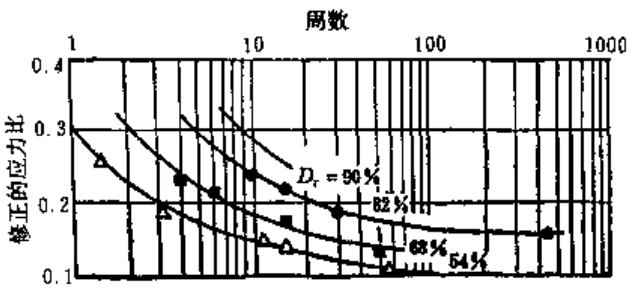


图 18.4.7 砂土液化强度

于水，在多次反复荷载作用下，骨架完全不能承受任何荷载，围压全部由充填于砂土骨架中的饱和水所承担，饱和砂土完全像液体，不再能承受任何剪力作用而产生液化型的破坏。这种破坏常表现为斜坡，甚至极缓斜坡（可以是地面斜坡，也可以是平缓地面但其下有缓坡状的可液化的砂层）的滑动，或者是喷砂冒水。砂土液化除与作用的外力大小、循环的周数和埋藏深度有关之外，还与饱和砂土的颗粒直径、密实程度等有密切关系，前者是外力的大小，后者是土壤本身的抗液化强度。

循环作用的重复周数 N 是与地震动持时密切相关的。严格地说，假若将循环作用看作是周期性的，设周期为 T，则持时 $T_d=NT$。地震动循环作用的周期决定于结构（或地基）振动的主要周期。对一般结构或地基，周期常为 0.1～0.5s，所以 $T_d=5$s 的地震动就可能产生 10～50 周的循环次数。

18.5 地震烈度与地震动的关系

18.5.1 由宏观现象反推的等效加速度与烈度的关系

地震烈度与地震动的关系是一个古老的课题。1888 年霍尔登地震烈度表第一次提出用地震动加速度作为地震烈度的定量指标，可以说是正式反映这一课题的研究。地震动是引起宏观现象的作用，地震烈度是宏观现象严重程度的量度。前者是因，后者是果，两者间应有一定关系。由于不少人希望给地震动赋予一个定量的物理指标，既给烈度以定量的含义，又可以使它更好地为工程抗震设计服务。由于缺乏地震动物理量的直接观测数据，早期的努力是从简单器物在地震动作用下的反应来反推地震动的强弱。例如，日本由于许多体型方整的墓碑在地震时有的倾倒，有的仍然直立，这些宏观现象极多，所以他们试图反求出足以使墓碑倾倒的水平力 F，如图 18.5.1。由于重 W 的墓碑的高宽比 $2h/2b$ 较大，可以只考虑倾倒而不考虑水平滑移。在静力 H 作用下，倾倒的条件是：

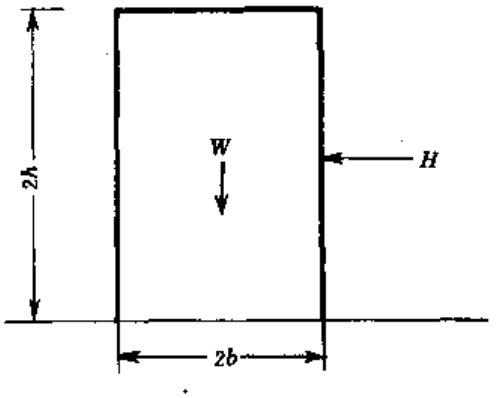


图 18.5.1 墓碑倾倒分析模型

$$Hh \geqslant Wb \tag{18.5.1}$$

即

$$(W/g)A_{eq}h \geqslant Wb$$

$$A_{eq} \geqslant bg/h$$

若取等效静力 H 为 $H=(W/g)A_{eq}$，则最后得等效加速度的下限值为

$$A_{eq}=(b/h)g \tag{18.5.2}$$

由此可知，只要地震动的等效加速度大于 $(b/h)\ g$，墓碑就可倾倒。由此，即可在墓碑倾倒的地区与未倾倒墓碑地区之间绘一条线，该线即为 $A_{eq}=(b/h)\ g$ 等值线。将此等值线与该次地震时的地震烈度相联系，即可找到地震烈度与等效加速度的关系。

这样得到的等效加速度是将一瞬间的动态的最大峰值加速度等效为一个静态的常加速度，即等效的静力 $F=(W/g)\ A_{eq}$。$F=(W/g)\ A_{eq}$的含义是假若有一个力突然施加于一个质量为 W/g 的物体上，则此物体在此力作用前后的加速度要在力的方向上增加一个等于 A_{eq} 的加速度。实际地震动的情况是在极短的时间（如 0.1s）内地震动加速度会有很大的变化，甚至经过零再变为反方向，因此等效地震力也应该是动态的，也要改变为反方向，而不是一个固定不变的静态力。不少人已经进行过更实际的墓碑倾倒动态分析，但它涉及墓碑与地基之间的联系情况。地基在动态下的反作用，是一个不那么简单的非线性问题，峰值加速度并不是唯一决定墓碑是否倾倒的物理量，对于不同的地震动持时而言，在一个地震动作用下峰值加速度为 a_{max}的地震动刚刚足以使墓碑倾倒，但是对于另一个地震动而言，大于 a_{max}的地震动却不能使同一条件的墓碑倾倒；甚至对同一条地震动过程与同一墓碑条件而言，模拟地震动的振动台试验表明，若改变地震动过程的幅值，即将 $a(t)$改为 $ka(t)$，这里 k 为常数，在 k 取不同值的多次试验中，发现规律性不强，如 $k=0.4$ 以下，某一墓碑不倾倒；当 $k=0.45$ 时，此墓碑倾倒；当 k 再增大到 0.5 时又不倾倒，再增大至 0.55 时又倾倒，再增加到 0.60 时又不倾倒。

18.5.2 地震烈度与地震动峰值的关系

自从本世纪中叶以来，美国、日本已经取得了大量用近代仪器记录的地震动过程 $a(t)$，在有效频率范围内（如 0.3～20Hz 或周期 0.05～3s）是地震动真实的记录。凡是强烈的地震动，记录当地均有评定的地震烈度。这样的数据为研究地震烈度与地震动的关系提供了良好的资料。下面按时间先后，介绍几个有代表性的结果。最后再略加评论，指出这一关系的局限性。

18.5.2.1 峰值加速度

早期发表的关于地震动仪器记录的峰值加速度 a 与地震烈度 I 关系的研究结果中，有美国的 Gutenberg 和 Richter。他们得到的结果是：

$$\lg a=\frac{I}{3}-\frac{1}{2} \tag{18.5.3}$$

本节中 a 均以 cm/s^2 计，除日本情况外，I 均指 12 度地震烈度表中的烈度值。他们引用的数据不少是早期的结果，当时数据不太多，其中包括有一部分丢头的数据。若地震较小，地震动也较小，地震仪靠地震动过程中的强震部分触发，当仪器开始记录地震动过程 $a(t)$ 时，地震动的峰值已经过去而被丢失，而后面的峰值均小于被丢失的峰值，其结果是这一组（I，a）数据中的峰值加速度 a 比实际产生此地震烈度者要小。因此，在所得的 I-a 关系中，a 值可能偏小，图 18.5.2 的对比结果也许可以如此解释。

日本河角广在 1973 年发表了下述结果：

$$\lg a=\frac{I}{2}-0.6 \tag{18.5.4}$$

其中，I 为日本 0～Ⅶ度的烈度划分。Hershberger 1956 年发表了下述结果：

$$\lg a=\frac{3}{7}I-\frac{9}{10} \tag{18.5.5}$$

图 18.5.2 中给出了这些结果及另外一些人的结果，以及作者精选过的一批原始数据。

上述大多是 60 年代或以前的研究结果。当时数据很少，比现在少得多，因而有如下几个倾向。第一，保留了一些很小的地震动，特别是包括了丢头的地震动记录；第二，当时所记录到的峰值加速度常在 $0.5g$ 以下，有的分析者因而舍弃了过大的地震动峰值记录，认为它们是特殊的例外，可能有特殊原因；第三，对于较大的峰值加速度（如 $a \geqslant 0.5g$）处的烈度估计有分歧，特别是震中区内的烈度（见第 18.2.1 节）可能有 1～2 度的差异。Ambrarseys 在 1973 年指出，在初期，数据很少，虽然离散性不小，I-a 关系看来还可以；但是，随着仪器记录的迅速积累，离散性越来越大，同时，又记录到更多的极端情况，如 $0.7g$ 那么大的峰值加速度，却未引起什么破坏的事例。这是 1973 年前的事，现在更是如此。我国刘恢先教授在 1980 中国地震烈度表中提出的结果（图 18.5.2）是低烈度时峰值加速度最大的结果。

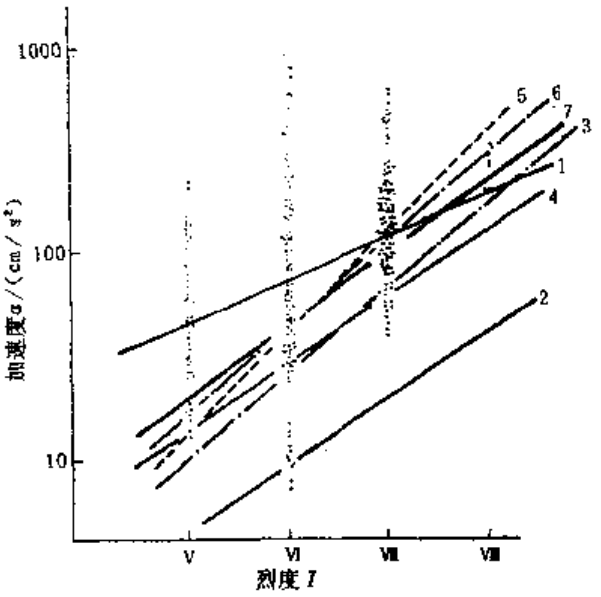


图 18.5.2 地震烈度与峰值加速度的关系

1. 图中数据回归；2. 肯卡尼，1904；
3. 石本已世雄，1931；4. 古登堡-里克特，1956；
5. 彼得施米特 1952；6. 赫什伯格，1956；
7. 中国地震烈度表（1980）

18.5.2.2 峰值速度

鉴于峰值加速度与烈度的关系离散性过大，有人研究了地震烈度与地震动峰值速度的关系。

日本 1966 年村松郁朵发表了日本烈度与峰值速度 v（cm/s）的下述关系：

$$\lg v = \frac{I}{2} - 1.4 \tag{18.5.6}$$

1967 年日本金井清得到下述结果：

$$\lg v = 0.18I + \lg 0.31 \tag{18.5.7}$$

式中，I 为 MM 烈度。1979 年 McGuire 提出下述结果：

$$I = 4.9 + 0.49 \ln v + 0.4s \qquad (\sigma = 0.59) \tag{18.5.8}$$

Theodulidis 和 Papazachos 于 1992 年（SDEE，v.11 n.7，1992）由希腊、日本与美国阿拉斯加的记录得：

$$\ln v = -0.36 + 0.79I + 0.04s \tag{18.5.9}$$

上两式中，$s=0$ 表示基岩场地，$s=1$ 表示冲积土场地。1978 年 Bolt 在烈度是随机量的前提下，提出了下述公式：

$$\lg a = 0.340 + 0.313I \tag{18.5.10}$$

图 18.5.3 给出了这些结果及一些常用的结果。

18.5.2.3 烈度与多个地震动参数之间的关系

由图 18.5.2 和 18.5.3 可见，烈度与单个地震动参数之间的关系都不大好。烈度相差一

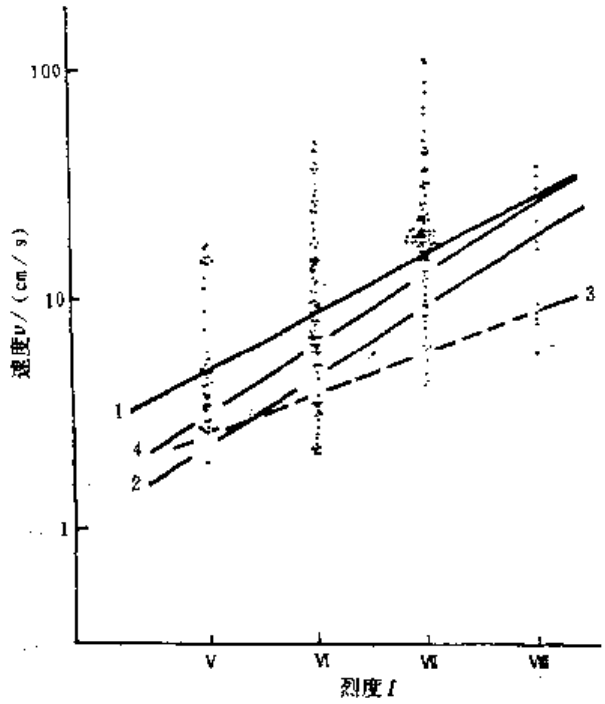


图 18.5.3　地震烈度与峰值速度的关系

1. 图中数据回归；2. 纽曼，1960；3. 金井清，1967；4. 中国地震烈度表（1980）

度，峰值加速度与峰值速度均约差一倍，而同一烈度所对应的实测加速度或速度的峰值却有几十倍的变化。为此，不少人认为追求此种对应关系是不聪明的，如 Hershberger 1956 年说过："由此研究，现在我可以得到的唯一结论是：这不是得到任何结论的途径。这些结果中的离散太大，不允许在烈度与加速度之间假设有任何肯定的数量关系……我们需要寻求可能涉及的任何其他因素，并试图寻求所有这些因素之间的关系。" 1973 年 Ambaseys 也说过："过分强调烈度与最大地震动加速度或速度之间的经验关系，有很大的危险。近代教科书与现行规范常给出从烈度换算加速度的表示公式，而不说明这些公式是怎样得到的或数据有多大的离散。" 其他专家如 Housner 和 Newmork 都曾明确指出，寻求地震动的任一单项参数与烈度的对应关系将是徒劳无功的，烈度过于粗略，不便在工程设计中应用。为此，不少人研究了地震烈度与多个地震动参数之间的关系。

最早在这方面有进展的是 Neumann。他在 50 年代就注意到地震动频率组成对地震烈度与峰值加速度的关系很有影响。为此，他首先只采用震中区的地震动记录，得到频率为 0.3Hz 的加速度与地震烈度的关系，如图 18.5.4。其数值换算为烈度之后，约为 Gutenberg-Richter [公式 (18.5.3)] 的 2 倍，并进一步给出了不同震中距或不同频率的峰值加速度与烈度的关系。这一结果在当时是很先进的。

1962 年 Medvedev 分析了美国的强震记录，他按同一条地震动时程的多个峰值及其前后加速度为零的时间间隔作为半周期，在加速度与周期图上确定烈度与地震动的关系，如图 18.5.5，并按此图求得了表 18.5.1。此结果后被应用于 MSK 烈度表。

我国刘恢先教授在 80 年代详细研究了地震烈度的定量标准。他根据国内外取得的强震加速度记录与相应点的地震烈度资料，用统计方法研究了地震烈度与一组地震动参数之间的关系。他考虑过的地震动参数很多，其中包括水平与竖向的峰值加速度、速度与位移、谱强度、

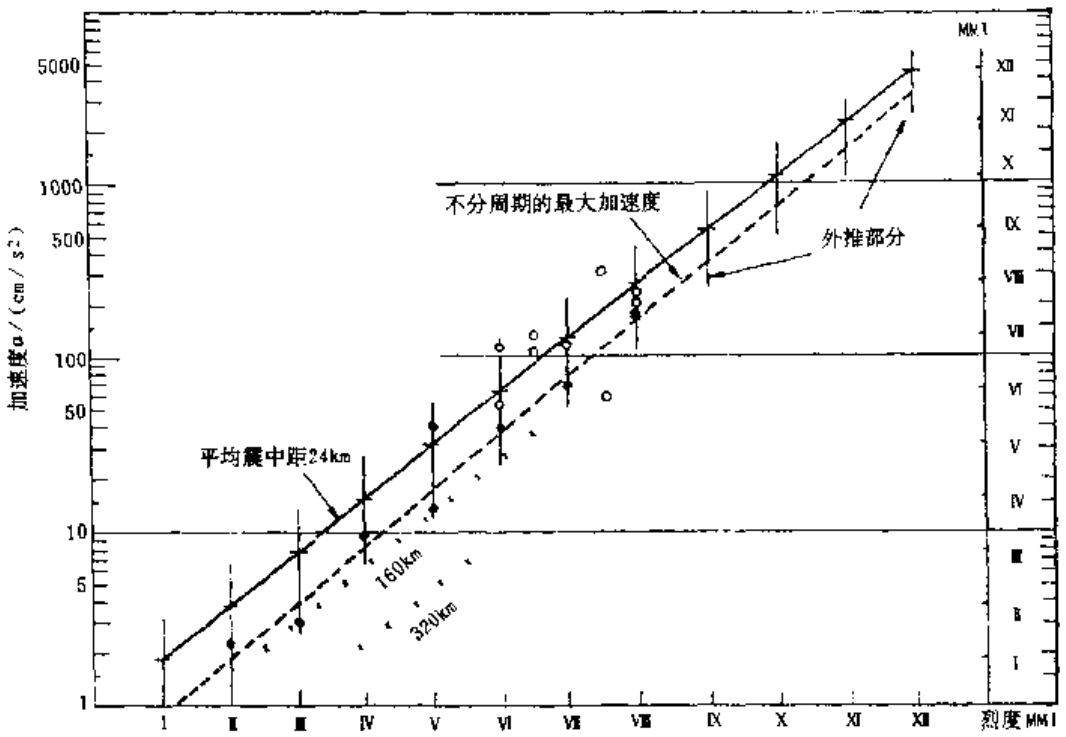


图 18.5.4 Neumann 的地震烈度与峰值加速度的关系

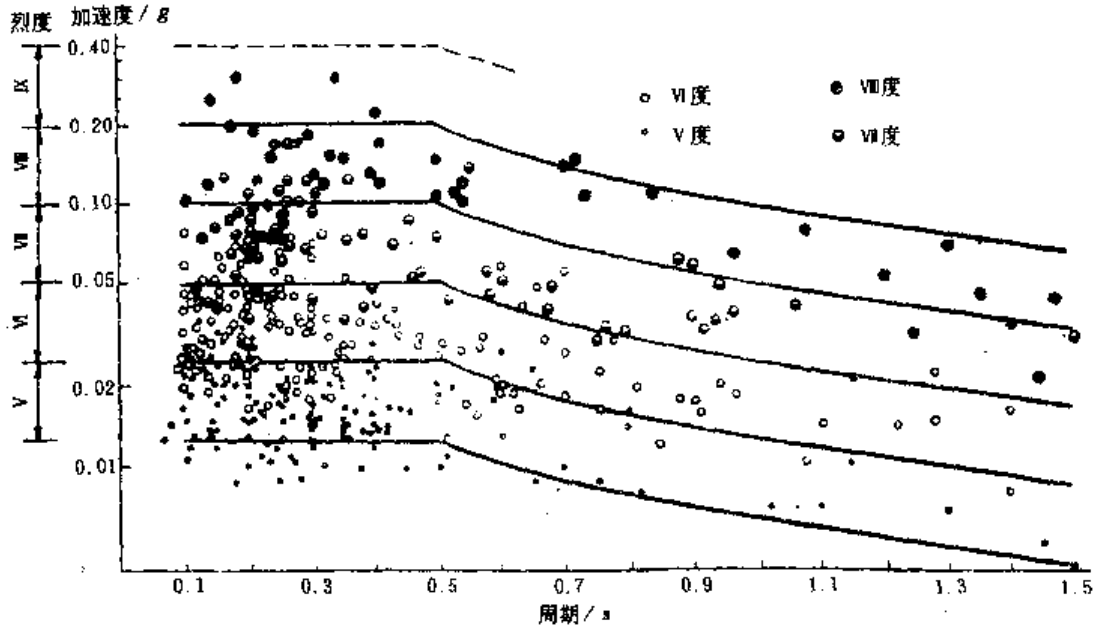


图 18.5.5 Medvedev 的烈度与地震动的关系

其它谱参数、持时等常用参数。他得到两个结果，第一，以水平向峰值速度与烈度的相关性最强，多参数的组合并不能加强其与地震烈度的相关性；第二，推荐了分别用峰值加速度、峰值速度与峰值位移定量的地震烈度，其数值高于 MSK 的指标，也高于他 70 年代的统计结果。提高的原因是近十多年记录到几次烈度并不很高而峰值加速度很大的地震动，统计方法也有些改变。MSK 所根据的是 Medvedev 的研究结果，而 Medvedev 采用的峰值加速度与周期值

都是近似的，特别是后者更有疑问，刘恢先教授则是直接采用地震动的观测值，自然会有差别。

70 年代，McGuire 在地震烈度 I 与地震动单一参数 Y（可以是峰值加速度或速度）的关系中增加了地震震级 M 与距离 R（可以是震中距、震源距或断层距），从而用回归统计方法求得如下的换算关系：

$$\lg Y = C_0 + C_1 I + C_2 M + C_3 \lg R \tag{18.5.11}$$

他并未解释引入这些常数的物理意义。作者后来得到的结果与此类似，但只加入一项，M 或 R，并引入了下述物理含义的解释。

表 18.5.1　几个有定量指标的地震烈度表

名　称	年代	地震烈度定量指标（除注明外，均为加速度）单位：cm／s²
霍尔登	1888	0.1　1　10　100　1000 2　4　6　8　11 15　30　50　120 I　II　III IV　V VI　VII　VIII　IX
大森房吉	1900	I　II　III IV V VI　VII
坎卡尼	1904	0.25　0.5　1　2.5　5　10　25　50　100　250　500　1000 I　II　III　IV　V　VI　VII　VIII　IX　X　XI　XII
日本气象厅	1949	0.8　2.5　8　25　80　250 400 0　I　II　III　IV　V　VI　VII
默德韦杰夫	1952	单摆 T=0.25s 阻尼比=0.08 0.5　1　2　4　8　16　32mm（位移） V　VI　VII　VIII　IX　X
MSK	1964	T=0.1～0.5s　加速度（cm／s²）　12　25　50　100　200　400　800 T=0.5～2.0s　速度（cm／s²）　1　2　4　8　16　32　64 T=0.25s　阻尼比=0.08　位移（mm）　0.5　1　2　4　8　16　32 V　VI　VII　VIII　IX　X
中国	1980	V　VI　VII　VIII　IX　X 加速度（cm／s²）　22　45　90　178　354　708　1414 速度（cm／s）　2　5　10　19　36　72　141

目前公认地震动 Y 与地震烈度 I 的衰减关系是（参见第十九章）：

$$I = f(M,R) \tag{18.5.12}$$

$$\lg Y = g(M,R) \tag{18.5.13}$$

由此可见，地震烈度与各项地震动参数 Y，无论是峰值加速度、速度、反应谱或持时，都与地震震源特性和传播途径中的介质有关，震级 M 是震源特性的简单表示，距离 R 是传播途径中介质影响的简单表示。根据上述两个关系，可以理解地震烈度、各项地震动参数之间存在相关性；另外，由于震级与距离分别是震源与传播途径影响极为简化了的参数，故上述相关性会有较大的离散性。

假若不考虑上述两种关系中的不确定因素，就可以求得三个参数之间的如下关系：

$$I = F(Y, M) \tag{18.5.14}$$

$$I = F'(Y, R) \tag{18.5.15}$$

$$I = G(Y_1, Y_2) \tag{18.5.16}$$

Y_1 与 Y_2 分别表示不同的地震动参数，如峰值加速度与持时。式（19.5.16）的应用要特别小心，若使用不当，则不足以反映 M 与 R 的影响。由此可见，单个地震动参数与地震烈度之间的关系

$$I = G'(Y) \tag{18.5.17}$$

是不确定的，因为它不能反映另一参数 M 或 R 的影响。不确定性的物理意义可以从下述两方面来理解。第一，峰值加速度不是对震害或烈度有重要影响的唯一因素，现在公认的影响因素在地震动方面至少还有反应谱与持时，在自然环境方面可能还有边坡与地基的抗震能力；第二，为了在地震烈度与单个地震动参数的关系中再考虑其它地震动参数的影响，增加第三个参数如公式（18.5.14）与（18.5.15）中的 M 或 R 是恰当的，因为从烈度衰减关系式（18.5.12）看，在式（18.5.13）或（18.5.14）中考虑了 I、M 或 I、R 之后，就等于考虑了第三个参数 R 或 M，即等于 I、M、R 均已考虑，而 M、R 的同时考虑又等于考虑了其他地震动参数，见式（18.5.13）（参考第 19.7 节）。

除上述结果之外，还有人研究过更为复杂的关系，如地震烈度与反应谱或傅里叶谱的关系，地震烈度与地震动竖向的峰值地震动的关系，地震烈度与峰值加速度或速度之间再引入场地条件影响的关系［如式（18.5.8）及（18.5.9）］，但所得结果多为经验回归，缺少物理概念或说服力不强，更主要的是结果未见明显改善，少见应用。

18.5.3 地震烈度与地震动关系的多值性

前面两节讨论的地震烈度与地震动峰值关系中，把地震烈度当作一个连续量看待。实际上地震烈度是一个离散量，是一个人为的等级划分。在讨论这两种不同量的相应关系时，不能忽略这种本质上的差异，不能追求一般物理量之间那种一一对应的关系。图 19.4.2 给出了地震烈度与地震动峰值加速度两种衰减关系的示意图，地震烈度衰减是根据等震线图的物理概念绘制的，即在某一烈度 I_1 线至高一度的烈度 I_1+1 线之内的地区，烈度均为 I_1。由此图可知，与 I_1 相应的峰值加速度当然不会只有 a_1 这一个，而是从 a_1 至 a_2 之间的连续变量均与 I_1 相对应。

一个像烈度这样的典型的模糊集所对应的物理量必然是成片的，即从一值到另一值之间的所有值。例如青年人与中年人，不能说青年人是 25 岁，中年人是 40 岁，而应该说青年人可能是在 15～35 岁之间，而中年人可能是在 30～50 岁之间，不但连续多值，甚至还有搭接。地震烈度所对应的地震动峰值正是如此，不但连续多值，而且还与其他烈度搭接，甚至搭接很大，图 18.5.2 与 18.5.3 中的原始数值完全说明了这一事实。

产生这种多值关系的原因还在于地震动的任一峰值，甚至地震动本身，并不是决定地震

烈度的唯一因素，其他重要影响还很多，包括其他峰值，其他地震动参数，事物的抗震性能的差异，如房屋的新旧、结构抗震能力，地表土层与山坡的抗震能力等等，都可能有很大的变化。忽略了一些重要因素，结果就会出现多值。

18.6 小　结

(1) 地震烈度在工程应用中，以震害评定或预测为主，在抗震设计中有为设计地震动参数所取代的趋向。

(2) 地震烈度与单个或多个地震动参数（如峰值加速度或速度）的关系均不强，离散性很大，同一烈度所对应的地震动参数的实测值可能相差 10 倍以上。

(3) 地震动的工程特性较复杂，不是单个参数所能表示的，至少应该用反应谱，即不同频率的振幅峰值表示，更好的是用反应谱与持时两者共同表示。

(4) 对刚性结构（如低层房屋）可用加速度，中等刚度结构（如十层左右的房屋）可用速度，超高层的结构（如五十层以上房屋）可用位移进行设计。反应谱可以近似地用几个地震动参数代替，在抗震规范中至少应该用加速度和速度两个参数，更好的是用三个，即有效峰值加速度、速度和位移，或两个拐点周期 T_{g1}（常加速度与速度直线的交点）与 T_{g2}（常速度与位移直线的交点）。

参 考 文 献

胡聿贤，1988，地震工程学，地震出版社。

Ambraseys，N.N.，1973，Dynamics and Response of Foundation Materials in Epicentral Regions of Strong Earthquakes，Proc. 5 WCEE，1，CXXⅥ-CXLⅦ.

Hershberger，J.，1956，A Comparison of Earthquake Accelerations with Intensity Ratings，BSSA，46 (4)，317～320.

McGuire，R.K.，1974，Seismic Structural Response Risk Analysis，Incorporation Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance，MIT，Dept. Civil Engg. Res. Rept. 74～51.

Theodulidis，N.P. and Papazachos，B.C.，1992，Dependence of Strong Ground Motion on Magnitude-Distance，Site Geology and Macoseismic Intensity for Shallow Earthquakes in Greece；I Peak Horizontal Acceleration，Velocity and Displacement，SDEE，11 (7)，387～402.

第十九章　衰减关系[①]

19.1　地震波的产生和衰减

19.1.1　震源与断层

不论地震大小，一次构造型地震总是产生于地壳内某一局部的断裂。对于工程有影响的地震而言，可以把震源体看作是宽约 B、长约 L、厚约 $2H$ 的受力体。图 19.1.1 表示震源体沿水平向的一个剖面(以走滑断裂为例)。在地壳运动力的作用下，沿应力较大且强度较低一个薄弱断层面上的点 A 开始破裂，并沿断层面一直破裂下去，直到 B 和 C 点停止，原受力变形的震源体将部分或全部恢复至未受力前的位置，如虚线所示。断层面断裂两侧的位错为 D。断裂的扩散可以是双侧的，即由 A 同时向 B 与 C 两侧扩展，也可以是单侧的，即仅由 A 向 C 扩展，这时 B 点即为 A 点。究竟是双侧或单侧视具体情况而变，即使是双侧破裂也不一定是对称的。

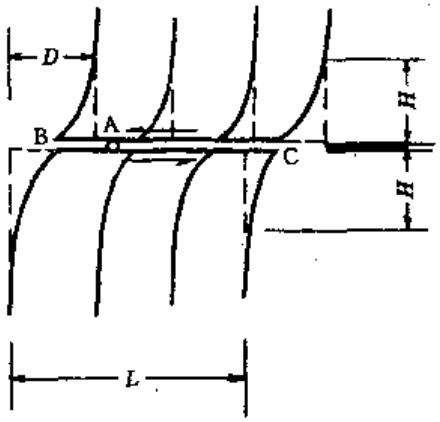


图 19.1.1　震源处的断层破裂

断层一般是地震引起的，但一旦形成断层之后，虽然随时间的推移可以愈合一些，但一般较弱，再次受力而变形时常常又沿此断层面再次断裂。这里只想指出，地震可以引起新的断裂，但强地震绝大多数是由断层破裂引起的。

19.1.2　地震波的产生

当震源体内某一点开始断裂时，原来的弹性变形能

$$\Delta E = \Delta A \cdot \Delta\sigma \cdot D \tag{19.1.1}$$

将转变为动能并以应力波的形式释放出来，在介质中从破裂点向外传播。式中 ΔA 为破裂单位面积；$\Delta\sigma$ 为剪应力降，即在断层面两侧作用的剪力在断层破裂前后的改变值；D 为平均位错。假若 $\Delta\sigma$ 与 D 在断裂面上是均匀的，则能量为

$$E = A \cdot \Delta\sigma \cdot D \tag{19.1.2}$$

这里不想涉及应力降与断裂面的细节，只是从概念上着重指出以下几点，它们与地震波的产生与传播有重要关系。第一，地震能量是从断裂面两侧储能体中释放的，并不是仅从震中一个点释放出来的。对于工程地震而言，这点特别重要，因为工程地震研究的是近场的地震动，即距震源或断裂面一二百公里，特别是几至几十公里以内的地震动，而不是像地震学家们过去那样以远震，即几百公里以外的地震为主。远震可以将震源作为点源，近震则不可。第二，由于强震震源体常达几十甚至几百公里，距断层几公里的场地到断层面上不同破裂点

① 胡聿贤执笔。

的距离会有很大的变化，靠近该场点的断层部分的断层距仅几公里，但离该点很远的断层点处释放出来的能量则要经过几十甚至近百公里介质中的传播和扩散才能到达该点。第三，断层面的破裂不是同时产生的，而是先从一点破裂而后逐步地向单侧或多侧破裂下去。这一点对工程地震也特别重要，因为任何一点的地震动都是由不同点释放出来的地震波在某一时刻同时到达该点叠加而成，先后破裂的点释放出来的地震波一般与同时破裂的波不同时到达。第四，断层破裂面并不总是均匀的，由于地质条件的复杂性，某一点可以释放出比平均值大得多的弹性能，从而造成很不均匀的高频地震波，形成变化很大的地震动峰值加速度。

19.1.3 地震波的衰减

地震波从破裂面上一个破裂单元向外传播，离能量释放处愈远，地震波能量或振幅会愈小，即所谓衰减。衰减有两个因素，即几何衰减与阻尼衰减。按点源球形传播而言，地震波的能量或幅值将按 R^{-2} 衰减，这里 R 为波传播面上一点至破裂单元的距离，对于给定的能量而言，在传播过程中 R 加大，波的能量密度将按球面面积与 R^2 成反比例地减小，这就是几何扩散衰减；沿整个断层面的衰减是很复杂的，对于整个断裂面同时破裂而言，在断层中部的垂直方向上距离不远处，无几何衰减，但距离更远处则有所衰减。另外，由于断层不同时破裂，所以几何扩散的衰减在近距离处也会有作用。另一种衰减是阻尼衰减，是由于介质材料中能量的损耗而产生的。在地震波理论中，习惯用品质因子 Q 来表示，它与地震工程中习惯采用的阻尼比 ζ 的关系为

$$Q = 2\pi \frac{E}{\Delta E} = \frac{1}{2\zeta} \tag{19.1.3}$$

这里，ΔE 是由阻尼作用而损耗的能量；E 是为损耗前的能量。品质因子 Q 应该是地震波频率的函数，即高频震动的阻尼作用大。

19.2 衰减关系的理论模型和理论方法

19.2.1 地震动衰减关系中的有关参数

不论采用什么衰减模型，在研究地震衰减关系时都必须考虑四方面的参数，即地震动参数、地震参数、传播参数与场地参数。现分述如下。

19.2.1.1 地震动参数

地震动是地震引起的地表面及地下（一般在工程上仅指地下几十米以内的深度，最多不超过几百米）的震动全过程 $a(t)$。但是为了简单实用起见，人们常常只研究对工程抗震起主要作用的那些参数，如第 18.4 节所述，如峰值或有效峰值加速度 a、速度 v、反应谱 $S(T, \zeta)$ 与持时 T_d，或强度包络函数 $f(t)$。不同参数有不同的衰减规律。例如峰值加速度、速度与反应谱都是随震级加大而加大，随距离加大而减小的，所以称为衰减关系；但是持时却不然，它虽然也是随震级一起加大，但距离加大它却也要加长，并不是衰减，但通常也在衰减关系中一并讨论。

19.2.1.2 地震参数

（1）震级。

地震参数指的是一次地震时与地震本身有关的参数，所以也称为震源参数。最常用的地震参数是震级，它是地震观测台网常规通报的震源参数。其它地震参数还有震源尺度与几何

位置、地震矩或矩震级、应力降。从理论上说，应力降是一个重要的地震参数，但对它的实际估计却有很大的不确定性。现有结果表明，局部应力降可能与其它震源参数相关性不大，而且平均静应力降并不一定与峰值加速度或反应谱有关系。有些研究者赞成用地震矩或矩震级，因为它不像其它震级那样会饱和，而且是震源物理性质的确定描述，但由于它不属于台网通报的常规参数，其实用性受到一定的限制，对于较小的或较早期的地震常常得不到这一参数。

震级虽然应用很广，但也有一定的局限性。第一，现有的几种震级定义常常造成混淆，而除矩震级外最重要的局限性是它们大到一定程度之后会出现一个上限，即所谓饱和。大多数震级尺度是根据仪器记录峰值定义的，包含一定的频率含义，在同一频带内，可以期望地震动峰值与震级有良好的相关性。可以理解体波震级 m_b 或地方震级 M_L 将与短周期地震动幅值关系最强，而面波震级 M_S 或矩震级 M_W 将与长周期地震动幅值关系最好。然而，实际资料仍然有很大的不确定性。现在的处理方法是，对于小地震（如 $M<6$），常用体波震级或地方震级；对于大地震，常用面波震级或矩震级。第二，对一次已发生且有仪器记录的地震而言，震级的确定仍有不小的误差。由于震级大多是根据在很远距离处的仪器记录到的某些地震动值（幅值 A，或幅值 A 与其下相邻两零幅值的时间差 T 的比值 A/T）计算出来的，这些地震动值除了受震源参数影响之外，还受到传播过程中不少因素的影响，如地壳介质的 Q 值、地壳内地质体的物质组成、成层构造和裂隙界面等，所以测到的地震动具有不确定性，使得震级的定量精度不高，不同地区不同台定义的同一地震的震级常相差 0.3 左右，有时甚至高达 0.5～1.0。第三，严格说来，从震源释放出来的能量是成频谱分布的，就像地震动有频谱分布特性一样。地震工程中用地震动峰值加速度代表地震动或用 Housner 建议的谱强度来描述地震动强度，就像在地震学中用震级来描述震源处释放出来的总能量一样是一种简化。所以 Duda 提出了谱震级的思想，这自然是一种符合事实的精化，问题在于现在还缺乏公认的谱震级的具体定义方法。更缺乏过去发生过的许多有工程意义的地震的谱震级的数据，因而尚无法应用。

（2）其它震源参数。

除了震级与应力降之外，在工程地震中考虑过的震源参数还有断层破裂的几何特性与震源机制。断层破裂的几何特性包括断层在空间中的几何性，如走向、倾向与破裂传播方向以及在空间中的位置。由于破裂是动态的，所以存在着多普勒效应，在破裂传播方向上的场地，地震波能量集中，峰值加大，频率增高。地震时震源机制包括破裂面两侧是如何相对运动的，是正、逆错位为主，还是走滑错位为主。有的研究结果表明，逆断层为主的地震动峰值要比走滑断层为主的大 30%～40%。

地震波从震源向外辐射的方向性是指波传播方向与断层面或断裂错动面的夹角或方向角。地震学家可以从理论上给出这一因素对地震动的影响，但是工程地震学家则常由于数据不多而予以忽视。忽视这一重要因素的另一原因是难以事先估计断裂的方向。

19.2.1.3 传播介质参数

传播介质对地震动衰减的影响来自三个方面，即几何扩散、阻尼吸收与非弹性衰减。这三个因素与场点到震源的距离有关，其中从仪器震中在地面的投影到场点的距离是震中距 Δ，从宏观震害中心到场点的距离是宏观震中距，从断层的中心到场点的距离是能量中心距，从测点到地表断层的最短距离是断层距 D，从仪器定出的震源初始破裂点量起的是震源距 R。这些距离都有人用过，各有其优点。当距离远达几倍震源体的尺度时，这些距离接近相等，哪

一种都可以用；但是在震中区，距离小于震源体尺度，不同定义的距离将给出颇不相同的结果，而震中区正好是工程地震中重点研究的地区。对于大地震，由于断层很长，若研究震中区的地震动衰减，则以采用断层距为宜。

由于地震波并不是沿着上述任何定义中的直线距离传播的，更不是沿着地表直线传播的，地震波在地壳介质中所经过的途径十分复杂，直接到达的地震波也是从地下几公里深处经过地壳内地层界面多次折射而到达近地表场地的；加上地壳在宏观上是多层结构，上层的刚度一般低于下层，所以地震波的传播方向是逐步偏向上方（即更接近垂直于地表面），至于多次反射折射而到达场地的地震波所经过的路线就更为复杂。上述那些直线距离只是一种粗略的近似表示。

19.2.1.4 *场地参数*

场地指的是所研究的近地表地点附近的局部地质条件。场地本来也是传播介质的一部分，但这一部分非常接近所研究的“点”，而且这里的近地表土壤常较软弱，又可能有局部地形的变化，其影响可能较大，所以通常将这一部分从地壳传播介质中孤立出来，而称之为场地条件。

在一般情况下，近地表几米、几十米内为近代沉积物，其下常为刚度较大的岩石体，称为基岩。地震波通常是从地壳内基岩中传向地表的。场地参数通常指的是用以反映基岩上覆盖的近代沉积物或土层的空间分布和动力性能的参数。

场地动力性能都可按场地上的分类来描述，最简单的是土与岩石，略复杂的是软土、坚硬土与岩石。这种土壤性能的简单描述常常还与土层厚度联在一起，如很厚的软弱松散冲积层；很厚的软弱土层，下为坚硬的土层；很硬的坚硬土层等等。这是一种宏观的划分方法，但极为常用。另一种半定量的方法，即附加土中的剪切波速以补充单纯的软、硬的宏观描述；另一种是综合的定量方法，即用覆盖土层的微弱振动下的卓越周期

$$T = \sum_i \frac{4h_i}{v_i} \tag{19.2.1}$$

来描述场地的动力特性。式中 h_i 与 v_i 分别为第 i 层土的厚度与剪切波速。这当然只是一种简化，实际的场地动力特性要比这复杂得多。复杂的原因有三：第一，土壤有强烈的非线性，土壤刚度是应变的函数，波速会因地震动加大而减小；第二，土层的卓越周期不只一个；第三，土层的阻尼或等效阻尼很大。上述表示中并未考虑这些因素。

用场地主要周期作为场地土壤动力性能的简化表示，是一种颇为实用的方法。其优点是抓住了动力性能这一主要特性，而且又是定量的指标。它虽然有一些缺点，但仍常为人所采用。这里只想指出，对于孤突的局部地形也是可以采用这一指标的。这就可以将场地参数统一为一个单一的参数。

对于量大面广的常用建筑物而言，有两种方式来表示场地参数，一种是用场地周期，如式（19.2.1）所定义；另一种是用场地分类，通常将场地按硬软顺序分为 3 至 4 类，如基岩、硬场地、中硬场地、软弱场地。场地分类的指标多用宏观描述，如不厚的坚硬粘土或密实砂土，很厚的极软的粘土或饱和松散的粉细砂等等，有时配合以剪切波速、覆盖层软硬等物理量指标。表 19.2.1 为我国《建筑抗震设计规范（GBJ 11-89）》中关于场地分类的规定，即为一例，这一规定现正在研究修订中。对于特殊的重要工程场地，一般不作分类，而是按具体情况考虑。

19.2.2 理论地震动衰减关系

地震学家们常将地震动衰减写为

$$Y(\omega) = O(\omega) \times P(\omega) \times G(\omega) \tag{19.2.2}$$

式中，ω 为圆频率；Y 为地震动的某一参数；$O(\omega)$为震源谱；$P(\omega)$从震源至场地基岩处的衰减函数；$G(\omega)$为场地下基岩至近地表土层的传播函数。并且在某些简化假定下从理论上研究上述各项的模型或表达式。震源函数可以写为破裂传播方向与震源到场点连线的水平夹角 θ 与竖向夹角 ϕ 的函数，即

$$O(\omega) = O(\omega,\theta,\phi) \tag{19.2.3}$$

表 19.2.1 建筑场地类别划分

场地土类别	场地覆盖层厚度 d_{ov}/m				
	0	$0<d_{ov}\leqslant 3$	$3<d_{ov}\leqslant 9$	$9<d_{ov}\leqslant 80$	$d_{ov}>80$
坚硬场地土	Ⅰ				
中硬场地土		Ⅰ		Ⅱ	
中软场地土		Ⅰ	Ⅱ		Ⅲ
软弱场地土		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ

从震源到场点的衰减函数可以写为

$$P(\omega) = \frac{1}{rR^n} \cdot \exp\left(-\frac{\omega R}{2Qv_S}\right) \tag{19.2.4}$$

式中第一因子$\frac{1}{R^n}$为几何扩散衰减；R 为震源距。在均匀无限介质内部，点源释放出来的波前呈球形向外扩散，所以幅值将按球面面积的反比而衰减，即 R^{-2}，而实际情况并非球面波，所以一般可写成 R^n，常数 n 由实测数据确定。式中的指数因子表示介质的非弹性耗能，v_S 为剪切波速；Q 为品质因子；而 $G(\omega)$ 则为场地反应分析所考虑的内容，见第 18.4.3 节。

Haskell 在 60 年代建议，震源加速度幅值谱可以写为

$$O(\omega,\theta,\phi) = \frac{cM_0\omega^2}{4\pi\rho v_S^3} R_{\theta\phi} S(\omega,\omega_c) \tag{19.2.5}$$

式中，M_0 为地震矩；c 为常数；ρ 为介质密度；v_S 为剪切波速；$R_{\theta\phi}$为辐射方向图；θ 与 ϕ 分别为破裂传播方向与震源至场点连线在水平向与竖向的夹角；ω_c 为震源谱的拐角频率。地震矩与震级之间认为存在下述关系：

$$\ln M_0 = aM + b \tag{19.2.6}$$

在一些假定下，也可以求得震源谱的表达式，例如 ω^2 谱为

$$S(\omega) = \frac{\omega^2}{1 + (\omega/\omega_c)} \tag{19.2.7}$$

式中的拐点频率 ω_c 通常认为与震源尺度 r 有密切关系，例如 Brune 建议：

$$\omega_c = cv_S/r \tag{19.2.8}$$

或

$$\omega_c = cv_S(\Delta\sigma/M_0)^{1/3} \tag{19.2.9}$$

式中，$\Delta\sigma$ 为应力降。

根据这样的理论研究，从上述关系可以求得地震动谱 $Y(\omega)$的表达式或衰减模型为

$$\ln Y(\omega) = c_0(\omega,\theta,\phi) + c_1(\omega)M - c_3(\omega)\ln R - c_6(\omega)R \qquad (19.2.10)$$

式中后两项表示来自传播途径的衰减影响，见式（19.2.4），第二项震级的影响来自震源，见式（19.2.5）和式（19.2.6）。这与现在地震工程通用的衰减关系（见第19.5与19.6节）是差不多的。

式（19.2.10）是对地震动振幅谱而言的。对于地震动峰值，从理论上也可以得到相近的表示式。因此，在去掉对频率 ω 的依赖关系之后，上式同样可以用于地震动峰值加速度、峰值速度、峰值位移。

由此可见，在地震动衰减关系理论模型中，一般只考虑式（19.2.11）中的参数：

第一，在震源特性中，考虑震级 M，但在第三项中用 $R+R_0$ 代替 R，即

$$\ln Y = c_0 + c_1 M - c_3\ln(R + R_0) - c_6 R \qquad (19.2.11)$$

而且取 $R_0=c_4e^{c_5M}$来表示随震级加大而加大的震源尺度的影响。另外，还可以对正、逆或走滑断层采用不同的系数 c_i（$i=1$，2，…）。

第二，在传播介质中仅考虑距离这一个参数，第三项是几何衰减，第四项是非弹性耗能。但工程界不少人为简单计而省略了第四项，将其影响用第三项中的不同系数来代替，在近距离处（如 $R\leqslant 100$km）是可以的，在更远处则有一定误差。

第三，场地影响有两种考虑方式，一种是在式（19.2.11）中用不同数值的常数 c_i（$i=1$，2，…），另一种方式是仅改变系数 c_c。

19.2.3 地震动估计的理论方法

由于核电厂及其它特殊工程的抗震设计的需要，近二十年来的研究结果使理论地震波的计算有了更为实用的前景。地震动估计的理论方法将大震的震源破裂面视作多个子破裂面的总和，即将一次大震看作是多个较小的子震的总和，即所谓小震合成大震的方法。设第 i（$i=1$，2，…，N）个子震在某一场点引起的地震动为 $a_i(t)$，考虑到各子震破坏的先后时间差 τ_i 和各子震震源到场点间的距离 R_i，则大震在该场点引起的地震动即为

$$a(t) = \sum_{i=1}^{N} a_i(t - t_i) \qquad (19.2.12)$$

式中，N 为子震个数；而迟时

$$t_i = \tau_i + \frac{R_i - R_1}{v} \qquad (19.2.13)$$

其中，v 为所考虑的地震波速。注意，在式（19.2.12）中当 $t<t_1$ 时，$a(t-t_1)\equiv 0$。从首先到达场点的第一个子震算起，$\tau_1=0$，$\tau_i=\dfrac{\Delta R_i}{v_f}$，这里 ΔR_i 为第 i 个子源到第一个子源之间的距离；v_f 为破裂速度。假若忽视辐射方向的影响，则第 i 个子源在场点引起的地震动可以写为

$$a_i(t) = \frac{R_1^n}{R_i^n} a_1(t) \qquad (19.2.14)$$

这里假设地震波振幅是随 R^{-n} 衰减的。这时式（19.2.12）简化为

$$a(t) = \sum_{i=1}^{N} \frac{R_1^n}{R_i^n} a_1(t - t_i) \qquad (19.2.15)$$

一次小震在某场地引起的地震动过程 $a_1(t)$ 可以通过点源假定从理论上求得，这时，必须对震源破裂及传播介质作出均匀或简单分层的假定。在特殊情况下，若在某地取得过或可以取得一些小震记录，就可以利用这种小震记录按上式计算所考虑的大震的地震动，这种方法

称为经验格林函数法。经验格林函数法的优点在于，所取得的小震记录 $a_1(t)$ 中已经包含了当地地壳传播介质的不均匀特性及小震震源的断层破裂特性，这些是纯理论方法无法考虑的。当然，在小震合成大震时，还要假定用多少个小震合成一次大震、各小震之间的破裂先后次序以及小震与余震、小震与大震之间运动学与力学特性的差异性如何考虑等等问题。Bolt 在 80 年代后期曾认为，用小震合成大震的方法，现在已经可以得到在周期 1～10s 之间可靠的结果，而不久即可得到在周期 0.1～10s 之间可靠的结果。果真如此，自然能满足工程要求。

19.3 基 础 资 料

19.3.1 地震烈度的基础资料

地震烈度的基础资料来自过去已发生过的强震的烈度资料。我国的这些资料容易得到，国外的资料也不难得到。这里只想指出一点，即烈度资料有两类，一类是等震线，另一类是原始点的烈度估计资料。等震线是根据原始烈度点的资料勾绘而成的比较平滑的曲线。如何理解这两类资料是研究地震烈度衰减关系时的重要问题。

19.3.1.1 等震线是地震烈度的平均线还是外包线

我国习惯将地震烈度值绘在等震线上，意义是在此线外侧属较低 1 度的烈度区，而从较高 1 度的等震线到本烈度值的等震线之间的地区均属本烈度区，如图 19.3.1 所示，从 $R=0$ 到 R_1 之内均为烈度 I_0，$R=R_1$ 到 R_2 之内均为烈度 I_0-1。因此，按照等烈度线给出的空心圆圈求得的烈度衰减关系应为烈度的外包线。

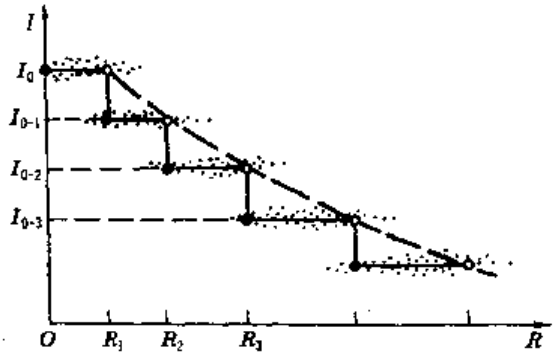


图 19.3.1 地震烈度衰减关系与原始资料示意图

这里想指出的是在应用外国地震烈度资料时要注意一个差别。外国在评定一次已发生地震后的某个地点的地震烈度时，是按所有烈度评定指标中相应的最高烈度来评定的。例如地表破坏达到Ⅸ度、房屋破坏达到Ⅶ度的地点，评定的地震烈度该是Ⅸ度。我国则似乎有一种平均的趋向。因此在国外常常可见由断层破坏出露地表而震中烈度达到Ⅹ度的事例，但其附近的房屋破坏指标仅达Ⅶ度或Ⅷ度，如 1979 年 10 月 15 日的南加州英佩里亚尔河谷地震，在震中处地震烈度突然从Ⅹ度跳降到Ⅷ度甚至Ⅶ度，而无Ⅸ度区。

假若要想求得地震烈度的平均衰减关系，则应同时考虑图 19.3.1 中的空心与实心小圈的资料，或同一烈度值的空心与实心小圈的平均位置。是用烈度衰减的平均值还是外包线之所以成为问题，在于当将地震烈度衰减关系与地震动峰值加速度衰减关系同时考虑时，地震烈度衰减是外包线，而地震动衰减关系却总是平均值，这就存在这是否匹配的问题。

19.3.1.2 衰减关系的不确定性

在不同重要性工程的抗震设计中，对地震动估计的保险程度有不同的要求，一般工程可能满足于平均值的估计，但核电厂则要求作出更为保守的估计，如平均值加一倍标准差，前者相应于超越概率 50%，后者则为 84%。因此，在研究衰减关系时，除平均值之外，还要重

