地信网论坛
BBS.3S001.COM

（京）新登字 035 号

本书是为从事与抗震工程有关工作的工程技术人员写的一本岩土工程抗震方面的入门书，包括三部分内容：工程地震、土动力学与地基抗震，在三部分中对地基抗震给以较多篇幅，因为目前这方面内容的专著特别缺乏，多散见于一般杂志及会议论文，很少系统论述。

本书的二、三、四、六章主要是工程地震及地震反应分析方面的内容，其余各章则主要是土动力学及地基抗震。

本书的特点是：从基本理论到工程实用给以系统全面的概述，弥合对工程地震、土动力学与地基抗震三方面理解上的脱节；落实于应用；

书中汇集了丰富的震害经验与工程实例；反映新的科技成果；以建筑工程为主，兼顾水工、道路、桥梁与地下管线。

本书可供具有土建专业与工程地质及岩土工程专业大学本科地基基础知识和动力学知识的技术人员参考。

责任编辑：石振华

地震区的场地与地基基础
刘惠珊　张在明　编著

中国建筑工业出版社出版、发行（北京西郊百万庄）
新　华　书　店　经　销
北京市顺义县板桥印刷厂印刷

开本：787 × 1092毫米1 / 16印张：24 3/4字数：602 千字
1994年 5 月第一版　1994年 5 月第一次印刷
印数：1 — 1,800 册　定价15.50元

ISBN7 - 112 - 02293 - 2
TU·1779（7321）

PDG

地信网论坛
BBS.3S001.COM

前　言

本书的宗旨是为从事与抗震有关的土建人员，特别是岩土工程人员提供系统的岩土地震工程方面的基础知识与经验总结，为进一步进行抗震问题研究或解决复杂的工程实际问题打下坚实的基础。

工程抗震是一门新兴的学科，在其很多方面还在迅速发展中，因而有不完善和意见分歧之处。在我国大学本科教育中又较少工程抗震方面的内容，工程人员的抗震知识主要来自社会实践中的自我充实和阅读各种文献资料，由于缺少系统的入门书，也就增加了工程人员连接各个知识领域、形成有关学科有机联系的完整概念方面的困难，并在知识结构中造成一些薄弱环节。这些薄弱环节表现在很多方面，例如善于熟练应用规范，但对规范的背景不甚了然，因而影响应用的灵活性；对上部结构认识了解多，而对地下部分的知识相应较少；对抗震理论较重视而对抗震构造措施不太注意；对单体建筑的强度与稳定性注意得多而对场地的潜在不稳定性注意不够等等。

近十余年来，我国有关岩土地震工程和土动力学方面的译著或著作已出版了不少，如S.Prakash的“土动力学”（徐攸在等译）、Braja M. Das的“土动力学”（吴世明等译），谢定义的“土动力学”，张克绪等的“土动力学”，刘颖等的“砂土震动液化”，王锺琦等的“地震工程地质导论”，周锡元等“场地、地基、设计地震”等。上述论著各有侧重，或侧重土动力学基本理论或侧重于液化，或侧重于介绍抗震规范背景，或侧重于宏观地震现象与地质的联系，从各个不同方面阐述了与地震有关的岩土工程问题，但从实用上看需要一本全面介绍岩土工程在地震危险分析，地震区划和工程抗震方面各种应用的入门书，本书即意图完成这一任务，力求使工程人员对地震工程与岩土工程的关系有基本的全面了解。

本书的特点是：

一、覆盖面较广。包括地震波的传播、场地的地震效应与小区划、土动力学原理、地震反应分析、地基震害、地基基础抗震规划与设计、上部结构与地基共同作用理论等从基本理论到实际应用的系统知识。为了使读者熟悉抗震问题的处理手法，本书的最后一章为工程实例，这些实例不仅是抗震验算方法的示范，又显示了处理实际问题时需要考虑的各个方面和各种因素。

二、本书以建筑工程为主，兼顾其它，对水工、铁路、桥梁、生命线工程等领域的震害及抗震经验均有涉及。现代经济建设发展的形势已使工程人员面临的问题常常跨越行业界限与渗入相邻的知识领域，例如城市建设中日益增多的立交桥，地下管网、挡土结构等就要求技术人员具备一定的桥梁、道路方面的知识；大型厂矿中的各式管线、厂内铁路和桥梁、尾矿坝和灰坝等则也要求一定的地下结构、水工筑坝方面的知识；另一方面，工程抗震与岩土工程学科本身的发展依赖于各类结构震害经验的积累，从不同方面对地震现象的描述与探索。因此扩大知识面正是为了更深入的研究、总结与归纳。

三、有丰富的震害资料、岩土工程与地震工程都是经验性很强的科学，宏观震害经验

地信网论坛
BBS.3S001.COM

目　　录

前　言
第一章　绪论…… 1
第一节　震害基本情况…… 1
第二节　地震工程与岩土工程的关系…… 2
第三节　我国抗震工程的发展…… 4
参考文献…… 5
第二章　影响场地地震地面运动的因素…… 6
第一节　概述…… 6
第二节　断层的活动性与震源特性…… 8
第三节　地震波的传播距离对地面运动参数的影响…… 12
第四节　场地条件对地震地面运动的影响…… 14
第五节　建筑场地的选择与勘察要求…… 19
参考文献…… 24
第三章　地震动分析与地震小区划…… 25
第一节　地震动的三项主要特征…… 25
第二节　单自由度弹性体系的地震反应和地震反应谱…… 28
第三节　场地地震反应分析…… 32
第四节　地震危险性分析与地震小区划…… 45
参考文献…… 56
第四章　设计地震与抗震设计反应谱…… 57
第一节　设计地震的概念…… 57
第二节　设计地震的工程定量标准…… 59
第三节　抗震设计反应谱的确定…… 61
参考文献…… 71
第五章　土动力特性参数的测试及应用…… 72
第一节　概述…… 72
第二节　土动力特性的原位测试方法…… 74
第三节　动模量和阻尼特性的室内测试方法…… 78
第四节　土的动模量与阻尼特性的研究成果及应用…… 90
第五节　土的动强度与动变形的室内试验研究…… 99
第六节　地微动的观测和分析…… 104
参考文献…… 106
第六章　土与结构相互作用对地震荷载的影响…… 108
第一节　基本概念…… 108
第二节　完全相互作用分析…… 109

地信网论坛
BBS.3S001.COM

第三节 集中质量体系的弹性解法 ……111
第四节 相互作用的简化计算方法 …… 116
参考文献 ……122
第七章 土的动强度、液化和震陷 ……124
第一节 土的动强度 ……124
第二节 土的动承载力 ……130
第三节 地震液化机理与概况 ……135
第四节 液化地面破坏类型 ……143
第五节 振动下的孔压上升 ……158
第六节 基础附近的液化势与地基失效 ……166
第七节 液化判别 ……171
第八节 液化减震 ……182
第九节 砂土和软土的震陷 ……186
参考文献 ……203
第八章 建筑地基基础震害、抗震设计与验算 ……206
第一节 地基基础震害 …… 206
第二节 建筑基础上的地震荷载 ……209
第三节 天然地基的抗震验算 ……212
第四节 与地基基础有关的抗震设计考虑 ……215
第五节 土坡的地震稳定验算 ……225
第六节 挡土墙的动土压力 ……227
参考文献 ……232
第九章 抵御地基震害的措施 ……234
第一节 液化危害分析与处理原则 …… 234
第二节 抗地基震害的构造措施 ……239
第三节 地基抗震加固设计 ……242
第四节 振冲桩加固 ……246
第五节 沉管碎石桩加固 ……249
第六节 强夯法加固 ……250
第七节 旋喷法加固 ……256
第八节 排水法加固 ……258
第九节 地基加固工程的实际抗震效果与质量监测 ……262
参考文献 ……266
第十章 桩基抗震 ……268
第一节 桩基震害 ……268
第二节 单桩抗震承载力标准值 ……276
第三节 水平力作用下桩身应力分析 ……279
第四节 非液化中桩基的抗震验算 ……284
第五节 液化中桩基的抗震验算 …… 287

地信网论坛
BBS.3S001.COM

第六节　高层建筑下的桩基 ……295
第七节　桩基抗震的其它问题 ……297
参考文献 ……301
第十一章　地下管线与构筑物的岩土抗震问题 ……302
第一节　地下管线的地基抗震 ……302
第二节　土坝、尾矿坝及灰坝的地基抗震 ……308
第三节　路堤的抗震 ……318
第四节　桥梁的地基抗震问题 ……322
参考文献 ……327
第十二章　工程实例 ……329
实例1.　设计地震动参数选取 ……329
实例2.　地震小区划 ……333
实例3.　多层砖房基底水平地震力计算（基底剪力法） ……344
实例4.　钢筋混凝土框架房屋的地震水平力计算（基底剪力法） ……346
实例5.　钢筋混凝土框架房屋地震水平力计算（振型分解法） ……347
实例6.　太原市19层职工教育中心大楼地基抗震设计 ……351
实例7.　液化判别、液化等级确定和处理方案 ……360
实例8.　软土震陷计算 ……362
实例9.　已有地下水管的抗液化设计 ……368
实例10.　灰坝地震稳定分析 ……371
实例11.　天津市电视塔结构桩-土共同作用分析 ……377
索引 ……383

第一章 绪 论

第一节 震害基本情况

我国处于世界上两个最活跃的地震带上——太平洋地震带与欧亚地震带，因而是世界上有数的多地震国家之一。而且，不论从历史上看还是从近代看，我国的地震灾害之重为全球之冠。1556年陕西华梁地震，死亡83万人，是有史以来全世界地震中死亡人数最多的一次。进入20世纪后，死亡人数最多的一次地震——唐山地震也发生在中国，这次地震死亡24.2万人，伤16万余人。表1-1及表1-2表明，20世纪的灾难性地震造成了101万人死亡，而中国占44%，主要是因1920年死亡20万人的甘肃海原大地震与1976年的唐山大地震所致，

20世纪灾难性地震[1][3]　　表 1-1

日　期	国别、地点	死亡人数（人）	日　期	国别、地点	死亡人数（人）
1904.4.4	克什米尔	1.9万	1972.4.10	伊朗，德黑兰	0.5万
1906.4.18	美国，旧金山	7万余	1972.12.22	尼加拉瓜，马拉瓜	0.6万
1908.12.28	意大利，墨西哥	8.5万	1976.2.4	危地马拉	2.3万
1920.12.16	中国，甘肃海原	20万	1976.6.26	印尼，伊里安查亚	0.3万
1923.9.1	日本，横滨	14万	1975.2.4	中国，海城	0.13万
1935.5.31	印度、奎达	5万	1976.7.28	中国，唐山	24.2万
1939.1.24	智利	3万	1976.8.17	菲律宾、棉兰老	0.8万
1939.12.27	土耳其，埃尔津詹	10万	1977.3.4	罗马尼亚	1541
1950.8.15	中国，西藏察隅	3万	1978.9.16	伊朗，塔巴斯	2.5万
1964.3.27	美国，阿拉斯加	117	1980.11.23	意大利南部	2913
1970.5.31	玻利维亚	5万	1985	墨西哥，墨西哥城	～3万

中国大陆12次M7以上强震灾害统计表[1][2]　　表 1-2

序　号	地　震	发震时间	震　级（M）	震中烈度	受灾面积 km^2	死亡人数（人）	伤残人数（人）
1	康　定	1955.4.14	7.5	9	5 000	84	224
2	乌　恰	1955.4.15	7.0	9	16 000	18	/
3	邢　台	1966.3.22	7.2	10	23 000	7 938	8 613
4	渤　海	1969.7.18	7.4	/	/	9	300
5	通　海	1970.1.5	7.7	10	1 777	15 621	26 783
6	炉　霍	1973.2.6	7.9	10	6 000	2 199	2 743
7	永　善	1974.5.11	7.1	9	2 300	1 641	1 600
8	海　城	1975.2.4	7.3	9	920	1 328	4 292
9	龙　陵	1976.5.29	7.6	9	/	73	279
10	唐　山	1976.7.28	7.8	11	32 000	242 769	164 851
11	松　潘	1976.8.16	7.2	8	5 000	38	34
12	乌　恰	1985.8.23	7.4	8	526	70	200
				小计	92 523	271 788	209 919

本世纪的七十年代是全球地震灾害普遍较重的10年，在此10年中全球死于地震者41.29万人，而中国占63.7%。表1.2是1955～1985年间世界上大于7级的强震的灾难统计，由此可见我国地震灾害之重。

我国地震灾害严重的主要原因：

一、地震区分布广 在我国，需要考虑抗震设防，地震烈度在6度以上的地区占国土面积的60%。其中6度区占27.4%，7度区占21.55%，8度区占7.37%，9度区占2.46%，10度及10度以上地区占1.12%。

二、震源浅、强度大 故对地面的工程设施，如房屋、道路、桥梁等的破坏性也大，而大量房屋建筑的倒塌则是造成大量伤亡的主要原因。

三、位于地震区的大中城市多 我国381个大、中型城市中50%以上位于7度以上地震区。20个百万人以上的大城市中70%在7度以上地震区。北京、天津、西安、兰州、太原、大同、呼和浩特、包头、汕头、海口等重要城市更位于8度地震区（表1-3）

全国主要城市基本烈度（92年12家地震局发布） **表1-3**

烈 度	城 市 名 称
6	上海、常州、温州、铜陵、宁波、芜湖、南昌、无锡、南通、马鞍山、哈尔滨、杭州、淮北、福州、济南、深圳、重庆、青岛、武汉、郑州、南宁、洛阳、贵阳
7	邯郸、大连、抚顺、蚌埠、厦门、张家口、锦州、长春、南京、连云港、泉州、石家庄、秦皇岛、丹东、吉林、合肥、九江、漳州、沈阳、鞍山、徐州、淮南、枣庄、广州、长沙、昆明、拉萨、乌鲁木齐、湛江、珠海、焦作、自贡、烟台、北海、德州、成都、渡口、宝鸡、西宁
8	北京、大同、天津、呼和浩特、包头、唐山、太原、安阳、兰州、西安、天水、银川、汕头、三门峡、咸阳、嘉峪关、石嘴山、海口
9	东川、西昌、下关

四、建筑物抗震能力低 由于我国房屋在1974年以后才逐渐开始考虑抗震设计，因而有大量不设防的已有建筑，农村则更突出。而是否正确设防对减轻震害关系巨大，例如在七十年代全球多震灾的十年中，日本发生14次地震，死129人；美国12次地震，死65人；中国10次地震，死26.3万人，其中唐山市因为过去未考虑建筑抗震，唐山地震中85%的房屋倒塌或严重破坏，是造成死亡24.2万人的主要原因。由上述日、美、中三国地震死亡人数的比较，可以了解抗震设防的重要意义。

第二节 地震工程与岩土工程的关系

岩土工程是近五十年来发展起来的土木工程方面的边缘学科，涉及内容为土力学、岩体力学、工程地质学、基础工程学等与土、岩的利用整治、改造有关的科目。地震工程与岩土工程的关系非常密切。从地震的发生、传播到场地的地震反应与工程的抗震技术均与岩土工程有关。借助于图1-1，可以看出地震工程包括四大方面：地震危险性分析；地震区划；工程抗震；防灾。前三部分与岩土工程息息相关：

一、岩石的突然破裂是地震产生的原因，岩土又是传播地震波的介质，因而岩土的地质结构及物理力学性质决定了震源机制，地震波传播的衰减规律及地面震动的强弱等，从

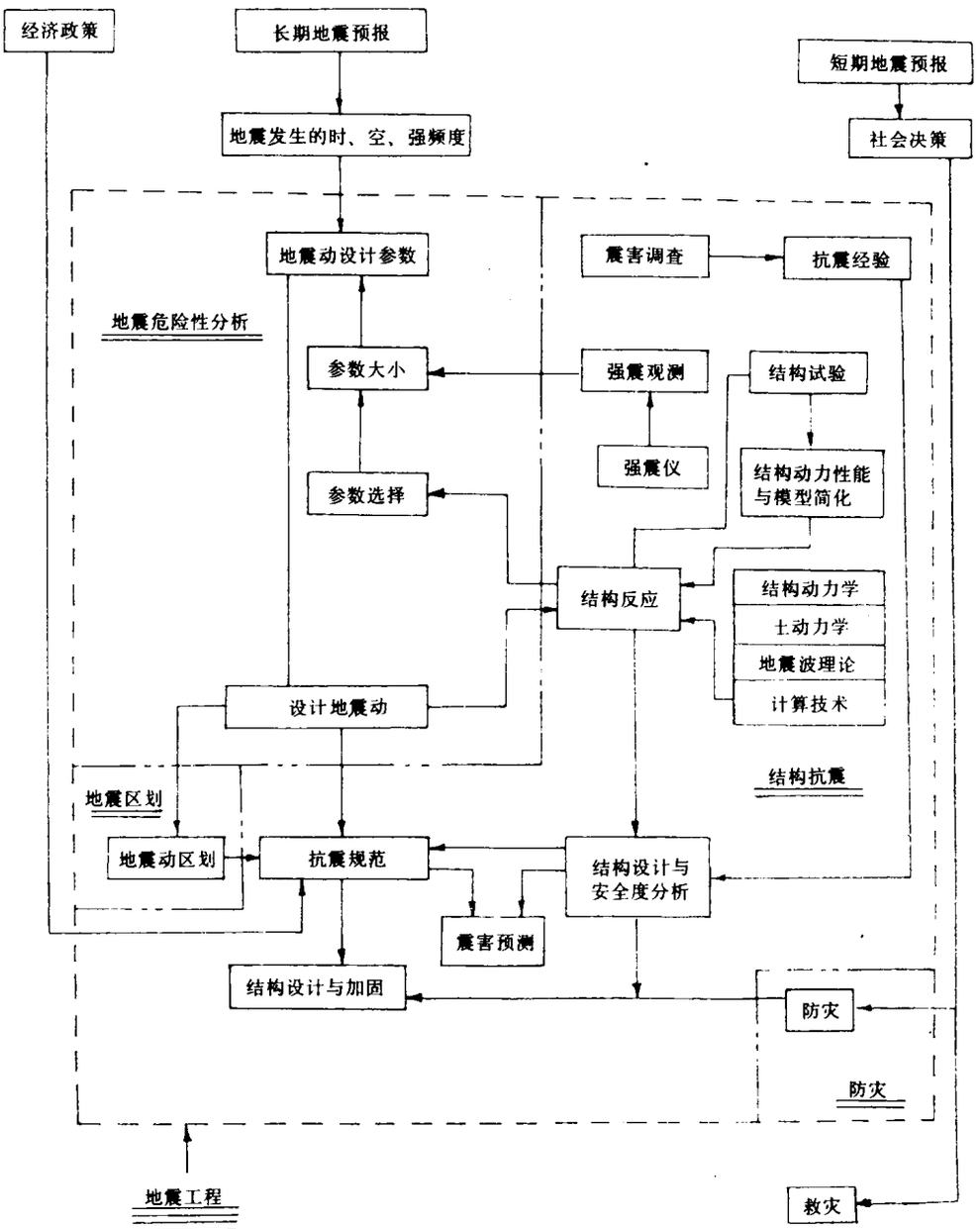


图 1·1　地震工程内容（胡聿贤）

而决定了各地的地震强度与基本烈度。

二、基岩上覆盖土层的构成与地形地貌又是地震小区划的决定因素之一。即使基岩接受到的地震波相同，由于覆盖层及地形地貌的不同地表反应也会大不相同，从而在较大区域内又按地表反应的不同划分为地震小区，即地震小区划。一个城市或大的工业厂矿可以划分成数个地震小区。

三、不同地质条件下的工程震害形式与规律不同。如硬场地上刚度大的结构破坏严重，而软场地上高柔结构破坏较多；又如，一般而言，好土上地基几乎没有什么震害，而松砂或软弱地区上地基震害却很多等等。

四、覆盖层的组成与相应的土的动力特性及参数，如剪切波速、土的动剪切模量与阻

尼特性、液化特性、动强度、动变形和震陷特性、动应力、动应变关系等，是决定场地与结构物地震反应的必要资料，又是抗震验算和采取抗震措施的设计依据。缺少这些数据与资料将无法对地震时结构的安全与稳定作出评估。

从地震工程学与岩土工程学的发展状况也可以反映出二者的紧密连系，1906年美国旧金山大地震（$M=8.4$）、1923年的日本关东大地震（$M=8.2$）、1933年的美国长滩地震、1940年美国帝国河谷地震等20世纪上半叶的著名大地震为地震学科的建立积累了基础资料。例如震害与地质条件和结构类型的关系、实测地震加速度记录、典型的结构与地面破坏状况等最初一批资料即来源于此。1956年在美国加利福尼亚州伯克利召开了第一届世界地震工程会议。标志着一门以工程抗震为主的地震工程学的形成，1964年的美国阿拉斯加地震（$M=8.4$）及日本新泻地震（$M=7.4$）则将场地与地基问题提到空前未有的高度，这两次地震以其严重的砂土液化震害引起全球有关人员的关注，在这种形势下岩土工程的重要分支——土动力学也相应得到很大进展，土动力学的研究始于20世纪30年代，在三四十年代是机械工业的发展推动了对作为机器基础的地基的研究，稍后又因国防工业的需要（抗爆）进一步增加了土动力学的研究内容，1964年砂土液化问题严峻地提出来后，为了抗震工程的需要而进行的研究，就逐渐成为推动土动力学发展的主要动力。

第三节 我国抗震工程的发展

我国的抗震工作历来受到国家的重视，自建国以来可分为三个阶段：

第一阶段：从建国至1966年邢台地震前属初创阶段。这阶段的主要特点是为建好156项国家重点建设项目而进行厂址选择、设防要求及基本烈度的研究，对重点项目的建设起了很大作用。

第二阶段：逐步发展阶段，从1966年邢台地震至1975年海城地震的十年期间属此阶段。由于邢台地区在一年内连续发生了6.5级及7.2级二次强震，影响极大，周总理亲自抓了地震工作，从此，抗震工作进入了一个新阶段，颁布了建筑、水工、公路、铁路、水运工程、给排水及热力工程等方面的一系列抗震设计规范、颁布了我国第一张地震烈度图，加固了一批已有建筑。为加强对抗震工作的领导，在国家建委下及国家科委下分别设立“京津地区抗震办公室”；将抗震工作分为预报及抗震两大系统组织领导。

第三阶段从1976年唐山地震以后是抗震工作的全面发展阶段。除地震局系统外，在建委系统下在各省市、自治区、各部委都建立了抗震办公室加强管理抗震工作。制定了一整套的抗震标准规范（表1-2）和规章制度。在全国范围内展开了广泛的科研活动。在中国建筑学会与中国地震学会两个学会内分别成立了地震工程学术委员会，在中国振动学会下成立了土动力学学术委员会，这些都大大地推动了我国地震工程学科的发展，至今已召开过三次全国地震工程学术会议，三次土动力学学术会议，还有许多次专题会议与地区学术活动。在地震预报、震害资料积累、液化、规程规范的建立等方面的学术水平已在国际上具有较高的声望。目前，在全国47个重点设防城市中已有不少城市进行了城市抗震防灾规划的工作；如北京、天津、南京、西安、大连、兰州、徐州、烟台、乌鲁木齐、连云港、秦皇岛、长春、吉林、合肥、泉州等，使抗震防灾工作从着眼于单体工程发展到一个城市或一个大型工业基地。

有关抗震和地震防灾方面的立法情况 表 1-4

编号	立法的名称	种类	代号	颁发年份
1	抗御地震灾害法			待上报国务院
2	城市抗震防灾工作条例			正织组编写
3	工业与民用建筑抗震设计规范	国标	GBJ 11—89	1989
4	工业与民用建筑抗震鉴定标准	国标	TJ 23—77	1977
5	室外给水排水和煤气热力工程抗震设计规范	国标	TJ 32—78	1979
6	室外给水排水工程设施抗震鉴定标准	国标	GBJ 43—82	1982
7	室外煤气热力工程设施抗震鉴定标准	国标	GBJ 44—82	1982
8	工业设备抗震鉴定标准	国标		1978
9	水工建筑物抗震设计规范	部标	SDJ 10—78	1978
10	水运工程水工建筑物抗震设计规范	部标	JTJ 201—84	1984
11	铁路工程抗震设计规范	部标		1978
12	公路工程抗震设计规范	部标	JTJ 24—77	1977
13	煤炭工业抗震设计规定	部标		1978
14	机械工业单层厂房抗震设计规定	部标	JBJ 12—83	1983
15	化工建筑物抗震设计暂行规定	部标	CD62A1—81	1981
16	多层砖房设置钢筋混凝土构造柱抗震设计与施工规程	部标	JGJ 13—82	1982
17	饱和轻亚粘土液化判别暂行规定	部标		1984
18	工业构筑物抗震鉴定标准	国标		
19	构筑物抗震设计规范	国标		在编
20	核电站抗震设计规范	国标		在编
21	电力设施抗震设计规范	部标		在编
22	道桥抗震设计规范	部标		在编
23	工业与民用建筑抗震加固设计规程	部标		在编
24	“颗粒分析”、“标准贯入”统一试验方法	部标		待审批

参 考 文 献

[1] 城乡建设环境保护部抗震办公室，中国地震工程学术委员会，中国建筑科学研究院工程抗震研究所．唐山地震十周年—中国抗震防灾论文集（上），1986

[2] 陈寿梁，魏琏主编．抗震防灾对策，河南科学技术出版社，1988

[3] 胡聿贤．地震工程学．地震出版社，1988

[4] 王锺琦，谢君斐，石兆吉．地震工程地质导论，地震出版社，1983

第二章　影响场地地震地面运动的因素

第一节　概　　述

在有关地震区的场地与地基基础的各类问题中，地震中的地面运动无疑是一个很重要的方面。本书中提到的“场地”,与《建筑抗震设计规范GJB11-89》的有关规定一致,指大体相当于厂区、居民点和自然村的区域范围。影响一个场地地面运动的因素是多方面的,有较为宏观的因素，也有区域性的因素。对这方面的问题有一个基本上的了解，将有利于抗震勘察设计工作。在本章中，我们要介绍一些主要的影响因素。在此之前，先讨论几个基本概念。

某些自然现象，如火山爆发、地面塌陷等都可以引起地震。但就其发生的频繁程度和释放的能量而言，都远不及构造地震重要。

构造地震　是指与地壳中大规模应变有关的地震。一般认为，构造地震的发生是由于地壳中应变能的积聚，导致岩层破裂滑动所造成的。地震中，能量以地震波的形式向外释放，造成震害。较强烈的构造地震一旦发生，影响范围比较广，引起的灾害和次生灾害比较严重，因而成为地震学和地震工程学研究的主要方面。本书所涉及的地震，是指构造地震。

在抗震工作中，我们会经常用到一些与构造地震有关的基本概念，简要说明如下：

震源和震中　五十年代末期以前，地震学家认为，地震是从地下深处一个比较小的岩体内发生的。这个岩体的中心叫做震源，也可称为焦点。震源在地表上的垂直投影位置叫做震中[1]。

这一概念虽然至今仍被广泛沿用，但有两个方面的问题应该引起我们的注意：

第一，震中位置的测定，是由围绕它的几个地震台分别测出各自距震中的距离后用交汇方法得到的。而这些距离则是通过地震波传播介质的纵、横波速度推算的。因此，震中位置的准确程度，不仅取决于围绕震中的几个地震台的位置分布是否理想，而且与介质波速取值的准确性也有很大关系。事实上，各台站用仪器测出的震中，往往会有8～30km的差距；

第二，用仪器测出的震源和震中，是断层破裂滑动的起点及其在地表的投影，并非能量释放的中心。从以后的章节中我们会了解到,对于小于6级的地震而言,断层破裂较短,断层滑动的起点与能量释放的中心，相距不会太远；大地震时,断层破裂滑动长度很大,有时可达数百公里。在这种情况下，断层滑动起点与能量释放中心之间的距离就相当可观了。

从以下的分析中可以看出，正确判断能量释放中心的位置，对地震反应分析有重要意义。

按照震源深度的不同，又可将地震分为浅源地震、中源地震和深源地震。对应的震源

深度分别为60km以内、60～300km及300km以上。大部分地震的震源深度在5～20km。

宏观震中 宏观震害调查中确定的地面震动最强烈的地点定为宏观震中。但鉴于上面提到的原因，宏观震中与仪器测定的震中不会正好重合。

震源距和震中距 分别指一次地震中，其一特定场地距震源或震中的距离。近年来，越来越多的研究工作者认为，用**场地距断层的垂直距离**这个概念，往往能更好地表述地震参数的变化和衰减规律。因此，这个垂直距离的概念正日趋广泛地被运用。

震级 地震的震级是一次地震中所释放能量的一种量度，用M表示，确定地震的震级，可以有不同的方法。目前使用最广泛的，是C．F．Richter的标准，定义是，震级是指用放大倍数为2,800倍，固有周期为0.8秒，阻尼系数为0.8的标准Wood-Anderson型地震仪，设置在距震中100km处的坚硬地面上，所记录到的最大水平位移（单振幅、以微米计）的普通对数值。对于非标准距离的台站，在不同土质条件下记录到的数值，可以用简单的公式进行修正。除此之外，地震的震级还有其他的表示方法和经验计算方法，这里不再详述。

烈度 地震烈度是衡量一次地震中某特定场地震动强弱的一种尺度。一次地震，只有一个震级，不同场地都可以具有不一样的烈度。尽管地震烈度这个概念的提出和使用，已经有相当长的历史，但人们对它的认识并不一致：有人将它理解为衡量地震宏观震害的一种尺度；有人则理解为表示地震作用大小的一种尺度。从以后的分析中将会认识到，由于建筑物的动力特性等原因，地震作用的大小与震害的严重程度有时并不完全一致。

1980年，我国颁布了新地震烈度表，即〈中国地震烈度表(1980年)〉。这个烈度表采用12个烈度分档，并对烈度作了如下的定义："地震烈度是地震时一定地点的地面震动强弱程度的尺度，是指该地点范围内的平均水平而言"。这一定义显然是将地震烈度作为地震作用的衡量尺度。正因为如此，新烈度表列入了对应于不同烈度的两个物理指标——峰值水平加速度和峰值水平速度，其中6度至10度的数值见表2-1[2]。

中国地震烈度表（1980）中的参考物理指标 **表 2-1**

烈　　度	Ⅵ	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ	Ⅹ
水平向加速度a (cm/sec²)	63 (45～89)	125 (90－177)	250 (178～353)	500 (354～707)	1000 (708～1414)
水平向速度v (cm/sec)	6 (5～9)	13 (10～18)	25 (19～35)	50 (36～71)	100 (72～141)

即便是从直观经验中，我们也可以感觉到，地震地面运动的预测，确实是一个极其复杂的问题，因为它要受各方面因素的影响。已有的研究表明，主要的影响因素，可以分为以下几个类别：

1.震源特性和机制，包括：

——断裂运动的量级、方向及历时；

——断层破裂的规模及能量释放方式；

——震源深度；

2.地震波的传播途径及介质，主要有：

——途径基岩的物理力学性质；

——区域性地质构造；

3. 局部场区的岩土条件，包括：

——土的动力特性；

——覆盖层的厚度及其在空间的分布形态；

——下卧基岩面的形态；

4. 局部场区地形、地貌的影响。

对于上述各类因素的影响程度及其后果，我们在认识的深度上是不同的。对于某些因素的影响，我们可以通过经验统计公式，甚至数值方法来分析；而对于另外一些因素，例如上述1、2中的某些方面，认识还有待于进一步的深化。好在到目前为止，预测的结果在很多情况下已为实际震害所证实。本章将对上述因素进行一般性讨论，具体的分析方法，将在以后逐步讨论。

第二节　断层的活动性与震源特性

对于一个特定的场地来说，其周围地区将来可能发生地震的震源位置和特性，对本场地的地面运动的强度和特点会有很大的影响。由于我国已经编制并几经修订了“地震活动区划图”和“地震烈度区划图”，对于一般性的工程，岩土工程师们可以在上述资料和抗震规范的指导下进行工作，用比较简单的方式得到工程场地的设计地震参数。作为一个例子，在图2-1中，给出了《中国地震烈度区划图（1990）》对北京地区的基本烈度划分[3]。按照现行的建筑抗震设计规范的规定，抗震设防烈度一般情况下可采用基本烈度，从而解决了设计参数问题。

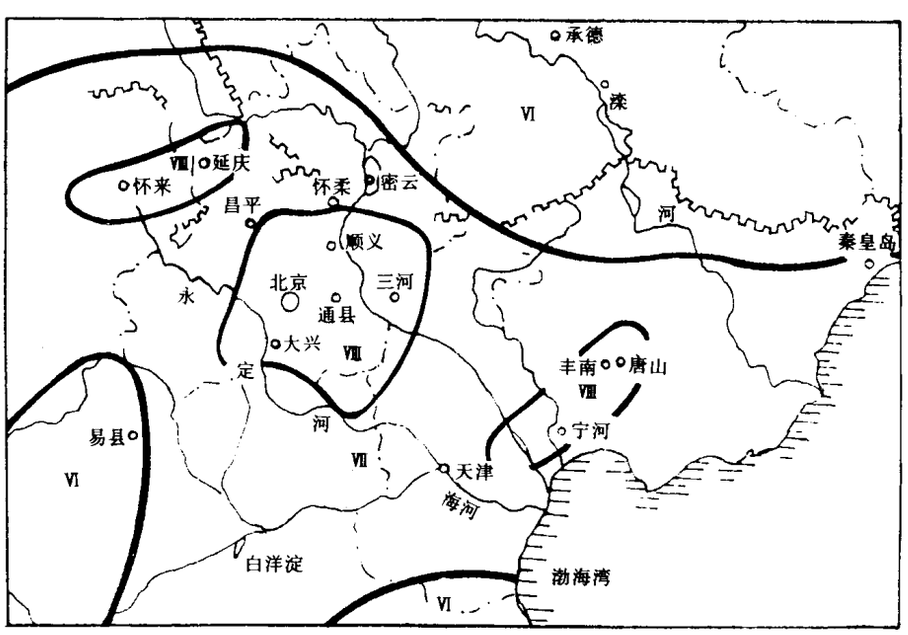


图 2-1　京、津、唐地区基本烈度示意图（据《中国地震烈度区划图（1990）》）

但是，对重大工程或需要专门确定抗震设防区划及地震动参数时，仅利用规范与烈度区

划图是不够的，我们还要对场地及邻近区域的地震地质背景及断层的活动性进行进一步的研究。其目的是判断可能的震源位置，震源特性，震级大小及发生的频度。判断的依据主要来自三个方面；即

1.邻近地区仪器记录的地震资料；

2.邻近地区的历史地震及震害文献；

3.场地周围的地震地质条件和构造运动情况。

就整个世界范围来说，仪器记录的地震资料日渐丰富。美国海洋与大气局1978年编撰出版了《地震数据档案摘要》[4]。我国的地震记录，特别是中、小地震记录的积累也逐渐增多。从这些中、小地震记录中探索大地震时地面运动的规律，也不失为一种可行的途径。

我国具有丰富的历史地震资料，这些资料为历史地震重复性的研究提供了有用的数据。在调查工作中，对场地周围的历史地震事件应进行尽可能详尽的考证，以核实它们的震中位置、震级大小以及对本场区的影响。

对于地震地质条件和构造运动的研究，应该从收集和分析下列资料入手，即区域地质构造及断层活动性方面的资料，断层活动与大地形变数据以及其他有关地球物理场的资料。在此基础上用分析或类比的方法确定场地的地震活动性。这方面的研究深度应与工程项目的重要性相适应。在本节中仅讨论一般性的原则，一些更深入的研究工作，将在“地震小区划”一章中介绍。

一、断裂活动性的工程评价

在很多情况下，工程场地周围会有若干断裂存在。工程师们面临的第一个问题，便是要回答这些断裂是“死”的还是“活”的，即需要对这些断裂的活动性进行工程评价。但是，这种评价是很困难的，即便是在最根本的问题—“活动断裂”定义本身，也存在很多的分歧。

尽管问题十分复杂，在地震学家、地震地质学家和工程师们的长期努力下，起码对以下四个方面的认识基本趋于一致：

1.不是所有的断层都可能发震；

2.在所谓“活断层”与“死断层”之间，如果没有时间上的分野，就很难有一个明确的界限。换言之，断层活动性的评价应该与工程项目的重要性和运营年限结合起来；

3.断层发震的可能性与其活动方式有关。即使是“活断层”，在其整个历史发展过程中，错动与蠕动有时是交替进行的。蠕动是一种缓慢的位移，并无震动伴随发生。因此，从工程评价出发，“活动断层”不一定是“发震断层”。尽管从目前来看，区别二者是困难的，但这种区别毕竟为人们提供了一个十分有意义的研究方向；

4.断层本身对工程震害的直接影响，长期以来有被夸大的趋势。国内外的多次震害调查表明，对于非发震的活动断层，在布置建筑物时应当避开，但一般只要求建筑物不跨越断层破裂线或破碎带即可，这个要求与工程地质的一般要求也是一致的；即便是发震断层，也只需根据建筑物重要性的不同，避开一定的距离。

对于上述问题的认识，已经不同程度地体现到不同国家和地区的有关规定或建议之中。

对那些在破坏时会产生不可挽回的严重损失，如产生放射性物质污染、剧毒气体扩散、大爆炸之类极其严重后果的建设项目（大体相当于我国现行抗震规范的甲类建筑），断裂活动性的工程评价应当从严。典型的例子是美国原子能委员会1973年制订的标准。该标准认

地信网论坛
BBS.3S001.COM

为只要符合下列任何一项或一项以上条件的断层，即应被视为可能再活动的断层：

1.在以往35000年内曾经有过一次接近地表活动的断层；

2.在以往5000年内曾有多次接近地表活动的断层；

3.在缺乏绝对时间依据下，有断层移动过的地形痕迹时；

4.经仪器测定确有与地震伴生或经地震诱发活动的断层。

台湾则根据本岛情况，将活动断层进行如下分类，作为不同类型工程断层活动性判定的标准[5]：

1.地震断层：在10000年内伴随地震产生者；

2.现代断层：发生在10000年内的或切穿现代堆积层者；

3.现代再活动断层：更新世或更新世以前发生之断层，在现代有明显再活动痕迹者。活动时间约在10000年至500000年间；

4.更新世断层：更新世晚期至现代有活动迹象者；

5.由微震观测结果判定的其他可能活动的断层。

我国现行的抗震规范对于这方面的问题尚无具体规定。但一些学者和研究机构相继提出了一些观点类似的看法或研究成果。

一些文献指出[6]：一般来讲，全新世（最近11000年）以来没有活动的断层可以认为不是活断层；对重要工程，在35,000年以内曾经发生过错动的断层可以定义为活断层；对于核电站和其他特别重要的工程，如果断层在500,000年内曾活动过二次或二次以上，也应按照活动断层来考虑。由于对于一个给定的活动断层，要肯定它只采取蠕动的方式而不发生突变有时也是相当困难的。因此对于特别重大的工程，宁肯持较为保守的立场，把活动断层看作是发震断层。对于非发震的活动断层，一般建筑物的布置只要不跨越断层破裂线或破碎带即可；实在不能避开，则按不均匀地基处理对发震断层，回避距离可按建筑物的不同考虑在20～500m之间。

地信网论坛
BBS.3S001.COM

二、地震震级与断层破裂长度的关系

前面讲过，地震震级是一次地震中所释放的能量的一种量度。关于释放的能量与震级之间的关系，地震学家们曾提出过不同的公式并不断地进行修正。目前被普遍采用的是Gutenberg和Richter 1956年提出的表达式：

$$\log_{10}W = 11.8 + 1.5M \tag{2-1}$$

式中 M是震级；W是能量，以尔格计。

一次地震中释放的总能量，是一个难以量度和把握的量。在近年来的研究中人们发现，震级和断层破裂长度之间，存在着一定的关系。如果能大体确定二者之间的统计关系，无疑对地震中的地面运动和震害的预测是十分有意义的。

岗本舜三统计了1891～1948年间日本的地震资料，得到[7]：

$$\log_{10}L = 1.32M - 7.99 \tag{2-2}$$

Tocher根据美国加利福尼亚和内华达两个州的资料得出：

$$\log_{10}L = 1.02M - 5.77 \tag{2-3}$$

王锺琦统计了13个国家的90例历史地震资料，得到的关系式为[8]：

$$\log_{10}L = 1.57M - 9.80 \tag{2-4}$$

在以上三个表达式中，L是断层破裂长度或断层活动长度，以千米计。将根据上述三

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

式算出的M分别为6、7、8级时的断层的破裂长度列于表2-2。从表中的数值看，上述三个经验公式之间存在一定的差别。其中原因，大致有以下两个方面：

第一，不同的研究者确定断层破裂长度的方法不同。主要有以下三种：

（1）量测出露于地表的破裂长度；

（2）用余震分布范围来估计破裂长度；

（3）根据宏观烈度和震害分布来估计破裂长度。

方法不同，L的取值自然会有差异。

第二，进行统计时，统计“样本”的M和L的范围不同。譬如，(2-3)式是在M略偏小的范围内得出的关系，(2-4)式的震级范围就比较宽。

尽管数值比较离散，表2-2中不同震级下断裂长度之间的数量级的差别仍然对实际工作有一定的指导意义。我们在地震小区划的讨论中，将会用到这一概念。

三、震源机制对地面运动的影响

尽管所谓的震源机制涉及到很多方面的问题，但主要还是指发震断层的运动形式。

由于地质构造背景的不同，地震发生时断层的运动形式是很复杂的。归纳起来，主要有以下四种，即（图2-2）：

地震震级与断层破裂长度之间的统计关系　表2-2

震　级　M		6	7	8
由统计式算出的断层破裂长度 L（km）	式2　2	0.85	17.8	371
	式2-3	2.30	23.4	250
	式2-4	0.42	15.5	575

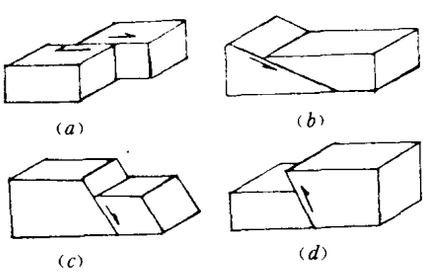


图2-2　断层的运动形式

（a）走滑断层；（b）俯冲断层；（c）正滑断层；（d）逆掩断层

1. 走滑断层；

2. 俯冲断层；

3. 正滑断层；

4. 逆掩断层；

由于错动形式不同，能量的释放方式自然也不一样，地运动参数随地震波传播距离变化与衰减的方式也会有一定的差别。

图2-3给出了关于不同的断层运动方式对地面峰值加速度及其衰减规律的实测结果[9]。可以看出，较之走滑断层，正滑断层和俯冲断层造成的地面运动比较强烈。此外，在地震波向外传播过程中，在近距离内，譬如10km之内，走滑断层的地面峰值加速度衰减也略快一些。可惜，目前这类数据并不是很多。有关问题尚须深入研究。

还有迹象表明，震源机制对地面运动的频谱特性也有一定的影响。1980年底和1981年初，我国台湾省东北部及邻近海域相继发生了5.9级和6.7级地震。设置在该区域的由37台数字化强震仪组成的罗东密集台阵的记录表明，软土场地上的地面运动频谱特性与过去的平均规律相差甚远。一些学者认为，这种差别正是由于不同的震源机制造成的。

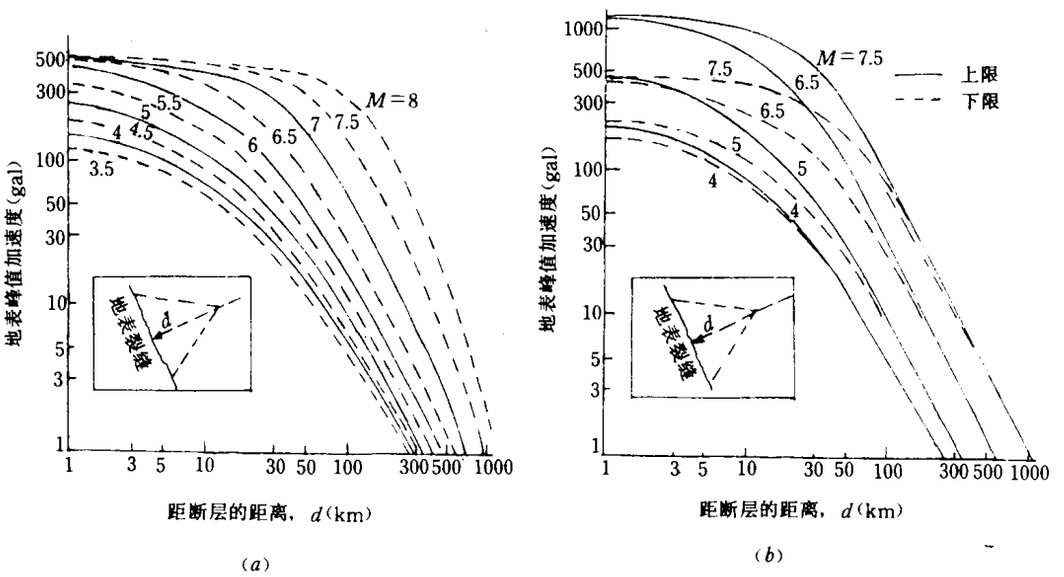


图 2-3　震源机制对加速度衰减规律的影响

(a) 走滑断层；(b) 正滑断层和俯冲断层

第三节　地震波的传播距离对地面运动参数的影响

一、震中区域的地面峰值加速度

在地震小区划分及其他的一些研究、设计工作中，震中区的峰值地震加速度都是一个十分重要的参数。由这个参数着手，加上对地震动参数衰减规律的研究，才能确定工作场地的地面运动特性参数。

由于极其强烈的震动，特别是在大地震时，震中区的地震记录很难获得，对问题的研究造成很大的困难。因此，在分析研究这个问题时，往往只能根据宏观震害情况加以估计。

图2-4是冈本舜三根据日本从1891至1962年14次地震中，震中区墓碑翻倒和其他震害现象估计的水平峰值加速度与震级M之间的关系。由此得出的界限值是[7]：

$$\text{上限}\quad a_{H\max} = 12\mathrm{M}^2 \tag{2-5}$$

$$\text{下限}\quad a_{H\max} = 6\,\mathrm{M}^2 \tag{2-6}$$

式中加速度的单位是gal（一个重力加速度g = 981 gal）。显然是一个很粗略的统计关系。

图2-5给出了日本若干次地震实际记录的结果，图中不同的符号表示不同地震台站的记录。虽然图中的某些数据看来比较反常，但与图2-4所示的趋势大致是对应的。

需要指出的是，式2-5和2-6并不适用于震级继续增大的情况。当震级大于某一“阀限”值时，加速度会出现“饱和”现象，即不会再随震级不断增大。如果没有特殊的因素影响，地面水平加速度的上限一般在1 g左右。

对于地震时竖向运动加速度的研究更要缺乏一些。这一方面是由于竖向运动加速度数据很难收集到；另一方面也是由于静态竖向荷载的作用和结构静力计算时的安全储备使得

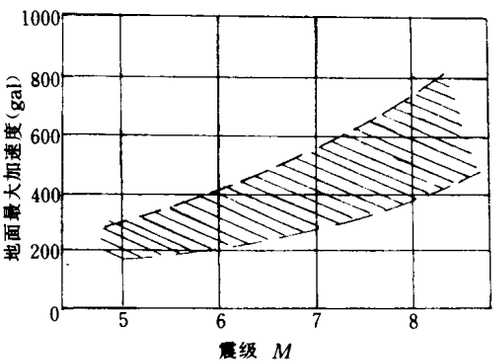


图 2-4　震中区地面最大加速度与震级的关系（据宏观震害资料推断）

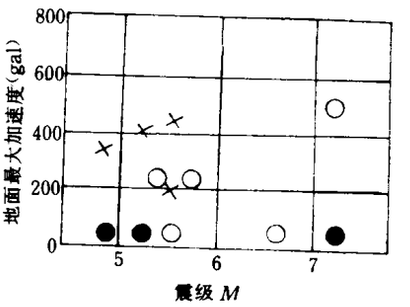


图 2-5　震中区地面最大加速度与震级之间的关系（地震记录资料）

一般情况下竖向地震作用不致导致严重的后果。需要强调的是，震中区的竖向加速度数值往往比较大，一般来说，竖向峰值加速度$a_{V\max}$与水平峰值加速度$a_{H\max}$之比在$\frac{1}{2}\sim\frac{2}{3}$之间，而在震中区，前者甚至可达后者的 1 ～ 2 倍[2]。

二、地面运动参数随地震传播距离的变化

由于存在几何阻尼，地震波发生后又要受到传播途径中不同介质的动力特性的影响，地震地面运动的各种参数，包括加速度、速度、位移及频率特性等都会随传播的距离不断发生变化。

这里所说的“距离”，在早期的研究工作中大都采用震中距。但正如本章第一节中指出的，震中距这个概念往往不能反映问题的实质。因此，在70年代以后，越来越多的研究工作者采用了“场地与发震断层的垂直距离”或“场地与能量释放区的距离”这样一些概念。这还不仅仅是概念上的区别，在做分析统计工作时，距离的取值也是不一样的，结果因而也会有所不同。