视其不确定性。由于一般认为地震动峰值的概率分布接近对数正态，烈度则接近正态，所以两者均可用标准差表示不确定性，只是地震动峰值 Y 用 $\lg Y$ 的标准差，而烈度则用烈度的标准差。

说到标准差或不确定性，对原始数据是等震线还是原始烈度点资料就很不相同。一般而言，全部原始烈度点的资料假若绘在图 19.3.1 中时，这些资料大体相当于图中的小黑点，其分布不但遍及同一烈度的实心与空心圈之间的整个距离上，而且还可能伸向更高和更低的烈度区。用外包线或平均衰减曲线（即同一烈度的空心与实心圈的平均位置），标准差可能很小，但按小黑点，则标准差可以大好几倍。由于可以得到的烈度数据大都是等震线，因为原始调查中烈度点的数据在完成等震线图之后并不发表，甚至遗失而不可能再查询到，所以这样得到的烈度衰减的标准差可能偏小。对于等震线极不规则的地震，只要采用足够多的数据，如按每 10°角从等震线上取地震烈度值，则标准差将接近按原始点所得。

19.3.2 地震动资料

我国大陆有一定工程意义的地震动过程 $a(t)$ 的资料大约有几百条，大多集中在国家地震局工程力学研究所，另外，还有一部分在中国建筑科学研究院工程抗震研究所和其它单位，大多是强余震记录，已正式出版。我国台湾有一组很好的这种资料，其中包括 SMART-1 台阵得到的资料，极为有用。

国际上的地震动过程 $a(t)$ 的记录现在已接近 8000 多条，美国约占一半，日本约占 1/3，其它散于欧洲、墨西哥等地，大多已经出版。

国内外已出版的地震动资料分两类，一类包括有关地震的数据，如年月日、震级、震源深度、距离、场点烈度、地震动峰值、$a(t)$ 及积分后的速度时程 $v(t)$ 与位移时程 $d(t)$ 以及谱的图形曲线，散见于各种期刊或简报，详细的出版物才包括反应谱，极少数提供打印出来的 $a(t)$ 与谱值。另一类是磁带资料，常常可以得到 $a(t)$ 及谱的数字记录，但不大容易得到。

国内外提供的时程 $a(t)$ 都分为未修正及已修正的两种。由于强震仪的仪器滤波特性及数据读数中存在误差，$a(t)$ 需要作相应的修正。一般而言，修正对速度与位移的影响较大，而对加速度的影响很小，可以忽略不计；但日本记录由于其记录方式特殊，在强地震动时，修正后的峰值加速度可以比未修正前的大百分之几十，不得忽略。

良好的数据库应该包括上述全部资料，而且还要包括记录台站的场地条件，才能方便使用。现在中国地震局工程力学研究所、地球物理研究所，中国建筑科学研究院工程抗震研究所，同济大学等单位都有美、日及其它国家的强震加速度记录，且已形成数据库，但以工程力学所最全。在使用国内外这类数据时，要注要其可用范围，还要注意到不同数据库中给出的同一地震动参数可能不同，特别是距离、场地条件与速度和位移峰值，这是由于修正记录时的处理方法或版本不同带来的差别。

19.4 地震烈度的衰减关系

19.4.1 衰减关系的地区性

不论是地震烈度还是地震动峰值，衰减关系都有强烈的地区性。如第 19.2 节所述，不同地区的震源特性、传播介质与场地条件都可能不同，衰减规律自然可能不同。美国东西部的衰减规律明显不同，我国东西部的烈度衰减关系也明显不同，如图 19.4.1 所示。我国大陆与

台湾也不相同，因此，衰减关系以按大地区分别使用为宜，但过于细致的更小区的划分则缺少数据，一两次地震的数据可能有很大的偶然性或不确定性。

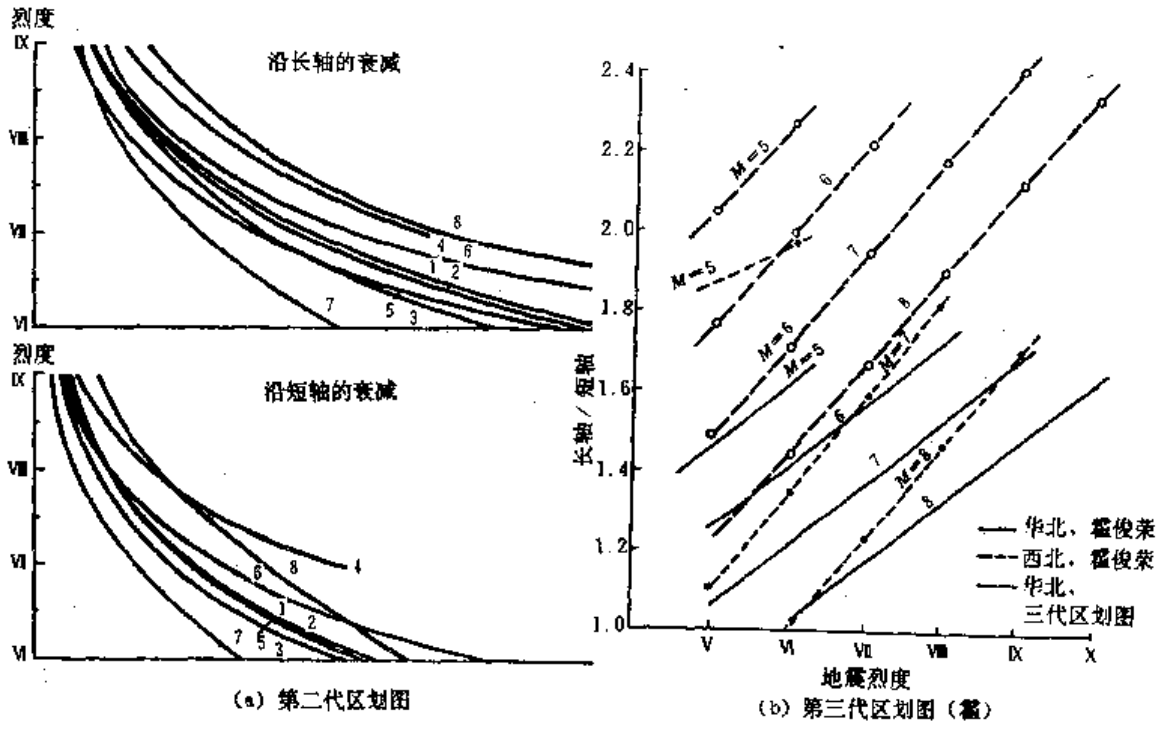


图 19.4.1　地震烈度衰减关系的地区差异

19.4.2　衰减关系的模型

19.4.2.1　圆衰减关系

我国及国际上通用的地震烈度衰减关系模型如下：

$$I = c_0 + c_1 M + c_3 \ln(R + R_0) + c_6 R + c_8 j_S + \varepsilon \tag{19.4.1}$$

式中，ε 为随机变量；j_S 场地条件的形式变量，如 $j_S=0$ 表示岩石场地，$j_S=1$ 表示土壤场地。工程师们常常取 $c_6=0$。不少人取 $R_0=0$，多数人取 R_0 为一固定常数如 15、25 或 30km。有的人取 R 为震源距，即 $R=\sqrt{\Delta^2+H^2}$，这里 Δ 为震中距，H 为震源深度；有的人取为震中距，即 $R=\Delta$；或断层距，即 $R=D$。应该注意的是，当采用 R 为震中距时，R_0 不得取为零，否则在 $R=0$ 时，震中烈度 I_0 将趋向无穷大。对于无仪器记录的历史数据，由于缺 M 数据，有人用震中烈度代替第二项。国际上不少地区采用圆衰减模型，我国东部也可以采用。

R_0 的物理意义是考虑震源体尺度的，其作用是使地震烈度或地震动在震中区变化缓慢，在地震动衰减关系中将进一步讨论这一问题。

19.4.2.2　椭圆衰减关系

首先要指出，所谓椭圆，指的是长短轴衰减不同的瘦长形，而不一定是数学上的椭圆。地震烈度的椭圆衰减关系常被用于中国西部，特别是大地震，极震区长短轴之比可达 1∶10 左右。采用椭圆衰减模型时，一般要先确定长短轴方向，再对长短轴分别求其衰减关系，最后用椭圆连接起来。我国常用下述函数形式：

$$I_a = c_{a0} + c_{a1} M - c_{a4} \ln(R_a + R_{a0}) - c_{a6} R + \varepsilon_a \tag{19.4.2}$$

$$I_b = c_{b0} + c_{b1}M - c_{b4}\ln(R_b + R_{b0}) - c_{b6}R + \varepsilon_b \tag{19.4.3}$$

这里，下标 a 与 b 分别表示长、短周方向；ε 是随机误差。

采用上述形式要注意满足下述两个条件：

$$I_a = I_b, \text{当 } R_a = R_b = 0 \tag{19.4.4}$$

$$I_a = I_b, \text{当 } M \text{ 很小或 } R_a \text{ 与 } R_b \text{ 很大} \tag{19.4.5}$$

因为，只是在 M 很大时，近震中区的几条高烈度等震线才显著呈椭圆形。

事实上，只要在采用式（19.4.1）的圆形衰减关系的公式形式时，取 R 为断层距，也可近似满足椭圆要求。因为在小震级时，断层长度很短，等震线自然接近圆形；在大震级而远距离时，距离 R_a 与 R_b 要比断裂长度长，等震线在断层端点呈半圆形。在断层两侧平行于断层，大体上接近椭圆。当然，椭圆并不就是实际情况，它也只是一种近似，因而不能据此判定这两种近似的优劣。

采用椭圆模型的理由有二：第一，实际等震线圈有时明显反映出这种瘦长形状；第二，从理论上说，大地震的震源体接近长形，点源的等震线是圆形，长形震源体的等震线是近似于椭圆的。小震的等震线接近圆形，而大震的等震线就接近于椭圆。我国西部地震的等震线比东部更接近椭圆。第 19.5.6 节中给出了几组常用的结果。

19.4.3 地震烈度衰减关系的确定

19.4.3.1 资料的收集

应收集本地区及邻区各次历史地震的等震线图、具体调查点的烈度估计与震害调查统计资料，包括震级和震源深度，范围应适当大于本区，以便了解本区内的烈度衰减特性。在震源深度变化不大时，可以直接用震中距或断层距，也可以取平均震源深度而用震源距，但要注意，不同距离的取值可能会引起 R_0 的不同取值，即 R_0 的回归值应与距离 R 的定义相匹配。

19.4.3.2 等震线取值

凡是有原始点烈度评定或可以从震害数据评定烈度的，均应采用原始点，否则可以采用等震线。在对等震线进行取值时，应先研究所有地震的等震线形状，若不规则，则应多取值，取值的方式应与衰减关系模型和回归方法相适应。

（1）等震线两侧取值的考虑。

现行方法是在等震线上取一个值。严格说来，这是不合理的，因为根据等震线的定义，在某一等震线内侧的地区，直到更高一度的等震线为止，均属此烈度；而在此等震线外侧的地区，直到更低一度的等震线为止，均属低一度的烈度，即应如图 19.3.1 中的阶梯形式，R_1、R_2、R_3 等为此一射线上等震线的位置。因此，从等震线读取地震烈度与距离值时，应该按图 19.3.1 中的阶梯式取值。当然，不同取值方式所得的结果如何使用应该与取值方式密切结合起来考虑。

在第 18.5 节地震烈度与地震动关系中，曾给出了一些地震烈度与地震动峰值加速度的关系，这一结果的应用性很强，在第 19.7 节中还要讨论。这里只想指出，求得这种关系的原始数据都是同一地点的地震动观测值与烈度评定值或等震线图中的烈度区的烈度值，这些数值分散于整个区内，并不仅限于在等震线之上。如图 19.4.2 所示，与烈度 I 相对应的峰值加速度应该是 a_i 至 a_i' 中的值，而不是 a_i 一个值。这才是与烈度与峰值加速度关系研究中的数值相匹配的。假若按阶梯形读取烈度值，则烈度衰减关系将变为图中虚线，在同一距离上虚线的烈度值与地震动值是相互对应的，即烈度 I 所对应的峰值加速度将是 a_i 至 a_i' 中的所有值，即

同一烈度所对应的峰值加速度可以在 a_i 至 a_i' 之间变化，这是完全合理的，因为峰值加速度是连续变化的物理量，而烈度是阶梯或等级变化的离散量。按外包线取值统计烈度衰减关系时，不要认为在距离 R_i 处的等震线上烈度为 I（例如Ⅶ度），其内侧烈度高于Ⅶ度，外侧低于Ⅶ度，甚至内侧是 7.1 度外侧是 6.9 度。但是，这种理解事实上的确出现过，特别是个别工程的地震危险性评定报告中，值得注意。正确的理解应该是：在烈度为 I 的等震线内侧的烈度为 I，在外侧则为 $I-1$；等震线两侧的烈度正好是一个台阶，突然改变了一度。假若一定要把烈度作为连续量（首先，这是与烈度定义不相容的错误的理解，参见第 19.2 节），烈度正好为 I 的地点不是在等震线 I 上，而是在 I 和 $I+1$ 这两条等震线之间的平均位置上，等震线 I 上的烈度值应为 $I-0.5$ 度，等震线 $I+1$ 上的烈度应为 $I+0.5$ 度。

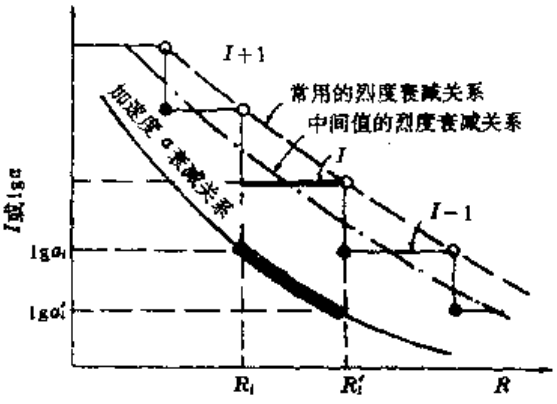


图 19.4.2 地震烈度与加速度衰减关系的对应关系

（2）圆衰减模型。

当等震线图无明显固定的长短轴方向时，可以采用圆衰减模型。这时，若有些等震线颇不规则，就应增加取值点数。取值可按震中射线方向读取。读取点数取决于最不规则的等震线，然后其它等震线均按同一数目取值。接近圆形，可按每 90°的射线读取，特别不规则的可以考虑按每 10°～20°的射线读取，有时同一射线可以有一个以上的读数，以便计算数据的离散性或标准差。

（3）椭圆衰减模型。

当地区的等震线均反映出明确而且一致的长短轴方向时，可以采用椭圆模型或断层距模型，这时，首先要决定长轴取点区与短轴取点区，而不是仅各取一二个读数点，取点区可随震级或断层长度的增大而增加。这时要注意各等震线之间数据数应相同或权重相同。在椭圆模型中，长轴的 R_{0a} 应大于短轴的 R_{0b}。

（4）震中烈度的取值。

震中烈度的取值有两点需要注意。第一，当震中烈度是根据断层破裂出露地表的现象或断裂引起的大滑坡、堵河成湖等地震烈度表中指出的现象确定时，例如某些美国资料，要注意它与震中区普遍的烈度值之间的匹配；第二，当震中区很大时，要注意是否有可能存在、但正式资料无明确反映的更高的震中烈度点，即是否可能在震中出现个别更高的烈度点而未被绘于等震线图中。

（5）其它可能的模型。

本书中推荐椭圆模型，但并不排除采用其它合理的衰减模型，如按式（19.4.1），但 R 取为断层距，这也是合理的。另一个可能的合理模型是，不要求按式（19.4.2）回归中求得的震中处（即 $R_a=0$）的烈度值与按式（19.4.3）中求得的精确值相等，即不要求 $I_a(R_a=0)=I_b(R_b=0)$。I_a 与 I_b 曲线在震中（$R=0$ 或 $R=H$）与远距离处相重合，这一要求也可以用其它方式处理。总之，只要可以论证为合理的方法都可以采用。

19.5 地震动峰值的衰减

前面说过，地震动的工程特性至少应包括地震动的峰值、谱与持时。本节先讨论地震动峰值的衰减关系，下面两节再分别介绍谱与持时的衰减关系。

19.5.1 地震动峰值的取值

地震动峰值包括加速度、速度和位移。这里先介绍加速度，其讨论一般也适用于速度与位移。

强震加速度过程的记录和地震记录一样，也分两个水平分量和一个竖向分量。因此，加速度峰值需要说明是水平向还是竖向，是水平的原记录分量还是其矢量合成。另外，由于记录仪器及读数方式均可能引入一些误差，这就存在记录是否经过对这些误差的校正问题。现在常用的峰值加速度有以下几种：

(1) 单分量的峰值。即按原记录分量的数值，将水平向与竖向分别处理。有人采用两个水平分量之间的较大绝对值；有人采用两个分量的峰值均，作为两个值处理；只有极少数人先将两个水平分量的时程 $a_1(t)$ 与 $a_2(t)$ 进行矢量合成，再求合成后的矢量的最大峰值。大多数人采用校正后的仪器记录。特别是日本记录，由于其记录方式，校正量很大，采用原始未校正前的峰值是不当的。

(2) 有效峰值。由于峰值加速度伴随着高频地震动，而过高频率的地震动对一般结构物的安全并不造成威胁，所以不少人认为在抗震设计中不必考虑那些与过高频率相对应的峰值加速度的影响。

美国 ATC-3 样板规范定义的有效峰值加速度 EPA 和速度 EPV 分别为

$$EPA = S_a/2.5 \tag{19.5.1}$$

$$EPV = S_v/2.5 \tag{19.5.2}$$

式中，S_a 为阻尼比 $\zeta=0.05$ 的反应谱在 $T=0.1\sim0.5$s 内的加速度反应谱平均值；S_v 为阻尼比 $\zeta=0.05$ 的反应谱在 $T=0.8\sim2.5$s 之内或在 $T=1.0$s 附近的速度反应谱的平均值，2.5 是 0.05 阻尼比反应谱的近似放大倍数。

19.5.2 地震动峰值衰减关系的数学模型

对于地震动峰值 Y，特别是加速度，一般采用式 (19.2.10) 与 (19.2.11) 的衰减模型，工程师们常省略 c_6R 项，即取 $c_6=0$，即

$$\ln Y = c_0 + c_1M - c_3\ln(R + R_0) + \varepsilon \tag{19.5.3}$$

$$R_0 = c_5e^{c_6M} \tag{19.5.4}$$

省略 c_6R 项的原因，不是忽略了几何扩散衰减，而只是为了简单，将其影响在近场 (100km 之内) 放在 $c_3\ln(R+R_0)$ 中一并考虑。当然，包括 c_6R 项是完全正确合理的，只是要注意这两种模型的系数 c_3 会有所不同，仅有这一个衰减项时的 c_3 较大。

由于工程常着眼于强震，所以式中 M 一般指面波震级 M_S。在 $M_S<6$ 时，地方震级 M_L 与 M_S 差别不大，不少人直接用 M_L 作为 M_S 而忽略其不大的差别；在 $M_S>6$ 时，由于 M_L 过早饱和，M_L 与 M_S 差别增大，不可忽略，故均用 M_S。

R_0 项的目的是为了考虑在震中区附近 (即与震源体尺度相近的距离之内) 地震动峰值加速度变化不大的现象，这一现象常称为地震动峰值加速度在震中区的饱和。1969 年 Milne-De-

venport 最先提出 R_0 为震级 M 的函数。产生这种饱和现象的原因很容易理解，因为震源并不是一个点，而是有限的尺度，地震愈大则震源尺度也愈长，在地表上极近震中或震源体中心在地表投影点附近的、相距 1 或 2km 的两个点 A 和 B，它们的震源距或震源体中心距（这一说法不严格请注意）则并无多大差别，如图 19.5.1 所示，所以地震动峰值不一定要有明显的变化。例如一根长 2m 的点亮了的灯管，平悬于桌上 1m 高处，在桌面上，沿其轴线上距灯管中心极近处有 10～20cm 之差的点上，亮度自然不会有什么差异。所以这种饱和现象是由震源体尺度影响引起的。R_0 可以理解为与震源体在所考虑方向的全轴长的一半有关的量，因此，R_0 应该是与震级有关的量。严格说来，这种影响的大小还应与震源深度有关，但由于缺乏数据，而且板内大地震的震源深度大多在 10～30km 内，通常不考虑震源深度的影响。

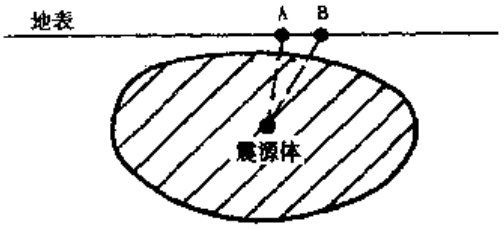


图 19.5.1　近震区的震源距

19.5.3　竖向地震动和场地条件对地震动衰减关系的影响

不少人为了考虑竖向地震动的衰减和场地条件对地震动衰减关系的影响，而将式（19.5.3）修改为下式：

$$\ln Y = c_0 + c_1 M - c_3 \ln(R + R_0) + c_7 j_v + c_8 j_S \tag{19.5.5}$$

式中，j_v 与 j_S 分别为竖向分量与场地条件的形式变量，即当 Y 为水平地震动时，$j_v=0$；当 Y 为竖向地震动时，$j_v=1$；当场地为基岩时，$j_S=0$；当场地为硬土时，$j_S=1$；当场地为软土时，$j_S=2$。当然，也可以用其它场地分类或其它 j_v 与 j_S 的赋值方式。

上述模型有一个很大的缺点，即它假设水平与竖向地震动或不同场地上的地震动 $\ln Y$ 都仅相差一个常数，即假设不同条件下的曲线 $\ln Y$ 的形状不但完全一样，而且是相互平行的，即沿 $\ln Y$ 轴移动，不同曲线将完全重合，如图 19.5.2 中曲线 a 和 b 那样，不可能出现曲线 a 与曲线 c 那样的情况。不分析具体数据，而强迫曲线相互平行，至少是一种主观的限制，何况现有研究表明，对于峰值加速度的衰减关系而言，基岩与土层上的关系可能就是曲线 a 与 c 那样的关系。因此，式（19.5.5）不宜采用。

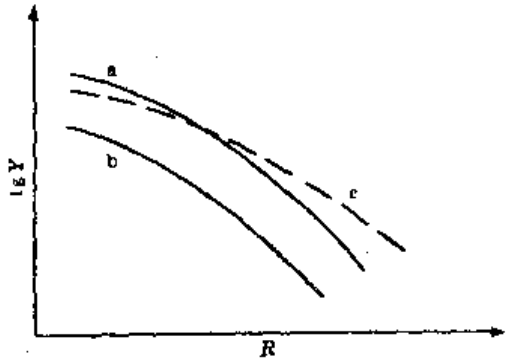


图 19.5.2　衰减关系中不同分量与场地的影响

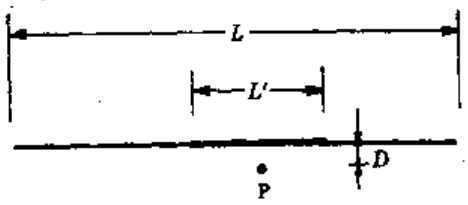


图 19.5.3　近、大震断裂处高频地震动影响区

19.5.4　震中区高频地震动随震级的饱和

图 19.5.3 是一强震的断层破裂长度（L）及近断层点 P 的示意图。当 P 点的断层距 D 远

小于 L 时，在一般情况下，应该只有近 P 点的一小段断裂（长 L'）才对 P 点的高频地震动峰值有影响，因为更远的断裂所释放出来的高频震动分量，经过几何扩散与介质吸收，到达 P 点时已降低了很多，远小于 L' 断裂处传来的高频地震动。另一方面，由于断裂 L 很长，其上不同点的断裂有先后，L' 与更远处传到 P 点的地震动的最大幅值一般不在同一时刻到达（即同相位），也叠加不在一起。因此，L' 以外的断裂主要是增加 P 点地震动加速度时程 $a(t)$ 的持时，而不是增加其最大峰值。这就是所谓的近场高频振动随震级的饱和。

在衰减公式中，R_0 项可以部分考虑这一因素的影响。如采用下式：

$$\ln Y = c_0 + c_1 M - c_3 \ln(R + ce^{c_5 M}) \tag{19.5.6}$$

在 $R=0$ 时，有

$$\ln Y(R=0) = c_0 + c_1 M - c_3 \ln c_4 - c_3 c_5 M \tag{19.5.7}$$

若令

$$c_1 = c_3 c_5 \tag{19.5.8}$$

则得

$$\ln Y(R=0) = c_0 - c_3 \ln c_4 \tag{19.5.9}$$

即震中处（$R=0$）的地震动 Y（$R=0$）与震级 M 无关。有些日本学者采用这一方式来考虑震中区地震动峰值加速度随震级的饱和现象。有些数据似乎也支持这一理论，如图 19.5.4。

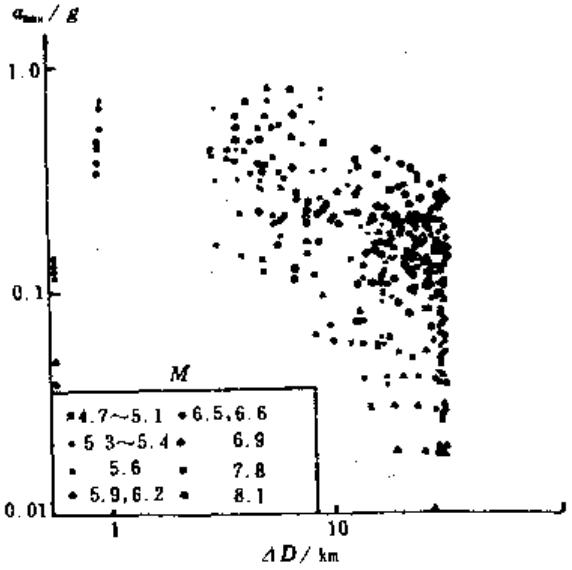


图 19.5.4 震中区的实测峰值加速度与震级和距离的弱相关性

采用上述方式的优点在于简单，但它带来的一个缺点是在震中处 Y 与震级 M 将毫无关系。这也不是大家都能接受的。多数人认为小震级时，峰值加速度在震中区是随震级而加大的，但在大震级时，加大的趋势应该减小，而到更大的震级（如 M_c 或 $7\frac{1}{2}$ 以上）时，震中区的峰值加速度将不再增加。这里用 M_c 来表示此震级。为此，可以采用下述衰减模型。

第一步，将衰减关系写为

$$\ln Y = F(M) - c\ln(1 + \frac{R}{R_0}) \tag{19.5.10}$$

式中

$$\begin{aligned} F(M) &= c_0 + c_1 M - c_2 M^2 - c_3 \ln R_0 \\ &= c_0 + c_1 M - c_2 M^2 - c_3(\ln c_4 + c_5 M) \end{aligned} \tag{19.5.11}$$

注意，这里 $R_0 = c_4 e^{c_5 M}$。式（19.5.10）的物理意义明确，即第一项 $F(M) = \ln Y(M, R=0)$ 表示震中（$R=0$）时的 $\ln Y$ 值；而第二项则表示随距离加长（即 $R>0$）而产生的衰减。第二步，将 $F(M)$ 写为

$$F(M) = b_0 - c_2(M_c - M)^2 \tag{19.5.12}$$

式中

$$b_0 = c_0 - c_3 \ln c_4 - c_2 M_c^2 \tag{19.5.13}$$

$$M_c = \frac{c_1 - c_3 c_5}{2c_2} \tag{19.5.14}$$

则 $F(M)$在 $M<M_c$时是增函数，在 $M=M_c$ 时达到最大值；M 再增加 $(M>M_c)$，$F(M)$则将下降。由此可见，在 $M\leqslant M_c$ 时，震中处的 $\ln Y$ 达到了前述在 M_c 时要求的饱和；但是，它又引入了一个我们不希望有的在 $M>M_c$ 后 $F(M)$的下降。为此，又引入了第三步的措施，即保留式 (19.5.10) 中第二项的远场衰减，但强迫在震中处要求 $F(M)$取 $F(M_c)$值，即在 $M\geqslant M_c$ 时，

$$F(M) = F(M_c) = b_0 \tag{19.5.15}$$

而且，在震中附近（这里用 kR_0 表示，k 为一系数）要求 $\ln Y$ 从震中处的 b_0 值逐步随距离 R 的加大而连续地变到 $R=kR_0$ 时的 $\ln Y$ 值。换言之，即对 $F(M)$引入一个修正函数 $\beta(M, R)$：

$$\beta(M,R) = \begin{cases} b_0 + \dfrac{1-b_0}{\ln(1+k)} \cdot \ln \dfrac{R+R_0}{R_0} & R \leqslant kR \\ 1 & R \geqslant kR \end{cases} \tag{19.5.16}$$

这里 $b_0=\dfrac{F(M_c)}{F(M)}$。式 (19.5.10) 可改为

$$\ln Y = F(M) \cdot \beta(M,R) - c_3 \ln\left(1 + \frac{R}{B_0}\right) \tag{19.5.17}$$

修正函数的形状如图 19.5.5 所示。

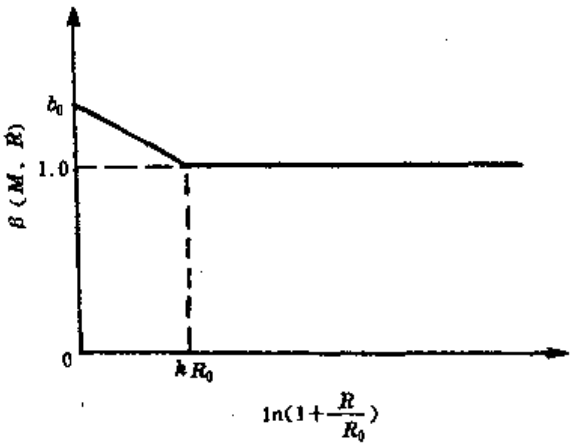


图 19.5.5 饱和修正函数 $\beta(M, R)$

注意，上述这种饱和现象，在高频震动中比较明显，在地震烈度与低频震动中则不明显，所以除峰值加速度和反应谱的高频部分外，不必考虑这种影响。

19.5.5 衰减关系的回归

无论是烈度或地震动衰减关系，式中的系数 c_i $(i=0, 1\cdots)$ 和 R_0 或 R_0 中的系数都是通过实测数据的适线法用回归关系求得的。回归的原则是使某一目标函数优化，常用的原则是回归误差最小二乘法。若已知 M、R 求地震动参数 Y，则常用的回归原则是（以地震动 Y 为例）：

$$J = \sum_i (\ln Y_{i观测} - \ln Y_{i回归})^2 = \min \tag{19.5.18}$$

式中求和是从 $i=1$ 到 $i=N$ 进行的，N 为观测总点数；而

$$\ln Y_{i回归} = f(M_i, R_i, c_j) \quad (j = 0,1,2,\cdots) \tag{19.5.19}$$

这里，函数 f 是衰减关系式右端 [如式 (19.5.3)] 的简写，即在给定观测值 M_i 与 R_i 时，按回归结果计算出来的地震动 Y_i。注意，少数人曾用过下式：

$$J = \sum_i (Y_{i观测} - Y_{i回归})^2 = \min \tag{19.5.20}$$

此式对较大的 Y_i 值的权要大于式 (19.5.18)。现有数据难以说哪一种更好，但式 (19.5.18) 是多数人使用的。

当采用 R_0 为震级的函数关系时，回归是非线性的。这时，常用二次回归法，即第一步先对同一震级进行回归，而分别将 $c_0'=c_0+c_1M$ 与 $R_0(M)$ 视为常数，第二步再根据不同震级求得的 c_0' 与 R_0 求得 c_0 与 c_1 以及 c_4 与 c_5。

回归时，一般应注意下述几个问题：

(1) 求出随机量 ε 的标准差，并说明是对 Y、$\ln Y$ 还是 $\lg Y$ 的。

(2) 要考虑数据的均匀性，不要对一次地震取值过多，而使得一次地震控制总体衰减关系，因为一次地震说不定有其特殊性。美国 1971 年 2 月 9 日圣费尔南多地震的记录特多，且已正式发表，对此应加以注意。另外，也不宜选用集中于一狭窄 M、R 区域内的数据，如 $M=6$ 级左右，$R=30\sim100$km，因为这是当前国内外数据较集中的区域；在不可避免时，要注意不宜外推过远，否则可能引入过大的误差。

(3) 虽然可以用一次回归同时确定式 (19.5.3) 与 (19.5.4) 中的系数 c_i ($i=0$，1，2，3，4，5)，但由于 R_0 的灵敏度不够，不易得到良好的结果；用二步回归法来确定 c_4 与 c_5 可能更好，因为这时可以加入一些物理意义的约束而使 $R_0(M)$ 与 M 的函数关系合理。

(4) 在根据强震观测得到的地震动参数 Y 来研究衰减关系时，要注意数据大多集中于中等地震、中等距离处，极强震与震中区的数据常很少，这时，要注意衰减模型或公式形式的选择，如采用怎样定义的距离、是否采用 R_0 项、R_0 是否随震级而变、是否考虑加速度饱和等等，这些选择将决定震中附近地震动峰值的大小。这就是说，震中附近地震动峰值的大小，在现有数据的情况下，很大程度上决定于衰减模型的选择而不是震中附近的实测数据。

(5) 若考虑 200km 以外的远震点，要注意在衰减关系中包括 c_6R 项。

19.5.6 地震烈度的衰减关系

几乎所有的地震烈度衰减关系都是对“平均场地”而言。所谓平均场地指的是居民点（特别是历史地震当时的居民点）所在的场地。居民点所在的场地因地区而异，我国西部地区居民大多居住在河谷附近或山前的较平缓的岸坡上，东部则常在平原上；大多数居民点建在较硬土质的平坦场地上；按我国《建筑抗震设计规范(GBJ 11-89)》的规定，大多数居民点是在Ⅱ类场地上，少数在Ⅰ、Ⅲ或Ⅳ类场地上。这就是所谓的“平均场地”。实际的地震烈度数据大多在Ⅰ类场地上，对单个地震而言不少在其它（Ⅰ、Ⅲ或Ⅳ）场地上。所谓平均场地的衰减关系，即不区分场地影响，而只是根据居民点所在的地震烈度数据求得的衰减关系。这种关系包含有两个重要的模糊集，即地震烈度与平均场地。

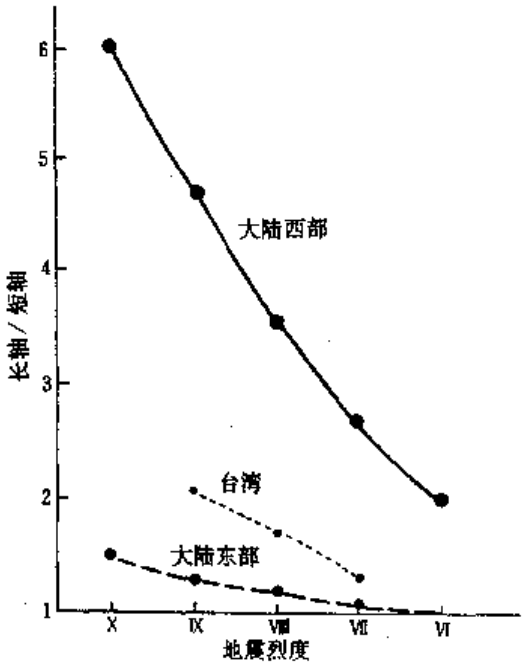


图 19.5.6 第二代区划图中地震烈度衰减长短轴之比的地区变化

19.5.6.1 我国常用的几组衰减关系

(1) 第二代全国地震烈度区划图。

第二代区划图用长短轴半径长度 a、b 与烈度的关系来表示衰减关系，其回归方法是按长短轴 a 或 b 的方差和为最小的原则来确定衰减关系中的系数，即

$$\begin{cases}\lg a = p + mI \\ \lg b = q + nI\end{cases} \tag{19.5.21}$$

式中的 p、m、q 与 n。由此得到的衰减关系用数值列于表 19.5.1 中。图 19.5.6 给出了我国东部与西部长短轴半径对比的一个例子，说明东部地震烈度衰减较慢（表中的数据也说明这一点）；同时还可以看出，西部的等震线一般椭度较大，在震中烈度为 X 度时更为明显，这大致相当于震级 7 以上的强震。

(2) 第三代全国地震烈度区划图。

1990 年颁布的第三代区划图也采用椭圆形的地震烈度衰减关系，但其模型为

$$\begin{cases}I_a = a_1 + a_2 M - a_3 \ln(D + R_a) \\ I_b = b_1 + b_2 M - b_3 \ln(D + R_b)\end{cases} \tag{19.5.22}$$

其回归原则是令地震烈度的方差和为最小，这与第二代区划图不同。虽然两种回归原则会引起很大的差别，但两者均未对为何采用各自的回归原则作任何说明与讨论。第三代区划图所用系数见表 19.5.2，括号内为霍俊荣 1989 年根据原始烈度点得到的结果。

表 19.5.1 第二代区划图中使用的地震烈度衰减关系系数

地区	长短轴	震中烈度 X		震中烈度 IX		震中烈度 VIII		震中烈度 VII	
		$p(q)$	$m(n)$	$p(q)$	$m(n)$	$p(q)$	$m(n)$	$p(q)$	$m(n)$
华北	a	4.294	−0.326	4.500	−0.380	3.399	−0.349	4.282	−0.501
	b	4.652	−0.394	4.447	−0.408	3.019	−0.318	3.942	−0.477
华南	a	4.160	−0.289	4.350	−0.383	4.459	−0.452	3.543	−0.385
	b	4.292	−0.314	4.058	−0.373	3.558	−0.358	3.604	−0.415
西南	a	2.973	−0.158	3.617	−0.295	4.053	−0.382	3.226	−0.325
	b	3.609	−0.284	2.155	−0.139	4.262	−0.458	4.185	−0.512
西北	a	3.350	−0.170	3.860	−0.280	4.040	−0.380	3.470	−0.320
	b	3.860	−0.220	3.750	−0.290	4.770	−0.530	3.590	−0.390

19.5.6.2 美国西部的几个衰减关系

(1) 霍俊荣，1989：

$$I = 3.524 + 1.047M - 2.559\lg(D + 10) \quad (\sigma = 0.70) \tag{19.5.23}$$

(2) Chandra，1979（圣安德烈斯）：

$$I = 0.565 + 1.5M - 0.00594\Delta - 2.065\lg(\Delta + 10) \tag{19.5.24}$$

19.5.7 几组常见的水平峰值加速度 (a) 衰减关系

在下列公式中，除特别注明者外，M 均为面波震级 M_S，D 均为断层距，R 均为震源距。

(1) 田启文等（美国西部，基岩），1986：

$$\ln(a/g) = -3.7349 - 0.8038M - 1.0862\ln R - 0.0050R, \sigma_{\ln a} = 0.62 \tag{19.5.25}$$

$$R^2 = \Delta^2 + R_0^2, R^2 = 6.0$$

表 19.5.2　第三代区划图中使用的地震烈度衰减关系系数

地区	长短轴	a_1 或 b_1	a_2 或 b_2	a_3 或 b_3	R_a 或 R_b	σ
华北	a	4.171 (3.962)	1.390 (1.292)	1.533 (3.365)	16 (15)	0.56
	b	1.596 (2.340)	1.413 (1.292)	1.145 (2.763)	4 (7)	0.55
华南	a	(3.859)	(1.179)	(2.928)	16 (15)	
	b	(2.586)	(1.179)	(2.568)	(7)	
西南	a	(2.094)	(1.174)	(2.348)	(20)	
	b	(1.256)	(1.174)	(1.913)	(7)	
西北	a	(3.749)	(1.215)	(2.870)	(20)	
	b	(2.043)	(1.215)	(2.400)	(7)	

(2) 王亚勇等（美中记录混合），1986：

$$\lg a = 3.226 + 0.219M - 1.377\lg(\Delta + 30) + 0.10T_s, \sigma_{\lg a} = 0.218 \tag{19.5.26}$$

其中，T_s 为场地固有周期。

(3) 罗俊雄等（中国台湾，基岩），1991：

$$\ln a = -4.920 + 1.024M - 1.065\ln(R + 0.0395e^{0.92M}), \sigma_{\ln a} = 0.572 \tag{19.5.27}$$

(4) Compbell（全球，基岩，D 为震中距），1981：

$$\ln a = -4.1414 + 0.868M - 1.09\ln(D + R_0(M)), \sigma_{\ln a} = 0.37 \tag{19.5.28}$$

$$R_0(M) = 0.0606e^{0.7M}$$

(5) Joyner-Boore（美国西部，基岩与硬土），1981：

$$\ln a = -2.349 + 0.573M - \ln R - 0.00587R, \sigma_{\ln a} = 0.60 \tag{19.5.29}$$

$$R^2 = D^2 + 7.3^2$$

(6) Bolt-Abrahanson（基岩与硬土），1982：

$$a = 1.20[(D + 23)^2 + 1]^{0.033}e^{-0.066(D+23)} \quad (M = 5.0 \sim 5.9), \sigma_a = 0.06g \tag{19.5.30a}$$

$$a = 1.20[(D + 25)^2 + 1]^{0.042}e^{-0.044(D+25)} \quad (M = 6.0 \sim 6.9), \sigma_a = 0.10g \tag{19.5.30b}$$

$$a = 0.24[(D + 15)^2 + 1]^{0.1}e^{-0.022(D+15)} \quad (M = 7.0 \sim 7.7), \sigma_a = 0.05g \tag{19.5.30c}$$

(7) Nuttli-Herrman（密西西比流域），1984：

$$\ln a = -5.575 + 1.15M - 0.83\ln R - 0.0015R, \sigma_{\ln a} = 0.55 \tag{19.5.31}$$

$$R^2 = \Delta^2 + R_0^2$$

$$R_0 = 0.0186e^{1.35M}$$

(8) Fukushima，Tanaba，Kataoka（世界，平均场地，基岩与软土场地的 Y 值应分别乘以 0.60、1.40），1988：

$$\lg a = 1.30 + 0.41M - \lg(D + 0.032 \times 10^{0.41M}) - 0.0034D, \sigma_{\lg a} = 0.32 \tag{19.5.32}$$

(9) 霍俊荣（美国西部，基岩），1989：

$$\lg a = -0.935 + 1.24M - 0.046M^2 - 1.904\lg(D + 0.3268e^{0.6135M}) \tag{19.5.33}$$

$$\sigma_{\lg a} = 0.1802$$

(10) 霍俊荣（中国华北，基岩），1989：

$$\lg a = -1.662 + 1.381M - 0.054M^2 - 1.938\lg(D + 0.3268e^{0.615M}) \tag{19.5.34}$$

$$\sigma_{\lg a} = 0.226$$

(11) Ambrasseys-Bommer（欧洲）：

$$\lg a = -1.00 + 0.251M - \lg R - 0.00268R, \sigma_{\lg a} = 0.26 \qquad (19.5.35)$$

$$R^2 = D^2 + H^2 \quad (H < 25\text{km})$$

在上述关系中，式（19.5.25）、（19.5.26）和（19.5.29）未考虑震级饱和现象，式（19.5.33）和（19.5.34）中 $M_c=8.0$。图 19.5.7 绘出了这些衰减关系及其对比。由此可见，在 $M=6$ 时，这些关系的差别不很大，特别是在中等距离处，因为这是观测数据集中的范围，在很强的地震（如 $M\geqslant 8$）且在震中区内，各衰减关系的差别可能很大，因为这个范围内观测资料很少，回归关系决定于模型中隐含的假定，而这些隐含的假定有可能有很大的区别。比如模型（8），他们假定在震中区（$D=0$）时，加速度 Y 相同，与震级无关，而不少模型，如（1）～（3），则假定 Y（$D=0$）随 M 而继续增长，其中（1）是早期应用的模型，对震中区的饱和现象考虑较少，在 $M=8$ 且 $D=0$ 处的加速度值估计得很大。

下面五个问题需要进一步加以说明。

第一，近 10 年左右，强震观测记录迅速增长，因而有了一些在近震中处的记录，特别是在该次地震的发震断层上的记录，如较早的 1966 年帕克费尔德地震（$M=5.6$，$D=0.08$km）No. 2 台的记录，$a=0.5g$。这些记录均高达 $0.5g$ 以上。对于其中不少记录均有各种各样的物理解释，以说明这么高峰值加速度的原因，如地形影响（1971 Pacoima 记录）、多普勒效应（1979 英佩里亚尔河谷）等等。但是，值得注意的是，不少记录来自中等强度的地震，如 $M=6\sim7$，并不是来自 $M=8$ 那么大的地震。这就是为什么在近期的衰减模型中，要强调震级与震中区峰值加速度饱和的原因。虽然现在震中区的数据还不够多，不足以肯定上述这类模型的数值一定正确；但不少人认为，不能过分强调在震中区峰值加速度要随震级 M 而继续按同一比例增长，如式（19.5.5）且取 R_0 为常数那样的模型。我国现在实际工程应用中，除了作者的研究组外，大多采用不考虑峰值加速度饱和的方式，这似乎值得考虑。

第二，值得指出的另外一点是，近代的峰值加速度衰减模型中大多愿意采用断层距，其主要原因是用以考虑非圆形的衰减关系。由于过去加速度观测数据不多，同一次地震取得记录的地点数更少，因而只能采用圆形衰减模型，即取震中距 Δ 或震源距 $R=(\Delta^2+H^2)^{1/2}$，其中 H 为震源深度。虽然 Seed-Schnabel 早已建议过采用断层距 D 的方式来考虑线性断层破裂长度的影响，但采用者甚少，至近十余年来才逐渐增多，主要是有了更多的记录，在必要性之外，又说明了其合理性。

第三，一定要考虑衰减关系中的巨大离散性。图 19.5.8 的数据很明显地说明了这种巨大离散性的存在。从统计或随机意义上说，对于具有巨大离散性的随机量的估计，只能给出具有统计意义的某种量，如平均值 m 与标准差 σ，或具有概率说明的最大值，如与 $m+k\sigma$ 相对应的超越概率为 P 的估计值，这里 P 是 k 的函数，如 $k=0$，$P=50\%$（即平均值）；$k=1$，$P=84\%$等等。注意上述衰减关系中的峰值加速度 a 都是平均值，式中还附有各自采用的标准差 σ_a 为 a 的标准差；$\sigma_{\lg a}$ 为 $\lg a$ 的标准差，两者之间的换算关系涉及到平均值，不能直接换算。它们是分别按原始变量为 a 或 $\lg a$ 求得的。

第四，场地条件影响与竖向分量的衰减关系常采用式（19.4.1）的模型处理。但这种模型有一个缺点，即它强迫衰减关系的差别只是一个简单的常数，而不容许有图 19.5.2 中曲线 a 与 c 那样交叉的关系。对于场地土壤条件来说，不少人认为峰值加速度，在震中区，基岩上（曲线 a）可能大于软土上（曲线 c），而在远离震中区处则可能相反。但是，由于震中区基岩

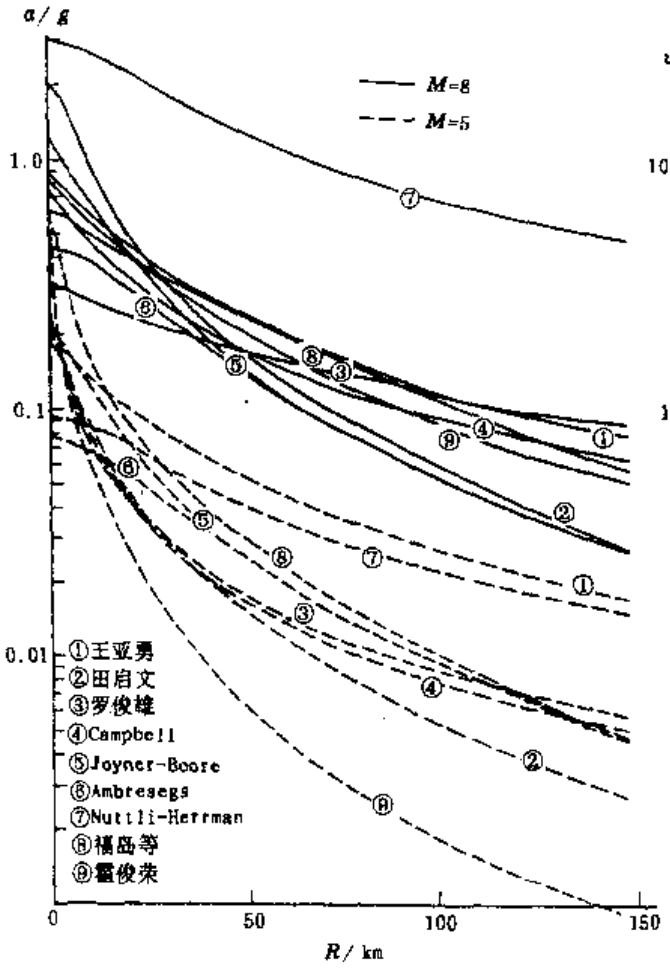


图 19.5.7 几组加速度（a/g）衰减关系

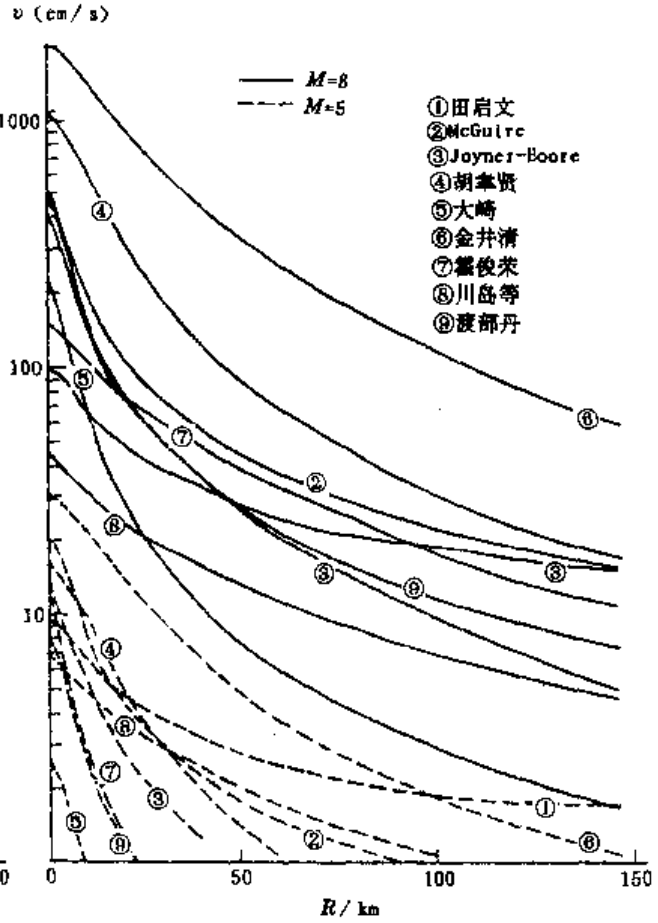


图 19.5.8 几组速度（v，cm/s）衰减关系

上的记录很少，数据又多集中在远距离处，即曲线 c 大于曲线 a 处，所以用式（19.4.1）的回归结果给出软土上加速度总是大于基岩的结果。

第五，近来的趋势是：不采用不同场地土层的衰减关系来估计不同场地上的地震动，而是采用基岩衰减关系来估计基岩地震动，同时根据场地土层影响，从基岩地震动修正而得其它场地的地震动。我国虽然大多也在工程任务中这么作，但其原因似乎并不为大家所完全理解。这一问题将在第 22.1 节中详细阐明。

19.5.8 几组水平速度（v）的衰减关系

下列公式中，除注明者外，R 均为震源距，D 为断层距，均以 km 计。

（1）田启文等（美国西部，基岩），1986：

$$\ln v = -0.5491 + 0.7759M - 0.5862\ln R - 0.0058R, \sigma_{\ln v} = 0.67 \tag{19.5.36}$$

$$R = (\Delta^2 + 6.0^2)^{1/2}$$

（2）McGuire（美国西部，$j_S=0$ 为基岩；$j_S=1$ 为土），1978：

$$\ln v = -1.00 + 1.07M - 0.96\ln R - 0.07j_S, \sigma_{\ln v} = 0.64 \tag{19.5.37}$$

（3）Joyner-Boore（基岩与土，$j_S=0$ 为基岩；$j_S=1$ 为土），1981：

$$\ln v = -1.542 + 1.13M - \ln R - 0.0059R + 0.39j_S, \sigma_{\ln v} = 0.51 \tag{19.5.38}$$

$$R = (D^2 + 4^2)^{1/2}$$

(4) Espinosa（美国西部），1979（$M=4.0\sim7.2$）：

$$v = 6.17 \times 10^{-4} e^{2.3M} \Delta^{-1.35} \tag{19.5.39}$$

(5) Nuttli-Herrman（密西西比流域），1984（$M=4.5\sim7.5$）：

$$v = 2.51 \times 10^{-4} e^{2.30M} R^{-0.83} e^{-0.00076R}, \sigma_{\lg v} = 0.55 \tag{19.5.40}$$

$$R = (\Delta^2 + R_0^2)^{1/2}$$

$$R_0 = 0.0186 e^{1.05M}$$

(6) 金井清（日本，基岩），1958：

$$\lg v = 0.61M - \left(1.66 + \frac{3.60}{R}\right)\lg R + \left(0.631 - \frac{1.83}{R}\right) \tag{19.5.41}$$

(7) 霍俊荣（美国西部，基岩），1989：

$$\lg v = -1.448 + 0.8241M - 1.794\lg(D + 0.3268e^{0.6135M}) \tag{19.5.42a}$$

$$\sigma_{\lg v} = 0.2582$$

$$\lg v = -4.472 + 1.846M - 0.0855M^2 - 1.797\lg(D + 0.3268e^{0.6135M}) \tag{19.5.42b}$$

$$\sigma_{\lg v} = 0.2582$$

(8) 川岛等，1985：

$$v = 23.86 \times 10^{0.271M}(\Delta + 30)^{-1.275} \quad \text{（第一种场地）} \tag{19.5.43a}$$

$$v = 5.136 \times 10^{0.415M}(\Delta + 30)^{-1.275} \quad \text{（第四种场地）} \tag{19.5.43b}$$

(9) 渡部丹、藤堂正喜（基岩），1981：

$$\lg v = -1.40 + 0.607M - 1.19\lg R \tag{19.5.44}$$

(10) Esteva，1970：

$$\lg v = 1.176 + 0.4356M - 1.70\lg(R + 0.7e^{0.59M}) \tag{19.5.45}$$

(11) 胡聿贤：

$$\lg v = -0.6194 + 1.3908M - 1.53\lg(R + 30) \tag{19.5.46}$$

$$R^2 = D^2 + H^2, H = 10$$

在上述关系中，式（19.5.36）～（19.5.39）、（19.5.41）、（19.5.43）、（19.5.44）和（19.5.46）并未考虑震级饱和现象。

图 19.5.8 给出了这些关系及其对比。由于速度值是从加速度过程 $a(t)$ 积分得到的，其可靠性略低，不确定性略大，因而各研究者的结果相互差别也较大。

下面几个问题值得注意：

(1) 由于加速度峰值决定于高频分量，速度峰值决定于中频分量，而中频的饱和现像不如高频那么明显，所以近场饱和不应与加速度峰值一样，即 M^2 项的必要性可能较小，而 R_0 也可能比峰值加速度衰减关系中的变化要小。

(2) 一般认为软土层的峰值速度大于硬土层，距离愈远差别愈大。

19.6 地震动反应谱的估计

19.6.1 反应谱的衰减模型

反应谱的衰减模型也可采用式（19.5.3）、（19.5.4），只要认为地震动 Y 与常数 c_i（$i=0$，1，2，…5）及 ε 都是周期 T 与阻尼比 ζ 的函数即可，如

$$\ln Y(T,\zeta) = c_0(T,\zeta) + c_1(T,\zeta)M + c_2(T,\zeta)M^2 - c_3(T,\zeta)\ln(R + R_0) + \varepsilon(T,\zeta) \tag{19.6.1}$$

$$R_0(T,\zeta) = c_4(T,\zeta)e^{c_5(T,\zeta)M} \tag{19.6.2}$$

这里，$Y(T,\zeta)$可以是绝对加速度反应谱$S_a(T,\zeta)$、相对速度反应谱$S_v(T,\zeta)$或相对位移反应谱$S_d(T,\zeta)$，也可以是放大倍数反应谱$\beta(T,\zeta)$。放大倍数反应谱也可以针对加速度、速度和位移而有以下三种：

加速度：
$$\beta_a(T,\zeta) = S_a(T,\zeta)/a \tag{19.6.3}$$

速　度：
$$\beta_v(T,\zeta) = S_v(T,\zeta)/v \tag{19.6.4}$$

位　移：
$$\beta_d(T,\zeta) = S_d(T,\zeta)/d \tag{19.6.5}$$

请注意以下关系：

$$a = S_a(T=0,\zeta) \tag{19.6.6}$$

$$d = S_a(T\to\infty,\zeta) \tag{19.6.7}$$

$$S_a(T,\zeta) = \omega S_v(T,\zeta) = \omega^2 S_d(T,\zeta) \tag{19.6.8}$$

这里a、v与d分别为地震动的峰值加速度、速度和位移，圆频率$\omega=2\pi/T$。式（19.6.8）是一种近似关系，地震工程界已经接受，但在极长周期时应慎重。因此，人们常常只计算加速度反应谱$S_a(T,\zeta)$，然后按式（19.6.3）与（19.6.5）求速度与位移反应谱。请注意，地震动峰值a、v与d之间并不存在式（19.6.8）那样的近似关系，这是因为这种关系只是在简谐振动中才是精确的，对反应谱的一个坐标而言，它是一个给定周期的单频振子的反应。虽然地震动杂乱无章，但对于阻尼比较小的反应谱而言，反应谱计算的滤波效应很强，所以反应也以所考虑的周期的反应为主，接近简谐振动，存在上述近似关系。注意图18.2.2所示的一些典型加速度过程$a(t)$及其积分的位移过程，可见$a(t)$与一般位移反应的常规地震记录的区别。常规加速度记录仪器是宽频带的，而常规地震仪在高频处（0.05～0.5s左右）则放大倍数不够，因而缺失。

在反应谱衰减模型中，首先要决定的是如何处理地震动的饱和。现在许多人认为高频地震动在大震近场会饱和，所以峰值加速度的衰减模型中常采用式（19.5.4）随震级而变的参数R_0，而且采用主要反映饱和的M^2项，如式（19.5.33）。同理，对于高频段的反应谱也应如此，即式（19.5.11）中的c_2与c_5均不为零。但是，另一方面，随频率降低，饱和现象会逐渐减弱。因此，对于峰值位移而言，似乎不宜采用同样的系数c_2与c_5。由此可见，合理的模型应该是：①采用式（19.6.1）和（19.6.2），即所有系数c_i（$i=0,1,\cdots5$）都是周期T和阻尼比的函数。②饱和现象在$T=0$时最强，在$T\to\infty$时最弱甚至消失。图19.6.1给出了根据罗俊雄与霍俊荣的衰减关系导出的结果。由图19.6.1（a）可见一个共同的趋势，即在震中处（$D=\Delta=0$），随震级加大，峰值加速度的增加要比峰值速度慢。这就是说，高频振动分量所控制的峰值加速度要比中频振动分量控制的峰值速度有较明显的随震级饱和的趋势。同样，峰值位移的饱和现象则更不明显。同理，由图19.6.1（b）可见，在近距离处加速度有饱和现象，但在远距离处饱和现象即逐渐消失。但是对于不同频段的反应谱而言，目前尚未见到这方面的成果，这是一个尚待研究解决的问题。现在的方法通常是不论对什么频段均取同样的模型，或者忽略对饱和的考虑，即取$c_2=c_5=0$、或取$c_2=0$但$c_5\neq0$，或者是c_2与c_5均不等于零，从而不考虑不同频段振动分量的饱和差异。

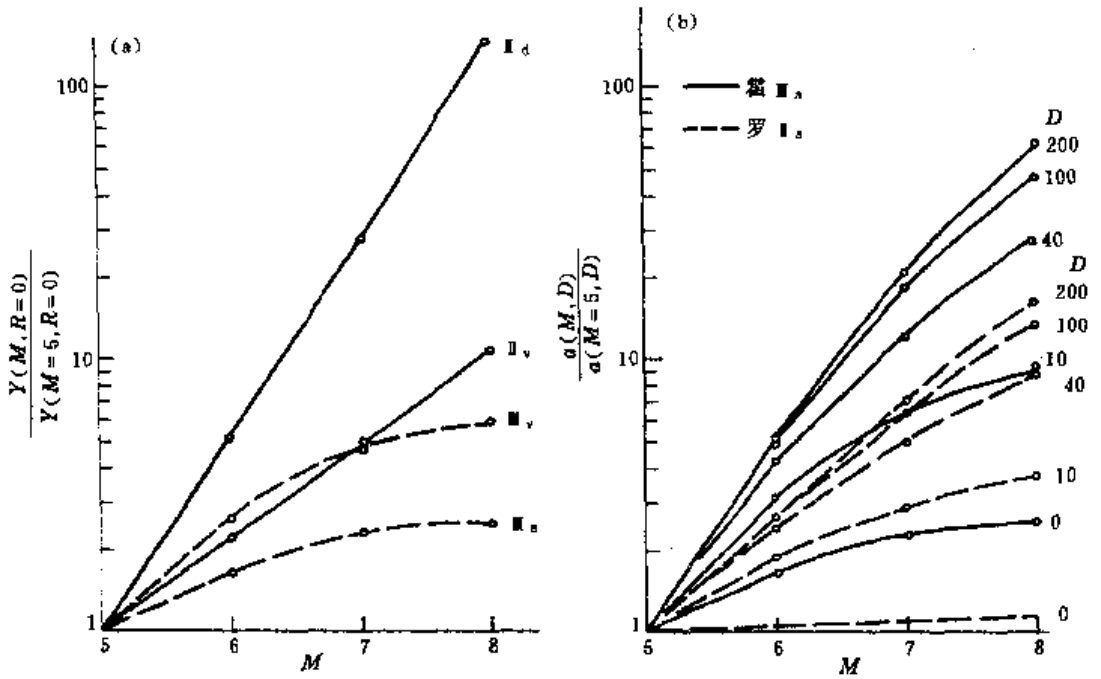


图 19.6.1　震中区加速度、速度与位移的饱和现象的对比

19.6.2　反应谱衰减关系的回归

常用的反应谱衰减关系的回归方法有二，都是分别对不同周期 T 进行的，即在给定 T 值时，与峰值加速度衰减关系一样进行回归。方法之一是对不同周期 T 均采用同一的 $R_0(M)$函数；方法之二是各自按反应谱值的数据进行回归，函数 $R_0(M)$对不同周期 T 可以有不同值。这样求得的反应谱衰减关系有时在某一周期处会出现一些异常的变动，这种变动完全决定于该周期处的数据，而与附近周期处的反应谱值无关。

我们赞成采用另外一种回归原则，即对反应谱衰减关系的全部数据进行总体回归。此法的第一步是确定函数 $R_0(M)$。它可以与周期无关，因为它是表示震源体尺度的量；第二步是对全部周期 T、所有震级 M 与所有距离 R 的数据进行整体回归，既要求总体方差最小，又要求反应谱有较为好的平滑度。因为反应谱在较近的周期范围内作过大的突然的异常跳动一般是由数据的随机性造成的，在确定反应谱衰减关系的同时，应该要求反应谱有合理的平滑度，这一工作正在进行中。

19.6.3　几组常用的反应谱衰减关系

在下述关系中，阻尼比均取 $\zeta=0.05$，$S_a(T)$的单位均为 cm/s²，$S_v(T)$的单位均为cm/s。

(1) 霍俊荣（美国西部基岩），1989：

$$\lg S_a = c_0 + c_1 M + c_2 M^2 + c_3 \lg(D + 0.327e^{0.613M}) \tag{19.6.9}$$

(2) 片山恒雄，1980：

$$S_a(T) = f_M(T) \cdot f_\Delta(T) \cdot f_s(T) \tag{19.6.10}$$

(3) Joyner-Boore（美国西部基岩），1982：

$$\lg S_v = c_0 + c_1(M-6) + c_2(M-6)^2 - c_3 \lg R + c_4 R \tag{19.6.11}$$

上述各式有关系数分别见表 19.6.1～19.6.4。请注意同一表中对应周期 $T=0$ 的系数就是峰值加速度。

表 19.6.1 乔纳尔·波尔速度反应谱衰减关系 $S_v(T)$ (cm/s)

T	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	h/km	σ
0.10	2.24	0.30	−0.09	1.00	−0.0067	−0.06	10.60	0.27
0.15	2.46	0.34	0.10	1.00	0.0063	0.05	10.30	0.27
0.20	2.54	0.37	0.11	1.00	0.0061	0.03	9.30	0.27
0.30	2.56	0.43	0.12	1.00	0.0057	0.04	7.00	0.27
0.40	2.54	4.49	0.13	1.00	0.0055	0.09	5.70	0.30
0.50	2.53	0.53	0.14	1.00	0.0053	0.12	5.20	0.32
0.75	2.46	0.61	0.15	1.00	0.0049	0.19	4.70	0.35
1.00	2.41	0.66	0.16	1.00	0.0044	0.24	4.60	0.35
1.50	2.32	0.71	0.17	1.00	0.0034	0.30	4.60	0.35
2.00	2.26	0.75	0.18	1.00	0.0025	0.32	4.60	0.35
3.00	2.17	0.78	0.19	1.00	0.0000	0.29	4.60	0.35
4.00	2.10	0.80	0.20	0.98	0.0000	0.24	4.60	0.35
a/g	0.49	0.23	0	1.0	−0.0027	0	8.0	0.28
v_{max}	2.17	0.49	0	1.0	−0.0026	0.17	4.0	0.33

表 19.6.2 美国西部水平加速度反应谱衰减关系结果（模型Ⅱ）

周期/s	单随机变量							多随机变量						
	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	σ_ε	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	σ_ε
基岩场地														
0.000	-0.935	1.241	-0.046	-1.904	0.327	0.613	0.180	-1.822	1.448	-0.052	-2.018	0.182	0.707	0.187
0.040	-0.584	1.163	-0.041	-1.926	0.327	0.613	0.164	-1.451	1.361	-0.046	-2.026	0.182	0.707	0.171
0.050	-0.338	1.112	-0.037	-1.951	0.327	0.613	0.157	-1.198	1.306	-0.043	-2.043	0.182	0.707	0.164
0.070	-0.187	0.997	-0.030	-1.975	0.327	0.613	0.161	-1.009	1.284	-0.040	-2.090	0.182	0.707	0.170
0.100	-0.422	0.930	-0.027	-1.844	0.327	0.613	0.180	-0.955	1.273	-0.041	-1.987	0.182	0.707	0.188
0.120	-0.652	0.854	-0.023	-1.761	0.327	0.613	0.204	-0.825	1.226	-0.038	-1.924	0.182	0.707	0.213
0.140	-0.756	0.825	-0.021	-1.735	0.327	0.613	0.206	-0.682	1.184	-0.035	-1.901	0.182	0.707	0.215
0.160	-0.913	0.796	-0.018	-1.771	0.327	0.613	0.196	-0.501	1.143	-0.031	-1.933	0.182	0.707	0.205
0.180	-0.615	0.856	-0.022	-1.713	0.327	0.613	0.189	-0.586	1.149	-0.032	-1.866	0.182	0.707	0.197
0.200	-0.265	0.994	-0.027	-1.723	0.327	0.613	0.205	-0.840	1.212	-0.035	-1.881	0.182	0.707	0.213
0.240	-0.352	0.935	-0.024	-1.810	0.327	0.613	0.222	-0.891	1.236	-0.033	-1.988	0.182	0.707	0.233
0.260	-0.328	0.933	-0.024	-1.809	0.327	0.613	0.214	-0.893	1.228	-0.033	-1.986	0.182	0.707	0.224
0.300	-0.107	1.016	-0.028	-1.778	0.327	0.613	0.235	-1.191	1.278	-0.035	-1.958	0.182	0.707	0.245
0.340	-0.754	1.145	-0.035	-1.726	0.327	0.613	0.253	-1.708	1.379	-0.040	-1.918	0.182	0.707	0.262
0.360	-1.021	1.200	-0.037	-1.719	0.327	0.613	0.268	-1.956	1.432	-0.042	-1.920	0.182	0.707	0.278
0.400	-1.273	1.256	-0.039	-1.762	0.327	0.613	0.275	-2.172	1.477	-0.043	-1.963	0.182	0.707	0.285
0.440	-1.339	1.267	-0.039	-1.808	0.327	0.613	0.279	-2.199	1.475	-0.042	-1.997	0.182	0.707	0.289
0.500	-1.505	1.274	-0.038	-1.779	0.327	0.613	0.284	-2.350	1.480	-0.042	-1.976	0.182	0.707	0.293
0.600	-1.727	1.280	-0.039	-1.689	0.327	0.613	0.304	-2.561	1.489	-0.042	-1.904	0.182	0.707	0.313
0.700	-1.879	1.294	-0.039	-1.695	0.327	0.613	0.316	-2.749	1.515	-0.042	-1.929	0.182	0.707	0.326
0.800	-1.937	1.297	-0.038	-1.734	0.327	0.613	0.326	-2.866	1.534	-0.042	-1.982	0.182	0.707	0.337
1.000	-2.581	1.434	-0.041	-1.832	0.327	0.613	0.359	-3.529	1.677	-0.045	-2.105	0.182	0.707	0.371
1.200	-2.996	1.507	-0.043	-1.845	0.327	0.613	0.363	-3.880	1.735	-0.046	-2.115	0.182	0.707	0.375
1.500	-3.036	1.464	-0.041	-1.808	0.327	0.613	0.341	-3.838	1.669	-0.043	-2.053	0.182	0.707	0.352
2.000	-2.416	1.178	-0.024	-1.621	0.327	0.613	0.320	-3.208	1.380	-0.026	-1.880	0.182	0.707	0.331
2.400	-1.367	0.799	0.000	-1.457	0.327	0.613	0.307	-2.171	0.999	0.000	-1.739	0.182	0.707	0.320
3.000	-1.409	0.742	0.000	-1.302	0.327	0.613	0.296	-2.218	0.947	0.000	-1.604	0.182	0.707	0.309
4.000	-1.692	0.747	0.000	-1.256	0.327	0.613	0.265	-2.460	0.944	0.000	-1.551	0.182	0.707	0.274
5.000	-1.963	0.734	0.000	-1.136	0.327	0.613	0.274	-2.764	0.948	0.000	-1.476	0.182	0.707	0.284
6.000	-1.879	0.654	0.000	-0.928	0.327	0.613	0.267	-2.705	0.884	0.000	-1.315	0.182	0.707	0.276
8.000	-1.463	0.509	0.000	-0.751	0.327	0.613	0.263	-2.347	0.753	0.000	-1.161	0.182	0.707	0.274

注：$\lg Y = c_1 + c_2 M + c_3 M^2 + c_4 \lg (R + c_5 \exp(c_6 M)) + \varepsilon_\sigma$

表 19.6.3　地震动参数为加速度反应谱 S_a 时的衰减规律

周期/s	c_0	c_1	c_2	c_3	c_4	σ
0.040	0.318	0.812	2.084	0.198	0.703	0.246
0.044	0.333	0.811	2.081	0.198	0.703	0.248
0.050	0.472	0.796	2.092	0.200	0.703	0.245
0.060	0.578	0.797	2.137	0.201	0.702	0.251
0.070	0.640	0.793	2.144	0.202	0.702	0.253
0.080	0.694	0.800	2.177	0.202	0.702	0.268
0.090	0.651	0.798	2.115	0.201	0.703	0.279
0.100	0.736	0.773	2.054	0.201	0.703	0.274
0.120	0.752	0.765	2.006	0.200	0.703	0.276
0.150	0.830	0.752	1.972	0.200	0.703	0.271
0.200	0.508	0.796	1.918	0.194	0.704	0.200
0.240	0.478	0.832	2.046	0.195	0.704	0.284
0.300	0.155	0.873	2.035	0.191	0.705	0.296
0.340	−0.183	0.909	1.977	0.186	0.706	0.324
0.400	−0.556	0.974	2.030	0.183	0.707	0.340
0.440	−0.641	0.988	2.060	0.183	0.707	0.343
0.500	−0.755	0.991	2.046	0.182	0.707	0.345
0.600	−0.974	0.984	1.923	0.178	0.708	0.355
0.700	−1.252	1.034	1.982	0.176	0.708	0.368
0.800	−1.286	1.035	2.005	0.177	0.708	0.376
0.900	−1.555	1.098	2.104	0.176	0.708	0.387
1.000	−1.837	1.152	2.167	0.175	0.709	0.394
1.500	−2.264	1.162	2.075	0.170	0.710	0.409
2.000	−2.266	1.089	1.917	0.169	0.710	0.380
3.000	−2.027	0.920	1.588	0.168	0.710	0.348
4.000	−2.283	0.922	1.544	0.165	0.711	0.356
5.000	−2.619	0.937	1.488	0.161	0.712	0.376
6.000	−2.594	0.867	1.289	0.155	0.713	0.304
7.000	−2.371	0.786	1.182	0.156	0.713	0.370
8.000	−2.204	0.735	1.156	0.160	0.712	0.356

(4) 核电厂抗震设计规范：

$$\lg S_a(T) = c_0 + c_1 M + c_3 \lg(D + c_4 e^{c_5 M}) \tag{19.6.12}$$

(5) 罗俊雄等（硬土，中国工程师学会会刊，vol.14，No.5，1991）：

$$S(f) = b_1 e^{b_2 M}(R + b_4 e^{b_5 M})^{-b_3} + \varepsilon, \quad \sigma_{\ln S} \approx 0.6 \sim 0.7 \tag{19.6.13}$$

此模型的系数是分别按 S_a、S_v、S_d 回归的，因此，回归结果并不满足式（19.6.8）的近似关系，但大体相近。另外，由于 $R_0(M)$也是按各频率值分别回归确定的，所以也随频率 f 而有很大的变化，如在 $f=0.8$Hz 和 1.0Hz 时，S_d 的 R_0 从 2146 变为 634km，回归系数也有突变，但是回归计算出来的反应谱值则并无突变，这是由于回归时各系数的整体作用所致。请注意，此处给出的结果与其另一文中给出的峰值加速度并不匹配。另外，原结果给出了多一些频率的结果，本文有所删减；表 19.6.5 中给出的伪反应谱关系（见式（19.6.8））的对比是作者加进去的。

表 19.6.4　片山反应谱衰减关系 $S_a(T)=f_M \cdot f_\Delta \cdot f_s(\zeta=0.05)$

周期/s	相关系数 ρ	f_M 震级 M					f_Δ 震中距 Δ/km					f_s(cm/s²) 场地条件			
		4.5～5.3	5.4～6.0	6.1～6.7	6.8～7.4	7.5～7.9	6～19	20～59	60～119	120～199	200～405	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
0.100	0.560	0.218	0.278	0.296	0.399	1.0	5.100	2.670	2.050	0.994	1.0	126.0	107.0	120.0	106.0
0.150	0.530	0.225	0.274	0.297	0.448	1.0	4.850	3.010	2.150	1.0	1.0	155.0	130.0	141.0	125.0
0.200	0.540	0.185	0.280	0.288	0.499	1.0	5.480	3.240	2.070	1.050	1.0	169.0	149.0	161.0	129.0
0.250	0.550	0.171	0.254	0.283	0.534	1.0	6.860	3.650	2.330	1.210	1.0	135.0	129.0	143.0	129.0
0.300	0.560	0.164	0.269	0.280	0.548	1.0	6.590	3.510	2.250	1.270	1.0	109.0	130.0	147.0	131.0
0.350	0.550	0.161	0.274	0.302	0.588	1.0	5.740	3.050	2.130	1.240	1.0	92.80	126.0	149.0	142.0
0.400	0.570	0.152	0.268	0.311	0.557	1.0	5.450	3.010	1.920	1.330	1.0	83.0	122.0	145.0	144.0
0.500	0.630	0.108	0.237	0.309	0.593	1.0	6.350	2.910	1.600	1.360	1.0	76.60	113.0	140.0	156.0
0.600	0.670	0.089	0.246	0.321	0.618	1.0	5.880	2.790	1.460	1.320	1.0	62.10	101.0	134.0	159.0
0.700	0.700	0.073	0.222	0.315	0.644	1.0	6.770	2.960	1.560	1.370	1.0	50.0	88.80	118.0	148.0
0.800	0.680	0.068	0.214	0.294	0.595	1.0	5.890	2.730	1.540	1.280	1.0	47.90	91.0	115.0	145.0
0.900	0.670	0.067	0.214	0.285	0.581	1.0	5.130	2.380	1.480	1.200	1.0	46.40	90.50	113.0	136.0
1.000	0.670	0.065	0.204	0.284	0.636	1.0	4.620	2.150	1.400	1.160	1.0	43.30	89.30	107.0	125.0
1.500	0.720	0.050	0.138	0.204	0.534	1.0	4.400	2.200	1.440	1.0	1.0	33.0	56.50	68.50	84.60
2.000	0.710	0.061	0.148	0.215	0.585	1.0	3.660	1.990	1.290	0.924	1.0	24.70	36.80	44.10	46.20
2.5000	0.700	0.059	0.136	0.183	0.405	1.0	3.500	1.950	1.340	0.947	1.0	21.90	32.70	35.80	33.0
3.000	0.690	0.066	0.138	0.194	0.391	1.0	3.260	1.790	1.350	0.867	1.0	18.80	26.60	28.50	26.60
4.000	0.680	0.070	0.144	0.187	0.395	1.0	2.810	1.610	1.270	0.788	1.0	15.70	20.30	24.10	19.10

表 19.6.5　反应谱的系数及几种谱值的对比

(a) 加速度反应谱 $S_a(f)$

f/Hz	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	R_0 $M=7$	$S_a(f)/g$ $M=7$　$R=1$	$\omega S_v(f)/g$
0.8	—	—	—	—	—	—	—	0.07827
1.0	—	—	—	—	—	—	—	0.10809
2.0	0.10	1.10	1.37	16.79	0.35	194.57	0.1603	0.18755
5.0	4.69	1.59	2.31	7.78	0.56	392.12	0.3247	0.30755
10.0	9.92	1.96	2.57	5.13	0.74	911.51	0.22244	0.2357
34.0	9.01	1.35	2.24	18.66	0.43	378.56	0.1911	—

(b)速度反应谱 $S_v(f)$

f/Hz	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	R_0 $M=7$	$S_v(f)/(m/s)$ $M=7$　$R=1$	$\omega S_a(f)/g$
0.8	4.23	1.21	1.90	122	0.20	494.73	0.1527	0.1176
1.0	4.68	1.32	1.97	135	0.21	587.15	0.1687	0.1489
2.0	12.08	3.24	3.70	12.96	0.68	1513.0	0.14635	0.1817
5.0	9.04	1.72	2.71	11.11	0.53	453.89	0.0960	0.1825
10.0	10.00	1.54	2.86	7.00	0.54	306.71	0.03678	—

(c)位移反应谱 $S_d(f)$

f/Hz	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	R_0 $M=7$	$S_d(f)$/m $M=7$　$R=1$
0.8	33.97	2.27	3.02	−92.0	0.45	2146.90	0.0234
1.0	0.76	1.21	1.85	362	0.08	633.74	0.0237
2.0	0.83	1.30	1.97	393	0.10	791.40	0.01446
5.0	0.06	0.89	1.73	122	0.02	140.33	0.00581

19.7　地震动过程 $a(t)$强度包络函数 $f(t)$与持时 T_d

19.7.1　意义和用途

地震动过程 $a(t)$的强度包络函数 $f(t)$是描述地震动从弱到强再到弱的变化总体过程的，它是 $a(t)$的振幅包络函数，如图 19.7.1。若已知地震动过程 $a(t)$，可以在窄时间窗宽 B 内求 $a(t)$的某种振幅平均值，如$|a(t)|$，$a^2(t)$或方差 $\sigma^2(t)$在窗 B 内的平均值，如

$$f(t)=\frac{1}{B}\int_{t-\frac{B}{2}}^{t+\frac{B}{2}}a^2(t)\mathrm{d}t \tag{19.7.1}$$

包络函数 $f(t)$可以用其最大值归一化；这时，可以用峰值 Y、放大倍数反应谱$\beta(T)=S(T)/Y$ 和包络函数 $f(t)$三个参数分别反映地震动振幅、谱形与振幅随时间变化的特性。

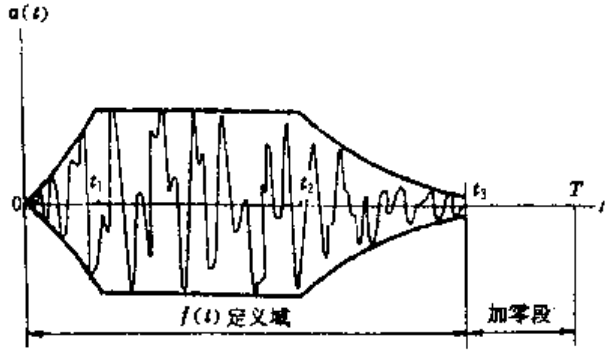


图 19.7.1　加速度过程的加零段

持时或强度包络函数现在用于以下几个方面：①在进行时域动力分析时，要求给出地震动过程 $a(t)$，有了包络函数 $f(t)$、峰值 Y 与放大谱 $\beta(T)$之后，才可以求得地震动过程 $a(t)$。②在计算场地影响时，由于土壤有强烈非线性，常要求从基岩地震动过程 $a_g(t)$计算土层反应的 $a(t)$。对于核电厂及三峡大坝等特别重要的工程以及重大城市的地震动小区划时，均要求给出地震动时间过程 $a(t)$。

19.7.2　强度包络函数 $f(t)$的模型

常用的模型是将 $f(t)$简化分为四个时段的总和：

$$\begin{cases} \text{上升段：} & f_1=\left(\dfrac{t}{t_1}\right)^n & 0\leqslant t\leqslant t_1 \\ \text{平稳段：} & f_2=1 & t_1\leqslant t\leqslant t_2 \\ \text{下降段：} & f_3=\mathrm{e}^{-c(t-t_2)} & t_2\leqslant t\leqslant t_3 \\ \text{静止段：} & f_4=0 & t_3<t \end{cases} \tag{19.7.2}$$

在上式中，常用 $n=2$；另外，要注意在 $t=t_3$ 时，$f(t)$ 不要产生突跳，即在 t_3 时，$f(t)=\mathrm{e}^{c(t_3-t_2)}$，而在 $t=t_3+\Delta t$ 时，$f(t=t_3+\Delta t)=0$，Δt 为计算中取的步长。

19.7.3　持时 T_d 的定义

持时 T_d 是比强度包络函数 $f(t)$更为简化的表示方法。它假设在持时 T_d 内的地震动过程是平稳的，而在其外，则对所考虑的问题不重要，可以忽略不计。因此，T_d 至少等于 t_2-t_1，可能更长一些，但不会大于 t_3。最常用的方法是主观规定：

$$T_d=t_2-t_1 \tag{19.7.3a}$$

$$f_1(t_1)=f_3(t_2)=k \tag{19.7.3b}$$

式中，k 常取为 1/10～1/2，或者规定在 $t\geqslant t_1$ 与 $t\leqslant t_2$ 时间内 $f(t)$下的面积与总面积之比，如

$$E(T_1)=\frac{\int_0^{t_1}a^2(t)\mathrm{d}t}{\int_0^{t_0}a^2(t)\mathrm{d}t} \tag{19.7.4}$$

为 0.05 或 0.15。这时，在 t_1 至 t_2 之间的面积与总面积之比将分别为 90%或 70%能量持时。这里 t_0 为地震动从开始到停止的时刻。也有规定取 t_1 与 t_2 分别为第一次与最后一次 $|a(t)|=0.05g$ 的，美国常用这种绝对持时。按此定义，地震动过小，$a_{max}<0.05g$，则持时可以为零。

19.7.4　持时的现有成果

(1) McGuire（90%能量持时，$j_s=0$ 代表基岩；$j_s=1$ 代表土层），1978：

$$\ln T_d=0.19+0.15M+0.35\ln R+0.73j_s,\sigma_{\ln T_d}=0.47 \tag{19.7.5}$$

(2) 李亚勇等（T_s 为场地卓越周期，基岩场地 $T_s\leqslant 0.1$s，松软场地 $T_s>0.8$s），1986：

$$\ln T_d = -1.555 + 0.165M + 0.831\lg(\Delta + 30) + 0.148T_s, \sigma = 0.24 \qquad (19.7.6)$$

(3) 阿尔提卡耶夫 ($a \geqslant \frac{1}{2}a_{max}$)，1980：

$$\lg T_d = -1.30 + 0.20M + 0.5\lg R \qquad (19.7.7)$$

(4) 小林启美 ($a > 0.03g$)，1973：

$$\lg T_{0.03g} = 0.5M - 1.82 - 8.8(a/g) = 0.5M - 2.08 \qquad (19.7.8)$$

早期关于持时的研究结果，仅考虑震级的影响，如 Housner (1965) 的强振动持时是

$$T_d = 11M - 52 \qquad (19.7.9)$$

Ambraseys-Sarma 的结果：$T_d = 11.5M - 53.0$ 与 Housner 的极为接近；相比之下，小林启美的结果由于函数形式不同，在 $M=6$ 或 $M=8$ 时，与其它结果差别较大。后来，随着记录的增多，又考虑持时随距离而增长的现象。这好比万人马拉松长跑运动，在近场，地震波从震源体出发时，集中在一起，尚未分散，故持时短而密集度高；随着距离加长，地震波经过折射、反射及衰减等多种影响，像运动员一样，不同速度、不同起点，且又不同方向地扩散出去，地震波也相互拉开了，密度减小但距离拉开，因而相对持时加长。现在又进一步考虑软土层有圈套着地震波不使其很快逸出的功能，从而会使持时增加，如在 McGuire 式中 j_6 的系数为 +0.73，这表示持时 T_d 在土层上约为基岩的 2 倍。

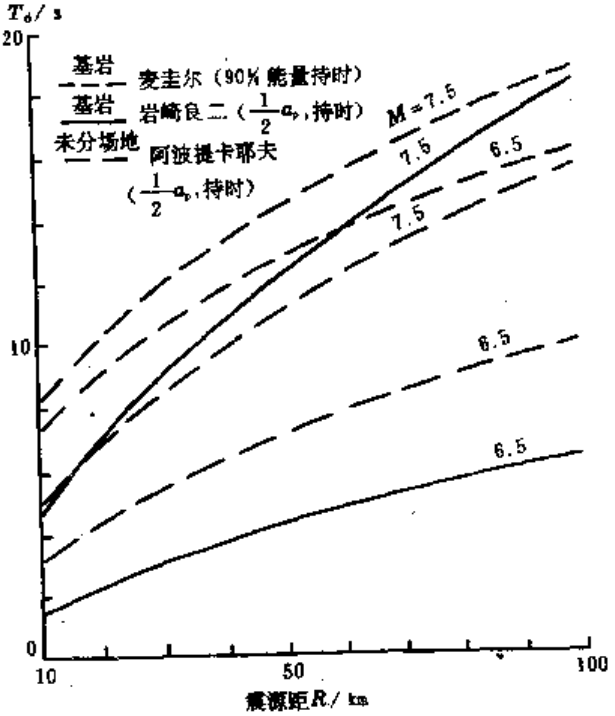


图 19.7.2 一组持时的对比

图 19.7.2 对比了上述结果。

19.7.5 强度包络函数 $f(t)$ 的新估计公式

现在常用的强度包络函数 $f(t)$ 的形式大多是式 (19.7.2)，此式是 Jennings 等 1969 年提出的，其具体建议为

$$M_L = 7 \text{ 时}, f_1(t) = \begin{cases} t^2/16 & t = 4\text{s} \\ 1 & t_1 < t < t_2 \\ e^{-0.0924(t-15)} & t_2 = 15, t_3 = 30 \\ 0.05 + 0.0005(50-t)^2 & 30 < t \leqslant 50 \end{cases} \qquad (19.7.10a)$$

$$M_L = 8 \text{ 时}, f_1(t) = \begin{cases} t^2/16 & t = 4\text{s} \\ 1 & t_1 < t < t_2 \\ e^{-0.0375(t-15)} & t_2 = 35, t_3 = 80 \\ 0.05 + 0.000098(50-t)^2 & 80 < t \leqslant 120 \end{cases} \qquad (19.7.10b)$$

大崎顺彦 1981 年也采用上式，但取

$$t_3 = 10^{0.37M - 0.774} \qquad (19.7.11)$$

且按表 19.7.1 取 t_1 和 t_2。

上述建议的这些强度包络函数 $f(t)$ 公式大多适用于小震或大震远场，对于近场则存在明显不合理之处，我们首先指出并研究了这一问题。

表 19.7.1　上升段与平稳段的时段长比

M	t_1/t_3	t_2/t_3
6	0.16	0.54
7	0.12	0.54
8	0.08	0.46

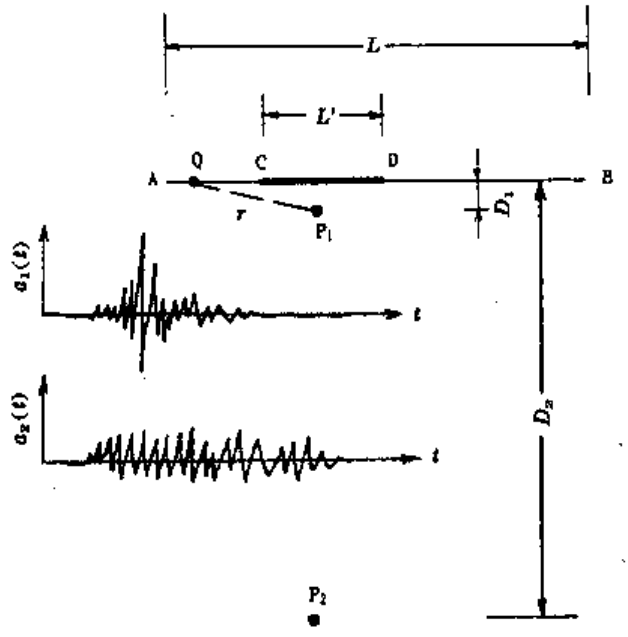


图 19.7.3　强地震动的近场饱和现象示意图

如图 19.7.3，设有一大震，其断层破裂在地面上的投影 AB 的长度为 L，在近断层中部距离 D_1 处有一场地 P_1，$L \gg D_1$，现研究 P_1 点的地震动。

现考虑断层破裂线 AB 上的任一点 Q，距 P_1 为 r。假若认为从 A 到 B 之下的断裂所释放出来的能量大体上是均匀的，则由 Q 处释放出来的能量传到 P_1 处，将按距离 r 而衰减。由于断层上各点一般不是同时破裂的，假若忽略掉波传播的多普勒效应的影响，则从不同断层点上释放出来的地震波到达 P_1 点的时间也会先后不一。由于这两个原因，一般而言，只有图中所示的 P_1 较近的断层 CD 段对 P_1 点的加速度值的影响才是主要的，而断层段 AC 与 DB 的影响则仅能增加 P_1 点地震动加速度过程 $a(t)$ 中后面的较小部分。

图中示意地给出了近场点 P_1 的地震动加速度过程 $a_1(t)$ 和远场点 P_2 的过程 $a_2(t)$。$D_1 \ll L$，$D_2 \gg L$。对于 P_2 点来说，从断裂 AB 上的任意一点到 P_2 的距离大致相差不多，地震动强度也差不多，所以强震动的持续时间大体上等于断层破裂时间：

$$t_f = \frac{D_2}{v_f} \text{ 或} \frac{D_2}{2v_f} \tag{19.7.12}$$

前式为单侧破裂，后式为双侧破裂，v_f 为断层破裂传播速度，它约等于或略小于剪切波速。因此，在远场可以认为 t_f 随震级 M 而加大。但在近场则不然，当震级已经较大，即 L 已远大于 D_1，若震级再加大，即 L 再加大或图中点 A 继续向左侧破裂，点 B 继续向右侧破裂，其作用不过是在图中 $a_1(t)$ 的前后再加上一些微小的振动而已，并不影响其强烈振动部分，或平稳段长 $t_s = t_2 - t_1$。

根据上述原则，重新对数据进行回归，霍俊荣（1989）得到下述结果：

$$\lg Y = c_0 + c_1 M + c_2 \lg(D + R_0) + \varepsilon \tag{19.7.13}$$

式中，Y 可以是上升段长 t_1、平稳段长 $t_s = t_2 - t_1$、下降系数 c 三个参数中之一，相应的系数与标准差见表 19.7.2。

对比式（19.7.11）与（19.7.13）中对平稳段长 t_s 的估计结果，可知我们的结果式（19.7.13）要比大崎的结果式（19.7.11）更为合理。第一，我们的结果 t_s 随震级 M 和距离 D 而加长，大崎的结果则仅为震级的函数而与距离无关。

表 19.7.2　强度包络函数 $f(t)$的系数

参数 Y	场地	c_0	c_1	c_2	R_0	σ_t
t_1	基岩	−1.074	0	1.005	10	0.31
	土	−1.065	0	1.084	10	0.27
t_3	基岩	−2.268	0.3262	0.5815	10	0.16
	土	−2.281	0.3324	0.6311	10	0.21
c	基岩	1.941	−0.2817	−0.5670	10	0.10
	土	1.858	−0.2796	−0.5874	10	0.17

表 19.7.3　美国西部基岩场地的强度包络函数 $f(t)$的参数

D	参数	$M=5$	$M=6$	$M=7$	$M=8$
0	t_1	0.85	0.85	0.85	0.85
	t_3	0.88	1.87	3.95	8.37
	c	0.9236	0.4828	0.2524	0.1319
	t_c，$k=0.1$ (0.2)	2.49 (1.74)	4.77 (3.33)	9.12 (6.37)	17.46 (12.20)
	t_3	4.22 (3.47)	7.49 (6.05)	13.92 (11.17)	26.68 (21.42)
20	t_1	2.57	2.57	2.57	2.57
	t_3	1.67	3.53	7.49	15.86
	c	0.4954	0.259	0.135	0.0708
	t_c，$k=0.1$ (0.2)	4.65 (3.25)	8.89 (6.21)	17.01 (11.89)	32.53 (22.74)
	t_3	8.89 (7.49)	14.99 (12.31)	27.07 (21.95)	50.96 (40.75)
50	t_1	5.16	5.16	5.16	5.16
	t_3	2.49	5.29	11.20	23.75
	c	0.3344	0.175	0.0914	0.0478
	t_c，$k=0.1$ (0.2)	6.89 (4.82)	13.17 (9.21)	25.20 (17.61)	48.20 (33.69)
	t_3	14.54 (12.47)	23.62 (19.58)	41.56 (33.97)	77.11 (62.60)
100	t_1	9.50	9.50	9.50	9.50
	t_3	3.55	7.52	19.54	33.78
	c	0.237	0.1240	0.065	0.0339
	t_c，$k=0.1$ (0.2)	9.71 (6.79)	18.57 (12.98)	35.53 (24.83)	67.97 (47.51)
	t_3	22.76 (19.68)	35.59 (30.00)	60.97 (50.27)	111.25 (91.46)
200	t_1	18.19	18.19	18.19	18.19
	t_3	5.17	10.95	23.22	49.20
	c	0.164	0.0859	0.0449	0.0235
	t_c，$k=0.1$ (0.2)	14.01 (9.79)	26.80 (18.73)	51.26 (35.83)	98.06 (68.54)
	t_3	37.37 (33.15)	55.94 (47.87)	92.67 (77.24)	165.45 (135.0)

注：括号中为 $k=0.2$ 时相应的值。

总持时 $t_3=t_1+t_s+t_c$，这里 t_c 为下降段的持时。假若认为 $f_3(t_2+t_c)=k$ 时，地震动终止，则

$$t_c=-\ln k/c \tag{19.7.14}$$

按表 19.7.2 中的数据，可得不同震级与距离时，基岩场地的包络函数 $f(t)$的参数如表 19.7.3。

上述建议不但合理，而且给出了强度包络函数曲线 $f(t)$的全部参数，又同时考虑了震级与距离的影响。对比具体数据后可见，大崎的总持时 T_d 约相当于霍俊荣等建议的 $D=20\sim30$km 距离处的数据；Jennings 等的结果则相当于小近震（$M=5$，$D=20\sim30$km）和大远震（$M=8$，$D=150\sim200$km）的数值。

19.8 缺乏强震观测记录地区的地震动衰减关系

美国和日本经过几十年的努力，才各获得了近 4000 条有用的强震加速度过程记录，欧洲也有了 2000 条以上的有用记录，但在我国大陆，一方面由于地震区辽阔，对一个地区而言，强震还是不常发生的，又由于我国仍然是一个发展中国家，经济力量还不足以广泛布设强震加速度仪，近几十年内强震加速度记录还是不足的。由于地震烈度衰减关系已表现出强烈的地区依赖关系，我国大陆东部与西部就明显不同，人们有理由认为，地震动衰减关系也会有强烈的地区性，所以不能直接将美国或日本的地震动衰减关系用于我国。但是我国由于历史地震资料丰富，有大量的地震烈度数据，可以用这些数据来弥补强震加速度数据的不足。经过几十年的摸索，现在有两种处理方法，一种是直接将烈度换算为峰值加速度的古老方法；另一种是通过烈度、震级（或距离）换算为峰值加速度及其它地震动参数的新方法。

19.8.1 烈度与地震动峰值的换算关系的应用

在第 18.4 节中已经给出了烈度与峰值加速度或速度的关系。假如这一关系对地区的依赖性不强，就可以将根据外地数据得到的这种关系用于我国大陆或其它地区，这是当前国际上缺少强震加速度数据地区的通用方法。人们先按本地区的地震烈度衰减关系进行本地区的地震烈度的估计，然后将之换算为地震动峰值，如峰值加速度或峰值速度。此法所得的地震动峰值必须与标准反应谱一起应用于工程的抗震设计。所谓的标准反应谱即不分地区的全国通用的反应谱。

19.8.2 地震烈度、距离（或震级）与地震动参数的换算关系

19.8.2.1 映射法

映射法以及过去采用过的换算方法都是充分利用两个地区的地震烈度衰减关系，即不是将地震烈度（I）、震级（M）和距离（R）看成一群孤立的点（I，M，R），而是把这些点看作是具有一定函数关系的衰减规律。

（1）映射的概念。

所谓映射即为在地震发生的震级（M）和距离（R）域内，假定对有丰富地震动记录地区（A 区）内任意一点 P（M_A，R_A，），在缺乏地震动记录地区（B 区）内存在着一个与之相应的一点 Q（M_B，R_B），使得映射对 P 和 Q 在各自区内引起的地震烈度 I 和地震动参数 Y 相等，即 $I_A(M_A, R_A)=I_B(M_B, R_B)$ 和 $Y_A(M_A, R_A)=Y_B(M_B, R_B)$。这里，$Y$ 为任一地震动参数，如加速度、速度、反应谱某一周期处的值或地震动持续时间。

（2）映射的原则。

与A区的P（M_A，R_A）相对应的B区的Q（M_B，R_B）可以通过扭曲变换得到，设想将A区和B区的烈度衰减曲线分别绘在普通纸和透明的橡皮纸上，将橡皮纸扭曲，使M与R轴仍在原轴上移动，但其长度可以改变，其它点任意扭曲，当B区与A区的同一烈度曲线完全相重合时，重合的点即为映射对P（M_A，R_A）和Q（M_B，R_B）。通过对扭曲方法的限定至少可以出现四种映射原则：等震级、等距离、最小扭曲（最短距离）和最小扭曲可逆原则。由于最小扭曲（最短距离）和最小扭曲可逆原则几乎没有差别，故下文仅对等震级、等距离和最短距离原则转换方法进行对比分析。

（3）坐标变换。

等震级、等距离原则可以很容易在（M，R）坐标系中实现，而最短距离原则，若仍在同样（M，R）坐标系下进行就失去了意义。因为在（M，R）坐标系下，距离的变化范围为几百公里，而震级的变化范围最大不超过9，二者相差两个数量级之多。当R较大，计算最短距离$\sqrt{R^2+\overline{M}^2}$时，震级的作用相对于距离来说几乎可以忽略。为了避免这一现象，采用归一化方法，使震级和距离在新的坐标系（m，r）下具有相同的量级，如图19.8.1所示。归一化的方法如下：

$$m = (M - \overline{M})/\sigma_M \tag{19.8.1a}$$

$$r = (R - \overline{R})/\sigma_R \tag{19.8.1b}$$

$$i = (I - \overline{I})/\sigma_I \tag{19.8.1c}$$

其中，$\overline{M}$、σ_M、$\overline{R}$、σ_R、$\overline{I}$、σ_I分别为烈度衰减关系所适用范围的离散值中的震级数据M、距离数据R和烈度数据I的均值和标准差，m和r为归一化后的新坐标系（m，r）下的坐标值。

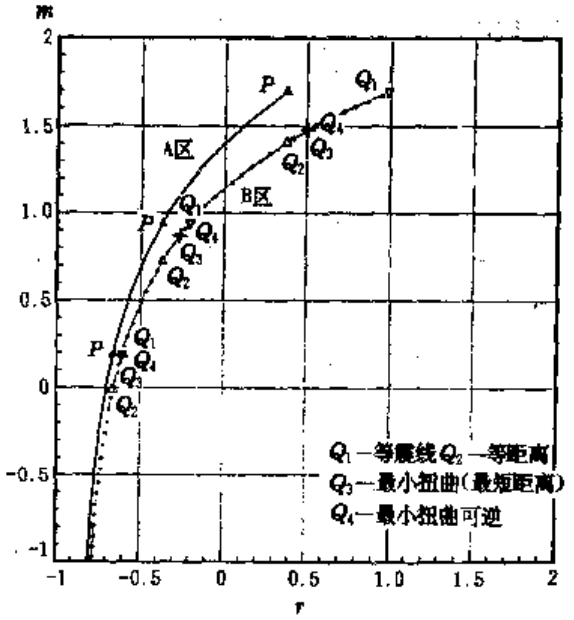


图19.8.1　地震烈度衰减曲线的映射原则

19.8.2.2　采用映射法转换我国地震动衰减关系

（1）我国地震烈度衰减关系的选取。

从我国大量历史地震资料的等震线形状看，特别是在我国西部地区，大多数地震的Ⅵ度

以上等震线呈长形，可简化为椭圆型，由于我国东部和西部特有的震源特性和地壳介质构造的差异，使得我国东部、西部地震烈度衰减关系存在明显不同，其中西部等震线以瘦长型为主，而东部多为短胖型，故我国地震烈度衰减关系通常按椭圆的等震线长、短轴分别统计，这里选用《中国地震烈度区划图（1990）》中的研究结果。

东部地区地震烈度短轴、长轴衰减关系如图 19.8.2 所示，分别为

$$I_{短} = 2.617 + 1.435M - 3.318\lg(R+7), \qquad \sigma_I = 0.56 \tag{19.8.2a}$$

$$I_{长} = 6.046 + 1.480M - 4.792\lg(R+25), \qquad \sigma_I = 0.49 \tag{19.8.2b}$$

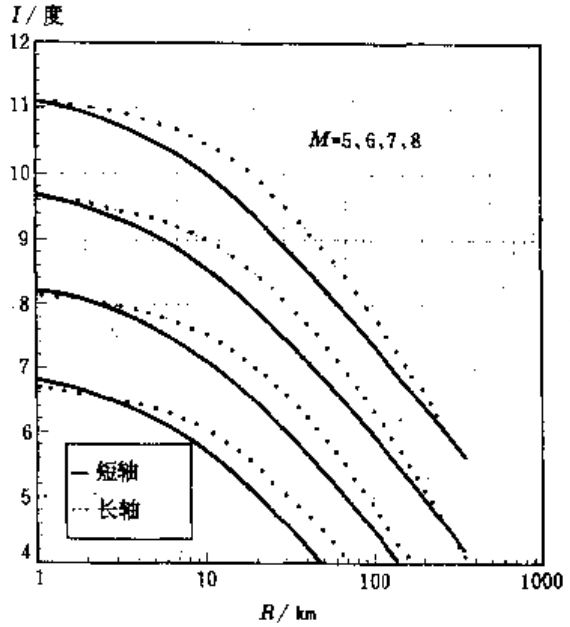


图 19.8.2　我国东部地区地震烈度衰减关系

西部地区地震烈度短轴、长轴衰减关系（如图 19.8.3 所示）分别为

$$I_{短} = 2.941 + 1.363M - 3.440\lg(R+7), \qquad \sigma_I = 0.61 \tag{19.8.3a}$$

$$I_{长} = 5.643 + 1.538M - 4.856\lg(R+25), \qquad \sigma_I = 0.64 \tag{19.8.3b}$$