这种地震动参数随地震波传播距离的变化，称为衰减规律（Attenuation Law）。国内、外很多学者在70年代以后都对此做了大量的研究[10, 11]。这里先介绍一些定性的规律，定量的分析则留到地震小区划一章中讨论：

1. 场地的峰值加速度随场地与能量释放区距离的增加而降低。具体的衰减规律因震级而异并受传播介质的岩土条件的影响；

2. 地面峰值速度随距离的变化也十分明显，且因场地条件不同而异。一般情况下，洪、冲积地层上的地面速度比基岩出露场地要大些，在其它条件类似的情况下，软土地层上的速度比基岩露头上要大很多，最大可以达到数倍；

3. 在一定震级的前提下，地面最大速度与最大加速度之比（$v_{\max}/a_{\max}$）随场地的不同岩土条件而异。

表2-3列出了当震级在6.5级左右，对于距能量释放区的距离小于50km的情况，不同类型场地上地表平均峰值加速度$a_{\max}$与平均最大速度值$v_{\max}$的典型比值。美国学者Newmark等人在七十年代初期首先注意到了比值$v_{\max}/a_{\max}$的重要意义[13]。显然，掌握了这一规律对于结构的抗震设计和验核地震反应分析结果的合理性都是有重要意义的。从抗震勘察和设计角度考虑，一般情况下，水平方向的地运动是我们的主要研究对象。因此，

以后凡未加特别说明者，峰值加速度a_{max}或加速度a，峰值速度v_{max}或速度v，峰值位移d_{max}或位移d,以及各种频率参数皆指水平向的地面运动参数。

不同场地条件下地震地面运动参数之间的关系[12]（$M\approx6.5$级，场地距能量释放区距离小于50km）　　表 2-3

场地条件	v_{max}/a_{max} (cm/sec/g)
岩　石	55
坚硬土层（<200ft）	110
厚层硬土（>200ft）	135

4.地震波的周期特性也将在传播过程中发生变化。从富利叶变换的理论可知,地震波在时域内的振动过程，可以看成在频域内由不同频率和振幅的许多谐波组成的复杂波形。在地震波的传播过程中，高频分量容易衰减，所以离震中越远处，地震波中的中、低频分量、即长周期分量将占更大的比重，这就是在抗震规范中对“近震”和“远震”进行区分的一个重要原因。

应该着重指出，既然地震波的特性要受传播过程中岩土介质的强烈影响，那么，不同国家、不同地区，由于岩土条件的差异，参数变化的规律必然有所不同。比如，在同样震级条件下，我国西部地区加速度随距离的衰减就比东部要快。在参照国外资料或国内其他地区资料时，必须分析这些资料的背景条件与本地区的差别，决不能生搬硬套。

第四节　场地条件对地震地面运动的影响

由于以上提到的种种因素的影响，同一次地震中，各场区的震中距不同，受到的震害会有很大的差别。此外在某一区域内，在其他条件基本一致的情况下，由于基岩以上覆盖地层的厚度或性质的差别，使震害的特点和严重程度差别很大。这一点，从表2-3已经可以看得出来。

为了讨论场地土的影响问题，首先简单分析一下地震波的传播过程。

尽管地震波是一群十分复杂的波群，并且在传播过程中还要进行转换和变化，但是，从最简单的情况来看，波在成层的介质中传播，经过不同的层面时，总是要发生折射现象，传播方向遵循下式的规定（图2-6）

$$\frac{v_1}{\sin\theta_1}=\frac{v_2}{\sin\theta_2} \tag{2-7}$$

式中v_1和v_2分别表示波在第1、2层中的传播速度。大家知道，上式就是Snell定律。

当下层土的模量较高，即波速较高时，波的传播方向发生较大的折射。当达到$v_2=v_1/\sin\theta_1$时，$\theta_2=90°$，射线接近水平方向。然后有可能再转为向上传播，这是由于一般情况下岩土的模量都有随深度增加的趋势。于是，从宏观的趋势看，地震波便形成了图2-6所示的形式。在接近地面的相当厚度之内，可以看成是垂直向上传播的。又因为地震造成的震害主要是受水平方向的剪切波（S波）影响，所以在有关问题的分析中，为使问题简化，一般总是将地震波在水平场地内的传播看作是剪切波（s波）垂直向上传播的过程。

有了上述的基础我们可以从以下几个方面来分析场地土对地震地面运动的影响：

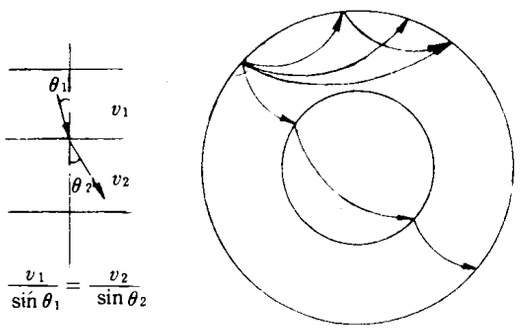


图 2-6　波的传播方向

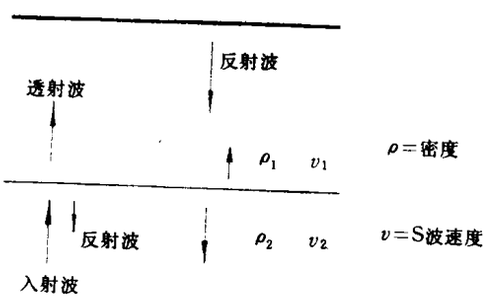


图 2-7　土层对波的放大作用

一、土层的放大作用

在某些情况下，地震波在经过土层之后振幅放大，这是早已为人们注意到的事实。MacMurdo早在1824年就指出：在1819年印度Runn地方发生的地震中，“建于基岩上的房屋受到地震的影响，无论如何都远没有那些建于土基上的房屋受到的影响大”。这也许是我们看到的对于这类现象的最早的描述了。

土层放大作用的一般原理可以从图2-7的水平地层来说明。

图中，ρ_1、ρ_2分别表示两层土的质量密度：v_1、v_2则分别表示S波在两层土中的传播速度。S波从地下垂直入射以后，在两层的介面上要发生透射和反射现象，即一部分波从2层透射到1层，一部分波反射回来。从一维弹性波的传播理论知道(详见第三章第三节)：

波的透射系数
$$\gamma = \frac{2}{1+\alpha} \tag{2-8}$$

波的反射系数
$$\beta = \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \tag{2-9}$$

式中，$\alpha = \dfrac{\rho_1 v_1}{\rho_2 v_2}$，称为波动阻抗比。

这样，我们得到：

$$\text{透射波} = \gamma \cdot \text{入射波} \tag{2-10}$$

$$\text{反射波} = \beta \cdot \text{入射波} \tag{2-11}$$

在成层介质中，如果上层介质的$\rho_1 v_1$比下层的$\rho_2 v_2$小，透射系数大于1，透射波的振幅将大于入射波的振幅，于是发生了放大现象。上述过程的反复发生，往往造成表层松软地层中S波的重复反射，因此，振幅逐渐增大，振动持续时间较长，震害亦较严重。

对于表面土层的放大现象，K.Kanai综合分析了理论计算结果与实际观测资料，得出计算放大率的式子[7]：

$$G(T) = 1 + \frac{1}{\sqrt{\left\{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}\left[1-\left(\frac{T}{T_G}\right)^2\right]\right\}^2 + \left(\frac{0.3}{\sqrt{T_G}}\frac{T}{T_G}\right)^2}} \tag{2-12}$$

式中　$G(T)$：不同周期的波的放大率。

T：地震波分解后各正弦波分量的周期。

$T(G)$：土层的卓越周期；

α：波动阻抗比，见式2-9说明。

由于表层存在较厚的软土层而造成震害加重的现象是很多的。图2-8给出了1923年日本关东大地震时冲积层厚度与建于其上的木结构房屋震害率之间的关系。震害随冲积层厚度而增加的趋势十分明显。

图2-9则是1957年美国旧金山地震中，对于特定类型的建筑物而言，土层厚度对基底所受到的地震水平剪力的影响[12]。图中给出的明显趋势是，在这次地震中，土层越厚，建于其上的十层建筑物受到的基底剪力越大。

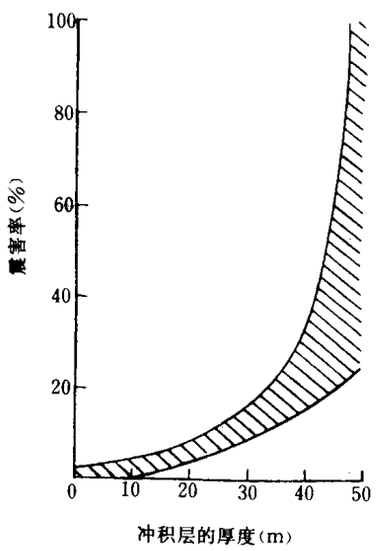


图 2-8　日本关东大地震中震害率与土层厚度的关系

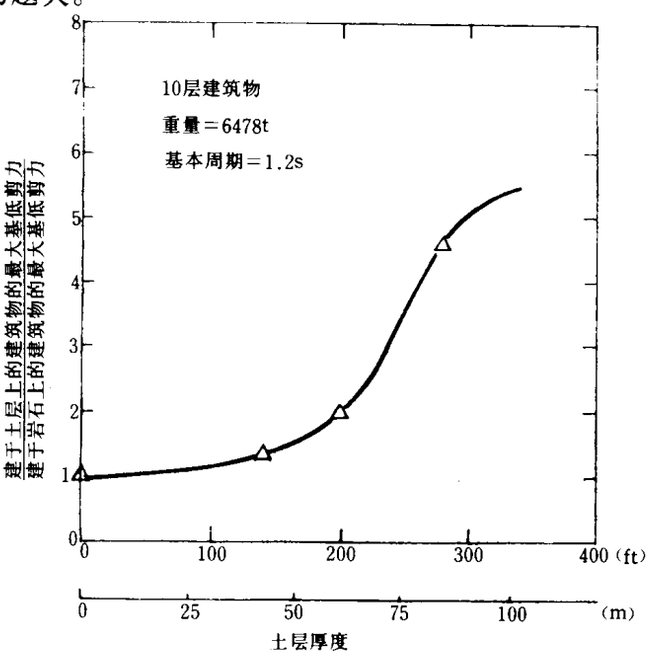


图 2-9　土层厚度对基底剪力的影响

在涉及土层的放大作用时，应该特别注意的是，对于不同类型的土层而言，对各运动参数，如加速度、速度、位移等放大的作用是不同的。在很多情况下土层对加速度确有放大作用。但是，有时候土层对加速度的放大作用并不明显，特别是在基岩输入加速度值偏小时，比如小于0.3g时更是如此。有资料表明，在某些场地土条件下对峰值速度的影响或放大更明显一些，这一点从表2-3中不同岩土条件下峰值速度与峰值加速度之间的比值便可看出。1973年，Newmark也发表过类似的资料[13]。他认为，在震中距小于50km时，岩石场地，坚硬土层场地和厚层硬土场地上v_{max}与a_{max}之比分别为55,110,135cm/sec/g。说明厚层硬土对v_{max}的放大作用比前两种土强烈。这个结论与表2-3非常一致。因为，大家知道，速度是与能量相联系的物理量，与震害往往有直接关系，速度的放大，可能是震害加重的原因之一。

二、共振作用

共振作用是在地震运动中场地覆盖土层的震动周期与结构的自震周期近似吻合而产生的震动放大，所造成的后果使震害加剧。

某特定厚度的土层，与其他介质一样，有特定的固有周期，一般可用下式表示：

$$T = \frac{4H}{C} \tag{2-14}$$

式中　T ——土层的固有周期；

H ——土层的厚度；

C ——波在土层中的传播速度，与土的模量有关。

同时，我们知道，地震波包含着数十赫芝以内的若干谐波分量。当覆盖土层较硬较薄时，因有周期较短，使地震波中的短周期分量得到较好的响应，于是地震波的卓越周期向短周期移动，可能对建于这类场地上的刚度较大的短周期结构物产生较为强烈的影响；反之，当土层较软较厚时，卓越周期则可能与柔性结构的固有周期相近，因而产生不利的影响。

图2-10是日本关东地震影响区域内土层性质差异对不同刚度发生不同影响的例子[14]。在下町一带，由于土层基本上是较软的冲积层，使柔性较大的木结构震害较为严重；而在山手一带，多为土质较坚硬的洪积层，由于上述的共振原理，使刚度较大的混合结构房屋受到较大的震害。

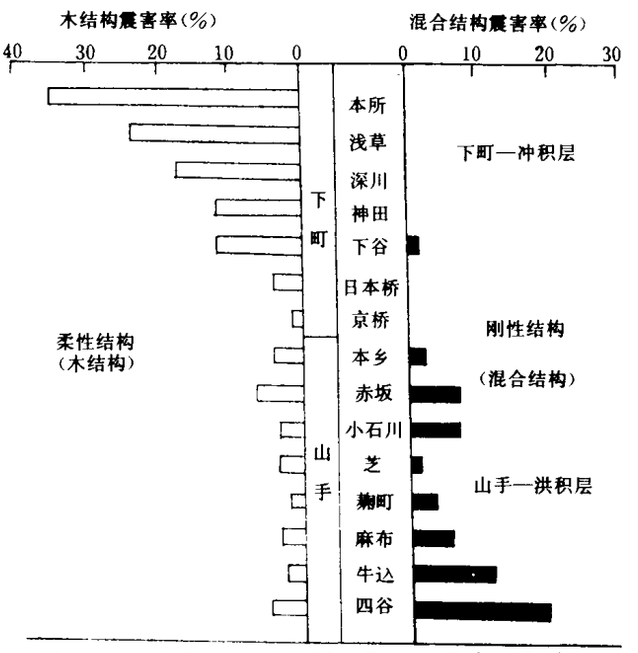


图 2-10　土层条件对不同类型结构震害的影响
（关东大地震）

1985年9月墨西哥海域发生强震（M=8.1）对墨西哥市造成的震害，也是共振作用的一个极好的例子。

该市座落于表层为30m深压缩性较高的软粘土上，其下为一砂土薄层，再往下又是50m厚的粘土层，直至以砂类土为主的第二个硬层。实测地震波的周期在1.5～3.5s范围内，随不同场地而异，这个数值与地震后日本专家进行脉动观测的卓越周期十分吻合。建筑震害大都是由于结构物与土层处于共振状态所造成的。本次地震中破坏最严重的区域与1957，1979年两次地震中的情况类似，也可以说明该市的场地土质中对地震的周期特性，从而对地震强度有明显的影响[15]。(图2-11)

三、破坏的一次性和进行性

这个问题与振动响应理论和反应谱有关，这里只作定性的说明。

在一般情况下，建筑物一旦发生局部破坏，其固有周期就要延长。固有周期的改变与结构的类型和破坏时的变形量有关。表2-4中给出建筑物局部发生破坏后周期变化的例子[14]。

在刚性地基上，一般频率响应的范围比较窄，结构一旦产生局部破坏，由于自振周期延长，作用于其上的地震力就会相应减小，在一次地震过程中建筑物的损坏不再加重，我们可以叫做一次性的破坏；相反的情况，较软较厚的土层，其振动响应的频率比较宽，而且，建筑物局部破坏后，作用于其上的地震力可能增大，破坏延续，变形愈大，这种作用愈强烈，形成所谓破坏的延续性。

四、能量的释放

并非在任何情况下，软土地基对震害的影响都是不利的。我们从能量释放的角度来考

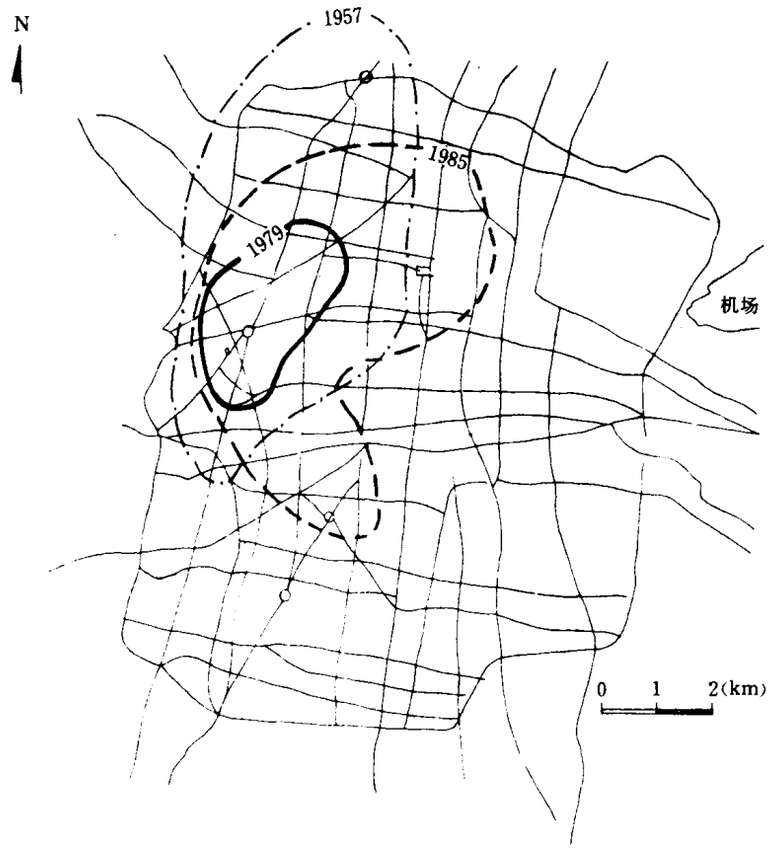


图 2-11　墨西哥市三次地震中重灾区分布图

虑一下地基刚度对震害的影响。

地震过程中，建筑物的振动要产生反馈现象，即建筑物的振动能量要向地基中释放。对于这个因素来讲，软土地基吸收建筑反馈的能量较多，因此，在考虑建筑与地基土这一整个振动系统时，振动阻尼较大。这一因素，对于地震反应来说，显然是有利的。

综上所述，场地上的软硬对地震地面运动及震害的影响是十分复杂的。可以用图2-12对上述讨论过的因素作一个简单的总结。当然，由于自然条件的千变万化，我们只能对一

建筑物局部破坏后周期变化的倍率　　表 2-4

木结构房屋		四层钢筋混凝土楼房	
变　形（cm）	周期延长倍率	变　形（cm）	周期延长倍率
3	1.6	5	1.2
6	2.1	10	1.5
9	2.6	15	1.7
12	2.9	20	1.9

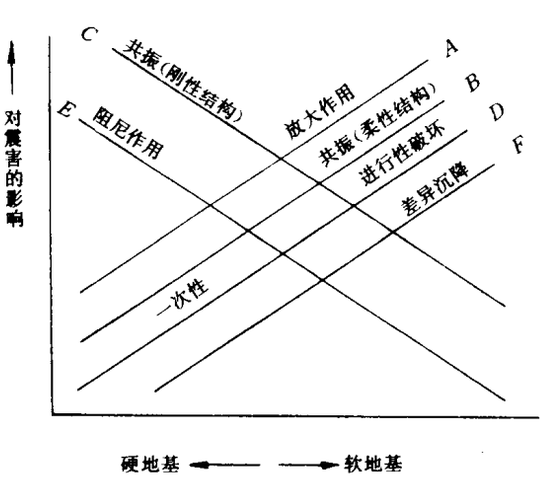


图 2-12　土质条件对震害影响的示意图

般的情况进行归纳。其他如微地形地貌的影响，基岩形态的影响等，只能在震害调查或抗震设计中对具体问题进行具体分析。目前的技术水平，也使得针对某因素的定量的模拟计算成为可能。

第五节　建筑场地的选择与勘察要求

一、建筑场地的选择

除了以上各节讨论的影响场地地面运动的诸因素之外，区域性的岩土条件、水文地质条件和地形地貌都可能对场地震害造成很大影响。现行建筑抗震设计规范(GJB 11-89)规定建筑场地的选择，应按地质、地形、地貌综合考虑，划分为对建筑抗震的有利地段、不利地段和危险地段[16]。

对建筑抗震有利的地段：平坦场地或地貌单一的平缓坡地，地层由坚硬土层或均匀的中硬土层构成，地下水位埋藏较深；

对建筑抗震不利的地段：在地形地貌上有条状突出山嘴、高耸孤立山丘、非岩质陡坡的地段；河岸和边坡的边缘地带，以及多种地貌的交接部位等；在地层的构成上存在软弱土、可液化土以及成因、岩性和状态在平面分布上明显不均的土层，例如湮废河、湖、沟、坑、断层破碎带及半挖半填地基等；

对建筑抗震危险的地段：地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等灾害性地质现象的地段。在9度以上的高烈度区，要考虑发震断裂带上可能发生地表错位的地段。

抗震规范规定，应尽量选择对建筑抗震有利的地段作为建筑场地和地基，避开不利地段，当无法避开时应采取适当的抗震措施；规范强调，不应在危险地段建造甲、乙、丙类建筑。

在上述三类地段划分的诸因素中，关于发震断裂的影响已在本章中进行了讨论；软弱土层和可液化土层的影响，将在第八章中介绍；下面，我们将以宏观震害调查为依据，对地形、不均匀地基以及地震滑坡对震害的影响进行进一步的说明。

（一）地形对震害的影响

地形对震害的影响主要体现在两个方面：

1.不良的地形条件会孕育和诱发山体崩塌、滑坡和泥石流等次生地震灾害；

2.由于地震响应的原因，加剧地面运动，加重震害。

在进行震害预测的时候，上述两个方面中，前者容易引起人们的注意。我国、日本、哥斯达黎加等国都进行过一些局部区域的针对上述次生灾害的震害小区划分工作[17]；对于后者的预测，目前还存在相当大的困难，下面举出一些震害调查资料，说明问题的重要性。

带状山脊的影响可用图2-13所示的地形及其对烈度的影响来说明。该图为云南昭通地区芦家湾六队地形，在1974年的永善一大关地震中，地震效应

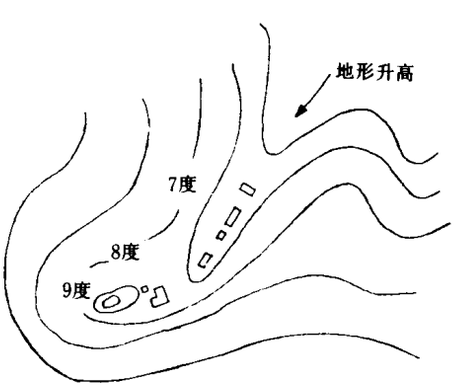


图 2-13　卢家湾大队地形及烈度示意图

在不同部位相差很大：在孤立突出的山嘴端部烈度高达9度。在该部分后面，接近山体部位烈度为8度。再向后，突出程度最小的鞍部，烈度降到7度[18]。

关于地震影响的更一般的情况可以从表2－5所列举的震害实例中看出。数次地震的震害调查表明，山脊与低处的烈度差异最大可达3度，一般差0.5至2度左右。

地形对烈度的影响　　表 2-5

地震名称（年代，震级）	震害差异描述	地形高差（m）	烈度差异（度）
海源地震 1920，M8.5	甘谷县，坐落在河谷地冲积黄土上的姚庄，烈度为7度；相距仅2km的牛家山庄，坐落在黄土山嘴上，高出河谷100m左右，地基土与姚庄相似，烈度为9度。	100	2
	天水县，坐落在东柯河谷中街亭，烈度不足8度；附近高出河谷150m左右的北堡子，王家沽沱，何家堡子等村，烈度均为9度。	150	1
东川地震 1966，M6.5	位于震中的狮子坡村，建在两条河谷交汇处突出山嘴上的房屋，倒坍率高达83%；相距仅50m，建在洼地上的另一自然村，房屋虽受严重破坏，烈度明显偏低。		
邢台地震 1966，M7.2	宁晋县上安村，位于高出平地50～100m的黄土台地前缘，房屋倒塌率在1/3以上；附近平地上的村庄，同类破坏倒塌率多在5%左右	50-100	1
近海地震 1970，M7.7	（1）建水县子冲村，位于狭长坝状山体顶部，高出平地60m左右，该村震中距约12.5km，震害指数达0.7。 （2）建水县，位于平缓山坡上的王马寨，房屋倒坍率为31%；东部紧邻的大红坡，位于山嘴上，房屋倒坍率高达91%。	60	2
永善一大关地震 1974，M7.7	卢家湾六队房屋分布于一狭长的山梁上，山梁端部为一孤立突出的小山丘。在孤立突出最显著的小山丘上，烈度高达9度；在孤立突出不太明显的山梁靠近大山山体的部位烈度降到8度；在突出程度最小的山梁鞍部，烈度仅为7度。	等高	2
海城地震 1975，M7.3	他山铺某部队房屋沿山梁建在基岩地基上。在山梁坡脚处地形较平坦的部位，震害指数为0.20；在山梁中、上部高出约40m且地形较陡的部位，震害指数达0.27	40	0.5
唐山地震 1976，M7.8	迁西县景忠山顶部庙宇式建筑大多严重破坏和倒坍，烈度9度；而位于山脚周围七个村庄的烈度，普遍为6°，高差为300m	300	3

（二）地基不均匀性的影响

由于建筑地基的不均匀性导致震害的加剧，主要是由于动荷载作用下地基不均匀沉降所造成的。有的情况下，也可能由于建筑基底以下不同地基土对地震波响应不同，造成上部结构的震害。表2－6是编制TJ11－74规范时的调查结果[18]。表中所列的“一般不均匀地基”是指地基土层的成因、岩性基本相同，但地基不同部分的土层厚度或状态有差异；“严重不均匀地基”，如表中所列，大体分为两大类。其中位于埋藏的河湖沟坑边缘的，建筑地基的一部分座落在湮废的河湖沟坑沉积层或其上的填土上，而另一部分则可能在岸上的原生土层上，造成地基的严重不均匀。从表中数据看，一般不均匀地基的破坏数量不大，且程度较轻；严重不均匀地基上的建筑震害则要严重得多。

（三）地震触发的滑坡

地震造成的自然的或人工的边坡失稳和大规模的土体滑移可能造成极其严重的震害。

地基不均匀性对震害的影响　　表 2-6

分类	严重不均匀地基												一般不均匀地基		
	山区平整场地形成的一部分为基岩，一部分为填土			埋藏的河湖沟坑边缘，在河湖沟坑部位的土质为											
				松散填土			软粘土			饱和松砂					
烈度＼破坏程度	轻	中	重	轻	中	重	轻	中	重	轻	中	重	轻	中	重
6			1	2				1					1		
7	1	1	3	2	2							1			
8			1			1									
9						1							1		
总计	1	1	5	4	2	2	0	1	0	0	0	1	2	0	0
	7			8			1			1			2		

如滑移土体淹没居民点和农田，地面塌陷形成地堑危及地面建筑，以及造成水坝、挡土墙和桥台的严重损坏等等。

1920年我国甘肃大地震中发生的土体滑移可能是历史上有记载的最大的滑移。滑移体发生在松散的沉积黄土地层中，面积广达上百平方公里，淹没了大量的农舍和农田。地震结束后，一些农舍、道路、树木被滑移体搬运到 1 ~ 2km 以外，该次地震中约有20万人死亡。

埋藏在硬坚土层下呈水平分布的薄砂层的液化或薄软弱土层的失效，可能是土体滑动的主要原因之一。1964年阿拉斯加地震中，该州首府安克雷奇地区就出现了好几处这种类型的滑动[19]。其中，在 L 街滑动区后面，形成了宽30余米，深约 3 m的地堑（图2-14）。滑移体长约1300m，宽约400m，整体侧移约4.5m，造成地堑区建筑物的严重毁坏。

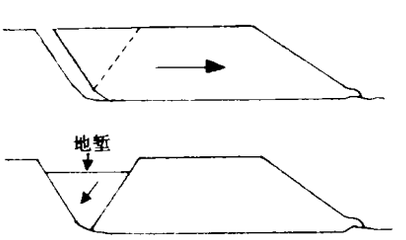


图 2-14　由于水平层滑动形成地堑的机理

河流岸坡的软弱粘土地层，在地震中也容易发生滑坡现象。特别是软粘土层中夹有砂土或粉土透镜体时，这些透镜体的液化，更易触发滑坡。1960年智利地震期间，在San Pedro河岸软粘土中，发生了三个这类的滑坡。其中最大一个滑坡使2300万m^3左右的土垂直移动了20m，侧向位移了300m。另外两个滑坡也分别使400余万和100余万m^3的土体发生了类似的位移。图2-15是上述最大滑坡的横断面[19]。

在90年代以后数次大地震中，如1990年菲律宾的Luzon地震、1991年伊朗的 Manjil 地震以及同一年哥斯达黎加发生的Telire Limon地震，在震中区都发生了巨大的滑坡。

我们列举上述在世界上十分引人注目的滑坡的例子，是要引起工程技术人员的注意：在场地选择中忽略了这方面的考虑，后果将是无法弥补的。遗憾的是，国内外对这方面的

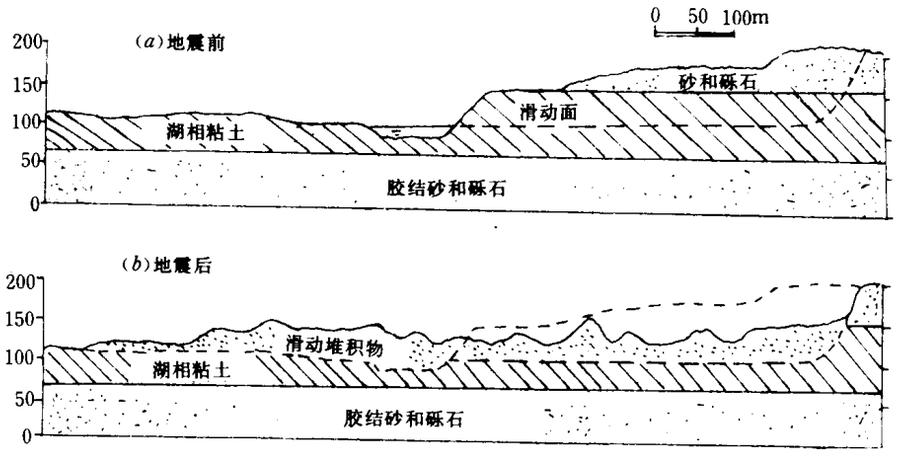


图 2-15　1960年智利地震中San Pedro滑坡断面示意图

研究远未达到成熟和实用阶段，研究的精度尚难满足工程要求，主要原因，有以下两方面：

1.由于所需经费和工作量的巨大，已发生地震滑坡地区的地质、地貌条件没有得到足够详细的归纳、分析和总结；

2.影响滑坡的因素很多，如边坡的几何特性（边坡的角度、高度等）、滑坡体上下的工程与水文地质条件、地面运动和地震作用的强度与特性等，在滑坡体这样大的范围内对这些因素的综合评价也是相当困难的。

在目前条件下，预测地震中边坡稳定性的方法可以分成以下三类：

1.通过宏观震害资料的统计，建立边坡失稳可能性与震级一震中距的关系（图2-16）。在一定震级下，认为场地距预期的震中或发震断层足够远时，滑坡不可能发生[17]。通过这项工作，可以解除对一些工作地段的疑虑，节省人力物力；

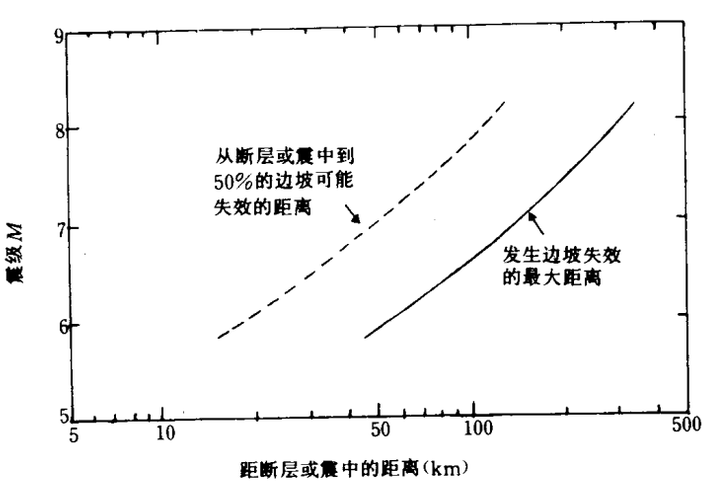


图 2-16　滑坡的发生与震级和震中距的关系

2.通过对各种因素综合性的判断，预测滑坡的可能性。这些因素包括：

（1）地面最大加速度；

（2）边坡高差；

（3）工程地质与水文地质条件；

（4）场地附近的断层长度；

（5）边坡的人工挖填情况；

（6）地貌特征。

具体做法是通过地区经验的总结，将上述各因素数量化，经综合评判，得出滑坡的危险性指数[20]；

3.通过场地勘察，取得必要的资料和参数，进行定量分析。

二、地震勘察的要求

在静力学的范畴内，地基的作用是作为建筑物的支承介质。因此在勘察工作中，应查明地基是否能满足强度与变形方面的要求。

在地震荷载作用下，基础下的土层，作为支承介质的同时，还要作为地震波的传播介质。因此，进行地震勘察时，除了要对地基在相应荷载作用下的强度和变形性状进行评价外，还要预测在波的传播过程中，场地土对地面运动的影响。

为解决上述问题，地震区的勘察工作，除应按国家的有关标准执行外，还应做好以下工作：

1.收集和查阅有关地质和地震的文献资料及历史地震记录，通过卫星照片或航空照片的判释，了解区域地震地质背景。如基岩类型、年代、构造特点及断层分布情况，第四系地层的覆盖厚度、成因、年代等。在此基础上，结合本工作地区的基本烈度和设防烈度，布置勘察工作；

2.查明工作场地有无潜在的不良地质条件，判定场地属于对建筑抗震有利、不利或危险的地段；

3.按照基岩埋深和上覆土层波速测试结果判定场地土的类型和场地类别。遇到地形地貌比较复杂时，要通过专门研究，判定是否可能存在不良的地震效应及危害程度；

4.对于软弱土层，应通过实测结果验算地基土的抗震承载力，研究震陷的可能性。对存在饱和砂土和粉土的场地，进行液化判别，并确定液化等级，提出地基抗液化的建议。

5.对场地的其他不利因素，如地基不均匀性，边坡的稳定性等，应通过勘察，取得必要的物理、力学参数，进行抗震稳定性评价。通过岩土工程师和结构工程师共同研究，在地基或上层结构部分采取适当的抗震措施。

6.对于需要进行地震小区划或专门研究确立地震动参数的项目，还要进行下述工作：

（1）会同有关部门进行地震危险性及地震动参数衰减规律的分析；

（2）通过钻探和资料收集，了解场地及邻近范围的基岩埋深及起伏变化趋势，以便确定计算简图类型（一维、二维或三维）及地震波的输入深度；

（3）了解土层在水平和垂直方向上的分布规律，为计算模型的分割提供依据；

（4）进行室内、外动力试验，求得土的动模量和阻尼特性参数及其变化规律。试验方法及试验结果的表达方式应与计算模型的要求一致；

（5）了解地下水位的埋深及变化情况。地下水位的埋深不仅影响土的重度和某些动力特性，对最近发展的有效应力分析法来说，地下水位数据是准确与否，对分析结果会有很大影响。

以上只是一些工作原则，关于地震反应分析的问题，以后还要详细讨论。

参 考 文 献

[1] C F Richter. Elementary Seismology, New york. Freeman, 1958

[2] 丁祖堪. 地震烈度、地震动三要素及地震小区划. 建筑抗震设计规范（GBJ 11—89）学习班辅导材料汇编，冶金工业部抗震办公室，1990

[3] 中国地震烈度区划图. 地震出版社. 1990

[4] NOAA. Earthquake Data File Summary. U. S. Dept. of Commerce, National Oceanic and Atmospheric Administration, 1978

[5] 张森源，候秉承，游椒诚. 台湾坝工有关之地工问题. 海峡两岸地基基础技术交流会论文. 北京. 1992

[6] 周锡元. 场地、地基和基础对设计地震动的影响。中国建筑科学院工程抗震研究所研究报告，1987

[7] S Okamoto. Introduction to Earthquake Engineering. Univ. of Tokyo Press, 1973

[8] 王锺琦. 断裂的地震效应评价问题. 中国抗震防灾论文集，上册，1986

[9] P B Selnes and H Hansteen. Ellects of Local Soil Conditions on Soil and Structure Respons During Earthquakes. Internal Report 40002-1, NGI, 1979

[10] H B Seed and I M Idriss. Analysis of Ground Motions at Union Bay, Seattle, During Earthquakes and Distance Nuclear Blasts. Seismol. Soc. of Am. Vol. 60, No. 1, 1970

[11] H B Seed. Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes. Jour. of the Geotechnical Engineering Div. ASCE, Vol. 105, No. GT 2, 1979

[12] H B Seed and I M Idriss. 地震中的地面运动和土的液化. 张在明，沈小克译. 地震出版社，1986

[13] [美]纽马克，罗森布卢斯著. 地震工程学原理. 叶耀先译. 中国建筑工业出版社，1986

[14] 中岛直吉. 有关高层建筑物建筑地基的抗震设计调查. 在中国北方工业公司综合勘察院的报告，1984

[15] K Kawashima. Mexico Earthquake of September 19, 1985. Proc. of the 2nd Workshop of Joint Research in Earthquake Engineering between Japen and China, 1986

[16] 中华人民共和国国家标准。建筑抗震设计规范GBJ 11－89，中国建筑工业出版社，1989

[17] Japan Working Group for TC-4 Committee. Seismic Zoning on Geotechnical Hazards. Tokyo, 1992

[18] 刘惠珊. 场地、地基及基础. 建筑抗震设计规范（GBJ 11－89）学习班辅助材料汇编。冶金工业部抗震办公室，中国石油天燃气总公司抗震办公室，1990

[19] [美]L 威格尔主编. 地震工程学. 中国科学院工程力学所译。科学出版社，1978

[20] Kanagawa Prefectural Government. Prediction of Seismic Damage in Kanagawa Prefecture. Japan, 1986

第三章　地震动分析与地震小区划

第一节　地震动的三项主要特征

地震中地面将发生水平方向的震动，同时也存在垂直方向的震动。水平方向的运动可以看成平面上两个相互垂直方向运动分量的合成。整个地震过程中运动各分量随时间变化的定量量测是靠强震仪（seismograph）来完成的。在大多数情况下水平震动是造成震害的主要原因，我们首先通过一些地震记录的实例来看一下地面水平运动的特征。

图3 1是1971年 2 月 9 日美国San Fernando地震中在洛杉矶市Ventura大街某建筑地下室内得到的北东东（N81 E）方向的地震记录。

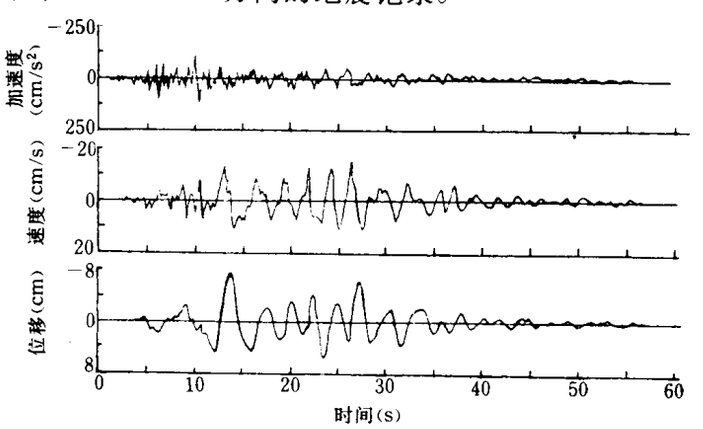


图 3-1　典型地震记录1971．2.9,San Fernando地震中在Los Angeles市Ventura大于某建筑地下室得到的记录，S81E分量

在图3 1中，加速度时程曲线是实测的，而速度和位移时程曲线则是用加速度曲线积分得到的。从这样一个典型的地震记录上，可以看到如下的地面运动的特征：

1.在整个运动历程中的峰值地面运动参数:在本例中峰值地面加速度a_{max}=140.2cm/s²；峰值速度v_{max} = 16 .1cm /s；峰值位移d_{max} = 7.1cm；

2.尽管震动的整个持续时间长达60s左右，但震动较强烈的时间，大约为30s；

3.尽管震动的历时曲线很不规则，但也可以看出一些“震颤”的频率特性。事实上，任何一种复杂的波形都可以看成很多不同振幅和频率的谐波合成的结果。高频分量和低频分量的多寡就造成“震颤”形态的不同。从曲线看，加速度富于高频成份，位移富于低频成份，速度的频率特性居于二者之间。

为了便于比较，我们再列出1940年 5 月18日美国ElCentro地震记录（南北分量,图3-5)、1966年 6 月27日美国Parkfield N51E的地面地震记录（图3-2）以及1967年11月15日我国宁河地震中天津骨科医院的地震记录（图3-3）[1]。

以上几条记录，形态有很大的差异，但如抓住下面这三个因素，便可把它们的主要特

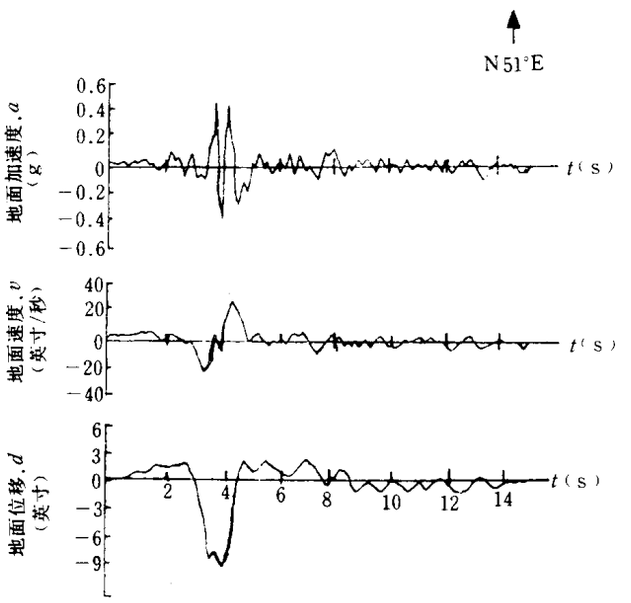


图 3-2　1966年 6 月27日Parkfield地震记录(N51°E)

征描述出来，即（1）震动幅值的大小；（2）较为强烈的震动的持续时间；（3）频率特性。以上三个方面，便是地震动的三个主要特征。这三个特征是在抗震工作中评价地震动对震害影响的重要依据，因此有必要进行进一步的讨论。

一、震幅

地震动的震幅一般是指加速度、速度或位移的峰值。震幅无疑是量度震动强烈程度的概念。但在抗震设计中应主要考虑加速度振幅、速度震幅还是位移震幅，人们的看法并不完全一致。

比较传统和常见的看法认为，“地震作用”是通过“地震力”的形式作用于结构上的，因此加速度的大小直接表示震动的强弱，因为它与质点运动的惯性力（ma）相连系。

随着研究的深入，又有人提出用速度指标。因为速度与质点的动能$\left(\frac{1}{2}mV^2\right)$有关。支持这种观点的宏观证据是，与加速度的地震响应不同，在速度相同的情况下，震害不受地面运动周期的影响。从这点出发，苏联的麦德维捷夫和日本的金井清等人分别提出过与不同烈度相对应的地面最大速度值；也有人提出，估计地震波低频分量的危害应采用位移指标。研究表明高频段结构的受力状态主要决定于最大加速度，中频段结构的受力状态主要决定于地震动的最大速度，而低频段结构的受力状态则决定于地震动的最大位移。用速度指标或位移指标来衡量地震动的危害程度时，是将地震动的影响看作一种比较广义的“地震作用”，而不再局限于仅仅从“地震力”的角度去考虑。由于这方面的研究还不是十分成熟，目前多数国家的设计规范，包括我国1974、1978和1989年颁布的建筑抗震设计规范都仅仅采用加速度指标作为衡量地震动震幅的标准。

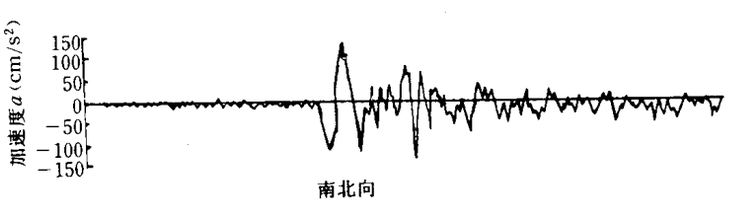


图 3-3　1967年11月15日宁河地震中在天津骨科医院的地震记录（南北向）

二、持时

就一般意义上说，地震的持时是指地震过程中激烈震动那一段的持续时间。

震害实例表明，峰值加速度较高但持时较短的地震并不一定都会造成严重的震害，倒是加速度稍小但地震持时较长的地震对震害的影响有时是十分显著的。

例如在1966年 6 月27日美国加利福尼亚州Parkfield地震中，记录到的峰值加速度高达

0.5g（图3-3），但由于地震最大加速度的出现只有一、二次，而次大者下降很多，即震动持时较短，因而并未造成严重的震害；相反的例子是1957年7月28日墨西哥地震中，墨西哥城的峰值加速度仅有0.05～0.1g，仅及上例Parkfield地震记录1/10～1/5，但由于持续时间较长，加上共振作用等方面的因素，使该城很多多层建筑遭到了严重的破坏。

当结构在地震力作用下出现塑性变形以后，持时的影响将更为显著。结构地震反应分析表明[2]，持时越长，多层钢筋混凝土框架结构的塑性变形集中现象越严重。对于质量、刚度和相对屈服强度沿竖向均匀分布的结构而言，往往在底层出现塑性变形集中现象。持时越长，该部位的侧向塑性位移值越大，有可能造成整幢建筑的毁坏；对于相对屈服强度沿高度分布不均匀的结构，持时的影响在相对屈服强度较低的薄弱环节较为明显。

那末，如何来比较确切地定义持时的长短呢？大体上有两类方法[1]：

1.采用加速度绝对值的标准：在加速度时程曲线上截取加速的绝对值大于某标准值的一段时间，定义为持时。有人主张此加速度标准可取0.05g或0.1g。这种定义方法直观明瞭，简单易行，但欠准确。因为在所截取的时间内，可能夹杂了一些小震所占有的时间；

2.采用震动能量的标准：因为$\int_0^t a^2(t)\mathrm{d}t$表示了地震动能量随时间的集累，可将某一段时间内的能量对全过程的总能量规一化，得到

$$I(t)=\frac{\int_0^t a^2(t)dt}{\int_0^T a^2(t)dt} \tag{3-1}$$

式中，a为地震加速度，t为时间，T为地震记录的总时间。显然$I(t)$的值是从0到1。Husid建议取$I(t)=0.9$时对应的时间为强震持续时间；Trifunac和Brady则主张用从$I(t_1)=0.05$开始到$I(t_2)=0.95$为止的一段时间定义持时T_d，此区间的能量占总能量的90%，因而用这种方法定义的持时也可称为“90%持时”。

三、频率特性

地震中建筑物的震动可以看成是地震动“激振”或“输入”的结果。象其他物体一样，任何建筑物都有其动力特性，如不同振型的固有同期及阻尼特性等（关于振型问题我们将在本章第三节中解释）。不同建筑物的动力特性不同，对外加震动的响应也不一样。因此，作为建筑物振动输入的地震波的频率特性必然对建筑物的地震响应，乃至震害情况有着重大的影响。

前面提到的1957年7月28日墨西哥地震中，在峰值加速度相对较小的情况下，墨西哥市多层框架震害较重，其原因除了持时较长外，还有地震波频率特性方面的原因：墨西哥市处于厚层软土上，地震波经过厚层软土的“滤波”作用—实际上也是由于振动响应原因，高频分量衰减，低频长周期分量突出，使近地表处地震波的“卓越频率”与地上多层框架的自震频率十分接近，于是发生了我们在第二章中介绍过的“共振作用（或称“类共振”现象）。这类的例子我们在以后的讨论中还会不断涉及。

为了进行地震波频率特性及其对震害影响方面的定量分析，地震工程学家们借用了波谱分析技术，将其所包含的不同周期的分量进行分解，形成加速度、速度、位移的反应谱，傅里叶谱或功率谱。目前反应谱仍较为常用。

我们在本章中，将从单自由度弹性体系的反应分析入手，介绍反应谱的基本概念，进而讨论地运动的分析方法，上述三特征的影响就看得更具体了。

第二节　单自由度弹性体系的地震反应和地震反应谱

一、单自由度体系的地震反应

图3-4表示一个单自由度的框架结构。该结构具有不可发生变形的刚性横梁以及两根可以发生横向位移的立柱。假定整个体系的质量均集中于刚性横梁上。

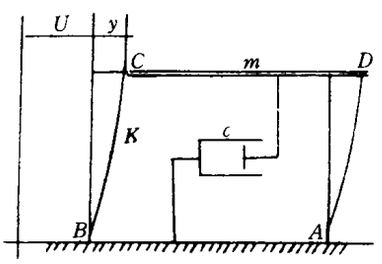


图 3-4　单自由度系统

地震发生之后，横梁发生如图所示的横向位移，立柱发生弯曲。这时就有惯性力和柱的反力加于横梁上。同时，由于存在振波通过基础向支承介质传导，还存在材料摩擦等，因此该系统在震动中还有阻尼产生，于是要在系统中加上一个阻尼器。为简单起见假定该阻尼器产生的阻力与运动速度呈正比，形成典型单自由度弹性体系。

这样一个体系的振动显然可以用下列的微分方程式进行描述：

$$m\frac{d^2(U+y)}{dt^2} = -ky - c\frac{dy}{dt} \tag{3-2}$$

式中，m为质量；k为弹簧常数；c为阻尼系数；U是地面对于固定座标系的位移而y是质量相对于地面的位移。该式实际上是系统惯性力与弹性力，阻尼力的平衡方程式。

经过整理，上述方程可以写成如下形式：

$$m\frac{d^2y}{dt^2} + c\frac{dy}{dt} + ky = -m\ddot{U} \tag{3-3}$$

并可写成：

$$\frac{d^2y}{dt^2} + 2\omega\xi\frac{dy}{dt} + \omega^2 y = -\ddot{U} \tag{3-4}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}},\quad \xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \tag{3-5}$$

从振动理论知道，此处ω即是该系统在无阻尼时的自振频率；而ξ是阻尼常数。因为$2\sqrt{mk}$是单自由度系统的临界阻尼，所以当$\xi>1$，即c大于系统的临界阻尼时，系统将因为阻尼过大而不会发生振动。所以说，ξ是一个描述系统中阻尼影响的程度的一个系数。

由于地震开始时，系统尚处于稳定状态，所以方程3-4的初始边界条件为：

$$t=0,\quad y=0,$$

$$\frac{dy}{dt} = -\ddot{U}(0)$$

由此得到方程3-3的解为：

$$y=\frac{1}{\omega_1}\int_0^t \ddot{U}(\tau)\exp\{-\omega\xi(t-\tau)\}\sin\omega_1(t-\tau)d\tau \tag{3-6}$$

式中，$\omega_1 = \omega\sqrt{1-\xi^2}$，为系统考虑阻尼影响时的自振频率。

为表达方便，令

$$\left.\begin{aligned} A(t,\omega) &= \int_0^t \ddot{U}(\tau)\exp\{-\omega\xi(t-\tau)\}\cos\omega_1\tau d\tau \\ B(t,\omega) &= \int_0^t \ddot{U}(\tau)\exp\{-\omega\xi(t-\tau)\}\sin\omega_1\tau d\tau \end{aligned}\right\} \tag{3-7}$$

以及

$$S(t,\omega) = \sqrt{A^2(t,\omega)+B^2(t,\omega)} \tag{3-8}$$

$$\mathrm{tg}\phi(t) = \frac{B}{A}$$

方程3-6的解便可表达为

$$y = -\frac{1}{\omega_1}(A\sin\omega_1 t - B\cos\omega_1 t)$$

$$= -\frac{1}{\omega_1}S\cdot\sin[\omega_1 t - \varphi(t)] \tag{3-9}$$

将 y 对 t 微分，得系统对地面相对速度的表达式：

$$v = -\sqrt{\left(1+\frac{\omega^2\xi^2}{\omega_1^2}\right)}\cdot S\cos[\omega_1 t - \varphi'(t)] \tag{3-10}$$

将y对t微分二次，可得相对加速度的表达式。但从工程角度考虑，对绝对加速度——系统对空间固定座标系的加速度更感兴趣。地震中，系统的绝对加速度是：

$$a = \ddot{U} + \frac{d^2y}{dt^2}$$

得出

$$a = \omega_1\left(1+\frac{\omega^2\xi^2}{\omega_1^2}\right)S\sin[\omega_1 t - \varphi''(t)] \tag{3-11}$$

到此为止，只要给定一个地震时的地面运动，不同的单质点系统对它的反应就可以计算出来了。从图3-5的例子可以看出，对于同一次地震，体系的质量、阻尼和刚度不同，其加速度、速度和位移也大不一样。反应的差别，主要是受系统的自振周期控制。

二、地震反应谱

反应谱是地震反应分析和抗震设计中的一个重要概念。反应谱是一条曲线，它表示不同结构对某个特定地震的反应，其横轴为各结构的基本自振周期，纵轴为结构（或质点系）的地震反应，常以结构（或质点系）在地震中的最大加速度；最大速度或最大位移表示，可分别称为加速度、速度或位移反应谱。

这里，我们引用H.B.Seed教授提供的一个例子对其给予一个比较形象的说明[3]。

图3-5*b*是1940年5月美国El Centro地震中地面加速度的时程曲线。让我们看一看不同自振周期单质点系统的结构对其会有什么样的反应，这里仅以加速度反应为例。

图3-5*a*是三个不同的单质点系统。其自振周期$T = 2\pi/\omega$分别为0.3、0.5和1.0秒；假定阻尼常数都是0.05。用El Centro的地面加速度$\ddot{u}$作为输入，可以用上面的方法算出在这次地震中各系统的加速度—时间反应过程。对于结构抗震设计而言，我们最感兴趣的还是加速

度的最大值。于是，将每个系统加速度反应过程的最大值找出来。它们分别是0.75g，1.02g和0.48g。为了便于比较，将各系统的加速度最大值及这些系统的自振周期一一对应地点在图中下部的座标系上，得到 A，B，C 三个点。如果计算的系统足够多，便可得到很多的点并可连成一条曲线。这条描述不同自振周期的单质点弹性系统对某一次特定地震加速度反应的曲线便称为该地震的加速度反应谱。因为在计算中，假定系统处于弹性阶段，所以严格地说应该称为弹性加速度反应谱。

在上面的计算中，还假定所有不同自振周期的系统的阻尼常数 ξ 都是0.05。所以图中 A，B，C 三点所处曲线是阻尼常数为0.05时的加速度反应谱。当然还可算出 ξ 为其他数值的反应谱。

用同样的方法，我们可以算出速度反应谱和位移反应谱。

有了这样的反应谱曲线，已知自振周期的单质点结构在某一次地震中产生的加速度、速度或位移的最大值就很容易求出了。

对于结构设计来说，相对位移、相对速度和绝对加速度的最大值都是十分重要的参数，它们之间也存在着十分有趣的近似关系。

设 S_V 表示式3-8中 S 的最大值，即

$$S_V = \{\sqrt{A^2(t,\omega) + B^2(t,\omega)}\}_{max}$$

从式3-10可以看出，速度的最大值与 S 的最大值非常接近，所以有

$$v_{max} \simeq S_V \tag{3-12}$$

同理，从式3-9和3-11可以得到

$$y_{max} \simeq \frac{S_V}{\omega} \tag{3-13}$$

$$a_{max} \simeq \omega S_V \tag{3-14}$$

可见 S_V 是一个重要的量，因为 y、v、a 的最大值都取决于该量。那么，S_V 的物理意义是什么呢？

对于任何一个确定的地震过程 $U(t)$，假如有很多自振周期由小到大各不相同的单质点系统，我们都可以根据3-10式算出每个系统的速度反应过程，然后求出其最大值 v_{max} 或 S_V，并可按照类似图3-5的方法点出每个系统的速度反应最大值与其自振周期的关系，再连成曲线。我们从前面的讨论中知道，这条曲线就是速度反应谱。简单地说，S_V 随周期的变化曲线就是速度反应谱。那末，式3-12、3-13和3-14实际上是描述了速度反应谱与位移反应谱和加速度反应谱之间的关系。

G.W.Housner等人收集了很多美国强震记录的反应谱，将其画于图3-6中，以便得到三种反应谱形状的大体概念。其中 b 图是速度反应谱，我们可以看出其形状的主要特点：

（1）在周期 $T = 0.8 \sim 2.8$ 秒之间，速度反应谱曲线几乎不随周期发生变化而保持一个常量。

（2）这个常量的大小随系统阻尼常数的不同而不相同：阻尼常数较高时速度反应谱值较低。

此后，M.Hakuno等人从理论上证实，S_V 在一定范围内保持常量是速度反应谱的一个基本特征。

加速度反应谱的基本形状从图3-7中看得更清楚一些。该图是K.Takada分析了大量日

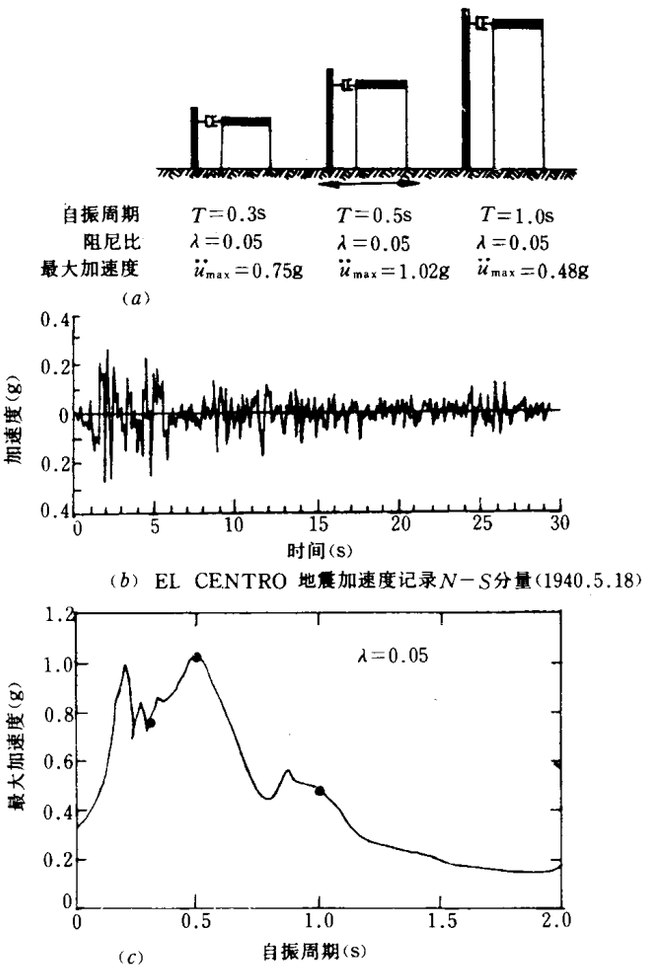


图 3-5　EL CENTRO地震反应谱

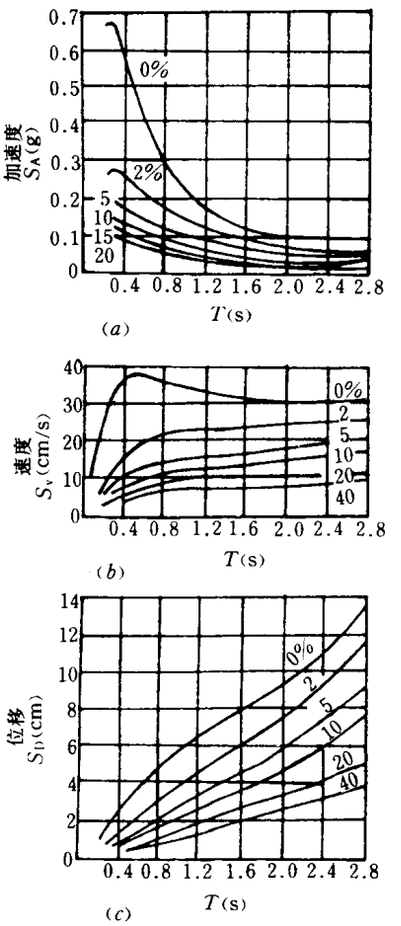


图 3 6　Housner地震反应谱
（图中数字百分比表示阻尼）

本地震记录的数据后得到的典型的加速度反应谱，图中纵座标是当输入地震的最大加速度为200gal（0.2g）时系统反应的最大绝对加速度数值。这个加速度反应谱的基本特征是：在周期T = 0.3～0.5秒时，反应谱取得最大值。当阻尼常数ξ = 0.1时，谱加速度最大值为360gal；当ξ = 0.05时，为470gal，分别为地面最大加速度值的1.8～2.35倍。过了峰值后，随着周期T的增加，谱加速度值减小。在本图中，当T大于1.5秒左右时，谱加速度值明显减小并小于地面加速度值。

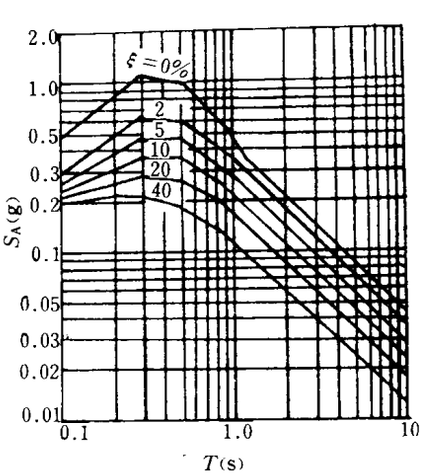


图 3 7　日本加速度反应谱（Takada）

由于地震特点和场地土的差异，加速度反应谱的形状可以是千差万别的，但其大体上的变化趋势与本图总有类似之处。

位移谱曲线随周期T增大而逐渐增加的趋势在图3-6c中表现十分明显。这也是位移谱的一般特点。

N.M.Newmark研究了S_A、S_V和S_D三种反应谱之间的关系后，提出了一种在同一对数座标图上用一条曲线表示这三种反应谱的巧妙方法[4]。在图3-8中，S_V的尺度用横座标来表示；S_A和

S_D的尺度则分别用两组相互垂直的45 线表示。我们将图3-5中给出的EL Centro的反应谱曲线画在这样一个三座标反应谱中，可看出这样的关系：当$\xi = 0.05 \sim 1.0$时

$$S_A \simeq 2.0 \times (\text{地面最大加速度值})$$

$$S_V \simeq 1.5 \times (\text{地面最大速度值})$$

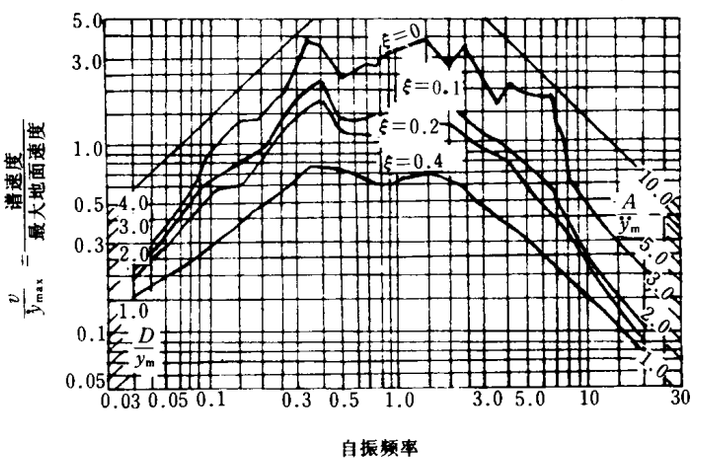


图 3 8　三座标反应谱（EL Centro地震）

$$S_D \simeq 1.0 \times (\text{地面最大位移值})$$

以上关于反应谱的概念的提出，应归功于Bait和Housner等人。不难看出，反应谱的概念的提出和应用，在地震工程学的发展史上起到了里程碑的作用，因为它为抗震设计直接建立在对强震地面运动的分析上创造了条件。反应谱的种类，除了上面提到的几种外，还有功率谱、Fourier谱，这里就不再详述了。

第三节　场地地震反应分析

前面讲过，如果场地地面及下卧基岩基本水平的话，地震中各土层及地面运动可以看成是由基岩入射的剪切波竖直向上传播的结果。对于这样的问题，我们可以简化成一维课题，算出如图3-9所示的地面运动过程。如果需要，亦可算出各土层的运动过程。

当基岩顶板起伏较大或地形地貌较为复杂时，一维课题不再适用，而属于二维或三维课题，计算过程要复杂一些。

进行地震反应分析，需要知道基岩地震输入的加速度时程曲线及各土层的动力参数。基岩地震输入的确定将在本章第四节讨论；土层动力参数的求法在第五章中介绍。

分析方法由于土层模型的差别而有所不同，本节将着重介绍目前较为通用的三种方法：

1.集中质量法；

2.波的传播方法；

3.有限单元法

一、集中质量法

该方法适用于由水平土层构成的场地，建立计算模型时将地层简化为若干个由集中质点、弹簧和阻尼元件构成的振动体系（图3-10）。从基岩上输入水平剪切地震波后在线弹性的假定下计算出地面运动的加速度时程曲线、反应谱和其他地震参数。

该方法是1964年首先由Parmelee等人提出的，1967年以后，Idriss和Seed等人对其做了进一步的研究和发展。我国周锡元等人对这个方法又进行了若干改进并在北京市小区划的工作中得到应用[5]。

计算中，首先将单位面积土柱中各层土的质量之半分别集中于上下两个层面位置（图3-10），对于面层，有

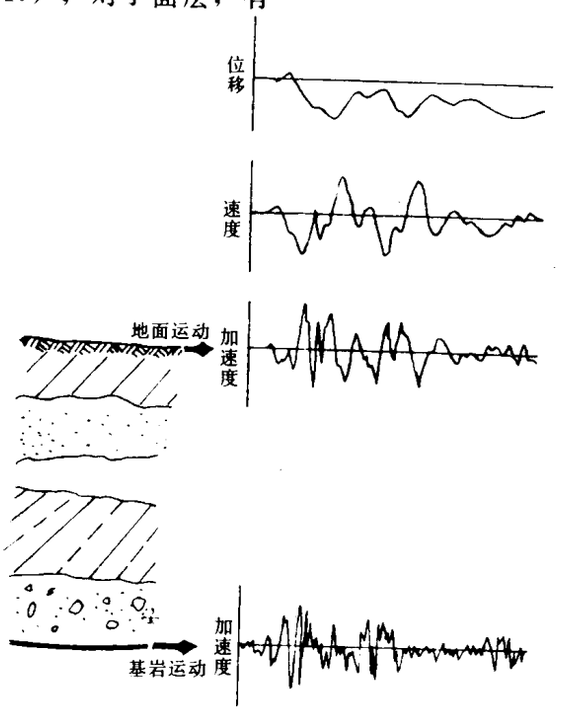


图 3 9 土层的地震反应分析

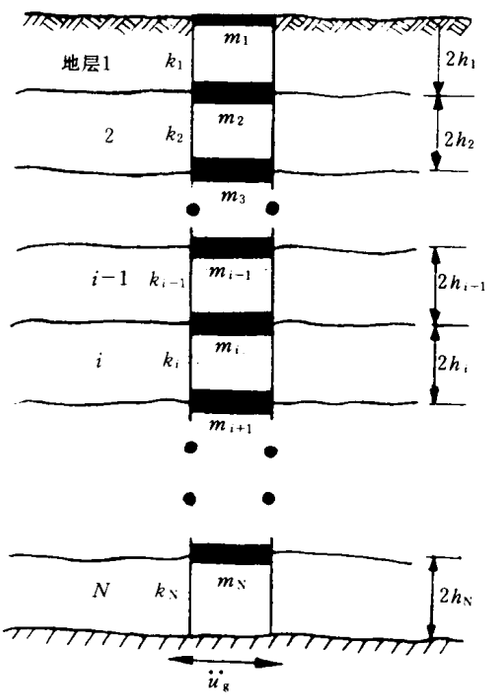


图 3-10 集中质量法

$$m_1 = \gamma_1 h_1 / g \tag{3-15}$$

式中，m_1表示从地表起第一个土层集中于地表位置的质量；r_1是该层土的重度，h_1是该土层厚度之半。

对于其下的第 i 层土，类似地可以得到：

$$m_i = (\gamma_{i-1} h_{i-1} + \gamma_i h_i) / g \quad i = 1, 2, \cdots N \tag{3-16}$$

N是土层总数。

从简图中看到，这些土层由弹簧和阻尼器相互连接着。弹簧可以抵抗水平方向上的位移，其弹簧常数为：

$$h_i = G_i \ 2h_i \quad i = 1, 2, \cdots N \tag{3-17}$$

式中G_i是第 i 层土的动剪切模量。

模型中仍采用粘性阻尼假定，与式（3-3）中的阻尼定义相同。

与单质点系统的情况类似，对于图3-10表示的整个系统，我们可以得到振动方程式：

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{R(t)\} \tag{3-18}$$

此处，［M］是质量矩阵；［C］是粘性阻尼矩阵；［K］是刚度矩阵。$\{u\}$、$\{\dot{u}\}$和$\{\ddot{u}\}$则分别表示相对位移、相对速度和相对加速度矢量。等号右端的 $\{R(t)\}$ 表示输入地震力。如果土层共划分为N层，则［M］、［C］、［K］显然都是N阶矩阵。

根据简图，我们知道［M］是一个对角矩阵，且

$$diag[M] = (m_1,\ m_2,\ m_3,\ \cdots\cdots m_N)$$

$[K]$ 是三对角对称矩阵：

$$K_{11} = k_1$$
$$K_{ij} = k_{i-1} + k_i \quad (\text{当} i = j \text{时})$$
$$K_{ij} = -k_i \quad (\text{当} i = j-1 \text{时})$$
$$K_{ij} = -k_j \quad (\text{当} i = j+1 \text{时})$$

除以上情况外 K_{ij} 都等于 0。

等号右端

$$\{R(t)\} = -\mathrm{col}(m_1, m_2, \cdots m_N)\ddot{u}_g \tag{3-19}$$

$\ddot{u}_g$ 是输入地震的加速度。

方程3-18的解法可按下述步骤进行：

1.首先按照上述的分析形成系统的质量矩阵和刚度矩阵，这一步上面已经完成；

2.求解特征值问题，求出各振型和对应的频率。由微分方程解法可知，特征方程是：

$$[K]\{\phi^n\} = \omega_n^2[M]\{\phi^n\} \tag{3-20}$$

式中，$\{\phi^n\}$ 的元素 ϕ_i^n 是系统中第 i 个质点的第 n 个振型；ω_n 是第 n 振型的圆频率。

所谓振型，是说 N 个质点的系统可能出现 N 个基本振动形式，也只能出现 N 个基本振动形式。每个“振型”都有其固有的自振圆频率。最低的频率称为“基频”，相应的振型称为“第一振型”，较高的频率所对应的振型则顺序称为“第二振型”、“第三振型”……等。系统的任何时刻的振动都可看成这 N 个振型的某种组合。需要指出的是，由特征方程求出的振型 $\{\phi^n\}$ 还不是一些确定的量，而只是各质点在某一振型的振动中的位移比例关系。因此，它只能描述振动的形状，尚不能给出确定的数量

3.为了求出确定的位移量，可将3-18的解按振型展开：

$$u_i(t) = \sum_{n=1}^{N} \phi_i^n X_n(t) \tag{3-21}$$

显然，ϕ_i^n 是质点座标的函数；另一变量 $X_n(t)$ 称为广义座标。第 n 个振型的广义座标 $X_n(t)$ 只是时间的函数。这个方程是说，在任意时刻 t，欲求的系统内第 i 质点的水平位移 $u_i(t)$ 可以用关于该质点的 N 个振型 $\phi_i^n(n = 1, 2, \cdots N)$ 通过线性组合得到。组合的系数便是广义座标 $X_n(t)(n = 1, 2, \cdots N)$ 的值。

在式3-21中 ϕ_i^n 的值是可以求出来的，这样求解 $u_i(t)$ 的问题就转化为求 $X_n(t)$ 的问题了。实际上，引入振型展开公式3-21就是为了进行这样的转换。这样做的目的，是为了利用振型的正交特性，使得 $X_n(t)$ 变成未知函数之后，基本方程就可以变成 N 个独立的单质点系方程，使求解过程大为简化。

为了叙述方便，此处先假定 $X_n(t)$ 已经求出，将 $X_n(t)$ 的具体解法留待下步讨论。$X_n(t)$ 求出后，位移 $u_i(t)$ 便可从3-21式求出来了。

4.对3-21式进行微分，求出任意时刻 t 时第 i 质点的相对速度 $\dot{u}_i(t)$ 和相对加速度 $\ddot{u}_i(t)$。

$$\dot{u}_i(t) = \sum_{n=1}^{N} \phi_i^n \dot{X}_n(t) \tag{3-22}$$

$$\ddot{u}_i\ (t) = \sum_{n=1}^{N} \phi_i^n \ddot{X}_n\ (t) \tag{3-23}$$

5.在任意时刻 t，质点 i 的总加速度，总速度和总位移便可求出来了：

$$\text{总加速度} = \ddot{u}_i\ (t) + \ddot{u}_g$$

$$\text{总速度} = \dot{u}_i\ (t) + \dot{u}_g$$

$$\text{总位移} = u_i\ (t) + u_g$$

6.在 i 与 $i+1$ 质点间的剪应变 γ_i 为

$$\gamma_i = \frac{u_i\ (t) - u_{i+1}\ (t)}{2h_i} \tag{3-24a}$$

7.在任意时刻 t，i 与 $i+1$ 质点间的剪应力亦可很容易地求出。

$$\tau_i = \gamma_i G_i \tag{3-24b}$$

式中，G_i 是第 i 层土的动剪切模量。

上面并未交待 $X_n\ (t)$ 的求法。限于篇幅，略去繁冗的推导，得出这样的结论：利用振型的正交性，可以知道广义座标 $X_n\ (t)$ 满足下列方程式：

$$\ddot{X}_n\ (t) + 2\xi_n \omega_n \dot{X}_n\ (t) + \omega_n^2 X_n\ (t) = -r_n \ddot{u}_g$$

$$(n = 1, 2, \cdots N) \tag{3-25}$$

式中，ξ_n 表示与第 n 振型相对应的阻尼常数。r_n 称为振型参与系数，可以理解为加于系统上的总地震荷载在各振型上的分配比例。第 n 震型的振型参与系数

$$r_n = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_n\ (i)}{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_n^2\ (i)}$$

虽然3-25和3-18在形式上基本类似，但经过以上步骤的转换，3-25式已经变成 N 个独立的方程，因而更便于计算了。

地震反应分析的求解方法，从总体上划分，可以分为在时域范围求解和在频域范围求解。简单地说，前者是沿着输入地震波的时程，一步一步地向前推算各个时间增量后的地震参数；后者则是在整个时段内将复杂的地震波划为若干个谐波输入，对每个谐波求解后再进行叠加，得到整个反应过程或反应谱。

在时域内求解也有很多不同的方法，如线性加速度方法和线性力方法等等。这里，我们仅以用线性加速度方法求解式3-25为例，给出在时域内进行地震反应分析的一般概念。至于频域内的解法，将在本节的二中举例说明。

为了表达上较为方便，可用大家比较熟悉的单质点系统的运动方程式来代替式3-25。二者在形式上略有差别，但解法是完全一样的。

设有方程

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = U\ (t) \tag{3-26}$$

该方程中的有关符号与过去定义相同，$U\ (t)$ 是随时间变化的变量，此处 $U(t) = m\ddot{u}_g$。

边界条件是：

$t = 0$ 时，

地信网论坛
BBS.3S001.COM

$$u = u_0,\quad \dot{u} = \dot{u}_0$$

$$t = \Delta t\text{时}$$

$$u = u_1,\quad \dot{u} = \dot{u}_1$$

线性加速度方法假定加速度$\ddot{u}_0$在时间Δt后呈线性增加，即

$$\ddot{u}_1\ (t) = \ddot{u}_0 + A\Delta t \tag{3-27}$$

同样，在$t = \Delta t$时

$$\dot{u}_1\ (t) = \dot{u}_0 + \ddot{u}_0\Delta t + \frac{1}{2}A\ (\Delta t)^2 \tag{3-28}$$

$$u_1\ (t) = u_0 + \dot{u}_0\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{u}_0\ (\Delta t)^2 + \frac{1}{6}A\ (\Delta t)^3 \tag{3-28a}$$

上列三式给出了由u_0、$\dot{u}_0$和$\ddot{u}_0$计算u_1、$\dot{u}_1$和$\ddot{u}_1$的方法。式中唯有系数A和$\ddot{u}_0$尚未求出。但从式3-27可知：

$$A = (\ddot{u}_1 - \ddot{u}_0)/\Delta t \tag{3-29}$$

又从3-26式

$$\ddot{u}_0 = (U_0 - ku_0 - c\dot{u}_0)/m \tag{3-30}$$

可见从u_0、$\dot{u}_0$、$\ddot{u}_0$计算u_1、$\dot{u}_1$、$\ddot{u}_1$是可能的。这样，一般地说，可以从某一时刻的地震参数推出时间经过Δt后的参数。略去中间的推导过程，线性加速度法的一般步骤是：

已知　当$t = t_{n-1}$时

$$u = u_{n-1},\quad \dot{u} = \dot{u}_{n-1}$$

那末：

1.
$$\ddot{u}_{n-1} = U_{n-1} - ku_{n-1} - c\dot{u}_{n-1} \tag{3-31}$$

2.令
$$\left.\begin{aligned} a_{n-1} &= \frac{6}{(\Delta t)^2} + \frac{3}{\Delta t}c \\ b_{n-1} &= \frac{3}{\Delta t}u_{n-1} + 2\dot{u}_{n-1} + \frac{\Delta t}{2}\ddot{u}_{n-1} \end{aligned}\right\} \tag{3-32}$$

地信网论坛
BBS.3S001.COM

3.
$$u_n = \frac{U_n + cb_{n-1} + ma_{n-1}}{k + \dfrac{3c}{\Delta t} + \dfrac{6m}{(\Delta t)^2}} \tag{3-33}$$

4.
$$\dot{u}_n = \frac{3}{\Delta t}u_n - b_0 \tag{3-34}$$

5.
$$\ddot{u}_n = (U_1 - ku_n - cu_n)/m \tag{3-35}$$

至此，有关参数就可解出了。

二、波动法

为简单起见，首先将地震中在土体内传播的地震波视为弹性波。前面提到，在工程上，我们最关心的又是弹性剪切波的传播过程。剪切波的质点的运动方向与波的前进方向是互相垂直的。

我们将波的前进方向定为z轴，将质点的运动方向定为y轴（见图3-11）。土单元体$ABCD$受到波动作用后，发生变形，变位到$A'B'C'D'$位置。如果AB面的变位为u，CD面的变位为$u + du$，则有

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

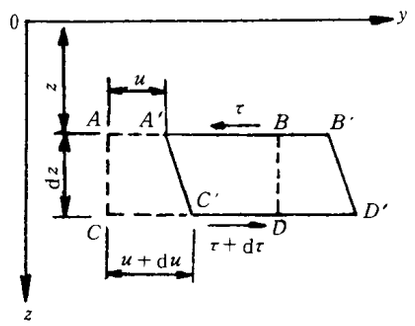


图 3 11 剪切波的传播

$$du=\frac{\partial u}{\partial x}dz$$

显然，$\frac{\partial u}{\partial z}$是单元体的剪切应变。

同理，如果作用于AB面的剪应力为τ，作用于CD面的剪应力为$\tau+d\tau$，则有

$$d\tau=\frac{\partial \tau}{\partial z}dz$$

由于作用于AB、CD两个面外力的差异，使其产生一定的加速度。根据牛顿第二定律，运动方程可写成

$$d\tau=\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}\rho dz$$

式中，ρ为土单元体的质量密度。

上式亦可写成

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}=\frac{\partial \tau}{\partial z}$$

或

$$\rho\ddot{u}=\frac{\partial \tau}{\partial z}$$

由于在弹性体中存在关系

$$\tau=G\frac{\partial u}{\partial z}$$

于是前式可写为

$$\rho\ddot{u}=G\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

再转化成波动方程的典型形式

$$\ddot{u}=V_s^2\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{3-36}$$

其中$V_s=\sqrt{G\ \rho}$，是剪切波的传播速度。而G是介质的剪切模量；

因为质量的位移u是时间和传播方向上座标的函数，对于谐波，可设3-36式的解为：

$$u(z,t)=U(z)e^{i\omega t} \tag{3-37}$$

将该假设代回方程3 36，经过整理得出的通解是：

$$u(z,t)=Ae^{i(\omega t-kz)}+Be^{i(\omega t-kz)} \tag{3-38}$$

式中$k=\omega\ V_s$，称为波数。ω是谐波的圆频率。

式3-38等号右端的两项具有一定的物理意义。可以证明$Ae^{i(\omega t+kz)}$向负方向传播的波；而另一项，$Be^{i(\omega t-kz)}$则表示向正向传播的波。负向波的振幅为$|Ae^{ikz}|=|A||e^{ikz}|=|A|$；同理正向波的振幅为$|B|$。某点的位移是两个方向的波动叠加的结果。

如果波是在粘弹性介质中传播，就会稍微复杂一些。此时，式3-36所示的波动方程将会增加一项，成为：

$$\rho\ddot{u} = G\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta\frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \tag{3-39}$$

η是与介质粘性阻尼有关的系数。

在粘弹性介质中，应力和应变在相位上将会有差异，此时，介质的特性用复数表示更方便一些。在这种情况下，可以证明，波动方程3-39的解可写成如下形式（同样是对谐波的形式而言）：

$$u(z,t) = Ae^{i(\omega t - k\dot{z})} + Be^{i(\omega t + k\dot{z})} \tag{3-40}$$

与解有关的各变量都是用复数表示的：

复模量　　$$G^* = G(1 + 2i\xi) \tag{3-41}$$

复波速　　$$V_s^* = \sqrt{\frac{G(1+2i\xi)}{\rho}} = V_s(1 + i\xi) \tag{3-42}$$

复波数　　$$k^* = \frac{\omega}{V_s(1+i\xi)} = k(1 - i\xi) \tag{3-43}$$

式中ξ是阻尼常数，物理意义与单质点振动系统中的定义相同。

有了以上的基础，便可讨论一维谐波在成层介质中的透射和反射问题了。为了叙述上的方便，仍以弹性波为例，粘弹性波的解法基本上是一样的。

设有弹性谐波从图3-12中介质Ⅰ沿z向向上入射。此时，在介质Ⅰ中有入射波和反射波。

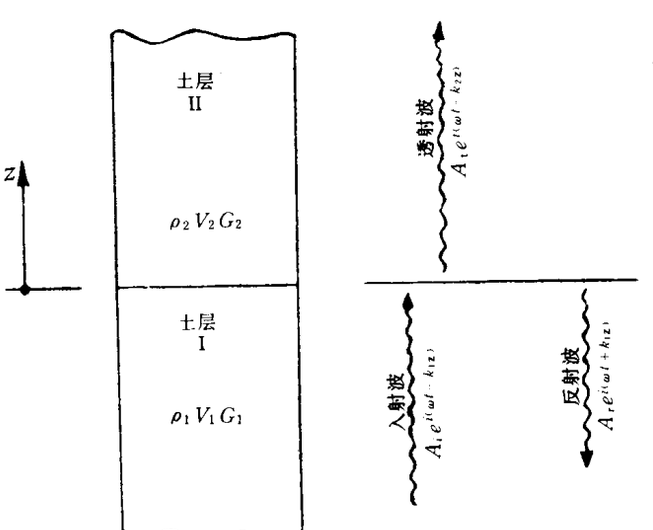


图 3-12　波的入射、透射和反射

$$u_1 = A_i e^{i(\omega t - k_1 z)} + A_r e^{i(\omega t + k_1 z)} \tag{3-44}$$

在介质Ⅱ中有透射波

$$u_2 = A_t e^{i(\omega t - k_2 z)} \tag{3-45}$$

按照位移连续条件，在$z = 0$处有$u_1 = u_2$，

所以得到该处

$$A_i + A_r = A_t \tag{3-46}$$

又据应力连续条件，在$z = 0$处有$\sigma_{z1} = \sigma_{z2}$。

因为，

$$\sigma_{z1} = G_1 \varepsilon_{z1} = G_1 \frac{\partial u_1}{\partial z} = G_1 i k_1 \left(- A_i e^{i(\omega t - k_1 z)} + A_r e^{i(\omega t + k_1 z)} \right)$$

$$\sigma_{z2} = G_2 \varepsilon_{z2} = G_2 \frac{\partial u_2}{\partial z} = G_2 i k_2 \left(- A_t e^{i(\omega t - k_2 z)} \right)$$

可以得到：

$$G_1 k_1 \left(A_r - A_i \right) = - G_2 k_2 A_t \tag{3-47}$$

考虑到下列关系：$k = \omega / V_s$及$G / V_s = \rho V_s$，上面的3-46和3-47式在整理后得到：

$$A_r = \frac{1 - (\rho_2 V_{s2}) / (\rho_1 V_{s1})}{1 + (\rho_2 V_{s2}) / (\rho_1 V_{s1})} A_i \tag{3-48}$$

$$A_t = \frac{2}{1 + (\rho_2 V_{s2}) / (\rho_1 V_{s1})} A_i \tag{3-49}$$

这样，就得到了从入射波的振幅A_i计算透射波和反射波振幅A_r和A_t的重要公式了。式中，材料的质量密度与波的传播速度之乘积ρV可以称为材料对波的阻抗特性系数。

需要考虑一种特殊的情况，如果图3-12中，介质Ⅰ代表无限分布的土层，介质Ⅱ代表空气，实际上在$z = 0$处便是地表面。此时，因为$\rho_1 V_{s1} \gg \rho_2 V_{s2}$，可以得到在土层Ⅰ内的位移为：

$$u_1 = 2 A_i \cos k_1 z e^{i\omega t} \tag{3-50}$$

现在，将问题更加具体化成图3-13的形式。

设在基岩上输入波为

$$u(t) = Y_0 e^{i\omega t} \tag{3-51}$$

从前面的推导可知，在土层中任意一点z处的位移为

$$u(z, t) = \frac{\cos kz}{\cos kH} Y_0 e^{i\omega t} \tag{3-52}$$

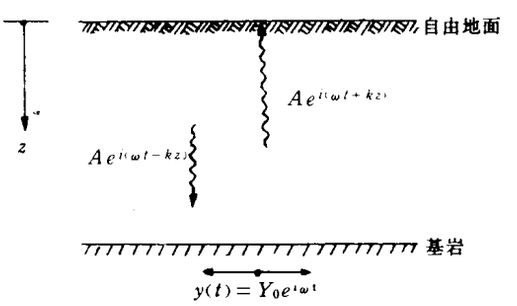


图 3-13　单一土层的反应计算

地面位移对基岩的放大系数为：

$$\frac{A_0}{A_H} = \frac{(1 \cos kH) Y_0}{Y_0} = \frac{1}{\cos kH}$$

当$\cos kH = 0$时，地面位移u_0趋于无穷大，由此可得到该场地的共振频率为$\omega = \pi V / 2H$，自振周期$T = 4H / V_s$。这同前面的结论是一致的。

下面讨论波在多层土场地中的传播情况。

设在基岩上有水平分布的N层土组成的场地如图3-14a所示。现从第m层着手进行分析（图3-14b）。

在第m层中有下面传上来的透射波及m界面上反射的反射波，所以在该层内任意时刻t时在z_m处的位移为：

$$u_m(t, z_m) = E_m e^{i(\omega t - k_m z_m)} + F_m e^{i(\omega t - k_m z_m)} \tag{3-53}$$

式中，E_m、F_m为位移的振幅。

同理，在$m + 1$层有：

$$u_{m-1}(t, z_{m-1}) = E_{m+1} e^{i(\omega t + k_{m+1} z_{m+1})} + F_{m-1} e^{i(\omega t - k_{m-1} z_{m-1})} \tag{3-54}$$

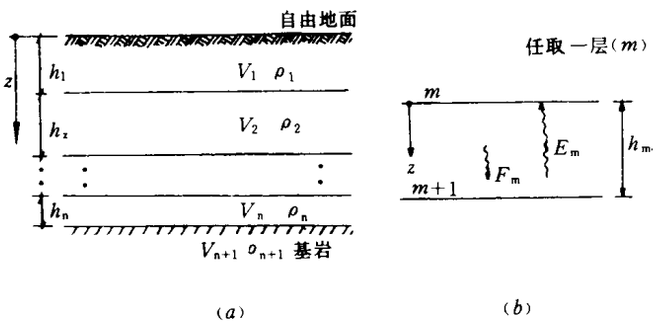


图 3-14　多层土的反应分析

利用m层与$m+1$层界面处的位移连续条件，且考虑到$z_m = h_m$时$z_{m-1} = 0$，得到

$$E_m e^{ik_m h_m} + F_m e^{-ik_m h_m} = E_{m+1} + F_{m+1} \tag{3-55}$$

此处应力连续条件为

$$\tau_m = \tau_{m+1} \tag{3-56}$$

即，$\tau_m = G_m \gamma_m = G_m \cdot \dfrac{\partial u_m}{\partial z_m} = iG_m k_m (E_m e^{ik_m z_m} - F_m e^{-ik_m z_m}) e^{i\omega t}$　　(3-57)

$$\tau_{m-1} = iG_{m-1} k_{m+1} (E_{m+1} - F_{m+1}) \tag{3-58}$$

将3-57和3-58式代入3-56得

$$\frac{V_m \rho_m}{V_{m-1} \rho_{m-1}} (E_m e^{ik_m h_m} - F_m e^{-ik_m h_m}) = E_{m+1} - F_{m+1} \tag{3-59}$$

最后，将3-55与3-59式联立，可解得：

$$2E_{m-1} = E_m (1 + a_{m-1}) e^{ik_m h_m} + F_m (1 - a_{m+1}) e^{-ik_m h_m} \tag{3-60}$$

$$2F_{m-1} = E_m (1 - a_{m-1}) e^{ik_m h_m} + F_m (1 + a_{m+1}) e^{-ik_m h_m} \tag{3-61}$$

其中，$a = V_m \rho_m / V_{m+1} \rho_{m+1}$，是第二章中的波动阻抗比。

到此为止，已经从原理上解决了从已知某一土层的运动推算相邻土层未知运动的原理了。

为计算方便，再引入传递函数的概念。

从位移方程3-38看，在波的圆频率ω给定之后，仅仅振幅是未知量。在求解振幅时可能会遇到两种情况：

第一，是一种最简单的情况：假如地表的波动是已知的，因为此处$z_1 = 0$，很容易知道位移的振幅

$$u_1 = E_1 + F_1$$

因为是自由表面，$A_r = A_i$，所以

$$F_1 = E_1 = \frac{1}{2} u_1$$

知道了E_1和F_1，我们便可用3-60和3-61式推知以下各层的运动了。

第二种情况，假如已知的是地层中任意一层m的运动u_m，这时就必须用传递函数的方法求解了。具体的过程是：

首先假定$e_1 = E_1 = 1$；　$f_1 = F_1 = 1$

这时，同样可用3-60和3-61式逐步推算出第m层的e_m和f_m。在弹性的假定下便可得出：

$$\frac{u_m}{u_1}=\frac{e_m+f_m}{e_1+f_1}=\frac{1}{2}\ (e_m+f_m)$$

$$u_1=\frac{2}{e_m+f_m}u_m \tag{3-62}$$

3-62式说明，在成层土的场地上，只要知道了任一地层m内的波动振幅u_m，都可以很容易地推算地表的运动，并按照上述第一种情况的方法，逐步推算出各土层的运动。

更一般的情况是，将波动从任一地层m输入后，可以通过下式求出另外一个l地层层面上的运动：

$$u_l=\frac{e_l+f_l}{e_m+f_m}u_m=\phi(l,m)u_m \tag{3-63}$$

我们将$\phi(l,m)$称为传递函数。

上面介绍的方法，显然只有在输入波是谐波时才能使用。在进行地震反应分析时，必须首先将地震波分解为若干不同频率的谐波，分别求解，最后再叠加，才能得出总的反应结果。这种求解方法，叫做在频域内求解。

将复杂的波形分解成若干不同频率的谐波分量，可以用数学上Fourier变换来实现。Fourier变换的原理，在很多数学书上都能找到详尽的解答。这里从实用的角度介绍将已知的地震时程曲线分解成为谐波分量的过程。

设在时段T内以N个均匀分布的点给出一个实数或复数函数f_k。

$$f_k=f(k\cdot\Delta t);\ k=0,1,\cdots,\ N-1 \tag{3-64}$$

式中，$\Delta t=T/N$，是这些点之间的时间间隔。

为实现上面提到的用若干三角函数来描述这个离散化的时间过程，我们引入复数Fourier系数：

$$F_s=\sum_{k=0}^{N-1}f_k\cdot e^{-2\pi i\nu_s k\Delta t};\ \ s=0,1,\cdots,N-1 \tag{3-65}$$

式中，ν_s是频率，

$$\nu_s=s/T;\ \ s=0,1,\cdots,N-1 \tag{3-66}$$

可以证明，3-65式中的Fourier系数$\{F\}=\{F_0,F_1,\cdots,F_{N-1}\}$具有下式所表述的性质：

$$f_k=\frac{1}{N}\sum_{s=0}^{N-1}F_s\cdot e^{2\pi i\nu_s\cdot k\Delta t};\ \ k=0,\cdots,N-1 \tag{3-67}$$

因为$t=k\cdot\Delta t$，我们可以得到连续函数。

$$f(t)=\frac{1}{N}\sum_{s=0}^{N-1}F_s\cdot e^{2\pi i\nu_s t} \tag{3-68}$$

利用该函数可以在离散点$\{f\}=\{f_0,f_1,\cdots,f_{N-1}\}$之间得到光滑的内插函数。

所有$\{F\}=\{F_0,F_1,\cdots,F_{N-1}\}$一套复数值被称为函数$\{f\}$的有限离散化Fourier变换（DFT）。同样地，$\{f\}$被称为$\{F\}$的有限离散化Fourier逆变换。逆变换和正变换可以分别从3-67和3-65式求出，但计算过程十分复杂，速度也是很慢的。

在实用上，不管正变换从$\{f\}$变到$\{F\}$，还是逆变换从$\{F\}$变到$\{f\}$都可通过Tukey和Cooley于1965年提出的快速Fourier变换（FFT）来实现。FFT的过程虽然非常

繁琐，但不必去硬记，因为在国内已有现成的程序可以使用。作为一般的岩土工程技术人员，仅需知道用这种方法可以圆满地对方程3-65和3-67求解，而所需要的计算机机时与$N\cdot\log_{10}(N)$呈正比。如果直接用上述二式求解，所需机时将与N^2呈正比。这就给了我们关于FFT优越性的一般性概念。在使用中唯一的限制是离散点数N必须是2的某个方次，这是计算方法决定的。

下面讨论一下实函数的变换情况：

在大多数实际应用中函数f的值为实数。在此情况下，可以证明：

$$F_{N-s}=\overline{F_s};\quad s=0,1,\cdots,\quad N\ 2 \tag{3-69}$$

并且，f_k可展开为Fourier级数：

$$f_k=\frac{1}{N}F_0+\frac{2}{N}R_e\sum_{s=1}^{\frac{N}{2}-1}F_s\cdot e^{2\pi i\nu_s k\Delta t}+\frac{1}{N}F_{N/2}\cdot e^{i\pi k} \tag{3-70}$$

式中，符号R_e表示取其后复函数的实部，或者也可写成：

$$f_k=R_e\sum_{s=0}^{N/2}A_s\cdot e^{2\pi i\nu_s k\Delta t};\quad k=0,1,\cdots,N \tag{3-71}$$

上式中

$$A_s=\begin{cases}F_s/N,\ \text{当}s=0,\ s=N/2\text{时}\\ 2F_s/N,\ \text{当}1\leqslant s<N/2\text{时}\end{cases} \tag{3-72}$$

可证A_0和$A_{N/2}$在任何情况下都是实数。

由方程3-71可看出，任何实函数都可以由形如式3-73所示的$\frac{N}{2}+1$个谐波表示出来：

$$f(t)=R_e\sum_{s=0}^{N/2}A_s\cdot e^{2\pi i\nu_s t} \tag{3-73}$$

上式亦可写成：

$$f(t)=\sum_{s=0}^{N/2}[R_e(A_s)\cdot\cos(2\pi\nu_s t)-I_m(A_s)\cdot\sin(2\pi\nu_s t)] \tag{3-74}$$

式中符号I_m表示取其后面复数的虚部。

如果将3 74式写成标准的有限Fourier级数，成为：

$$f(t)=\frac{1}{2}a_0+\sum_{s=1}^{N/2-1}[a_s\cos(2\pi\nu_s t)+b_s\sin(2\pi\nu_s t)]$$

$$+\frac{1}{2}a_{N/2}\cdot\cos(2\pi\nu_{N/2}t) \tag{3-75}$$

式中，

$$a_s+ib_s=\overline{F_s}/N;\quad s=0,\ \cdots,\ N\ 2 \tag{3-76}$$

所有上述的表达形式

$$\{R\}=\{F_0,F_1,\cdots,F_{N/2}\} \tag{3-77}$$

$$\{A\}=\{A_0,A_1,\cdots,\ A_{N/2}\} \tag{3-78}$$

$$\{a\}=\{a_0,a_1+ib_1,\cdots,\ a_{N/2}\} \tag{3-79}$$

都称为$\{f\}$的Fourier实变换，并且都可通过快速Fourier变换（FFT）的方法实现。实变换所需的机时仅为复数变换的一半。当然从$\{R\}$、$\{A\}$或$\{a\}$变到$\{F\}$的逆变换同