（2）参考地区地震烈度衰减关系和地震动衰减关系的选取。

美国西部地震烈度衰减关系如图 19.8.4，选用 Chandra 对圣安德烈斯地区 1906～1966 年间 10 次地震等震线资料的研究结果：

$$I = I_0 + 2.014 - 0.00659R - 2.014\lg(R+10), \qquad \sigma_I = 0.274 \tag{19.8.4}$$

其中，$R \leqslant 330\text{km}$；$M = \frac{2}{3}I_0 + 1$。

美国西部地震动衰减关系如图 19.8.5 和图 19.8.6，系数值见表 19.8.1，选用霍俊荣博士论文中提供的基岩场地的地震动峰值加速度和速度衰减关系，其形式为

$$\lg Y = c_1 + c_2M + c_3M^2 + c_4\lg(R + R_0(M)) \tag{19.8.5}$$

$$R_0(M) = c_5\exp(c_6M) \tag{19.8.6}$$

其中，Y 代表峰值加速度（PGA）和峰值速度（PGV）。模型中 $R_0(M)$ 项是近场距离饱和因子，它考虑了震中区附近地震动峰值加速度和速度变化不大的现象，担当了区别地震动近远场不同饱和特性的角色。在近场（R 较小时），几何衰减项中 $R+R_0(M)$ 以 $R_0(M)$ 为主，它与

震级 M 的相关程度比较突出；在中远场（R 较大时），$R_0(M)$的作用随 R 增大而逐渐减小，从而比较全面地反映了地震动在近场和远场的不同衰减规律，克服了传统模型中 $\lg Y=c_1+c_2M+c_4\lg(R+c_5)$ 对大震近场地震动估计过高的缺点。

鉴于我国目前缺乏实测地震动资料，难以统计地震动近场饱和特性参数，本文直接引用美国西部的近场饱和特性参数。

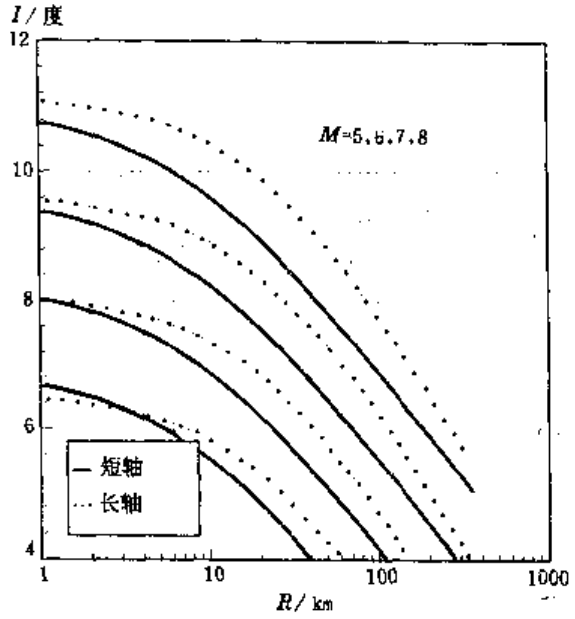


图 19.8.3　我国西部地区地震烈度衰减关系

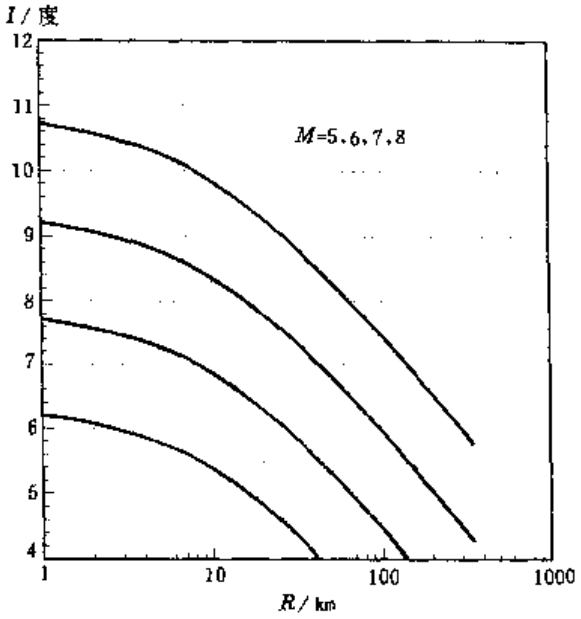


图 19.8.4　美国西部地震烈度衰减关系

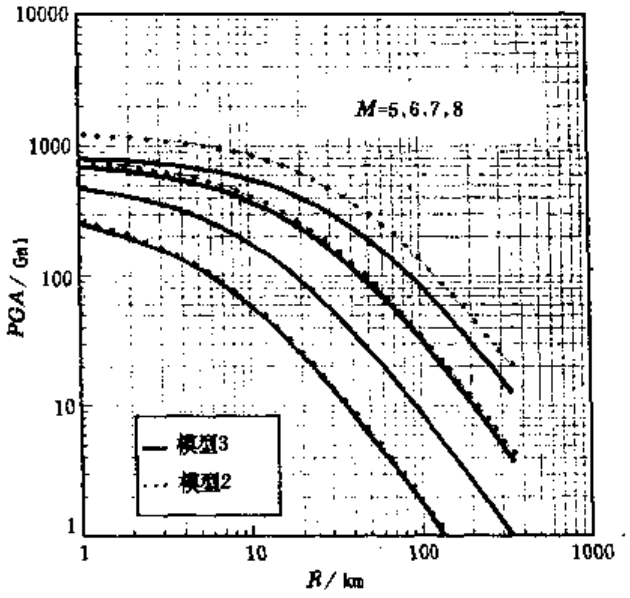


图 19.8.5　美国西部基岩峰值加速度衰减关系

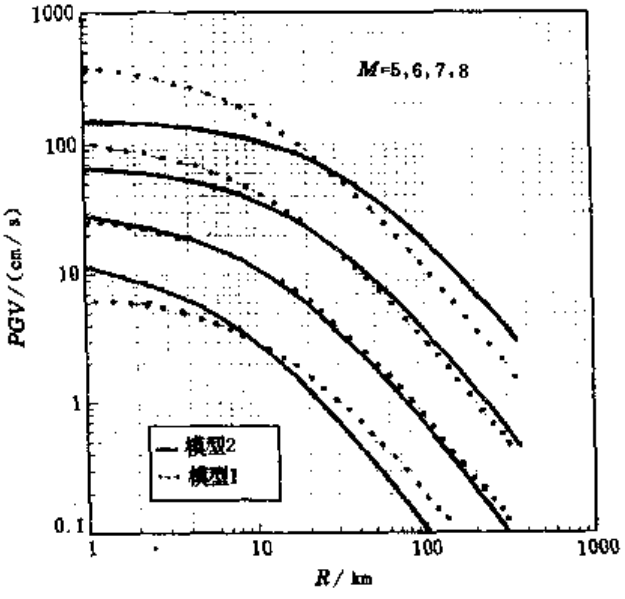


图 19.8.6　美国西部基岩峰值速度衰减关系

表 19.8.1 本文所选取的美国西部地震动衰减关系参数值

地震动参数	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	$\sigma_{\lg Y}$
PGA（Ⅱ型）	−0.935	1.241	−0.046	−1.904	0.3268	0.6235	0.1802
PGA（Ⅰ型）	0.643	0.700	0.000	−1.905	0.3268	0.6235	0.1801
PGV（Ⅰ型）	−1.448	0.824	0.000	−1.794	0.3268	0.6235	0.2582
PGV（Ⅰ型）	−0.046	0.582	0.000	−1.729	14.0000	0.0000	0.2571

19.8.2.3 转换结果的方差估计

转换结果的方差估计按《工程场地地震安全性评价工作规范（DB 001-94）》的规定取为

$$\sigma_{YS} = \sigma_{YR} \times \frac{\sigma_{IS}}{\sigma_{IR}} \tag{19.8.7}$$

其中，σ_{YS}为研究区地震动衰减关系的标准差；σ_{YR}为参考地区由原始资料确定的地震烈度与地震动换算关系的标准差，我们采用的数据，即公式（19.8.5）和（19.8.6），对峰值加速度（*PGA*）σ_{YR}取为 0.272、峰值速度（*PGV*）取 σ_{YR}为 0.327（此处 σ_{YS}和 σ_{YR}均是参数 $\lg YS$ 和 $\lg YR$ 的方差，即 $\sigma_{\lg YS}$和 $\sigma_{\lg YR}$）；σ_{IS}为研究区地震烈度衰减关系的标准差；σ_{IR}为参考区地震烈度衰减关系的标准差。

参考地区和研究地区的地震烈度衰减关系都是由烈度等震线资料统计得到的，而等震线实为烈度分布的外包线，对应的 σ 值只反映平滑后的外包线的离散性大小。为了合理地反映烈度分布的离散特性，必须修正等震线的 σ 值为原始烈度资料分布的 σ 值。根据霍俊荣（1989）博士论文及《工程场地地震安全性评价工作规范（DB 001-94）》，我们选 $\sigma_{IR}=0.7$；σ_{IS}（中国东部）$=0.763$；σ_{IS}（中国西部）$=0.910$。转换后的标准差不得小于参考地区的标准差。

另一种方法是直接取外地区的地震动标准差作为本地区的相应值，因为日本、美国、意大利等地的地震动标准差均相差不大，一般 $\sigma_{\lg Y}=0.2\sim0.3$，$\sigma_{\ln Y}=0.5\sim0.7$；若将基岩与软土场地一起计算，则标准差加大。要注意，Y、$\lg Y$ 和 $\ln Y$ 的标准偏差是不同的，$\sigma_{\ln Y}=2.36\sigma_{\lg Y}$。

19.8.2.4 转换的地震动参数量

按照烈度与峰值加速度转换关系从烈度求峰值加速度时，一般意味着峰值加速度与烈度之间存在着对应关系或函数关系。按照这种观点，在加上一些其他变量，如震级、距离之后，也只能对与烈度有密切关系的地震动参数进行转换，如峰值加速度，但不能对与烈度关系不大的地震动量进行转换，如周期长达 10s 的反应谱坐标或强度包络函数 $f(t)$的下降段的系数 c 值，这时不会找到其间的函数关系，因为它们与烈度的关系不大。但是，用作者建议的映射法，在地震烈度 I 与地震动 Y 的关系之间再加入第三个量 M 或 R 之后，情况就完全不同了。这时，我们可以推求任何地震动参数 Y，只要它与震级 M 和距离 R 有明确的函数关系。其原因就在于现在所寻求的关系是两地区之间的映射地震对，即寻求两区的一对地震。总之，这一方法的第一步是通过两地区的烈度衰减关系，寻求地震对（M_A，R_A）和（M_B，R_B），从而找到映射关系：

$$M_A = f_1(M_B, R_B) \tag{19.8.8}$$

$$R_A = f_2(M_B, R_B) \tag{19.8.9}$$

第二步是将此关系代入参考区的地震动衰减关系，如式（19.8.5），从而得到研究区的地震动衰减关系，如表19.8.1所示的结果，从而得到任一地震动量Y的衰减关系。这一方法的重要特点是，它并不要求I、M、Y或I、R、Y之间存在着直接的函数关系，这是常规方法根本办不到的。这种换算方法，与McGuire的方法［式（18.5.11）］完全不同，他是用回归方法直接求烈度I、加速度a与震级M或距离R的函数关系，我们的建议不是直接寻求这一关系，而只要求Y与M、R之间存在的函数关系。

由于在现在通用的衰减关系中，仅采用震级M这个量来表示震源的影响，仅采用距离R一个量来表示传播途径与介质的影响，忽视了其它有影响的独立参数，如震源的断裂方式、应力降、震源能量的谱分布、传播途径中介质的非均匀性与多次反射折射的影响，因此，衰减模型只能是近似的。随着人们认识的提高，衰减关系可能改变，如在式（19.8.2）至（19.8.6）中再加上新的参数，设为传播途径P与介质S。假设这时的衰减关系为

$$\ln Y = G_{外}(M, R, P, S) \tag{19.8.10}$$

$$I = F_{外}(M, R, P, S) \tag{19.8.11}$$

这时仍然可以联立以上两式，消去其中M、R、P、S之一，如为S，则可得新的换算关系：

$$f_{外}(Y, I, M, R, P) = 0 \tag{19.8.12}$$

将此关系代入本地区的烈度衰减关系中，消去I，即可得此地区的地震动衰减关系：

$$f_{本}(Y, M, R, P, S) = 0 \tag{19.8.13}$$

19.9 非基岩场地的地震动衰减关系

本章仅简单介绍少数几个有代表性的非基岩场地的地震动衰减关系，但并不推荐使用。原因在于这种方式不能合理地反映场地的滤波与放大效应，不如第二十二章中推荐的方法。

19.9.1 非基岩场地的地震烈度衰减关系

见第19.5.6节。

19.9.2 非基岩场地的峰值加速度、速度与位移的衰减关系

图19.9.1中给出了Idriss-Pawer 1978年得到的不同场地上的原始资料及加速度衰减关系的对比。由此可见，在基岩与软土场地上的峰值加速度差别不大，而且并不表示出像式（19.4.1）中采用f_0的方式那样，即不同场地上的地震动衰减关系一定要平行，而对于高频为主的峰值加速度，近场（$\Delta \leqslant 20$km）的峰值加速度在基岩上要大于土层，而在远场（$\Delta \geqslant 30$km）上则相反。多数专家承认这种现象，并且认为对于低频为主的位移而言，则总是土层上的要大；对于速度而言，可能亦如此，但差别要小得多。

这里虽然给出了一些非基岩场地的地震动衰减关系，但由于现在大家公认场地土壤条件的影响应该在整个频谱中考虑，故这种土层场地衰减关系的方式不是一个适当的方式（参见第二十二章）。

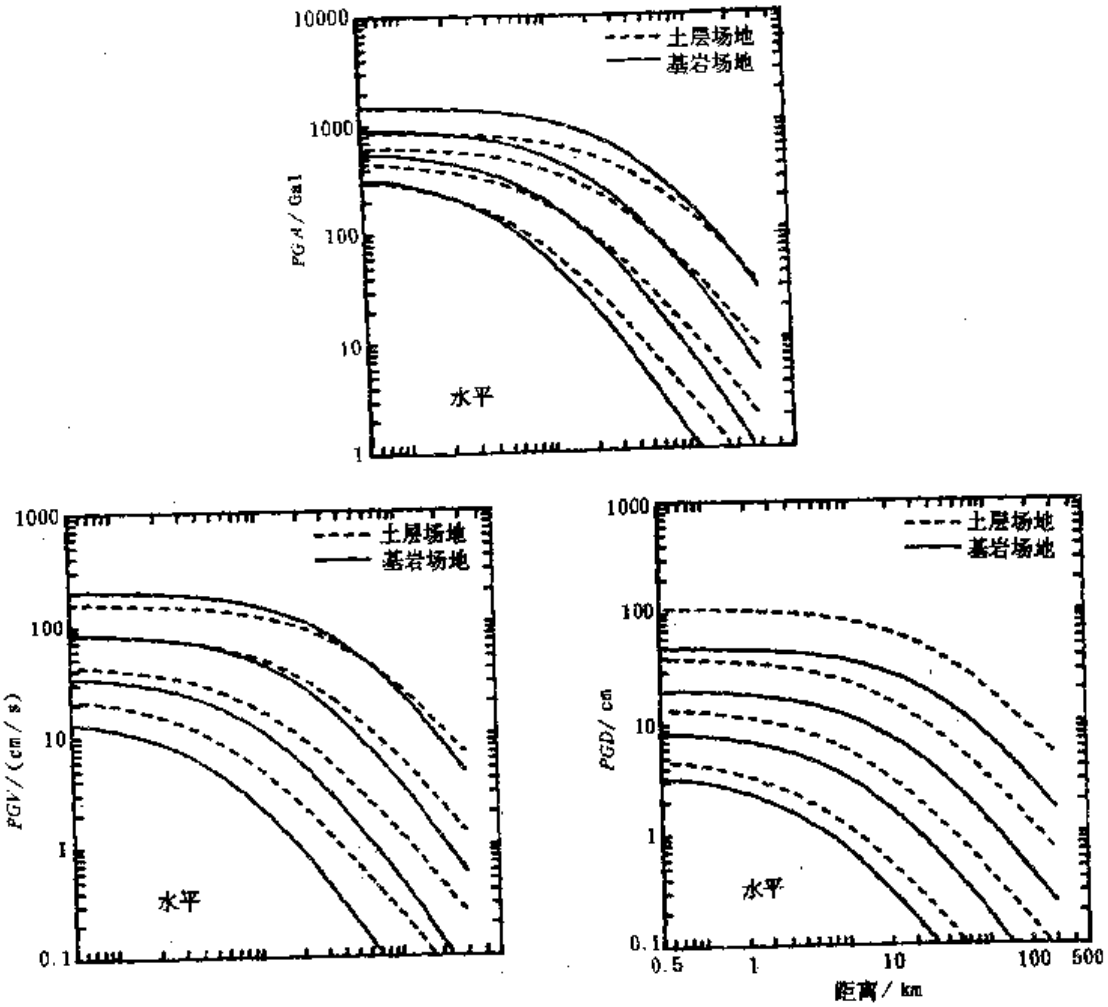


图 19.9.1　不同场地的地震动衰减

19.10　几个重要问题

19.10.1　衰减关系的选择

由于认识方法和数据的不统一，现在存在着多种衰减关系模型和数值，如何选择适当的衰减关系是一个重要问题。

(1) 第一个要重视的问题是，要充分认识、理解不同衰减关系的背景、假定及其优缺点，从而选择合理的适用关系，不能本末倒置，先对结果有一个数值上的要求，从而选择可以给出自己所需结果的衰减关系。即使自己的认识或预期的结果是合理的，也应逐一检讨工作中每一重要步骤的合理性，而不能认定用衰减关系去调整出自己所需要的结果。如一地区的烈度估计是Ⅷ度，就去选择一个峰值加速度衰减关系，使它能给出 0.25g 的加速度值，以便与 1980 年的中国地震烈度表Ⅷ度为 0.25g 的规定相符合，或者甚至于首先在自己心目中定下了此场地的地震烈度为Ⅶ度、加速度为 0.125g 的目标，然后力求选择可以满足此要求的烈度与峰值加速度的衰减关系。

选择衰减关系时，首先应该先对手边的问题有一个明确的认识，特别要注意对给定场地起主要作用的是近震、中等距离或远距离的地震和主要震级段，是一般工程、超高层、特大跨度的桥梁或特别重要的工程如核电厂或长江三峡大坝，要针对这些具体特点选择适当的衰

减关系。对于特别重大的工程，要特别注意衰减关系及其标准差，要考虑是否选用保守的（平均值＋标准差）的估计；对于震中区附近场地的峰值加速度估计，要选择能体现震中区峰值加速度饱和的衰减关系，假若震级很大，还要考虑震中区峰值加速度随震级的饱和以及几何衰减项的影响；对于柔性结构（如超高层及特大跨度的桥梁），尤其是位于柔软地基上，而且又存在远震大震威胁时，要特别注意反应谱的长周期部分，一般要进行特别研究，这时，一般的反应谱衰减关系已不适用。

（2）对于近震中处的衰减关系，要特别慎重，对于高频地震动，如加速度，要注意到两种饱和现象，即：①在近震中区，随着震中距的减小（如小震趋近于 5km 左右、大震趋近于 20km 左右之后），加速度峰值可能不随震中距减小而增大；②在近震中区，随着震级的加大，如在震级接近 7 或 7.5 之后，震中附近的加速度峰值可能也不随震级的加大而增大。对于速度峰值可能也会出现这种现象，但不如加速度那么显著。

（3）对于同一个场地，各项地震动参数（如峰值加速度、反应谱、持时或强度包络函数）要互相匹配一致，不得任意各选一个，以防矛盾。

（4）当选用分长、短轴或椭圆性的地震烈度衰减关系时，要注意，在震中处长短轴的衰减关系应给出相同的烈度，相差过大是不合理的。

（5）对特别重要的工程，要重视衰减关系的标准差的估计。

（6）要注意烈度衰减关系与地震动衰减关系的匹配。

19.10.2　所用衰减关系合理性的论证或说明

要给出所选用的关系与常用关系之间的对比，对所采用的衰减关系的特点进行说明。

19.10.3　慎重使用非基岩场地的衰减规律

不宜单独使用非基岩场地的衰减关系，它只能作为一种辅助手段，作对比之用。对于非基岩场地上地震动的估计，可参照第二十二章有关规定进行。

参 考 文 献

霍俊荣、胡聿贤，1991，地震动峰值参数衰减规律的研究，地震工程与工程振动，11（2）。

胡聿贤、周克森、阎秀杰，1996，缺乏地震动加速度记录地区地震动估计的映射法，地震工程与工程振动，16（3）。

罗奇峰、胡聿贤，1990，近场地震加速度时程合成的新半经验格林函数法，地震工程与工程振动，10（3）。

Bolt，B. A.，et al.，1987，Seismic strong Motion Synthesis，Academic Press.

Joyner，W. B. and Boore，D. M.，1981，Peak Horizontal Acceleration and Velocity From Strong Motion Records Including Records from 1979 Imperial Volley，Califormia Earthquake，BSSA，71（6）.

Joyner，W. B. and Boore，D. M.，1982，Prediction of Earthquake Response Spectra，USGSOF，82-977.

第二十章　人造地震动[①]

20.1　用　　途

由于地震动时间过程的细节依赖于震源破裂的细节、复杂传播介质的细节以及局部场地条件的细节，而这些因素非常复杂，无法精确预见，因此地震动时程常常被描述成随机过程。目前，人们普遍承认地震动具有两个基本特点：不可精确预测性和不可重复性。

70年代以来，核电站和近海采油平台迅速兴建，大型水坝、高层建筑和大跨桥梁日益增加，其中很多兴建于强震活动地区。由于这些结构物的重要性，加之缺乏这类工程的抗震经验，对其抗震性能的研究引起了社会和工程界的重视，相应的抗震规范都规定，在上述重要结构的设计中，应当采用真正的动力分析来考虑地震动时间过程的影响。另一方面，为探讨结构地震反应中的耗能特性和破坏机理，单纯的地震动峰值和反应谱理论已不能满足需要，必须对结构物在地震动作用下的整个过程进行真正的动力分析。

在结构的抗震计算中，对设计地震动有各种要求，如根据地震环境及场地条件来确定一组地震动加速度时程，使其反应谱符合特定的设计谱；在求解非线性滞变多自由度体系随机反应时，所采用的统计分析法，如蒙特卡罗法，需要大量满足一定统计特征的地震动加速度时程；在理论分析中，为研究某一参数的影响，要尽量保持其他参数不变，需要具有相同统计特征的一组地震动时程。另外，在进行结构模型试验时，也要有满足特定条件的地震动时程作为输入。为了满足上面提出的种种要求，必须对每组感兴趣的条件拥有大量记录，而这条件组合则与震源、距离和局部场地条件等很多变量密切相关。满足上述条件所需要的记录现在还远远不具备，因此需要利用人造地震动时间过程。

人造地震动有多种途径，在现场进行试验时，有时采用微秒差的连续多次爆破、工业爆破和核爆破；在振动台试验和结构的抗震计算时，则均需要提供数字的或模拟的地震动。本书只讨论后一种。

20.2　几种地震动合成方法

在工程地震学研究中，学者们采用多种方法来估计地震动。其中包括比例法、拟合目标反应谱的数值法及半经验半理论方法。下面分别介绍这几种方法。

20.2.1　比例法

在比例法中，首先选择一个地质、地震条件及地震动参数尽量符合各项要求的地震动记录，若地震动参数不完全符合要求，则将时间坐标 t 和加速度坐标 a 分别乘以适当常数以使加速度时程满足各项要求。由于此法可供调整的参数仅两个比例常数，所以只能满足振幅与卓越周期这两个要求。设要求的地震动具有峰值 a^{0}_{max}、卓越周期 T^{0}、持时 T^{0}_{d}。此法首先要求针

① 赵凤新执笔。

对这一要求的地震（震源机制、震级、距离）和地质（基岩或场地土）条件，选择尽可能满足这两类条件的地震动记录 $a(t)$，但其峰值 a、卓越周期 T 与持时 T_d 并不完全与要求的相同。这时可以采用两个比例常数 a^0/a 与 T^0/T 分别调整 $a(t)$ 的加速度坐标与时间坐标，以完全满足最大加速度与卓越周期的要求，但除了在 $T^0/T=T_d^0/T_d$ 时，调整的持续时间 $T_d\times(T^0/T)$ 并不等于 T_d，为此，通常在选择地震动记录 $a(t)$ 时，若 $T_d\times(T^0/T)$ 略大于 T_d^0，则在调整后可以切除尾部较小的记录而不影响卓越周期。

这一方法无法满足反应谱或功率谱的其他要求，其他要求只能通过记录 $a(t)$ 的选择来近似满足，因此，它并不能达到同一集系多次取样的要求。这种方法目前已经较少使用。

20.2.2 数值法

随着强震观测的发展及人们对地震宏观震害经验和仪器测量结果的大量分析研究发现对于工程抗震而言，地震动的特性可以通过三要素来描述，即地震动的振幅、频谱和持续时间。因此工程上一般要求对地震动三要素进行模拟。

1974 年，Scanlan 和 Sachs 提出了用三角级数模型进行地震动加速度时程的模拟，模拟的目标是地震动三要素。它的基本思路是用一个三角级数构造平稳高斯过程，然后乘以确定性的包线，得到非平稳时程，其形式如下：

$$a(t)=f(t)\sum_{k=0}^{n}A_k\cos(\omega_k t+\Psi_k) \tag{20.2.1}$$

式中，Ψ_k 为相角，通常认为它是在（0，2π）区间内均匀随机分布；A_k 与 ω_k 分别为第 k 个频率的幅值和圆频率；$f(t)$ 为强度包线。在拟合目标反应谱时，首先选择一个初始时程 $a^0(t)$，计算这一时程的反应谱，根据计算结果与目标谱的差异来调整幅值谱 A_k，从而生成新的时间过程；重复上述过程直到时程的反应谱与目标谱满足误差要求为止。

另一种较常用的方法为自回归移动平均 ARMA 法，这种方法将地震动时程 $a(t)$ 看作是一个白噪声过程 $n(t)$ 经过过滤器得到的过滤噪声，过滤器可以用微分方程来表示：

$$\ddot{u}+2\zeta\omega\dot{u}+\omega^2u=c_1\dot{n}+c_2n \tag{20.2.2}$$

这样就可以得到常用的单峰点频谱的过滤噪声地震动。

在数理统计中，常采用的自回归（AR）移动平均（MA）模型，在离散时间中可表示为

$$\begin{aligned}U(t)=\alpha_0+\alpha_1U_{t-1}+\alpha_2U_{t-2}+\cdots+\alpha_mU_{t-m}\\+Z_t+\beta_1Z_{t-1}+\beta_2Z_{t-2}+\cdots+\beta_lZ_{t-l}\end{aligned} \tag{20.2.3}$$

上式右端包括 U 的部分称为自回归，其阶为 m，包括 Z 的部分称为移动平均，其阶为 l，由上式表示的 ARMA 模型称为 (m,l) 阶的，$l<m$；在连续时域中可表示为微分方程，U 是 m 阶的，Z 是 l 阶的，式（20.2.3）中常系数 α_i 与 β_i 决定了输入 $Z(t)$ 与输出 $U(t)$ 之间关系，即滤波器的特性；改变某些系数和输入 $Z(t)$，可以制造出不同要求的地震动 $U(t)$，可以根据需要取 $\dot{U}(t)$，$\ddot{U}(t)$ 或其他 $U(t)$ 与 $Z(t)$ 的函数组合作为地震动。

20.3 人造地震动要求满足的条件

目前，人们普遍认识到，地震动的工程特性应当包括振幅、频谱与持时这三个要素。大量客观事实说明，这三个要素的不同组合决定着各类结构物的安全。因此用于结构抗震分析的人造地震动时程通常也应满足这三个要素。

振幅通常指地震动的最大加速度、速度或位移。频谱常指反应谱或功率谱。持时的定义多种多样，在给定持时的同时应指明持时的定义。时程的强度包线 $f(t)$不仅控制持时，还给出时程强度的变化规律，因此若能给出 $f(t)$，则持时便自然确定了。当同时规定持时与强度包线$f(t)$时，两者不应互相矛盾。

时程对目标反应谱的拟合是通过使时程的反应谱在某些选定的周期点上的值与目标谱满足一定误差来实现的。首先根据需要与可能，确定需要控制的反应谱，即目标反应谱$S_a^T(T)$ $(T=T_1, \cdots, T_M)$ 的坐标点数 M。国际上用的是 $M=40\sim80$，且 $T_1, \cdots, T_m$ 应尽量在周期的对数坐标上均匀分布。

时程的频率增量 $\Delta\omega$ 由三角级数的项数 N 和时程时间增量 Δt 控制，其关系为

$$\Delta\omega = \frac{2\pi}{N \cdot \Delta t} \tag{20.3.1}$$

时程时间增量 Δt 的确定需考虑对频率上限的要求。根据采样定理，时程的频率上限 ω_N 为

$$\omega_N = \frac{\pi}{\Delta t} \tag{20.3.2}$$

如果目标谱的最短控制周期为 T_{min}，则 Δt 的选取应遵循下述关系：

$$\Delta t \leqslant \frac{T_{min}}{2} \tag{20.3.3}$$

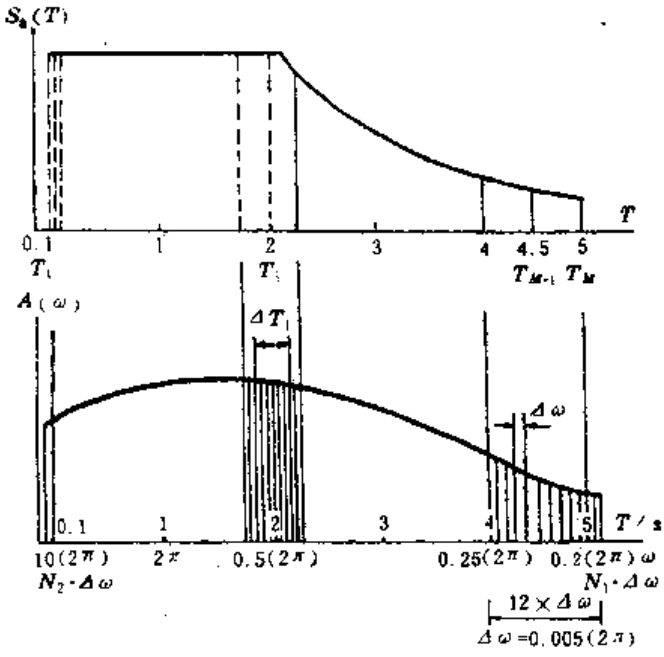


图 20.3.1　反应谱与傅里叶谱取样点数

在实际应用中，每一个坐标 T_i 左右均要有足够数量的三角级数项，特别在反应谱坐标中的长周期段，为此，$\Delta\omega$ 应选择足够小，如图 20.3.1 所示。但是，假若在长周期段要求三角级数有较多项，则短周期段的三角级数项数将过多，从而不必要地增加 N 值。例如，设 $T_M=5$s，$T_{M-1}=T_M$ 附近有 5 项三角级数，则要求 $\Delta\omega\approx0.005(2\pi)$，若只考虑 $N=N_2-N_1$ 之间傅氏分量的影响，$(N_1\Delta\omega<2\pi/T_M,\ N_2\Delta\omega>2\pi/T_1)$，取 $N_1=38$，按此 $\Delta\omega$ 直到 $T_1=0.1$s，则 $N_2\geqslant2000$。因此三角级数的项数不宜取得过少，否则在控制点迭代的收敛过程可能很慢，甚至无法收敛。通常 N 可取为 500～4000。

时程强度包线 $f(t)$与总分析时段长应满足下述关系。设总分析时段长为 T，为了采用 FFT 算法，$T=N\cdot\Delta t$，$N=2^L$（L 为正整数），Δt 为适当数值，而且 $T=2\pi/\Delta\omega$，$\Delta\omega$ 按前述要求考虑。为满足这些要求，应该采用足够长的时段长 T，它应该大于按 $f(t)$要求的时段长。这时可以在原来要求的时间过程强度包线函数 $f(t)$之后加上一串足够长的零加速度值的尾部，以满足足够小的 $\Delta\omega$ 值和 $N=2^L$ 的要求。这相当于将 $f(t)$修改为四段，分别是上升段、平稳段、下降段和加零段，如图 19.7.1 所示。在采用 FFT 算法进行随机振动分析时，常常采用加零段的方法，以满足足够小的 $\Delta\omega$ 和 $N=2^L$ 的要求；在结构分析的频域算法中它还用来满足反应的零初始条件的要求。

目标反应谱的容许误差 ε 在应用中有两种常用的控制方式。一种方式要求：

$$\frac{S_a(t) - S_a^T(T)}{S_{a,max}^T} \leqslant \varepsilon_a$$

其中，ε_a 为绝对误差；$S_a(T)$为时程的计算反应谱；$S_a^T(T)$为目标反应谱；$S_{a,max}^T$为目标反应谱中的最大值。这种对精度的控制实质上是控制了反应谱的绝对误差，不同周期的反应谱绝对误差均为

$$S_a(T) - S_a^T(T) \leqslant \varepsilon_a \cdot S_{a,max}^T$$

由于长周期段 $T \geqslant 2s$ 后，反应谱值通常已经很小，故相对误差可能很大，若是对长周期地震动有特殊要求，这种方法便无法满足。

对容许误差的另一种控制方式是：

$$\frac{S_a(T) - S_a^T(T)}{S_a^T(T)} \leqslant \varepsilon_r$$

其中 ε_r 为相对误差。即要求计算反应谱与目标反应谱的相对误差满足某一给定精度的要求。这种精度要求明显高于前一种，在长周期处，由于目标反应谱 $S_a^T(T)$很小，在 $\varepsilon_a = \varepsilon_r$ 的条件下，其绝对误差要明显小于前一种要求时的相应值。在高层建筑或大跨度结构的抗震设计中，长周期地震动分量起着十分重要的作用，对长周期部分反应谱的拟合应当具有较高精度，在这种情况下，应采用相对误差表示的精度要求。

在实际应用中，误差 ε_r 或 ε_a 常取 5%～10%。有些研究者认为，地震动本来是一个随机过程，任何提出来需要满足的条件都是一种统计特征，具有平均意义，因此一次抽样不必精确满足这些条件。但是为了不使每次取样有过大的差异，在不过分花费时间和人力的条件下，还是以误差小为好。

20.4 常用方法的步骤

自从 Scalan 和 Sachs 在 1974 年提出用三角级数叠加来模拟地震动加速度以来，越来越多的人采用这一方法。

按照式（20.2.1）的模型，首先要构造一个平稳的高斯过程：

$$X(t) = \sum_{k=0}^{n} A_k \cdot \cos(\omega_k t + \Psi_k) \tag{20.4.1}$$

其三角级数各分量的幅值可以任意给定，也可以由功率谱密度函数求得：

$$A_k = [4 \cdot S(\omega_k) \cdot \Delta\omega]^{1/2} \tag{20.4.2}$$

$$\begin{cases} \Delta\omega = 2\pi/T \\ \omega_k = 2\pi k/T \end{cases}$$

式中，T 为随机过程 $a(t)$的总持时。可以证明，式（20.4.1）给出的过程为具有功率谱密度函数 $S(\omega)$的零均值平稳高斯过程。

当以加速度反应谱作为模拟的目标时，可以利用已知的反应谱与功率谱的近似转换关系：

$$S(\omega) = \frac{\zeta}{\pi\omega}[S_a^T(\omega)]^2 \cdot \frac{1}{\ln[\frac{-\pi}{\omega T}\ln(1-P)]} \tag{20.4.3}$$

式中，$S_a^T(\omega)$为给定的目标加速度反应谱；ζ 为阻尼比；P 为反应不超过反应谱值的概率，一

般可取为 $P\geqslant 0.85$。在数值计算中通常用快速傅里叶变换（FFT）技术进行三角级数求和，这时把式（20.4.1）写成傅氏变换的形式：

$$X(t)=\sum_{k=0}^{n-1}A_k e^{i\omega_k t} \tag{20.4.4}$$

式中，A_k 为 $X(t)$的傅氏谱。由式（20.4.2）得

$$A(\omega_k)=FS(\omega_k)e^{i\Psi_k} \tag{20.4.5}$$

式中，$FS(\omega_k)$为幅值谱；Ψ_k 为相位谱，并有：

$$FS(\omega_k)=\begin{cases}[4S(\omega_k)\Delta\omega]^{1/2} & (k=0,\cdots,\dfrac{n}{2})\\ [S(\omega_k)\Delta\omega]^{1/2} & (k=1,\cdots,\dfrac{n}{2}-1)\end{cases}$$

$$A(\omega_k)=A^*(\omega_{n-k}) \qquad (k=\frac{n}{2}+1,\cdots,n-1) \tag{20.4.6}$$

$A^*(\omega_{n-k})$为 $A(\omega_k)$的共轭，对式（20.4.5）进行傅氏逆变换即可得到式（20.4.1）所示的平稳高斯过程。强度包线可选取下面常用的形式（图 20.4.1）：

$$f(t)=\begin{cases}(t/t_1) & 0\leqslant t<t_1\\ 1 & t_1\leqslant t<t_2\\ e^{-c(t-t_2)} & t_2\leqslant t\end{cases} \tag{20.4.7}$$

将式（20.4.2）与式（20.4.8）相乘，便得到非平稳地震动 $a(t)$的初始时程：

$$a(t)=f(t)\sum_{k=0}^{n}A_k\cos(\omega_k t+\Psi_k) \tag{20.4.8}$$

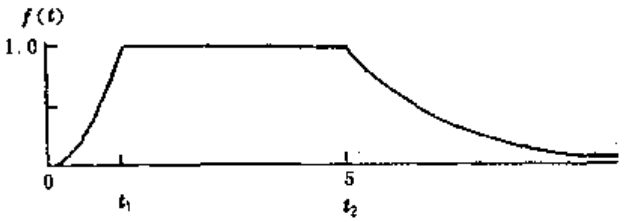


图 20.4.1　强度包线

由于式（20.4.3）表示的反应谱与功率谱的关系是近似的，式（20.4.6）表示的傅氏幅值谱与功率谱的关系是概率平均的，所以按初始时程 $a(t)$计算出来的反应谱一般只近似于目标谱，符合的程度也是概率平均的。为了提高拟合精度，还需要进行迭代调整。通用的方法是按下式调整式（20.4.8）中的傅氏幅值谱：

$$A^{i+1}(\omega_k)=\frac{S_k^T(\omega_j)}{S_a(\omega_j)}A^i(\omega_k) \quad (N_{1j}<k\leqslant N_{2j}) \tag{20.4.9}$$

式中，$A^i(\omega_k)$和 $A^{i+1}(\omega_k)$分别为第 i 和 $i+1$ 次迭代的结果；$S_k^T(\omega_j)$和 $S_a(\omega_j)$为第 i 个控制点的目标谱和计算反应谱。采用上述方式对幅值谱调整仅局限在控制频率 ω_j 附近的 $N_{1j}\sim N_{2j}$个傅里叶分量。通常 ω_{1j}和 ω_{2j}按下述方法选取：

$$\omega_{1j}=\frac{1}{2}(\omega_{j-1}+\omega_j)$$

$$\omega_{2j}=\frac{1}{2}(\omega_j+\omega_{j+1}) \tag{20.4.10}$$

我们将频段 $\omega_{1j}\sim\omega_{2j}$称为 ω_j 的主控频段（图 20.4.2）。对于目标谱控制点 ω_j，迭代运算时只改变主控频段的幅值谱，这是因为在整个频段中，由于共振原理，主控频段频率分量的改变对 ω_j 反应谱的变化最为敏感；另一方面，调整幅值谱时还应尽量将幅值谱变化的影响局限在特定的控制频率 ω_j 附近，以避免在拟合 ω_j 频率处目标反应谱时对其邻近控制频率处的反应谱

带来过大的影响。对幅值谱进行多次迭代修正，即可使计算反应谱向目标谱逼近。注意，在迭代调整中，并未对相位谱进行调整。

上述步骤可用图 20.4.3 所示框图简要表示。

采用上述方法拟合目标反应谱时，经常遇到个别控制点的误差经过多次迭代也无法满足精度的情况。我们将这类不易收敛的控制点称为顽固点。在计算中发现，这种顽固点的出现与随机相位的选取关系很大。有时，对于一组随机相位时程收敛得较好，而对另一组随机相位便可能出现一个或几个顽固点。

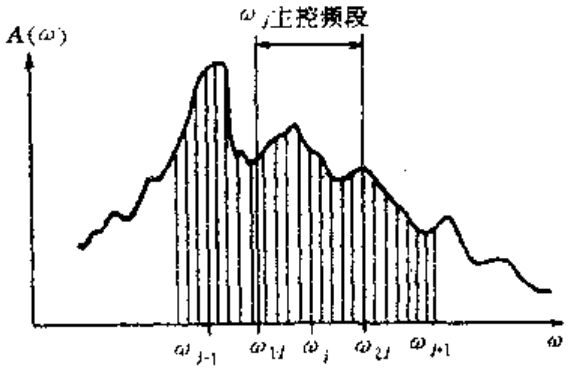


图 20.4.2　主控频段示意图

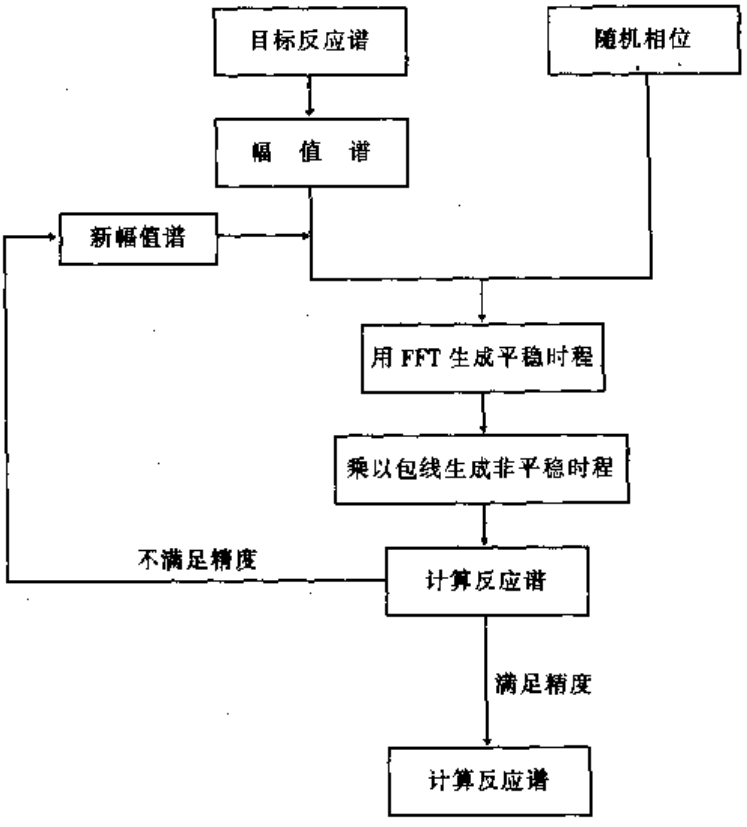


图 20.4.3　常规方法框图

当两个时程的相位谱为互相独立的随机过程时，这两个时程在统计上是互不相关的。图 20.4.4 和图 20.4.5 分别为两条具有不同随机相位的人造地震动时程（时程一和二）。它们对同一目标反应谱的拟合情况分别示于图 20.4.6 和图 20.4.7。目标谱的控制点数为 50，控制误差为 5%，时程一经过 15 次迭代便满足精度要求，而时程二经过 30 次迭代仍然有两个控制点的误差不满足精度要求。如何提高迭代的效率，克服顽固点的出现是人造地震动计算中的重要课题。下面几节我们将介绍这方面工作的进展。

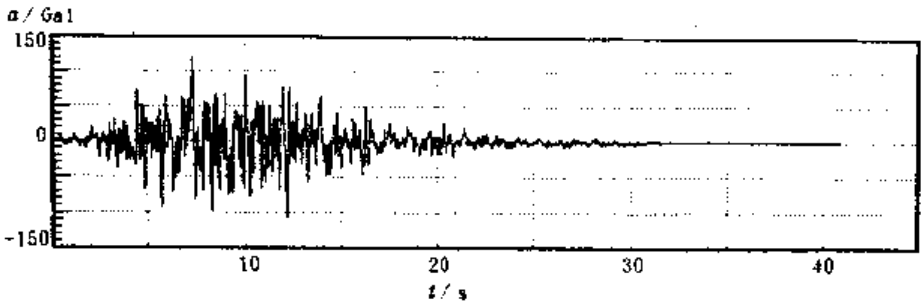


图 20.4.4　加速度时程一

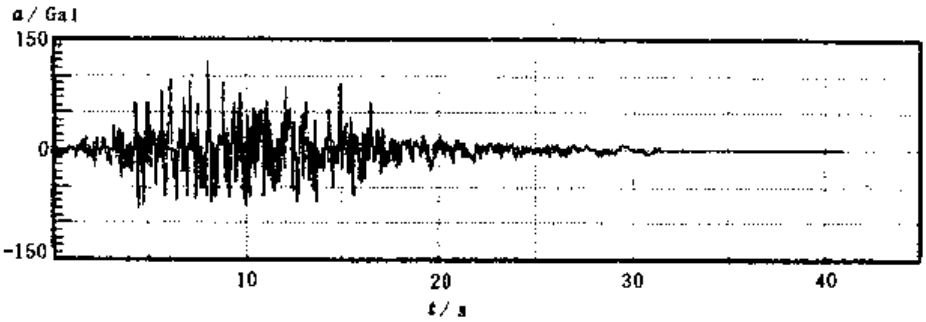


图 20.4.5　加速度时程二

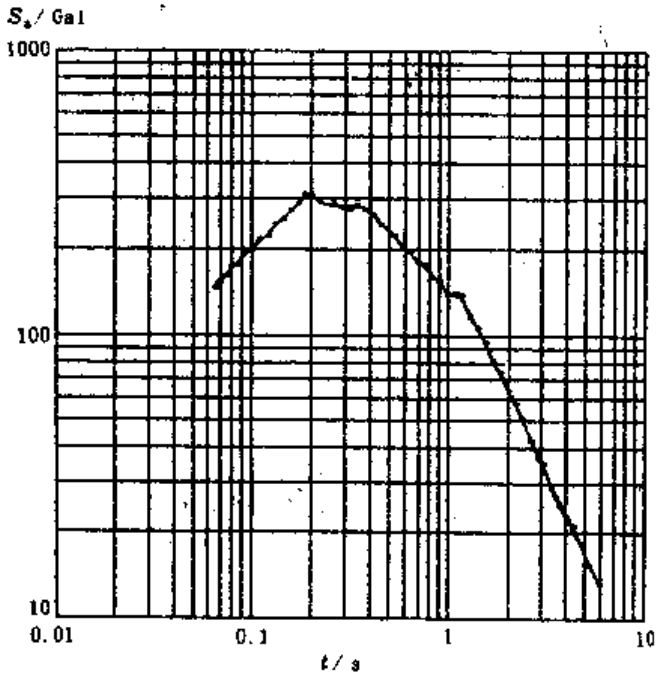


图 20.4.6　反应谱的拟合（时程一）

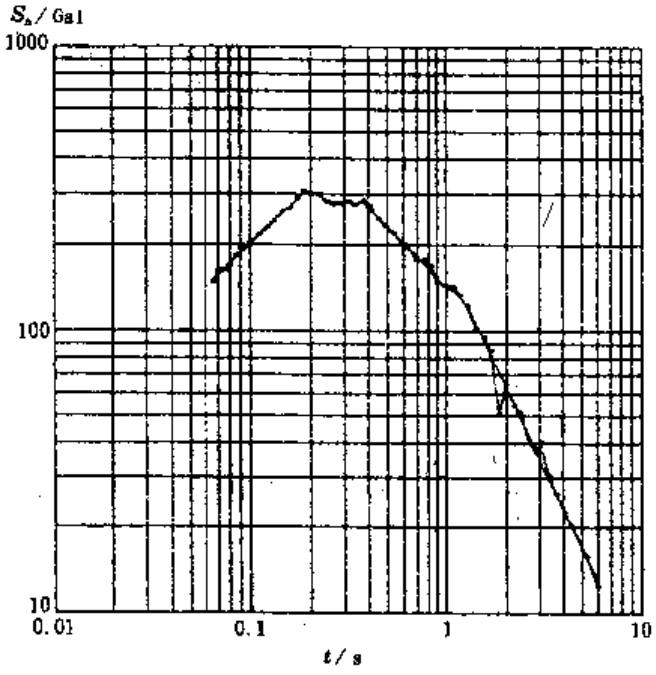


图 20.4.7　反应谱的拟合（时程二）

20.5　强度包线与相位

地震动时程在频域中可以完全等价地表示为傅里叶幅值谱和相位谱。然而以往研究工作

大都集中于幅值谱性质上，对相位谱的性质及与地震动时程种种特征的关系了解很少，只是根据相位谱的表面现象（如图 20.5.6 所示），长期假定相位谱在 0～2π 之间均匀随机分布，因为无论是对埃尔森特罗地震或其它地震动实例的加速度时程都得到类似的结果。

大崎顺彦 1979 年对地震动相位特性的研究首次表明，地震动相位与幅值谱是同样重要的。相位谱中包含了许多重要信息，对加速度时程形状的影响就是其中之一。

20.5.1 相位波

首先介绍相位波的概念。对于地震动时程 $a(t)$，

$$a(t) = \sum_{k=0}^{n} A_k \cos(\omega_k t + \Psi_k) \tag{20.5.1}$$

这一时程的相位波就是将各个三角函数分量的振幅均取为单位值（$A_k \equiv 1$）后得到的时程，即

$$a^*(t) = \sum_{k=0}^{n} \cos(\omega_k t + \Psi_k) \tag{20.5.2}$$

相位 Ψ_k 在（0，2π）范围内均匀分布。图 20.5.1～图 20.5.3 分别为式（20.5.1）所示平稳高斯过程的时程、相位波及相位分布。由此可见，相位在（0，2π）内的确接近均匀分布。图 20.5.4～图 20.5.6 分别为埃尔森特罗地震记录的时程、相位波及相位分布。由此可见，其相位分布亦接近于在（0，2π）内均匀分布。大崎顺彦认为，从这些图及其它地震动记录的相应图可以发现：