样也是可能实现的。

在上述变换中可以分解出来的最高频率为

$$\nu_{max}=\nu_{N/2}=\frac{1}{2\Delta t} \tag{3-80}$$

对于包含的频率分量较高的时程曲线，时间间隔就应该划分得小一些。

有了本段前一部分讨论的谐波的反应分析方法和后一部分讨论的Fourier变换，在时域内进行地震反应分析就不存在困难了。

三、求解地震反应的有限单元法（FEM）

在某些场合下，例如场地的地形地貌条件比较复杂时，不能再使用上面介绍的一维计算分析，可以用有限单元方法求解。

有限单元法在表达上比较繁琐，限于篇幅，此处只能用二维三角形单元为例，概要地加以说明。下面介绍的方法亦可用于水坝等土工结构物的地震反应分析。

有限单元法首先将连续体划分为有限个小的单元。在平面问题中，单元形状可以上三角形的，也可用矩形单元。

以一个三角形单元为例，设三个结点的名称分别为 i 、 j 、 k （图3-15）。结点的座标和结点位移可以在3-81式中表示出来：

$$\left.\begin{aligned}\{y\}&=\{x_i\ y_i\ x_j\ y_j\ x_k\ y_k\}^T\\ \{\delta\}&=\{u_i\ v_i\ u_j\ v_j\ u_k\ v_k\}^T\end{aligned}\right\} \tag{3-81}$$

符号 u 、 v 分别表示结点的水平和垂直方向上的位移，在一个单元中可以用座标 x 、 y 的线性方程来表示：

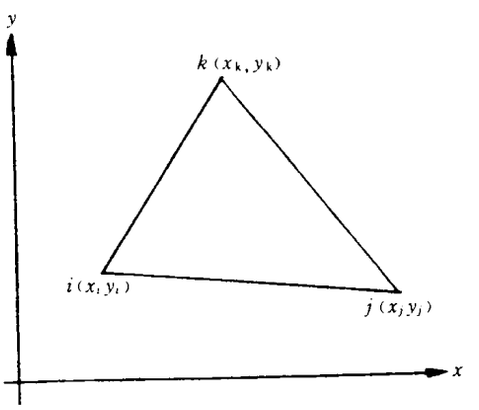


图 3-15　三角形单元

$$\begin{Bmatrix}u\\ v\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}1&x&y&0&0&0\\ 0&0&0&1&x&y\end{bmatrix}\{a\} \tag{3-82}$$

式中，$\{a\}$ 表示有六个分量的系数项。由于结点位移为 $\{\delta\}$，$\{a\}$ 可以由下式确定：

$$\{\delta\}=[A]\{a\} \tag{3-83}$$

又因为 $[A]$ 矩阵是：

$$[A]=\begin{bmatrix}1&x_i&y_i&0&0&0\\ 0&0&0&1&x_i&y_i\\ 1&x_j&y_j&0&0&0\\ 0&0&0&1&x_j&y_j\\ 1&x_k&y_k&0&0&0\\ 0&0&0&1&x_k&y_k\end{bmatrix}$$

得到

$$\{a\}=[A]^{-1}\{\delta\} \tag{3-84}$$

同时，单元内的应变可以通过位移 u 和 v 求出：

$$\{\varepsilon\}=\{\varepsilon_x\varepsilon_y\gamma_{xy}\}^T=[B]\{a\}$$

此处

$$[B]=\begin{bmatrix}0&1&0&0&0&0\\0&0&0&0&0&1\\0&0&1&0&1&0\end{bmatrix}$$

将3-84式带入上方程可得

$$\{\varepsilon\}=[B][A]^{-1}\{\delta\} \tag{3-85}$$

设应力与应变之间满足弹性关系，且弹性常数为［D］，即

$$\{\sigma\}=[D]\{\varepsilon\} \tag{3-86}$$

在平面应变条件下，如果用E表示杨氏模量，用v表示泊松比，则［D］成为：

$$[D]=\begin{bmatrix}1&\frac{v}{1-v}&0\\\frac{v}{1-v}&1&0\\0&0&\frac{1-2v}{2(1-v)}\end{bmatrix}\times\frac{(1-v)E}{(1+v)(1-2v)}$$

将3-85式代入3-86，

$$\{\sigma\}=[D][B][A]^{-1}\{\delta\} \tag{3-87}$$

另一方面，作用在三角形周边上的力可看作由相邻单元传过来的外荷载，这些外荷载在单元内产生应力。这样，我们可以将这些外荷载转换成作用于结点i、j、k上的三个集中力，称为等效结点力，并用下式表示其在x、y方向上的分量：

$$\{F\}=\{F_{ix}F_{iy}F_{jx}F_{jy}F_{kx}F_{ky}\}^{T}$$

根据虚功原理，等效结点力在虚位移上所做的功应该等于单元周边受力所做的虚功。而后者与单元内的应力在虚应变上所做的虚功是相等的。

现在，令结点的虚位移为：

$$\{\delta^*\}=\{u_i^*v_i^*u_j^*v_j^*u_k^*v_k^*\}$$

在单元内的虚应变就是：

$$\{\varepsilon^*\}=\{\varepsilon_x^*\varepsilon_y^*\gamma_{xy}^*\}=[B][A]^{-1}\{\delta^*\}$$

同时，等效结点力在虚位移上做的虚功是$\{\delta^*\}^T\{F\}$；单元内的应力在虚应变上做的虚功则为$\int\{\varepsilon^*\}^T\{\sigma\}da$，此处$da$是一个无穷小的面积，积分范围是单元面积，由于假定$\{\varepsilon^*\}$和$\{\sigma\}$在本单元内都是常量，如果用$\Delta$表示单元面积，显然，上述积分的结果便是$\{\varepsilon^*\}^T\{\sigma\}\Delta$。

根据虚功原理得到

$$\{\delta^*\}^T\{F\}=\{\varepsilon^*\}^T\{\sigma\}\Delta \tag{3-88}$$

对等号右边进行分析

$$\begin{aligned}\{\varepsilon^*\}^T\{\sigma\}\Delta&=(\{B\}[A]^{-1}\{\delta^*\})^T[D][B][A]^{-1}\{\delta\}\Delta\\&=\{\delta^*\}^T([A]^{-1})^T[B]^T[D][B][A]^{-1}\{\delta\}\Delta\end{aligned}$$

代入原式并整理后得到

$$\{F\}=([A]^{-1})^T[B]^T[D][B][A]^{-1}\{\delta\}\Delta$$

或可写成

$$\{F\}=[K]\{\delta\} \tag{3-89}$$

此时

$$[K]=([A]^{-1})^{T}[B]^{T}[D][B][A]^{-1}\Delta \tag{3-90}$$

我们可以看出 $[K]$ 就是刚度矩阵。

如果土体在想象中进行自由振动时，假定惯性力都集中于结点上。根据D′Alembert原理，惯性力与等效结点力必须平衡，这样有：

$$[M]\left\{\frac{d^2\delta}{dt^2}\right\}+\Sigma\{F\}=0$$

此处，Σ表示存在共同结点的相邻单元的有关等效结点力之和。上式亦可写成：

$$[M]\left\{\frac{d^2\delta}{dt^2}\right\}+\Sigma[K]\{\delta\}=0 \tag{3-91}$$

如果是在地震作用下引起振动，在结点上就应该加上由于地震加速度引起的惯性力。用$\ddot{U}(t)$表示地震加速度，再加上阻尼项，便可得到类似一维课题的表达式：

$$[M]\left\{\frac{d^2\delta}{dt^2}\right\}+\Sigma[C]\left\{\frac{d\delta}{dt}\right\}+\Sigma[K]\{\delta\}=-[M]\ddot{U}(t) \tag{3-92}$$

式（3-92）的解是靠计算机来完成的。在具体解题过程中还有许多不同的方法和应该注意的问题。这些，在掌握了基本原理的基础上是可以逐步解决的。从式3-92的解可以得到欲求的地运动参数。

第四节　地震危害性分析与地震小区划

一、概述

我们已经讨论过影响地震地面运动的各种因素。就一个场地范围来说，大体上有两个方面：其一是覆盖层的厚度及土的动力特性对地震动参数的影响；其二是局部不良地形、地貌及不良地质条件的影响，如地震引起的液化、震陷、滑坡等等。所有这些都是导致同一城市或某一研究区域内震害差异的原因。

这样，人们自然会想到，在研究某一城市、工厂或规划小区的抗震设计标准和抗震设防问题时，是否能预先考虑到各种背景条件，根据地震地质、地形地貌、第四系覆盖层厚度及性质等因素来进行地震反应和震害预测，并将工作区域按分析结果划分小区分别对待呢？在前面讨论过的知识的基础上，这样的小区划分工作是完全可以实现的。

事实上，地震小区划工作在世界各国已经进行了很多探索，在我国也经历了三个发展阶段[1][7]：

第一阶段：烈度区划

烈度区划的做法是依据场地的局部土质水文条件，对地震区划图中的基本烈度进行调整，一般的调整幅度是调低或调高 1 ～ 2 度。前苏联的麦德维捷夫和美国的Richter 等人在50年代都提出过这样的建议。

这种早期方法的一个典型的例子是50年代中期中国科学院地球物理研究所和北京地质地形勘测处（现北京市勘察院）对北京市中心区进行的烈度区划。当时认为，如果以地表下10m以内一般中等强度的场地土（当时称为地基土）作为标准，则基岩出露或埋藏较浅地区烈度可以降低；土质较软地区的烈度则可提高。在此原则指导下，首先制定了各类单一土层的烈度调整幅度，遇到多层土时，将各单层土的烈度调整值按10m内的土层厚度加权

平均。该方法中，还适当考虑了地下水位埋深情况对烈度调整值的影响。其结果大体上如图3-16所示。图中，N表示基本烈度。

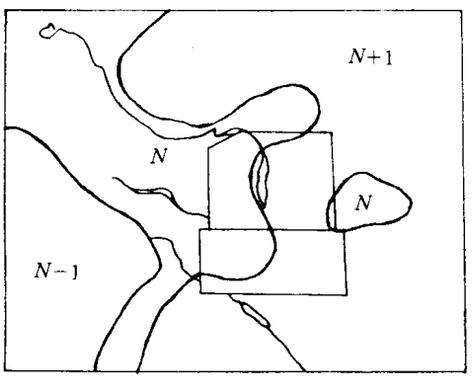


图 3-16　50年代北京市中心区的烈度区划

这种早期方法简单易行，在缺乏背景资料时仍不失为一种可供选择的初级方法。当然，由于考虑的因素有限，且缺乏定量依据，其缺点也是明显的；

第二阶段、场地小区划

这种方法在六十年代提出。由于地震反应谱理论的提出和初步应用，人们认识到场地土条件对反应谱形状有很大影响，因而提出了这种不调整烈度而调整反应谱的做法。即在同样烈度下不同场地对应着不同的反应谱曲线这种方法，反映了人们从动力学角度解释震害方面认识的深化，同时，为第三阶段的发展奠定了基础；

第三阶段：地震动小区划（或地震小区划）

地震动小区划是七十年代中期以后在上述两阶段的基础上发展起来的[7]。

地震动小区划的主要工作内容包括：

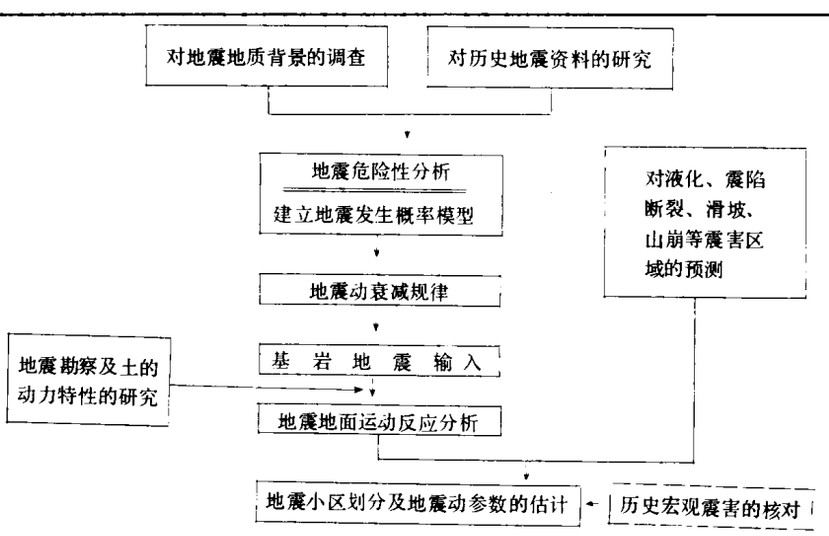
1.根据工作区域及其周围一定范围内的地震环境（地震地质构造、地震活动性和区域地震动衰减特性），估计工作区域的基岩地震输入；

2.用地震反应分析方法计算地面运动参数，估计局部场地的岩土及水文条件对地震动的影响；

3.判断发生土层液化、震陷、滑坡、山体崩坍等震灾的可能性，并勾画出上述震灾可能发生的区域。

地震小区划与地震区划的区别是研究的区域较小，因而能够较详细地，甚至定量地研究各种因素的影响，分析结果也可用定量的地震动参数给出。在地震小区划工作中，往往可以将工作区域（如一个城市或场地）按照工程地质条件划分成若干亚区，甚至划分成很多网格，分别研究，综合分区。上述的工作内容可用表3-1进行归纳。

地震小区划的工作内容　　表 3-1



应该说明的是，地震动小区划工作，目前尚处在发展和完善阶段，某些因素的影响程度还有待于进一步研究，在学术和工程界看法也不完全统一，因此国家还难于制定一套相应的标准。新的建筑抗震设计规范（GJB11—89）在这个问题上规定了抗震设防依据的“双轨制”，即一般情况采用设防烈度，在重要场合可采用抗震设防区划提供的地震动参数，但要经过国家主管部门授权单位的审批。这样做是完全必要的。

当然，从整体上说，上面介绍的地震小区划的工作内容，体现了总体的发展趋势，但也不是唯一的。目前，也有些学者，如日本的Kanai等人认为，根据从地面脉动测量等手段得到的弱震谱也可以进行很详细的小区划分，甚至可以为估算一个场地的地面运动卓越周期提供定量资料。他们的依据主要是：对某些场地的研究结果表明，脉动的卓越周期与强震记录分析结果基本符合。1985年9月19日墨西哥地震后日本专家组对墨西哥市区的测量便是一例。看来，利用弱震谱进行小区划分的方法，在土层的反应可以用线弹性理论来解释时还是可以的。至于该方法是否适合在任何情况下普遍使用，还需要进一步研究验证。

二、地震危险性分析

地震危险性分析是地震小区划中的一项重要工作，包括震源识别及地震发生概率模型的建立，确定地震动衰减规律，以及场区基岩地震动参数估计等方面的内容。

（一）震源识别及地震发生的概率模型

所谓震源识别是指在工作场区周围一定范围内确定可能影响本区的潜在震源及其类型，作为地震小区划工作的研究对象。潜在震源的识别，主要依据区域地震地质背景、地震记录和历史地震文献。

1968年，当美国的Cornell初创地震危险性分析时，将震源看作一个点，这就是所谓的“点源”模型。虽然“点源”模型的地震动衰减关系十分明确简单，但正如在第二章中介绍的，这种模型与实际情况有相当大的差距，因而得到的地震动参数不一定可靠。于是，七十年代末期，洪华生等人提出“断层—破裂”模型，认为震源是一条有限长度的断裂线。又根据断层位置的确定性，将震源分为线源（断层长度、走向均已确立）、面源（断层方向已知，具体位置不确）及环形面源（断层方向、位置均不确定，震源用同心环表示）。八十年代以后，很多学者又对震源模型提出了一些改进，增加了“斜面源”及“体积源”的运用[1]。

选用的震源模型不同，由其决定的地震动强度的等值线，例如等震线也就不同。此外，当研究地震动参数的衰减规律时，“距离”参数的取法也不一样。因此，震源类型的判断要尽量详尽地占有资料，仔细分析确定。对于一个工作场区来说，其周围可能存在若干个不同类型的震源，对于它们的影响需要分别进行研究，再进行综合分析。

当潜在震源区划定之后，即可分别确定各震源的地震发生概率模型：

1.首先根据已有资料，统计出某一地震带或震源在某特定的时间区段内发生的地震次数N与相应震级M之间的关系，这种关系常用下列形式表示：

$$\log_{10}N = a - bM \tag{3-93a}$$

或

$$\ln N = a - \beta M \tag{3-93b}$$

这种关系的求得将为以后的概率分析提供必需的资料。由于地区的差别，上式中的系数a, b, a, β在不同的研究工作中自然不会一样。

例如，日本学者将整个日本列岛分为三个区域：将沿太平洋海岸地区分为外地震区，

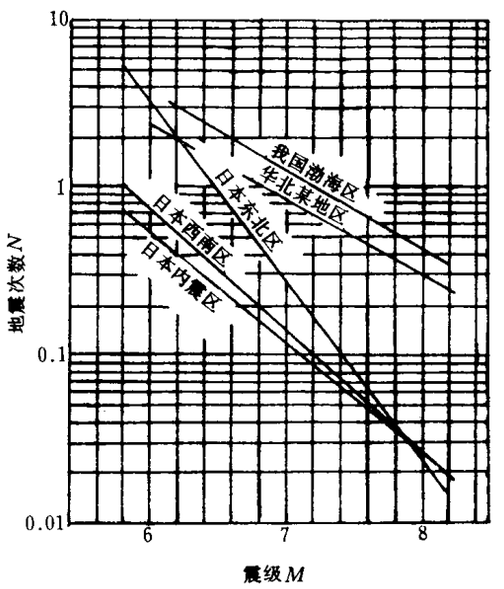


图 3-17　地震发生频率与震级的关系

又将该区分为东北区和西南区；将日本海沿岸地区称为内地震区。各地区适用的关系式是：

外地震区：

东北地震区　$\log_{10}N = 6.88 - 1.06M$（3-94）

西南地震区　$\log_{10}N = 4.19 - 0.72M$（3-95）

内地震区：　$\log_{10}N = 3.09 - 0.66M$（3-96）

上述关系亦可用图3-17表示。

我国符圣聪等人在烟台市的地震危险性分析中[8]，认为影响该市的震源区主要有两个。其中，渤海震源区遵循的关系式为：

$$\log_{10}N = 3.37 - 0.464M \qquad (3\text{-}97)$$

其余部分是另一震源区，关系式为

$$\log_{10}N = 3.056 - 0.446M \qquad (3\ 98)$$

从图3-17的比较中可以看出，作者提出的烟台地区的曲线比日本三个区的数字还要高些，震级偏高时更是如此。

廖振鹏等人在针对大连市的工作中[7]，用了式3-93b的表达形式。根据我国华北一些地震带的统计，a取值在7.8～12.4左右；β在1.05～1.41左右。

在地震发生的概率模型中，需要规定某潜在震源可能发生的最大震级M_u和能够产生破坏影响的震级M_0。前者可用历史记载资料和断层特性类比方法确定，但M_u不应大于9；后者则据历史资料尽量选择实际最小的M_0值。限于目前的分析水平，在概率模型中，常把震级$M \geqslant M_0$的地震在不同时段内发生的次数与震级M在区间$[M_0, M_u]$的分布视为彼此独立。前者用Poisson分布，后者用震级概率密度函数描述[7]。

2.震级概率密度函数

基于3-93式，各潜在震源区内震级M在区间$[M_0, M_u]$的概函分布函数可用下列公式来估计

$$\left.\begin{aligned} F(M) &= \frac{N(M_0) - N(M)}{N(M_0) - N(M_u)} = \frac{1 - \exp[-\beta(M - M_0)]}{1 - \exp[-\beta(M_u - M_0)]}, \\ &\qquad 当 M_0 \leqslant M \leqslant M_u 时 \\ F(M) &= 0, \quad 当 M < M_0 时 \\ F(M) &= 1, \quad 当 M > M_u 时 \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}99)$$

由此，在$[M_0, M_u]$区间内，震级M的地震发生的概率密度函数为：

$$\left.\begin{aligned} f(M) = F'(M) &= \frac{\beta\exp[-\beta(M - M_0)]}{1 - \exp[-\beta(M - M_0)]}, \\ &\qquad 当 M_0 \leqslant M \leqslant M_u 时 \\ f(M) &= 0, \qquad 其余情况 \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}100)$$

3.年平均发震率

各震源在年限T内$M \geqslant M_0$的年平均发震率ν可由下式计算

$$\nu = \frac{N}{T} \tag{3-101}$$

再由3-93式可得

$$\log_{10}\nu = (a - bM) - \log_{10}T \tag{3-102a}$$

或

$$\ln\nu = (a - \beta M) - \ln T \tag{3-102b}$$

当3-93式中的$N = f(M)$的关系是由整个地震带上的资料统计得到时，可将计算得到的总的ν值按该地震带上各震源区的面积或发震次数为权进行分配，求出各有关潜在震源的年平均发震率。

（二）地震动参数的衰减规律

这里所说的衰减规律是指地震动参数随着场地与震源间的距离增大而逐渐衰减变化的规律。我们在第二章第三节中已经对有关的现象进行了定性的讨论。这里，我们要建立这种规律的定量关系，形成如下式的表达式子：

$$y = f(M,\ R) \tag{3-103}$$

式中，y表示某个地震动参数，M是震级，R表示某种定义下的距离。

地震波在第四系地层中衰减比较快，所以对那些距震中较远的场地来说，地震波从震源发出后，并不是直接从地球表面的第四系地层中传播到达场地的。只有那些按照Conell定律折射后，经过地下基岩到达场地下基岩顶板然后垂直向上传播的剪切波才能直接造成震害。这是目前进行平坦场地地震反应分析时的一个基本假定。因此，在研究衰减规律时，主要是研究地震波在基岩中的衰减规律。

衰减规律的确定，主要有两种方法：

1.当某一区域内有较丰富的地震记录资料时，该地区基岩地震动的衰减规律可以从对这些资料的统计分析直接得到。这种方法可称为直接统计法。

日本学者Kanai的方法可以作为直接统计法的典型例子。该法目前在日本的应用比较广泛，其基本步骤如下：

（1）从过去的历史地震资料和地震记录中确定潜在震源和震级，由此得到工作场地的震中距。

（2）用下式确定工作场地基岩的最大位移$d_{m,\Delta}$（以cm计）：

$$\log_{10}d_{m,\Delta} = M - 1.73\log_{10}\Delta - 3.17 \tag{3-104}$$

式中，M表示震级，Δ表示场地的震中距，以km计；

（3）假定场地基岩的最大谱位移等于从上式求出的最大地位移，即

$$D_{m,\Delta} = d_{m,\Delta} \tag{3-105}$$

故有

$$D_{m,\Delta} = M - 1.73\log_{10}\Delta - 3.17 \tag{3-106}$$

式中，$D_{m,\Delta}$是位移反应谱中的最大谱位移。作者认为，这一假定可以在反应谱理论中得到支持，在应用中具有足够的精度。

（4）因此，在震中距$\Delta = 100$km处基岩地震动的最大谱位移是

$$\begin{aligned}\log_{10}D_{m,100} &= M - 1.73\log_{10}100 - 3.17\\ &= M - 6.63\end{aligned} \tag{3-107}$$

（5）用日本通用的基岩地震动周期—震中距变化规律求出$\Delta = 100$km处与该最大谱

位移对应的振动周期：

$$\begin{aligned}\log_{10}T_{m,100} &= 0.39\log_{10}D_{m,100} + 0.89\\ &= 0.39(M - 6.63) + 0.89\\ &= 0.39M - 1.70\end{aligned} \tag{3-108}$$

（6）进一步假定相应于最大谱位移的振动周期与震中矩无关。即在任何震中距处与最大谱位移对应的周期T_m均为

$$T_m = T_{m,100}\text{或，}$$

$$\log_{10}T_m = 0.39M - 1.70 \tag{3-109}$$

（7）有了上述的最大谱位移和对应的周期之后，便可通过简单的换算关系求出震中距Δ处的谱速度：

因为谱速度

$$V_{m,\Delta} = 2\pi\frac{D_{m,\Delta}}{T_m} \tag{3-110}$$

所以有

$$\begin{aligned}\log_{10}V_{m,\Delta} &= \log_{10}2\pi + \log_{10}D_{m,\Delta} - \log_{10}T_m\\ &= 0.80 + (M - 1.73\log_{10}\Delta - 3.17) - (0.39M - 1.70)\\ &= 0.61M - 1.73\log_{10}\Delta - 0.67\end{aligned} \tag{3-111}$$

（8）因为一定周期下速度反应谱曲线并不随周期变化而为一常数。所以在任意震中距处，任意周期下速度反应谱值为

$$V_\Delta = V_{\Delta,m} \tag{3-112}$$

即

$$\log_{10}V_\Delta = 0.61M - 1.73\log_{10}\Delta - 0.67$$

到此为止，我们得到了任意震中距Δ处基岩地震动的速度反应谱曲线，并可由下列关系求出基岩地震动的加速度反应谱和位移反应谱：

$$D_\Delta = \frac{T}{2\pi}V_\Delta \tag{3-113}$$

$$A_\Delta = \frac{2\pi}{T}V_\Delta \tag{3-114}$$

Kanai的方法简单明确，但要指出的是，像3-104，3-108这样的统计关系式需要有大量的资料作为基础，才能比较切合实际，这在很多地区是不容易做到的。此外，有关的假定在使用中也要慎重验核。

2.当工作区所在地域内的强震记录数据不足以为地震动衰减公式提供统计基础时，衰减公式只得通过某种间接的方式求得。这类方法可以称为间接方法。

我们以廖振鹏等人的方法作为例子加以说明[7]。作者们提出的我国大连市所在地域范围内的基岩地震动的衰减公式是通过修正美国西部地区基岩地震动的衰减公式获得的。具体步骤如下：

（1）首先确定烈度和地震动参数的衰减方程为如下形式：

$$I = A + BM + C\ln R + DR \tag{3-115}$$

$$\ln y = a + bM + c\ln R + dR \tag{3-116}$$

式中，M为震级；I为烈度，y表示某地震动参数，可以是峰值加速度或某一周期的

反应谱值等；$R=\sqrt{\Delta^2+h^2}$，Δ是断层距或震中距，h并不是震源深度，而是与震源深度和震源性质相关的参数，确定的原则是使上述二统计式的回归残差最小，参数h的引进，能够减缓震源附近地震动强度随距离的变化，因而具有重要意义；其余A，B，C，D；a，b，c，d则是统计式的回归常数。

（2）基本表达式确定之后，作者希望找到一个强震记录资料比较丰富且地震背景有一定可比性的地区作为一个基准，通过分析得出那里的衰减公式再经过修正用到本区来。对于这样一个选择，美国西部地区自然比较理想。

（3）通过对美国西部88个地震等震线的数据进行统计得到的烈度衰减公式为：

$$I=0.0580+1.5M-0.83901\ln R-0.0091R \qquad (3\text{-}117)$$

又根据收集到的美国西部59个基岩水平峰值加速度数据和30个基岩水平反应谱数据，得出了形如3-116式的地震参数衰减方程，包括基岩水平加速度随M和R变化的式子和不同周期的谱加速度随M和R的变化式子。因为数据过多，此处不再罗列。

（4）作者认为，大连地区和美国西部地区的基岩地震动衰减规律的差异可以在两地区烈度衰减规律中反应出来。也就是说，如果找到大连地区烈度衰减规律与美国西部的差别，并以此为依据，对美国西部地区基岩地震动衰减规律进行修正，便可得到欲求的大连地区地震动衰减规律。

为此，根据我国该地区29个历史等震线图的资料，在短轴方向采集数据得到的该地区的烈度衰减规律如下：

$$I=0.2985+1.5M-0.99771\ln R-0.0018R \qquad (3\text{-}118)$$

（5）根据烈度差异对地震动衰减规律进行修正时，可以有两种略微不同的方法：

其一是烈度距离法（IR法），该方法对通常采用的地震动参数与烈度的转换关系与地区无关的假定附加了距离相等的条件；

其二是烈度震级法（IM法），这种方法对地震动参数与烈度之间的转换关系附加以震级相同的条件。

无论用哪一种方法都可以依据式3-117和3-118所示烈度衰减规律的差别通过对美国西部基岩地震动衰减规律的修正得出形如式3-116的工作区基岩地震动衰减统计式。

图3-18是由上述方法得出的我国华北地区和美国西部的峰值加速度衰减曲线；图3-19

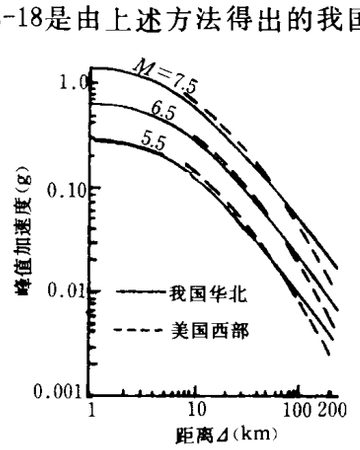


图 3-18　我国华北和美国西部基岩峰值加速度衰减曲线

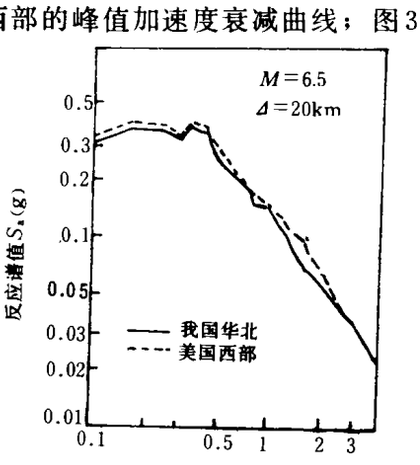


图 3-19　我国华北和美国西部的基岩加速度反应谱

则是对于M = 6.5级，Δ = 20km时，两地区的加速度反应谱。

无论是上述的直接方法或间接方法，都是基于地区数据的统计结果，因而不可能完全一致。这里，作为例子，我们再给出Seed等人的衰减曲线（图3-20，3-21）[3]。这两个关系曾被人们广泛应用。

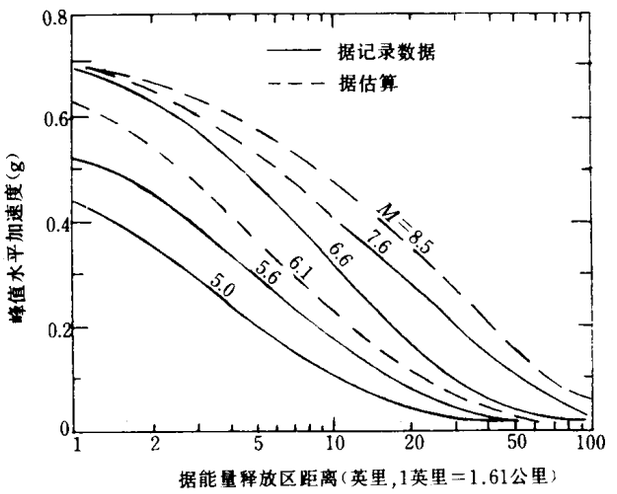


图 3-20　峰值加速度随距离的衰减（Seed等人，1980）

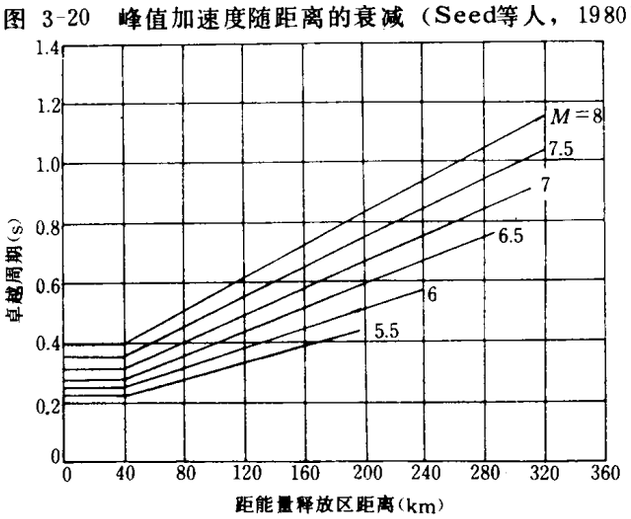


图 3-21　卓越周期随距离的变化（Seed等人，1980）

尽管统计表达式可能是多种多样的，但从理论上说，基岩地震动参数之间的关系总必须满足下列两个条件。：

1.随着距离的增加，地运动总是趋向于周期不断增长的简谐运动。由于简谐运动的加速度a、速度v和位移d之间满足$ad/v^2 = 1$，因此，当震中距很大时，由经验关系求出的加速度，速度和位移之间也应该符合由这个式子表示的基本趋势；

2.当距离趋于零时，地面运动应趋向于白噪声。即距离越小，越偏离于简谐振动。这时，从理论上说$ad/v^2 \to \infty$。因此，合理的经验关系式，在距离趋于零时，应能使$ad\ v^2$的值显著增大。

上面介绍的，都是岩体中地运动衰减规律的确定方法。由此规律，我们可以容易地从波动理论确定覆盖层下基岩顶板的地震动参数，再用地震反应分析方法算出场地地面的地

震动参数，这是地震小区划的一般做法。

也有些学者的做法稍稍不同。他们在进行地震动衰减规律的研究时，已经考虑了场地土的影响，这样，从统计关系式可以直接得到场地地面运动的参数而无须再进行地震输入和反应计算。这样做固然比较方便易行，但嫌过于粗略，所以国内未见多用。表3-2中列举了一些采取这种做法的研究结果。

经验衰减规律的比较　　**表 3-2**

经验式类别	研　究　者	公　　式
峰值加速度	Sabetta and Pugliese (1987)	$\log_{10}A = 0.306M_s - \log_{10}(D^2+5.8^2)^{1/2} + 0.169S_1 - 1.56$ $4.6 \leqslant M_s \leqslant 6.8$（据意大利记录）
	McGuire (1978)	$\ln A^* = 3.4 + 0.89M - 1.17\ln R - 0.2S_2$
	苏经宇和谭健（1987）	$\ln A^* = 4.496 + 0.957M - 1.416\ln(R+25) + 0.069T_s$ （我国东部） $\ln A^* = 5.302 + 0.954M - 1.619\ln(R+25) + 0.069T_s$ （我国西部）
峰值速度	Joyer and Boore (1981)	$\log V = 0.49Mw - \log r - 0.00256r + 0.17S_2 - 0.67$ $r = (D^2+4.0^2)^{1/2}$　$5.3 \leqslant Mw \leqslant 7.4$（北美记录）
	Sabetta and Pugliese (1987)	$\log V = 0.455M_s - \log(D^2+3.6^2)^{1/2} + 0.133S_3 - 0.71$ $4.6 \leqslant M_s \leqslant 6.8$（意大利记录）
	Kawashima等 (1984)	$\log V = 0.37M_J - 1.17\log(d+30) + S_4$ $5.0 \leqslant M_J \leqslant 7.9$

表中的符号定义如下：

A：峰值加速度，以g计

A^*：峰值加速度，以cm sec^{2}计

V：峰值速度，以cm sec计

Mw：瞬时振级；

M_S：地表震级（面波振级）；

M_J：日本气象局震级；

D：场地距断层在地表投影的最短距离，以km计；

R：场地距断层的最近距离，以km计；

d：震中距，计km计；

S_1：土厚较厚时取0，较薄时取1；

S_2：基岩场地取0，土层场地取1；

S_3：硬土场地取0，其他土层取1；

S_4：坚硬场地取0.56，中等场地取0.71，软弱场地取0.81；

T_s：场地土等效周期，$T_s = 4H/\overline{V_s}$，$\overline{V_s}$按土层厚度加权平均。

除了表中所列的峰值加速度和峰值速度值之外，有的研究工作者还直接依据衰减规律给出场地的加速度反应谱和速度反应谱，在此处就不一一列举了。

（三）地震危险性的概率分析

通过上面的分析，我们已经可以求出经过衰减以后场地下某基岩参考点的地震动参数，如峰值加速度、速度、位移或反应谱值等，这里我们用 y 代表这些参数。但是地震是一个随机过程，有一定的不确定性，在今后一段时间 T 时，场地实际遭受的地震动 Y（此处 Y 也表示各种地震动参数）可能大于相应的 y 值。本问题是要研究在时间 T 内 Y 超过 y 的超越概率，即 $P[Y \geqslant y, T]$ 是多少。

首先，要根据地震的时、空、强分布选用概率模型。虽然，目前已有一些研究工作者提出了能够考虑地震的间歇性、聚丛性等特性的相应模型，我们还是仅介绍当前应用较多，也可以说较原始的Poisson模型，该模型假定，地震事件在时、空分布上是相互独立的，并且在同一时、空上不能发生两个或两个以上事件。

由此，在场区参考点上，一年内地震动强度 Y 超过 y 的概率为：

$$P_1[Y \geqslant y] = \sum_{i=1}^{n} P[Y \geqslant y \mid E_i] v_i \tag{3-119}$$

式中，E_i：第 i 个震源发生 $M \geqslant M_0$ 的事件

v_i：第 i 个震源发生 $M \geqslant M_0$ 事件的年平均发生率（见式3-101）

n：潜在震源个数

而 $P[Y \geqslant y \mid E_i]$ 则为第 i 个震源发生地震使场地参数 $Y \geqslant y$ 的概率，可按下式计算：

$$P[Y \geqslant y \mid E_i] = \int_{M_0}^{M_u} P[y \geqslant y \mid E_{i \cdot M}] f(M) dM \tag{3-120}$$

式中　$E_{i \cdot M}$——第 i 震源发生震级为 M 的地震事件；

$P[Y \geqslant y \mid E_{i \cdot M}]$——第 i 震源发生 M 级地震时，使场地产生 $Y \geqslant y$ 事件的概率。要考虑到震源类型和衰减关系等造成的离散性用统计方法算出；

$f(M)$——震级为 M 时的概率密度函数（见式3-100）

这样，在3-119式求解后就可算出基岩参考点上地震动强度 Y 超过某给定值 y 的重现周期 $T(y)$：

$$T(y) = 1/P_1[Y \geqslant y] \tag{3-121}$$

同时，在七年内的超越概率为：

$$P_t[Y \geqslant y] = 1 - (1 - P_1[Y \geqslant y])^t \tag{3-122}$$

（四）基岩地震输入的生成

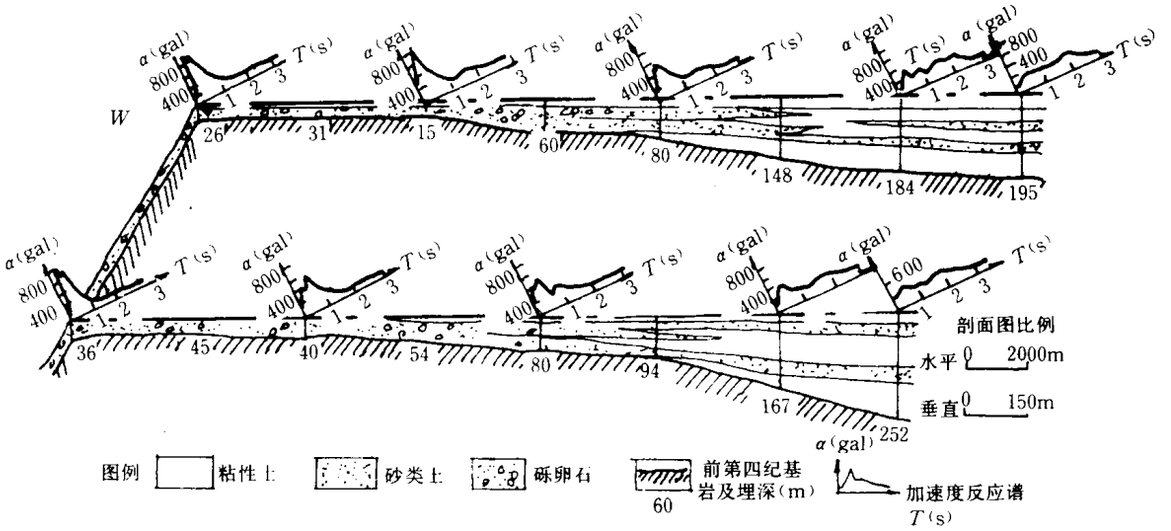
在场地下基岩上的地震动参数求得之后，如果我们能够生成一条与这些参数相适应的地震动一历时曲线，譬如加速度时程曲线，作为基岩上的地震输入，那末，按照本章第三节介绍的方法，就可算出场地的地震地面反应，进而完成地震小区划的工作了。

地震输入的生成方法有两种：

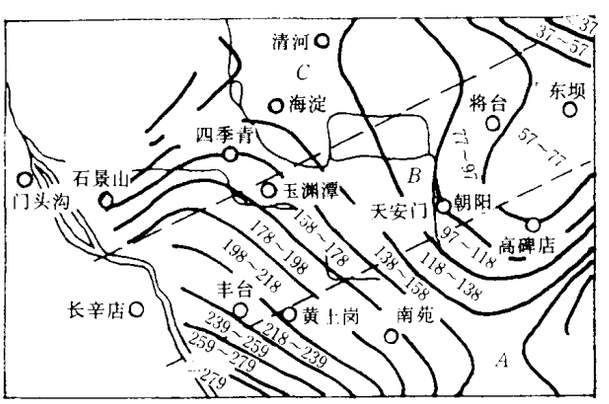
1.按比例调整实际地震记录

选择一条或数条在震级、震中距和场地条件方面接近工作场地条件的实际加速度时程曲线（有条件时最好在邻近区域选择）。求得这些曲线的时间过程 $A(t)$，峰值加速度 A_m 和卓越周期 T_0。将整条曲线的振幅按比例“放大”或“缩小”，使其峰值 A_m 与场地设计参数 a_m 等值。同时“拉长”或“缩短”曲线，使其卓越周期 T_0 接近于要求的卓越周期，从而得到了满足要求的地震输入加速度时程曲线。

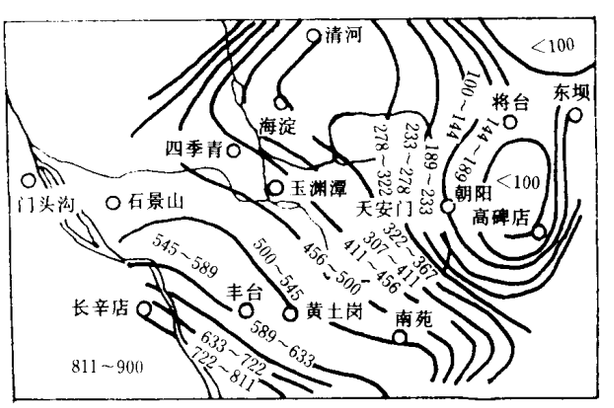
当然，这样做的结果，当曲线“拉长”和“缩短”之后，地震持时跟着变化，可能不



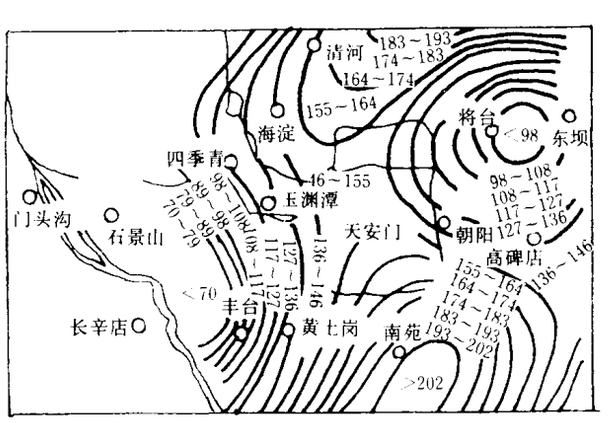
(a)典型剖面的加速度反应谱



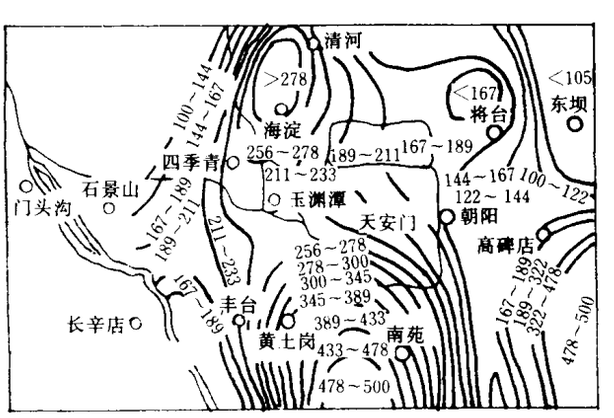
(b)地面最大加速度分区图



(c)周期为0.28～0.32s时的最大加速度反应等值线



(d)周期为0.65～0.75s时的最大加速度反应等值线



(e)周期为1.0～1.2s时的最大加速度反应等值线

图 3 22　北京市区地震影响的分析成果示意图

满足要求。因此在选择实际记录和进行调整时，要注意对持时的影响。

2.用数值法生成人工地震波

人工地震波的生成过程比较繁冗，此外不拟详述。总的思路是，用三角级数的叠加构成一个近似平稳的“高斯过程”，然后乘以一个强度包线函数得到非平稳的加速度时程曲线。通过参数的选择达到拟合反应谱的目标。目前已有现成的程序，可供使用。

三、地震小区划工作的意义

通过本章的介绍，我们对如何进行地震小区划工作，有了一个梗概上的了解。尽管这项工作有些已经超出了土木工程师的专业范围，让我们单独进行还有相当的困难。但通过学习，当我们遇到有关问题时，在参数的应用上就更有把握，同时，也看到了这项工作的意义。

由于考虑到震源的识别，地震动参数的衰减关系，地震危险性概率等因素，特别是在地震反应分析中可以更准确、具体地分析场地土的动力特性地震地面反应的影响，这样，在结构设计时采用的地震动参数就可能更接近实际一些，能够起到节约资金和保证安全的作用。当然，地震反应分析，只能算到地面（包括地面下的任一点）。对于建筑物来说，还有一个在地震作用下与地基共同作用的问题，我们在以后的章节中还要介绍一些基本知识。

八十年代初期，北京市勘察院和中国建筑科学院抗震所曾对北京市中心区做了一些有关的尝试工作。目前看来，这项工作还有待于进一步改进和审批，在图3 22中列出当时的一些成果，目的只是使读者看到地震小区划工作成果的一某表述方式[9]。

参 考 文 献

[1] 丁祖堪.地震烈度、地震动三要素及地震小区划. 建筑抗震设计规范（GBJ11—89)学习班辅导材料汇编. 冶金工业部抗震办公室等，1990

[2] 宋雅桐，朱继澄. 地震动持续时间对多层结构反应的影响. 地震工程与工程震动，1983

[3] [美] H B Seed, I M Idriss. 地震中的地面运动和土的液化. 张在明，沈小克译.地震出版社，1986

[4] [美] 纽马克，罗森布卢斯著. 地震工程学原理. 叶耀先译. 中国建筑工业出版社，1986

[5] 中国建筑科学研究院抗震所，北京市勘察院. 北京市区小区域地震影响. 北京市地震地质会战第八专题成果汇编，1984

[6] Japen Working Group for TC-4 Committee.Seismic Zoning on Geotechnical Hazards.Tokyo, 1992

[7] 廖振鹏，田启文，孙平善. 大连市地震小区划的地震输入，中国抗震防灾论文集，上册,北京：1984

[8] 符圣聪，王志明，江静贝. 烟台市地震危险性分析和地震影响小区划. 中国抗震防灾论文集，上册，北京：1984

[9] 周锡元，董津城，符圣聪，张在明，杨德林，唐海山，北京市区小区域地震影响. 地震学报，1982年第四卷，第三期

第四章　设计地震与抗震设计反应谱

第一节　设计地震的概念

设计地震的概念

所谓的“设计地震”是指建筑设计中作为设计依据的地震地面运动，严格地说，本章涉及的“设计地震”应该称为“设计地震动”更为合理，我们沿用了习惯的称谓。习惯上人们把设计中采用的地震动参数称为设计地震。

设计地震的确定或地震动参数的选择需要从多方面考虑，是一个复杂的问题：

这首先是由于未来地震的不确定性。虽然，前面介绍的地震危险性及小区划分析方法为预报未来震源的时、空、强分布及场地地震动参数提供了一定的手段，但任何参数的选择总是与一定的概率相联系的；

其次，设计地震动参数水平的选择对整个建筑物的造价往往有重大的影响。对建筑物在未来地震中的安全性和投资经济性的考虑，显然存在着矛盾。

从上述两个方面出发，目前各国的抗震规范在确定设计地震时往往根据建筑物的重要性加以区别，同时在保证建筑物在经常遇到的小震时不发生破坏的前提下，允许在罕遇的大地震中发生某种程度的破坏。当然，要以确保建筑物不致倒塌，保证人员生命为前提。这里说到的“小震”和“大震”都要有确切的概率含义。

此外，从“概念设计”的角度考虑，在某一设计地震水平下，当地震动参数确定之后，也可以采用相应的抗震构造措施，提高建筑物的抗震性能，使其能够抵御较高烈度的地震侵袭。但这个问题已超出本书应讨论的范围。

下面列举一些国内外有关设计地震的规定：

在核电站工程的抗震设计中，可以有两种不同的设计地震水平。一种叫安全停堆烈度（SSE-Safety Shut down Earthquake），要求在罕遇的大地震中，反应堆自动停机，核电站的结构和设备不致发生事故；另一种叫运行基准烈度（OBE- Operation Basic Earthquake），要求在遇到发震频度较高的中等地震水平时，核电站在地震影响下能够正常运行。以上规定反映了核电站工程极其严格的抗震设计水平。

在高层建筑和其他重要工程项目中，也有不同的标准。这里介绍几种国外常用的标准作为参考[1]：

1.最大可信地震（Maximum Credible Earthquake），是指在工程场地周围地质构造环境中可以合理地估计到的最大地震地面运动。这种大地震的重现期因地区而异，可以相应于几百年，几千年，甚至数万年。一般情况下应考虑数千年的重现期。最大可信地震的确定，很大程度上依靠地震地质和地震学家的判断，从定义上说并不包含工程性质及社会影响方面的因素。

2.抗震安全评定地震（Seismic Safety Earthquake），是指结构应能经受的最大地

震。在地震的强活动区，特别是工程场地距发震断层很近时，结构应能经受的最大地震应该就是最大可信地震。在这类情况下，二者是相等的。一般情况下，在充分考虑以下因素之后，可以选择某个低于最大可信地震的水平作为抗震安全评定地震。这些因素包括：

（1）结构使用期间内地震发生的频度和震级；

（2）在不同地段发生不同频度和震级的地震影响下，场区内的一般地震危险性；

（3）与拟建工程有关的附加地震危险性，破坏的后果及补救能力；

（4）社会及其代表性人物能够接受的危险性水平；

（5）低估地震危险性可能带来的后果，一般可用结构严重破坏的概率来衡量；

（6）高估地震危险性可能带来的后果，可能导致取消拟建项目或准备付出更高的代价来换取应有的效益。

与最大可信地震相比较，抗震安全评定地震包括了对社会和经济效益的综合考虑，并在此基础上选出可能接受的危险性水平，以此来解决安全性与经济性之间的矛盾。

因为抗震安全评定地震基本上还没有考虑不同结构的特性和不同抗震设计方法上的差别，因此可以用来作为确定最大自由场地震动的依据。

3.工程抗震设计地震或工程分析地震（Seismic Engineering Design Earthquake or Engineering Analysis Earthquake），也可简称为设计地震动（Design Earthquake Motion），是用来评价结构安全度的地震地面运动。它的确定需要在安全评定地震的基础上进一步考虑以下诸方面的因素：

（1）设计使用的方法及其保守的程度；

（2）结构的特性。包括结构强度和延性的变化；结构的阻尼特性；材料特性；结构的埋置深度及设计中对此因素考虑的程度，以及可接受的破坏程度等等；

（3）地震荷载的特性，包括强震地面运动的空间变化规律及各地震分量的组合关系等；

（4）土与结构的相互作用及设计中是否对这一因素进行了考虑。

显然，工程抗震设计地震比起最大可信地震和抗震安全评定地震来说，更偏重于“工程问题”了。即便在同一地区，甚至同一个工程项目，由于材料和结构形式的不同，或者抗震设计的方法不同，选择不同的设计地震也是可能的。

综合以上的介绍可以看出，设计地震的合理确定必须以第二、三章中介绍的有关知识为基础，同时还要考虑建筑物的重要性和地震发生的概率水平。

我国过去使用的《工业与民用建筑抗震设计规范（TJ 11-78）》曾采用“基本烈度”和“设计烈度”概念。规定“建筑物的设计烈度一般按基本烈度采用；对特别重要的建筑物，如必须提高一度设防时，应按国家规定的批准权限报请批准后，其设计烈度可比基本烈度提高一度采用；次要的建筑物，如一般仓库、人员较少的辅助建筑等，其设计烈度可比基本烈度降低一度采用，但基本烈度为7度时不应降低。”这些规定可以说是根据我国当时的情况，对于设计地震的一种具体规定。

这样规定，在实际设计中存在一些问题。在同一基本烈度地区，由于设计烈度的调整有的建筑加速度增加一倍，有的则减少一半，地震力可差4倍，未必合理。

新的建筑抗震设计规范（GBJ 11-89），在沿用基本烈度概念的同时，摒弃了设计烈度概念，建筑设防的依据改用“设防烈度”[2]。设防烈度与“设计烈度”不同，它是针对一个地

区而不是针对某一建筑物确定的，也不随建筑物的重要程度提高或降低。GBJ 11-89规范规定，除甲类建筑物的地震动参数需专门研究确定外，其它各类建筑物的地震作用按本地区的设防烈度考虑。一般情况下设防烈度按基本烈度采用。在新规范中，提高较重要建筑物抵御地震的能力的途径是用提高抗震构造措施的方法来解决的；对于次要建筑，抗震构造措施则可按设防烈度降低一度考虑。

在确定抗震设防标准时，GBJ 11-89规范提出了三个水准的要求：当建筑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。

人们常将上述三个水准简要概括为："小震不坏，中震可修，大震不倒"。这里说的"小震"，即规范中的"多遇地震"；"中震"，大体上相当于产生设防烈度的地震；"大震"，即"罕遇地震"。这三个水准都有其特定的概率含义[3]。

在GBJ 11-89规范编制中，对我国45个城市的初步地震危险性分析表明，地震烈度的概率分布符合极值Ⅲ型，其概率密度函数曲线大体上如图4-1所示。从概率意义说，规范中所说的"多遇地震"，即"小震"，应为概率密度曲线的众值烈度，也就是这条曲线峰值处对应的烈度I_m。该地震烈度在50年设计基准期内超越概率为63.2%。此处所说的超越概率是指在基准期内发生大于相应地震烈度条件的概率。

国际上常用超越概率为10%对应的烈度（$I_{0.1}$）作为确定抗震设防地震动的标准。从我国45个城市的统计结果看，我国现行烈度图（第二代）的基本烈度超越概率为13%，大体上与上述标准相当。从概率上看，基本烈度I_b（$\approx I_{0.1}$）比I_m大1.55度，加速度差值约为0.345，这样，当按"多遇地震"进行结构抗震验算时，其地震系数可取设防烈度地震系数值的0.345，或近似取0.35。

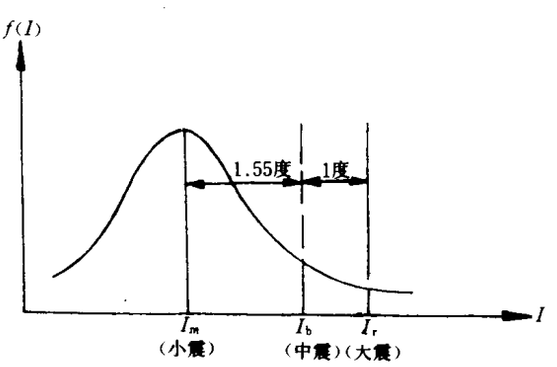


图 4-1　地震烈度概率密度示意图

对于"罕遇地震"，规范取比基本烈度提高1度，其超越概率大体在1%～4%之间，由于各城市基本烈度不同，分别提高一度后，概率水平出现了上述1%～4%的差别。

上面各种规定，都是为解决选用设计地震的合理性、安全性与经济性问题。美国的ATC规范（Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings）指出[4]："对设计地震动下一个定义是困难的，甚至是不可能的。但其直观概念又是简单的——对一个确定的建筑场地来说，设计地震动系指建筑师或结构工程师在设计某一建筑物时为保护人们的生命安全所应考虑的地震动"。通过对不同规定的比较，我们对设计地震概念的理解应该更深入一些了。

第二节　设计地震的工程定量标准

在上述第一节中，讨论了有关设计地震的概念和确定设计地震时应考虑的各类因素。在

具体进行抗震设计时，仅仅有一个概念是不行的，需要将上述概念和对各类因素的考虑落实为定量的标准和具体的分析方法。下面介绍三种方法。这三种方法实际上也代表了确定设计地震定量标准课题的三个发展阶段[5]：

第一种是震度法或地震系数法，基本上是基于“静力观点”。其特点是将地震作用近似地等效于静力作用于结构。其大小和方向不随结构类型和时间而改变。地震引起的基底剪力与地震动系数K_0成正比，而$K_0 = a/g$。式中，g是重力加速度；a是地震地面运动最大加速度，由烈度分区确定。这样，式中的a值便成为设计地震的一个定量标准了。

有时候a并非一成不变的。视场地土质的软硬，对基底剪力的数值还要做一点调整。因为不管从宏观震害和小震观测结果来看，软土地基对抗震都是不利的，所以往往要提高软土地基上的水平基底剪力数值。如果令地震剪力比$A = K_{最软}/K_{最硬}$的话，从几个国家规范来看，绝大部分A都是大于1的。一般情况下A=1.5到2.0。

这种方法物理意义不是很明确，因此，绝大部分国家已经不再使用了。

第二种基底剪力法与振型分解法属于此类，这类方法，可以说是基于“动力观点”的静力处理。这种方法虽然也是将地震作用视为静力作用于结构上，但这个静力的大小要随场地和结构的动力特性而改变，一些情况下还要考虑震级和震中距的影响，因而与第一种方法有本质的区别。

采用这种方法时，设计地震动的定量标准由下列三方面的参数确定：（1）反映区域地震烈度的地震影响系数的最大值α_{max}；（2）代表场地地震动周期特性的设计反应谱$\alpha(T)$；（3）结构的振动特性。目前各国的抗震规范多采用这种方法，我国亦不例外，在本章第三节中还要作更详细的介绍。

第三种，地震反应分析方法，它可称为“振动过程观点”的方法。这种观点认为，由于振动的大小和方向在地震过程中都在频繁地变化着，应直接利用整个地震动的加速度时程$a(t)$作用于结构上，并据此进行抗震设计。$a(t)$可以据震级M、震中距Δ和场地的动力特性等用前面的介绍的地震反应分析方法求得。

这种方法应该说比前面两种方法更进了一步，但因其繁琐，过去应用很少。近年来，由于计算机的推广使用，计算方法和计算程序不断发展，一些国家的抗震规范已将这种方法订于其中，但一般还仅在重大工程中使用。例如，在我国的（GBJ 11-89）规范中规定：

对于特别不规则的建筑，甲类建筑和下表（表4-1）所列的高层建筑宜采用时程分析法进行补充计算。采用时程分析法时，宜按烈度、近震、远震和场地条件选用若干条实际记录或人工模拟的加速度时程曲线，所得到的底部基底剪力应不小于该规范规定的底部剪力法等简化方法或其他简化方法求得的80%。

宜用时程分析法计算的高层建筑高度　　表 4-1

7度、8度时，Ⅰ、Ⅱ类场地	≥80m
8度时，Ⅲ、Ⅳ类场地 9度时任何场地	≥60m

美国的ATC规范也有类似的规定。该规范指出[4]：

“使用弹性（设计）反应谱也不见得是最好的方法，对于特别重要的建筑物，宜使用四条或更多的一组加速度时程曲线进行抗震分析计算。这些加速度时程曲线的平均弹性谱应与抗震设计反应谱相类似”。

从以上两个规范的例子可以看出，第三种方法已经逐渐被订入一些国家的规范，得到实际应用。

需要指出的是，在使用第三种方法时，选用地面加速度时程曲线的特性必须与结构物所处的场地条件相适应。要做到这一点，使用本书第三章介绍的地震动反应分析方法来求得特定场地的反应时程曲线也许更好一些。至于将加速度时程曲线作用于结构物之后，地基与结构物的相互作用问题，我们在第六章中还要作一般的讨论。

第三节　抗震设计反应谱的确定

在第一节中，我们对确定设计地震的工程定量标准的几种方法作了简要的介绍。其中，基于动力观点的方法是目前最常用的，也是我国目前实行的建筑抗震设计规范的基础。因此，有必要在本节中进行进一步的说明。这样做的目的也在于使岩土工程技术人员对抗震规范及有关的知识有一个更为透彻的了解，以便在岩土工程的勘察和设计中对抗震问题做出正确的抉择。

在这种方法中，目前一般的做法是：地震作用的大小取决于基本烈度，不同场地和结构动力响应的区别是用反应谱来反映的。确定设计反应谱的基本思路是以不同的烈度水平和场地条件对已有的反应谱进行分类和统计分析，用由此得出的平滑化加速度反应谱作为抗震设计的主要依据。显然，从这个基本思路出发，在确定设计反应谱时应该包括对下列问题的考虑：

1.基本烈度的确定。各国的规范基本上都是根据不同区域未来地震活动的强弱，发生的频度，潜在震源的空间分布以及地震动随震中距变化的衰减规律进行烈度分区。分区的方法一般是按照烈度划分，也有按地震系数K进行划分的，分区数多为3～6个；

2.确定地震地面最大加速度与烈度的关系。以表征该最大加速度的物理量作为设计地震的一个工程定量标准；

3.用定性或定量的方法确定场地类别的划分原则；

4.确定不同场地类别对设计反应谱的形状有何影响。也就是说，对不同类别的场地所对应的反应谱形状应有明确规定；

5.规定在同样烈度（或同样的反应谱峰值）的条件下，由于震级或震中距的不同，对反应谱形状有何影响。

当然，并不是所有的规范对上述五个方面的因素都进行了恰当的考虑。事实上，虽然都是从动力观点出发，但因对上述因素考虑的程度或具体做法的不同，采用这种方法的抗震规范大体上还可以分为两类：

第一类可以用我国老的《工业与民用建筑抗震设计规范（TJ 11-78）》作为代表。其反应谱见图4-2。这本规范对上述第1至第4个因素进行了考虑，因而具备了动力观点的基本特征。但在其有关的内容中，至少还存在以下的缺点：

1.谱形状与震级－烈度无关，我们知道，大小地震的谱特性并不相同，对于一个特定地区，譬如基本烈度是7度，这个基本烈度可能由较近

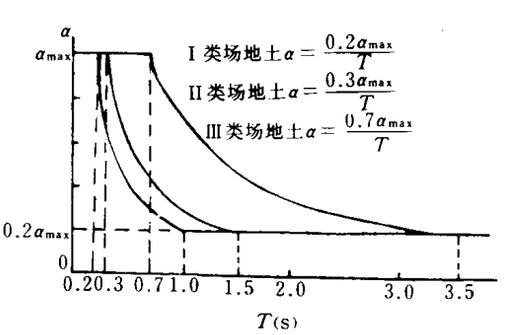


图 4-2　TJ11-78规范采用的地震影响系数α

地信网论坛
BBS.3S001.COM

的小震造成，也可能由越远的大震造成，后者长周期分量的作用就要强烈一些，二者的谱形状应该是有所区别的；但该规范对此没有体现；

2.该规范对场地类别的区分比较粗略，缺乏定量的标准，且未考虑土层厚度的影响。地震调查表明，土层厚度对震害有重要影响。从理论上说，当场地上第四系土层覆盖层较厚时，地震动的长周期分量的影响也更强烈一些；土层厚度对谱形及谱值有重要影响，此点在TJ 11-78规范中没有反映出来。

3.与其他国家一些规范的设计反应谱相比较，在长周期部分，地震影响系数 α 取值偏小。这当然与上述两个方面因素的影响有关系。

修订后的《建筑抗震设计规范（GBJ 11-89）》对上述缺点进行了改进[6]，特别是考虑了同样烈度下由不同震级和震中距的地震所引起的地震动特性的差别，可以说已经具备了向下面介绍的第二类规范过渡的性质。

第二类规范可以用美国的ATC规范作为代表[4]。这类规范的主要特点是不再用烈度作为分区的依据和定量的标准，其基本思想是直接以震级区划图为基础，按照不同震级的地震所产的影响场和衰减规律作出地面运动参数的区划。其优点是物理力学概念清楚，设计地震的取值一目了然。

下面，我们将以我国的建筑抗震规范和美国的ATC规范为背景，对这两类规范在确定抗震设计反应谱时的基本做法和设计反应谱的应用作必要的介绍。为介绍方便，将第一类方法称为“以基本烈度为主要依据的确定方法”，将第二类方法称为“以地面运动参数为主要依据的确定方法”。

一、以基本烈度为主要依据的确定方法

1.确定基本烈度 我国的抗震规范，TJ 11-78和GBJ 11-89规范都是以基本烈度为抗震设计工程定量标准的基本依据的。象更早期的74规范一样，TJ 11-78规范仍然采用1957年版的中国地震烈度表。由于该表没有给出各烈度区相应的地面水平加速值，陈达生等人根据他们的研究结果建议了相应的数值，并为规范采用（表4-2）[7]。

地信网论坛
BBS.3S001.COM

TJ 11-78规范采用的地面水平加速度值 表 4-2

烈 度	7	8	9
地面水平加速度 (cm/s^2)	100	200	400

新的《中国地震烈度表（1980）》给出了相应于不同烈度的物理指标，其加速度比表4-2中的值分别高20%（表2-1）。为避免地震区建筑物造价增加过大，在制定GJB 11-89规范时仍基本上采用了上表4-2中的数字。

如前所述基本烈度确定之后，78和89规范再分别按不同原则确定“设计烈度”和“设防烈度”作为设计依据。

2.抗震设计反应谱峰值参数的确定

设计烈度或设防烈度确定之后，还需将地震作用的取值标准具体地用设计反应谱表现出来，首先要确定反应谱的最大值参数。

在TJ 11-78规范中，结构底部剪力，即总的地震水平荷载是由如下形式给出的：

$$Q_0 = C\alpha_1 W \tag{4-1}$$

式中 C——结构影响系数，对于大多数类型的结构，取值在0.3至0.4之间；

W——产生地震荷载的建筑物总重量；

α_1——相应于结构基本周期T_1的地震影响系数α值。

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

α随不同的基本周期T的变化见图4-2所示，其物理意义可从下式看出：

$$\alpha = k\beta \tag{4-2}$$

在4-2式中，k是地震动系数，是不同烈度I下地面最大加速度与重力加速度之比，即$k = a_{max}(I)/g$，意思是当烈度为I时，地面最大加速度是“多少倍g”；β是动力放大系数，即在反应谱上，相应于周期T的谱加速度$S_a(T)$与地面最大加速度的比值，可写成：

$$\beta(T) = \frac{S_a(T)}{a_{max}(I)} \tag{4-3}$$

从图4-2看，α是周期T的函数。从4-2及4-3式可得：

$$\alpha(T) = \frac{a_{max}(I)}{g} \cdot \frac{S_a(T)}{a_{max}(I)} \tag{4-4}$$

在某一周期T_g下，谱加速度$S_a(T_g)$可以取得最大值。此时，地震影响系数α也取得最大值α_{max}。

经过以上分析，可以看出，只要确定了下列数值，设计反应谱就可确定了。（1）不同烈度下最大地面加速度$a_{max}(I)$；(2)$\beta(T)$的最大值；(3)$\beta(T)$随周期T的变化规律。

对世界各地许多条反应谱的分析统计结果表明，对于一定的地震烈度Ⅰ，即便是在类似的场地条件下，k、β和α值也是相当离散的。就拿k或地面最大加速度a_{max}与烈度Ⅰ之间的关系来说，由于数据相差比较大，很多学者得出了很多不同的统计关系式。从目前看到的资料看，多用$\log a_{max} = aI + b$形式的表达式。我国的TJ 11-78规范在制定时，在表4-2的基础上，各个参数的取值大体上是按表4-3确定的：

在GBJ 11-89规范中采用底部剪力法时，对4-1式进行了改动，结构的水平地震作用按下式计算：

$$F_E = \alpha_1 G_{eq} \tag{4-5}$$

式中，G_{eq}是结构等效总重力荷载；α_1为相应于结构基本自震周期的水平地震影响系数值，它的含义也与老规范有些不同；其最大值

$$\alpha_{max} = \psi\beta_{max}k \tag{4-6}$$

ψ称为常遇烈度系数，在本章第一节中讨论过。进行结构的截面抗震验算时，按常遇地震（小震）考虑，其加速度为基本烈度对应的加速值的0.345倍。系数ψ正是考虑这个因素的折减系数，$\psi = 0.345$。4-1式与4-5式的另一重大区别是后者取消了结构影响系数C。新规范参数见表4-4：

TJ 11-78规范参数表　表 4-3

参数 \ 烈度	7	8	9
地面加速度最大值 a_{max}	0.1g	0.2g	0.4g
动力放大系数最大值 β_{max}	2.25	2.25	2.25
地震影响系数最大值 α_{max}	0.23	0.45	0.90

GBJ 11-89规范参数表　表4-4

参数 \ 烈度	6	7	8	9
地面加速度最大值 a_{max}	0.05g	0.1g	0.2g	0.4g
动力放大系数最大值 β_{max}	2.25	2.25	2.25	2.25
地震影响系数最大值 α_{max}	0.04	0.08	0.16	0.32

规范规定，竖向地震影响系数最大值$\alpha_{v\max}$取水平向的65%。

比较表4-3和4-4，后者的$\alpha_{\max}$要小许多。但因式4-5中取消了结构影响系数C，TJ 11-78与GBJ 11-89两个规范算出的水平地震力并无太大差别。但4-1式与4-5式在物理意义上的区别应予注意。此外，由于新规范在设防烈度为6度至9度时适用，所以增加了烈度为6度时的参数，这是另一个不同点。

3.场地分类　从宏观震害的调查结果和不同场地条件上地震台站的记录来看，场地类型的不同对地震动参数和反应谱是有影响的。在第二章和第三章中介绍过：从理论上说，由于不同特性和厚度的土层在动力特性上的差别，对地震波的滤波和放大作用不同，会造成地面运动特性和反应谱的差别。对此，我们已经可以做定量的分析。尽管这方面的影响因素很多，有时规律性也远非十分明确，但一般地说，较软较厚的地层，反应谱的峰值会向长周期方向移动，反应谱的形状也要“胖”一些(见图4-7)。鉴于这些原因，在确定抗震设计的工程定量标准时，人们自然会想到，对于不同的场地，应该用不同的反应谱来做标准。

为了便于进行统计分析和制订标准，首先应该对场地按其对谱特性的影响进行分类。由于地震的不确定性和资料的离散性，各国关于场地分类的方法和指标很不一致。

在TJ 11-78规范中，对“场地土”和“场地类别”的概念不加区别，并将场地土分为三类：

Ⅰ类：稳定岩石；

Ⅱ类：除Ⅰ、Ⅲ类场地土外的一般稳定土；

Ⅲ类：饱和松砂、软塑至流塑的轻亚粘土、淤泥和淤泥质土、冲填土及其他松软的人工填土等。

相应的设计反应谱由图4-2中的三条曲线表示。

这样分类的欠缺之处已在前面说明。对此，GBJ 11-89规范采用了如表4-5所示的以土层横波速度和场地覆盖层厚度为指标的分类方法。

建筑的场地类别　　表4-5

场地土类型			场地覆盖层厚度d_{ov}(m)				
分类名称		平均剪切波速v_{sm}(m/s)	0	0—3	3—9	9—80	>80
坚硬		>500	Ⅰ	—	—	—	—
中等	中硬	250-500	—	Ⅰ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅱ
	中软	140-250	—	Ⅰ	Ⅱ	Ⅱ	Ⅲ
软弱		≤140	—	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ

表中v_{sm}为土层平均剪切波速，取地面下15m且不深于场地覆盖层厚度范围内各土层剪切波速，按土层厚度加权的平均值；覆盖层厚度是指地表至地下的下卧基岩或其他坚硬土层（v_s>500m/s）的距离，一般是很容易确定的。

这种分类方法将场地土类型与场地类别的概念区别开来，克服了过去分类中仅考虑浅层土的性质而忽略了第四系土层覆盖厚度影响的问题，显然比TJ 11-78规范前进了一步。

4.谱形状的确定　场地分成四类之后，就应当至少有四条不同形状的$\alpha(T)$曲线与之对应。由式4-2可知，我们要分析$\beta(T)$的变化规律。

由于在不同场地上反应谱峰值的放大率并无明显的区别，各国规范中除个别者外，对

各类场地多取β_{max}为一定值。在TJ 11-78规范及GBJ 11-89规范中，取$\beta_{max}=2.25$。这样，余下的问题就是分析β值随周期T的变化规律了。

对多数反应谱来说，$\beta-T$曲线有一个较明显的峰点（T_g，β_{max}），过这个峰点后，长周期部分可用下式来表示：

$$\beta(T)=\beta_{max}\left(\frac{T_g}{T}\right)^n,\quad T\geqslant T_g \tag{4-7}$$

由此得

$$a(T)=a_{max}\left(\frac{T_g}{T}\right)^n,\quad T\geqslant T_g \tag{4-8}$$

当$T<T_g$时，实际反应谱的变化规律很不明显且具不稳定的特征，在设计反应谱中，多用水平线或折线来描述。

在图4-2中，使用的参数如表4-6。

与图4-2相应的谱形状参数　表 4-6

场地土类别	T_g(s)	n
Ⅰ	0.2	1.0
Ⅱ	0.3	1.0
Ⅲ	0.7	1.0

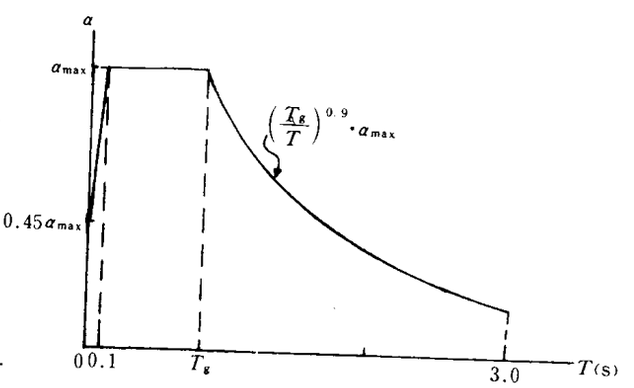


图 4-3 GBJ 11-89规范地震影响系数曲线

对此，在GBJ 11 89规范的修订工作中进行了如表4-7和图4-3所示的调整：

比较图4-2和图4-3，可知修订之后有如下的主要区别：

（1）图4-3形式上是一条曲线，但由于控制参数的变化（表4-7），实际上表述的设计反应谱是7条（T_g分别等于0.2，0.25，0.3，0.4，0.55，0.65和0.85 s）。这7条反应谱区分了近震和远震，即地震震级和震中距的不同对谱形状的影响；

（2）反应谱的下降段指数由1.0改为0.9，这样，下降趋势比较平缓，克服了前面提到的长周期谱值偏低的缺点；

（3）反应谱的起始点，即$T=0$时，单质点体系变为刚体，此时，从理论上讲$\beta=1$，相应地$a\doteq 0.45a_{max}$，修改后从理论上说更好一些；

调整后的谱形状参数　表 4-7

场地类别	T_g(s) 近震	T_g(s) 远震	n
Ⅰ	0.2	0.25	0.9
Ⅱ	0.3	0.40	0.9
Ⅲ	0.40	0.55	0.9
Ⅳ	0.65	0.85	0.9

（4）T值较高时，反应谱“末端”的控制条件亦有所变动。规范认为$T>3.0$s的结构，其地震反应主要取决于地面位移参数，应专门研究解决。

由于GBJ 11-89规范在各方面的进步，它已具有向下一类，即以地面运动参数为主要依据的规范过渡的特点。

二、以地运动参数为主要依据的确定方法

在该类规范中，美国的ATC条例是比较系统的一个。以此为例，加以说明[4]。

前面已经介绍过，该条例的名称是《建筑物抗震规定的试行条例（Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings）》，1978年由美国应用技术委员会（ATC）制订。

该条例在制订过程中，广泛吸收了学术界和工程界的研究成果，技术上是先进的，结果的表达形式又十分简明，便于在实际工作中采用，很多地方具有借鉴的价值。本书拟在本部分及第六章中还要对其他部分有关的内容作简要的介绍，相信会对岩土工程勘察和设计工作者有一定的俾益。

从该条例中，可以看出，以地运动参数为主要依据确定抗震设计工程定量标准的规范有以下几个特点：

1.与前一类规范一样，要确定“设计地运动”。

如前述，ATC条例认为，“对设计地震动（Design Ground Shaking）”下一个确切的定义是困难的，甚至是不可能的。但直观概念却十分简单。可以认为：对于某一场地来说，所谓设计地震动，就是在设计一个建筑时，为保证人的生命安全，所应考虑的地震动”。

虽然这个定义赋予了设计人员个人更多的抉择的余地，但后面的条款中还是进行了许多具体的规定。

条例认为，就目前来说，描述这个“设计地震动”的最有效的工具，仍然是一个平滑化的弹性反应谱。

2.该条例同时认为，用规范规定的弹性反应谱进行设计，不见得就是最好的办法。在对特别重要的建筑物进行设计时，建议用4个以上的时程曲线，经过反应分析计算出来的弹性反应谱的平均值作为设计依据可能更好一些。

这个观点与我国建筑抗震设计规范（GBJ 11-89)的有关规定，即对某些重要建筑物，“宜采用时程分析法进行补充计算”是非常一致的。

3.在设计反应谱的形成过程中，提出了“有效峰值加速度（EPA）”和“有效峰值速度（EPV）”的概念。

有效峰值加速度（EPA）正比于周期为0.1至0.5秒区间的反应谱值（s_a）；有效峰值速度（EPV）则正比于周期为1秒左右的速度反应谱值（s_v)。在阻尼比为0.05的情况下，二者的比例常数都取2.5。

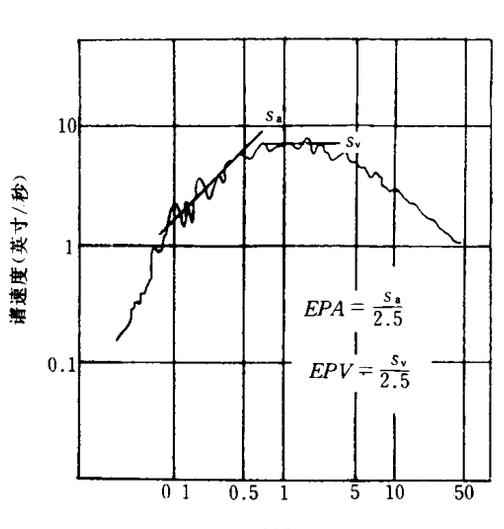


图 4-4　EPA和EPV的取值方法

EPA和EPV的具体取值方法，可按图4-4所示，在三座标反应谱上得到。

EPA和EPV在物理意义上尚没有一个十分精确的定义，但却是在从大量的实际反应谱归纳出设计反应谱时，定义出的地运动峰值参数的基础数据。

在大地震时，对于场地距能量释放区域较远的情况，震动周期偏长，显而易见，此时设计中宜用EPV控制。在设计中，如果场地的实际情况需要同时考虑近震和远震的影响时，设计时就应该同时考虑EPA和EPV的验算。

4.在具体设计中，为方便起见，上述的有效峰

值加速度EPA和有效峰值速度EPV是分别用两个系数来体现的:这两个系数,一个是“有效峰值加速度系数（Effective Peak Acceleration Coefficient)”—A_a;另一个是“与有效峰值速度相关的加速度系数（Effective Peak Velocity-Related Acceleration Coeffie-ient)”-A_v.

A_a的值可以直接从EPA值得到。如EPA = 0.2g, A_a= 0.2;EPA= 0.3g, A_a= 0.3;…等。

A_v的值按表4-8得到。

5.按照以上原则，在美国版图范围内进行了A_a和A_v值的分区工作。

分区工作按以下的步骤进行的:

——确定震源区域图;

——确定各震源区可能发生的最大震级;

——根据地震衰减规律（Attenuation Laws)确定场地基岩上的地震参数与震中距和震级的关系;

——用相应的计算程序，按超越概率方法得到参数分区图。

ATC条例A_v系数表　　表 4-8

EPV (in/s)	(cm/s)	A_v (无量纲)
12	(30.5)	0.4
6	(15.3)	0.2
3	(7.6)	0.1
1.5	(3.8)	0.05

我们在第三章中,对类似的方法已经作了介绍。

在具体分区时，还同时考虑了各个区域的历史地震资料，地震地质构造和局部地质环境，最后得到50年内超越概率为10%时的参数。这样的参数是针对坚硬粘土沉积层，较密实卵石层和基岩的。条例假定，这类地层层面上的EPA或A_a参数与基岩面上一致。这一假定是根据Seed等人的很多研究资料确定的,与实际情况基本相符。由EPA图经过换算得到EPV图。最后，为使用方便，再经过换算，按A_a和A_v参数进行分区,分别得到实用的A_a和A_v分区图（图4-5,4-6)。

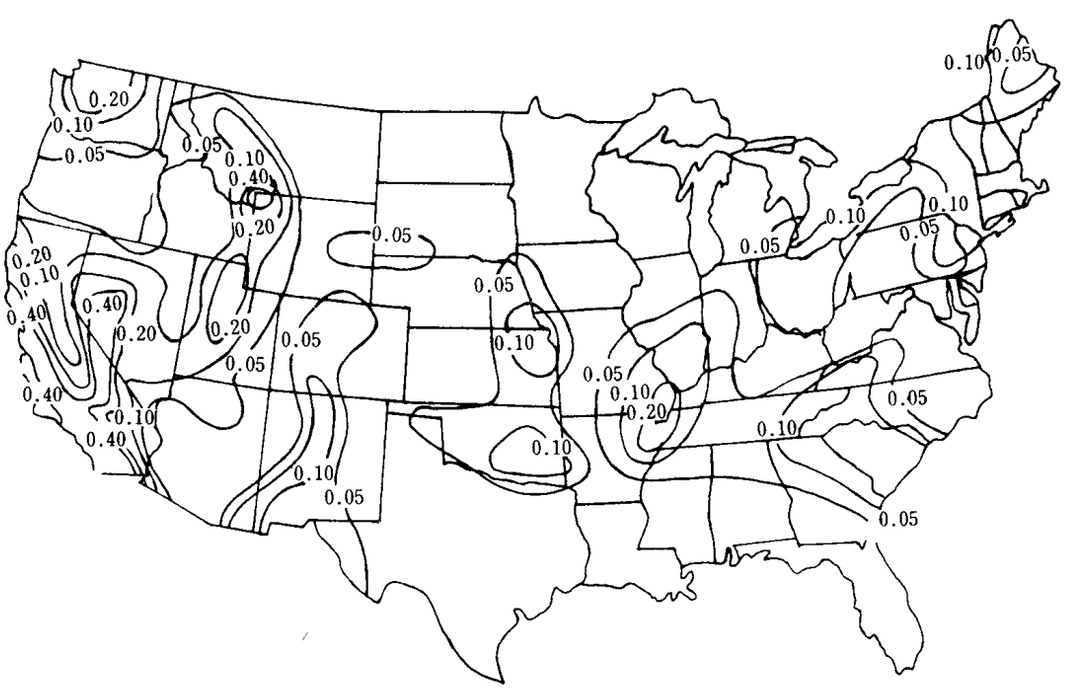


图 4-5　A_a等值线图（ATC 条例）

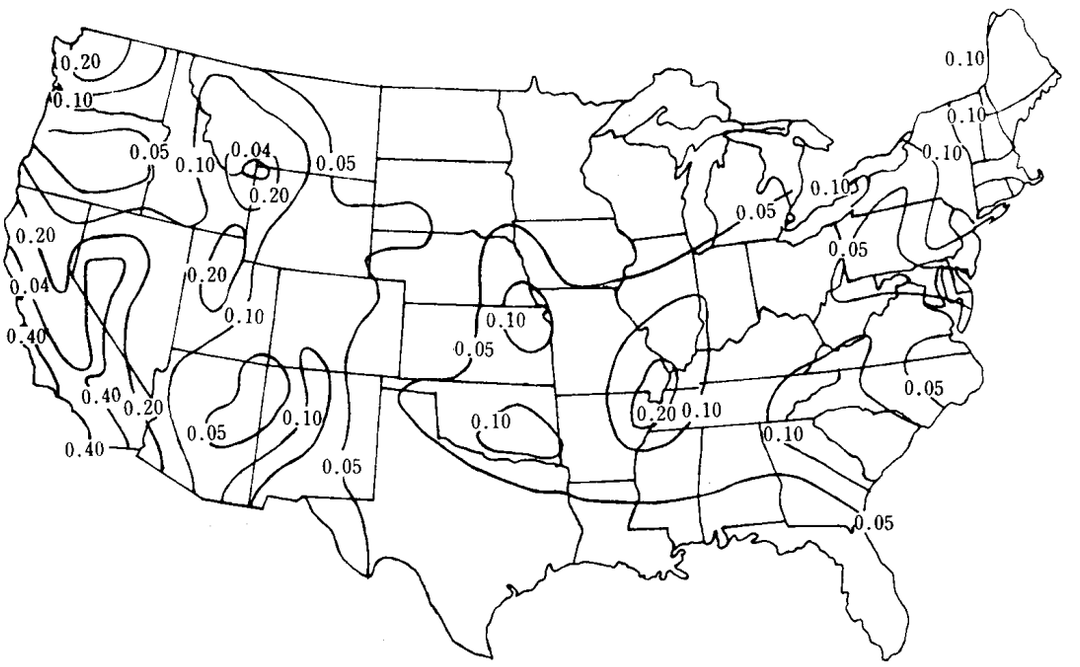


图 4-6　A_v等值线图（ATC 条例）

图4-5和图4-6中，靠近各震源区部位，A_a和A_v等值线是一致的。在距离震源较远的部位，二者就不一致了，此时，反应谱的长周期部分就由A_v值控制。

6.场地分类　规定将场地划分为 4 种条件，并规并为 3 类：

（1）基岩，v_s＞2500ft/s (833m/s)；

（2）坚硬土层，厚度小于200ft（67m）的砂卵 石或硬粘土层；

（3）厚层的非粘性土或硬粘土，厚度大于250ft（83m）；

（4）弱至中等硬度的粘性土 或砂土。

按照上述 4 个条件将场地分为 3 类：

符合条件（1）、（2）的划为Ⅰ类场地；符合条件（3）的划为Ⅱ类场地；符合条件（4）的划为Ⅲ类场地。分别记为s_1，s_2和s_3。

如上所述，在进行分区时，EPA或A_a值是针对Ⅰ、Ⅱ类场地的，当场地为Ⅲ类（s_3）且A_a = 0.4时，峰值参数应乘以0.8的系数。

7.在反应谱的峰值参数确定之后，还需要规定反应谱的形状。该条例在这个方面采用了Seed 等人1976年的研究成果。

Seed等人整理了主要从美国西部得到的各类场地条件的地面加速度反应谱104个。其中，关于（1）类场地条件的28个；（2）类场地条件的31个；（3）类场地条件的30个；(4)类场地条件的15个，其规准化反应谱的平均值如图4-7所示。

按照条例要求，将（1）、（2）类条件归并，得到三类场地s_1、s_2和s_3的规准化反应谱，如图4-8所示。

如上所述，当A_a等于0.4时，对于s_3类场地参数A_a应乘以0.8的系数后采用，这样得到的设计反应谱为图4-9。

如果将图4-9所示的反应谱画在三座标反应谱上，得到图4-10。从图中可以看到，对于

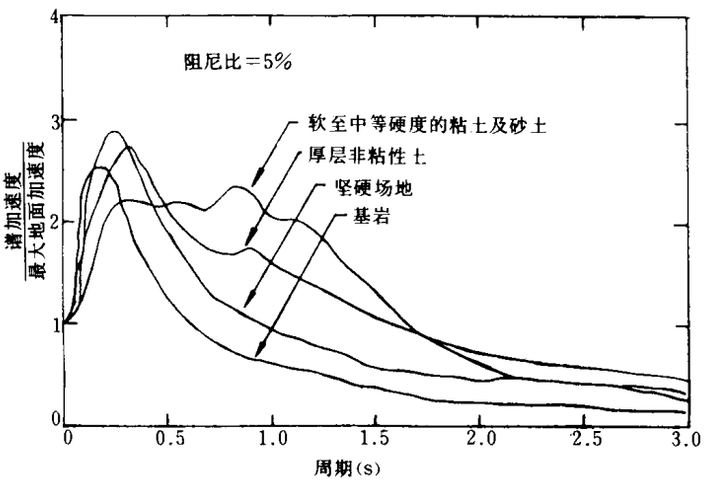


图 4-7　不同场地条件的平均规准化加速度反应谱

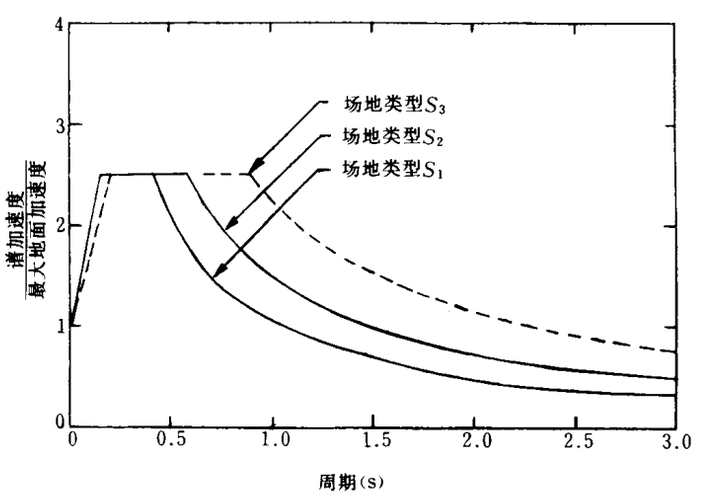


图 4-8　ATC 条例推荐的规准化反应谱

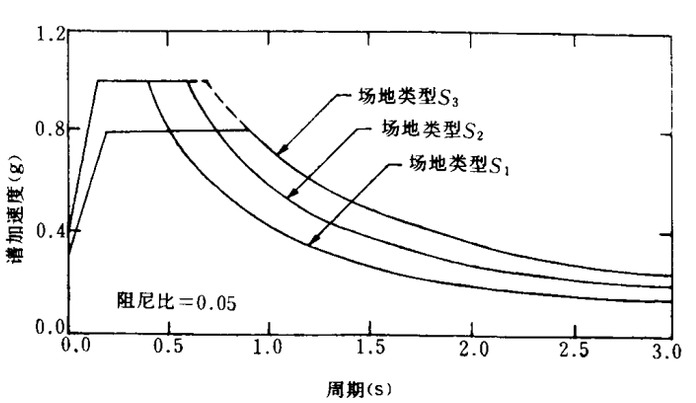


图 4-9　$A_a=0.4$时的设计反应谱（ATC 条例）

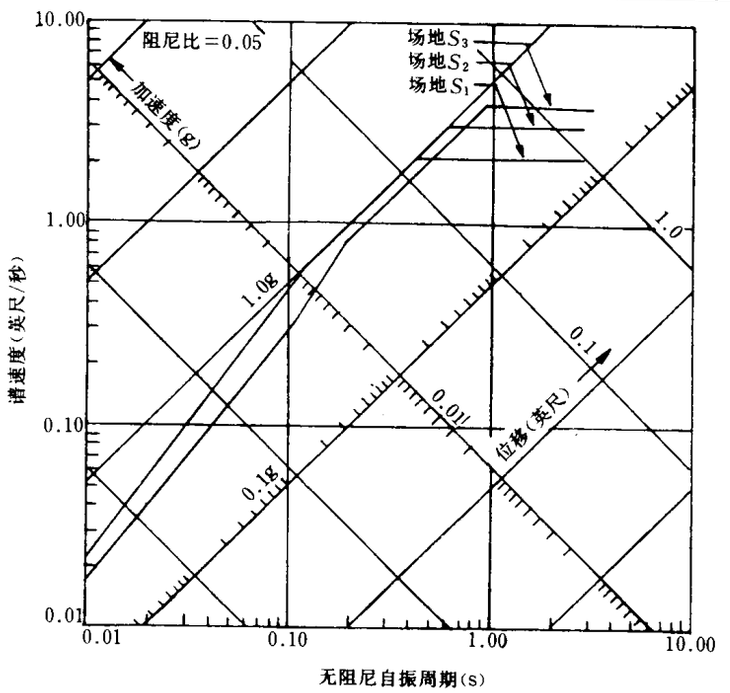


图 4-10　地震动三座标反应谱（A_a=0.4时，ATC条例）

所有的场地土类型（S_1、S_2、S_3）而言，在周期T = 1秒左右的谱曲线都是水平的，或者说谱速度值等于常数，这与上述的EPA、EPV 的定义和取法也是一致的。

8.建筑物的基底剪力

$$V = C_s \cdot W \tag{4-9}$$

式中，W——建筑物的有效总荷载，包括建筑自重和永久性设备、楼层的部分活荷载和有效雪载等；

C_s——动力设计系数，按4-10式取值。

$$C_s = \frac{1.2A_v S}{RT^{2/3}} \tag{4-10}$$

在4-10式中，

A_v——与峰值速度相关的加速度系数，具体取值方法将在下面介绍；

S——土剖面系数，按表6-8取值；

R——反应修正系数，据结构的刚度确定，一般取值范围在2.5～7之间；

T——建筑物的基本周期。

对以上的计算公式，有三点要加以说明：

（1）公式中没有直接用到图4-7，图4-8等给出的设计反应谱，但公式本身表示的C_s—T的变化关系与图中反应谱的形状是一致的；

土剖面系数表（ATC条例）　表 6-8

场地类别	S_1	S_2	S_3
土剖面系数S	1.0	1.2	1.5

（2）由此可以看出，该规定确定反应谱形状的方法与我国的规范有些不同：我国规范规定的形状，在“拐点”T_g以前，是一个“平台”，“拐点”以后的形状与“拐点”T_g有关，取$(T_g/T)^n$的函数形式；ATC条例规定的形状，在“拐点”前也是

一个“平台”,但“拐点”不预先确定，是由$T^{2/3}$曲线与“平台”交汇得到的；

（3）在公式4-10中用到A_v值，具体的取值方法是这样的：在图4-5和4-6中靠近震源的区域，A_a与A_v等值线一致，在式4-10中取这个数值即可；在距离震源较远的区域，二者不再一致，在计算时，在“拐点”前的外周期部分，由参数A_a控制，在“拐点”之后，就要用A_v图中得到的A_v控制了。由这两部分交汇，得到一个完整的反应谱。

在以上的介绍中，没有涉及到ATC条例该部分中的许多细节。编者只是希望通过这个例子，使读者了解到这类规范的一般特点。

这个条例还规定了，可以通过土与结构相互作用的分析来降低计算地震荷载。我们在下面的章节中将要涉及到有关的内容。

参 考 文 献

[1] 周锡元，王广军，苏经宇．场地、地基、设计地震．地震出版社，1990

[2] 中华人民共和国国家标准．建筑抗震设计规范（GBJ 11-89）．中国建筑工业出版社，1989

[3] 建设部抗震办公室编．建筑抗震设计规范(GBJ 11-89)统一培训教材．地震出版社，1990

[4] Applied Technology Council. U·S·A·Tentative Provisions for the Development Regulations for Buildings·1978

[5] 胡聿贤．各国抗震设计规范中有关烈度的规定．科学技术参考资料6 中国科学技术情报研究所，1973

[6] 周锡元，王广军，苏经宇．有关抗震设计反应谱的若干研究．中国抗震防灾论文集．上册，1986

[7] 陈达生，卢荣俭，谢礼立．抗震建筑的设计反应谱．中国科学院工程力学研究所．地震工程研究报告集，1977。

第五章　土动力特性参数的测试及应用

第一节　概　　述

在第三章中，介绍了地震反应分析的计算方法。与岩土工程中的其他数值方法一样，在计算模型和方程式确定之后，土的参数便成为一个至关重要的问题。参数的定义和描述方法及取值的可靠性，将直接影响到结果的准确性和适用性。

另一方面，从一定意义上说，土力学，包括土动力学，是一门试验性的科学。土力学中的很多理论都是建立在试验结果的基础上的。只有对试验的仪器、条件、方法和结果进行透彻的分析，才能得出有意义的结论。任何粗心大意或模棱两可都可能导至错误的结论，甚至给工程造成损失。

本章将着重讨论土动力特性参数的室内外测定方法。

土的动力特性，一般可分为两类，一类是与土的抗震稳定性直接有关的参数，如动强度、液化特性、震陷性质等；另一类则是土作为地震波传播介质时表现出来的性质。具体地说，就是在第三章的分析计算方程中出现的参数，如动模量、阻尼特性，有时还要用到振动条件下的体积模量或泊松比等等。本章主要涉及后一方面的内容，同时简单介绍有关动强度和震陷的试验方法，至于土的液化特性、动强度和震陷性质等的详细介绍，将在第八章中进行。

一般而言，影响土的动模量和阻尼特性的主要因素有以下几个方面：

1.各类土的动模量和阻尼比均受动应变幅值的强烈影响。总的趋势是随着应变幅值的增大，动模量降低，阻尼比增高。

2.很多研究都表明，各类土的动模量都随试样的平均约束应力的加大而增高。这种现象在野外的表现是，动模量随土层埋深的加大而增高。

3.土的一些静的物理力学性质对动模量有某种影响。这些性质包括粘性土的压缩模量、孔隙比和饱和度，砂类土的相对密度等。各类土的应力历史或超固结比对动力特性都有一定的影响。