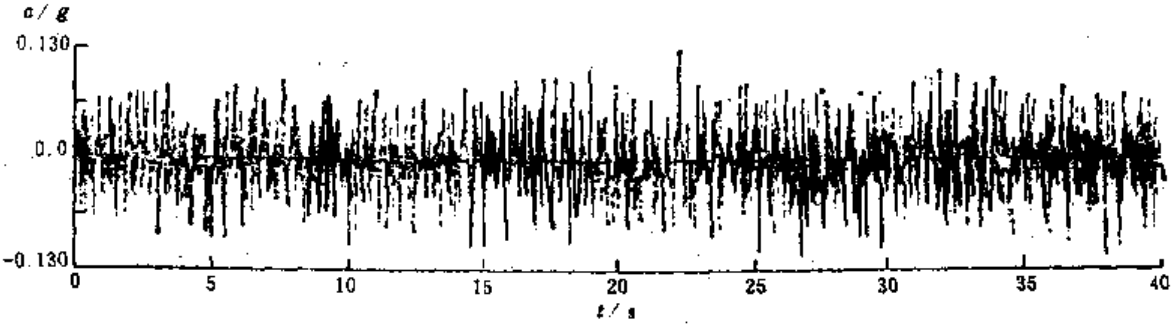


图 20.5.1 平稳时间过程

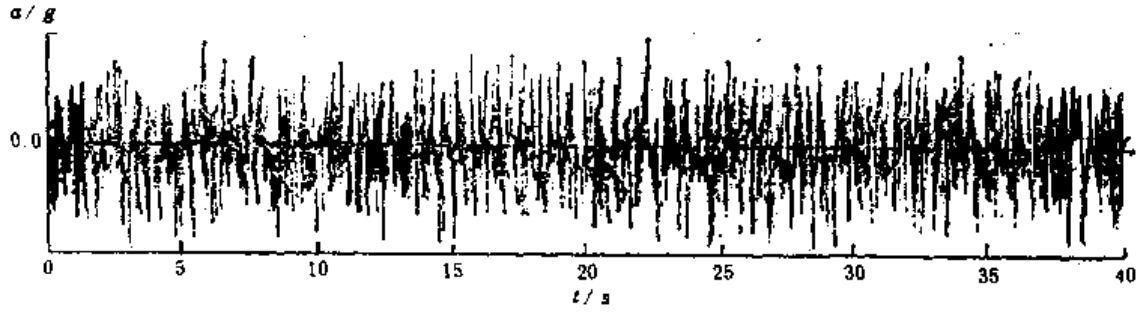


图 20.5.2 平稳时间过程的相位波

（1）平稳时程与非平稳时程的相位分布均近似为〔0，2π〕区间内的均匀分布。

（2）相位波与它对应的时程曲线在强度包线上非常相似，这说明对时程形状起决定作用的不是幅值谱而是相位谱。

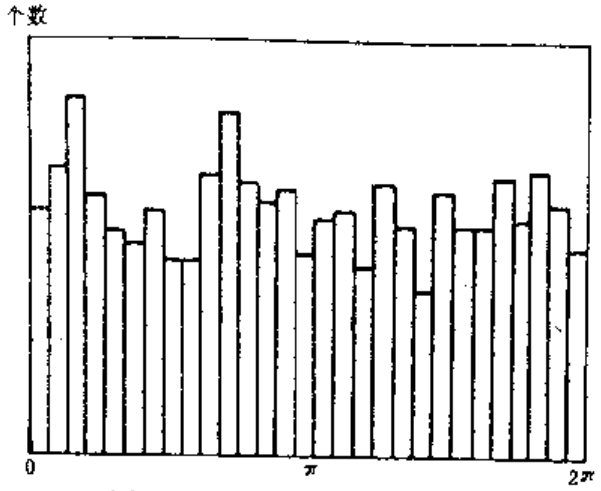


图 20.5.3　平稳时程的相位分布

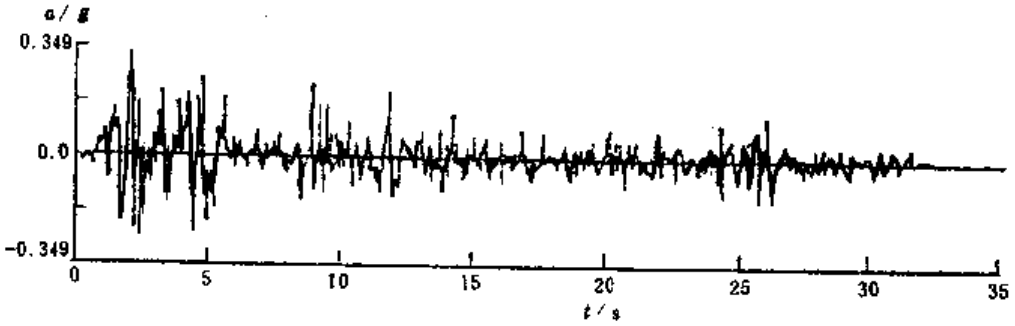


图 20.5.4　埃尔森特罗地震记录

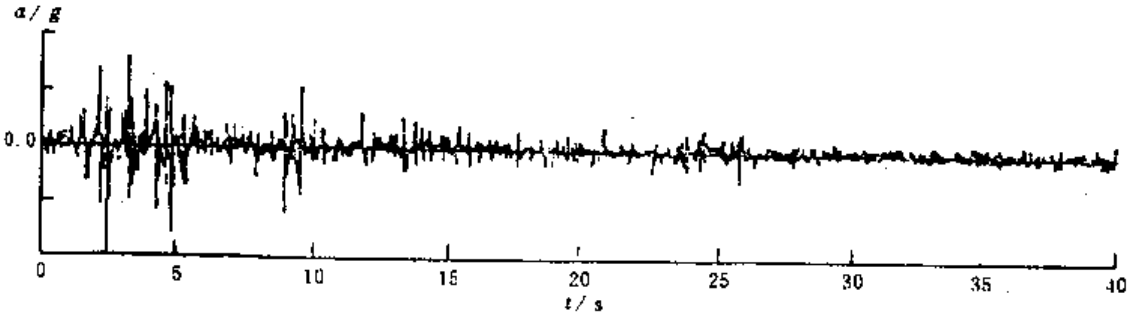


图 20.5.5　埃尔森特罗地震记录相位波

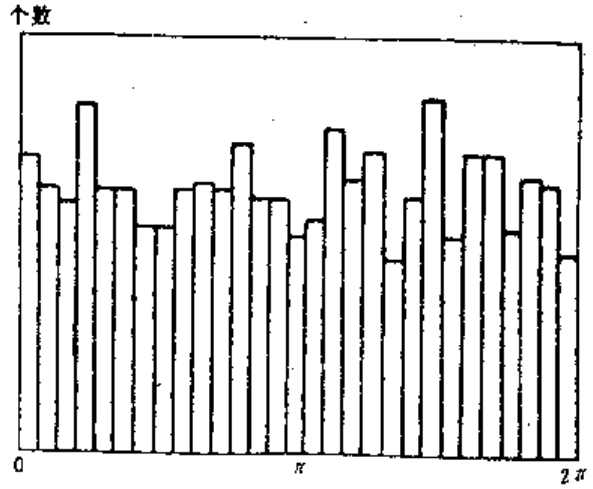


图 20.5.6　埃尔森特罗记录相位分布

20.5.2 相位差及其频数分布

为了进一步研究相位谱对时程的影响，大崎顺彦提出了相位差的概念。相位差被定义为相位谱相邻两频率分量的相位之差，即

$$\Delta\Psi_k = \Psi_{k+1} - \Psi_k \quad (k = 1,2,\cdots,n-1)$$

它是由 Ψ_k 顺时针旋转到 Ψ_{k+1} 的角度来度量的，因此在〔-2π，0〕范围内分布。图 20.5.7 为时程及其相位差频数分布。通过比较可以发现，地震动时程包线形状与其相位差频数分布的形状十分相似。

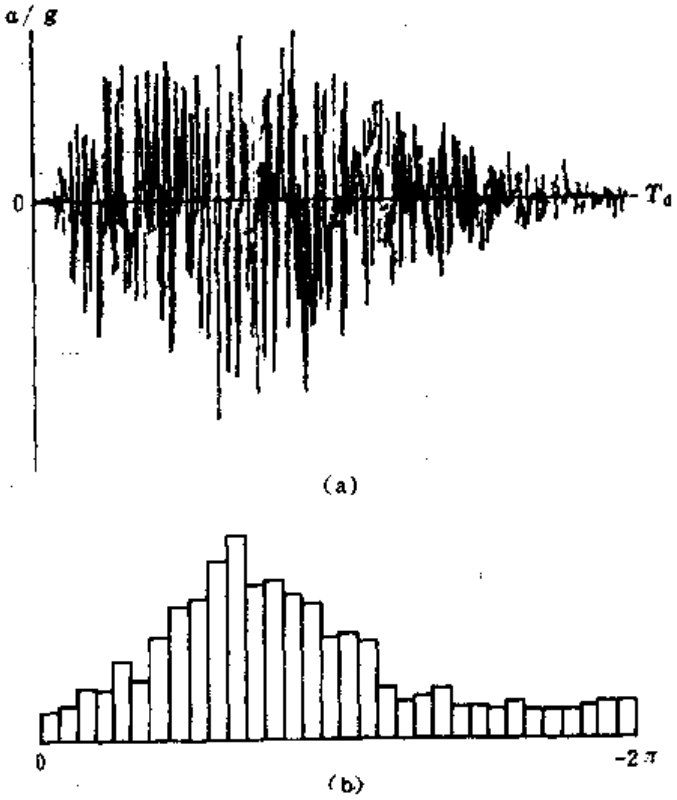


图 20.5.7 时程（a）及相位差频数分布（b）

大崎顺彦研究结果指出了地震动时程相位差频数分布对时程强度包线具有重要影响这一现象。金星、廖振鹏（1990）在假定地震动加速度时程 $a(t)$ 可由强度包线 $f(t)$ 乘以均值为零的平稳高斯过程 $a_s(t)$ 构成的条件下，从理论上论证了地震动强度包线与相位差频数成正变关系。赵凤新、胡聿贤（1992）研究了更具有一般性的强度和频率含量都是非平稳的地震动时程，结果表明：①当时程的相位差谱为独立于频率的随机过程时，对应的时程无论幅值谱形状怎样变化，时程的强度函数 $E[a^2(t)]$ 的形状都固定不变，时程具有频率含量平稳的性质，此时相位差谱的均值决定了强振段在时程中的位置，相位差谱的方差确定了强度函数的胖瘦程度。②如果相位差谱的统计特征依赖于频率，则时程为频率含量非平稳，此时幅值谱对时程强度函数形状有不可忽略的影响。频率 ω_j 附近相位差谱的性质决定了这一部分“能量”在时间域中的集中部位和“胖瘦”程度，而幅值谱却反映了“能量”在时程中所占的相对重要程度，即不同频率处的相位差谱对时程强度函数所施加的影响并不是同等重要的。$E[a^2(t)]$ 总是同时受到相位差谱和幅值谱的双重影响，幅值谱值较大的频段对应的相位差谱对时程的强度函数形状起主要作用。

20.6 改进的幅值谱调整法

20.6.1 新的地震动模型

在常规反应谱拟合方法中，地震动模型是式（20.4.8），按此方法每次迭代后都要乘以强度包线 $f(t)$。1986 年胡聿贤、何训提出了改进的幅值谱调整法及相位调整法。改进后的幅值谱调整方法有以下两个特点：

第一，采用下述地震动模型：

$$a(t) = \sum_{k=0}^{n} C_k \cos(\omega_k t + \Psi_k) \tag{20.6.1}$$

但是 Ψ_k 是将非平稳时程

$$a(t) = f(t)\sum_{k=0}^{n} A_k\cos(\omega_k t + \Psi_k)$$

进行傅氏变换后得到的新相角，而不是原来式中任意选定的 0～2π 间均匀分布的随机相角，这样得到的相位谱 Ψ_k（$k=0$，1，…，n）反映了强度包线 $f(t)$的需要，满足了振幅非平稳或强度包线 $f(t)$与相位谱的关系。

第二，在常规反应谱拟合技术中，对最大反应发生时间及其正负号都未考虑，故幅值谱调整带有一定的盲目性。新方法要求在计算反应谱的同时，对最大反应发生的时间和各频率分量对反应影响的大小和正负号等都要计算出来，以便根据各频率分量对反应谱的贡献进行有目的的调整。

20.6.2 单自由度体系动力反应的级数解

为了确定各频率分量对单自由度体系最大反应的影响，必须建立式（20.6.1）用级数表示的体系反应的解析式。在地面运动 $\ddot{x}(t)$作用下单自由度体系的运动方程为

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta\omega\dot{x}(t) + \omega^2 x(t) = -\sum_{k=0}^{n} C_k\cos(\omega_k t + \Psi_k) \tag{20.6.2}$$

单独考虑第 k 个分量作用时，体系反应的运动方程为

$$\ddot{x}_k(t) + 2\zeta\omega\dot{x}_k(t) + \omega^2 x_k(t) = -C_k\cos(\omega_k t + \Psi_k) \tag{20.6.3}$$

绝对加速度反应为

$$\begin{aligned}\ddot{x}_{ka}(t) = C_k\{&(2\zeta^2-1)\omega^2[A_k\sin\omega_D t + B_k\cos\omega_D t]e^{-\zeta\omega t}\\ &- 2\zeta\omega\omega_D[A_k\cos\omega_D t - B_k\sin\omega_D t]e^{-\zeta\omega t}\\ &- \omega_k^2[G_1\sin(\omega_k t + \Psi_k) + G_2\cos(\omega_k t + \Psi_k)]\\ &+ \cos(\omega_k t + \Psi_k)\}\end{aligned} \tag{20.6.4}$$

式中系数为

$$\left.\begin{aligned}&G_1 = 2\zeta\beta C, G_2 = (1-\beta_2)C\\ &C = -\frac{1}{\omega^2}\cdot\frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2}\\ &\beta = \omega_k/\omega,\quad \omega_D = \omega\sqrt{1-\zeta^2}\end{aligned}\right\} \tag{20.6.5}$$

由零初始条件，可得常数 A_k 和 B_k 为

$$\left.\begin{aligned}A_k &= \frac{1}{\omega_D}\{\zeta\omega B_k - \omega_k(G_1\cos\Psi_k - G_2\sin\Psi_k)\}\\ B_k &= -G_1\sin\Psi_k - G_2\cos\Psi_k\end{aligned}\right\} \tag{20.6.6}$$

得到第 k 个分量的绝对加速度反应之后，由线性叠加原理，就可得到整个时程的绝对加速度反应，即

$$\begin{aligned}\ddot{x}_a(t) = &(2\zeta^2-1)\omega^2 e^{-\zeta\omega t}\sin\omega_D t\sum_{k=0}^{n} A_k + \cos\omega_D t\sum_{k=0}^{n} B_k]\\ &- 2\zeta\omega\omega_D e^{-\zeta\omega t}[\cos\omega_D t\sum_{k=0}^{n} A_k - \sin\omega_D t\sum_{k=0}^{n} B_k]\\ &- \sum_{k=0}^{n}\omega_k^2[G_1\sin(\omega_k t + \Psi_k) + G_2\cos(\omega_k t + \Psi_k)]\end{aligned}$$

$$+\sum_{k=0}^{n}C_k\cos(\omega_k t+\Psi_k) \tag{20.6.7}$$

如果令最大反应发生的时间为 t_m，则反应谱可表示为

$$S_a(\omega)=|\ddot{x}_a(t_m)| \tag{20.6.8}$$

在公式（20.6.7）的推导中，对每一加速度输入分量均要求反应 $\ddot{x}_{ka}$ 满足零初始条件，其结果一般与在式（20.6.2）输入下满足零初始条件有所不同，即在式（20.6.4）中用 ΣA_k 代替 A，用 ΣA_k 代替 B；但是考虑到由于强度包线 $f(t)$ 的最大值一般不在起始阶段，故 t_m 常为几秒钟以上，即在结构最大反应发生的时刻 t_m，初始条件引起的的振动（式中前两项）已经衰减得较小，因而上述差异的影响不会很大。对比式（20.6.8）计算的反应谱与按常规方法计算的反应谱，几乎看不出它们之间有什么差别。这说明式（20.6.8）是可用的。

20.6.3 新的幅值调整法

上面得到的绝对加速度反应的级数解非常繁杂，要直接从公式中考察各频率分量幅值对最大反应的影响是不太容易的；但是当阻尼比为 ζ、周期为 ω 的单自由度体系最大绝对加速度反应发生的时间 t_m 已知时，G_1 和 G_2 只是 ω_k 的函数，A_k 和 B_k 只是 Ψ_k 的函数，即

$$\left.\begin{aligned}G_1&=G_1(\omega_k)\\G_2&=G_2(\omega_k)\\A_k&=A_k(\omega_k,\Psi_k)\\B_k&=B_k(\omega_k,\Psi_k)\end{aligned}\right\} \tag{20.6.9}$$

也就是说，最大反应 $\ddot{x}_a(t_m)$ 只是 C_k，ω_k，Ψ_k 的函数，因此，可以绘出各频率分量对某一反应谱坐标 $S_a(\omega_k)$ 影响的频率分布图（图 20.6.1a），它就是各个频率分量对最大反应的贡献在频率轴 ω_k 上的分布图。由图可以看到：①各个频率分量贡献的大小；②各个频率分量贡献的正负；③对最大反应贡献起主要作用的频率分量或共振区的大致范围。从式（20.6.4）可知，第 k 个频率分量的贡献与幅值 C_k 成正比。因此，如果对 C_k 进行调整，会改变第 k 个频率分量的贡献，进而改变总反应的大小，这就是幅值调整的出发点。

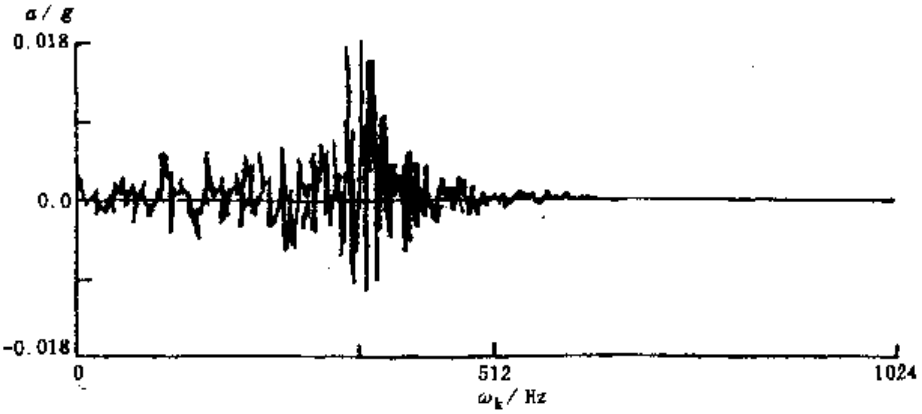


图 20.6.1（a）　某一反应谱值 $S_a(\omega_k)$ 的频率分布

在目前的幅值修正方法中，人们只是采用下述方法：如果计算反应谱小于目标反应谱，则增加三角函数幅值，反之，则减小三角函数幅值，即根据式（20.4.9）修正。如果最大反应 $\ddot{x}_a(t_m)$ 与第 k 个频率的贡献 $\ddot{x}_{ka}(t_m)$ 同号，或者说第 k 个频率分量的贡献是正的，则用式（20.4.9）是正确；如果 $\ddot{x}_a(t_m)$ 与 $\ddot{x}_{ka}(t_m)$ 异号，也就是说第 k 个频率分量的贡献为负，那么增

加 A_k 会导致总反应 $\ddot{x}_a(t_m)$减小，修正后的反应谱会更远地偏离目标反应谱。在一般情况下，一个控制点附近有几个或几十个频率分量，由于相位是随机分布的，相邻分量对反应谱的贡献是正是负也是随机的，笼统的调整会导致正负作用相互抵消而出现不收敛的情况。因此，有效的合理方法应该对贡献为正和为负的两组频率分量的幅值进行相反的处理。对同一控制点而言，在其邻域内，首先要区分各频率分量对最大反应的贡献是正还是负，从而进行不同的调整，这就是新的幅值调整法。新幅值调整法的步骤如图 20.6.1（b）所示。

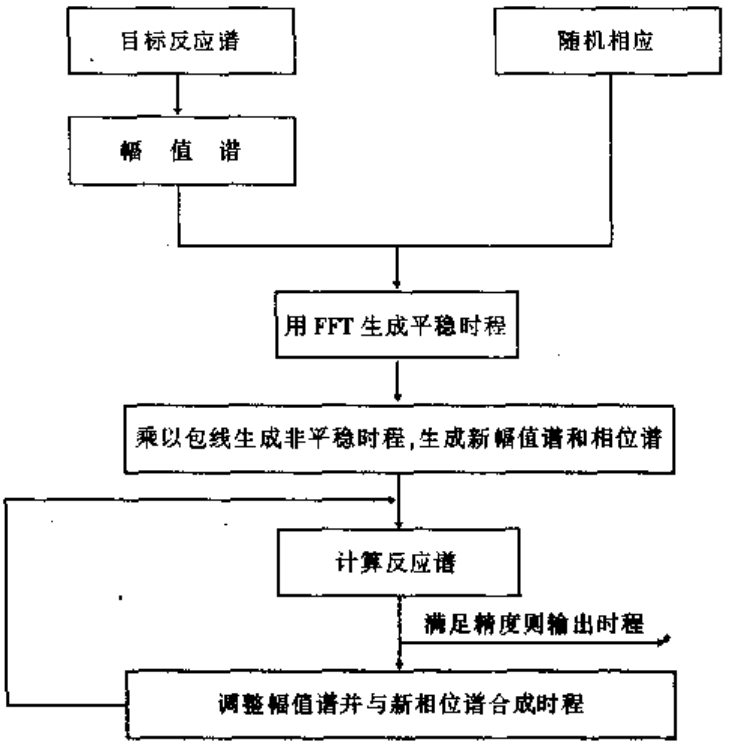


图 20.6.1（b） 改进的幅值谱调整法框图

设反应谱某一控制点为 j，频率为 ω_j，在地面运动 $\ddot{x}_g(t)$的作用下，其反应谱值为 $S_a(\omega_j)$，最大反应符号为 $\mathrm{sign}[\ddot{x}_a(t_m)]$，其中 $t_m(j)$为最大反应的发生时刻。下面是建议的幅值调整法。首先构造一个误差函数：

$$R(\omega_j)=\frac{S_a(\omega_j)-[S_a(\omega_j)-S_a^{\mathrm{T}}(\omega_j)]}{S_a(\omega_j)}. \tag{20.6.10}$$

式中，$S_a(\omega_j)$为计算反应谱；$S_a^{\mathrm{T}}(\omega_j)$为目标反应谱。此外，还定义一个误差函数：

$$E(\omega_j)=\left|\frac{S_a(\omega_j)-S_a^{\mathrm{T}}(\omega_j)}{S_a(\omega_j)}\right|\times 100\% \tag{20.6.11}$$

设 ε 为给定的精度要求，则当

$$E(\omega_j)\geqslant\varepsilon \tag{20.6.12}$$

时，应对第 j 个控制点附近的频率分量进行调整，即对 ω_j 附近的几个频率分量 ω_k（$k=j-j_0$，…，j，…，$j+j_0$）取

$$C_k'=C_k[R(\omega_j)]^{\mathrm{sign}[\ddot{x}_a(t_m(j))\cdot\ddot{x}_{kg}(t_m(j))]} \tag{20.6.13}$$

式中，C_k 为修正前的幅值；C_k' 为修正后的幅值。这样对所有控制点调整完后，将新的幅值谱与相位谱结合进行 FFT 逆变换，便得到修正后的加速度时程。与未调整之前相比，它的反应谱与目标反应谱拟合情况将有改善。这样对幅值谱反复修正，可以使时程反应谱不断逼近目

标谱，最终满足给定的精度要求，这种新的幅值修正法有下述三个特点：

(1) 它考虑了最大反应发生的时间和正负号，同时考察了各种频率分量反应的正负号，进而把它们分为正（与最大反应同号）、负（与最大反应异号）两组。

(2) 根据正负组，对各频率分量幅值进行不同处理，加快了收敛速度，使调整原则合理。

(3) 由于区分了正负组，故有效消除了顽固点（即少数很难满足精度要求的点），从而提高了谱拟合精度。

20.6.4 例题

采用新的幅值谱修正方法，使目标反应谱拟合的效率大大提高，第 20.4 节中时程二经 30 次迭代仍有两个顽固点，如图 20.4.7 所示，用新的幅值谱修正方法则只需 15 次便满足要求，如图 20.6.2 所示。

在某些重大工程的抗震分析中（如核电站），要求目标谱的控制点数多，以便提高拟合精度，此时若用常规方法便很难满足要求。图 20.6.3 为用常规方法迭代 40 次的目标谱的拟合情况，目标谱的控制点数为 70，最大的控制点误差为 15%，其对应的时程示于图 20.6.4 中。图 20.6.5 为用新调幅方法对目标谱的拟合，时程（示于图 20.6.6）的相位谱与前者相同，只

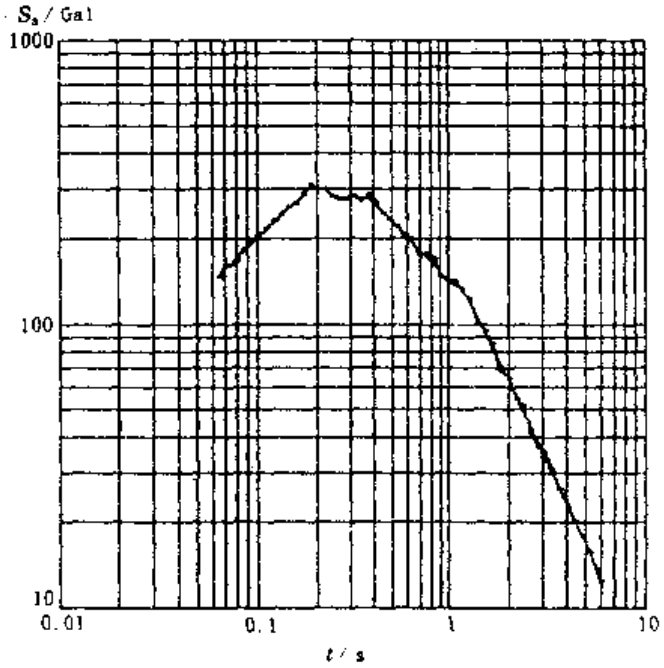


图 20.6.2 反应谱的拟合

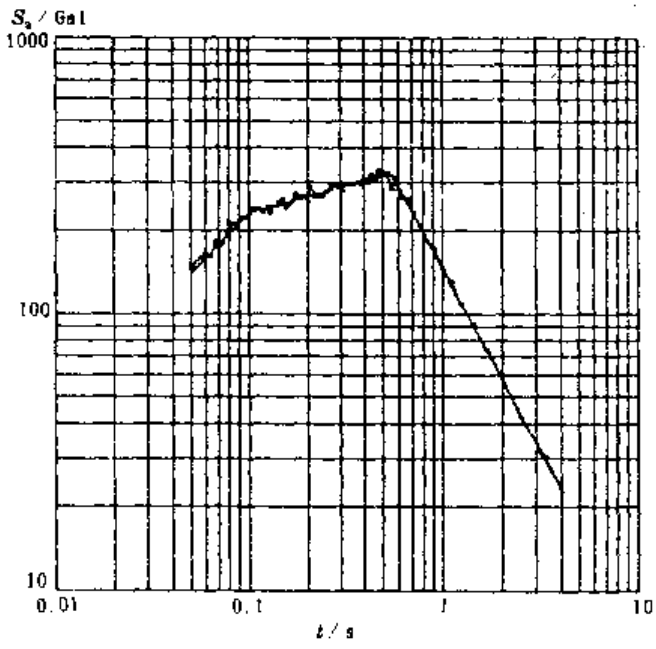


图 20.6.3 反应谱的拟合

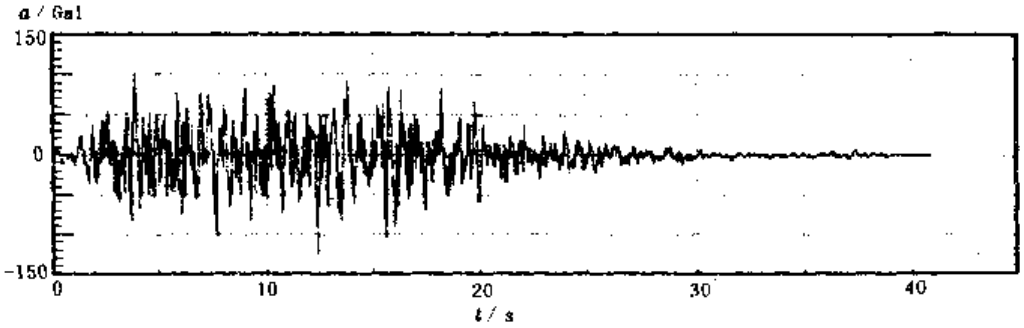


图 20.6.4 加速度时程

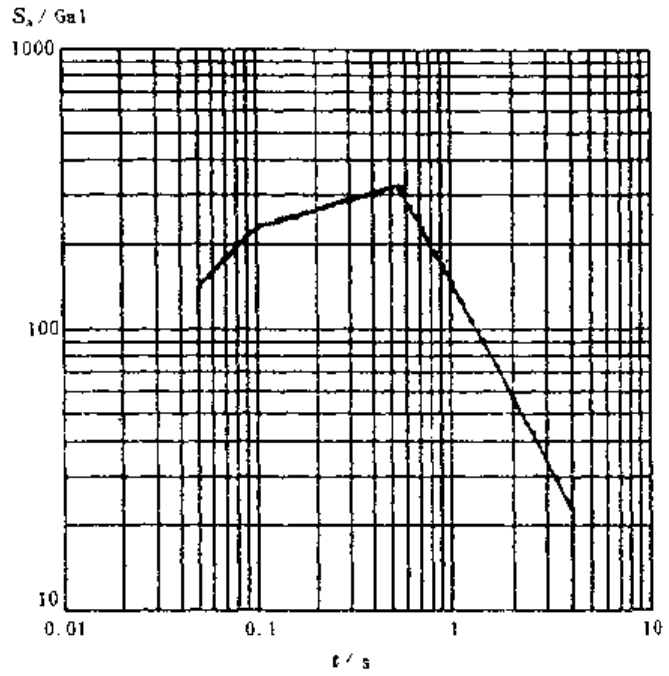


图 20.6.5　反应谱的拟合

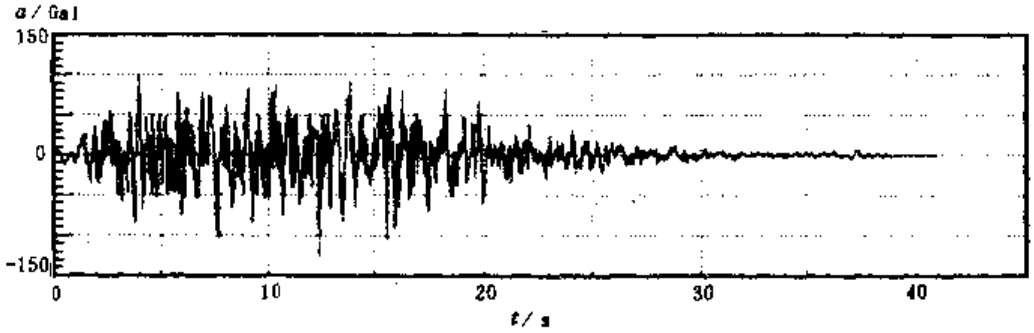


图 20.6.6　加速度时程

经过 20 次迭代便达到精度要求，相对误差小于 5%。

新的幅值谱调整方法可以十分有效地拟合目标反应谱，可是对于某些特殊的相位谱，迭代也可能会出现个别控制点不满足精度要求的情况。图 20.6.7 为另一个相位谱的时程对图 20.6.5 所示目标谱的拟合情况，迭代次数为 35 次，可是仍有控制点误差不满足要求，最大误差为 20%。下面介绍的考虑相位的调整方法将进一步提高迭代的效率以消除顽固点。

20.7　考虑相位的调整法

20.7.1　相位调整法

在目前广泛使用的谱拟合技术中，直接对相位谱进行调整的几乎没有，但是，相位谱对谱拟合的影响却很显著。有时，对于一组随机相角收敛很快，但另选一组随机相角，就可能收敛极慢，甚至出现满足不了精度要求的情况。人们不对相位谱进行修正的原因是相位谱的影响极其复杂，似乎无规律可循，或者认为相位谱是均匀随机分布的，一旦选定之后，不可

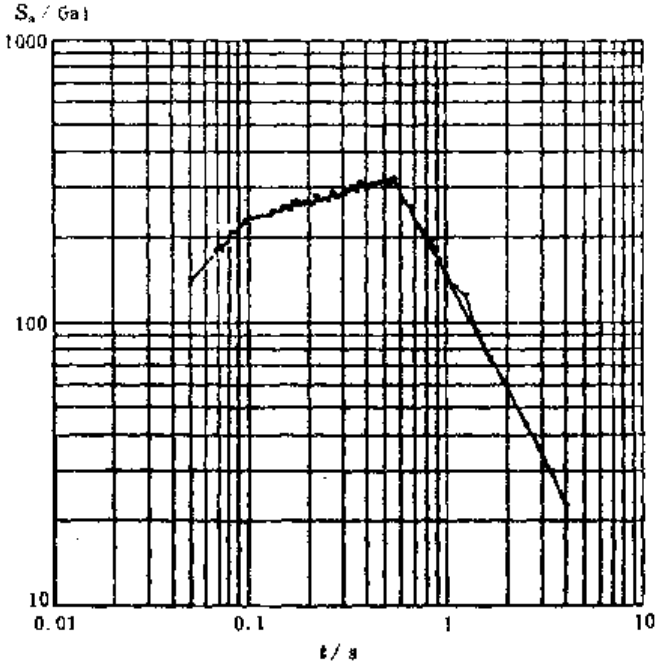


图 20.6.7　反应谱的拟合

调整；然而对个别相位进行小量的调整，并不影响相位分布的随机性。在采用新的地震动加速度模型后，对最大反应的三角级数解进行分析后，发现了相角变化对最大反应影响的规律。

从式（20.6.4）可知，在给定地震动分量 $C_k\cos(\omega_k t+\Psi_k)$ 作用下，当参数 ζ、ωt、ω_k 和 C_k 不变时，反应 $\ddot{x}_{kn}[t_m(j)]$只是 Ψ_k 的函数，即式（20.6.4）是变量，G_1 和 G_2 与 Ψ_k 无关，A_k 和 B_k 是 Ψ_k 的函数，见式（20.6.9）。

从式（20.6.3）和（20.6.4）可知，反应 $\ddot{x}_{kn}[t_m(j)]$与 C_k 有线性关系，因此，反应可以写为下述一般形式：

$$\ddot{x}_{kn}[t_m(j)] = C_k \cdot E \cdot \sin(\alpha + \Psi_k) \tag{20.7.1}$$

通过数学推导可得

$$\left.\begin{aligned} \alpha &= \text{arc tg}[E_2/E_1] \\ E &= \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \end{aligned}\right\} \tag{20.7.2}$$

$$\begin{aligned} E_1 = {} & \frac{-\zeta\omega_j C_1 G_1}{\omega_D} + \frac{\omega_k C_1 G_2}{\omega_D} - C_2 G_1 - \omega_k^2 G_1 \cos[\omega_k t_m(j)] \\ & + \omega_k^2 \cdot G_2 \sin[\omega_k \cdot t_m(j)] - \sin[\omega_k \cdot t_m(j)] \end{aligned} \tag{20.7.3}$$

$$\begin{aligned} E_2 = {} & \frac{\zeta\omega_j C_1 G_2}{\omega_D} + \frac{\omega_k C_1 G_1}{\omega_D} - C_2 G_2 - \omega_k^2 G_1 \sin[\omega_k t_m(j)] \\ & - \omega_k^2 \cdot G_2 \cos[\omega_k \cdot t_m(j)] - \cos[\omega_k \cdot t_m(j)] \end{aligned} \tag{20.7.4}$$

而 G_1 与 G_2 则由式（20.6.5）给出。从式（20.7.1）可以清楚地看到，Ψ_k 对 $\ddot{x}_{kn}[t_m(j)]$的影响：第一，Ψ_k 的变化可以改变第 k 个频率分量贡献的大小；第二，当 Ψ_k 改变 $\pm\pi$ 时，可以改变第 k 个频率分量贡献的正负号。据此，本文提出如下的两种调整方法。

20.7.1.1　对 $\ddot{x}_{kn}[t_m(j)]$贡献大小的调整

由式（20.7.1）可知，$\ddot{x}_{kn}[t_m(j)]$与 Ψ_k 的关系曲线是以初相位$(\alpha+\Psi_k)$开始的正弦曲线，

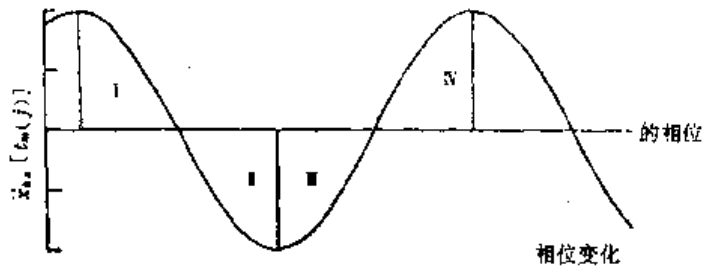


图 20.7.1 相位调整对单频反应的影响

令 Ψ_k 作如下变化：

$$\Psi_k' = \Psi_k + \Delta\Psi \tag{20.7.5}$$

即可得图 20.7.1 所示曲线，在图中所示的四个区域内有如下特征：

Ⅰ区：$\Psi_k \uparrow$，$\ddot{x}_{ka}[t_m(i)] \downarrow$，$|\ddot{x}_{ka}[t_m(i)]| \downarrow$

Ⅱ区：$\Psi_k \uparrow$，$\ddot{x}_{ka}[t_m(i)] \downarrow$，$|\ddot{x}_{ka}[t_m(i)]| \uparrow$

Ⅲ区：$\Psi_k \uparrow$，$\ddot{x}_{ka}[t_m(i)] \downarrow$，$|\ddot{x}_{ka}[t_m(i)]| \downarrow$

Ⅳ区：$\Psi_k \uparrow$，$\ddot{x}_{ka}[t_m(i)] \downarrow$，$|\ddot{x}_{ka}[t_m(i)]| \uparrow$

由此可知，调整包括如下三个步骤：①要判断 $\sin(\alpha+\Psi_k)$在哪个区，才可知调整为$(\Psi_k+\Delta\Psi)$后，分量贡献 $\ddot{x}_{ka}[t_m(j)]$是如何变化的；②再看 $\ddot{x}_{ka}[t_m(j)]\cdot\ddot{x}_a[t_m(j)]$的符号为何，就可以知道 $\ddot{x}_{ka}[t_m(j)]$变化时，总反应 $\ddot{x}_a[t_m(j)]$是如何变化的；③最后看 $\text{sign}[S_a^T(\omega_j)-S_a(\omega_j)]$，就知道应该如何变化 $\ddot{x}_a[t_m(j)]$，从而达到计算谱向目标谱靠近的效果。

通过上面三个步骤，就可以知道调整后的相位

$$\Psi_k' = \Psi_k + (-1)^{\text{sign}}\cdot\Delta\Psi_k \tag{20.7.6}$$

式中的 sign 取“0”或取“1”。这里相位改变 $\Delta\Psi_k$ 的选取要考虑两方面的问题：首先要计算 $(\Psi_k-\Delta\Psi_k)$、Ψ_k、$(\Psi_k+\Delta\Psi_k)$三种情况下的 $\ddot{x}_{ka}[t_m(j)]$，根据这三个值即可判断式 (20.7.1) 中 $(\alpha+\Psi_k)$ 在哪个区，然后根据上面讨论按式 (20.7.6) 进行相位调整，因此 $\Delta\Psi_k$ 不可太大，否则 $(\alpha+\Psi_k)$ 分区不好判断。

20.7.1.2 对 $\ddot{x}_{ka}[t_m(j)]$ 符号的调整

相位谱另外一个重要调整方法是反相调整，即

$$\Psi_k' = \Psi_k \pm \pi \tag{20.7.7}$$

使分量在反应谱中的影响反号。通过这一调整，可以提高谱拟合精度，加快收敛速度，更有效地排除不收敛点。

这里看一个极端情况。假设计算反应谱 $S_a(\omega_j)$小于目标反应谱 $S_a^T(\omega_j)$，即

$$S_a^T(\omega_j) > S_a(\omega_j) \tag{20.7.8}$$

并且第 k 个频率分量与最大反应符号相反，即

$$\ddot{x}_{ka}[t_m(j)]\cdot\ddot{x}_a[t_m(j)] < 0 \tag{20.7.9}$$

这时，要使$|\ddot{x}_{ka}[t_m(j)]|$减小，才能使$|\ddot{x}_a[t_m(j)]|$增加，以达到谱拟合的目的。假若这时$|\ddot{x}_{ka}[t_m(j)]|$已非常小，它在$|\ddot{x}_a[t_m(j)]|$中的贡献已可略去不计，再减小$|\ddot{x}_{ka}[t_m(j)]|$就会徒劳无功，效果甚微，从而出现另一类不收敛点。相反，如果此时使第 k 个频率分量的贡献反相，

令 $\Psi_k'=\Psi_k\pm\pi$，使

$$\ddot{x}_{ku}[t_m(j)]\cdot\ddot{x}_k[t_m(j)]>0 \tag{20.7.10}$$

就可以使 $|\ddot{x}_{ku}[t_m(j)]|$ 增加，以达到谱拟合的目的。这样越调 $|\ddot{x}_{ku}[t_m(j)]|$ 越大，效果也越明显，这就是反相调整效率高的重要原因。

20.7.2 例题

相位调整方法在计算中总是与幅值调整方法结合起来使用。首先采用幅值调整方法，如果经过若干次迭代后还有一个或几个控制点的误差未能有效减少，这很有可能是前面反相调整中所谈到的情况，即在分量幅值很小时，继续压低幅值效果甚微，此时若进行相位调整，效果会十分明显。

采用幅值调整和相位调整相结合的方法重新对图 20.6.7 所示的目标谱进行拟合，初始相位谱取原来的数值，只需 15 次迭代所有控制点的相对误差便全部小于 5%，明显地改善了收敛情况，反应谱拟合情况示于图 20.7.2。

下面是另外一个例子，时程的初始相位谱与示于图 20.6.6 时程的相位谱相同，采用幅值谱和相位谱调整法相结合的方法，只用 13 次便满足精度要求，同单纯用新幅值调整法相比，迭代次数明显减少。目标谱的拟合情况示于图 20.7.3。

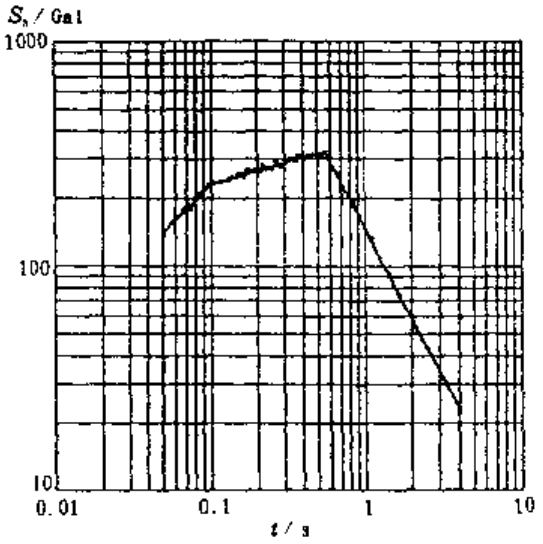


图 20.7.2 反应谱的拟合

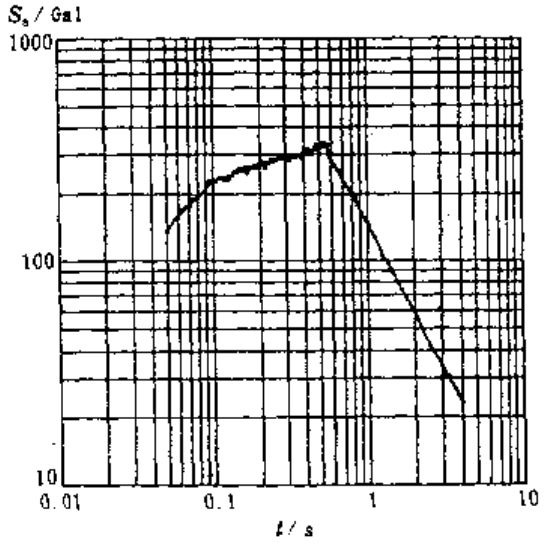


图 20.7.3 反应谱的拟合

20.7.3 结论

改进的幅值谱调整法及考虑相位的调整法有效地改进了常规反应谱拟合方法中存在的问题，通过大量计算和理论分析，可以得到下述几点结论：

(1) 在新的幅值调整技术中，幅值调整区分了各分量对最大反应贡献的正负，从而排除了正负反应调整相互抵消的情况，加快了收敛速度。

(2) 在相位谱调整技术中，一方面可以增加调整的手段，以加快收敛速度；另一方面由于调整相位对频率分量贡献的改变使得对频率分量调整的效果越来越大，而不是渐渐减弱，又大大加快了收敛速度。

(3) 计算分析还表明，在进行幅值调整时，对控制点左右的频带内频率分量幅值进行调整时，在区分其反应的符号之外，还要看对反应的敏感大小，从而对贡献大的分量进行调整，

这样还可以减小对其他点的影响。在进行相位调整时，只调整与控制点对应的分量的相位，即可得到令人满意的效果，从而避免了大范围调整而造成对其他控制点的不良影响。

(4) 对不同持续时间的地震动、不同的目标反应谱以及不同的控制点数目进行大量计算的结果表明，对于合理的反应谱，高频段收敛情况比低频段好，如果反应谱控制点选取50个以上，则在频率范围为0.1～25Hz，控制误差为10%的情况下，一般要迭代5～10次。如果控制误差取为5%，则要迭代10～14次。

20.8 多阻尼反应谱的拟合

对于某些特殊结构，如核电站的抗震设计，要求人造地震动时程同时满足多个阻尼的反应谱。一种拟合多阻尼反应谱的方法是基于以下假定：如果在原来时程上加上一个小的修正时程，生成时程最大反应发生时间与原时程接近，生成时程的最大反应可通过原时程和修正时程的最大反应之和来估计。根据上述假定，对于 M 个频率、N 个阻尼，修正时程的最大反应可表示如下：

$$\{\delta S(\omega_j,h_k)\}=\int\{\xi_{ik}(t-\tau)\}\delta_z\mathrm{d}\tau \tag{20.8.1}$$

其中，ω_i 为圆频率，$i=1,\cdots,M$；h_k 为阻尼比，$k=1,\cdots,N$；ξ_{ik} 为脉冲响应函数；δ_z 为修正时程；t 为最大反应的发生时刻；τ 为积分时间参数。

如果 δS 为目标反应谱与计算反应谱之差，调整工作就是在给定 δS 的情况下估计式(20.8.1)中的 δ_z。因此，对于 M 个频率、N 个阻尼的目标谱，δ_z 可表示为时间函数 $f(t)$ 与加权系数 a 的线性组合：

$$\delta_z=\{f(t)\}^{\mathrm{T}}\{a\} \tag{20.8.2}$$

将式(20.8.2)代入(20.8.1)得下列方程：

$$[D]\{a\}=\{\delta S\} \tag{20.8.3}$$

其中，

$$[D]=\int\{\xi_{ik}(t-\tau)\}\{f(\tau)\}^{\mathrm{T}}\mathrm{d}\tau \tag{20.8.4}$$

选取频率 ω_i、阻尼比 h_i 的脉冲响应函数为 $f_{il}(\tau)$，则

$$f_{il}(\tau)=\xi_{il}(t-\tau) \tag{20.8.5}$$

由式(20.8.4)、(20.8.5)可知，$[D]$ 的元素为单自由度体系(频率为 ω_i，阻尼比为 h_k)在时程 $f_{il}(\tau)$ 作用下的反应。由式(20.8.3)和(20.8.4)可以解出未知参数 $\{a\}$。这样，修正时程 δ_z 便可通过式(20.8.2)求得。第 i 步迭代的新时程可表示如下：

$$Z_i(t)=Z_{i-1}(t)+\delta_z(t) \tag{20.8.6}$$

通过迭代便可以使时程的反应谱向目标谱靠近。

图20.8.1所示为图20.8.2之时程对两个阻尼目标谱的拟合情况，两个目标反应谱的阻尼分别为1%和5%。图20.8.3所示时程对三个阻尼目标谱的拟合情况示于图20.8.4。目标谱的阻尼分别为2%、5%和10%。

赵凤新、胡聿贤在1993年提出了一种新的拟合多阻尼目标谱的人造地震动方法。这一方法考虑了地震动时程相位差谱对不同阻尼反应谱影响机制的差异，以此为基础处理不同阻尼

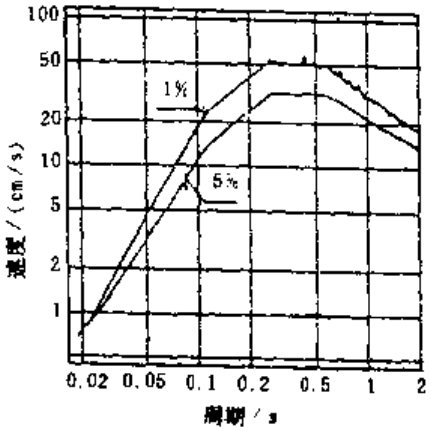


图 20.8.1　反应谱的拟合

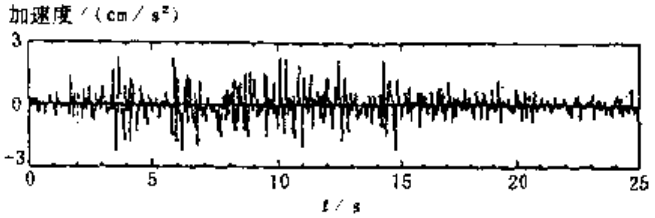


图 20.8.2　合成时程

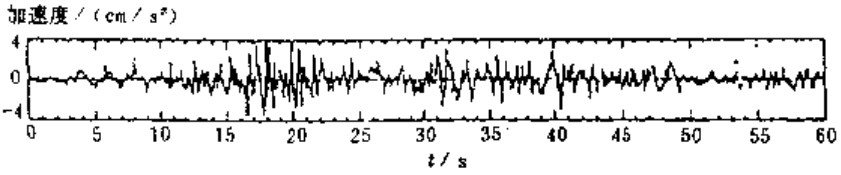


图 20.8.3　合成时程

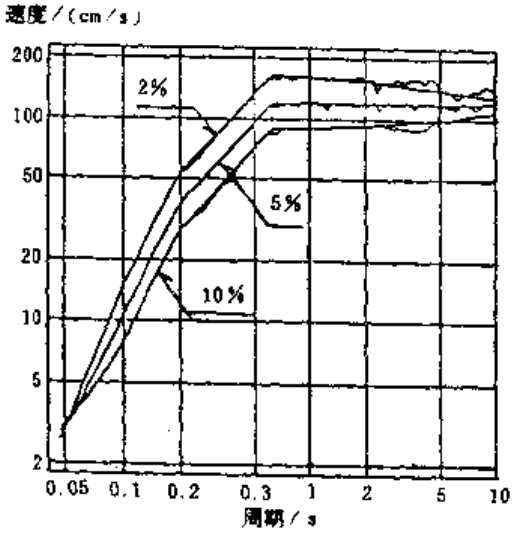


图 20.8.4　反应谱的拟合

反应谱之间的耦联关系，取得了较好的结果。图 20.8.5 所示之时程对阻尼比为 0.02、0.05、0.07、0.1 和 0.15 等五个阻尼目标反应谱的拟合示于图 20.8.6。时程各阻尼的计算反应谱均包络了相应阻尼的目标谱，符合核电站抗震规范对设计地震动的要求。

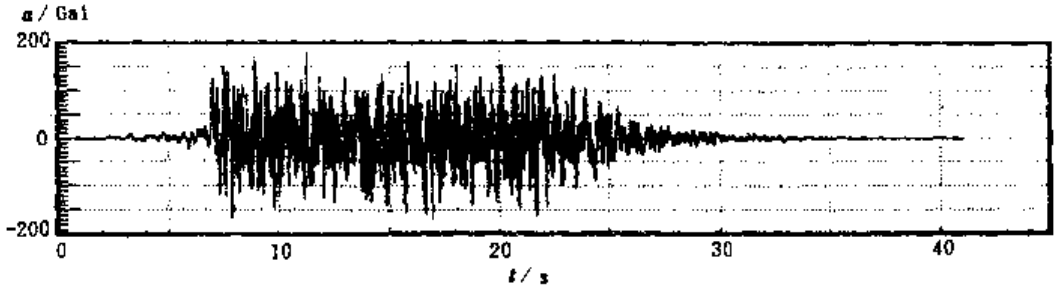


图 20.8.5　加速度时程

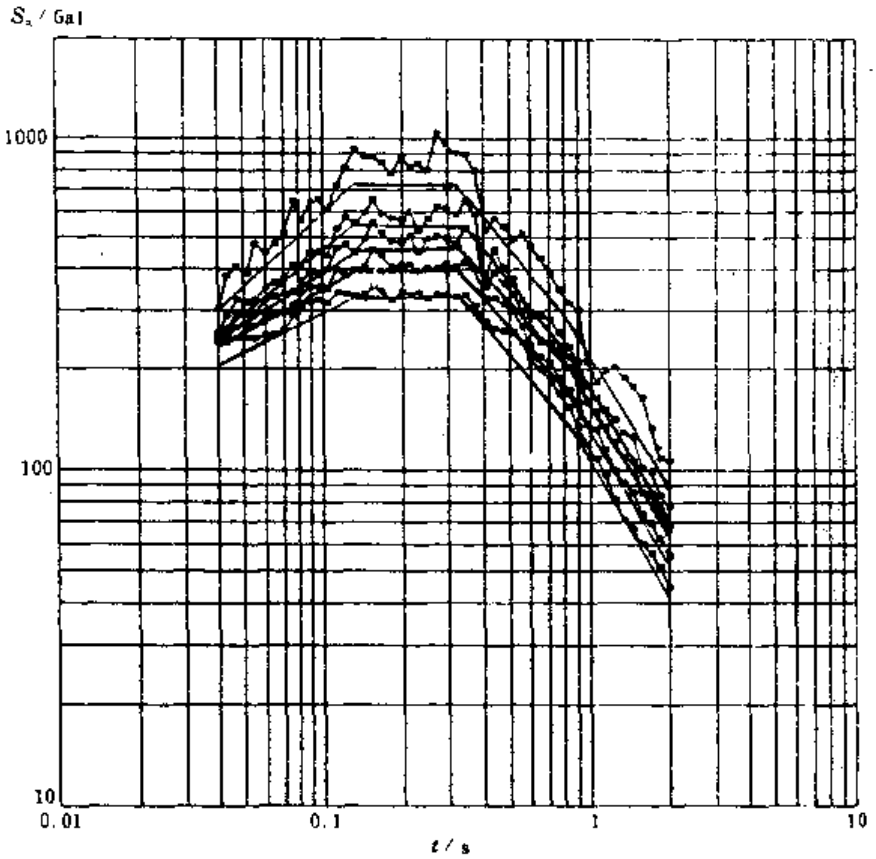


图 20.8.6　五个阻尼反应谱的拟合（其阻尼比分别为 0.02、0.05、0.07、0.10 和 0.15）

20.9　数据的匹配

在人造地震动合成的过程中，涉及到许多参数，这些参数之间必须匹配，否则一方面会给计算带来很大的困难，另一方面会影响合成地震动的可靠性。以下几方面是应该特别注意的：

（1）峰值加速度与反应谱的关系。

从反应谱的定义中可以知道，绝对刚性的结构物（$T=0$）的绝对加速度最大反应等于地震动峰值加速度。当单自由度体系的自振周期很小时，体系反应的峰值总是大于地震动的峰值加速度。因此，在拟合目标反应谱时应特别注意，目标反应谱最短周期的谱值应大于地震动峰值加速度。在地震安全性评价工作中，峰值加速度和反应谱的衰减关系可能是不同研究者根据不同数据统计得出，因此，在合成人造地震动之前，应注意峰值加速度和反应谱最短周期谱值之间的匹配。

（2）反应谱的最短周期与时程时间步长。

在拟合目标反应谱时，我们是通过调整该目标谱周期附近的傅里叶分量来实现的。因此，目标谱的最高频率必须小于时程的频率上限，即最短周期 T_{min} 应满足如下关系：

$$T_{min} > 2\Delta t$$

（3）放大倍数谱与时程持时。

将绝对加速度反应谱用峰值加速度正规化，便得到表示反应谱动力放大倍数的相对谱，此

放大倍数谱值的大小与时程持时有着密切关系。通常，放大倍数较大时，时程的持时较长，反之亦然，产生上述现象的原因在于某一频率的放大倍数除与单自由度体系的阻尼有关外，还受到输入时程长度的影响。只有输入时程长到一定程度，共振的效应才能明显地表现出来。地震动时程的反应谱和持续时间等诸要素都受震源特性、介质性质和地震波传播距离等条件的影响，具有内在的联系。对于某一工程场点，如果地震危险性计算得到的放大倍数谱的谱值较小，则意味着对于这一场点的地震影响以近震小震为主。而近震小震的地震动持时相对较短，这是计算地震动持时必须要考虑的。本章前面所介绍的拟合目标反应谱方法只有在各种数据互相匹配的条件下才能有效计算，因此在进行人造地震动合成之前，对数据的匹配性予以检查是必不可少的。

参 考 文 献

江近仁、洪峰，1984，功率谱与反应谱的转换和人造地震波，地震工程与工程振动，8 (3)。

胡聿贤，1988，地震工程学，地震出版社。

胡聿贤、何训，1986，考虑相位谱的人造地震动反应谱拟合，地震工程与工程振动，6 (2)。

廖振鹏、魏颖，1988，设计地震加速度的合成，地震工程与工程振动，8 (1)。

赵凤新、胡聿贤，1994，地震动非平稳性与幅值谱和相位差谱的关系，地震工程与工程振动，14 (2)。

赵凤新、胡聿贤，1996，地震动反应谱与相位差谱的关系，地震学报，18 (3)。

Ohsaki, Y., 1979, On the Significance of phase content in earthquake ground motions, EESD, 7 (5).