4.循环次数和强迫频率也可能对动模量产生某种影响。

一般地说，影响动模量的因素都会影响阻尼特性，使动模量降低的因素常常使阻尼常数提高，反之亦然。

本章的目的是研究这些参数的测量方法，影响因素，变化规律及表述方法，以便在反应分析中得到应用。

从总体上说，土的动强度和震陷问题的影响因素更要复杂一些，试验研究工作也远不及对动模量和阻尼特性的深入。我们在本章中只能做一般性的介绍，供读者在考虑有关问题时参考。

土的动力参数可用室内试验或现场测试两种方法求得。前者系指首先在钻孔内取得试

样，然后在室内用不同种类的仪器进行试验研究；后者则是在现场进行地表的或孔内的原位试验，通过适当的换算直接求出。

常用的试验方法见表5-1所列。

土动力测试方法 **表 5-1**

原位试验	物探方法—检层法波速测试 物探方法—跨孔法波速测试 表面振动方法 动力载荷试验	室内试验	循环三轴试验 循环直剪试验 循环扭剪试验 共振柱试验 振动台试验

在具体讨论原位和室内试验的方法之前，首先对两种方法的优缺点进行简单的比较：

1.原位测试中，有较大的土体参与试验，因而试验结果较有代表性；在室内试验中，土样尺寸较小，如果在试样采取过程中掌握不当，有时对单个试样的试验结果难以体现整个土层的性质。

2.原位测试对土体扰动较小；室内试验在取样、运输、贮存、制样过程中，对土样的扰动是不可避免的。试验时的边界条件也很难与土的原位条件完全相符。

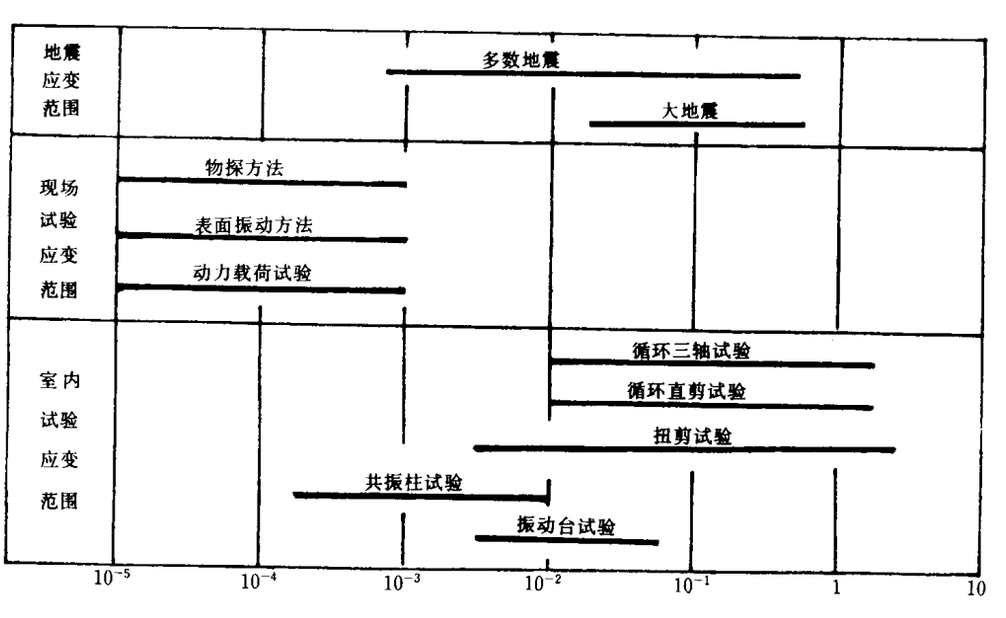
3.原位测试几乎在所有的土类中都可进行；室内试验则限于取样技术和试件尺寸，对砂类土和碎石类土的试验存在一定的缺陷或困难。

4.在室内试验中，由于便于对应力、应变和孔隙水压力等试验参数进行控制，因而便于对某些专门性课题进行研究。在系列性的试验中，价格亦较便宜；原位测试则只能对土在自然条件下进行研究。

5.在土作为土工构筑物的材料时，对其施工控制条件第一步只能在室内研究确定。

6.一般来说，限于设备的能量输出能力，原位试验只能在小应变条件下进行；而在室内由于试样较小，可以研究在大应变振幅下的动力性能（表5-2）[1]。

各类试验的应变幅值范围 **表 5-2**



从以上的分析可以看出，两类试验各有其长处和缺点，在作用上也是不可相互代替的，这就是目前两类试验得以并存的原因。下面将对各种试验方法进行具体的介绍。

第二节　土动力特性的原位测试方法

如前所述，土动力特性的野外原位测试的主要方法可分为三类：物探方法，表面振动方法和动力载荷试验。这类方法的基本原理是，首先使振源发生低能量的波，当波在土层中传播时，或者量测其波速，或者量测频率或波长，然后用弹性公式计算动模量。在某些情况下也能求出阻尼常数。目前尚不能在野外测试土在动态下的体模量和泊松比、动强度和震陷的原位测试更不多见。

一、用孔内波速试验方法测动模量

采用这种方法必须先在预测部位钻孔，在孔下安装振源或拾振器，在已知振源和拾振器之间的距离情况下，测出初至剪切波到达的时间后即可用式5-1算出土的动剪切模量 G 。

$$G = \rho v_S^2 \tag{5-1}$$

式中：ρ ——土的质量密度；

v_S——剪切波（S波）在土中的传播速度。

在孔内不同深度进行量测，可求出不同土层的切剪切模量。在较厚的单一土层内则可研究动模量随深度的变化。

需要指出的是，即使是同一种土的动模量也不是一个常数。它们的值是与应变水平相对应的。孔内物探方法产生的动应变水平通常只有 $10^{-3}\%\sim10^{-5}\%$ 左右，这个应变量级比一般地震要小得多（表4-1）。因此，如果不加分析地将测试结果直接用于计算，将导至高估土的动模量，从而使计算得出的反应水平偏低。但是由于波速模量是在对土扰动较小的情况下测得的小应变下的模量，它代表了模量随应变变化时的最高可能达到的数值，因此具有十分重要的意义。

孔内物探方法按照振源和拾振器(或称检波器)设置位置的不同可以分为三种(图5-1)：

1.跨孔法（Cross-hole Techuique）

2.孔上检层法（单孔上传法，Up-hole Techuique）

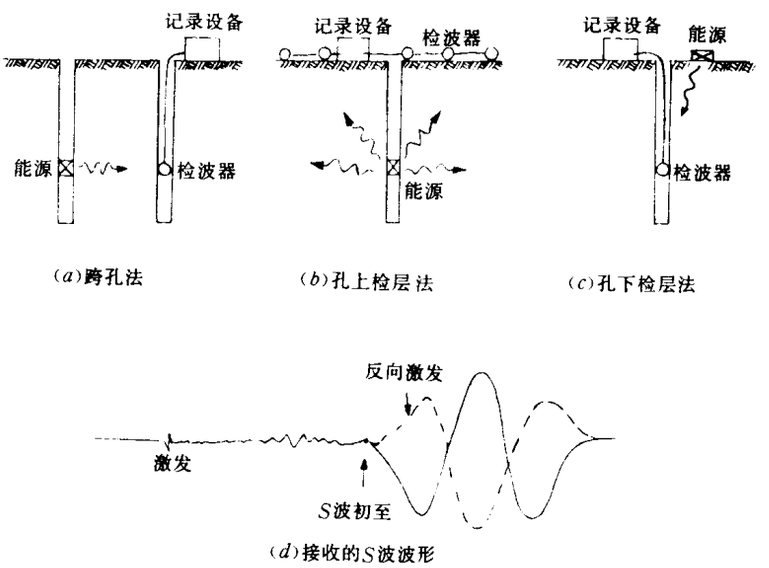
3.孔下检层法（单孔下传法，Down-hole Technique）

上述2、3两种可合称为单孔法。

以上三种方法的振源，都是用锤击产生的。在孔上激振时，就用手锤。较好的方法是在手锤上装设电子激发开关，可自动记录波的发出时间；在孔下激振时（方法1，2），需用特制孔底锤，目前已有用电火花或其他微型爆破代替孔底锤的，但应用尚不普遍。

为了求出S波速度，需要准确记录并算出S波的初至时间。在示波器上辨认初至S波的困难是激振时同时有压缩波（P波）产生，P波的振幅较小但传播较快，所以在记录仪器上首先看到的是P波。因为初至的P波比较好辨认，有人就直接用P波的传播速度计算动弹性模量（式5-2），再用弹性公式换算出动剪切模量（式5-3）：

$$E = \rho v_P^2 \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{(1-\mu)} \tag{5-2}$$



(a)跨孔法　(b)孔上检层法　(c)孔下检层法

(d)接收的S波波形

图 5-1　波速测量方法

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \tag{5-3}$$

式中：E——动弹性模量；

v_P——压缩波（P波）的传播速度；

μ——泊松比。

这样做的缺点是，在动态条件下土的泊松比很难求得，模量值经过两次换算精度亦较差，更重要的是，在水下决不能用求P波速度的方法。因为水是P波的传导介质（不传导S波），且P波在水中的传导速度比在土中要快，在此情况下测到的只能是水的波速，不能反映欲求土层的特性。因此，除非出于某种需要，我们并不推荐这种用P波速度换算剪切模量的方法。同时，随着设备和技术的发展，S波的辩认已经不是很困难的事了。例如对于某些具有记忆功能的记录仪，我们可以在振源上多次同向激振，使记录屏幕上的初至S波因不断得到增强而突出出来（此时P波虽然也在同时增强，但因其幅值较小，遂与S波区别变得明显）。我们也可在振源上反向激振，这时在屏幕上可以记录到几乎是对称的波形，亦使辩认比较方便。这样的记忆功能用单板机即可解决，并不十分困难。

在上述三种方法中，跨孔法较为可靠。因为波的传播途径比较明确，且往往只有单一土层参与试验过程。必须注意的是，因为限于激振能量和保证测到沿水平方向直接传导的S波，该法的两孔间距不能太大，通常在5～7 m的范围内，因此钻孔的倾斜可能造成较大的误差。建议在使用跨孔法时首先用孔内测斜仪量测钻孔的斜倾程度，以便精确地算出激振点和拾振点间的确切距离。

在用单孔法进行波速测量时，波从振源发生后在不同土层的层面处要发生折射。我们必须仔细分析波的传播途径，画出时距曲线，然后算出波速。这种方法与跨孔法相比较，缺点是明显的，但因其费用较低，设备亦比较简单，所以仍被广泛使用。试验比较证明，如果操作和分析比较仔细，检层法与跨孔法的测试结果差别甚小，一般情况下可以满足计算的精度要求。

作为例子，在图 5-2 中给出北京地区某钻孔内的波速测试结果，从图中可以看出不同土层的波速数值及波速随深度的变化情况。

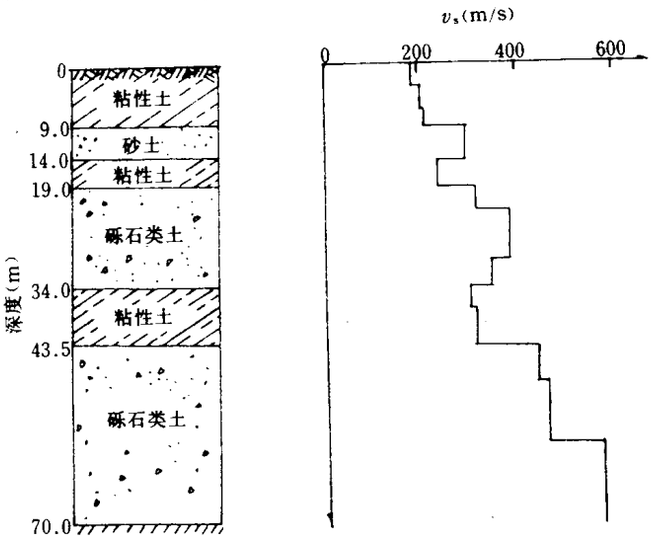


图 5-2　波速试验结果举例

在进行城市地震影响小区划分时，面临的工作区的范围可能比较大，不可能在每一个计算点上都有波速资料。在这种情况下，较好的办法是找到影响波速数值的主要因素，并用回归方法求出适当的表达式，以便在整个区域内使用。

在北京地区，对波速影响最大的因素是土的岩性和埋深，在大量统计资料的基础上得到下列的关系[2]：

砂类土：
$$v_s = 104H^{0.407} \tag{5-4}$$

粘性土：
$$v_s = 111H^{0.309} \tag{5-5}$$

上两式中，v_s是剪切波的波速，以m/s计；H是土的埋深，以m计。

在砂类土中，也可用同样方法求出剪切波速与标准贯入试验(SPT)击数之间的关系。在北京地区有，

$$v_s = 85.9N^{0.349} \tag{5-6}$$

式中，N——标准贯入试验的锤击数。

需要指出的是，任何统计关系式都有其一定的使用范围。例如，式5-4～式 5-6是在30m深度范围内统计的结果。未经验证，也不能硬搬其他地区的统计结果。

二、用表面振动试验方法求动模量

表面振动试验法是在六十年代中期由美国水道试验站(Waterways Experiment Station)提出来的。其试验原理和基本设备如图5-3所示。

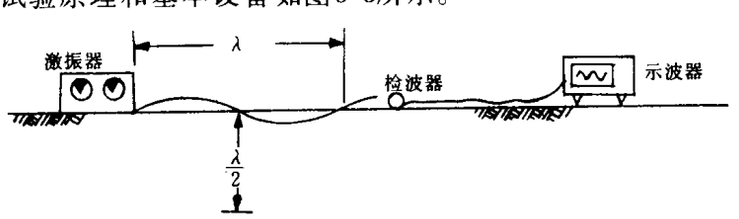


图 5-3　表面振动测量法

这种方法使用可改变频率的激振器作为振源。在高频时，多使用电磁式激振器，可产生30至1,000Hz的振动；当所需的激振频率小于30Hz时，则使用机械式激振器。因为激振是在地表，所以从振源发出的是瑞利波（Rayleigh波或R波）。在激振频率已知的情况下，如果我们可用图5-3所示的方法测出R波的波长，便可用式5-7算出瑞利波的速度：

$$v_R = \lambda f \tag{5-7}$$

式中，V_R是R波的速度；λ和f则分别表示波长和频率。

因为我们知道，瑞利波与剪切波的波速是非常接近的（在泊松比为0.5的土层中，二者完全相等），对于任何实用目的而言，用v_R代替v_S都是可以的，因此有

$$v_S \simeq v_R = \lambda f \tag{5-8}$$

这种在用表面振动试验得到剪切波波速的近似值后，再用（5-1）式计算动剪切模量便不成问题了。

理论和测试经验已经证明，沿地面上某一方向相邻点之间测得的瑞利波速v_R，是代表地面下相当于瑞利波半波长的深度范围内此种波的传播速度。因为v_R对某种土来说是一个定值，这样，如果降低频率f，可以使波长λ加大，从而测到更深范围内的土层的速度。如果用低频激振，这个深度可达到30m左右，当然这与土的性质有关，对于剪切模量很高的坚硬土层，用该方法甚至可以测到50m左右土层的动剪切模量。

该方法在理论上的研究，七十年代以后取得了新的进展。较有代表性的是美国水道试验站Baladi的工作。他在“半波长理论的探讨”一文中提出：假如在多层沉积地层中每层土的波速为一常量，则可以用数学方程式来求出各层次交界面的位置。八十年代中期以后，在此基础上发展起来的表面波谱分析法(SASW法)，可以通过表面波波谱的分析，确定土层的结构、岩性和某些土力学参数，目前已被用于工程勘察当中。不过，这已超出了本书的讨论范围。

表面振动方法的振幅范围已在表5-2中进行了说明。求出的仍然是应变振幅很小条件下对应的剪切模量。但另一方面，这种方法还是具有发展前景的，因其不需钻孔，设备简单，原理清楚，经济可靠。美国联邦政府在有关宇航、雷达、重型武器和精密电子设备基础的勘察测试工作中，特别强调发展这种试验方法。

三、动力载荷试验

图5-4给出了这种试验的原理和设备概况，主要是通过试验求得土的共振频率，然后换算动模量。有些单位在进行机器基础试验时已有类似设备，过去采用了这个方法。但要指出，这个方法有其一定的缺陷，主要是：由于激振器放置很难达到要求，容易造成误差；求得的仅是载荷板下很小区域内土的参数且动模量的数值是载荷板尺寸的参数。所以一般情况下并不推荐此种方法。

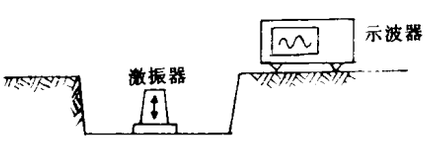


图 5-4　振动载荷试验

四、阻尼常数的原位测试方法

从原理上说，土的阻尼常数可以通过在野外观测波从振源发出后随传播距离的衰减速率来求取。从这个意义上说，最直接的野外测试方法便是在地震活动区某确定点钻孔，并在不同深度上设置加速度计，从将来的地震记录中反算阻尼参数。虽然这种方法目前看来还有一定的局限性，主要是地震发生很难准确预测，记录结果又包含着模量和阻尼等多因素的综合影响，但从发展的眼光看，这种方法确实有其潜在的

优越性。从岩土工程的角度看，用反演计算求得的参数比较接近实际情况。对于那些用其他方法难于可靠求出的参数尤其如此。

在野外求阻尼常数的另一种方法是在较低频的情况下进行表面变频振动试验，在土中的预测部位量测加速度，然后用单自度系统的振动理论求得阻尼常数：

$$\xi = \frac{\Delta f}{2f_m} \tag{5-9}$$

式中　f_m是试验求出的共振频。$\Delta f = f_2 - f_1$是在振幅为共振振幅0.707倍处的频率宽度（图5-5）。

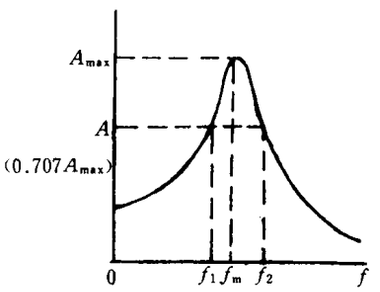


图 5-5　阻尼常数的计算方法

这样测得的数据尚不能直接用于强震地面反应分析的计算中去，因为：

第一，在试验频率下对应的剪应变只有 $5 \times 10^{-5}\%$ 左右，相应的最大加速度大概是10^{-3}g，远远小于一般地震的量级；

第二，在求出的阻尼常数中显然包含几何阻尼的成份。而我们在地震反应的模型中感兴趣的主要是粘性阻尼。要将二者区分开是十分困难的。因此，对此法的测试结果，当应适当修正。

从以上的分析中可看出，用原位测试的方法求土的粘性阻尼常数，还存在一定的困难。这就是很多学者目前还对室内试验较感兴趣的原因。

第三节　动模量和阻尼特性的室内测试方法

在对各种试验逐一地详细讨论之前，先对几个与室内试验有关的问题进行简单的说明：

首先，室内试验的试样，常常有两种方式得到：一种是从原位取得“原状”试样，在室内削制成仪器要求的尺寸，进行试验，这主要适用于粘性土的情况。近年来，也有用冻结等方法取得“原状”砂类土试样的，毕竟还是少数；另一种，主要是对颗粒状土，通常是利用扰动土样。即从原位取回材料后，按照原位的相对密度，在室内重新制备成试样。这样，与土工静力试验基本上是一样的。对于前一类试样，值得注意的是：所谓“原状”试样，实际上必然要受到各种扰动，很难保持原状，任何扰动一般都会造成模量的降低和阻尼的增高。对试验结果进行评价时，必须考虑到这个因素。另一方面，对于颗粒状土，主要是砂类土，过去一直认为，只要在室内试验中控制的相对密度与天然状态一致，便能得到符合实际的结果。不幸的是，最近Mitcheal等多人的研究先后说明，“砂类土结构的重要性不亚于粘性土[3]”。就是说，在制样时仅考虑相对密度而忽略了结构性，试验结果就可能有误差。但是砂类土的天然结构在室内几乎是无法复制的。对这个问题在目前技术水平上解决的方法是：（1）尽量设法取得原状试样；或者，（2）在室内进行不同方法制样的对比试验，以了解在同样的相对密度下结果差异的大小。当然，最后的办法，也是最重要的办法还是工程技术人员建立在大量经验基础上的工程判断。这样说，并非低估室内试验的重要性，而是要避免那种拿到室内试验数据就不加分析地带入公式的错误做法。在实际工作中，试验工作和计算工作往往由不同的人员进行，在业务领域上，互相了解和渗透是非常必要的。

对于上述两类试样来说，在振幅较小时求得的动力参数与原位试验的相应结果进行比较，是对室内试验成果进行判断和评价的重要依据。

第二，各类室内试验，从对模量和阻尼参数求值的方法来看，也可以分成两类：一类是在试验中量测试样的应力－应变关系，直接算出模量和阻尼数值；另一类是量测试样的共振频率，然后间接计算土的上述动力参数。前一类可以称为土动力参数的直接测试法，后者称为间接测试法。一般情况下，直接法多用于大应变条件下的测量，间接法应变水平较低。具体做法将在下面详细讨论。

第三，在地震反应分析问题中，一般情况下都假定地震影响是由于剪切波的竖直向上传播造成的。因此，室内试验的边界条件与应力状态应该与上述假定相一致。从下面的介绍中可以看出，某些试验的应力状态与上述假定是有区别的，例如在循环三轴试验中，我们只能先求出动弹性模量，再经换算得到剪切模量。对于这类问题，必须有一个清晰的概念。

这里，先将下面要介绍的各种试验的概况列于表5-3，然后逐一讨论。

室内动力试验的适用范围　　**表 5-3**

试验类型	试验方法	可测定参数	适用土类			
			原状非粘性土	扰动非粘性土	原状粘性土	扰动粘性土
反复循环试验						
	三轴	模量　阻尼	*	*	*	*
	直剪　大尺寸试样	模量　阻尼				*
	小尺寸试样	模量　阻尼		*	*	*
	扭剪　空心锥形试样	模量　阻尼				*
	空心柱试样	模量　阻尼		*		*
强迫振动						
	共振柱　实心试样	模量	*	*	*	*
	空心试样	模量		*		*
自由振动						
	共振柱　实心试样	阻尼	*	*	*	*
	空心试样	阻尼		*		*
	振动台	模量　阻尼				*
	扭　剪　实心试样	模量		*	*	*
	直　剪　大尺寸试样	模量　阻尼		*	*	*

注：符号“*”表示可以适用。

一、循环三轴试验（Cyclic Triaxial Test）

循环三轴试验与静力三轴试验有许多类似之处，所不同的是后者在一般情况下在轴向对试样施加的是单调增加的静荷载，而前者施加的除静载外还有轴向循环荷载。这样的加载条件决定了循环三轴仪的压力室与普通的静力三轴仪基本上是一样的。循环荷载的加载机构可按其原理分为三类：气动式，液压式和电磁式。也有的仪器将前两种联合使用，可称为液压－气动式。

试验的应力条件如图5-6所示。

试验开始时，试样首先在静力条件下固结，固结完成后沿轴向施加动应力(或动应变)为常数周期循环荷载。荷载波形多用正弦波，加荷频率与地震波的主要频率分量相对应，如2Hz左右。振动次数则由试验目的确定。

循环三轴试验系用直接法测定土的动力参数。试验后分别量测动应力σ_d和弹性动应变

ε_d幅值（图5-7*a*）并由此算出该应变下的动扬氏模量E_d值：

$$E_d=\frac{\sigma_d}{\varepsilon_d} \tag{5-10}$$

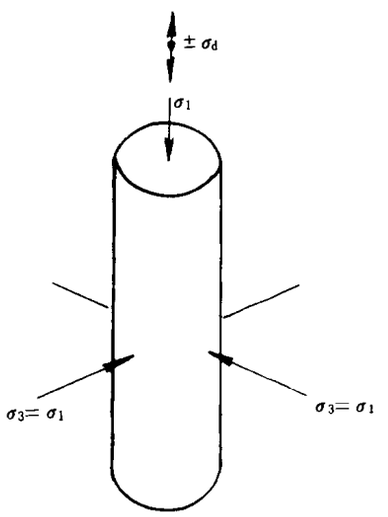


图 5-6　循环三轴试验的应力条件(轴向循环荷载)

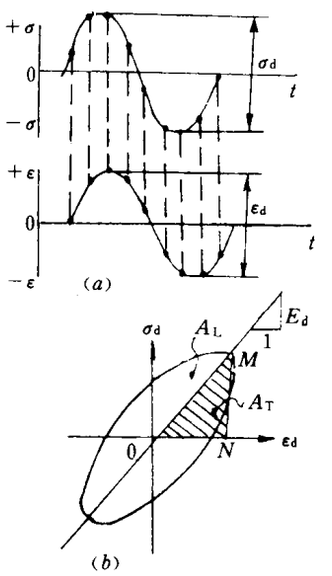


图 5-7　循环三轴试验结果

如果将加荷过程中某一次应力循环的动应力和动应变值按波形中一一对应的关系展画到σ_d-ε_d座标系上，可以得到图5-7b所示的滞回圈。滞回圈所包围的面积表示振动一周的能量耗散。可以证明，试样的粘滞阻尼常数（即粘滞阻尼比）可由下式求得：

$$\xi=\frac{1}{4\pi}\frac{A_l}{A_t} \tag{5-11}$$

式中，A_l ——滞回圈包围的面积；

A_t ——带影线的$\triangle MON$的面积。

用图中$\overline{OM}$的斜律求出的动模量与5-10式算出的结果是一致的。

如果在试验中施加的动应力（或动应变）较大，会发现滞回圈所包围的面积也加大，并向ε_d轴倾斜。这说明在循环三轴试验中求出模量随动应变值增加而降低，同时阻尼常数有随动应变增加而提高的趋势。

从表 5-3 可见，循环三轴试验对所有土样都能适用，在研究工作和工程实践中应用都比较广泛。一般地说，试样制备和试验操作也比较简单，这是它的主要优点。

这种试验方法的主要局限性是：

1.它只能直接求出动杨氏模量E_d。计算中需要的动剪切模量必须经过5-3式换算得到。大家知道，5-3式只是在弹性范围内才是正确的；式中的泊松比μ又很难用试验求出。这个换算过程有可能带来误差。

2.试样在试验过程中经受的应力状态与土单元体在原位经历地震过程时的应力状态有较大的差别：土在原位状态，最大主应力基本上是在垂直方向上，在受到地震循环剪应力时也只在一个很小的角度上旋转；在室内，特别是在通常采用的等向固结条件下，中主应力和最小主应力在轴向压缩的半周内是相等的，而在轴向拉伸的半周内转换为最大主应力。在每次循环中，这种主应力方向的90°转向在原位状态中显然是不存在的。

3.试样两端与试样帽之间的摩擦，使局部应力状态发生改变，有时甚至导致该部分的局部失效。为减少这种现象对试验结果的影响，必须采取适当措施减少试样两端的摩擦，并要适当增加试样的高度。一般认为：试样的高径比用2.5比较合适。

当然，要看到，上述局限性中有些是室内试验所共有的。指出这些缺陷并非意在降低这种试验的重要性。在我国的各个土动力试验室中，循环三轴试验仪是最普遍的一种设备。只要我们在试验操作和结果评价中，能够注意到上述缺陷的影响并适当加以克服或修正，仍然能够得出令人满意的结果。

二、循环直剪试验（Cyclic Simple Shear Test）

循环直剪试验又称循环简单剪切试验。试验时，试样在周边受到约束的条件下承受垂直静应力，并在该应力状态下固结，以模拟地震发生前的原位应力状态。固结完成后，对试样施加水平剪切应力，以模拟地震过程中的应力状态。

试验中，可以测到动剪应力和动剪应变的波形，然后用类似循环三轴试验的数据整理方法求得动剪切模量G_d和阻尼常数ξ。可以看出，循环直剪试验也是属于用直接方法求土的动力参数的类型。

循环直剪试验可以分为小尺寸试样和大尺寸试样两种。除试样尺寸之外，二者在试验方法上也有一定的区别：

1.小尺寸试样试验

这类试验的试样尺寸较小，一般直径（或边长）仅有7～8cm，高度仅1cm左右。现有设备分为圆柱形试样的和矩形断面试样的两种。

圆柱形试样设备如图5-8所示。

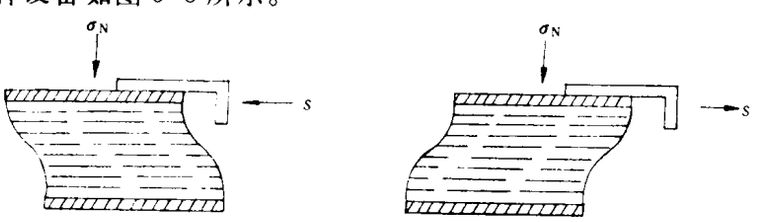


图 5-8　圆柱形试样动直剪

该设备首先在挪威岩土工程学院（NGI）五十年代老设备基础上改装研制形成。早在1961年，Converse就曾经使用这种仪器来研究粉质土的滞回特性，后来又经过若干改进，目前在国际市场上已可购到Geoner等公司的定型产品。

改进后的设备试样周边的容器由环状金属丝加筋的橡胶膜构成，形成对试样的柔性约束。这样，在施加往复循环的水平剪切应力时在整个试样内形成剪应力一致的状态(图5-8)。较之下面介绍的另一种小尺寸试样直剪仪，该仪器的试样比较容易制备，放入剪力容器中也较方便，所以适用于对原状土进行试验。

矩形截面试样的循环直剪仪如图5-9所示。

在1968年Peacock和Seed发表的论文中首次见到利用这种仪器得到的试验成果。因为仪器采用的是刚性剪力盒，所以试验中在整个试样内形成的是剪应变一致的状态（图5-9）。这类仪对砂类土比较适用，因为扰动砂料可以在刚性剪力盒力内直接被制备成一定相对密度的试样。当然，对粘性土扰动试样，一般也可在剪力盒内重塑，并进行试验。对于原状粘性土，则因方形试样制备困难，一般不适用。

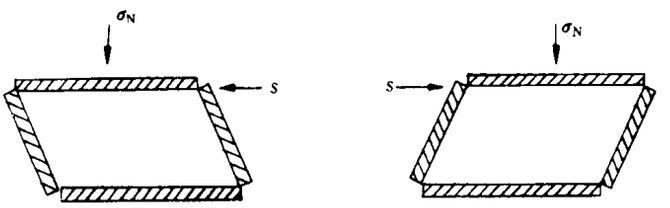


图 5-9　矩形截面试样动直剪

这两种小尺寸试样试验设备的主要缺点有两个：

（1）试样受力时边界条件不够理想：在圆柱形试样中剪应变不均匀；在矩形截面试样中则存在应力集中的现象；

（2）因试样本身尺寸较小，故上述边界条件造成的影响可能相对较大。

虽然存在上述问题，但由于这类仪器对地震荷载条件的模拟比较真实，目前仍被广泛使用。同时，在基本原理大体一致的前提下，也出现了一些改进型的仪器，例如，在圆柱形试样的仪器中，用多层刚性环代替加筋的橡胶膜作为剪切容器等等，这里就不一一介绍了。

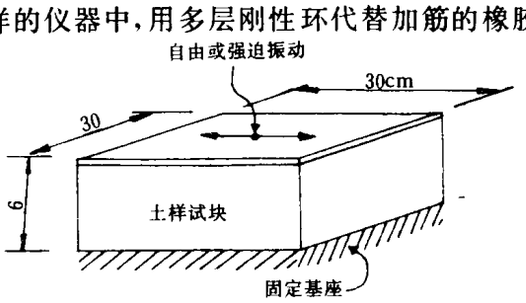


图 5-10　大尺寸试样动直剪试验

2. 大尺寸试样试验

这种设备是1968年Kovacs在研究软粘土的动力特性时研制成功的[4]。试样为边长30cm，高15cm的立方体。试验原理如图5-10所示。

试验中，在试样顶端用激振器施加循环水平剪力，用压力传感器量测水平剪力，LVDT（线性差动位移传感器）量测水平位移，再用前面讲过的方法算出动剪切模量和阻尼常数。

大尺寸试样试验也可用自由振动方法。试验开始时，先在试样顶端造成一定量的水平位移，然后释放，使试样处于自由振动状态。振动随时间的衰减可以用加速度传感器或LVDT量测，据剪切梁的横向振动理论可知，动剪切模量G_d可由下式求出：

$$G_d = \frac{24\gamma H^2}{gT^2} \quad (\text{Pa}) \tag{5-12}$$

式中，γ = 土的单位重，N/m^3；

H = 试样高度，m；

g = 重力加速度，$9.8m/s^2$；

T = 自由振动的周期，s。

如果在振动的衰减过程中，能够测出任意两邻两周的振幅，便可用单质点自由振动公式求出土样的阻尼常数：

$$\xi = \frac{1}{2\pi}\ln\frac{A_n}{A_{n+1}} \tag{5-13}$$

式中　A_n——第n周的振幅；

A_{n+1}——第$n+1$周的振幅。

当然，自由振动方法不再属于直接方法，而是属于求土动力特性的间接方法了。

大尺寸循环直剪试验一般只适用于重塑试样，且因费用较高，只在必要时进行。

三、循环扭剪试验（Cyclic Tortional Shear Tests）

常见的循环扭剪试验有下列三种类型：

1.第一种类型采用空心柱试样。是由美国学者Hardin和Drnevich在七十年代初期研制成功的。试样的内径约10cm，外径约12.7cm，高23cm（图5-11）。试验时，在试样的轴向施加静载轴向正应力σ_1，在外侧和中空部份施加相等的径向正应力σ_3，然后沿环向施加循环剪应力τ_d。这样，我们可以得到接近纯剪的应力状态。在试验中测得剪应力和剪应变后，便可用直接方法计算模量和阻尼参数。

除了应力状态比较理想之外，这种试验的另一个优点是动应变的范围比较大，既可在很小的应变条件下，也可在与地震应变条件相应的较大的应变条件下测定土的动力参数。其应变范围一般在$2\times10^{-2}\%$至5%左右。

为避免加荷系统的惯性力对试样的干扰，这种试验只能在很低的频率下进行。另外，由于制样的困难，只能适用于重塑土样。

2.第二类扭剪设备实际上是一种自由振动设备。由圆柱体的实心试样及其上端的刚性体构成一个自由振动体系：振动中，惯性力主要来自土样上端的刚性体，而土样则起弹簧和阻尼器的作用。土样下端与仪器底座，可以弹性联接，也可刚性联接。后者使用较为广泛，现在仅针对后一种情况进行分析（图5-12）。

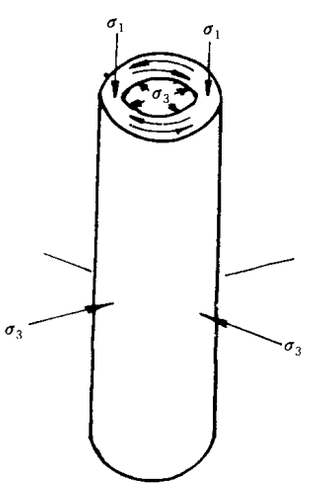


图 5-11　中空柱形试样的动扭剪试验

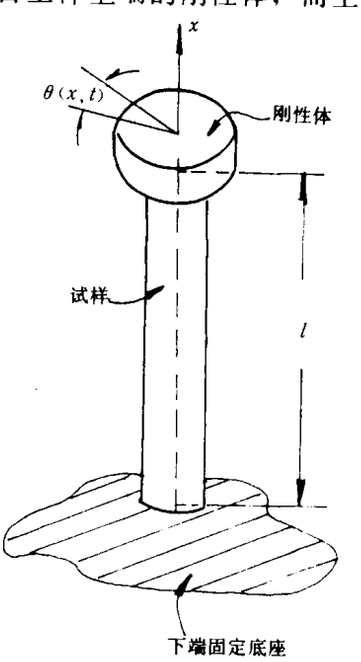


图 5-12　自由振动扭剪设备试验原理

这种仪器在六十年代中期由Zeevaert制成，近年来，美国加利福尼亚大学的伯克利和戴维斯分校的学者们对其进行了较大的改进。因为具有受力明确，操作简便的优点；几乎适用于所有土类，所以使用日渐广泛，成为土动力学试验室的主要设备。我国的一些高校和研究单位，也装备了这种仪器。因此，有必要在此将这种仪器的原理和求值方法进行较为详细的讨论[6]：

试验开始，使土样上端的刚性体发生一个初始的角位移$\theta(x,t)$，土样的各个部位也被连带产生不同的初始角位移。释放后，整个体系便开始自由振动，振动方程如5-14式(图5-12)：

$$\frac{\partial^2\theta}{\partial t^2}-\frac{\eta}{\rho}\frac{\partial^3\theta}{\partial t\partial x^2}-\frac{G_d}{\rho}\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}=0 \qquad (5\text{-}14)$$

上式可写成

$$v_s^2\left(\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}+\frac{\eta}{G_d}\frac{\partial^3\theta}{\partial t\partial x^2}\right)=\frac{\partial^2\theta}{\partial t^2} \tag{5-15}$$

上两式中 η 为阻尼项的系数，其它的符号与过去使用过的涵义相同。

令5-15式的解为：

$$\theta(x,t)=Z(t)\cdot X(x) \tag{5-16}$$

代入5-15式后得到

$$v_s^2\left(Z+\frac{\eta}{G_d}\dot{Z}\right)X''=X\ddot{Z} \tag{5-17}$$

式中，符号“·”表示对 t 的微分；“′”表示对 x 的微分。

对4-17式整理后可得

$$v_s^2\frac{X''}{X}=\frac{\ddot{Z}}{Z+\frac{\eta}{G}\dot{Z}} \tag{5-18}$$

显然，只有当等式两边都等于同一常数时5-18式才能成立。可将该常数记为 $-\omega^2$，这样有：

$$X''+\frac{\omega^2}{v_s^2}X=0 \tag{5-19}$$

及

$$\ddot{Z}+\frac{\eta}{G_d}\omega^2\dot{Z}+\omega^2Z=0 \tag{5-20}$$

我们知道，5-19或5-20两式的解分别为：

$$X(x)=A\sin\left(\frac{\omega x}{v_s}\right)+B\cos\left(\frac{\omega x}{v_s}\right) \tag{5-21}$$

$$Z(t)=ce^{-nt}\sin(\omega_d t+\varphi) \tag{5-22}$$

式中

$$n=\eta\omega^2/2G_d$$

$$\omega_d=\sqrt{\omega^2-n^2}$$

带入该系统的边界条件，

$x=0$时　$\theta(0)=0$，意为下端刚性连接，不产生角位移；

$x=l$时　$I_0\left(\frac{\partial^2\theta}{\partial t^2}\right)_{x=l}+\frac{\eta I}{\rho l}\left(\frac{\partial^2\theta}{\partial t\partial x}\right)_{x=l}+\frac{G_d I}{\rho l}\left(\frac{\partial\theta}{\partial x}\right)_{x=l}=0$，意为在土样与刚性体的连接处应力连续。

上式中，I_0 为刚性体的转动惯量，为已知量；I 为试样的转动惯量，当试样的几何尺寸和质量密度知道后即可求出，因此也是已知量。

据边界条件得到

$$X(x)=A\sin\left(\frac{\omega x}{v_s}\right) \tag{5-23}$$

$$P(\tan P)=\frac{I}{I_0} \tag{5-24}$$

5-24式中

$$P=\frac{\omega l}{v_s}\sqrt{(\beta+1)/2\beta^2} \tag{5-25}$$

$$\beta=\sqrt{1+\eta\omega/G_d^2} \tag{5-26}$$

从5-26看出 $\beta\simeq 1$，所以从5-25式

$$P=\frac{\omega l}{v_s} \tag{5-27}$$

从5-24和5-27式看出，P 实际上有无穷多解，同时也对应无穷多个 ω 值。这些 ω 值便是系统各个振型的固有圆频率。

这样，方程5-14的解最后可用振型叠加的方式求得，

$$\theta(x,t)=\sum_{i=1}^{\infty}X_i(x)Z_i(t)$$

$$=\sum_{i=1}^{\infty}A_i\sin\left(\frac{\omega_i x}{v_s}\right)e^{-x_i t}\sin(\omega_{di}t+\varphi_i) \tag{5-28}$$

式中的 i 即表示第 i 个振型。这样看来，整个系统的振动形态就变得极其复杂了。这就要求在仪器设计时，使 I 与 I_0 的比值在 10^{-3} 的数量级。如加利福尼亚大学的仪器 $I/I_0=0.007$。对于这台仪器

$$P(\tan P)=0.007$$

由此得到5-28式中前五个振型的系数 A_i 的数量分别为 1×10，4×10^{-4}，5×10^{-5}，1×10^{-5}，4×10^{-6}。通过上述分析，可以得出结论，只要设计得当，整个系统可以由单自由度体系近似求解。

这样，试样顶端的运动方程便可写成

$$\ddot{\theta}+2\omega\xi\dot{\theta}+\omega^2\theta=0 \tag{5-29}$$

这是一个典型的扭转振动方程。在此基础上，与式5-13的情况类似，只要测出振动衰减过程中相邻两次角位移的幅值，便可由式5-30计算出土的阻尼常数：

$$\xi=\frac{1}{2\pi}\ln\frac{\theta_n}{\theta_{n+1}} \tag{5-30}$$

在这个系统中，动剪切模量 G_d 是这样求出来的：

（1）分别求出刚性体和试样转动惯性矩 I_0 及 I。

（2）从5-24式算出 P_1 值，且令 $P\simeq P_1$。

（3）从试验中求出系统的自振圆频率 ω。

（4）已知 ω，P 及试样的高度 l，从5-27式算出 v_s。

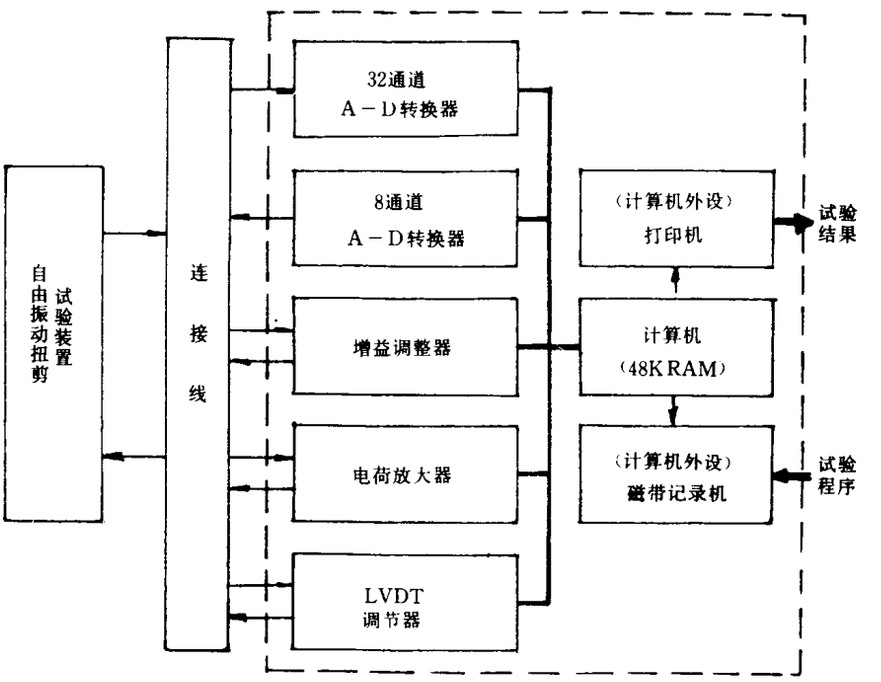
（5）已知剪切波速 v_s 后，便可按一般的弹性公式计算 G_d 了（$G_d=\rho v_s^2$）。

在当前的水平下，上述的所有步骤，包括试验操作和控制、数据采集、结果分析和打印都可以由计算机来完成。整个的系统配置如表5-4所示。

上面，我们对第二类扭剪仪器做了比较详细的说明，希望能达到两个目的：（1）使读者对这种逐渐推广使用的仪器在原理上能有一个比较透彻的了解；（2）上面的分析过程说明，任何土动力试验仪器，本身都是一个比较复杂的体系，如果在设计中考虑得不够周全，就会使试验结果受到影响。如该类仪器的 I/I_0 取值失当，自由振动过程就会失真。

3.第三类是一种设计巧妙的扭剪仪器。试样的形状和断面尺寸如图5-13所示，设计者

计算机控制的自由振动扭剪系统　　表 5-4



I·Ishibashi 等人称其为“面包圈式”的剪力仪（donut-like）。

试验时，可向试样施加垂直方向上的静应力σ_v，同时可在其中间和外侧施加不同的径向水平应力σ_{hi}和σ_{h0}。并在此基础上在试样上端施加水平循环剪应力τ_d。

如果在扭转振动中的某个瞬时$\overline{AB}$移至$\overline{A'B'}$的位置（图5-14），即产生了剪切应变。

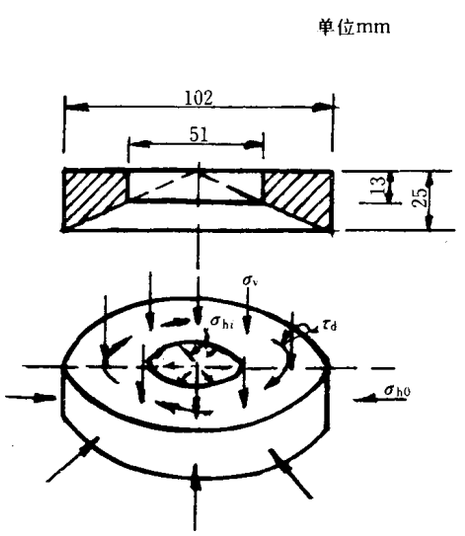


图 5-13　变截面试样动扭剪试验

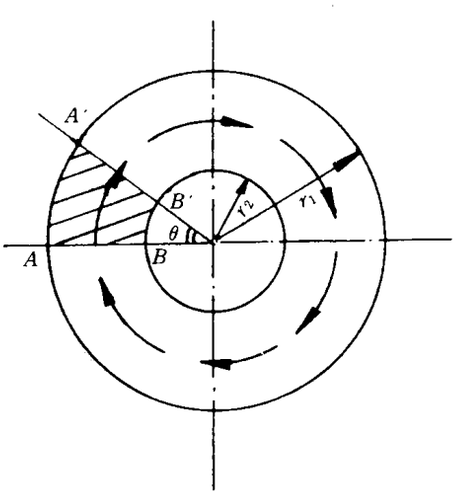


图 5-14　变截面试样的应变分析

此时试样外缘A点的剪应变

$$\gamma_A=\frac{s_1}{h_1}=\frac{r_1\theta}{h_1} \tag{5-31}$$

试样内缘B点的剪应变

$$\gamma_B = \frac{s_2}{h_2} = \frac{r_2\theta}{h_2} \tag{5-32}$$

在上面二式中h_1，h_2分别为试样的外缘和内缘处对应的高度。

当$r_1/r_2 = h_1/h_2$时，即可保证$\gamma_A = \gamma_B$，使得整个试样内剪应变均等。这就是将试样设计成这种断面的原因。

这种试验属于直接测定模量和阻尼特性的方法，即在试验中测出应力和应变，然后直接算出模量和阻尼常数。

仪器的主要优点首先自然是施加的剪应力比较均匀，且可分别施加σ_v和σ_{hi}、σ_{h0}，这个特点是其他仪器所没有的。但是，仪器要求的土样形状使试样制备非常困难，这就限制了仪器的推广使用。

四、共振柱试验

共振柱试验的原理如图5-15所示。

试样为圆柱形，有实心和空心两种。将试样做成空心的目的与前面介绍的直剪仪一样，是为使在试样截面上的剪应力比较一致。如表5-3中所列，这种试验可求得土的动模量。

在土样上施加静的轴向和径向应力之后，即可施加往复循环的动应力——可以是轴向应力，也可以是剪切应力，并且不断地改变应力循环的频率，直至发生共振。由共振频率计算出土的动杨氏模量E_d或动剪切模量G_d。

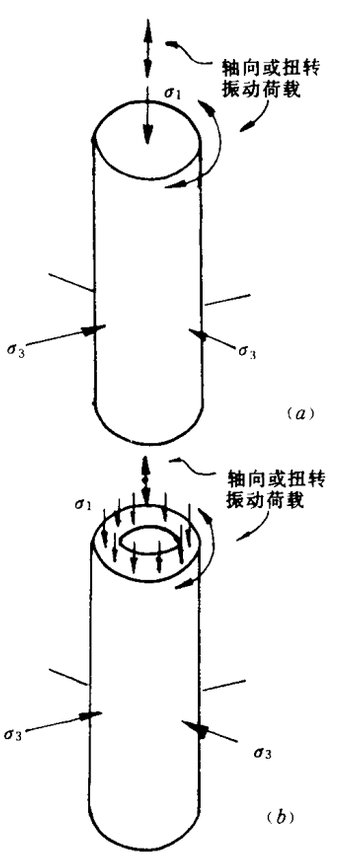


图 5-15　共振柱试验
（a）实心试样；（b）中空试样

计算公式可以用一维弹性波的传播理论导出，也可从简单的直观解释中得到。这里以扭转振动为例加以说明，轴向振动方法可以依此类推：

设由激振基座向上传播的正弦波波速为v_s，试样高度为l，经过时间l/v_s后波的前峰达到试样上端的自由界面，然后改变相位反射回来，经过同样的时间达到基座。若此时反射回来的波与激振波恰好相位相同，二者叠加的结果使激振波得到加强，并继续向上传播。如此往复反射使振幅不断增加，即发生了共振现象。不难看出，要产生上述现象，必须有（图5-16）：

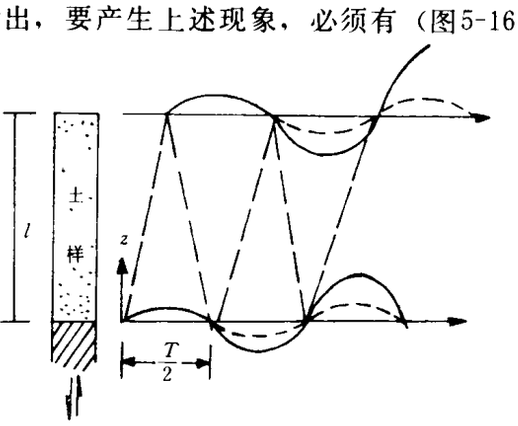


图 5-16　共振柱试验原理

地信网论坛
BBS.3S001.COM

$$\frac{2l}{v_s}=\frac{T}{2} \tag{5-33}$$

式中　$T=\frac{1}{f_s}$，为共振周期；

f_s是扭转振动时的共振频率。

考虑到　　$$v_s=\sqrt{\frac{G_d}{\rho}}$$

将该关系式带到5-33式中，即可求出动剪切模量

$$G_d=16f_s^2l^2\rho \tag{5-34}$$

同样地，动杨氏模量

$$E_d=16f_l^2l^2\rho \tag{5-35}$$

式中，f_l是轴向振动时的共振频率。

日本学者饭田早在30年代就开始利用共振原理进行试验，Hardin和Druevich等人在60年代以后设计了较完善的仪器。后来，Richart等人的研究证明，用实心试样进行扭转振动时，只要在结果计算中采用试样横截面上的平均剪切应变，求得的动剪切模量与中空试样的结果相差无几。这一发现使我们可以不再采用中空试样，因为这种试样的制备是十分困难的。

共振柱试验的应变范围仅仅在$10^{-2}\%\sim10^{-4}\%$之间，比其他室内试验可以达到的应变范围均小。这一方面当然是这种试验的一种缺点，但是另一方面，恰巧弥补了现场波速试验与其他室内试验在应变范围上的一段空白。因此，共振柱试验对于研究土在小应变下的动力特性是十分重要的。

五、振动台试验

地信网论坛
BBS.3S001.COM

土的动模量也可用较大的试样在振动台上用自由振动的理论求得。到目前为止，这种试样还进行得很少，主要是因为要求的试样尺寸较大（图5-17），试验费用比较昂贵。

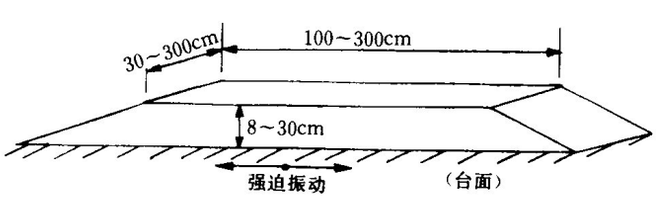


图 5-17　振动台试验

加利福尼亚大学伯克利分校的Kovacs和Seed等人曾在七十年代利用振动台对大块粘性土样进行过试验，并得出了理想的结果，从而开创了这种试验方法。

试验过程和计算方法是这样的：

用振动台在试样的底部激振，当振动稳定后将振动台关掉，量测土的反应，用第一振型的数据来计算土的动剪切模量：

$$G_d=\frac{16\gamma H^2f^2}{g} \tag{5-36}$$

式中　H——试样土层的厚度；

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

g ——重力加速度；

γ ——剪应变值，系指振动台关闭以前，在稳定振动期间的剪应变，可通过量测振动加速度和频率，用下式算出。

$$\gamma(\%)=\frac{24.86a}{f^2gH} \tag{5-37}$$

式中　a ——土样在稳定振动时的加速度，m/s^2；其它符号与上式意义相同。

为了减少边界条件对试验结果的影响，试样的长厚比要求很大，当土样四周加上刚性约束时尤其如此。现有资料为宽厚比约为10∶1左右。这样的试样往往重若千吨，不但要求激振能量大，就是制备均匀试样本身也是一个很困难的问题。因此仅在重大研究课题中才可能采用这种方法。

六、泊松比和体积模量的试验求法问题

在二维有限元的动力反应分析中，除了动剪切模量和阻尼常数之外，在动态条件下的泊松比或体积模量也是一个必要的参数。

从理论上说，泊松比 μ 或体积模量 K 可以用下法求得：

1.在野外，μ 可以从S波和P波的波速测试结果中换算得到：

$$\mu=\frac{1-2(v_s/v_p)^2}{2-2(v_s/v_p)^2} \tag{5-38}$$

2.在室内也可用无侧限弹性模量 E 和有侧限模量 E_c 之比换算 μ 值；因为

$$\frac{E}{E_c}=\frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu} \tag{5-39}$$

3.在三轴试验中，通过对变形和体积变化的量测求得 μ 值：

$$\mu=\frac{1-\left(\frac{\Delta v}{v}\right)}{2\frac{\Delta h}{h}} \tag{5-40}$$

4.体积模量可以直接在室内试验中通过量测试样的体积变化求出。也可在求得弹性模量和 μ 值后用下式换算得到：

$$K=\frac{E}{3(1-2\mu)} \tag{5-41}$$

其他，如通过原位平板载荷试验，室内专门设计的仪器（美国MIT的盒式测试设备等）也可求得上述参数。

但上述方法都存在一些问题，迄今为止，测试的误差都还比较大，主要的困难在于：

1.在原位试验中，由于地下水位等因素的影响，P波测试困难。即便可按5-38式算出 μ 值，也只适用于应变很小的情况。

2.在室内试验中，由于边界条件的影响，很难测出需要的数据。如在三轴试验中，由于试样帽的摩擦影响，土样受力后变成鼓形，横向应变无法测准。

3.μ、K 参数在试样的受力过程中是一个变量，描述其随应变的变化是很困难的，特别在土动力试验中，更是如此。因此在现阶段的技术水平条件下，人们往往还仅仅是致力于在静力条件下，力求将 K、μ 参数测准，直接用于动力分析中。这当然还只是一种不得

已的办法。

现将若干学者在不同试验中得到的泊松比 μ 的数值列于表5-5中。

泊松比 μ 的室内试验测试结果　　表 5-5

试验种类	荷载条件	
	早期荷载	最后或破坏荷载
静三轴试验	0.1~0.2	0.5
循环三轴试验	0.3~0.4	
MIT盒式试验（侧向应变为0）	0.3	0.5
固结试验（侧向应变为0）	0.30~0.35	
声波试验	0.42~0.47	

在本节将要结束的时候，我们还要指出两个与室内试验有关的问题：

首先，在本节各类试验的讨论中，为叙述方便，我们都没有涉及孔隙水压力测量的问题。实际上，在上述方法中，特别是用直接法量测土的动力特性时，在测应力、应变的同时，都可以测土中孔隙水压力的变化。在用有效应力法进行地震反应分析时，孔隙水压力的数据是十分重要的。上述的三轴仪，直剪仪，扭剪仪等也可进行土的动强度试验和砂土液化试验。孔隙水压力数据在动强度试验和液化试验中更是一个非常关键的参数。

另外一点是，最近来土动力试验仪器和方法发展的主要特点，是在参数电测的基础上加进了计算机系统。用计算机来进行试验控制、数据采集、成果分析和结果打印。作为例子，我们在自由振动的扭剪试验中作了粗浅的介绍，实际上，上面介绍过的所有仪器都可以配置类似的计算机系统。这样做的意义，绝不仅仅是使试验工作大大简化，更重要的是提高了试验精度，并使某些复杂的试验控制能够籍以实现。比如，研究在随机地震波作用下土的反应等。最近，还有的学者进行所谓的联机试验研究，就是将土工试验和反应分析同时进行，并将二者用计算机联系起来，试验可以随时按照地震反应所需要的应力条件来进行并且及时将结果反馈进入计算。当然这种方式，只有在进行特殊研究时才是需要的，很难用于工程实践。

第四节　土的动模量与阻尼特性的研究成果及应用

在进行地震地面反应分析时，我们所需要的参数主要是土的动剪切模量和阻尼特性。上节中，我们介绍了取求这些参数的一般方法。在本节中，我们将介绍这些参数随约束应力、应变幅值等因素而变化的规律，这些规律在计算分析中是必须用到的。涉及到的土类将包括砂类土、粘性土和碎石类土等等。

应变幅值的大小是影响土动力参数的一个非常重要的因素。没有一种试验可以研究土从极小的应变幅值（如10^{-5}%）直到与大地震相应的大应变（10^{-1}%左右）条件下动力参数的变化规律。所以我们在面临某种土的动力反应分析的课题时往往要借助一系列的试验手段，包括物探方法试验、共振柱或自由振动试验、直到强迫振动试验，比如三轴、直剪、扭剪试验等。这些试验在应变区段上相互衔接，使我们得以从全貌上看出应变的影响。当然，在一个课题中，要进行上述所有的试验是十分困难的。如果从已有的研究成果中了解了一些规律性的东西，也许能够弥补我们在实际工作中由于缺乏某种试验手段而造成的

不足。

对土的动力特性的研究，目前在世界各国已经得到了广泛的开展，并且形成了土动力学的最重的研究分枝之一。在本节中，仅着重介绍Hardin和Drnevich以及Seed和Idriss的研究成果，因为他们的成果被公认为较有代表性，并且易为工程师们所接受和应用。作为国内研究成果的一个例子，在本节中也要介绍作者对北京地区各类土的试验研究结果。

一、Hardin和Drnevich的研究成果 [6]、[7]

Hardin和Drnevich在美国肯塔基大学工程学院的试验室里对土的动力特性进行了广泛的研究。

他们认为，影响土的动模量和阻尼特性的主要因素有：

——剪应变幅值 γ；

——平均有效主应力 σ'_m；

——土的孔隙比 e；

——荷载循环次数 N；

——粘性土的饱和度 s_r。

次要一些的因素包括：

——土单元体上的八面体剪应力 τ_{oct}；

——土的超固结比 OCR；

——土的有效应力强度指标 c' 和 φ'；

——时间效应。

他们的研究结果表明，在循环荷载作用下，土的动应力和动应变的关系可以用双曲线函数来描述，即

$$\tau_d = \frac{\gamma_d}{a + b\gamma_d} \tag{5-42}$$

式中，τ_d和γ_d分别表示动应力和动应变；a、b则为试验参数，可通过实测确定（图5-18）。

上式稍加变换可以得到动模量的计算式

$$G_d = \frac{1}{a + b\gamma_d} \tag{5-43}$$

在双曲线函数中，参数a、b的几何意义分别是：$1/a$表示当$\gamma_d \to 0$时，曲线在原点的切线斜率；$1/b$表示曲线的渐近线。显然，在本试验中，它们的物理意义就应该是：$1/a$表示当动应变趋于0时土的初始动剪切模量，也就是剪切模量的最大值G_{max}；$1/b$则表示剪切应力的最大值τ_{max}。

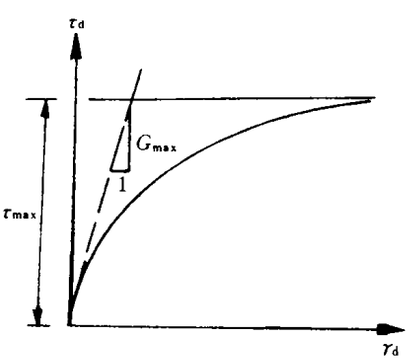


图 5-18　土的应力应变关系

如果将

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} = \frac{a}{b} \tag{5-44}$$

定义为“参考应变”，那么5-43式就可写成：

$$G_d = \frac{G_{max}}{1 + \frac{\gamma_d}{\gamma_r}} \tag{5-45}$$

5-45式的含意是，对于处于试验条件下的某种土来说，只要知道了它可能达到最大剪模量G_{max}和最大剪应力τ_{max}，(从而也可求出γ_r)，那么，对应任意剪应变γ_d的剪模量值G_d就可求出来了。也就是说，只要能求出G_{max}和τ_{max}值，就掌握了动模量随动应变的变化规律。

为此，Hardin等人在大量试验结果的基础上建立了统计关系式：

$$G_{max} = 3231 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^a (\sigma'_m)^{1/2} \tag{5-46}$$

式中　G_{max}——最大动剪切模量，kPa；

σ'_m——平均有效主应力，kPa；

a ——与土的塑性指数PI有关的系数。其参考数值如表5-6所列。

τ_{max}的统计关系式为：

$$\tau_{max} = \left\{ \left(\frac{1 + K_0}{2} \sigma'_v \sin\phi' + c' \cos\phi' \right)^2 - \left(\frac{1 - K_0}{2} \sigma'_v \right)^2 \right\}^{1/2} \tag{5-47}$$

式中　K_0——土的侧压力系数；

σ'_v ——垂直有效应力；

其余符号含义与前面相同。

a值与塑性指数PI的经验关系　表 5-6

PI	a
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
≥100	0.50

对于阻尼常数，作者也给出了类似的计算公式：

$$\xi = \xi_{max} \cdot \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \tag{5-48}$$

式中　ξ_{max}——阻尼常数（或称阻尼比）的最大值，相当于应变很大时求出的数值。对于纯净砂；可用下式计算：

$$\xi_{max}(\%) = D - 1.5\log_{10} N \tag{5-49}$$

在该式中，N表示应力循环的周数；D是计算常数，干砂可取值为28%，饱和砂取33%。

对于饱和粘性土，ξ_{max}可用下式求出：

$$\xi_{max}(\%) = 31 - (3 + 0.03f)(\sigma'_m)^{1/2} + 1.5f^{1/2} - 1.5\log N \tag{5-50}$$

式中f是循环荷载的频率。

二、Seed和Idriss的研究成果 [8]

美国加州大学的Seed教授和Idriss博士几乎在同时也对土动力学的研究作出了杰出的贡献。他们的研究成果在世界各地得到了广泛的应用。下面对此作一简要的介绍：

1.关于砂类土的剪切模量：

所有的研究都表明，砂类土的动模量数值受约束应力、应变幅值和相对密度的强烈影响，而与材料的粒径特性关系不大。这一重要发现使人们能够找到一个适用于所有砂样的动模量关系表达式。Seed等人的表达式是：

$$G_d = 1000K_2(\sigma'_m)^{1/2} \quad (\text{psf}) \tag{5-51}$$

如果用SI单位表示，成为

$$G_d = 6920K_2(\sigma'_m)^{1/2} \quad (\text{Pa}) \tag{5-52}$$

分析这个式子，约束应力的对模量影响是直接通过平均有效约束应力σ'_m项反映的，而剪应变幅值和相对密度的影响必须通过系数K_2得到体现。

对于这一点，作者们的研究表明：

（1）在应变很小的情况下（$\gamma \leqslant 10^{-3}\%$），$K_2$仅与砂样的相对密度$D_r$或孔隙比$e$有关；

（2）在中等应变的情况下（$10^{-3}\% \leqslant \gamma \leqslant 10^{-1}\%$），$K_2$仍然主要受$D_r$或$e$的影响。垂直应力$\sigma_v$、强度指标$\phi'$及静止侧压力系$K_0$的影响都是比较微小的。

（3）在很大应变的情况下（$\gamma > 10^{-1}\%$），K_2受σ_v的轻微影响，但与K_0、ϕ'和e的关系不大。需要强调的是，在应变很大时，松砂和密砂的K_2值应该没有很大的区别。

这样有可能将K_2与两个重要影响因素D_r和γ的关系画在一张图上，使用起来就非常方便了（图5-19）。

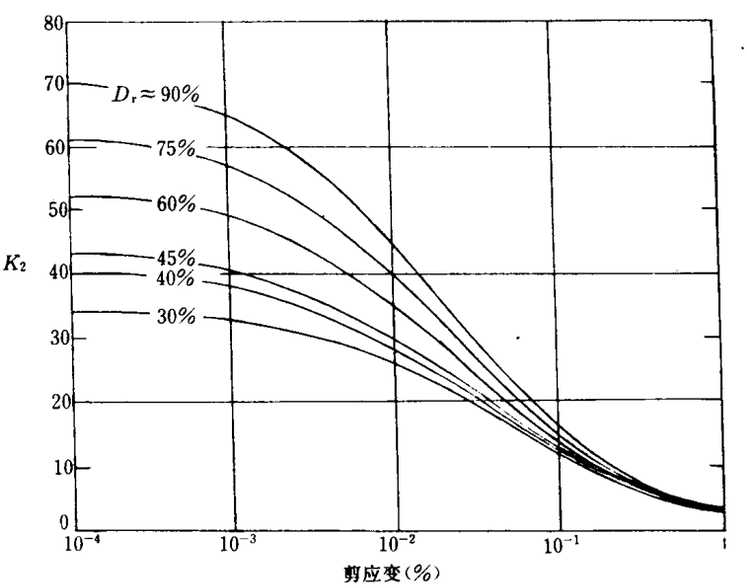


图 5-19　相对密度动剪应变幅值与系数K_2的关系

如果将图5-19上显示的数据整理一下，画成图5-20，即将纵座标进行归一化处理，表示成任意剪应变γ对应的剪模量与$10^{-4}\%$应变下剪模量之比，所有的数据都会落在一条窄

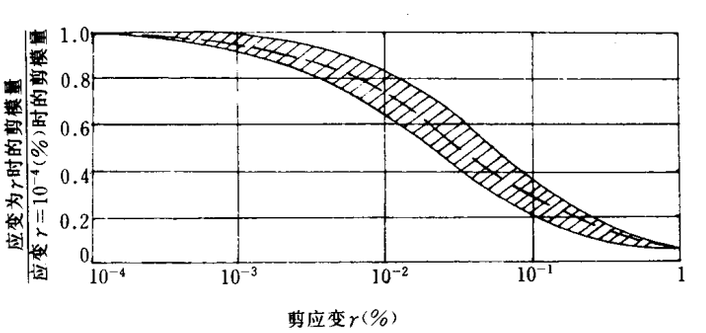


图 5-20　砂类土的动剪切模量与动应变的关系

带之内。这条带可以用一条数据平均线来代替。进行这种变换的好处是，只要求出某一砂层在极小应变（比如10^{-4}%）下的动剪切模量，则模量与剪应变之间的变化关系就可一目了然了，这在计算中的运用是极其方便的。而极小应变下的剪切模量则可以用原位剪切波速试验求出，这已在前面介绍过了。

2.砂类土的阻尼常数

试验结果表明，强度参数ϕ'、静止侧压力系数K_0和相对密度D_r、饱和度S_r对砂类土的阻尼常数的影响都是不大的。至于应力循环次数，可能会有一定的影响，但从5-49式可以看出，如果在$N=3$时求出一个ξ_{max}值，那么，在地震工程感兴趣的周数范围内（如$N=5\sim30$），ξ_{max}的变化也不会很大。这样，可能影响阻尼常数的主要因素只余下垂直有效应力σ_v'和剪应变γ了。

对此作者们进行了深入研究，结果表明，只有当$\sigma_v'<24$kPa时，垂直有效应力才对阻尼常数有显著的影响，而这只相当于地表下1～2 m深的土层情况。对于大部分土层，只要σ_v'大于这个压力，影响便非常有限了。

经过上面的分析，便找到了主要矛盾。即对阻尼常数起控制作用的，仍然是剪应变的大小。如果将很多研究工作者的试验结果画在同一张图上，便清楚地显示了这样一个规律。在没有条件进行试验的地方，图5-21上的曲线是完全可资参考的。

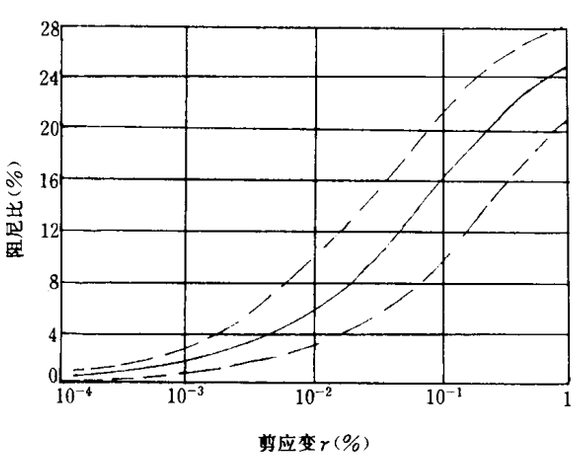


图 5-21　砂类土的阻尼比与动剪应变的关系

3.饱和粘性土的剪切模量

在研究这个问题时，有两个问题是非常值得注意的：

第一，试样的扰动对饱和粘性土动剪切模量的影响显得十分突出。有两个例子说明这一点：Aisiks和Tarshansky及Thiers等人对旧金山的海湾粘土做了系统的研究。结果表明，由于试样的扰动，试验求得的模量值只有实际值的40%左右。另一个例子是Seed和Idriss，Tsai和Housner及Shannon & Wilson公司的研究人员对Union海湾粘土的动剪切模量用多种手段进行了研究[9]。他们既进行了原位波速测试和室内试验，也对地震记录进行了反演分析。证明由于试样的扰动，使室内试验得到的模量仅为实际值的二分之一到三分之一。

第二，对于静荷载条件来说，各类饱和粘性土的弹性模量与无侧限抗压强度之比E/S_u变化不大。那末，在循环荷载的条件下，我们也有理由期望各类粘性土的动剪切模量对无侧限强度S_u归一化之后，G_d/S_u的值也应该变化不大。试验也证明了这一点。

Hardin和Drnevich的研究表明粘性土的动模量主要取决于平均有效主应力、孔隙比、超固结比及强度参数c'、ϕ'等。看来这些因素的影响都可以通过G_d/S_u体现出来。

基于这些分析，将十余位学者的试验结果绘在同一幅以G_d/S_u-γ为座标的图内。我们看到，各类粘性土的数据经过上述的归一化处理之后得到一条很窄的数据带，可以用一条平均曲线来表示，使用起来非常方便（图5-22）。

需要说明的一点是，在绘制上图时，考虑到上面说到的第一个特点，即试样扰动使试

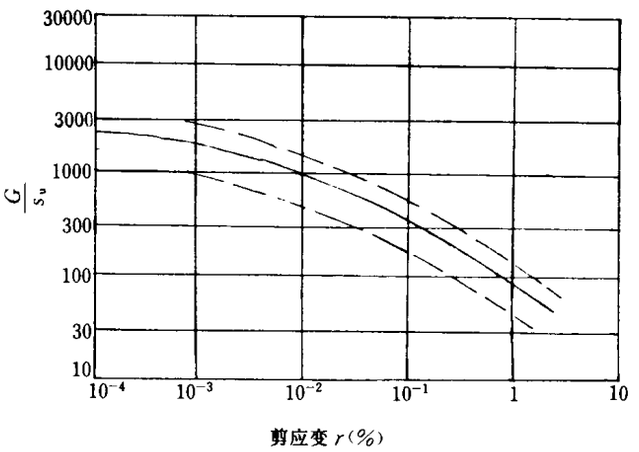


图 5-22　饱和粘性土的动剪切模量

验结果降低。在展点时，曾将所有的室内试验模量数据，都乘了2.5的系数，以对上述现象进行修正。

另一种表示方法，如同在砂类土中讨论过的，将任意应变 γ 对应的动模量G_d与应变为 3×10^{-4}%时的G_d之比作为纵座标，便可得到如图5-23表示的图形。这样，只要求出某一

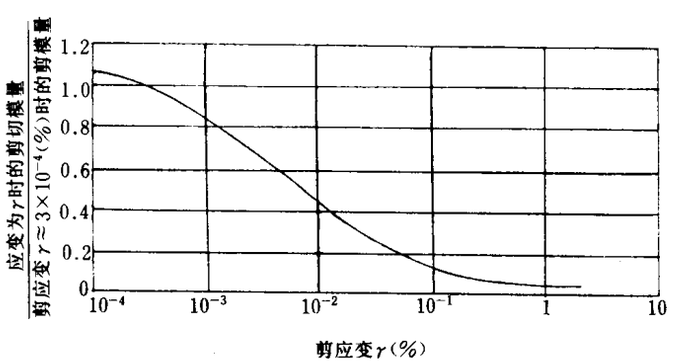


图 5-23　饱和粘性土的动剪切模量与动应变的关系

种土的原位剪切波速并换算成剪切模量数值（波速试验应变量相当于 3×10^{-4}%左右），任何剪应变 γ 对应的模量就可求出了。

4.饱和粘性土的阻尼特性

饱和粘性土阻尼常数的试验数据不多且较离散。将所收集到的十余位研究工作者的试验结果画在同一张图上，数值范围落在图中两条虚线所限定的范围之内（图5-24）。这一结果可供参考。

Seed等人还对碎石类土进行了试验研究。研究方法和成果的表达方法与前面介绍的基本一致，限于篇幅，这里不再赘述了。

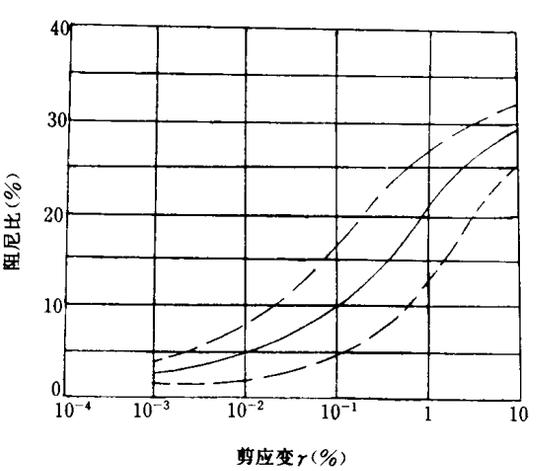


图 5-24　饱和粘土的阻尼比与动应变的关系

三、北京地区土的动力特性

70年代末期，结合北京市区的地震影响

小区划分工作，曾对该区域内土的动力特性开展了较为广泛的研究。研究的指导思想是尽量采用前人的研究成果，结合本区内土的性质，得到便于计算使用的成果和表述方法[10]。

1.对粘性土的动模量和阻尼特性的研究

北京地区第四系粘性土基本特性的大致变化范围如表5-7所示。

北京地区第四系粘性土的基本性质（0～30m）　　**表 5-7**

质量密度 ρ (g/cm³)	含水量 w (%)	孔隙比 e	塑性指数 I_P (%)	液性指数 I_L (%)	横波速度 v_S (m/s)
1.8～2.1	8.0～35.0	0.5～0.9	4.0～19.0	-0.8～0.7	130～300

表中所列数据当然不能概括所有的情况，只是希望从中看到北京市中心区范围内场地土的基本特性：就粘性土来说塑性指数比较低，也比较坚硬。这与Hardin等人所研究的土性有较大的差别。尽管如此，经试验验证，这种性质的土仍然可以用双曲线函数来描述其应力—应变关系。也就是说，可以将循环三轴的试验结果写成类似5-42的关系：

$$\sigma_d = \frac{\varepsilon_d}{a + b\varepsilon_d} \tag{5-53}$$

式中σ_d和ε_d分别表示循环三轴试验中的轴向动应力和动应变。对5-53式适应性的验证方法是将该式化为：

$$E_d = E_{dmax}\left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_f}\right) \tag{5-54}$$

式中$E_d = \sigma_d/\varepsilon_d$，是动弹性模量。显然，从几何意义上说$E_{dmax} = 1/a$，可以定义为“室内最大动弹性模量”；$\sigma_f = 1/b$，表示$\sigma_d$-$\varepsilon_d$曲线上动应力的极限值。对5-53式进行这个变化的意思是，如果试验中，动应力σ_d与动应变ε_d之间能满足双曲线关系5-53式，那么E_d与σ_d就呈直线关系，并满足5-54式（图5-25）。在E_d-σ_d座标系中，该直线与纵轴的截距便是E_{dmax}，与横轴的截距是σ_f。对此，所有试验数据的回归分析都得到了满意的拟合结果。这不仅说明5-53式成立，而且从图5-25中找到了计算E_{dmax}和σ_f的更直接的方法。

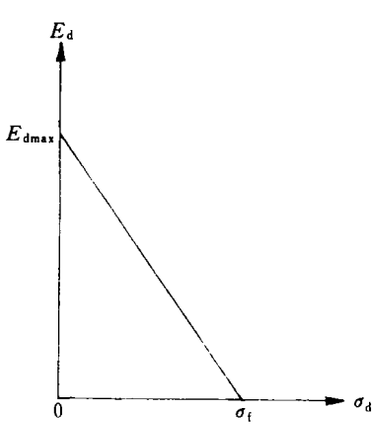


图 5-25　动弹性模量E_d与动应力σ_d之间的关系

在此基础上，下一步的研究工作，综合了Hardin和Seed成果的优点，并使结果的表述在地震反应分析程序中的应用更为方便。

在分析循环三轴试验成果时，5-45式可以简单地写作：

$$RE = \frac{1}{1 + \varepsilon_N} \tag{5-55}$$

$RE = E_d/E_{dmax}$，是模量的相对比值。ε_N可称为“标准应变”，

$$\varepsilon_N = \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_r} = \varepsilon_d \cdot \frac{a}{b} \tag{5-56}$$

同式5-44类似，ε_r是轴向的参考应变。可以看出，所谓标准应变是指任意动应变对参考应变归一化以后的数值。

为找到模量随各种影响因素变化的基本规律，我们用多元逐步回归方法对影响双曲线参数a、b的各种因素进行分析。多元逐步回归方法有对各影响因素按其对因变量影响的大小进行比较和筛选的功能。筛选结果表明，在土的物理力学指标当中，试样的平均束约压力σ_0和压缩模量E_s对a、b影响最大。分析结果是：

$$\left.\begin{aligned} a &= \frac{1}{35.7\sigma_0^{0.34}E_s^{0.70}} \\ b &= \frac{3}{\sigma_0^{0.67}E_s^{0.35}} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}57)$$

可以看出，同样的因素几乎在以同样的方式影响着a、b参数。这样，我们就有理由5-55和5-56式中省去a/b项，直接拟合E_d/E_{dmax}-ε_d关系（图5-26），得到更便于使用的统计表达式：

$$RE = \frac{1}{1+[688\varepsilon_d - 2892(\varepsilon_d - 10^{-3})^2]} \qquad (5\text{-}58)$$

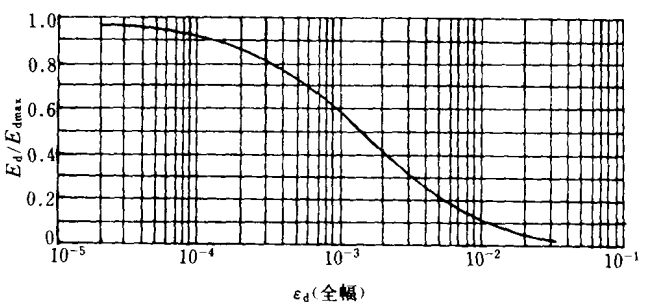


图 5-26　粘性土的动模量比E_d/E_{dmax}与动应变ε_d的关系

上式有极高的相关系数，说明它对动模量的变化规律进行了比较成功的描述。同时，因此可以得出结论：各类粘性土可能达到的最大动弹模量是由其本身的特性和外部压力来确定的。而模量的相对变化，则几乎由应变的幅值唯一地确定，并遵循着差不多一致的规律。

由于室内试验与现场条件的差异，特别是试样所经受的不可避免的扰动，将造成室内试验得出的动模量数值较其实际值偏低。将上述“室内最大动弹性模量”换算成动剪切模量与由原位波速试验得到的结果比较，波速模量约为室内模量的1.4至1.9倍，平均是1.63倍。

图5-27是试验得到的等效粘滞阻尼比ξ与应变ε_d之间的关系。散点图的回归方程是：

$$\xi = 0.95\varepsilon_d^{0.36} \qquad (5\text{-}59)$$

图中虚线范围，是Seed等人归纳了十余个学者分别用不同的装置对不同的粘性土进行试验所得结果的范围，与北京地区的结果大体一致。这说明，粘性土阻尼比的数值对不同土质和试验方法不甚敏感而趋于一定的取值区域内。

2.对砂类土的动模量和阻尼特性的研究

首先，采取与粘性土相同的方法对每个试验结果拟合E_d-σ_d直线，得到很高的相关系数（平均值为0.992）。这说明北京地区非饱和砂的动应力与动应变关系仍然像粘性土的试

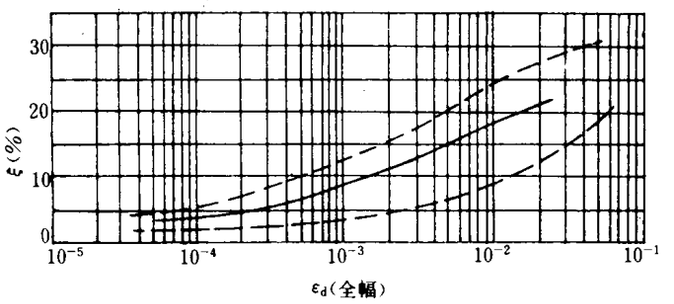


图 5-27　粘性土的等效粘滞阻尼比ξ与动应变的关系

验结果一样可用不加修正的双曲线函数来描述。分析表明，影响双曲线参数a、b的主要因素是平均约束压力和孔隙比。

经过简化，可以得到描述砂类土动模量和阻尼比随动应变变化的统计式5-60和5-61，散点图拟合曲线分别见图5-28和图5-29。

$$RE = \frac{1}{1 + 852\varepsilon_d} \tag{5-60}$$

$$\xi = 1.38\varepsilon_d^{0.42} \tag{5-61}$$

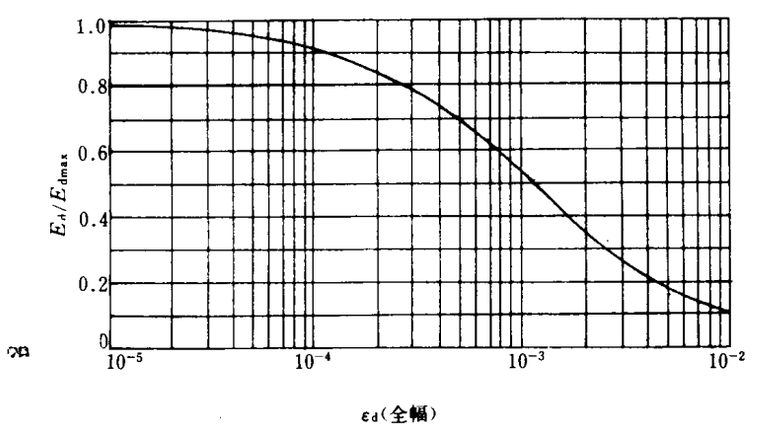


图 5-28　砂类土动模量比E_d/E_{dmax}与动应变ε_d的关系

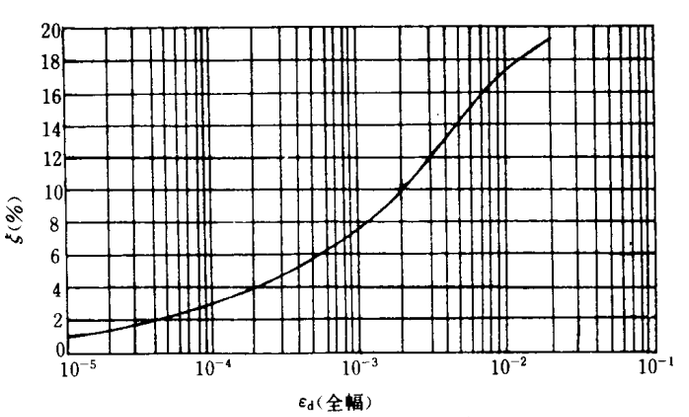


图 5-29　砂类土的等效粘滞阻尼ξ与动应变ε_d的关系

第五节　土的动强度与动变形的室内试验研究

当土作为支承介质承受动力荷载作用时，与静力条件一样，存在强度和变形两个方面的问题。在地震荷载作用下，就表现为土的动强度和震陷问题。实际上，土的液化也可以看作动强度问题的一个特殊的方面。本节仅着重讨论有关动强度与动变形的室内试验问题：试验中应注意的事项及一般试验方法。有关的工程评价问题，将在第七章中进行介绍；土的液化，是地震工程中的一个极其重要的问题，亦将在第七章专门讨论。

一、土的动强度试验

1.影响动强度的因素

本章第四节中提到，常用的土工动力试验仪器，如动三轴仪、动直剪仪和动扭剪仪都可进行土的动强度试验。但是，必须看到，动强度问题，较之静力的情况，要复杂得多。在实际工程中，研究对象不同，土体的边界条件、受震前的初始应力状态、动静应力组合条件以及破坏标准是各式各样的。同一土样，在不同条件的影响下，动强度特性是不一样的。因此，首先必须了解可能影响试验结果的各种因素，正确设计加荷程序和试验条件，才能得到有意义的结果。不加分析地照搬已有的结果，往往导致错误的结论。

从试验的角度看，影响土的动强度的因素主要有以下几个方面：

（1）加荷时间的影响

所谓加荷时间是指在土中形成一定的应力或应变水平所需的时间。

一般地说，在试验中，加荷时间超过数十秒钟，便可视为静力试验。试验所得参数，可在静力分析中使用。

另一类问题是瞬时荷载问题，如冲击、爆破荷载等。不论荷载过程是一次三角波或台型波作用，其加荷时间的数量级总在10^{-3}至10^{-2}秒左右，目前在试验室已可模拟。

交通荷载、打桩荷载、机械基础振动荷载、以及要重点考虑的地震荷载，在某种意义上说都属于循环荷载。由于加荷和卸荷过程连续不断地往复进行，加荷时间难以准确定义。对于这种情况，人们往往取四分之一周期作为加荷时间，以便在动力效应问题上与其他荷载形式进行比较。地震荷载的加荷时间大约在1/30s至1s左右。

对粘性土而言，在其他条件类似的情况下，加荷时间越短，土体表现出的破坏强度就越高。图5-30是石原研而归纳了大崎、Schimming等多人的试验结果得到的一个总的趋势[11]。如果将加荷时间为100s的强度作为静强度σ_f，那么加荷时间越短，动强度σ_t与静强度之比σ_t/σ_f就越大。在半对数座标上几乎呈直线关系。当加荷时间在10^{-3}s左右时，动荷下的强度几乎比静力强度提高一倍，当然，这个结果只是在某种特定条件下得到的，且数据非常离散，只能说明加荷时间对试验结果确有影响。在模拟地震荷载的试验中，加荷频率常用1～2 Hz左右，加荷时间大体在1/4s至1/8s。

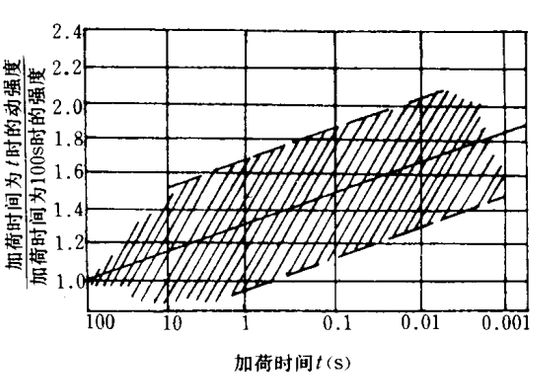


图 5-30　加荷时间对强度的影响

（2）荷载循环过程的影响

循环过程对强度的影响可以分为两类：

一类如机械基础的振动。一般情况下，这类荷载的应力、应变振幅很小，但振动次数极大，常常反映为疲劳强度问题。这已超出了本书的讨论范围。

另一类可以称作有限次的循环荷载。在试验室中，往往是用若干次规则波形（使用正弦波较多）的循环荷载来模拟随机的地震荷载。这样做不仅便于实施，也使结果具有可比性。当然，也有直接输入地震波进行试验的，目前还仅限于在科学研究中应用。

Seed在进行液化试验时，取应力谐波的幅值为地震最大剪应力的0.65倍，此时，荷载的等效循环次数按地震的震级确定。当震级为6.5、7、7.5、8级时，循环次数分别取8、12、20和30次[12]。强度试验中荷载循环次数的取法，也可参考这种方法。

一般地说，荷载循环次数增加，对土的强度总是不利的。图5-31归纳了Seed等多人的试验结果[13]，尽管试验土类包括了饱和土和非饱和土、原状土和重塑土，但从总体来看，随着循环次数的增加，动强度降低的趋势是明显的。

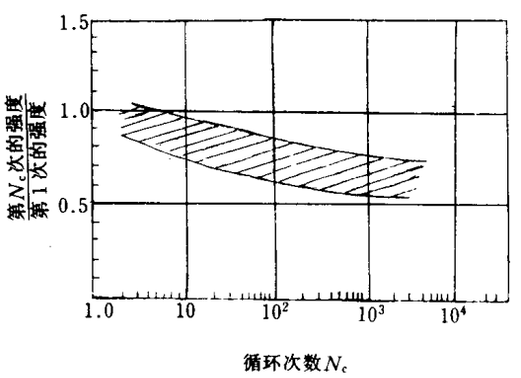


图 5-31　荷载循环次数对动强度的影响

（3）应力历史与应力组合对试验结果的影响

为了说明这个问题，我们不妨以循环三轴试验为例考虑下面的试验过程：

为了模拟地震前的应力历史条件，先使土样在均等压力或K_0条件下固结。有时，视工程实际应力状态再施加轴向静偏应力σ_{1s}，使试样的应力－应变状态达到图5-32（$\dot{b}$）中的A点，并在此应力历史的背景下逐级施加动应力。每级动应力保持应力幅值不变，振动N次，其结果在曲线AB上得到一个点。由小到大地施加若干次应力循环之后，便可得出应力—应变曲线AB。此时，可以取应力最大值（应力－应变曲线渐近线对应的应力值）作为土的动强度，即取初始静偏应力σ_{1s}与动应力σ_d之和，在图3-32(b)中用R_d表示；某些情况下，也可取总应变达到某一指定值（例如15%）时对应的应力值(也是σ_{1s}与σ_d之和)作为动强度。如果土样在同样初始应力条件下的静强度为R_s，在此种条件下的动、静强度比就是R_d/R_s。

在这样的试验中，静应力和动应力的组合，可能会出现各种不同的情况，试验结果会

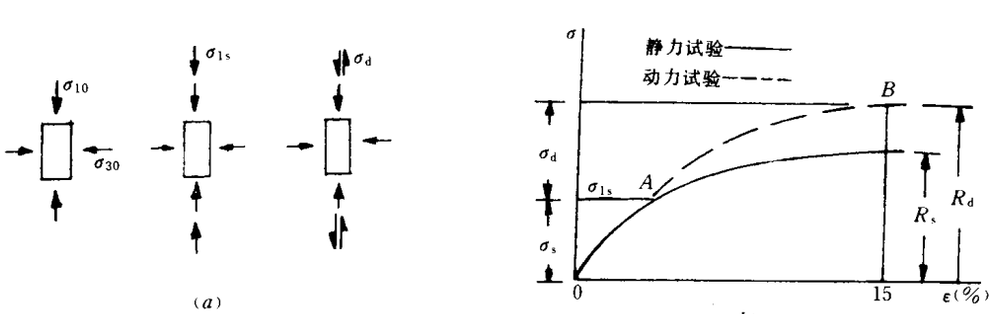


图 5-32

（a）动强度试验的加荷过程；（b）试验结果—动静强度比

出现很大的差别。图5-33表示了对于同一种土的两种荷载组合方式：如果要研究土样经过固结，并施加一定的轴向静应力σ_{1s}以后，循环次数N对动强度的影响，可以用图5-33（a）的试验和结果整理方式；如果根据工程需要，事先规定了各级振动荷载的振动次数N，欲研究不同的初始静偏应力σ_{1s}对动强度的影响，则可以采取图5-33（b）所示的荷载组合与试验方式。

如果仔细分析，动静荷载的组合还可能有另一方面的区别：在图34（a）中，循环荷载的振幅σ_d不大于初始静应力σ_s值，任何时刻，在动、静应力组合条件下，土样都处于受压状态；在图5-34（b）中，情况就不一样了。在这种试验条件下，σ_d大于σ_s的瞬间（图中画阴影线部分），试样将处于轴向拉伸状态。在这两种条件下，由于动、静应力组合的不同，试验得到的动强度会有较大的差别。

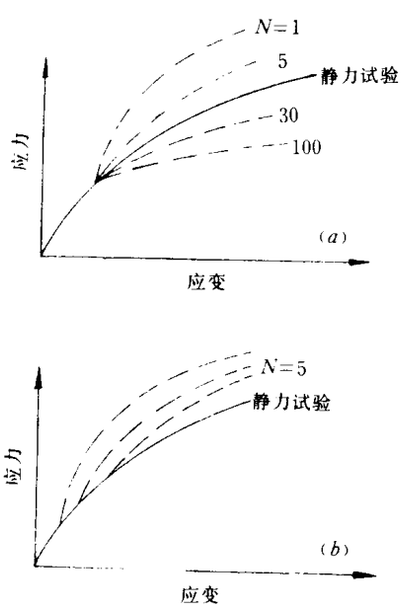


图 5-33　动力试验的加荷方式与应力－应变关系
（a）荷载重复次数N对应力－应变关系的影响；（b）初始剪应力对应力－应变关系的影响

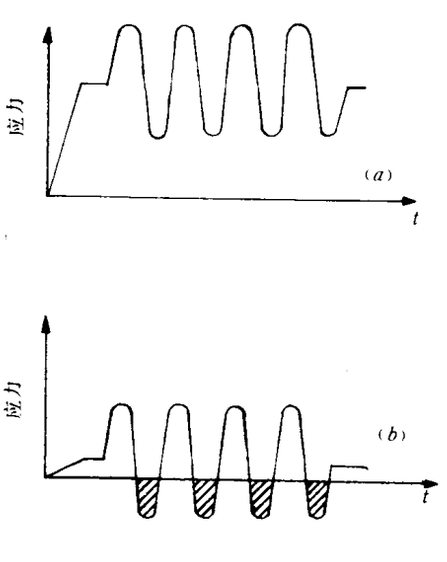


图 5-34　静荷载与循环荷载的组合

（4）破坏标准对试验结果的影响

动强度是在一定应力往返作用次数N下达到某特定破坏标准所需的动应力。显然，选用的破坏标准不同，相应的动强度也就不同。合理确定破坏标准是讨论动强度问题的基础。

破坏标准一般应根据土的试验性状和工程要求确定，常用者有[14]：

孔压标准，对于饱和土的不排水试验，往往指定孔隙水压力的某种发展程度作为破坏标准；

极限平衡标准，用土体的极限平衡条件作为破坏标准；

屈服破坏标准，用动荷作用过程中变形开始急速增加对应的应力作为破坏标准；

应变标准，在孔压曲线和应力－应变曲线在研究关心的范围内未出现急骤变化的条件下，常取一定的应变值（例如动、静应变之和达到15%）所对应的应力作为破坏标准。

破坏标准的选择只有符合工程的实际要求才有意义。

2.动强度的一般试验方法

我们仍以动三轴为例，介绍动强度试验的一般方法。试验可按下列步骤进行[15]：

（1）将至少三个试样作为一组，在同一压力下固结，并使它们的原始静应力状态完全一致，即$\sigma_3 = c_1$，$\sigma_1/\sigma_3 = c$。然后在各试样上分别施加大小不等的循环动应力σ_{d1}、σ_{d2}和σ_{d3}。试验结果可在动应变ε-lg$N$座标系上得到三条曲线R_{d1}、R_{d2}、R_{d3}（图5-35(a)），此处，R_d即动强度，是静应力σ_s与动应力σ_d之和，ε是轴向静应变与动应变之和。在图上可出量出某指定破坏条件（用轴向应变ε_f表示）下的R_d-lg$N$之间的关系；

（2）将按上述方法得到的R_d-lg$N$关系转绘到R_d-lg$N$座标系内，可得到一条近似直线，表示$\sigma_3 = c_1$、$\sigma_1/\sigma_3 = c$时动强度R_d与循环次数N的对数值之间的关系。如果再做两组试样，使其σ_3分别改变为c_2和c_3，而保持σ_1/σ_3不变，重复上述步骤，则可在R_d-lg$N$座标系内得到相应的试验曲线（图5-35(b)）；

（3）依据事先确定的循环次数N值，可在图5-35(b)中分别截取R_d值，再转绘到图5-35(c)中，这样，在对前述$\sigma_1/\sigma_3 = c$的情况，动强度参数c_d和φ_d就可求出了。