Trifunac, M. D., 1978, A method for synthesizing realistic strong ground motion, BSSA, 61.

第二十一章　场地工程地震的地质条件

21.1　场地勘察的基本要求[①]

本文所指的场地可取为工程建设规划所需要勘察的范围。勘察的目的是为进行场地设计地震动参数估计和场地地震地质灾害评价提供资料和数据。勘察的内容包括：现场调查、收集、分析和整理工程地质、水文地质、地形地貌和地质构造资料。应编制相应的图件有：第四系底板埋深等值线图，钻孔分布图，钻孔柱状图，地下水位等值线图，第四纪地层及其岩性，岩相分布图，工程地质分区图和地形地貌图。

为了保证资料和图件的准确并兼顾经济可行，可收集现有的钻孔柱状图，并补充钻孔。钻孔的深度和密度应满足下列要求：对Ⅰ级评价要求，钻孔深度必须达到基岩面或者剪切波速 $V_S \geqslant 700m/s$ 处。钻孔的密度应满足建立主体工程场地地震反应分析模型的要求。对Ⅰ、Ⅱ级评价要求，钻孔深度方面，至少有两个钻孔宜达到基岩，或终孔于剪切波速 $V_S=500m/s$ 处；若仍有困难，可终孔于波速有明显跃升的分界面处，且其下无软弱夹层；钻孔密度方面，应能控制土层结构和场地内不同工程地质地貌单元为宜。

对可能发生地震地质灾害的场地，应进行相应的工作和给出相应的图件。

在可能发生粉、砂土液化的场地，应调查地下水位资料，做土层波速测量，进行标准贯入锤击数测定以及粘粒含量分析等，以便判断可能的液化区。

在可能发生地表断裂或软土震陷的场地，应调查断裂分布或软土层厚度与历史地震中软土层变形的特点，并进行分析。

在可能产生滑坡、崩塌的场地，应编制地形坡度图，岩石风化程度图，崩塌、滑坡分布图，或者标出可能的滑坡、崩塌分布图（或段）。

对可能遭受海啸等其它影响的场地，收集其对场地及附近地区的影响资料。

21.2　场地波速及其测量[①]

本文推荐三种场地波速测量方法：检层法、交孔法以及表面波法。该节取自于首培休、刘曾武等编写的《地震波在工程中的应用》有关部分。

21.2.1　检层法测波速

在有钻机设备的条件下，弹性波速度检层法能最直接而可靠地给出土层（或薄夹层）的准确位置、厚度及其波速，这是其它方法所不易办到的。此外，这种方法不受试验场地的限制，只要能把钻机安好打上钻孔即可。所以，它特别适合于城市地基的勘探。其缺点是使用钻机费用较贵，勘探速度也较慢。

现将其工作方法概述如下。

---

① 冯启民执笔。

这是一种测量直达波速度的方法，因此，震源点与检波点的位置可以互换。若用敲击板作震源，通常把检波器置于孔中，在地面上设置震源；若用爆破震源，那么最好是将爆破源置于孔中，在地面上布置检波器。这两种方式各有所长，前者由于操作简便使用更广泛些。后一种方式的优点是可以增大震源的能量，适于深孔。

放在钻孔中的检波器可以是单个的（通常是三分量的），也可以多个联成一串。用单个检波器时，要沿孔由浅到深（反之亦然）顺序进行测量，测完一点后根据土层情况判断布点位置进行下一点的测量，以测定各土层中的波速。图 21.2.1 为速度检层法的工作示意图。

测量纵波速度时，由于钻孔中泥浆的作用，检波器不一定紧贴孔壁，可以用多个检波器联成一串的测线方式进行，称为速度测井。

当测量 SH 横波速度时，检波器要紧靠孔壁，可用装在检波器探头上的胶囊注水（或充气）来实现，如图 21.2.2 所示。

按图 21.2.1 进行测定，从记录图上量得直达波的初至，再从检波器在钻孔中的深度和震源至钻孔中心的水平距离用勾股定理得到波的行距，然后绘制时距曲线，图中各直线段斜率的倒数即为 0～d_1，d_1～d_2，d_2～d_3，…，各区段的平均波速 V_1，V_2，V_3，…。应该指出，为了提高波速的精确度，在计算行距时，需要校验钻孔的铅直度；在敲击板法的走时中还需扣除敲击信号（由敲击锤上装设惰性开关发出）与地表开始震动之间的时差。这个时差，可以参照图 21.2.3，在激震板附近设置几个检波器，然后从锤击讯号和检波器起跳讯号之时差得到平均延滞时间（通常为 2～4ms），把它作为系统误差从波的初至中扣除。

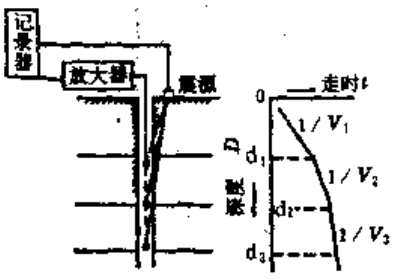


图 21.2.1　速度检层法的工作示意

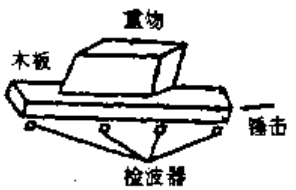


图 21.2.3　延滞时间的测定

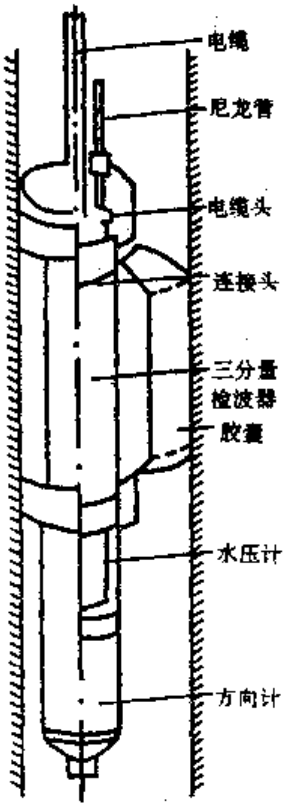


图 21.2.2　钻孔中的检波器

至于敲击震源至钻孔中心之间的合适距离，应视地面上干扰大小而定。若附近机器、车辆等干扰较大，此距离也宜增大，以利分辨靠近地面的测点记录的初至。这个距离一般以 2～4m 为宜。

按理说，钻孔能达到的深度应是波速测量所及的深度。不过，由于人工敲击能量的限制，

最大可测深度目前尚限于百米以内。

在用速度检层法进行地震波速测量的同时，若能配之以电阻率检层作为校核，土层剖面将更加准确可靠。

21.2.2 交孔法测波速

交孔法也叫跨孔法。实际上，它是速度检层法的另一种形式，也以直达波的初至作为测量对象，只不过是把震源置于另一钻孔代替地面激震罢了。此法最突出的优点是灵活性很大，适用于各种各样的试验场地，周围干扰大一点也没有关系，甚至可以在建筑物内测定正在运转的现有设备基础下土壤的地震波速度，以提供改建或扩建时设计用的动力参数。此法的不足之处是需要较多的钻孔，至少两个（包括震源孔）以上。

交孔法的作用原理参见图 21.2.4，概述如下：

把锤击杆插入激震用的孔内，在它上端某个位置安设一检波器，然后将其输出端与延迟示波器的外触发端相接。锤击瞬间，检波器受振立即产生一电压脉冲，在示波器上作为地震波行走计时的起始点。接收波动用的检波器置于邻近的另一孔中，它的输出端接于示波器的输入端，将接收到的电讯号在荧光屏上变成波形显示。每敲一次，显示一次，如图 21.2.5 所示。荧光屏上的记录波形可以分成三段来进行分析：第一段是从敲击开始直到波动能量的到达，其波形除受外部干扰出现颤动毛刺外，基本上为一条接近于直线的平稳段；第二段是从波的第一个初至起到第二个初至止，属 P 波段，振幅小，频率高；第三段是横波段，振幅大，频率低。根据示波器的扫描速度，可从波段图上直接量取纵、横波的到达时间。

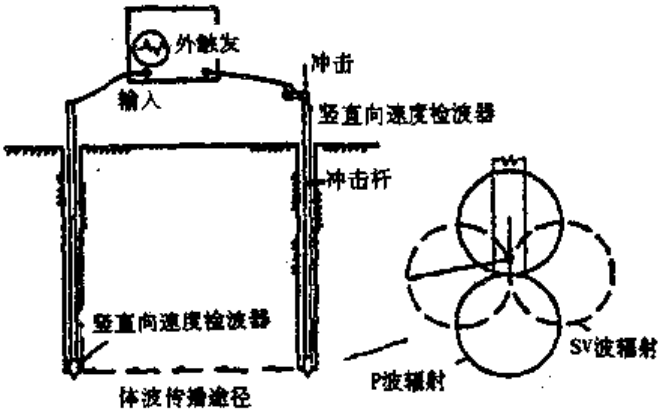


图 21.2.4 交孔法工作简图

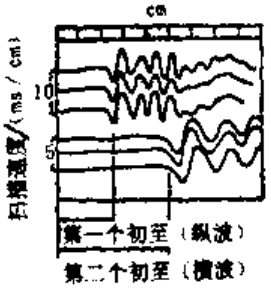


图 21.2.5 示波器荧光屏上的波形

应当指出，这样量得的是波的总行走时间，其中包括波沿锤击杆传播的时间。计算波在土层中的传播速度时，应该扣除沿锤击杆传播的时间。

孔与孔之间（中—中）的间距即为纵、横波水平行走的路程。为准确起见，钻孔的铅垂度应该用倾斜仪测量，并作必要的校正。

行走时间 t 和路程 l 知道后，即可按普通求速度的公式 $V=l/t$ 求得波速。为了改善测量读数误差，宜用多次敲击记录波形初至的平均值。必要时，可将敲击孔与接收孔互换，予以校核。然后，再依次进行下一个点的波速测定。

从示波器荧光屏上的波形迹线（或拍下来的照片）分辨纵、横波的初至时，恰当地选择光点的扫描速度至关重要。选得好，不仅可以使波形展开恰到好处，而且还可使纵、横波的初至拉开一段距离，使波形清晰可辨。图 21.2.6 是一个实测的例子，它表明使用 1～2ms/cm

的扫描速度正好分清纵、横波的初至。而 5ms/cm 的扫描速度就显得稍慢了一点。

值得注意的是，如果测点在水面以下，这时，就会跟速度检层法遇到的情况一样，纵波的初至变得不易分辨，得到的可能不再是土壤的纵波速度而是纵波在水里的传播速度。横波虽然没有这类问题，可是，在传播途径上遇到石头或其他埋藏物（例如表层填土中夹杂的碎砖乱瓦）也能影响表层土中横波速度测定的精度。另外，当测点在土层分界面的附近，而且下层波速比上层波速大得较多的时候，波的传播可能改变为折射途径，如图 21.2.7 中的虚线。这时，测到的就不是直达波速了。

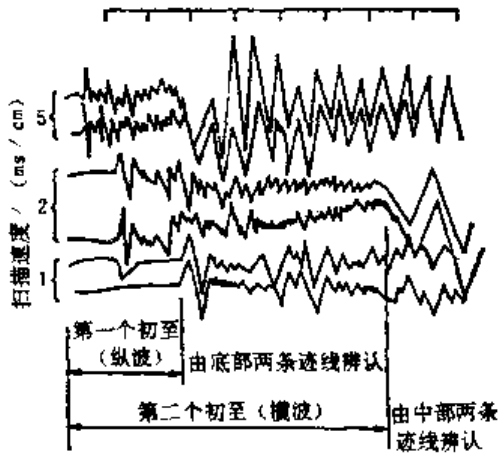


图 21.2.6　交孔法的实测例子

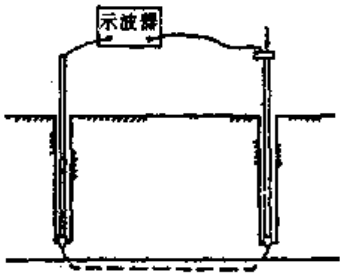


图 21.2.7　分界面上的折射

交孔法最适于小孔径的手工式钻孔来进行浅地基土波速的测定。若用人工敲击，孔与孔之间的间距不能太大。一般这种方式的实用深度和间距都在十几米以内。当然，如果使用钻机，并将震源冲击能量加以改进，例如用标贯锤击或高压放电激震作震源，那么，测量深度和孔距就可增大。

21.2.3　表面波法测波速

表面波法主要用于近地表层的地基勘探，特别在道路工程中应用较为普遍。它的测量对象是瑞利波或勒夫波的传播速度，常以瑞利波为主。此法的主要优点是测试技术简便，可由瑞利波速度换算得到横波速度。另外，利用面波的频散，可以研究软弱地基的振动特性。其工作原理如下。

若在弹性半空间表面上（如地表），通过圆形基础加一竖向振动力（冲击力或稳态循环动力），那么振动能量就会从振源向地下辐射。研究证实，在泊松比为 0.25 的土层中，大约有 2/3 的能量是以瑞利波的形式辐射的，只有 1/3 的能量由体波携带，向半无限体的深部扩散。这样，在地表上由检波器拾到的垂直于地面的振动几乎纯系瑞利波。

更具体地说，设振源处输入（向地下）正弦的、圆频率为 ω 的振动力 $Q_0\sin\omega t$，如图 21.2.8 所示，其竖向位移随时间的变化为

$$Z_0(t) = \sin\omega t \qquad (21.2.1)$$

在地表上的其他任意点的竖向位移则为

$$Z(t) = \sin(\omega t - \varphi) \qquad (21.2.2)$$

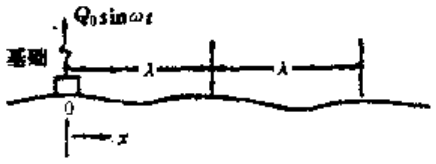


图 21.2.8　半空间表面的变形

式中，φ为相角（即相位差）。令r为振源到测点的距离，并用λ和V_R分别代表瑞利波的波长和波速。将上式改写成：

$$Z(t)=\sin\omega\left(t-\frac{r}{V_R}\right)=\sin\left(\omega t-\frac{2\pi fr}{V_R}\right) \tag{21.2.3}$$

$$\varphi=2\pi f\lambda/V_R=2\pi$$

故

$$V_R=f\lambda=\lambda/T \tag{21.2.4}$$

这就是表面波法的基本公式。式中，f为激振器的振动频率，以Hz计；T为振动周期，以s计；λ以m计；V_R则以m/s计。

V_R也可用另外一种形式表示：

$$V_R=\omega\frac{r_j-r_i}{\varphi}=\omega\frac{r_{ij}}{\varphi} \tag{21.2.5}$$

式（21.2.4）和（21.2.5）之间的差别仅在于r_i。r_i是激振器旁多加的一个作为参考点的检波器与激振器之间的距离（图21.2.9）。

显然，式（21.2.5）中的φ是两个检波器之间的相位差。如果$\varphi=2\pi$，距离r_{ij}等于一个波长λ，式（21.2.5）即变为式（21.2.4）。

因而，有了λ的实测值后，就可算出任意振动频率下的V_R值。现将确定λ的具体实验方法概述如下。

把实验场地整平后，安放好激振器。激振器可以是小型电磁式振动器，也可以是回转质量式起振机，这应视需要探测的土层深度和提供的振动力而定。前者用于高频振动，后者用于低频振动。而后，定好参考点的位置，放好第一个检波器，并把测线布妥。开动激振器，并固定在某个频率上待其稳定，将第二个检波器安放在测线的任一点上，把两个检波器的输出端接入双线示波器，于是荧光屏上就显示出两条有相位差的谐波图形。逐步移动第二个检波器（一般是由近而远），相位差随之改变。当两者的相位差为180°时，表示两个检波器之间的距离为半个波长，测量该点位置。接着，继续移动第二个检波器，记下与一个波长、一个半波长、二个波长……相应的距离，填入表21.2.1中。改变振动器的频率，重复上述测量。最后绘出各频率下波长数与距离之间的关系图（图21.2.10）。可以看出，同一频率下的各数据点基本都落在一条直线上，该直线的斜率的倒数即为对应于这一频率的平均波长。按式（21.2.4）就能算出相应的波速V_R。



图21.2.9　作为参考点的检波器

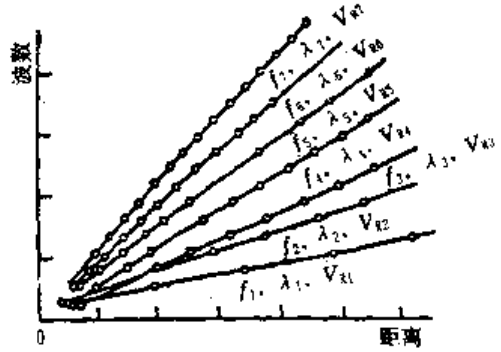


图21.2.10　瑞利波平均波长的测定

显而易见，V_R不仅取决于成层介质的厚度、密度和弹性性质，而且与激振器的振动频率有关。振动频率低，波长就大，探测的有效深度也就大一些。反之，若增大振动频率，则波

长缩短，探测的深度也就减小。

表 21.2.1 记录格式

波长数目	各种频率（Hz）下的距离 r_{ij}（m）						
	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	…	…
0	0	0	0	0	0	…	…
0.5	r_{11}	r_{21}	r_{31}	r_{41}	r_{51}	…	…
1.0	r_{12}	r_{22}	r_{32}	r_{42}	r_{52}	…	…
1.5	r_{13}	r_{23}	r_{33}	r_{43}	r_{53}	…	…
2.0	r_{14}	r_{24}	r_{34}	r_{44}	r_{54}	…	…
2.5	r_{15}	r_{25}	r_{35}	r_{45}	r_{55}	…	…
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

由于瑞利波随深度很快的衰减，大部分瑞利波在地面下传播的深度约等于一个波长，因此测量数据可以认为代表着半个波长深度的平均性质。

还应指出，实际土层几乎全都不是均质、各向同性和完全弹性的，其材料性质也不是与深度无关的。因此，即使在半无限体上只有一个表层，理论上波动方程的解也应由六阶行列式的计算来完成，这就意味着对应于每个频率都可能有一个以上的速度。另外，实测工作中使用的是多个激震频率，因此，可靠地选择实验数据产生了困难。最后，只能把测得的最低速度作为瑞利波的基本振型加以应用。在实际测量中，瑞利波的基本振型是在靠近激振器处得到的。也就是说，波速的实际测量值为振源四个波长的水平距离内的平均值。在更远的距离上得到的值如与近处的不一致，那么它们很可能是瑞利波的高阶振型，用它求得的相速度不一定代表深层土的特性，因而无实际意义。

知道 V_R 之后，可按下式估算介质的横波速度：

$$V_R = K_i V_S \tag{21.2.6}$$

K_i 是一个依赖于介质泊松比（μ）的常数：$\mu=0.2$，$K_i=0.911$；$\mu=0.3$，$K_i=0.928$；$\mu=0.4$，$K_i=0.942$；$\mu=0.5$，$K_i=0.955$。

表面波法的另一项内容是勒夫波相速度的测量。对于上面是低速层下面是高速层的介质，利用勒夫波可以测定分界面的位置（或上层的厚度）和上层的横波速度。

在单一表层的简单场合下，勒夫波的频率方程为

$$\operatorname{tg}\frac{2H\pi}{\lambda}\left(\frac{V_L^2}{V_{S1}^2}-1\right)^{\frac{1}{2}}=\frac{G_2}{G_1}\left(\frac{1-V_L^2/V_{S1}^2}{V_L^2/V_{S1}^2-1}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{21.2.7}$$

其中，λ 为振动波长；V_L 为勒夫波相速度；V_{S1} 和 G_1 分别为表层的横波速度和剪切模量；V_{S2} 和 G_2 分别为下卧层的横波速度和剪切模量；H 为表层的层厚。

方程（21.2.7）的解表明，对于任一特定波长的勒夫波，其相速度相应于正切函数的相继分支而有不同的数值。其主要振型则相当于正切函数的最低分支，即

$$0<\frac{2\pi H}{\lambda}\left(\frac{V_L^2}{V_{S1}^2}-1\right)^{\frac{1}{2}}<\frac{\pi}{2} \tag{21.2.8}$$

另外，从式（21.2.7）的渐近解还可看到，高频（短波长）时，勒夫波相速度接近于表

层介质的横波速度；低频（长波长）时，则接近于下卧介质中的横波速度。使用类似于瑞利波的测定方法（注意，这时应该是水平横向激振和水平横向检波），参照图 21.2.10 的形式也可以得到一个距离与波长数的关系图，从而求得勒夫波的平均波长，算出横波的速度。

实用上，可以认为，当 $G_2:G_1$ 大于 3∶1 时，式（21.2.7）的解和令 $G_2:G_1$ 为∞∶1 时的解大致相同。这样，方程式大为简化，频率方程变为

$$\frac{2\pi H}{\lambda}\left(\frac{V_L^2}{V_{S1}^2}-1\right)^{\frac{1}{2}}=\frac{\pi}{2}\text{ 或}\frac{4H}{\lambda}\left(\frac{V_L^2}{V_{S1}^2}-1\right)^{\frac{1}{2}}=1 \tag{21.2.9}$$

将 $\lambda=V_L/f$ 代入，整理后得

$$\frac{1}{V_L^2}=\frac{1}{V_{S1}^2}-\frac{1}{16f^2H^2} \tag{21.2.10}$$

式中，f 为振动频率。给出的 $1/V_L^2-1/f^2$ 关系图将是一条直线，其斜率为 $1/16^2$，从而得到层厚。同时，因 $1/V_L^2$ 轴上的截距是 $1/V_{S1}^2$，进而可得表层的横波速度。

如果 $G_2:G_1$ 小于 3∶1，则可以利用 Joues 提出的另一种方法算得表层的厚度。

21.3 场地土动力性能及其测定[①]

本文所指的场地土动力性能指场地土的动剪切模量比与动剪应变关系曲线以及阻尼比与动剪应变关系曲线。这两种曲线在进行场地地震反应分析计算时要用到。对于Ⅰ级评价要求，必须进行共振柱或动三轴试验以求得这二种曲线。对于Ⅱ、Ⅲ级评价要求，应对有代表性的土层进行共振柱或动三轴试验，然后用土的常规物理力学性能或岩性类比等指标，用经验类比确定。下面将分别简介上述二种土动力试验。为简单起见，以下用语中，对动剪应力、动剪应变、动剪切模量……等动力概念，除需强调者外，一般均省去“动”字。

21.3.1 共振柱试验

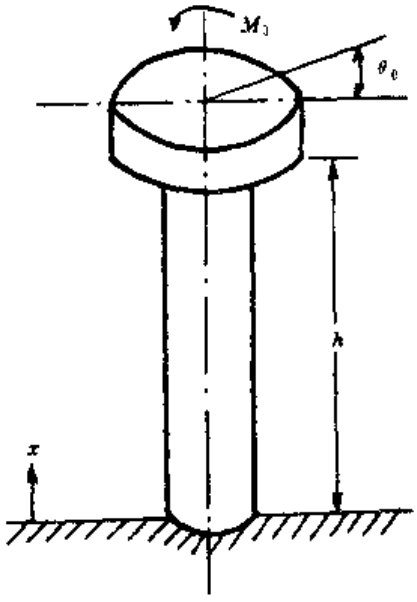


图 21.3.1 一端固定异端自由的扭剪振动模型

共振柱试验在共振柱试验仪器上进行，适用于剪应变幅较小的情况（约为 $10^{-4}\sim10^{-6}$量级）。试验所用土样一般为直径 3.91cm，高 8cm 的圆柱体，下端固定于仪器底座，上端为自由状态。试样顶端装置激振器和监测器，相当于附加一个质量块于土柱顶端(图 21.3.1)，它们通过线路与外部激振仪、微机操控和数据处理系统相连通。土样安装妥当后，放下筒形外罩予以密封，然后充气施加指定的围压使其充分固结后开始做扭剪试验。

试验原理简述如下：试验时，在土柱顶端加初始扭矩后，使土柱自由扭转振动，就构成下端固定、上端有附加质量块的自由扭剪振动问题。以不同频率的外力激振土柱，根据土柱

① 王天颂执笔。

的不同反应可求得这些反应与外力频率之间的关系曲线，它可以表示为

$$I/I_0 = \beta_S \tan\beta_S \tag{21.3.1}$$

其中，I 为柱体的质量极惯性矩；I_0 为柱体端部附加块体的质量极惯性矩；β_S 为

$$\beta_S = \frac{\omega_n h}{V_S} \tag{21.3.2}$$

其中，h 为土柱高度；ω_n 为土柱自振圆频率；V_S 为土柱的剪切波速。

当外力频率与土柱某一振型的自振频率相等时，将发生共振。共振条件下的土柱自振频率就是共振频率，设为 f_r，相应的圆频率为 $2\pi f_r$。试验中 I_0 是已知数，根据式（21.3.1）可求出相应的 β_S 值，再由式（21.3.2）得

$$V_S = \frac{2\pi f_r h}{\beta_S} \tag{21.3.3}$$

于是土柱剪切模量为

$$G_d = \rho V_S^2 = \rho\left(\frac{2\pi f_r h}{\beta_S}\right)^2 \tag{21.3.4}$$

其中，ρ 为土柱的质量密度。

由于阻尼作用，土柱自由扭转振动不断衰减，试验得到如图 21.3.2 所示的有阻尼振动衰减曲线。根据有阻尼自由振动方程的解，如图 21.3.2 所示的二个相继半波幅值的比可写为

$$\frac{A_{i-1}}{A_i} = e^{\pi\lambda} \quad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{21.3.5}$$

其中，A_i、A_{i-1}为相继半波幅值；λ 为阻尼比。振幅系列的阻尼比可按下式求得

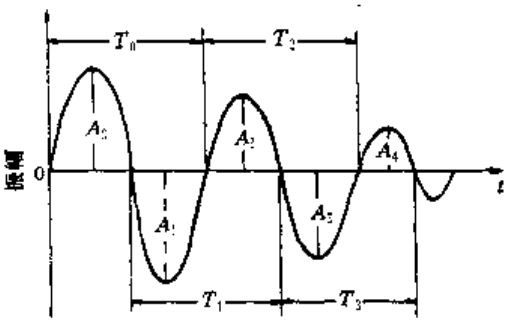


图 21.3.2　有阻尼自由衰减振动曲线

$$\lambda = \frac{1}{n\pi}\sum_{i=1}^{n}\ln\frac{A_{i-1}}{A_1} \tag{21.3.6}$$

在循环荷载作用下，土的本构关系可写为双曲线形式：

$$\tau_d = \gamma_d/(a + b\gamma_d) \tag{21.3.7}$$

其中，τ_d 为剪应力；γ_d 为剪应变；a、b 为双曲线参数。由于

$$a = 1/G_{max}, \qquad b = 1/\tau_{max} \tag{21.3.8}$$

其中，G_{max}为最大剪切模量；τ_{max}为最大剪应力，于是式（21.3.7）也可写为

$$\tau_d = \gamma_d/[(1/G_{max}) + (\tau_d/\tau_{max})] \tag{21.3.9}$$

式（21.3.9）也可写为

$$1/G_d = a + b\gamma_d \tag{21.3.10}$$

其中，G_d 为剪切模量。于是式（21.3.7）也可写为

$$G_d/G_{max} = 1/[1 + (\gamma_d/\gamma_r)] \tag{21.3.11}$$

其中，$\gamma_r = a/b = \tau_{max}/G_{max}$称为参考应变。式（21.3.11）是地震反应分析中用的剪切模量比与剪应变关系曲线的标准形式。

阻尼比 λ 与剪应变 γ_d 的关系也可写为下式双曲线形式：

$$\lambda/\lambda_{max} = [\gamma_d/(\gamma_r + \gamma_d)]^r \tag{21.3.12}$$

其中，λ_{max}为最大阻尼比；a 为阻尼比参数。

由式（21.3.11），也可将式（21.3.12）写为下示常见形式：

$$\lambda/\lambda_{max} = (1 - G_d/G_{max})^{\alpha} \tag{21.3.13}$$

在双对数坐标纸上，式（21.3.13）可写为如下直线形式：

$$\lg\lambda = \lg\lambda_{max} + \alpha\lg(1 - G_d/G_{max}) \tag{21.3.14}$$

试验记录经过数据处理后可得到所需要的最终结果，在数据处理中将用到上述诸式。根据共振柱试验原理编成计算机程序输入微机后，在试验过程中，记录纸上可直接打印出一系列不同剪应变时试件的剪切模量值和阻尼比值，表 21.3.1 中给出示例。

表 21.3.1 共振柱试验记录

剪应变 γ_d	剪切模量 G_d/(10N/cm²)	$1/G_d$	阻尼比 λ/%
0.15×10^{-5}	1095	9.13×10^{-4}	0.69
0.20×10^{-5}	1112	8.99×10^{-4}	0.23
0.37×10^{-5}	1077	9.28×10^{-4}	0.82
0.58×10^{-5}	1080	9.26×10^{-4}	0.84
0.96×10^{-5}	1043	9.59×10^{-4}	1.39
1.57×10^{-5}	1012	9.88×10^{-4}	1.98
2.47×10^{-5}	947	1.06×10^{-3}	2.35
3.90×10^{-5}	871	1.15×10^{-3}	4.10
5.61×10^{-5}	794	1.26×10^{-3}	5.36

注：土样编号：TY606—5　　试验日期：1991.7.25
土样埋深：15.0～15.15m　　围　　压：1.99kPa
土的容重：2.04g/cm³　　试样高度：8cm
试样直径：3.91cm

根据表 21.3.1 中的数据对 $(\gamma_{di}, 1/G_{di})$，$i=1, 2, \cdots, 9$，在直角坐标纸上可绘出直线如图 21.3.3 所示。

由式（21.3.10）知，该直线的截距等于常数 a，其斜率等于常数 b。由式（21.3.8）和（21.3.11）可求得参数 G_{max}、τ_{max}和 γ_r，然后根据式（21.3.11）可给出地震反应分析中用的剪切模量比与剪应变关系曲线。

求得 G_{max}后，根据表 21.3.1 中的 G_d 和 λ，可得到数据对 $(1-G_{di}/G_{max}, \lambda_i)$ $i=1, 2, \cdots, 9$，在双对数坐标纸上可绘出直线如图 21.3.4 所示。

由式（21.3.14）知，当 $G_d=0$ 时的 λ 等于常数 λ_{max}，其斜率等于常数 α，于是最大阻尼比 λ_{max}和阻尼比参数 α 即可求得，根据式（21.3.12）可绘出地震反应分析中用的阻尼比与剪应变关系曲线。

21.3.2 动三轴试验

动三轴试验在动三轴仪上进行，它适用于剪应变幅较大的情况（大约为 $10^{-2}\sim10^{-3}$量级）。所用试样与共振柱试验相同。在制备好的试样上施加预定的各向等压进行固结。然后选择施加的动荷，在不排水条件下开机振动，遵照动三轴试验步骤进行试验，测记应力、变形和孔压，直至预定振次（例如 10 次）时，停机拆样。振动过程中试样的应力、变形、孔压等

变化过程如图 21.3.5 所示。

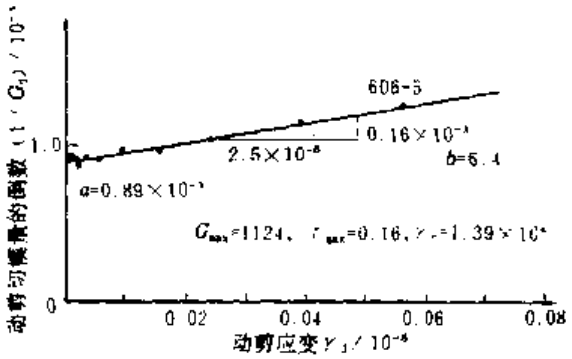


图 21.3.3　剪应变与剪切模量倒数的关系

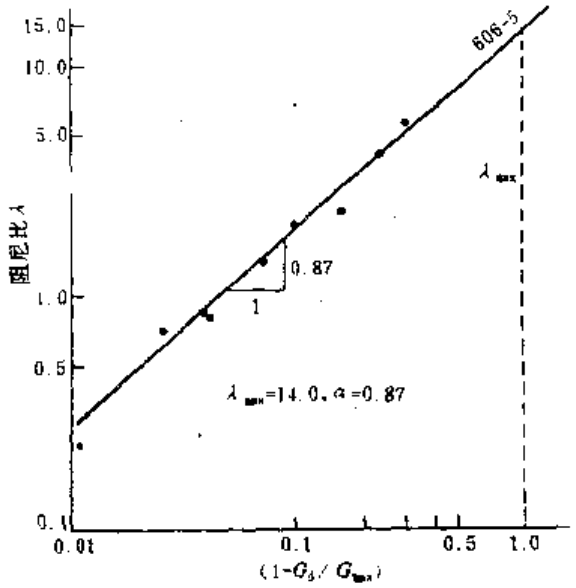


图 21.3.4　阻尼比 λ 与 $(1-G_d/G_{max})$ 的关系

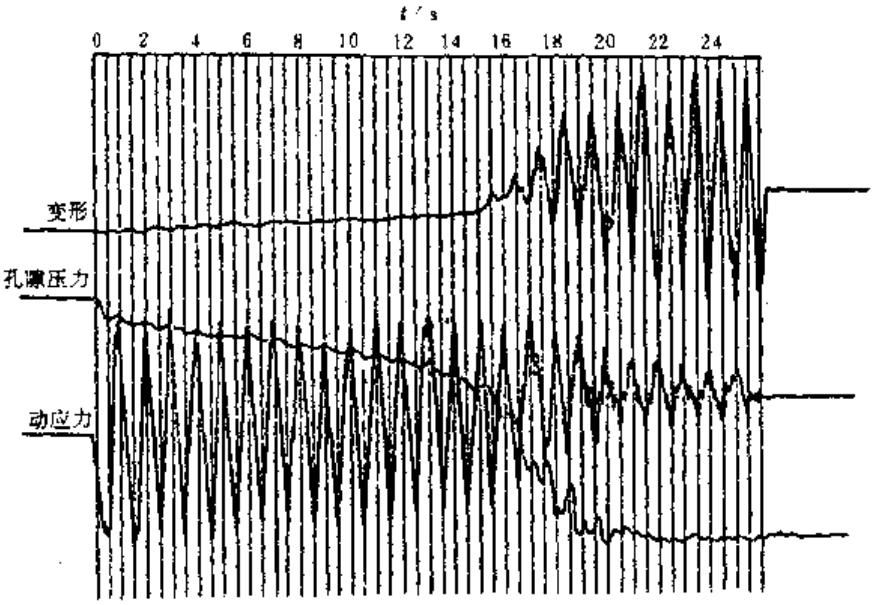


图 21.3.5　振动过程中试样的变形、孔压、应力变化过程

为求取阻尼比，可用 XY 函数记录仪，应在调好初始相位后放下记录笔，在每级动荷下记录荷载与变形滞回圈。如无 XY 函数记录仪，在每级动荷载下提高示波仪的纸速，记录若干个循环，以备绘制应力-应变滞回圈。

用同一固结压力，改变 5～6 级动荷，按上述步骤进行其余试样的试验。一般至少需进行三组，每组 5～6 个土样。为了减少工作量，如前一级动荷引起的孔压和变形较小，可采用一个试样逐级加大应力的分级试验方法。该法是在前一级动荷作用的预定振次后停机，将产生的孔压消散掉，测记试样的变形，然后在不排水条件下加大动荷，进行下一级振动试验，后一级的变形应等于前一级的大约 2 倍，直至在同一级动荷下测定的试样变形随振动次数的增

加有明显增大为止。

在试验记录纸上，对每级加荷，取应力初始值，量取应力光点位移 L（cm），按如下方法计算应力：

动应力 σ_d（10N/cm²）为

$$\sigma_d = k_\sigma \cdot L_\sigma / A_c \tag{21.3.15}$$

其中，k_σ 为应力传感器标定系数（10N/cm² 光点位移）；A_c 为试样固结后的断面积（cm²）。

动剪应力 τ_d（10N/cm²）为

$$\tau_d = \sigma_d / 2 \tag{21.3.16}$$

在记录纸上，对每级变形，量取变形光点位移 L_ε（cm）（各向等压固结变形取全幅；各向不等压固结变形取残余变形和弹性变形之和），按如下方法计算应变：

轴向动应变 ε_d（%）为

$$\Delta H_d = K_\varepsilon \cdot L_\varepsilon, \quad \varepsilon_d = \Delta H_d \times 100 / H_c \tag{21.3.17}$$

其中，ΔH_d 为动变形（cm）；H_c 为试样固结后高度（cm）；K_ε 为轴向动变形传感器的标定系数（cm/cm 光点位移）；L_ε 为变形光点位移（cm）。

动剪应变 γ_d 为

$$\gamma_d = \varepsilon_d (1 + \mu) \tag{21.3.18}$$

其中，μ 为泊松比。

用下式计算剪切模量 G_d（10N/cm²）：

$$G_d = \sigma_d / 2\varepsilon_d (1 + \mu) \tag{21.3.19}$$

用式（21.3.15）、式（21.3.17）、式（21.3.18）、式（21.3.19）计算每级的剪应变 γ_d 和 $1/G_d$，将得到的数据对（γ_{di}，$1/G_{di}$），$i=1, 2, \cdots, n$ 绘制与图 21.3.3 类似的（γ_d-$1/G_d$）关系曲线。以后求剪切模量比与剪应变关系曲线（γ_d-G_d/G_{max}）的步骤与共振柱试验中的方法完全相同。

根据 XY 函数记录仪对每级动应力所记录的滞回圈（如无 XY 函数记录仪时，可以施加每级动荷时高速记录纸带中选取一个周期，求出此周期内不同时刻的应力和应变，绘制滞回圈，如图 21.3.6 所示），按下式计算阻尼比 λ_d：

$$\lambda_d = A / 4\pi A_t \tag{21.3.20}$$

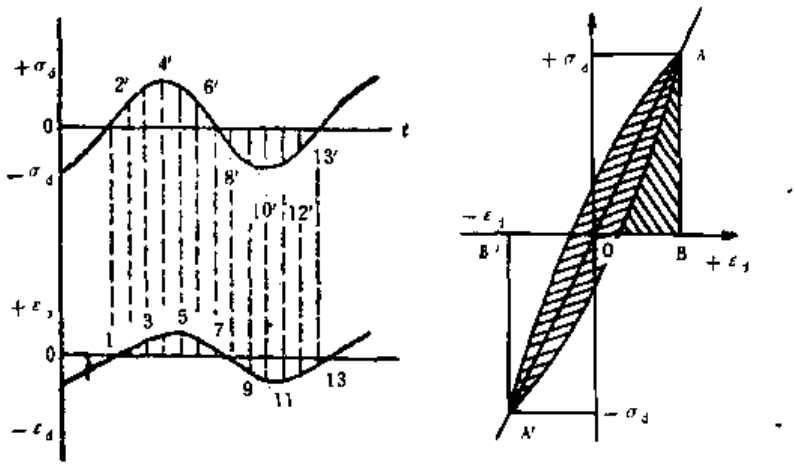


图 21.3.6　滞回圈绘制法

其中，A 为滞回圈面积（cm^2）；A_1 为OAB三角形面积（cm^2）。

这样，一方面对每级剪应变 γ_{di} 可求得相应的阻尼比 λ_{di}；另一方面由式（21.3.11）对每级剪应变 γ_{di}，又可求得相应的 $(1-G_{di}/G_{max})$，于是可得到数据对 $(\lambda_{di}, 1-G_{di}/G_{max})$，$i=1, 2, \cdots, n$，据此绘制与图21.3.4类似的 λ_d 与 $(1-G_d/G_{max})$ 关系曲线。以后求阻尼比与剪应变关系曲线 $(\gamma_d-\lambda_d/\lambda_{max})$ 的步骤与共振柱试验中的方法完全相同。

21.3.3 标准差的计算

根据实验数据统计计算模量与剪应变以及阻尼比与剪应变关系时，应该给出实验数据与回归曲线的标准差，以说明数据的离散性。

应将原始数据点表示在图示中，即每一点土样、每一次试验、每一个剪应变值所得的结果，均应绘于图中，而不仅仅是将多个土样或多次剪应变值的平均值绘于图中。根据前两节中所得的统计回归结果以及原始数据值，计算原始数据点对回归曲线的方差，从而求出标准差。

第二十二章　场地地震动参数的确定[①]

22.1　场地地震动参数确定方法的基本思路

场地地震动参数是描述地震发生时场地上地震动特性的量。场地地震动的特性不仅与地表土层土体的介质特性有关，而且还与地震震源特性及地震波从震源传播至场地的路径及途径介质有关。因此，人们在确定场地地震动参数时，首先应确定地震震源特性及传播途径对地震波的影响，而后再去考虑地表土层对地震波的影响。

目前，确定工程中场地地震动参数的方法可分为两类。一类是与建筑抗震设计规范相对应的统计经验方法，另一类是地表局部场地地震反应分析方法。

第一类方法给出的场地地震动参数是场地自由表面上的设计地震动反应谱。这类方法的基本思想是：

①利用场地上所得到的地震记录，按近震、远震及不同的场地类别（四个类别）分别进行统计分析，给出每一类场地上的实际地震动的统计特性参数，即地震动反应谱，这些反应谱即为建筑抗震设计规范规定的场地设计地震动反应谱；

②对于每一工程场地，确定其所属的场地类别及对这一场地地震动起主要影响作用的地震属于近震或远震；

③套用分类场地设计地震动反应谱，确定对应于此工程场地的设计地震动反应谱。

第二类方法给出的场地地震动参数是场地上的相关地震动反应谱及相应的地震动时程。这一方法的基本思想是：

①利用地震危险性分析所给的自由基岩表面地震动相关反应谱相对应的地震动时程，确定场地反应计算中的计算基底输入地震波时程；

②建立与工程场地相对应的场地计算力学模型，对局部场地介质分层界面、下卧基岩面及地表面较为平坦的场地，可以建立一维场地计算模型；对于土层界面、下卧基面及地表面沿一个水平方向起伏较大而沿另一水平方向较平坦的场地，可以建立二维场地计算模型；对于土层界面、下卧基岩面及地表面沿二个水平方向均起伏较大的场地，可以建立三维场地计算模型；

③利用数值动力反应分析方法，求解工程场地对应的力学模型在已知基底入射波情况下的反应，并给出场地地表或地下任一深度处的地震反应时程及相关的（加速度）反应谱或其它有关的反应量；

④由于场地地震反应计算中，计算基底入射波时程是利用人工地震动合成技术给出的，每一人工合成的地震动时程均只能看作是相关反应谱相对应的时程中的一个样本。要使得场地反应计算结果的可靠性更大，在场地地震反应计算时，应利用多条时程作为计算基底入射波时程。为此，计算出每一样本入射波时程对应的场地地震反应量后，在确定场地地表面或某

① 李小军执笔。

一深度处的设计地震动参数时，还需对计算结果予以综合评判，以给出场地相关反应谱及相对应的地震动时程。

22.2 场地重要影响的震害经验

场地条件对地震震害的影响很早就为人们所认识。早在1928年，Wood在分析1906年旧金山大地震的震害分布资料时就已认识到场地条件对地震震害的重要影响作用。在这次地震中，市内软弱地基上出现了明显较高的震害现象。在其后发生的每一次地震的震害均显示出了场地条件的影响作用。例如，1923年日本关东地震中，东京都木结构房屋的破坏率明显随场地的冲积层厚度的增加而增高；1967年委内瑞拉地震时，同一地区的震害随场地覆盖土层厚度的不同出现明显的差异，特别是九至十二层的房屋在厚冲填土场地上的破坏率明显高；1968年和1970年菲律宾马尼拉地震中，不同高度的建筑破坏程度随冲积土层层厚度变化而明显改变；1975年我国海城地震中，营口市和盘锦地区的砖烟囱的破坏程度与海城县和大石桥的相当，而海城和大石桥的一般砖房屋震害却远较营口市和盘锦地区的严重，并且发现这与该地区的覆盖土层较厚有关；1976年唐山地震中，极震区422水泥厂、唐山钢厂、建筑陶瓷厂的房屋倒塌率为50%，而其附近的其它地方都达90%以上，这些也与场地覆盖土层的条件有关，在该地震中，天津市有两个地区震害程度相差较大，勘测结果发现此两地区的场地条件之间存在的主要差别是震害较轻的地区地下10m左右深度处有一淤泥质粘土的软弱夹层。特别是1985年9月19日墨西哥地震（震级8.1）的震害情况给人们充分地显示出了场地条件的重要影响，这一地震中，距震中400km外的墨西哥城出现了严重的震害，而且震害主要集中在长周期的高层建筑及结构上，中、低层的砌体结构和填充墙框架结构破坏比较轻；墨西哥城的震害不但大大超过该城市周围地区，而且比震中区的还要重。此后人们对这一现象作了分析，其原因是该城市坐落在一个很深的沉积盆地之上，长周期地震波与那里的横纵向非均匀的场地介质相互作用而使得长周期地震动成分得到显著放大，而且其强震持时加长。

场地条件对震害有着重要影响，这一事实已被人们所接受，而且每一次地震均给人们以进一步的提示。所以，人们寻求对这一现象作合理的分析及解释，并在结构抗震设计中得以体现。人们发现，场地条件对震害的影响实际上是由于场地条件对地震动的影响所致。因而分析场地条件对地震动的影响成为地震工程的一个重要的研究课题。

22.3 抗震规范中考虑场地影响的方式

影响场地地震动参数的主要因素有震源特性、震源至场地之间的传播途径与介质条件以及地球表面局部土层条件。在工程应用中，人们通常以震级、距离来描述震源特性及传播途径的影响。因此，在确定场地地震动参数时必须考虑震级、距离及场地条件的影响。

《建筑抗震设计规范（GBJ11-89）》规定，以设计地震动反应谱作为场地地震动参数的描述量。该反应谱中包括场地地震动加速度最大值及反应谱放大系数值。由于规范在确定设计地震动反应谱时所依据的是过去地震中场地上地震动加速度时程记录所对应的加速度最大值及反应谱的统计分析结果，而场地上记录到的每一地震动时程中实际上已包括了震源特性、地震波的传播途径及场地条件的综合影响作用。所以，规范中在规定场地上的地震动参数，即

设计地震动反应谱时，并不单独地处理场地条件的影响作用，而是将其与震级、距离等因素混合在一起来考虑。

建筑抗震设计规范中，场地按土壤条件被划分为四类，而震级、距离的影响以近震、远震这一综合性量来描述。这样规范实际上规定了 8 条场地设计地震动反应谱，它们分别对应于Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ类场地上的近震及远震情况。设计地震动反应谱曲线及特征周期 T_g（s）值分别见图 22.3.1 及表 22.3.1 所示。

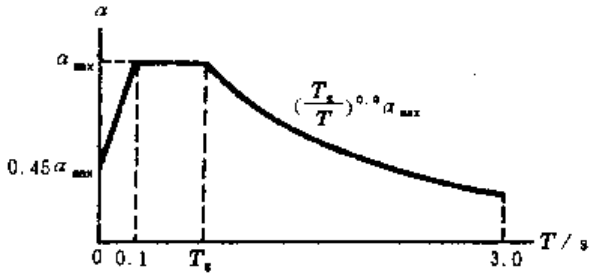


图 22.3.1

表 22.3.1　特征周期 T_g（s）值

近、远震	场地类别			
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
近　震	0.20	0.30	0.40	0.65
远　震	0.25	0.40	0.55	0.85

场地类别的划分考虑土层厚度和地表土层的平均剪切波速两个指标，分类准则列于表 22.3.2。

表 22.3.2　场地类别分类准则

场地浅层岩土分类名称		场地覆盖土层厚度 d_{ov}（m）				
		0	$0<d_{ov}\leqslant 3$	$3<d_{ov}\leqslant 9$	$9<d_{ov}\leqslant 80$	$d_{ov}>80$
坚硬土		Ⅰ				
中等土	中硬土		Ⅰ		Ⅱ	
	中软土		Ⅰ	Ⅱ		Ⅲ
中软土			Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ

表 22.3.2 中场地浅层岩土分类以地表以下 15m 范围内土层的平均剪切波值为依据，各类土与平均剪切波速值之间的相应关系见表 22.3.3。而对于多层土情况，平均剪切波速值按层厚度加权平均方法求得，即

$$V_{S0}=\sum_{i=1}^{n}\frac{H_iV_{Si}}{\sum_{j=1}^{n}H_j} \tag{22.3.1}$$

式中，H_i、V_{Si}分别为第 i 层土的厚度及剪切波速值；n 为场地地表以下 15m 范围内土层的分

层层数。

规范规定，表 22.3.2 中覆盖土层厚度定义为地面至坚硬土体顶面的距离。坚硬土体包括岩石和其它剪切波速值大于 500m/s 的坚硬土体，但硬夹层或孤石堆等不能视为坚硬土体。另外，当缺乏柱状剪切波速资料时，也可以参考实测的、反映场地土层综合动力特性的土层卓越周期资料对场地进行分类，其分类数据见表 22.3.4。当缺乏波速和卓越周期资料，但具有详细的钻孔记录包括标准贯入锤击次数时，可以按照不同土类 S 波的波速随深度变化的经验关系，估计场地覆盖土层厚度和浅层平均剪切波速值后，再按表 22.3.2 的规定进行场地分类。

表 22.3.3　浅层岩土分类与平均剪切波速的关系

浅层岩土分类名称	平均剪切波速范围/（m/s）
坚硬土	$V_{S0}>500$
中硬土	$500\geqslant V_{S0}>250$
中软土	$250\geqslant V_{S0}>140$
软弱土	$V_{S0}\leqslant 140$

表 22.3.4　场地类别参考划分法

场地卓越周期值/s	场地类别
$0.1<T\leqslant 0.40$	Ⅰ
$0.4<T\leqslant 0.80$	Ⅱ
$T>0.80$	Ⅳ

22.4　场地地震反应的一维分析及计算程序框图

地表土层地震反应分析是场地地震动参数确定的一个重要部分。场地对地震动影响的分析，理论上讲属于三维动力问题。然而，对于某些局部范围内场地条件较为均匀简单的情况，可以将场地介质模型简化为成层土层模型。这一模型属于一维场地模型。图 22.4.1 为一维场地力学模型示意图。

一维场地地震反应分析方法所涉及的主要问题是土体介质动力方程的建立、土体介质非线性特性的考虑及动力方程的求解。对于一维场地力学模型，土层介质动力方程的建立较为方便，可以建立连续介质波动方程或有限元离散形式动力（波动或振动）方程。建立何种形式的动力方程应与采用什么样的方法求解动力反应相适应，而动力方程求解方法的选取又与土体非线性特性的考虑方法有关。

在一维成层场地地震反应的分析方法中，较早出现的是时域弹性波传播理论方法，但这一方法实际上只能给出覆盖土层层数较少（如 1～2 层）情况下的反应解。而后出现了频域弹性波传播理论方法，这一方法则适用于任意土层层数情况。为了考虑土体的非线性效应，出现了等效线性化分析方法及直接时域非线性逐步积分方法。下面具体介绍这两类非线性场地地震反应分析方法。

22.4.1　等效线性化土层地震反应分析方法

等效线性化土层地震反应分析方法是一种间接考虑土体非线性特性的方法（Idriss et al.，1968；廖振鹏等，1989），它是在频域线性波动分析方法的基础上利用非线性动力方程的等效线性化处理手段给出的。这一方法可以分成两部分，一是线性方程的频域波动求解，二是土体非线性的等效线性化处理。

22.4.1.1　完全线弹性土层地震反应分析

如图 22.4.1 所示，设半无限弹性基底中有一自下而上垂直入射的剪切地震波 $a(t+z/$

C_N），对应的基底顶面处入射波的值为 $a(t)$，此处 C_N 为基底介质的剪切波速值。

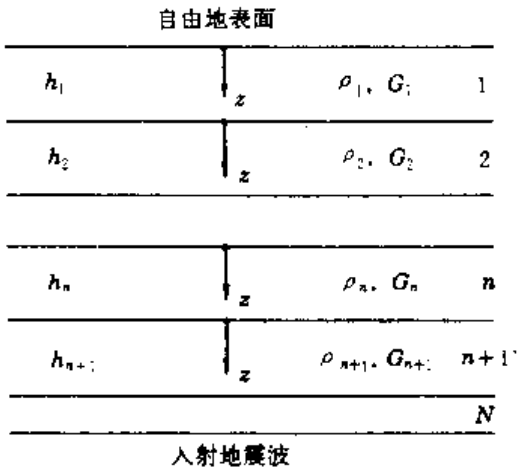


图 22.4.1　完全弹性线性土层地震反应分析模型

利用傅氏变换方法可以得到

$$a(t+z/C_N)=\int_{-\infty}^{\infty}A(f)\cdot e^{i2\pi f(t+z/C_N)}df \tag{22.4.1}$$

其中，$A(f)$是 $a(t)$的傅氏谱，

$$A(f)=\int_{-\infty}^{\infty}a(t)e^{-i2\pi ft}dt \tag{22.4.2}$$

f 是工程频率（Hz）。因此，对于完全线性弹性介质情况，计算基底入射波 $a(t+z/C_N)$可以被看作为一系列谐波的叠加。由于计算基底上部覆盖土层介质为线弹性体，土层中介质在计算基底入射波场 $a(t+z/C_N)$的作用下的反应可以通过谐波反应的叠加求得。因此，对线性土层体系，问题可归结为当计算基底半空间中有一入射波场（位移值）

$$U_N=E_Ne^{i2\pi f(t+z/C_N)} \tag{22.4.3}$$

时，计算土层的稳态反应。式（22.4.3）中的 E_N 与入射加速度波场的傅氏谱幅值谱 $A(f)$之间有如下关系：

$$E_N=-A(f)/4\pi^2f^2 \tag{22.4.4}$$

设第 n 层土层中土体介质的稳态反应位移场为

$$u_n(z,t)=U_n(z)e^{i2\pi f(t+z/C_n)}\quad(n=1,2,\cdots,N) \tag{22.4.5}$$

则第 n 层土层介质的稳态波动方程为

$$\frac{d^2U_n(z)}{dz^2}+K_n^2U_n(z)=0 \tag{22.4.6}$$

式中，$K_n=\omega/C_n$，方程式（22.4.6）的一般解为

$$U_n(z)=E_ne^{iK_nz}+F_ne^{-iK_nz} \tag{22.4.7}$$

上式中的 E_n 与 F_n 分别表示第 n 层土层介质中上行和下行波的振幅。第 n 层介质的剪切应变幅值为

$$r_n(z)=\frac{dU_n(z)}{dz}=ik_nE_ne^{iK_nz}-ik_nF_ne^{-iK_nz} \tag{22.4.8}$$

如果定义第 n 层的波幅矢量为

$$H_n = \begin{pmatrix} E_n \\ F_n \end{pmatrix} \tag{22.4.9}$$

则第 n 层的稳态地震反应量可以表示为

$$U_n(z) = T_{un} H_n \tag{22.4.10}$$

$$r_n(z) = T_{rn} H_n \tag{22.4.11}$$

其中

$$T_{un} = (e^{iK_n z}, e^{-iK_n z}) \tag{22.4.12}$$

$$T_{rn} = (iK_n e^{iK_n z}, -iK_n e^{-iK_n z}) \tag{22.4.13}$$

由于在相邻层的介面上应满足位移和应力连续条件

$$U_n(z)|_{z=h_n} = U_{n+1}(z)|_{z=0} \tag{22.4.14}$$

$$G_n r_n(z)|_{z=h_n} = G_{n+1} r_{n+1}(z)|_{z=0} \tag{22.4.15}$$

将式（22.4.7）和式（22.4.8）代入上两式，可得到如下递推关系

$$H_{n+1} = T_n H_n \tag{22.4.16}$$

其中

$$T_n = \begin{bmatrix} \frac{1+\alpha_n}{2} e^{iK_n H_n} & \frac{1-\alpha_n}{2} e^{-iK_n H_n} \\ \frac{1-\alpha_n}{2} e^{iK_n H_n} & \frac{1+\alpha_n}{2} e^{-iK_n H_n} \end{bmatrix} \tag{22.4.17}$$

式（22.4.17）中 α_n 为波阻抗，

$$\alpha_n = \rho_n C_n / \rho_{n+1} C_{n+1} \tag{22.4.18}$$

这里，C_n，ρ_n，C_{n+1}，ρ_{n+1}分别为第 n 层土介质的剪切波速值及密度值。由式（22.4.16）给出的递推公式可以得到第 1 层和第 n 层波幅矢量之间的如下转换关系：

$$H_n = \bar{T}_n H_1 \tag{22.4.19a}$$

其中

$$\bar{T}_n = T_{n-1} \cdots T_1 = \begin{bmatrix} n_{11} & n_{12} \\ n_{21} & n_{22} \end{bmatrix} \tag{22.4.19b}$$

方阵 $\bar{T}_n$ 为土层波幅矢量转换矩阵，它完全取决于第 1 到第 n 层土介质的力学性能参数和层厚。利用自由地面应力为零的条件：

$$G_1 \gamma_1(z)|_{z=0} = 0 \tag{22.4.20}$$

及关系式（22.4.19）可得到

$$H_1 = \begin{pmatrix} E_1 \\ F_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} E_1 \\ E_1 \end{pmatrix} \tag{22.4.21}$$

$$E_N = e_N E_1 \tag{22.4.22}$$

$$F_N = f_N E_1 \tag{22.4.23}$$

其中

$$e_N = N_{11} + N_{12} \tag{22.4.24}$$

$$f_N = N_{21} + N_{22} \tag{22.4.25}$$

利用式（22.4.19）、式（22.4.21）可以得到第 n 层的波幅矢量与计算基底入射波幅值之间的

关系：

$$H_n = \begin{pmatrix} E_n \\ F_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{e_n}{e_N} E_N \\ \frac{f_n}{e_N} E_N \end{bmatrix} \tag{22.4.26}$$

利用式（22.4.26）及式（22.4.7）、（22.4.8）可以得到第 n 层中介质地震反应对应于频率为 f、幅值为 E_N 的入射波的稳态位移及剪切应变解：

$$U_n(z) = (e_n e^{iK_n z} + f_n e^{-iK_n z}) \frac{E_N}{e_N} \tag{22.4.27}$$

$$r_n(z) = (e_n e^{iK_n z} - f_n e^{-iK_n z}) \frac{iK_n}{e_N} E_N \tag{22.4.28}$$

由式（22.4.27）及式（22.4.28）可以得到第 n 层层顶面处的加速度反应幅值 $A_n(f)$ 及层中点处的剪应变幅值 $\gamma_n(f)$：

$$A_n(f) = A_{n,f} A(f) = \frac{e_n + f_n}{e_N} A(f) \tag{22.4.29}$$

$$\Gamma_n(f) = \Gamma_{n,f} A(f) = -(e_n e^{iK_n h_n/2} - f_n e^{-iK_n h_n/2}) \frac{iK_n}{4\pi^2 f^2 e_N} A(f) \tag{22.4.30}$$

利用傅氏逆变换可求得在计算基底入射的暂态波 $a(t+z/C_N)$ 作用下土层中介质的暂态地震反应。第 n 层土层顶面处的加速度反应及层中点的剪切应变为

$$a_n(0,t) = \int_{-\infty}^{\infty} A_n(f) e^{i2\pi f t} df \tag{22.4.31}$$

$$\gamma_n(\frac{1}{2}h_n, t) = \int_{-\infty}^{\infty} \Gamma_n(f) e^{i2\pi f t} df \tag{22.4.32}$$

22.4.1.2 线性土体特性的等效线性化处理

土样动力性能实验结果表明，土体在循环荷载作用下表现出应力-应变滞回效应。统计方法给出了描述实验应力-应变滞回关系曲线的等效物理量，即土的等效动剪切模量及阻尼比。实验结果表明，等效动剪切模量 G 与阻尼比 λ 与循环荷载频率（地震工程关心的频段范围内）基本无关，但随应变幅值显著变化，它们可以表示成如下经验关系：

$$G = \overline{G}_d(\overline{\gamma}) G_0 \tag{22.4.33}$$

$$\lambda = \overline{\lambda}(\overline{\gamma}) \tag{22.4.34}$$

式中，$\overline{G}_d(\overline{\gamma})$、$\overline{\lambda}(\overline{\gamma})$ 分别为动剪切模量的无量纲系数及阻尼比，它们是等效滞回应变幅值 $\overline{\gamma}$ 的函数，对于每一土样可以利用实验来给出其对应的关系值；G_0 为土体小应变动剪切模量，即土体最大动剪切模量。为了描述土体的应力-变应滞回特性，在对土体动力反应进行分析的线性频域方法中引入了复阻尼理论，即定义一种新的剪切模量一复剪切模量：

$$G^* = (1 + 2\lambda i) G \tag{22.4.35}$$

这里 i 为单位复数，即 $i = \sqrt{-1}$。为此，每一层土层中介质的动力复剪切模量 G_n^*、复剪切波速 C_n^* 及复波数 K_n^* 分别由下面的关系式给出：

$$\begin{aligned} G_n^* &= (1 + 2\lambda_n i) G_n \\ C_n^* &= (1 + \lambda_n i) C_n \\ K_n^* &= (1 - \lambda_n i) K_n \end{aligned} \tag{22.4.36}$$

然而，上文已讲到，对于非线性土体，动力应力－应变过程中土体的动力剪切模量 G 与等效阻尼比 λ 随应变幅值变化，为此，人们在土层动力反应分析中引入了等效线性化处理土体非线性特性的方法。等效线性化方法的基本思想为：在真实地震波穿过土层时，土体承受极不规则的循环荷载，在应力-应变平面上，土体应力-应变关系呈现复杂的回线图像，各个回线的大小、开关及方位都是变化的。为了使问题简单化，用一条在平均意义上等效的稳态回线即滞回曲线近似地表示所有回线的平均关系。这条等效化的回线的应变幅值称为等效剪应变幅值 $\bar{\gamma}$。

如果在计算开始前各土层反应的等效剪应变幅值 $\bar{\gamma}$ 已知，则利用式（22.4.33）、（22.4.34）及式（22.4.36）给出每一土层的计算等效复剪切模量 G_n^*、复剪切波速 C_n^* 及复波数 K_n^* 值，以 G_n^*、C_n^*、K_n^* 取代完全线性弹性土层地震反应分析式中的 G_n、C_n、K_n 后，依其方法可计算出土层地震反应值。然而，利用等效线性化处理方法求解非线性土层地震反应时还有一个关键性问题需要解决，即确定各土层中介质反应的等效剪切应变值。等效剪应变幅值并没有一个严格的定义，但工程一般取为

$$\bar{\gamma}_n = 0.65\bar{\gamma}_{n,\max} \tag{22.4.37}$$

式中，$\bar{\gamma}_{n,\max}$为土层中介质反应的剪切应变最大值。

严格上讲，反应过程中每一土层中各点处的介质的剪切应变最大值 $\bar{\gamma}_{n,\max}$均不相同，但如果在计算时将计算土层的层厚划得足够小时，可以认为层中介质的 $\bar{\gamma}_{n,\max}$值较均匀，为此，在计算 $\bar{\gamma}_n$ 时可以每一计算土层的层中点处的剪切应变最大值 $\bar{\gamma}_{n,\max}$来作为此层中介质所对应的剪切应变最大值。

从式（22.4.37）可知，确定每一土层中反应的 $\bar{\gamma}_n$ 的问题转变为确定每一计算土层中点处反应 $\bar{\gamma}_{n,\max}$值的问题。但在反应求解之前 $\bar{\gamma}_{n,\max}$并非已知，计算反应时还必须首先给出 $\bar{\gamma}_{n,\max}$的值。为了解决这一矛盾可借助于迭代计算方法，即计算开始时首先假定 $\bar{\gamma}_{n,\max}$的值，而后利用 $\bar{\gamma}_{n,\max}$的值确定动力剪切模量及其它动力参数值，依据所确定值及上一节的分析关系式，计算出每一土层的层中点处的剪切应变最大值 $\gamma_{n,\max}$，比较 $\gamma_{n,\max}$与 $\bar{\gamma}_{n,\max}$值，如果它们之间的相对误差小于一定的值(给定要求值)，则停止计算，并且认为 $\bar{\gamma}_{n,\max}$为反应的真实剪切应变最大值；否则，以 $\gamma_{n,\max}$取代 $\bar{\gamma}_{n,\max}$，即令 $\bar{\gamma}_{n,\max}=\gamma_{n,\max}$，而后重复以上计算过程，直至最近一次计算出的 $\gamma_{n,\max}$与最近一次计算所利用的 $\bar{\gamma}_{n,\max}$的相对误差满足要求为止。

22.4.1.3 计算程序框图

利用上两节所介绍的方法，可编制出土层剪切地震反应分析的等效线性化解法的计算程序。

程序编制所遵循的流程如下：

第一，假定各输入土层中点的等效剪应变值 $\bar{\gamma}_{n0}$，根据一定的计算土层层厚的划分原则将各输入土层进行细分层，每一层中各细分层层中点的等效剪应变的假定值 $\bar{\gamma}_{n0}^K=\bar{\gamma}_{n0}$，$K=1,\cdots$，$nd$（这里 nd 为第 n 层土的分层层数，$nd\geqslant 1$），并计算其初始等效剪切模量 $\bar{G}_{n0}^K$及阻尼比值 $\bar{\lambda}_{n0}^K$，输入力学模型的其它参数；

第二，利用快速傅氏变换确定输入加速度时程 $a(t)$所对应的傅氏谱 $A(f)$及相应的计算基底输入位移傅氏谱 $E_N(f)$；

第三，计算出每一土层（细分层后）的层中点处的等效剪应变值 $\bar{\gamma}_n^K$；

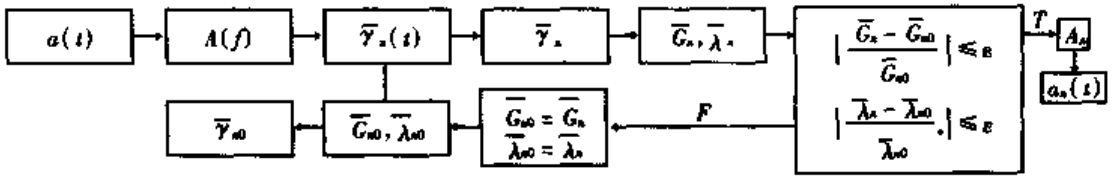


图 22.4.2　非线性土层地震反应等效线性化解法流程图

第四，计算出 $\bar{\gamma}_n^K$ 对应的等效剪切模量 $\bar{G}_n^K$ 及阻尼比 $\bar{\lambda}_n^K$；

第五，检查 $\bar{G}_n^K$、$\bar{\lambda}_n^K$ 与 $\bar{G}_{n0}^K$、$\bar{\lambda}_{n0}^K$ 之间的相对误差值是否小于给定小值 ε；

第六，如果检查结果满足精度要求，则进行第七步骤的计算，如果不满足精度要求，则令 $\bar{G}_{n0}^K=\bar{G}_n^K$，$\bar{\lambda}_{n0}^K=\bar{\lambda}_n^K$，并返回第三计算步骤；

第七，计算并输出各要求的量，如指定层层顶面处的反应加速度时程、速度时程、反应谱等，并结束计算。

所编计算程序框图如图 22.4.3 所示。

22.4.2　直接时域积分土层地震反应分析方法

上一节介绍了土层非线性地震反应分析的等效线性化方法，但应注意到这一方法有其应用的范围、条件及其不足之处。本质上讲，等效线性化方法仍属于线性计算方法，它只能从时间过程的平均意义上粗略地体现土体的非线性影响，而不能反映土体的非线性物理过程性。另外，等效线性化方法还存在一个适用的条件，就是非线性程度较小，即小的非线性情况。因此，对于土体反应将进入大非线性范围及对土体非线性的物理过程较为关心的情况，等效线性化方法将不适用。为此，另一类形式的方法被提出并得到了发展。下面将对这类方法作简单介绍。

直接非线性土层地震反应分析方法涉及两个关键性问题，即土体非线性应力-应变关系的给出及非线性动力方程的数值积分方法的选取。土体非线性应力-应变关系是人们考虑较多的问题，先后出现了多种形式的应力-应变关系，如 Masing 法则关系式、扩充 Masing 法则关系式、Iwan 模型、Pyke 模型、王志良的修正 Masing 法则关系式、修正 Iwan 模型及动态骨架曲线应力-应变关系等。动力方程的求解应用较多的有差分方法、有限元方法、特征线方法及混合方法等。下文将介绍一种直接非线性土层地震反应分析方法。

22.4.2.1　运动方程的建立及求解

(1) 动力方程式。

如图 22.4.1 所示，在每一土层（包括基底半空间）中，介质的运动满足方程：

$$\frac{\partial \tau}{\partial x}=\rho\frac{\partial V}{\partial t} \tag{22.4.38}$$

式中，$\tau=\tau(x, t)$ 为介质运动的剪切应力；$V=V(x, t)$ 为介质运动的速度。介质运动满足的变形协调条件为

$$\frac{\partial \gamma}{\partial t}=\frac{\partial V}{\partial x} \tag{22.4.39}$$

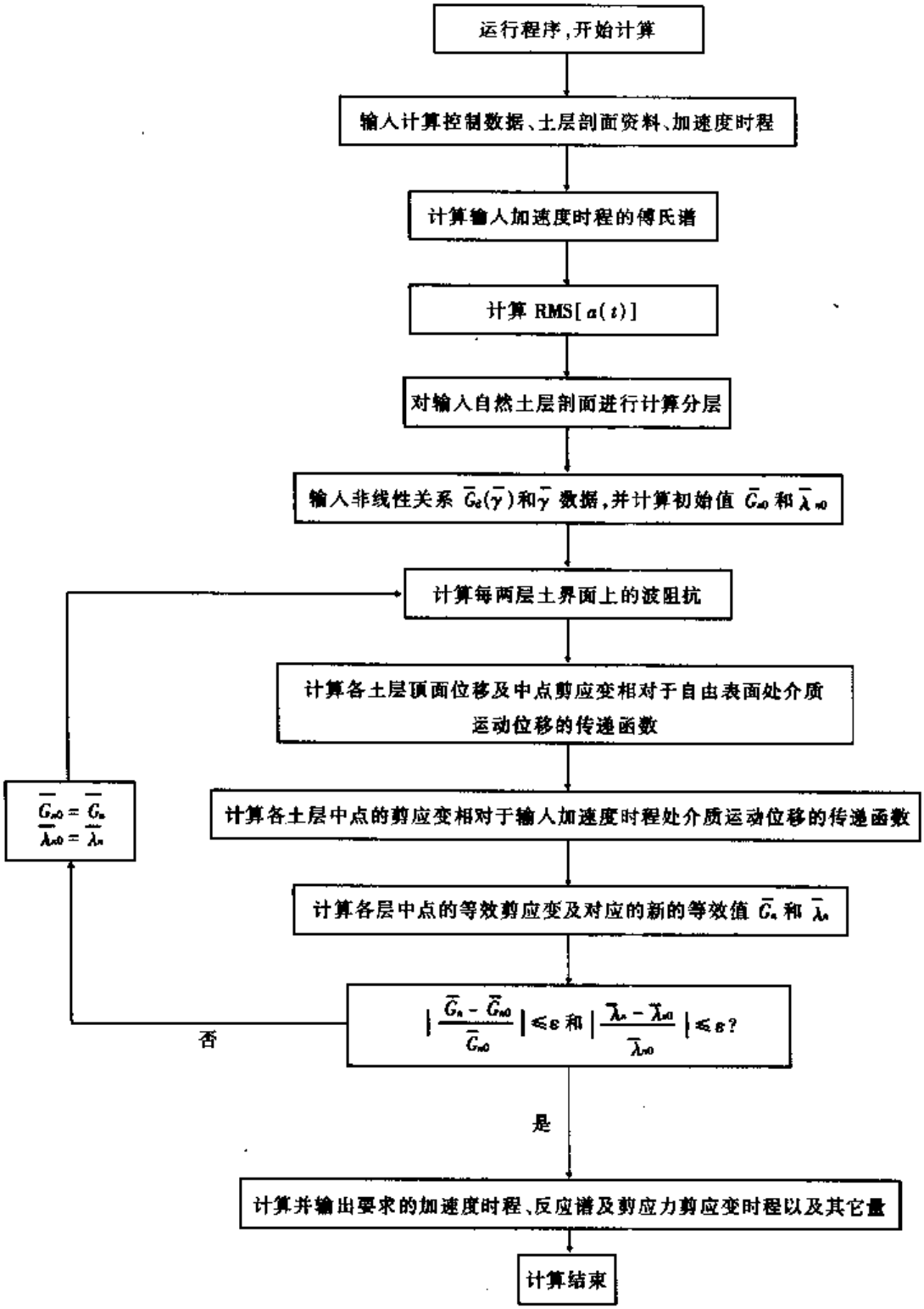


图 22.4.3　一维等效线性化剪切土层地震反应计算程度框图

式中，$\gamma=\gamma(x,t)$ 为介质运动的剪切应变。

剪切应力 τ 与剪切应变 γ 之间满足土体的非线性本构方程

$$\tau=\tau(\gamma) \tag{22.4.40}$$

式（22.4.40）的具体形式将在下文中给出。式（22.4.38）、（22.4.39）及式（22.4.40）组成了一个完整的非线性一维剪切动力方程。

（2）动力方程的显式差分解法。

在对动力方程进行差分求解前，先将每一土层按差分格式的稳定性条件进行细分层。因这里将采用时空中心差分格式求解动力方程，因而，细分层后的每一土层的层厚 ΔX_n 应满足条件：

$$\Delta X_n \geqslant C_n \Delta t \tag{22.4.41}$$

这里，Δt 为计算时间离散化步长；C_n 为第 n 土层的剪切波速。为了减小由于时空离散化引起的计算误差，应尽量使各计算土层层厚之间满足条件：

$$\frac{\Delta X_i}{\Delta X_j} = \frac{C_i}{C_j} \tag{22.4.42}$$

利用中心差分方法对动力方程进行时空离散化，可推导出如下形式的显式逐步积分格式：

$$\begin{cases} \bar{\rho}_n \dfrac{V_n^p - V_n^{p-1}}{\Delta t} = \dfrac{\tau_{n+1/2}^{p-1/2} - \tau_{n-1/2}^{p-1/2}}{\Delta X_n'} \\ \dfrac{\tau_{n+1/2}^{p+1/2} - \tau_{n+1/2}^{p-1/2}}{\Delta t} = \dfrac{V_{n+1}^p - V_n^p}{\Delta X_n} \\ \tau_{n'}^{p'} = \tau(r_{n'}^{p'}) \end{cases} \tag{22.4.43a}$$

即

$$\begin{cases} V_n^p = V_n^{p-1} + \dfrac{\Delta t}{\bar{\rho}_n \Delta X_n'}(\tau_{n+1/2}^{p-1/2} - \tau_{n-1/2}^{p-1/2}) \\ \tau_{n+1/2}^{p+1/2} = \tau_{n+1/2}^{p-1/2} + \dfrac{\Delta t}{\Delta X_n}(V_{n+1}^p - V_n^p) \\ \tau_{n'}^{p'} = \tau(r_{n'}^{p'}) \end{cases} \tag{22.4.43b}$$

式中

$$\Delta X_n' = (\Delta X_n + \Delta X_{n-1})/2 \quad (n = 1,2,\cdots,N)$$

$$\bar{\rho}_n = (\rho_n \Delta X_n + \rho_{n-1}\Delta X_{n-1})/2\Delta X_n' \quad (n = 1,2,\cdots,N)$$

$$\rho_0 = 0$$

$$\Delta X_0 = 0$$

上面各式中角标的意义为：上角标 p 表示 $t = p\Delta t$ 时刻，下角标 n 表示第 n 层土层，$n+\frac{1}{2}$ 表示第 n 层土层中点处，其它类似。

利用式（22.4.43），结合边值和初值条件以及土体动力本构关系的经验式，逐步积分可获得每一计算土层层顶面处介质的运动速度量及层中点的剪切应力及应变量，其它量可以利用这些量导出。其计算边值及初值条件为

$$\tau_{-1/2}^{p-1/2} = 0 \tag{22.4.44}$$

$$V_N^p = V_B^p \tag{22.4.45}$$

$$V_n^0 = 0 \quad (n = 1,2,\cdots,N) \tag{22.4.46}$$

$$\tau_{n-1/2}^{1/2} = 0 \quad (n = 1,2,\cdots,N) \tag{22.4.47}$$

这里，V_B^p 为 $t = p\Delta t$ 时刻计算基底顶面处介质的运动速度，它与计算基底半空间中的入射波场的关系下文将具体给出。

22.4.2.2 基底能量辐射效应的模拟

上文中，在求解动力方程式时假定已知基底顶面处介质运动速度量 V_b^p，而实际上，在反应计算过程中必须考虑能量在土层中向基底辐射的效应才能估计出基底顶面运动量 V_b^p。其具体计算公式为

$$V_b^p = \frac{2\Delta t}{\rho_{N-1}\Delta X_{N-1} + \rho_N \cdot C_N \Delta t}\left[\frac{\rho_{N-1}\Delta X_{N-1} - \rho_N C_N \Delta t}{2\Delta t}\right.$$
$$\left. + \rho_N C_N (V_{ib}^p + V_{ib}^{p-1}) - \tau_{N-1/2}^{p-1/2}\right] \tag{22.4.48}$$

式中，V_{ib}^p为计算基底中入射波场在基底顶面处的速度量在 p 时刻的值。

22.4.2.3 土体应力-应变关系式

这里选用动态骨架曲线应力-应变关系式作为土体非线性特性描述关系式（李小军，1992）。应力-应变关系为

$$\tau(\gamma) = \tau_c + K(|\frac{\pm\gamma_m - \gamma_c}{2}|)\cdot[2\cdot g(\frac{\gamma-\gamma_c}{2}) - G_m\cdot(\gamma-\gamma_c)] + G_m\cdot(\gamma-\gamma_c)$$
$$|\gamma| \leqslant \gamma_m = f(\gamma)$$
$$|\gamma| > \gamma_m \tag{22.4.49}$$

式中，$f(\gamma)$为土体应力-应变骨架曲线；$g(\gamma)$为应力应变动态骨架曲线；$K(\gamma_0)$为阻尼比退化系数；τ_m、γ_m 分别为应力-应变曲线历史最大（绝对值）拐点处的应力及应变值；τ_c、γ_c 分别为当前应力-应变时刻之前的应力-应变曲线最后一个拐点处的应力及应变值；G_m 为动态割线模量，且

$$G_m = \frac{\pm\tau_m - \tau_c}{\pm\gamma_m - \gamma_c} \tag{22.4.50}$$

上两式中，“±”号的取法为：当应变增量 $d\gamma \geqslant 0$ 时取“+”，反之取“−”，下文中也是如此。如果以 $\lambda(\gamma)$表示土体实验等效阻尼比随应变幅值变化函数，且具体应力-应变骨架曲线$f(\gamma)$取如下形式：

$$f(\gamma) = \frac{G_0\gamma}{1 + |\gamma|/\gamma_r} \tag{22.4.51}$$

且动态骨架曲线 $g(\gamma)$取与 $f(\gamma)$类似的形式，即

$$g(\gamma) = \frac{G_0\cdot\gamma}{1 + |\gamma|/\gamma_r} \tag{22.4.52}$$

其中

$$\gamma_r = \left(\frac{\pm 2G_0}{\pm\tau_m - \tau_c} - \frac{\pm 2}{\pm\gamma_m - \gamma_c}\right)^{-1} \tag{22.4.53}$$

则式（22.4.49）中的 $K(\gamma_0)^*$可由如下关系式给出：

$$K(\gamma_0) = \frac{\pi\lambda(\gamma_0)\gamma_0^2}{2\gamma_0(2\gamma_r + \gamma_0) - 4\gamma_r(\gamma_r + \gamma_0)\ln(1 + \gamma_0/\gamma_r)} \tag{22.4.54}$$

22.4.3 反应计算中的几个技术问题

22.4.3.1 计算基底输入时程持时及时间离散步长

利用等效线性化方法计算土层地震反应时涉及到时程的频域化，即需引入傅氏变换技术。在数值计算中实现这一变换采用的是离散傅氏变换方法。设有持时为 T 的加速度时程 $a(t)$，首先应将其进行周期开拓，即

$$a_p(t) = a(t) \qquad (0 \leqslant t \leqslant T)$$
$$= a(t \pm T) \qquad (其它) \tag{22.4.55}$$

而后对这一周期函数 $a_p(t)$ 进行傅氏变换可得

$$A_k = \frac{1}{T}\int_0^T a(t) \cdot e^{-i2\pi f_k t} dt \tag{22.4.56}$$

$$f_k = k\Delta f = k \cdot \frac{1}{T} \quad (k = D, 1, 2, \cdots) \tag{22.4.57}$$

如果将 $a(t)$ 在区间 $[0, T]$ 中按时间步距为 Δt 离散化，即

$$a_n = a(t_n) = a(n\Delta t) \quad (n = 1, \cdots, N) \tag{22.4.58}$$

式中，$N = T/\Delta t$，则有

$$A_k = \frac{1}{N}\sum_{n=0}^{N-1} a_n e^{-i2\pi kn/N} \tag{22.4.59}$$

应该注意到，地震动时程 $a(t)$ 在进行周期开拓及时域离散化时，将使傅氏变换后所得频谱值出现高频截止及低频截止特性，即离散傅氏谱所给谱值中频率值落于 f_1（低频截止频率）与 f_u（高频截止频率）之外的谱值将不能描述原加速度时程 $a(t)$ $(0 \leqslant t \leqslant T)$ 的谱值，f_u、f_1 的值由下式给出：

$$f_u = \frac{1}{2\Delta t}, \quad f_1 = \frac{1}{T} \tag{22.4.60}$$

因此，在实际反应计算时，为了使得所关心的频率成分能有效地在计算反应量中得以体现，必须对输入的计算时程的持时 T 及时程的离散化时间步距 Δt 加以限制，即如果所关心的频率范围为 $[f_n, f_m]$，则 T 及 Δt 必须满足条件：

$$T > \frac{1}{f_n}, \quad \Delta t < \frac{1}{2f_m} \tag{22.4.61}$$

由式（22.4.61）还可以进一步得到式（22.4.59）中的 N 应满足条件：

$$N > \frac{2f_m}{f_n} \tag{22.4.62}$$

但由于在离散傅氏变换式（22.4.59）的程序化时利用到了快速傅氏变换技术，因此 N 的取值在满足式（22.4.62）的同时，还必须满足条件 $N = 2^m$（这里 m 为正整数）。

22.4.3.2 $\gamma_{n,\max}$ 值的估计

等效线性化方法中计算土体的等效剪切应变值时需计算 $\gamma_{n,\max}$ 的值，而 $\gamma_{n,\max}$ 定义为第 n 层土层的层中点处介质反应的剪切应变时程 $\gamma_n(t)$ 的绝对最大值。直接给出 $\gamma_n(t)$ 后计算 $\gamma_{n,\max}$ 的方法为时域 $\gamma_{n,\max}$ 的确定方法。但在等效线性化土层地震反应方法中，首先计算出的只是 $\gamma_n(t)$ 的频域谱值，即 Γ_k 值，为此，需利用傅氏变换来获 $\gamma_n(t)$。为了免去计算中利用傅氏变换的这一计算工作量，这里介绍另一种计算 $\gamma_{n,\max}$ 值的公式——频域经验 $\gamma_{n,\max}$ 值估计公式：

$$\gamma_{n,\max} = \frac{\sqrt{\sum_{K=0}^{N/2} |\Gamma_K|^2}}{\sqrt{\sum_{K=0}^{N/2} |A_K|^2}} \cdot a_{\max} \tag{22.4.63}$$

式中，A_K、$a_{\max}$ 分别为计算基底入射波时程 $a(t)$ 的离散傅氏谱值及时域时程的最大值。

22.4.3.3 计算层厚的确定

理论上讲，无论对于等效线性化方法还是时域逐步积分方法，计算层厚（对于等效线性化方法为 h_i，对于时域逐步积分方法为 ΔX_i）值越小，计算反应精度越高。然而，计算层厚越小，其反应的计算量越大。为此，取一个计算量尽可能小且能获得足够计算精度的计算层厚值成为必要。根据理论分析及计算经验，反应计算时计算层厚值可以由下面的公式确定：

$$h_i(\text{或 } \Delta X_i) \leqslant \frac{\lambda_i}{K} \tag{22.4.64}$$

式中，λ_i 为第 i 层土中地震波的主要波波长值，它由下式确定：

$$\lambda_i = C_i T_p \tag{22.4.65}$$

这里，C_i 为第 i 计算土层中介质的剪切波速值；T_p 为计算基底中输入地震波 $a(t)$ 的优势周期值；K 为正整数，一般在 5～20 之间取值，且当 T_p 较大时，K 应取较大值。

22.5 场地反应二维分析及计算程序框图

上一节介绍的场地地震反应的一维分析方法，为分析场地条件对地震的影响提供了有效途径。然而，对于具有横向非均匀性的场地，一维地震反应分析方法将不再适用，取而代之的是场地地震反应的二维及三维分析方法。下面介绍场地地震反应分析的二维有限元方法。

二维方法是用来分析介质沿竖向及一个水平方向变化明显，而沿另一水平方向变化不明显（可视为无变化）场地地震反应的方法。二维分析方法中较为成熟且已应用于工程的是线性反应分析方法。与一维方法相类似，二维方法也分为频域分析法及时域逐步积分法。考虑局部介质非均匀非线性的方法也有所发展，诸如频域等效线性化方法及直接的时域逐步积分方法。由于考虑土体非线性的分析方法还不完善且十分复杂，工程中还难以应用，因此，本节只具体介绍粘-弹性土体介质情况下的反应分析方法。非线性情况下的分析方法可参看有关文献。

22.5.1 有限元动力方程

场地反应分析属于半无限介质动力问题，可以利用有限元方法结合人工边界处理给出所关注的局部场地介质条件影响分析的有限元计算模型。图 22.5.1 为无限连续场地介质中设置了人工边界的场地模型示意。这一模型中含有不规则地形及纵横向非均匀局部介质区，人工边界设置在粘-弹性半无限基岩介质区及水平成层介质区内。场地地形影响分析模型属于这一模型的特例。

利用有限元方法对图 22.5.1 所示力学模型中人工边界内的计算区进行单元离散化处理，便可形成场地的有限元离散模型。对于各向同性的粘-弹性介质情况，可以建立相应的计算区内网格节点（包括人工边界上节点）的运动方程：

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{R(t)\} \tag{22.5.1a}$$

式中，$[M]$、$[C]$、$[K]$ 分别为整个计算网格体系的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵；$\{\ddot{u}(t)\}$、$\{\dot{u}(t)\}$、$\{u(t)\}$分别为节点运动的加速度、速度及位移矢量；$\{R(t)\}$为网格点上的外力矢量。

如果采用 Raylaigh 阻尼理论来考虑土体的粘性效应，则有

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \tag{22.5.2}$$

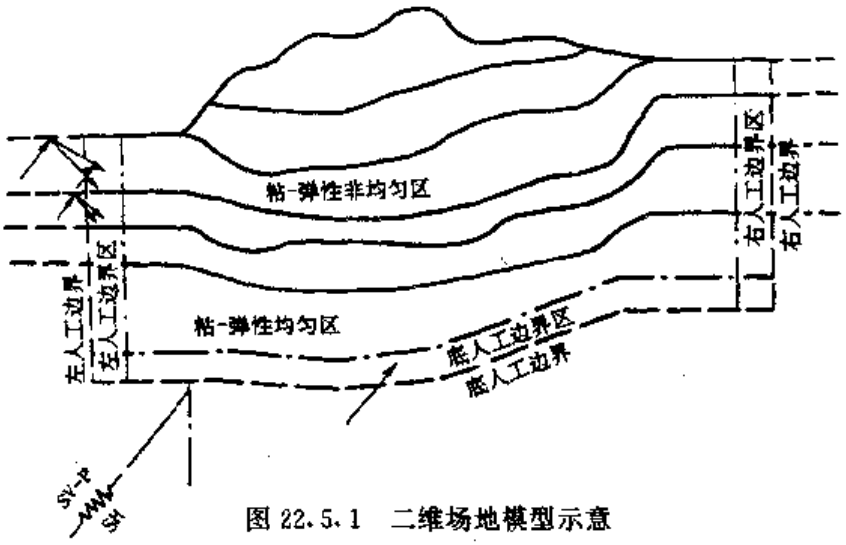


图 22.5.1　二维场地模型示意

式中，α、β 为阻尼比例系数，它们控制着体系阻尼效应的程度。

由于总体刚度阵 $[K]$、质量阵 $[M]$ 中每一元素的值不仅与相关单元刚度阵 $[K_{ij}^e]$、0、质量阵 $[M_{ij}^e]$ 有关，而且还与每一节点所涉及的单元类型、单元数量有关，要直接给出 $[K]$、$[M]$，必须针对特定单元划分情况。因此，这里只介绍单元刚度阵 $[K_{ij}^e]$ 及质量阵 $[M_{ij}^e]$ 的计算公式。

对于每一平面等参四节点四边形单元，如图 22.5.2 所示，有如下基本关系（对应于三角形单元可以有类似的关系）：

单元刚度矩阵为

$$[K_{ij}^e] = \iint_{S_e} [B]^T[D][B]t\mathrm{d}x\mathrm{d}y \tag{22.5.3}$$

其中

$$K_{ij}^e = \iint_{S_e} [B_i]^T[D][B_j]t\mathrm{d}x\mathrm{d}y \tag{22.5.4}$$

单元一致质量矩阵为

$$[M_{ij}^e] = \iint_{S_e} [N]^T\rho[N]t\mathrm{d}x\mathrm{d}y \tag{22.5.5}$$

其中，

$$M_{ij}^e = \iint_{S_e} [N_i]^T\rho[N_j]t\mathrm{d}x\mathrm{d}y \tag{22.5.6}$$

上面各式中，ρ 为单元内介质的密度，假定它为一常数；$[N]$ 为单元形函数矩阵；$[B]$ 为单元几何矩阵；t 为单元厚度，它为一常数；$[D]$ 为材料矩阵。并有如下关系：

$$[N] = \{[N_1][N_2][N_3][N_4]\} \tag{22.5.7}$$

$$[N_i] = N_iI \tag{22.5.8}$$

这里，I 为单位方阵，对于屈平面运动（SH 问题），I 为一阶方阵，即 1；对于平面内运动（SV-P 问题），I 为二阶方阵。

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta) \\ N_2 &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta) \\ N_3 &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta) \\ N_4 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta) \end{aligned}\right\} \quad (22.5.9)$$

$$\left.\begin{aligned} x &= \sum_{i=1}^{4} N_i(\xi,\eta)x_i \\ y &= \sum_{i=1}^{4} N_i(\xi,\eta)y_i \end{aligned}\right\} \quad (22.5.10)$$

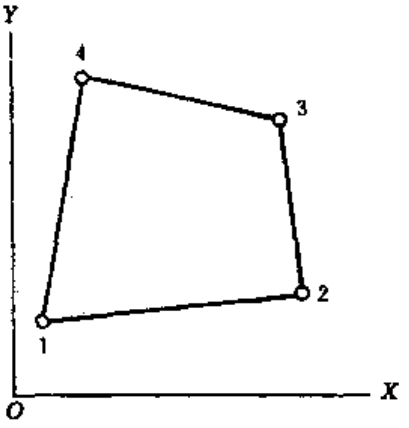


图 22.5.2 平面等参四节点四边形单元示意图

式中，(x_i, y_i) 为单元中节点 i 在直角坐标系 XY 下的的坐标，ξ 与 η 为自然坐标系坐标。

$$[B] = \{[B_1][B_2][B_3][B_4]\} \quad (22.5.11)$$

其中

$$[B_i]^{\mathrm{T}} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & \dfrac{\partial N_i}{\partial y} \\ 0 & \dfrac{\partial N_i}{\partial y} & \dfrac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (22.5.12)$$

对于屈平面（SH）问题，

$$[D] = \rho\begin{bmatrix} C_{\mathrm{S}}^2 & 0 \\ 0 & C_{\mathrm{S}}^2 \end{bmatrix} \quad (22.5.13)$$

对于平面内（SV-P）问题，

$$[D] = \rho\begin{bmatrix} C_{\mathrm{P}}^2 & C_{\mathrm{P}}^2 - 2C_{\mathrm{S}}^2 & 0 \\ C_{\mathrm{P}}^2 - 2C_{\mathrm{S}}^2 & C_{\mathrm{P}}^2 & 0 \\ 0 & 0 & C_{\mathrm{S}}^2 \end{bmatrix} \quad (22.5.14)$$

这里，C_{S}、C_{P} 分别为单元内介质的 S 波波速值及 P 波波速值。

利用上面各式，可以将单元刚度矩阵及质量矩阵表示为

$$[K_{ij}^e] = t \cdot \int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} [B]^{\mathrm{T}}[D][B]|J|\mathrm{d}\xi\mathrm{d}\eta \quad (22.5.15)$$

$$[M_{ij}^e] = \rho t\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} [N]^{\mathrm{T}}[N]|J|\mathrm{d}\xi\mathrm{d}\eta \quad (22.5.16)$$

$$|J| = \sum_{i=1}^{4}\frac{\partial N_i}{\partial \xi}x_i \cdot \sum_{i=1}^{4}\frac{\partial N_i}{\partial \eta}y_i - \sum_{i=1}^{4}\frac{\partial N_i}{\partial \xi}y_i \cdot \sum_{i=1}^{4}\frac{\partial N_i}{\partial \eta}x_i \quad (22.5.17)$$

这里值得注意的是，式（22.5.1）所表示的节点运动方程与只具有物理边界（固定及自由边界）的有限元节点运动方程有所不同，运动方程式（22.5.1）中矩阵 $[M]$、$[C]$、$[K]$ 并不能完全利用有限元网格中节点的平衡条件来建立。因为在这一模型中，人工边界外介质对人工边界内介质的作用力并非为事先已知量，即相当于人工边界上节点的外荷载（由人工边界外介质施加给人工边界内介质的作用力），为未知量，所以，人们只能利用已知外荷值的人工边界内节点来建立动力平衡方程。设人工边界内计算节点数为 n_i，人工边界上计算节点数为

n_b，那么，这里所建立的节点运动（动力平衡）方程数为 n_i，而另外 n_b 个节点运动方程应由人工边界条件给出，即式（15.5.1）可改写为

$$\begin{bmatrix}[M_i]\\ [M_b]\end{bmatrix}\{\ddot{u}(t)\}+\begin{bmatrix}[C_i]\\ [C_b]\end{bmatrix}\{\dot{u}(t)\}+\begin{bmatrix}[K_i]\\ [K_b]\end{bmatrix}\{u(t)\}=\begin{Bmatrix}\{R_i\}\\ \{R_b\}\end{Bmatrix} \tag{22.5.1b}$$

式中，$[M_i]$、$[C_i]$、$[K_i]$ 为 $n_i\times(n_i+n_b)$阶矩阵；$[M_b]$、$[C_b]$、$[K_b]$ 为 $n_b\times(n_i+n_b)$阶矩阵。

22.5.2 动力方程的频域解法

22.5.2.1 频域动力方程

如果场地介质为线性介质，则反应具有叠加性，因而也可将动力方程式（22.5.1b）的求解问题转化为频域动力方程的求解问题。即有

$$\{u\}=\int_{-\infty}^{\infty}\{U\}\cdot e^{i\omega t}d\omega \tag{22.5.18}$$

$$\{R\}=\int_{-\infty}^{\infty}\{\overline{R}\}\cdot e^{i\omega t}d\omega \tag{22.5.19}$$

式中，$\{U\}$ 为反应位移量 $\{u\}$ 的傅氏幅值谱；$\{\overline{R}\}$ 为节点外力量 $\{R\}$ 的傅氏幅值谱。

将式（22.5.18）、（22.5.19）代入式（22.5.1b）中可以得到人工边界内点运动的频域动力方程式为

$$([K_i]+i\omega[C_i]-\omega^2[M_i])\{U\}=\{\overline{R}\} \tag{22.5.20}$$

22.5.2.2 频域局部透射人工边界

根据前文的分析可知，仅利用式（22.5.20）不能求解出运动量 $\{U\}$，要求解出 $\{U\}$ 还需要利用人工边界关系式。

人工边界的频域处理方法即频域人工边界方法有许多种，如远置人工边界方法、粘性边界方法、旁轴近似方法、一致传递边界方法、无穷元方法及透射人工边界方法。对于这里要处理的二维场地地震反应问题，透射人工边界方法是一种较理想的方法，故采用透射人工边界（即外推人工边界）公式来模拟人工边界的运动。

参看图 22.5.3，根据频域透射人工边界公式可以得到人工边界内节点与人工边界上节点 J 运动位移幅值之间的如下关系：

$$\sum_{m=J}^{J-N}b_mU_{Rm}=0 \tag{22.5.21}$$

$$b_m=(-1)^{J-m}C_{J-m}^{N}\exp[-i(J-m)K_a\Delta] \tag{22.5.22}$$

式中，U_{Rm}为节点 m 处外行波的运动位移幅值（这里U_{Rm}为复数，下面的U_{Rm}及U_{Im}亦如此）；N 为透射公式阶数；$C_n^N=N!/[(N-n)!\,n!]$；$K_a=\omega/C_a$，ω 为节点运动圆频率，C_a 为人工波速值；Δ 为有限元空间离散步距；J 为人工边界上节点编号。

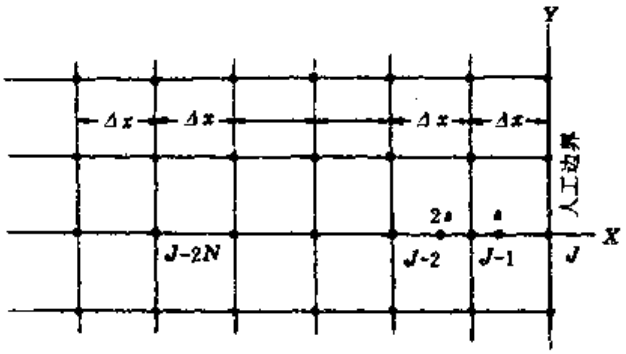


图 22.5.3 空间离散模型中的透射人工边界
（据廖振鹏等，1996）

设计算入射波场（人工边界区中的内行波场）在节点 m 处的位移幅值为 U_{Im}，U_{Im} 为已知值，其值可根据行波法由已知边界输入值计算得到。用 U_m 表示节点 m 处运动位移幅值，则

$$U_{Rm} = U_m - U_{Im} \tag{22.5.23}$$

将式（22.5.23）代入式（22.5.21）得

$$\sum_{m=J}^{J-N} b_m U_m = \sum_{m=J}^{J-N} b_m U_{Im} \tag{22.5.24}$$

式（22.5.24）即为频域多次透射人工边界公式。

求解式（22.5.20）及式（22.5.24）所组成的（n_i+n_b）个未知参数值的线性方程组，不难计算出节点（包括人工边界上节点）处的运动位移幅值。

22.5.3 动力方程的时域解法

22.5.3.1 局部节点的运动方程

式（22.5.1）为人工边界内点运动的动力方程式，但对于内部节点数过大的情况，式（22.5.1）中的矩阵[M]、[K]、[C]的阶数过大，直接在计算机上实现动力方程式（22.5.1）的求解需很大的内存量及很长的计算时间。为此，这里介绍另一种形式的人工边界内节点运动动力方程式，即与式（22.5.1）等效的局部节点运动方程。

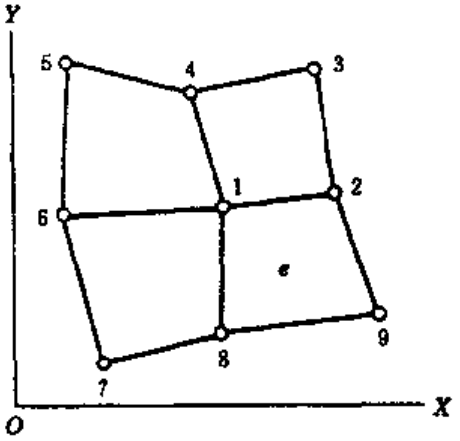


图 22.5.4 局部节点系单元连接示意

图 22.5.4 为人工边界内任一节点与其相关节点之间的连结关系示意。为了便于计算公式的给出，图中将所分析的节点表示为“1”，而与“1”相连的节点用“k”表示，$k=2, 3, \cdots, L$，这里 L 为与节点“1”相连的节点总数。对于局部节点系中的节点“1”可以得到如下动力方程：

$$M_1 \ddot{u}_1(t) + \sum_{k=1}^{L} (\alpha M_{1k} + \beta K_{1k}) \dot{u}_k(t) + \sum_{k=1}^{L} K_{1k} u_k(t) - R_1 = 0 \tag{22.5.25}$$

式中，$u_k(t)$，$\dot{u}_k(t)$及 $\ddot{u}_k(t)$分别为局部节点系中节点 k 的动运位移、速度及加速度值，且

$$\begin{aligned} M_1 &= \sum_e \sum_{j=1}^{N_e} M_{1j}^e \\ \sum_{k=1}^{L} M_{1k} &= \sum_e \sum_{j=1}^{N_e} M_{1j}^e \\ \sum_{k=1}^{L} K_{1k} &= \sum_e \sum_{j=1}^{N_e} K_{1j}^e \end{aligned} \tag{22.5.26}$$

其中，N_e 为局部节点系中单元 e 所含节点数；M_{1j}^e、K_{1j}^e为单元 e 的单元质量阵及刚度阵中相应的元素。

22.5.3.2 节点动力方程的显式差分解

利用李小军等（1992）提出的有阻尼体系动力方程求解的显式差分格式求解方程式（22.5.25），可以得到局部节点系中节点“1”的运动差分解

$$u_1^{t+1} = \frac{1}{2}\frac{\Delta t^2}{M_1} R_1 + u_1^t + \Delta t \dot{u}_1^t - \frac{1}{2}\frac{\Delta t^2}{M_1} \sum_{k=1}^{L} [K_{1k} u_k^t + (\alpha M_{1k} + \beta K_{1k}) \dot{u}_k^t]$$

$$\dot{u}_1^{p+1}=\frac{1}{2}\frac{\Delta t}{M_1}(R_1^{p+1}+R_1^p)+\dot{u}_1^p-\frac{1}{2M_1}\sum_{k=1}^{L}[K_{1k}\Delta t(u_k^{p+1}+u_k^p)]$$
$$+2(\alpha M_{1k}+\beta K_{1k})(u_k^{p+1}-u_k^p)$$
$$\ddot{u}_1^{p+1}=-\ddot{u}_1^p+\frac{2}{\Delta t}(\dot{u}_1^{p+1}-\dot{u}_1^p) \tag{22.5.27}$$

上式中各参数的上角标 $p+1$（或 p）表示 $(p+1)\Delta t$（或 $p\Delta t$）时刻，Δt 为时间离散化步距。

利用式（22.5.27）可以在已知人工边界上节点及人工边界内节点反应量在 $p\Delta t$ 时刻的值的情况下，直接给出人工边界内各节点 n［整体有限元网格中节点 n 在式（22.5.27）中均视为“1”）的反应量在 $(p+1)\Delta t$ 时刻的值。然而，这里如果要实现反应的递推计算，还必须利用人工边界上节点的反应量在 $(p+1)\Delta t$ 时刻的值的计算公式。这正是时域局部人工边界方法所要解决的问题。

22.5.3.3　时域局部透射人工边界

利用二阶时域局部透射人工边界可以得到

$$u_J^{p+1}=u_{IJ}^{p+1}+u_{RJ}^{p+1} \tag{22.5.28}$$
$$u_{K,J}^{p+1}=2u_{1,J}^{p+1}-u_{2,J}^{p+1} \tag{22.5.29}$$

其中

$$u_{2,J}^{p+1}=\frac{1}{2}(1-s)(2-s)u_{1,J}^{p}+s(2-s)u_{1,J-1}^{p}+\frac{1}{2}s(s-1)u_{1,J-2}^{p}$$
$$u_{1,J'}^{p'}=\frac{1}{2}(1-s)(2-s)u_{RJ'}^{p'-1}+s(2-s)u_{RJ'-1}^{p'-1}+\frac{1}{2}s(s-1)u_{RJ'-2}^{p'-1} \tag{22.5.30}$$

$$p'=p+1,p;\quad J'=J,J-1,J-2 \tag{22.5.31}$$

式（22.5.28）中 $u_{IJ}^{p'}$、$u_{RJ'}^{p'}$ 分别为 $p'\Delta t$ 时刻内、外行波场在人工边界点 J' 处的值。$u_{IJ'}^{p'}$ 的确定下文将叙述。上面各式中，下角标 J 表示人工边界上节点 J，J' 表示节点 J 处人工边界内法线上节点，参考图 22.5.3，$s=C_a\Delta t/\Delta x$，C_a 为人工波速值。

式（22.5.27）、式（22.5.28）及式（22.5.29）组成反应计算的完整的显式递推格式。

22.5.4　人工边界区计算输入的确定

前文在建立人工边界公式即人工边界点运动与人工边界区内点运动量之间的关系式时，假定已知人工边界区（即人工边界内的人工边界附近的区域）内计算内行波场值 U_{Im} 或 $u_{IJ'}^{p'}$。因此，在进行反应计算时，首先必须确定人工边界区内的内行波场值，即计算输入值。

如图 22.5.1 所示，设有一平面行波以与水平自由表面法线成 θ 角的方向射向横向非均匀介质区。人工边界区内的总波场可分为外行波场与内行波场，而人工边界公式所给出的是人工边界点处的总波场值与人工边界区内的总波场值和内行波场值之间的关系。这里所谓的内行波场为由人工边界外射向人工边界区的波场，它包括直接入射至人工边界区的入射波场和由人工边界之外的水平自由表面及介质的水平分层界面反射后射向人工边界区的波场。

参看图 22.5.1，当入射波的入射角 $\theta>0$ 时，左人工边界区内的内行波场为入射波场及反射波场之和，底人工边界区内的内行波场仅为入射波场，而右人工边界区内无内行波场，即内行波场值为 0；当入射波的入射角 $\theta=0$ 时，左、右人工边界区内均无内行波场，底人工边界区内的内行波场为入射波场；当入射波的入射角 $\theta<0$ 时，人工边界区内的内行波场情况与 $\theta>0$ 的类似（仅对调左、右人工边界区内的值）。

由于底人工边界必须设置在粘-弹性半无限空间介质区域内，因而，底人工边界区内的内

行波场值可以利用已知的粘-弹性半无限空间内的计算输入波场（平面行波）在某点的值（时程），采用全空间域行波法求解得到，此时，计算人工边界区内的内行波场值等于全空间域波动解的总波场值。左、右人工边界设置在水平成层粘-弹性介质区内。对于 $\theta>0$ 的情况（$\theta<0$ 的情况有类似的结果），由以上分析可知，左人工边界区内的内行波场值等于一维成层土层场地模型下的地震反应的总波场值，这是一个视左人工边界区内的介质水平分层界面向左、右无限延伸而形成的计算模型，且以原二维问题中的计算输入入射波（粘-弹性半无限空间中的）为计算基底入射波。

22.5.5 有限元网格尺寸及时间离散步长

有限元离散网格模型中的波动问题与原连续介质中的波动问题有所不同。波在离散网格中传播时具有传播频率截止性，即能在离散网格中传播的波满足条件：

$$\lambda/\Delta x \geqslant \pi \sqrt{1-2r/3} \tag{22.5.32}$$

式中，λ 为波长值；Δx 为网格尺寸量；r 为单元质量模型参数（对于集中质量模型 $r=0$，对于一致质量模型 $r=1$）。因此，如果设人们关注的场地反应地震动中频率成分的周期最小值为 T，场地介质波速值为 C，则 Δx 的最大允许取值为

$$\Delta x_{\mathrm{m}} = C \cdot T/\pi \sqrt{1-2r/3} \tag{22.5.33}$$

为了使周期值为 T 的频率成分在计算反应中不出现过大的失真，根据有关理论及计算经验（廖振鹏等，1992），Δx 应取更小值，即

$$\Delta x = \Delta x_{\mathrm{m}}/K \tag{22.5.34}$$

这里 K 一般取值于 2～3。设人们所关注的波的最小波长值为 λ（$\lambda=CT$），则应有关系：

$$\Delta x/\lambda = 1/9 \sim 1/6 \tag{22.5.35}$$

由于显式差分格式的稳定性条件限制，使得时间离散步距 Δt 与有限元尺寸 Δx 之间必须满足条件：

$$\Delta t/\Delta x \leqslant \sqrt{1-2r/3}/C \tag{22.5.36}$$

式中，C 为网格中传播的较大波速值，对于 SH 问题 $C=C_{\mathrm{S}}$，对于 SV-P 问题 $C=C_{\mathrm{P}}$。

在进行场地计算区有限元划分时，为了减小单元划分对计算结果精度的影响，还应注意到各介质区中有限元尺寸量之间应尽量满足条件：

$$\frac{\Delta x_i}{\Delta x_j} = \frac{C_i}{C_j}$$

式中，Δx_i，Δx_j 分别为第 i 及 j 介质区中单元的尺寸量；C_i，C_j 分别为第 i 及 j 介质区中介质的波速值。

22.5.6 计算程序流程图

根据上文介绍的二维场地地震反应分析的基本原理编制相应的计算程序，其基本程序流程如图 22.5.5 及图 22.5.6 所示。

22.6 场地地震反应分析相关的问题

22.6.1 模型参数的确定

在进行场地地震反应分析时，首先必须建立相应的计算力学模型（如一维成层模型、二

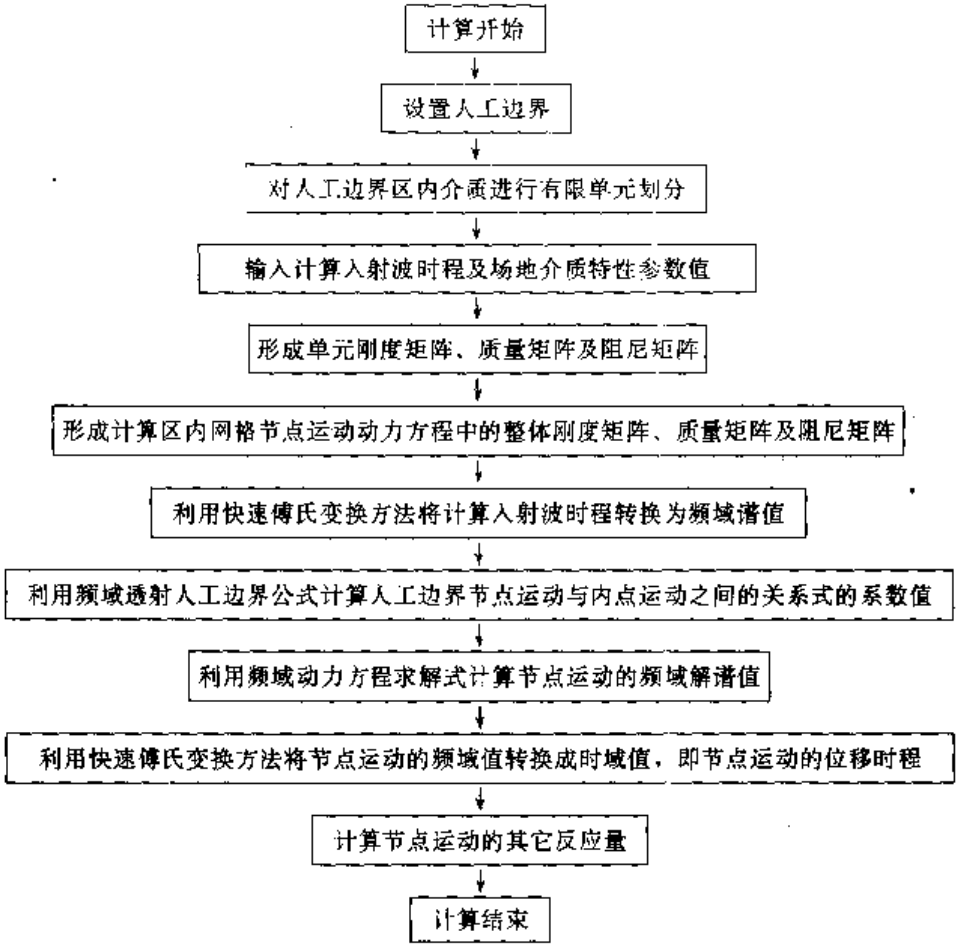


图 22.5.5　频域求解法流程框图

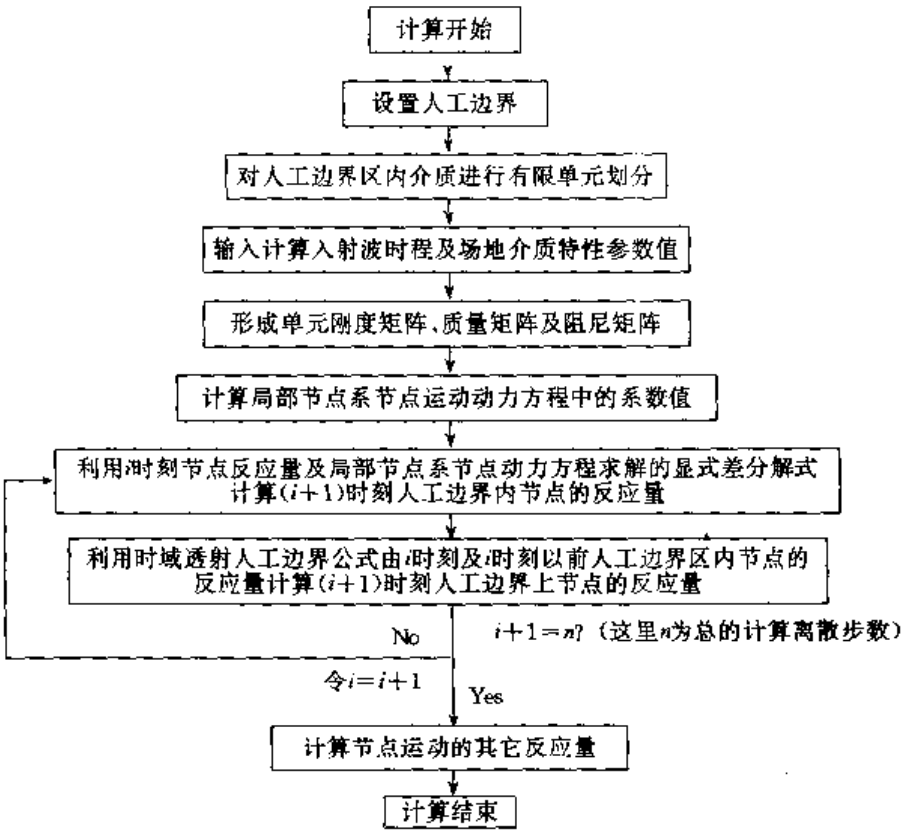


图 22.5.6　时域求解法流程框图

维有限元模型），并确定力学模型中的力学参数，如介质在小应变情况下的波速值、介质的密度值及介质的非线性特性参数值。

介质波速值一般利用原位测定数据结合理论数值处理方法来给定。对于每一工程场地，应按一定的（平面）间隔设置原位波速值测定点，测定出每一测点处介质波速值沿深度变化的柱状波速值，而后利用各测点处柱状波速值勾画出介质波速值的空间分布规律图，并根据每一柱状剖面的土性描述勾画出土体分层界面的位置图。根据所勾画出的土层界面的位置变化情况确定这一工程场地地震反应分析的计算力学模型（一、二或三维力学模型）。

在进行原位波速值测定时，其波速值尽量测至基岩深度处，这将为计算力学模型中的计算地震输入面的确定提供方便。对于那些计算柱状波速值未测至基岩的情况，在确定计算力学模型参数时应采用近似估计方法弥补所缺波速值。波速值的近似估计分两种情况：①对具有土性描述的柱状，如果此测点附近存在具有完整的柱状波速值的测点，则可以采用土性及深度类比方法估计此柱状所缺波速值；如附近不存在有完整波速值的测点，则可以采用本地或工程地质条件相类似的其它地区的波速值随土类及埋深变化的统计经验关系式估计此柱状所缺波速值；②对于无土性描述的柱状，则应利用测点附近其它测点的柱状土性描述及柱状波速值资料勾画出此测点周围的土层分层面分布图，并由此得到此测点柱状的土性描述，而后利用土性及深度类比方法，依据附近测点的柱状波速值资料估计此测点的柱状所缺波速值。

场地介质密度值及土体非线性特性参数值应根据原位土体取样的实验测定资料来确定。在缺少实测资料的情况下，可以利用本地区或工程地质条件相类似的其它地区的实验值或统计经验值，采用类比方法给出各土层对应的介质密度值及土体非线性特性参数值。

22.6.2 输入地震动的确定

在场地地震反应分析中，地震输入视为平面行波自计算基底射向计算场地。计算时以场地附近露头基岩自由表面处的地震动值，按幅值缩小一半作为计算基底入射波值。露头基岩自由表面处地震动由地震危险性分析给出，其大致分析过程为：

（1）利用地震危险性分析方法给出（一定概率水平或确定性的）基岩地震动相关反应谱及地震动时程包线函数；

（2）利用人工地震动的合成技术拟合基岩地震动相关反应谱及地震动时程的包线函数来给出基岩地震动的样本时程。一般工程要求给出三个随机样本时程。

22.6.3 场地地震反应与场地相关反应谱的确定

采用与工程场地相适应的场地力学模型（一维或二维模型），利用前面所介绍的分析方法，在已知场地力学参数及计算地震动输入的情况下，可以给出场地不同位置（包括不同深度位置）的地震反应量的时间过程，而后可计算出地震动时程对应的场地相关反应谱。在给出计算场地相关反应谱时，考虑计算输入地震动的随机样本时程（三个样本时程）的差异对场地相关反应谱值的影响，采用取平均反应谱值的方法给出计算场地地震动相关反应谱。另外，因为直接计算所得场地地震动相关反应谱曲线形状较复杂，为了便于对场地上的设计结构进行地震效应分析，通常的计算场地地震动反应谱以近似的标定形式（简化曲线形状，一般为多折线形式）给出。一般情况下，标定反应谱为计算反应谱的平均拟合值，而对于核设施工程场地，标定反应谱为概率方法及确定性方法（构造方法）所得场地反应谱的外包线拟合值。

22.6.4 设计地震动参数的确定

设计地震动参数是场地上设计结构地震效应分析所需的计算地震动输入参数。因为场地

上设计结构的基础可能埋置在场地的一定深度处，且基础具有一定的空间尺寸，所以，在进行场地地震反应分析后，所提供的设计地震动参数应包括场地地表面处及不同深度位置的地震动峰值量及场地地震动相关反应谱值。

22.7 几个问题的说明

22.7.1 土壤性能的不确定性

在进行场地地震反应分析前，应利用原位测定波速资料、室内实验土性参数资料及近似经验资料确定场地计算力学模型的参数值。场地模型参数的测定值及统计分析值都将与原场地土体的真实参数值有一定的偏差。引起这一偏差的原因有测试精度、数据分析精度、实验模拟精度及统计分析离差等。特别是在进行城市地震小区划及大面积的工程场地地震危险性分析工作时，通常利用场地上各测点的柱状波速值及其它特性值进行统计平均后，修正每一测点柱状的原始参数值，而后再进行地震反应计算。在这一处理方法中必然存在波速值的统计离差值。确定的场地模型参数值与真实值之间出现偏差是不可避免的，为此，将这一偏差归结为场地土壤性能的不确定性，而土壤性能的不确定性对场地地震反应将产生影响。为了更准确地估计场地地震效应，对于一些具有特殊要求的工程场地应作土壤性能的不确定性对场地地震效应的影响分析。

土壤性能的不确定性包括土体（小应变情况下）波速值的不确定性及非线性特性参数的不确定性。到目前为止，人们还只能利用频域反应分析方法来实现土壤性能的不确定性对场地地震反应的影响分析。在频域反应分析方法中，波速值及非线性特性参数值的不确定性均可归结为动力波速值的不确定性。

22.7.2 地震动的空间相关性

上文所介绍的场地地震反应分析方法中，地震效应视为地震平面行波效应。然而，真实地震下，场地中各空间点的运动应具有一定的空间相关性。如果工程场地上设计结构基础的空间尺寸较小，则结构地震反应分析的输入可视为点式输入。这时，场地地震动的空间相关性对结构反应的影响可忽略。然而，如果工程场地上的设计结构具有较大尺寸的基础（包括具有多个空间分布的小基础），则结构地震反应分析的输入不能再视为点式输入，而应考虑为多点输入或空间输入。这时，场地地震动的空间相关性将对结构反应产生影响。其影响作用将表现为使结构基础产生扭转效应或结构体系各基础之间产生相对运动。

对于应考虑空间地震动效应的所在工程场地，在给出设计场地地震动参数时，应考虑地震动的空间相关性，即给出空间不同点（与设计结构基础有关的位置）处的场地设计地震动参数值。

22.7.3 计算地震输入面

由于场地地震反应分析中假定计算基底面（一维力学模型）或计算人工边界底边界（二维力学模型）以下为线性粘一弹性（或弹性）半无限介质空间，这意味着，地震波由计算区域射向计算基底，或由计算区射出人工边界后不再反回计算区中。然而真实地球介质中并不存在这样一个理想的均匀线性半无限介质空间。一般来讲，下卧基岩特性值，如波速值，将随深度发生变化，且存在波速值突变面。这些介质的突变界面将对上、下行至界面的地震波具有反射作用。因此，适当设定计算基底顶面或底人工边界的位置对正确地估计场地地震反

应十分重要。这一问题就是场地地震反应分析的计算地震输入界面的选取问题。

计算地震输入界面应具有两个基本特性：①输入面以下的介质应为基岩或足够坚硬且非线性较小的土体；②输入界面以下的计算半无限空间中介质的波速值与其上部的土层介质的波速值之间应满足一定的条件。特性①保证计算基底或人工边界以下介质为线性介质；特性②保证以计算基底来模拟计算土层下部介质的精度。这是因为真实场地中在选定的输入界面以下的介质区并非为均匀线性半无限空间区，而是存在一些介质分层面，而这些介质分层面对由土层反射、折射后传入计算输入界面以下的散射波产生回反射，其回反射波将传入计算土层中，这将影响上部计算土层的反应值。但如果计算输入面以下的介质与其上部相连的土层介质之间的波速比值满足一定的条件（大于某一值）时，这一回反射波的影响将会很小。因为回反射波中透过计算地震输入界面传入上部土层的折射波幅值随输入界面下、上部介质的波速值的比值（严格上讲是阻抗比比值）的增大而减小。当其比值大于一定值时，无论计算输入界面以下介质中介质分层面存在与否，用完全均匀的半无限介质区即计算基底来模拟输入面以下真实的介质情况，其模拟精度将较高。

根据以上所述计算输入界面的基本特性要求及以往的研究结果，工程场地地震反应计算中，地震输入面的选取应满足如下条件：

①必须是基岩顶面或有足够高波速值（$V_S \geqslant 500m/s$）且非线性较小的土层顶面；

②确保地震输入界面以下无软弱及坚硬夹层的存在；

③尽可能将上、下层介质 ρV_S 比值较小的介质分层面作为地震输入界面。

参 考 文 献

冯启民、胡聿贤，1981，空间相关地面运动的数学模型，地震工程与工程振动，1（2）。

符圣聪等，1984，Iwan 模型用于场地动力分析，地震工程与工程振动，4（3）。

金星、廖振鹏，1994，地震动随机场的物理模拟，地震工程与工程振动，14（3）。

李小军，1987，粘-弹-塑性模型及土层地震反应分析，国家地震局工程力学研究所硕士学位论文（导师：廖振鹏）。

李小军，1989，一维土层地震反应线性化计算程序。见：廖振鹏主编，地震小区划——理论与实践，地震出版社。

李小军、廖振鹏，1989，土应力应变关系的粘-弹-塑模型，地震工程与工程振动，9（3）。

李小军，1993，非线性场地地震反应分析方法研究，国家地震局工程力学研究所博士学位论文（导师：廖振鹏、张克绪）。

李小军，1992，场地土层对地震地面运动影响的分析方法，世界地震工程，2 期。

李小军，1992，土的动力本构关系的一种简单函数表达式，岩土工程学报，14（5）。

李小军、廖振鹏、杜修力，1992，有阻尼体系动力问题的一种显式差分解法，地震工程与工程振动，12（4）。

李小军，1992，非线性土层地震反应分析的一种方法，华南地震，12（4）。

李小军、廖振鹏，1993，非线性结构动力方程求解的显式差分格式的特性分析，工程力学，10（2）。

李小军、廖振鹏、张克绪，1994，考虑阻尼拟合的动态骨架曲线函数式，地震工程与工程振动，14（1）。

李小军、廖振鹏、关慧敏，1995，粘弹性场地地形对地震动影响分析的显式有限元-有限差分方法，地震学报，17（3）。

李小军、赵凤新、胡聿贤，1997，空间相关地震动场模拟的研究，地震学报，19（2）。

廖振鹏，1982，无限弹性介质中暂态标量波问题的有限元模型，地震工程与工程振动，2（4）。

廖振鹏、黄孔亮、杨柏坡、袁一凡，1984，暂态波透射边界，中国科学，A 辑，27 (6)。
廖振鹏，1984，近场波动问题的有限元解法。地震工程与工程振动，4 (2)。
廖振鹏、李小军，1989，地表土层地震反应的线性化解法，见：廖振鹏主编，地震小区划——理论与实践，地震出版社。
廖振鹏、刘晶波，1992，波动有限元模拟的基本问题，中国科学，B 辑，8 期。
廖振鹏，1996，工程波动理论导引。科学出版社。
栾茂田，1992，土动力非线性分析中的变参数 Ramberg-Osgood 本构模型，地震工程与工程振动，12 (2)。
王志良、韩清宇，1981，粘弹塑性土层地震反应的波动分析法，地震工程与工程振动，1 (10)。
赵振峰等，1991，波动方程有限元离散中的变量匹配，地震工程与工程振动，11 (4)。
Idriss, etc, 1968, Seismic Response of Horizontal Soil Layers, ASCE, 94, SM4。
Iwan, W. D., 1967, On a Class of Model for the Yielding Behaviour of Continuous and Composite System. Transaction of the ASME, Jourual of Applied Mechanics, 34 (3).
Mroz, Z., 1967, On the Description of Anisotropic Workharding. Journal of Mech. Phys. Soils. 5 (3).
Pyke, R., 1979, Nonlinear Soil Models for Irregular Cyclic Loadings. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105, GT. 6.
Seed, H. B., etc., 1970, Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis. Report No. EERC.
Seed, H. B., etc., 1984, Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses of Cohesionless Soils. Report No. UCB/EERC.

第二十三章　地震动小区划[①]

23.1　前　　言

国内外多次地震震害经验表明，地震对建筑物的破坏与场地条件（地形地貌、覆盖土厚度、土质等）有着密切的联系。人们从震害的观察和总结中得出了一些有关场地影响的定性和定量的关系，并把它们应用于城市建设和工程建筑中，以抗御地震带来的灾害。

在地震区进行城市建设时，对于城市规划和房屋建筑设计，必须考虑地震可能产生的影响。一般在工程抗震方面是以烈度表示地震强度的大小，采用国家颁布的地震烈度区划图规定的烈度值进行一般工程结构抗震设计。这种区划图的特点是小比例尺，给出的是大范围内地震危险度的平均估计。如，我国新的《地震烈度区划图（1990）》的比例尺为1∶400万，提供的只是“在50年内，一般场地条件下，可能遭遇超越概率为10%的烈度值。”它只适于作为“国家经济建设或国土利用规划的基础资料”及“一般工业与民用建筑的地震设防标准”，“不宜作为重大工程和某些可能引起严重次生灾害的工程建设的抗震设防依据”。另外，由于编图时所依据的基础资料、比例尺等所限，它不可能表示出地震破坏在小范围内的变化。然而，地震震害经验表明，地震破坏作用在几百米有时甚至是几十米以内均有显著的差异。因而，对于重大特定工程的抗震设计，需要根据已有对地震影响的认识和经验，按照具体场地条件给出小范围内今后可能得到的地震影响的分布，以满足抗震设计的需要。这就是地震小区划的任务。

与地震区划相比，地震小区划具有以下特点。首先，地震小区划重视局部场地条件的影响，更为详细地考虑局部场地条件的作用；第二，区分不同的地震破坏作用；第三，更为详细地考虑周围的地震地质环境；最后，在结果的表述上，为显示地震破坏作用在小范围内的变动情况，它的编图比例尺远大于地震区划图。

地震小区划包括地震地质灾害小区划及地震动小区划两部分。地震地质灾害小区划可用于制定城市或厂矿的土地利用规划、工程场地选择以及预测地震时因地面破坏产生震害等；地震动小区划则用于提供抗震设计、加固及预测结构振动破坏等的地震输入，即提供一套设计地震动参数（峰值、反应谱等）。在这一章中，我们主要讨论地震动小区划。

23.2　地震动小区划的进展

地震动小区划涉及的面很广，既涉及到地震方面的问题，又涉及到地质及地震工程等方面的问题。经过众多科学工作者多年的努力，已经提出多种地震动小区划方法，并均已不同程度地应用于地震动小区划的实践中，主要有烈度调整法、地面脉动观测法、场地分类法、剪切模量法及新的统一考虑地震环境和场地条件的方法。其中前两种以调整烈度或加速度峰值

① 陈汉尧执笔。

为主，后几种以调整反应谱为主。

23.2.1 烈度调整法

烈度调整法是苏联麦德维杰夫首先提出的一种方法，我国1959年制定的地震区建筑规范草案应用了这种方法。在此方法里，场地的烈度调整依赖于该场地土层的地震刚度、地下水位以及共振特性。具体做法是将这三方面的数值分别与事先选定的所谓标准场地进行比较，定出各自的烈度增减数值，最后加以总和。

(1) 由地震刚度引起的烈度增量 ΔI_1 为

$$\Delta I_1 = 1.67\lg \frac{\rho_0 V_0}{\rho_i V_i}$$

式中，$\rho_i V_i$ 是需要调整烈度的地震刚度；$\rho_0 V_0$ 是标准场地的平均地震刚度。

在层状土的情况下，采用平均波速值和平均密度值，它们分别按下式计算：

$$\bar{V} = H/\sum t_i = H/\sum h_i/V_i$$

$$\bar{\rho} = \sum \rho_i h_i / H$$

式中，t_i 为第 i 层土的密度；h_i 为第 i 层土的厚度；H 为土层的总厚度。

(2) 由地下水位引起的烈度增量 ΔI_2 为

$$\Delta I_2 = e^{-0.04h^2}$$

这里，ΔI_2 是相对于标准场地（地下水位深度大于6～10m）的烈度增减量；h 为该场地地下水位至地表面的深度。

(3) 由土层共振引起的烈度增减量为 ΔI_3。

若将场地看作是均匀的松软土层，其下卧层是坚硬的基岩或半坚硬的岩石，那么 ΔI_3 由土层的地震刚度 $\rho_i V_i$ 与基岩的地震刚度 $\rho_R V_R$ 之比 $m_i = \rho_i V_i / \rho_R V_R$ 和土层厚度 H 与地震波长 $\lambda_i = V_i T_i$ 之比 $S_i = H/V_i T_i$（T_i 为土层的卓越周期）查表确定。

ΔI_3 的值可根据纵波速度和横波速度分别进行计算，然后采用最大值。

一个场地的烈度调整值 ΔI 应为上述三项之和，即

$$\Delta I = \Delta I_1 + \Delta I_2 + \Delta I_3$$

有时，也可直接采用下列烈度调整的经验公式：

$$\Delta I = 0.81\lg \frac{\rho_1 V_{S1} f_{S1}^2}{\rho_0 V_{S0} f_{S0}^2}$$

式中，f_{S1} 和 f_{S0} 分别为研究场地与标准场地的卓越频率；V_{S1} 和 V_{S0} 为二者的横波速度。上述公式总括了土壤弹性性质和含水性质的影响。

上述这种烈度调整法以基本烈度为基础，考虑场地的土质、地下水位等条件的影响，从而进行烈度调整。这种方法的缺点是对于地基失效和地面振动所造成的破坏效应不加任何区别，只是笼统地用提高或减低烈度的方法加以考虑，往往难以达到抗震效果。尤其对软弱地基的地基失效造成的结构破坏，更是既不经济而又无效，目前已很少有人使用这种方法。

23.2.2 地面脉动观测法

这是由日本学者金井清首次提出的，在五六十年代，他对地脉动及地脉动特性与场地分类和震害的关系进行了大量的研究，提出了两种利用地脉动特性进行场地分类的方法。一种是利用地脉动的最大周期和平均周期（图23.2.1a）；一种是根据脉动的最大振幅和卓越周期

(图 23.2.1b)。这种分类主要依据以下二点：①地脉动反映了场地的固有特性(自振特性)；②同一场地的地脉动与地震动有相似的频谱特性。

由此，根据场地分类结果调整设计参数或反应谱。不难看出，这一方法的关键点是假定地脉动与地震动的频谱形状相似，但许多研究者对此表示怀疑。这主要有以下几方面的原因：首先，从实际测量数据出发，往往得不到频谱一致的结果；其次，地脉动引起的地基应变极小，而强地震动引起的地基应变很大，两者的差别在几个数量级以上，而在大应变的情况下，地基的刚度很低，因而很难可能会有相同的频谱；最后，震源特性对地表震动的频谱也有影响，而地震动与地脉动二者的震源特性显然是不同的。

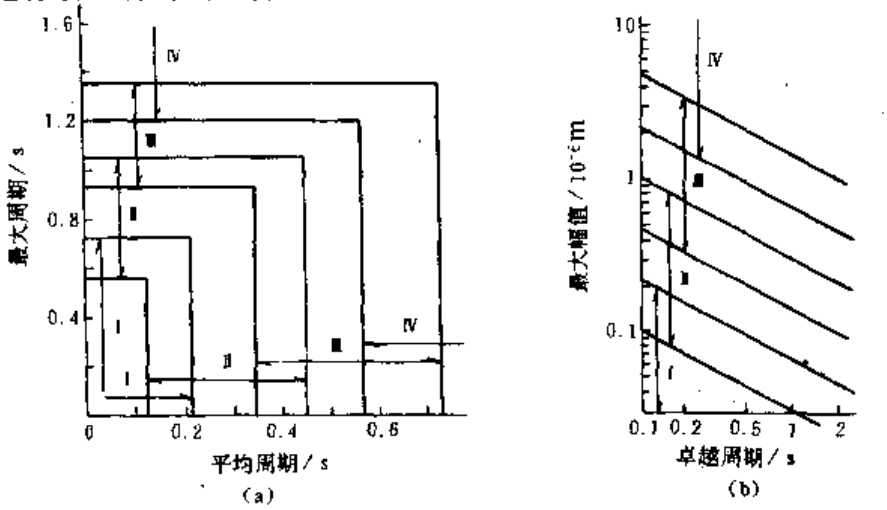


图 23.2.1　地脉动场地分类法

对于土层情况复杂、不同水平成层的地基，其过滤特性复杂，环境振动的频谱往往具有多峰点，或频谱较广、较平坦。因此，在强震作用下，地震动的卓越周期会随震源特性不同而引起土层的不同反应，从而出现颇不相同的频谱特性。不同大小的地震动，由于引起的地基应变大小不同，也会产生颇不相同的频谱，因而不易发现频谱中包含的地基特性。

总之，地脉动部分反映了地基振动特性，但尚不能能完全反映在地震动作用下的实际地基振动特性。地脉动与地震动的区别包括：①震源特性不同；②地脉动反映的是地基的小振幅特性，而地震动反映了地基的大振幅特性。因而完全以地脉动结果进行场地划分，试图反映地基在强地震动作用下的实际情况过于简单。

23.2.3　场地分类法

这种方法最早在我国 1964 年的《地震区建筑设计规范（草案）》中提出。它首先从抗震观点区分场地的有利及不利条件，同时按照各种场地与结构的特点对地震荷载及抗震措施进行适当调整，并将场地土分类，对各类场地土采用相应的设计反应谱，这样就克服了烈度调整法中只考虑地震系数、采用单一的设计反应谱 $\beta(T)$ 而不考虑场地条件对地震频谱特性影响的缺点。我国 1974 年试行的抗震规范（TJ11-74）、1978 抗震规范（TJ11-78）及 1989 抗震规范(GBJ11-89)也都采用了与草案无实质性差别的场地分类法来确定设计地震动反应谱。所不同的是，草案中使用了四类场地划分，而（TJ11-74）与（TJ11-78）合并为三类，(GBJ11-89）又变成四类场地划分。同时，在（GBJ11-89）中还考虑了近、远震问题。

以（GBJ11-89）为例，在进行场地土类别判别时，首先根据表 23.2.1 或 23.2.2 判别场地的类型，而后根据场地土类型和场地覆盖土层厚度，按表 23.2.3 将场地分为四类。在此基

础上，根据场地所受的地震条件（近、远震），由表 23.2.4 确定设计反应谱的特征周期值，结合结构设计烈度对应的地震系数，可以完全确定设计地震动反应谱。

表 23.2.1　场地土类型划分

场地土类型	土层剪切波速/(m/s)
坚硬场地土	$V_{S0}>500$
中硬场地土	$500\geqslant V_{S0}>250$
中软场土	$250\geqslant V_{S0}>140$
软弱场地土	$V_{S0}\leqslant 140$

注：V_{S0}为地表以下 15m 范围内土层的平均剪切波速。

表 23.2.2　场地土类型划分

土的类型	岩土性质和性状
坚硬土	稳定岩石，岩石的碎石土
中硬土	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂，$f_k>200$ 的粘性土和粉土
中软土	稍密的砾，粗、中砂，除松散外的细、粉砂，$f_k\leqslant 200$ 的粘性土和粉土，$f_k\geqslant 130$ 填土
软弱土	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的粘性土和粉土，$f_k<130$ 填土

注：f_k 为土的静承载力标准值（kPa）。

表 23.2.3　建筑场地类别划分

场地土类型	场地覆盖层厚度 d_{ov}/m				
	0	$0<d_{ov}\leqslant 3$	$3<d_{ov}\leqslant 9$	$9<d_{ov}\leqslant 80$	$d_{ov}>80$
坚硬场地土	Ⅰ				
中硬场地土		Ⅰ		Ⅱ	
中软场地土		Ⅰ	Ⅱ		Ⅲ
软弱场地土		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ

表 23.2.4　特征周期值（s）

近、远震	场地类别			
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
近　震	0.2	0.30	0.40	0.65
远　震	0.25	0.40	0.55	0.85

场地分类法的优点在于简单，同时考虑了场地条件对反应谱的影响。就提供大量中小工程设计地震动参数而言，这种方法仍是可行的。但对于大城市或重大特定工程项目的设计、鉴定加固和震害预测来说，则尚有以下不足：

(1) 场地条件千变万化，将其简化为几个类别，不足以反映场地对地震动的复杂影响；

(2) 场地分类法以地震区划图为基础，而地震区划图给出的结果只是一个平均的估计，未能详细考虑场地周围的地震、地质环境等影响因素。

23.2.4　平均剪切模量法

这种方法与烈度调整法中的第一项极为相似，只是以 ρV^2 代替 ρV。此法是将破坏性地震

的宏观震害经验和现场的某些物理量的测定与典型土层地震动反应分析相结合而进行的。我国几次大地震的宏观震害资料表明，震害指数与表征上层动力特性的平均剪切模量有着较好的相关性。一般说来，场地土的平均剪切模量愈高，震害愈轻，反之则重。因此，在地震小区划中可用这个量来衡量场地土对震害的影响。

平均剪切模量定义为

$$G = \sum h_i G_i / H = \sum h_i \rho_i V_{Si}^2 / H$$

式中，h_i 为第 i 层土的厚度；G_i 为第 i 层土的剪切模量；ρ_i 为第 i 层土的密度；V_{Si} 为第 i 层土的剪切波速。

对于一个地区的平均剪切模量 G 值的分布可以看成是正态分布，G 值在其均值 $\bar{G}$ 附近分布的场地，实际具有该地区的平均场地条件，地震时，它自然会具有中等强度的震动效应。G 值偏离这个范围的场地，必然是由于场地土性质的差异所造成，它们对应着具有较强或较弱震动效应的场地。这样，采用 G 的平均值 $\bar{G}$ 加（减）一个标准差，就可以对该地区进行划分。如可按下式划分场地：

Ⅰ类：	$G \geqslant \bar{G}+\sigma$	好场地
Ⅱ类：	$\bar{G}+\sigma > G \geqslant \bar{G}-\sigma$	中等场地
Ⅲ类：	$G \leqslant \bar{G}-\sigma$	差场地

平均剪切模量法曾在我国几个地方的小区划中得到应用。但是，由于这种方法的依据主要是低矮建筑的震害与地表土层特性的相关性，因而对于其它类型结构则不一定适用。

23.2.5 统一考虑地震环境和场地条件的方法

这种方法是70年代随着大量重大工程的兴建而发展起来的。重大工程对地震安全性要求高，因而由地震区划图提供的基本烈度已远远不能满足其抗震设计要求。前述几种方法的共同点是以地震烈度区划图为基础，通过简单的修正考虑局部场地条件的影响，它存在以下几点不足：

（1）现行的工程抗震设计采用“小震不坏、中震可修、大震不倒”的多级设防概念，因而需要有多个概率水平的地震动参数值（包括设计峰值加速度及设计反应谱等）。而若按前述方法，对于同一场点，不同概率水平的峰值加速度由基本烈度调整得到，而相对设计反应谱形状则是相同的。实际上，由地震危险性分析不难得之，由于受到潜在震源区、地震活动性参数、地震动衰减特性影响，不同地点不同概率水平间的地震动参数值（峰值加速度、相对加速度反应谱形状等）相差是很大的；

（2）场地条件对地震动具有明显的影响，而实际场地条件千变万化，并非将场地归结为几类所能概括。

这种方法首先根据场地周围的地震地质环境，由地震危险性概率分析方法确定基岩地震动，以此作为输入，利用场地土层资料，通过土层地震反应分析，估计局部场地条件对地震动的影响。这一发展不仅符合当前对地震破坏作用的认识，而且使地震动小区划中地震环境和场地条件两个主要因素紧密联系起来；其次，由于以确定的基岩地震动作为输入考虑场地对地震动的影响，达到了详细考虑局部场地条件的影响的目的；最后，它促进了地质学家、地震学家和工程师之间的密切合作。它一方面可以从生机勃勃的工程地震学研究中不断吸取有益的成果，另一方面又可以促进场地条件对地震动的影响的定量估计方法的发展。因此，在地震动小区划中，我们推荐这种统一考虑地震环境和场地条件的方法。本章主要讨论这种方法。

23.3 地震动小区划的步骤

地震动小区划可以分为基岩地震动输入的确定、局部场地条件影响的计算以及地震动小区划图的编制等三个步骤。

23.3.1 基岩地震动输入的确定

基岩地震动输入的确定包括地震发生模型的建立、基岩地震动参数衰减规律的确定、地震危险性计算以及人造地震动的合成等几个部分。

23.3.1.1 地震发生模型的建立

首先依据历史地震活动性、地震地质和地球物理等资料勾划出对场地可能产生破坏性影响的潜在震源区，即潜在震源区划分。在我国，一般是先确定地震带，而后勾划带内的潜在震源区。当确定潜在震源区后，选择合适的地震发生模型。在地震动小区划中，普遍使用的是泊松模型。而后，依据历史地震记录资料及地震、地球物理资料，确定模型参数。

23.3.1.2 基岩地震动参数衰减规律的建立

基岩地震动参数包括峰值、反应谱等。所谓基岩地震动参数的衰减规律是指这些参数随震级、距离等的变化规律。由于在不同地区震源特性和地球介质的力学性质可能不同，地震动参数的衰减规律也不同。对于积累了较丰富强震观测资料的地区（如美国西部），衰减规律通常直接用统计回归确定。但是，对于包括我国在内的世界上大多数地震活动区，目前只有很少的强震记录，而且这种状况在短期内很难改变，而这些地区往往拥有较丰富的地震烈度资料。因此，在建立这些地区的衰减规律时，除了尽可能利用本地的强震记录外，可以根据本地的地震烈度衰减规律，利用外地的地震烈度和地震动参数衰减规律，通过转换建立本地区基岩地震动参数衰减规律。

23.3.1.3 地震危险性计算

根据地震发生模型及基岩地震动参数衰减规律，通过地震危险性分析，确定基岩地震动参数的地震危险性曲线，这些曲线给出场地地震输入的全面但不确定的描述。由这些危险性曲线，根据选取的设防概率水平，即可得到设计基岩地震动参数，一般包括峰值加速度及一致概率反应谱等。显然，如此获得的地震动参数不是某一特定地震产生的，它在给定的设防概率水平上综合反映了整个地震环境的影响。

23.3.1.4 人造地震动的合成

以上述得到的基岩地震动参数作为目标，对应不同的概率水平，人工合成一组具有不同随机相位的地震动时程，作为场地地震反应的地震输入。

以上每一步可具体参阅本书有关章节。需要指出的是，在潜在震源区划分、活动性参数估计以及地震动衰减规律的建立等每一步中，均存在着很大的不确定性，因而在进行地震危险性计算时，应尽可能考虑这些不确定性对于估计结果的影响。

23.3.2 局部场地条件的影响的计算

由宏观震害经验已知，局部场地条件对地地震害具有重要的影响。利用土动力反应分析方法，考虑局部场地条件对地震动的影响正是地震动小区划中的一个主要特点。

为计算局部场地条件的影响，首先进行现场调查，收集、分析和整理工程地质、水文地质和地形地貌等有关资料，确定补充钻孔的数量和位置。而后，依据上述这些资料，进行工

程地质单元划分，选择有代表性的控制点或工程地质剖面，确定合适的场地力学模型及有关的土动力参数。场地力学模型可以分为两类，即一维剪切模型和多维力学模型。前者适用于地面、土层界面和土层——基岩顶面较为平坦的情况；后者适用于土层厚度变化或基岩顶面起伏较大的情况，这时不仅要考虑土介质的竖向非均匀性，而且应考虑局部场地条件的横向非均匀性。最后，以前面得到的人造地震动作为基岩面的输入，利用选择的场地力学模型计算各控制点的地震地面运动。具体可参阅本书有关章节。

23.3.3 地震动小区划图的编制

这是地震动小区划的最后一步，是根据上述控制点的地震动计算结果，提供便于工程应用的地震动小区划图。由于各控制点的地震动计算是在全面考虑地震环境和工程场地条件的基础上进行的，计算的地震动已经综合反映了上述两方面的信息。因此，地震动小区划图可以直接根据计算的控制点的地面运动参数进行编制，并不需要再一次将城市或厂矿按场地条件划分为小区和分区给定平均的设计地震动参数。地震动小区划的结果可以以两张小区划图给出。一张给出地面峰值加速度分布，另一张给出反应谱的特征周期（或峰速度）分布。小区划图可是分区的，也可以是等值线而容许内插。但是，小区划图相邻两区的差别不应过小，加速度峰值等值线的差别宜为20%～30%，反应谱特征周期的差别宜为0.05～0.1s。另外，在小区划所涉及的场地范围内，加速度峰值大小及反应谱形状的变化一般来自工程地质条件的差异，所以在编制地震动小区划图时，必须考虑场区内的地形、地貌等特点，考虑前面的工程地质单元分区，然后综合编绘。

综上所述，地震动小区划的步骤可用图23.3.1所示框图表示。

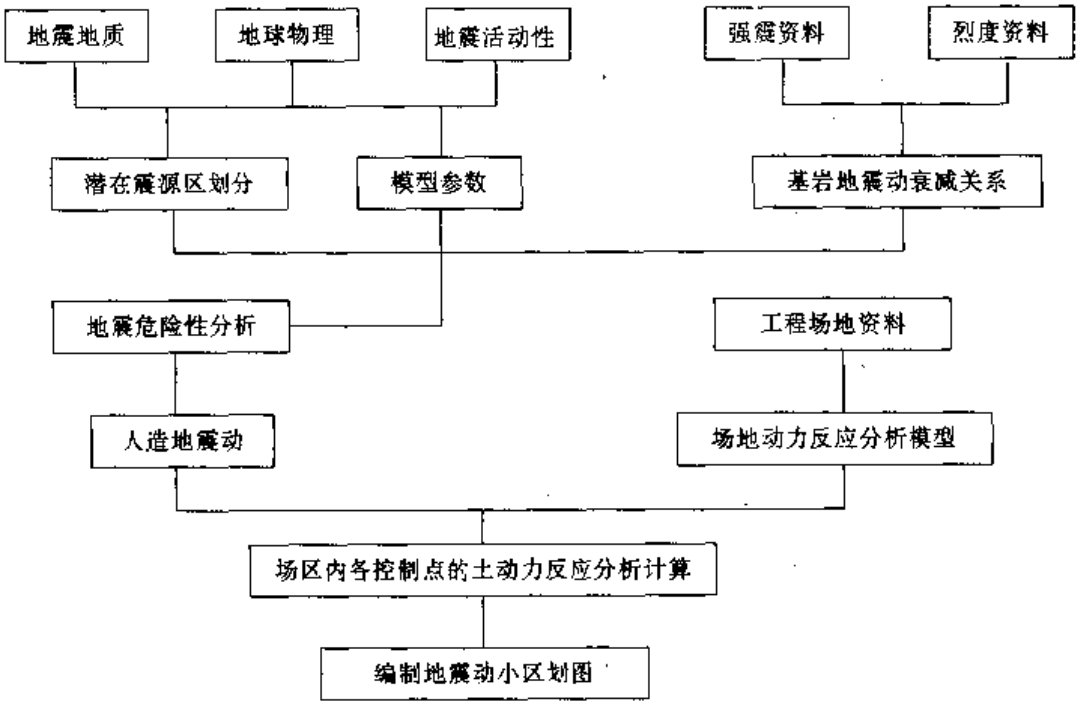


图23.3.1 地震动小区划框图

23.4 地震动小区划与抗震规范的关系

这里包含两个问题，即①什么时候需要进行地震动小区划？②对已进行过地震动小区划的地区，当进行工程建设时，是按地震小区划的结果还是按抗震设计规范设计？下面给予具体回答。

利用国内目前的抗震设计规范确定设计地震荷载，是基于全国地震烈度区划图，而后以结构所处的场地条件为依据，选用不同的设计反应谱曲线。这种简单地将复杂场地归类给出相应设计地震动反应谱的做法，对于量大面广的普通建筑是可以的，也是符合实际要求的，因为地震动小区划毕竟需要资金投入，而若是一般工程建设要求地震动小区划，从经济上来说是不允许的。但对于重大工程，则必须进行地震动小区划，这从地震烈度区划图的适用范围及各部门的有关规范即可看出。如，《中国地震烈度区划图（1990）》使用说明中明确指出，区划图只适用于“一般工业与民用建筑的地震设防标准”，“不宜作为重大工程和某些可能引起严重次生灾害的工程建设的抗震设防依据”；在国家地震行业标准《工程场地地震安全性评价工作规范》中关于各级工程场地地震安全性评价工作要求中规定：“Ⅰ级工作包括地震危险性分析及地震小区划。该级要求适用于烈度Ⅶ度以上（含Ⅶ度）地区的大城市、重要经济开发区以及覆盖区域较大的重要生命线工程中的主要工程，其破坏将导致严重后果；”另外在诸如《建筑抗震设计规范（GBJ11-89）》、《构筑物抗震设计规范（GB50191-93）》中也明确规定，对遇地震破坏会导致极严重后果的特别重要或具特殊要求的建筑物（或构筑物），应按专门研究的抗震设计地震动参数计算，不应按区划图规定的基本烈度计算。这里，当为单一建筑物时，相当于地震动小区划中一个控制点的计算；当为分布范围较广的群体建筑物时，则就是地震动小区划。

如前所述，与地震区划相比，地震动小区划更为详细地考虑了场区周围的地震环境及局部场地条件，这比基于地震区划图的场地分类法所得的计算结果更为全面合理，因而对于已进行过地震动小区划的地区，在进行工程建设时，可以按照地震动小区划结果进行抗震设计，这一方面从理论上来说是合理的，同时也符合部门行业抗震设计规范的要求。如《建筑抗震设计规范（GBJ11-89）》及有《构筑物抗震设计规范（GB50191-93）》规定，“对做过抗震防灾规划的城市，可按批准的抗震设防区划（设计烈度或设计地震动参数）”，实际上此处的抗震设防区划即是地震小区划；再如《公路工程抗震设计规范（JTJ004-89）》也明确规定，“对于做过地震小区划地区的公路工程，应经主管部门审批后进行抗震设计。”总之，从上述讨论可以得出，重大工程项目建设必须进行地震动小区划；对于已作过地震动小区划的地区，可以直接按所得结果进行抗震设防。