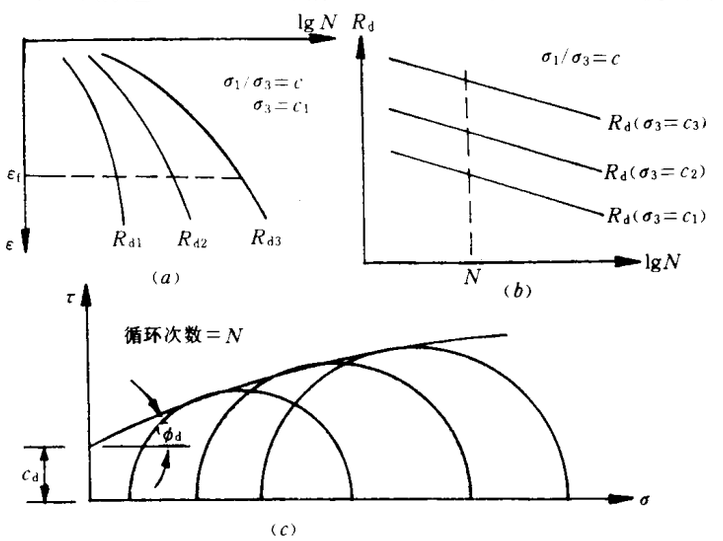


图 5-35　动强度试验的一般方法

显而易见，上述过程至少需要九个均匀试样且程序繁琐，试验中还要对土样密度、含水量、应力状态及橡皮膜等因素的影响进行严格的控制和标定，费工费时。一般情况下，只需按照工程特定情况，进行针对性的试验，求得动强度的具体数值就可以了。

Seed等人在七十年代初的研究表明，对于饱和砂土来说，当固结应力比$K_c = \sigma_1/\sigma_3$相同时，如果按σ_d/σ_3对lg$N$作图，则不管σ_3大小，试验点基本上都落到同一条σ_d/σ_3-lgN_f曲线上。K_c增大时，曲线在座标内的位置相应抬高（图5-36）。这样，当求饱和砂土抗剪强度指标时，可以利用这一特性，对于确定的K_c和应力循环次数N，便可由图5-36查出对应的σ_d/σ_3数值。从而，对任一σ_3，可得$R_d = \sigma_1 + \sigma_d$即$R_d = K_c\sigma_3 + \sigma_d$，作出一个莫尔圆，当用不同的$\sigma_3$作了不同的莫尔圆后，如图5-35$c$那样的强度包线就可以作出来了。可以看出，如果$K_c$确定，饱和砂的强度试验只要三个试样。

二、土的动变形试验

由于在地震工程中人们最关心的动变形问题，主要是土的振动压密与震陷问题。所以，

此处所说的动变形问题，是指在静荷下完成固结的土，在动荷作用下造成的附加变形或残余变形，即动荷引起变形的不可恢复部分。

土的动变形，在粘性土中问题的严重性不如砂土，因此，目前的研究在无粘性土的领域较为集中。

土的动变形的试验可以在动三轴仪或动直剪仪上进行。图5-36是动三轴试验的典型结果：首先用一组试样，完成固结后分别施以大小不同的等幅循环荷载σ_{d1}、σ_{d2}和σ_{d3}，试验结果可在振动次数N—动应度ε_{dr}座标系内得到三条曲线，表示在某特定循环荷载幅值下轴向动应变随振次N增长的情况（图5-37(a)）。试验结果亦可用图5-37(b)的形式表达，该图的每条曲线表示某一指定振次下，动应力与动应变的关系[14]。

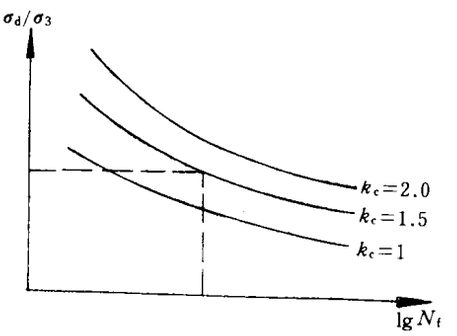


图 5-36　饱和砂土的动强度曲线

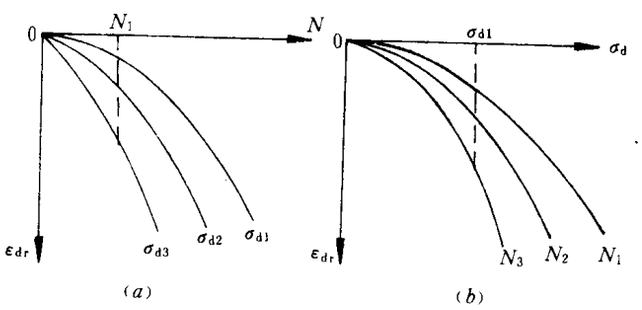


图 5-37　动变形试验

需要说明的是，由于实际工程情况千差万别，使动变形的研究变得十分复杂。我们在试验设计和试验结果的分析上，要注意以下问题：

（1）大多数情况下，地震中的地面沉降是与液化现象伴随发生的。很多学者对饱和砂在地震作用下沉降量的估算进行了研究，七十年代中前以前Lee和Albaisa，Silver和Seed等人在这方面的研究工作中作出了较大的贡献，八十年代以后，时松孝次和Seed又将这方面的工作向前推进了一步[16]。这种试验的设计，与一般的液化试验并无大的区别，但在试验中要精细地量出试样孔隙水压力的变化、轴向应变和体积应变；

（2）饱和松砂的震陷与干砂有一个很大的区别；干砂的压密是在振动过程中立即发生的，而前者发生沉降的时间可能有很大的变化，在某些情况下，很短时间内就可完成，有时沉降完成却需要一整天。沉降完成时间的长短主要取决于土的特性和排水路径的长短。这种现象在室内试验中的表现是变形的稳定值对于孔压的最大值具有滞后现象。在图5-38中[14]，用振稳变形率$\Delta\varepsilon$来表征试件的动变形特性，用振动孔压系数K_t(%) 来描述振动过程中孔隙水压力的变化，从图中看出，孔压上升到最大值并开始下降之后，变形仍在继续增长。这一现象在试验设计中要据试验目的予以充分注意；

（3）动三轴试验是量测轴向振动下引起的轴向动应变，这与现场的动、静应力组合条件及动应变方向是有相当差别的；动直剪试验是在水平方向施加动荷载，量测竖直方向的应变值，这与现场条件比较接近，但由于边界条件和排水路径的差别，将试验结果用于工程实践，也需要认真进行评估和修正。

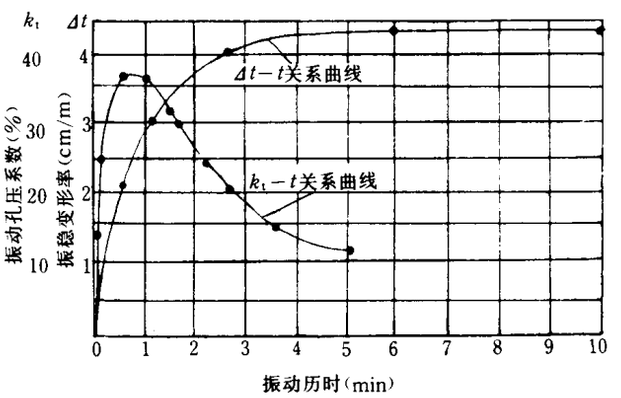


图 5-38　动变形的发展与孔压变化的关系（谢定义，1988）

第六节　地微动的观测和分析

在地面上和地面以下的土体中，由于自然界和人类的各种活动，不断引起微小振动（亦称脉动）。这种微动的原因是各种各样的，因此原始的振动频率并不存在任何规律性。我们可以将这种天然频率特性的微小振动的集合看成白噪声。

这种白噪声在场地土内的传导过程中，由于振动响应或滤波等原因，使其特性可能随场地土的构成和特性发生变化，进而使其波谱特征能够反映出场地土的这种构成和特性。人们正在不断地进行研究，试图利用地微动的观测结果作为评价场地土的手段之一。

地微动的观测，可以直接在地表进行，也可将三分量拾震器置于钻孔内，观测土体内的地微动情况。目前已经有地表下100m 深度的观测结果[17]。

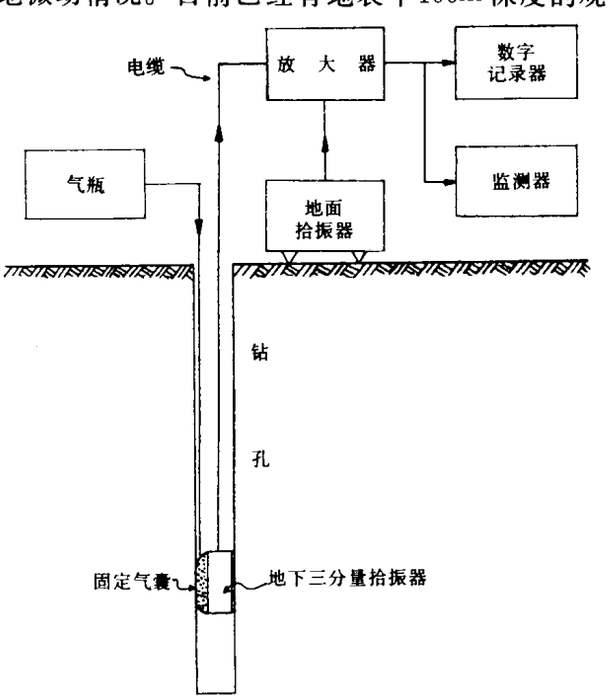


图 5-39　地脉动观测系统

观测设备一般由拾振器、放大器、监视器和数字记录仪组成（图5-39）。也可接计算机，在A/D转换后进行数据处理。

图5-40给出了地微动与打桩、车间活动等人类活动造成振动数量级的比较。与后者相比，地微动的加速度和速度都要小两至三个数量级。图中，曲线Ⅰ至Ⅳ是按日本学者金井清的方法，将场地分为四个类别后，各类场地微动幅度的范围值。Ⅰ类场地比较坚硬，微动周期较短，卓越周期在0.1s左右，振幅较小；Ⅳ类场地最软，微动周期较长，卓越周期在0.7～0.8s之间，振幅亦较大；Ⅱ、Ⅲ类场地居中，卓越周期在0.3s和0.5s左右。

一般来说，地微动参数的量级大体

上在下述范围：

振幅——0.08～10μm；

加速度——10^{-2}～10^{-1}gal；

周期——0.1～1.0s，地层深部也可达 2 ～3s。

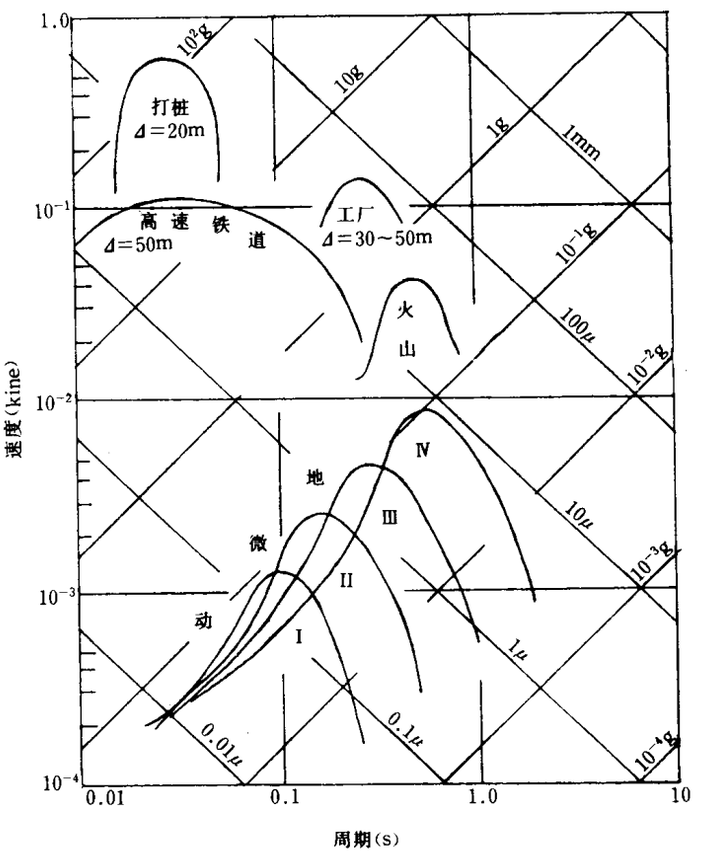


图 5-40　各种地震动大小的比较

在选定量测仪器性能时，应考虑对上述参数的适应性。

进行现场地微动测试之后，首先将取得的时程记录通过A/D转换器作数字化处理。采样间隔在0.01s左右。这样，对大约40s内的记录可以取得4000个数据。在此基础上，可以求出地微动的平均振幅，并可对整个记录进行频谱分析，求得微动的富立叶(Fourier)谱。

在第三章有关内容的基础上，可以对富立叶谱作如下简单的解释：

任何周期函数都可用富立叶级数分解来分析它是由哪些谐波分量组成的。对于非周期函数，如脉动记录，可以表述成富立叶积分的形式：

$$x(t)=\frac{1}{\pi}\int_0^{\infty}\mathrm{d}\omega\int_{-\infty}^{\infty}x(\tau)\cos\omega(t-\tau)\mathrm{d}\tau \tag{5-62}$$

式5-62中各符号的意义与第三章各式完全相同。

如果微动观测时间是从$t=0$到$t=t_1$，则上式可以写成：

$$x(t)=\frac{1}{\pi}\int_0^{\infty}G(\omega)\mathrm{d}\omega \tag{5-63}$$

式中，

$$G(\omega)=\int_0^{t_1} x(\tau)\ \cos\omega(t-\tau)\mathrm{d}\tau \qquad (5\text{-}64)$$

从物理意义上说，式5-64即表示了在整个地微动记录中频率等于 ω 的分量。从而可以得到地微动的富立叶谱。在谱上，给出最大振幅的频率称为卓越频率，其周期叫做卓越周期。

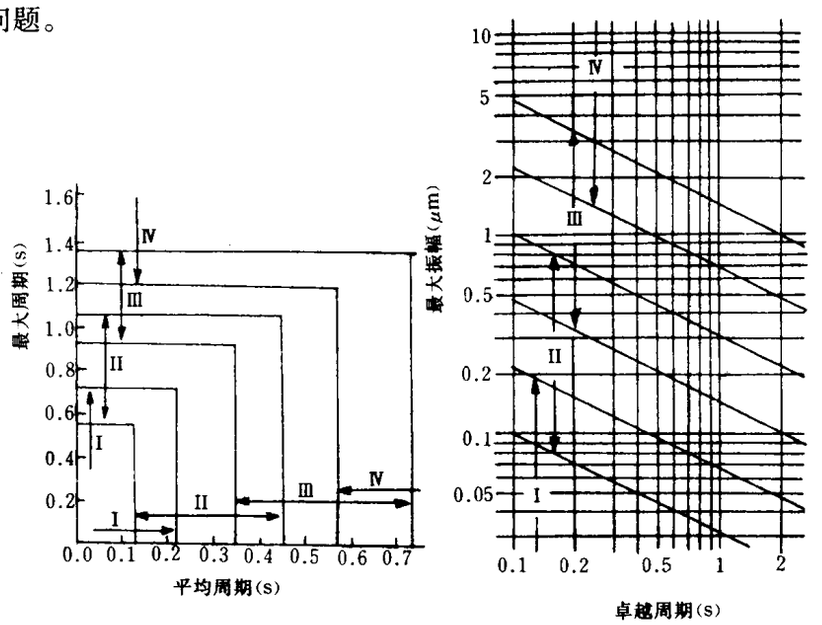
我们还可将得到的富立叶谱曲线进行标准化（或称归一化）处理，即将各频率的谱值除以本测点的最大谱值，得到标准化（或称归准化）的富立叶谱。

目前，各国学者正在对地脉动的测试结果进行下述方面的研究：

1.将地微动观测所得富立叶谱的特征与其它测试手段，如波速测试、标准贯入试验等得到场地参数进行对比，试图求得规律性的关系，作为场地划分的依据；

2.直接用地微动的观测结果作为场地分类的手段。图5-41给出了日本学者金井清提出的两种方案，可供读者参考[17]。

3.由于在美国旧金山湾的Golden Gate Park、Santa Barbara以及墨西哥城等地的地微动测量结果与当地大地震的周期特性大体相同，有人提出用地微动的测量结果来推断本地将来地震的周期特性。对此，目前尚有争论，因为大地震时，土体的振幅要大得多，土的非线性性质将会对周期特性产生重大影响。在这方面，地微动方法的适用范围，是一个值得探讨的问题。



(a)方法1　　(b)方法2

图 5-41　用地微动划分场地类别的方法（金井清）

参 考 文 献

[1] Shannon & Wilson, Inc, and Agbabian-Jacobsen Associates. Soil Behavior Under Earthquake Loading. NTIS, U.S.A., 1972

[2] 中国建筑科学研究院抗震研究所，北京市勘察院．北京市区小区域地震影响．北京市地震地质会

战第八专题成果汇编，1984

[3] M Jamiolkowski, C C Ladd, J T Germaine, R Lancellotta. New Developments in Field and Labratory Testing of Soils. Proc. XI ICSMFE, San Francisco: 1985

[4] W D Kovacs. An Experimental Study of the Response of Clay Embankments to Base Excitation. Ph. D. thesis, Univ. of Calif., Berkeley: 1968

[5] 宁乃勇、张在明。一种微机控制的共振柱试验设备. 工程勘察. 1988，第二期

[6] B.O. Hardin and V P Drnevich. Shear Modulus and Damping in Soils; 1. Measurement and Parameter Effects. Tech. Report UKY 26-70-CE-2, 1970(a)

[7] B.O. Hardin and V.P. Drnevich. Shear Modulus and Damping in Soils; 2. Design Equations and Curves, Tech. Report UKY 27-70-CE-3, 1970(b)

[8] H. B. Seed and I. M. Idriss. Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis. Report No. EERC 70-10, Uhiv. of Calif., Berkeley, 1970

[9] H. B. Seed and I. M. Idriss. Analysis of Ground Motions at Union Bay, Seattle, During Earthquakes and Distance Nuclear Blasts. Bull. Seismol. Soc. of Am, Vol. 60, No.1, 1970

[10] 张在明. 土的动力特性的试验研究. 第三届全国土力学与基础工程学术会议论文集，中国建筑工业出版社，1981

[11] 石原研而. 土的动强度. 土と基础，1972

[12] [美] H B Seed和I M Idriss著. 地震中的地面运动和土的液化. 张在明，沈小克译. 地震出版社，1986

[13] S Okamoto. Iutroduction to Earthquake Engineering. Univ, of Tokyo Press, 1973

[14] 谢定义. 土动力学. 西安交通大学出版社，1988

[15] 王镭琦等。岩土工程测试技术。中国建筑工业出版社，1986

[16] K Tokimatsu and H B Seed. Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking. Jour. of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 113, No. GT8, 1987

[17] 中岛直吉. 有关高层建筑物建筑地基的抗震设计调查. 在中国北方工业公司综合勘察院的报告，1984

第六章　土与结构相互作用对地震荷载的影响

第一节　基　本　概　念

熟悉土力学的读者都知道，在静力学的范畴，土作为构筑物的支承介质，也就是作为地基承担着建筑物的荷重，就有一个土与结构在静力作用下的相互作用问题。由于上部结构的荷重和刚度作用，土在受载后与结构一起产生协调的形变，最终达到某种平衡状态。土与结构的相互作用分析，就是从土与结构的特性出发，研究这种加荷形变过程，检验这一过程是否满足工程要求。

前面已经介绍过，在地震过程作用下，土在工程中除了作为支承介质承受动、静荷载作用之外，还要作为波的传播介质。如果仔细分析一下，此处所谓的作为波的传播介质，具有两层含意：一方面，地震波在传播过程中，土层要以本身的动力特性影响波的特性，起到“滤波”与“放大”的作用；另一方面，接近结构基础的部分土体，要起能量的传递作用，将地震波的能量传递到构筑物上，并参与构筑物的震动过程，与其“共同作用”。关于前一方面的内容，我们在第三、四章中已经作了介绍，本章着重介绍后一方面。

在一般的结构设计当中，考虑地震反应分析时，结构工程师往往认为基础部位是结构的嵌固端，并将地震的自由场地面运动从此标高处向结构进行输入。这种计算简图实际上是假定底部嵌固的结构在地震中其基底所承受的地震作用与场地的自由场运动是一样的，就象固定在刚性振动台台面上的试件那样。这样的假定当然只有当结构支承于理想刚性地面时，才是完全正确的。

在实际工程中，当结构支承于一般地基上，特别是软土地基上时，与上面的理想化的计算简图相比较至少在以下三个方面是不一致的：

1.地震作用在建筑物上产生一个摇摆分量，并导致基础摆动，对于高层建筑来说，这一点是不可忽视的；

2.结构的很大一部分振动能量将由于土的弹性与粘滞作用，通过辐射波的形式消散（反馈）到地基介质中去从而影响基础周围的地面运动。地震动越强烈，这一作用的影响便越加明显，刚性地基假定中未考虑这种反馈作用。

3.当结构具有一定的有效埋深时，考虑土与结构在地震过程中相互作用的必要性更是显而易见的。

以上是仅仅从表观现象便可看出的问题。土与结构的相互作用主要表现在两个方面：

1.与自由场地相比较，土与结构的相互作用改变了地基运动的特性。文献指出[1]，由于上部结构的振动反馈作用，改变了地基运动的频谱组成，使接近结构自振频率的分量获得加强。同时，地基的加速度幅值也较邻近自由场地减小20％～63％；

2.与支承于理想刚性介质的情况相比较，实际地基的柔性改变了上部结构的动力特

性。（1）延长结构的基本周期，基本周期可延长10%～150%。王开顺等人指出[1]，北京和上海20余栋高23～58m的剪力墙结构房屋的脉动测量结果表明，由于上海的地基土质明显较北京软，建于上海的房屋自振周期较之建于北京的类似房屋约长30%；（2）柔性地基支承的结构，即使输入单纯的自由场水平运动，也会由于上部结构的惯性水平力和倾覆力矩作用，使基础出现摇摆运动甚至水平移动，进而产生与支承于刚性地基时不相同的地震反应；（3）由于地基土的粘滞作用可以改变结构体系的阻尼。

从上面几个方面的分析中，可以看出，土与结构在动力作用下的相互作用，确实是一个十分复杂的问题。到现在为止，也不能说已经有了比较成熟的理论和完整的方法。结构工程师，岩土工程师和地震工程专家们正在从各个不同的角度对这一课题进行研究。本章不可能对这一问题进行过细的讨论，只能介绍几种一般方法，建立有关的概念。

已有的研究表明，鉴于下列原因，大多数的一般性工程并不是都需要进行相互作用分析的：（1）在很多情况下，土与结构相互作用的影响不如土对波的“滤波”、“放大”作用那样明显；（2）相互作用计算非常复杂，为提供参数而进行的试验工作量，计算工作量，对计算机机时的耗费等费钱费时，需要从经济的角度来进行权衡和考虑；（3）不作这样的分析，即将地震从刚性地面输入，往往得到偏安全的结果。

另一方面，也要指出，在下列情况下，则有必要进行土与结构相互作用的分析：（1）对于原子能电站及水库等体量很大的构筑物；（2）对于高层建筑，特别是建于软土上的高层建筑物和平面长宽比较大的高层建筑物；（3）具有重型基础或高重心基础的构筑物；（4）特别重要的建筑物。

土与结构相互作用的分析方法，目前已有很多类型，如果粗略地从计算的数学模型来划分，按其繁简程度大致可分为三类：

第一类是所谓的完全相互作用分析，一般可将土与结构作为一个体系（图6-2）用有限单元法进行分析，同时考虑结构和支承土体材料的非线性性质；

第二类是子结构数学模型。最常用的是采用简单子结构方法：将上部结构离散化为由弹性杆串联的多个质点的悬臂子结构，而土体可用弹性半空间或其他数学模型表示，我们将在本章第三节中对此方法进行进一步的讨论。

第三类是简化计算方法。这类方法当然难以表述和估算相互作用的所有细节，但因为其简单、计算工作量小和易于掌握，在相当长一段时期内恐怕将是工程师们在设计室里采用的重要方法。因此，在本章第四节中，仍以美国ATC条例为例对这类方法进行稍稍详细的介绍。

最后，需要指出，过去在工程技术人员的观念中，往往认为土与结构的相互作用是结构专业的工程师和专家们的事。这个观念有其片面性。在上述的三类方法中，不管哪一种方法，对土的动力特性的研究及其参数的正确提供，都是一个非常重要的基础。加强这方面的研究工作，为解决相互作用的问题无疑是十分重要的。

第二节　完全相互作用分析

七十年代中期以后，由于实际工程的要求，特别是原子能电站的兴建，促进了土与结构在地震过程作用下相互作用的分析方法和计算程序的发展，比较典型的有美国加州大学

伯克利分校先后发展的ALUSH、LUSH、FLUSH、PLUSH[2]、[3]、[4]、[5]等完全相互作用的计算方法与相应的计算程序。限于篇幅，我们不可能对这些程序逐一介绍，但可以粗略地分析一下。这一研究的发展过程具有如下两个特点：(1)在有限单元法的基础上，程序功能与研究内容不断扩充。譬如，使用了“传递边界（Transmitting Boundary）”的概念，简少了单元数，并可将不同的结构与土单元体置于同一模型中，使完全相互作用分析从理论上说更加完整；此后，又在结点上加入粘性阻尼元件，构成简化三维分析模型；最后到PLUSH程序，可以说又取得了较大的进展，该程序将地震运动看成零中值的Gaussian（高斯）过程，这个随机过程可以由一个能量谱完全表征，用输入能量谱的方法来取代一个或若干个加速度时程曲线的输入使结果更具有代表性，同时大大简化了输入多个时程曲线所需的工作量；(2)由于在建立计算模型和编制计算程序的工作中注意了实用效果，在扩充功能的同时大大节约了机时，如果将 ALUSH 的计算机 CPU 用时按 1 计算，则程序LUSH、FLUSH和PLUSH的机时分别为0.35、0.19和0.05。由于上述有关程序的详细介绍都可在EERC 研究报告系列内找到，我国有若干单位已经引进，此处就不再详述了。

完全相互作用分析的一般步骤如图6-1所示，可概括为四步：

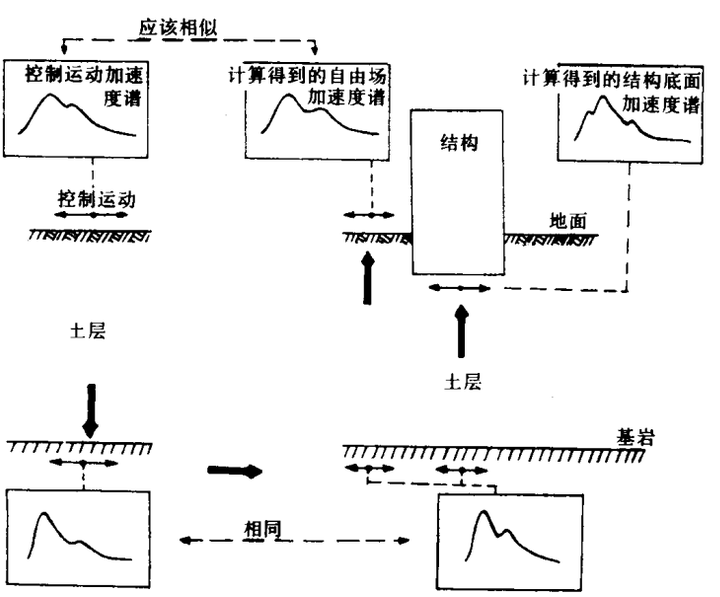


图 6-1　土与结构相互作用的分析过程

1.根据场地特性和附近的历史资料，确定场地的自由场运动，即在将来可能发生的地震中，自由地面的地震加速度时程曲线。在PLUSH程序中，场地的自由场运动是由能量谱来表征的；

2.针对土层情况，用一个反演（deconvolution）程序求得场地下以基岩上的运动。这种反演计算可以用已介绍过的SHAKE或类似的程序来完成；

3.用求得的基岩运动作为输入来分析土层-结构体系有限单元模型的反应。图 6-2 是这类模型的一个例子。

4.用同样的基岩运动，重新计算出自由场地的地面运动。当然，如果计算正确，这一自由场的地面运动应该与步骤 1 中所采用的运动相类似。这是一个校核措施。

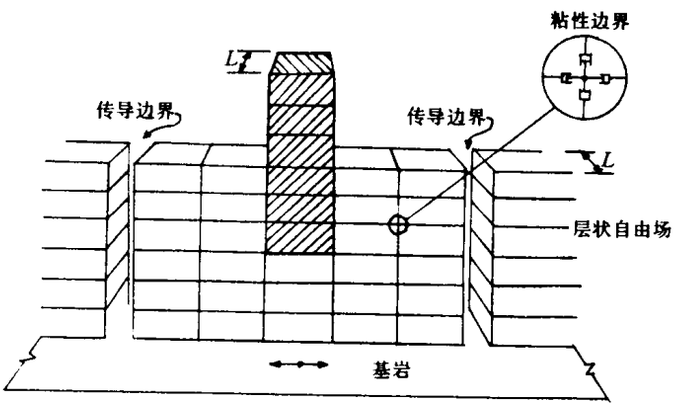


图 6-2　土与结构相互作用模型

在上述的过程中应考虑到以下问题：

1.地面运动随深度的变化。计算程序的分析结果，应与已有资料所显示的规律性基本相符；

2.问题的三维特性。此处系指在使用二维程序计算时，应对计算结果与实际反应情况的差异作出正确的判断。显然，实际构筑物上的地震记录资料对这类问题的判断与总结是十分有用的；

3.在有必要和有条件时，还须考虑邻近建筑在地震过程中的相互影响问题；

4.土的动力特性随深度的变化；

5.土的非线性性质和阻尼特性，影响这些性质的各类因素。

上述第 4 、 5 问题在前面已经作了比较详细的介绍。

可以看得出来，尽管分析方法不断改进，计算程序不断优化，完全相互作用的计算过程仍然十分复杂，费用也比较高，因此，往往只在原子能电站和大型水坝等重大工程中才使用。对于一般工程而言，进行这样的分析计算是不现实的，也是不必要的。在这种情况下下面两种方法就更常用一些。

第三节　集中质量体系的弹性解法

这种方法属于前述的子结构数学模型。

到目前为止，已经有很多学者针对这种方法做了很多研究工作，如Hall、Beredugo和Novak、山原浩及我国的王开顺、王有为等[1]、[6]、[7]。由于研究的角度有所区别，对方法的名称也有不同的叫法，如“集中参数法”、“物理相互作用方法”、“集中质量-弹簧体系分析方法”等等。我们认为称为“集中质量体系的弹性解法”可能好一些，因为“集中质量”是该模型最主要的特点，在分析过程中虽然可以考虑材料的等效非线性，但最终还是用弹性方程来求解的。

该方法的共性，是将上部结构离散化为由弹性杆串联的多个质量的弹性结构，对土体的简化则视具体情况有些差异（详见以下说明）。显然，对于楼层质量比较集中的建筑物，这种方法往往是适用的。已有研究表明，对于在土质均匀，土层较厚的地基上的埋深不很深的建筑物，用该法进行相互作用分析，可以取得满足工程要求的分析精度。

一、刚性地基上建筑物的反应分析

刚性地基上建筑物地震反应的最简单的例子，便是在计算弹性反应谱时我们已经使用过的单质点体系。即系统仅由集中质量M和参数分别为C和K的阻尼器及弹簧组成。如果令u为质点相对于刚性基础的位移，$\ddot{u}_g$为输入的地面运动时，质点的运动方程为

$$M(\ddot{u}+\ddot{u}_g)+C\dot{u}+Ku=0 \tag{6-1}$$

对于这一方程的求解，显然是不存在困难的。

在地基为刚性的假定下，如果将一个N层的结构简化为N个集中质点，并将其串联起来，地震反应方程就是：

$$[M](\{\ddot{u}\}+\{\ddot{u}_g\})+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=0 \tag{6-2}$$

式中［M］、［C］、［K］分别为上部结构的质量、阻尼和刚度矩阵，$\{u\}$是上部结构相对于基础的位移，$\ddot{u}_g$还是表示输入地面运动。

6-2式与第三章进行地震地面反应分析时所用的3-18式非常类似，当然也就可以用同样的方法来求解，这里就不再详细介绍了。

刚性地基假定实质上并没有考虑土与结构的相互作用，其缺点在第一节中已经进行了分析。但并不是说，这种方法就完全不能用了。比如，当高层建筑本身的基本周期较长，地基刚度又较大(例如地基是基岩或坚硬土层)，这样，结构本身的变形占总变形量的大部分时，上述的简单方法往往可能满足工程的要求。问题是在选择模型时要做到心中有数，如果对于建筑物本身刚度较大、地基又比较软的情况，不考虑基础摇摆振动的影响，分析结果就会有较大的误差。在这种情况下，对地基变形的考虑就是十分必要的了。

二、柔性地基上结构物的地震反应

放弃刚性地基假定之后，地震作用产生的基底剪力和倾覆力矩将使地基产生变形，引起基础的水平移动和绕水平轴的转动。这时，土与结构产生相互作用。

针对这一问题，也有不同的求解方法。这里，我们先以王开顺、王有为的研究工作为例，使读者对该类问题的求解有一个大体上的概念。然后进一步讨论地震输入机制的影响。

王开顺等人在《土与结构的相互作用对地震荷载的影响》一文中[1]，使用了如图6-3所示的计算简图。

如果是计算剪切型结构的地震反应，其刚度矩阵和阻尼矩阵都是三对角线的，即某楼层的反力只和其上下两层的刚度和阻尼系数有关，对于处在柔性地基上带有整体刚性基础的建筑物，可在上面介绍的刚性地基的系统中增加一个带有弹簧和阻尼器的基础质块来代表地基土和基础的作用。这样，仅需将上述刚性基础条件下微分方程中的有关矩阵扩充二行和二列，即增加整个体系的水平力平衡和力矩平衡两个方程来和基础的平移、转动相对应，问题便可求解。

相应于图6-3的方程式包括：

$$[M](\{\ddot{u}\}+\{h\}\ddot{\phi}+\{\ddot{u}_g\})+[C](\{\dot{u}\}-\{\dot{u}_0\})+[K](\{u\}-\{u_0\})=0 \tag{6-3}$$

及体系的水平力平衡方程：

$$\sum_{i=1}^{N} m_i(\ddot{u}_i+h_i\ddot{\phi}+\ddot{u}_g)+P(t)=0 \tag{6-4}$$

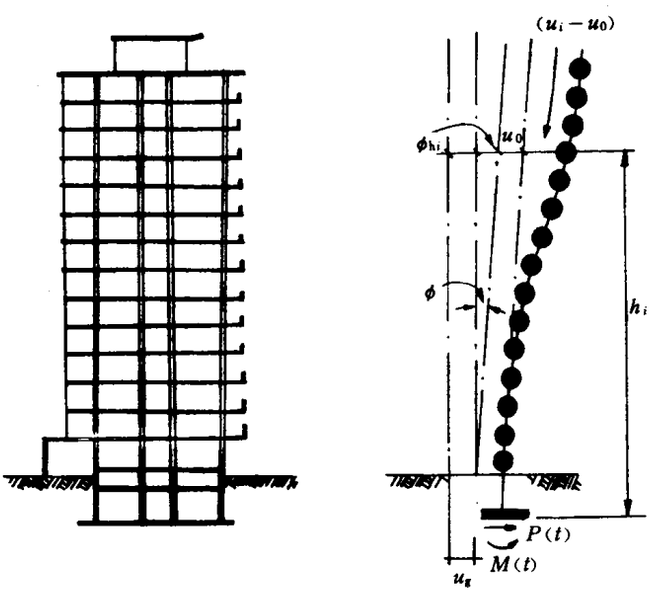


图 6-3　建筑剖面及计算简图

力矩平衡方程：

$$I_\phi \ddot{\phi} + \sum_{i=0}^{N} m_i h_i (\ddot{u}_i + h_i \ddot{\phi} + \ddot{u}_g) + M(t) = 0 \qquad (6-5)$$

在上列各式中，

I_ϕ——上部结构各集中质量 m_i 及基础质量 m_0 对其自身轴线的质量惯性矩之和；

$P(t)$，$M(t)$——地基对基础的水平反力与反力矩；

u——各质点的水平位移反应，应注意此处的水平位移皆包括基础的平移 u_0（图6-3），与6-2式不同；

ϕ——基础转角；

h_i——第 i 质点距基底的高度；

$\ddot{u}_g$——输入地面的加速度。

上述方程式与6-2式的区别，除已指出的位移 u 的含义不同之外，在惯性力项中还增加了由于基础转动使上部结构产生的加速度 $\{h\}\ddot{\phi}$。

6-4和6-5式中基础承受的地基总反力 $P(t)$ 和反力矩可以经过与基础位移 $u_0(t)$、转角 $\phi(t)$ 之间通过地基阻抗建立关系来求得：

$$\begin{Bmatrix} P(t) \\ M(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \overline{K}_H & \overline{K}_{H\phi} \\ \overline{K}_{\phi H} & \overline{K}_\phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0(t) \\ \phi(t) \end{Bmatrix} \qquad (6-6)$$

式中 $\overline{K}_H$、$\overline{K}_\phi$、$\overline{K}_{H\phi}$ 分别为水平振动、摇摆振动和水平-摇摆耦合振动的复阻抗。复阻抗的实部为刚度阻抗，虚部为阻尼阻抗，可由6-7式分别求出：

$$\left.\begin{aligned} \overline{K}_H &= K_H + i\omega C_H \\ \overline{K}_\phi &= K_\phi + i\omega C_\phi \\ \overline{K}_{H\phi} &= K_{H\phi} + i\omega C_{H\phi} \end{aligned}\right\} \qquad (6-7)$$

根据互等原理，6-6式中的 $\overline{K}_{H\phi} = \overline{K}_{\phi H}$；当基础无埋深时，可令 $\overline{K}_{H\phi} = \overline{K}_{\phi H} = 0$，6-7式

地信网论坛
BBS.3S001.COM

中有关各刚度阻抗和阻尼阻抗的符号与第三章同，影响因素将在下面介绍。

美国的ATC条例根据研究成果规定[8]，地基土对上部结构振动的影响主要表现在基本频率部分。此处采用了这一结论，在确定阻抗函数时，只考虑土与结构体系的基本频率 ω。

将6-7式代入式6-6，并考虑到 $\dot{u}_0 = i\omega u_0$，$\dot{\phi} = i\omega\phi$，可得地基反力 $P(t)$ 和 $M(t)$ 的近似表达式6-8：

$$\left.\begin{aligned} P(t) &= C_H\dot{u}_0 + C_{H\phi}\dot{\phi} + K_H u_0 + K_{H\phi}\phi \\ M(t) &= C_{H\phi}\dot{u}_0 + C_\phi\dot{\phi} + K_{H\phi}u_0 + K_\phi\phi \end{aligned}\right\} \tag{6-8}$$

将此 $P(t)$、$M(t)$ 解代入方程（6-4）、（6-5）便得：

$$\sum_{i=0}^{N} m_i(\ddot{u}_g + \ddot{u}_i + h_i\ddot{\phi}) + C_H\dot{u}_0 + C_{H\phi}\dot{\phi} + K_H u_0 + K_{H\phi}\phi = 0 \tag{6-9}$$

$$I_\phi\ddot{\phi} + \sum_{i=1}^{N} m_i h_i(\ddot{u}_g + \ddot{u}_i + h_i\ddot{\phi}) + C_{H\phi}\dot{u}_0 + C_\phi\dot{\phi} + K_{H\phi}u_0 + K_\phi\phi = 0 \tag{6-10}$$

为解题方便，可将6-9式中的惯性力项进行分解，再据6-3式改写成：

$$m_0(\ddot{u}_0 + \ddot{u}_g + h_0\ddot{\phi}) + C_H\dot{u}_0 + C_{H\phi}\dot{\phi} + K_H u_0 + K_{H\phi}\phi + \sum_{i=1}^{N}\left[\sum_{j=1}^{N} C_{ij}(\dot{u}_0 - \dot{u}_i) + \sum_{j=1}^{N} K_{ij}(u_0 - u_i)\right] = 0 \tag{6-11}$$

如果研究一下式6-3、6-10和6-11便可知道，这些式子可用矩阵表示为：

$$[\overline{M}]\{\ddot{u} + \ddot{u}_g\} + [\overline{C}]\{\dot{u}\} + [\overline{K}]\{u\} = 0 \tag{6-12}$$

式中的 $[\overline{M}]$、$[\overline{C}]$、$[\overline{K}]$ 等矩阵可分别用上部结构的质量矩阵 $[M]$、阻尼矩阵 $[C]$ 和刚度矩阵 $[K]$ 扩充两行、两列得到。为节约篇幅此处不再给出表达式，有兴趣的读者可自行推出，或从文献[1]直接查到。值得注意的是式中的 u 是用下式表示的，即

$$\{u\}^T = u_1, \cdots u_i, \cdots u_n, u_0, \phi \tag{6-13}$$

以上我们以剪切型结构为例引用了王开顺、王有为的计算模型是为了给出使用集中质量体系计算土与结构相互作用时的一般过程和概念。可以看出，在这种情况下，考虑柔性地基上土与结构的相互作用与将地基视为刚性，二者在计算方法上并无十分显著的差别，关键在于恰当地选择地基模型和阻抗参数。这些课题的研究与解决，也许和岩土工程师的关系更大一些。

三、共同作用问题中的地基阻抗问题

所谓地基阻抗是指在地震运动中基础产生单位位移（水平位移或转动）时所受到的地基反力或反力矩。

对于置于地表的基础，地基阻抗可以用弹性半空间理论来求解；当基础具有一定的埋置深度时，可以求出近似的分析解，也可从实际情况出发，建立某种数学模型，得到实用的计算方法。

勿论何种方法，都必须建立在合理地选取土层的动模量和阻尼特性参数的基础上，并与下述因素有关：

1.土的成层性与非均质性——一般用等效弹性层和相应的等效剪切模量来描述实际土层；

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

2.土的非线性性质—考虑土的动模量和阻尼参数随应变量的改变；

3.土层的地震反应问题—考虑地震剪应变的幅值及其沿深度的变化；

4.地基阻抗与场地内基岩以上的覆盖层厚度有关；

5.地基阻抗与基础的形状有关；

6.在计算地基阻抗时应考虑基础振动的辐射阻尼和土的粘滞阻尼。

在上述的文献〔1〕中，作者将埋入式基础的振动阻抗分为基底土阻抗和基侧土阻抗两个部分并给出了相应的计算公式，感兴趣的读者可以从原文中找到答案。

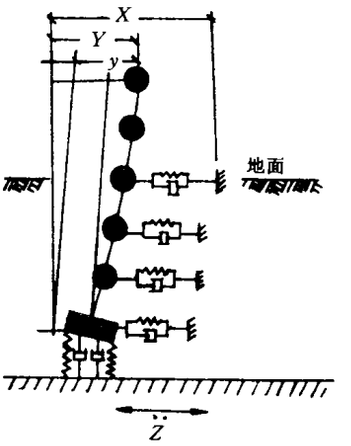


图 6-4　基础具有一定埋深时的计算模型

也可以将建筑物的地基基础连同上层结构理想化为如图6-4那样的计算模型〔6〕，用适当的弹簧和阻尼器来代表地基基础部分，可直接得出类似6-11式的结果。

应用这类模型进行分析时，应首先求出基底持力层的加速度反应，并以此作为地震的输入。此时，方程式为：

$$[M]\{\ddot{y}\}+[C]\{\dot{y}\}+[K]\{y\}+[C_H](\{\dot{Y}\}-\{\dot{X}\})+[K_H](\{Y\}-\{X\})=-[M]\{\ddot{X}\} \tag{6-14}$$

式中，$[M]$、$[C]$、$[K]$分别为结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵；

$[C_H]$、$[K_H]$是周围地基的阻尼矩阵和刚度矩阵；

$\{Y\}$、$\{y\}$、$\{X\}$分别表示质点的水平绝对位移、除去摇摆以后的质点位移以及地面位移矢量，$\{X\}$可以由地震地面反应分析求得。

式6-14的求解，在方法上是不存在困难的，在具体做法上，可以将周围地基作用用三种模型加以简化：

1.考虑周围地基在地震过程中也发生振动（图6-5(a)），图中用质点1G、2G表示参振土体的质量；

2.假定周围地基是固定的〔图6-5(b)〕，此时，不考虑周围土层的质量的影响；

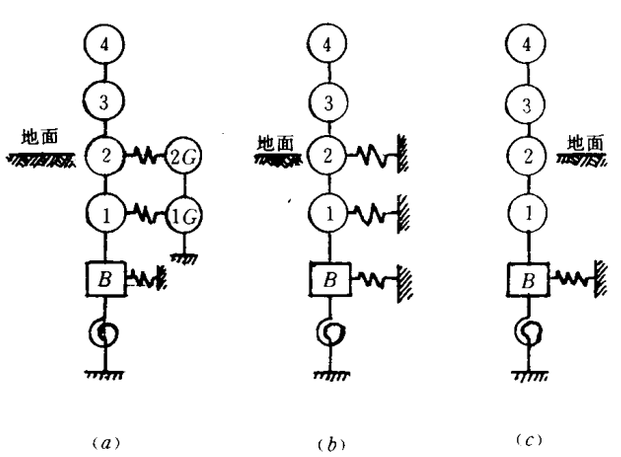


图 6-5　相互作用分析中的三种地基简化模型

3.不考虑周围地基的影响〔图6-5(c)〕。

当然，究竟选择何种模型，必须视建筑物和土层的实际情况作出决定，还要考虑上面提到的各种因素。一般而言，当构筑物本身的刚度很大时，其本身的振动往往小于周围地基的振动，周围地基对构筑物的约束作用还不如“加振”作用大，此时，构筑物基础侧面土层内的地震运动向构筑物进行输入，有人称之为“正输入”；反之，如果构筑物的刚度相对较低时构筑物的振动可能比周围地基的大，此时，周围地基将对振动起到一定的约束作用，可以理解为地震作用由构筑物向侧面土层输入。这种情况可以称为“负输入”。

第四节　相互作用的简化计算方法

在考虑地震作用下土与结构相互作用的问题时，上面两节介绍的方法都比较繁琐，很难在一般工程中推广应用。因此，对于实际设计工作来说，迫切需要发展某种近似简化方法来取代。在这一方面，美国的ATC条例提供了较好的解决问题的例子。在本节中将对其进行扼要的介绍[8]。

一、简化计算的一般途径

一般而言，进行简化的方法可从两种途径进行考虑，即（1）从相互作用的结果或效应出发，对自由场地面运动进行修正，然后分析结构对修正后的地基运动的响应情况，或者，（2）对结构的动力特性进行修正，然后分析修正后的结构对自由场地面运动的反应。

已经证明，只要运用得当，这两种方法都可以得到满足设计要求的结果，但后一种方法往往要方便一些。这种方法包含了对自由场地震地面运动反应分析结果的应用，因而为结构工程师们所熟悉。美国ATC条例的有关部分即是以这种修正结构动力特性的方法为基础的，本节也主要介绍这种方法。

二、以修正结构特性为基础的相互作用简化计算方法

所谓对结构的动力特性进行修正，是指通过以下两个方面的考虑来表达土与结构相互作用的影响及效果，并由此得到实用的简化计算方法：

1.由于地基土不是完全的刚性体，用加长结构物自振周期的方法来考虑地基土层柔性的影响；

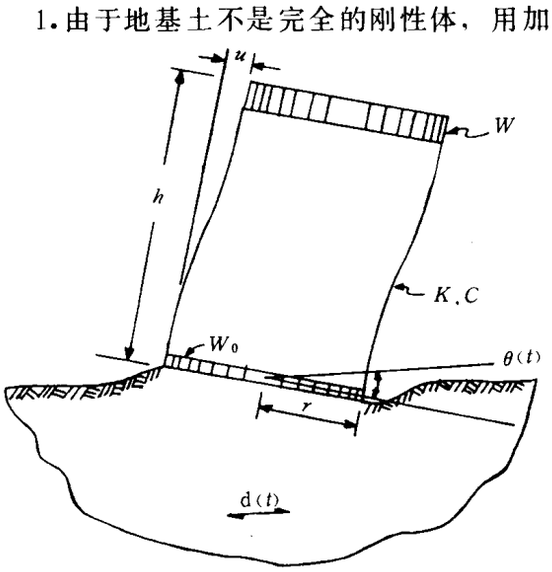


图 6-6　分析的简单体系

2.改变（一般是增加）结构的有效阻尼，以此来考虑地震过程中结构振动由于辐射作用和土的粘滞特性造成的能量耗散。

以上概念可以从以下两种体系反应的分析比较当中得到验证：

图6-6表示一个结构。设其重量为W，横向刚度为K，粘滞阻尼常数为C。该结构通过重量为W_0的基础支承于均质弹性半空间表面。并设基础是一个理想的刚性圆板，其厚度可忽略；结构柱的轴向不可伸长，重量忽略；结构和基础的重量均匀分布于半径为r的基底。对于上面描述的结

构，在其基底用自由场地面运动进行激振，假定输入的振动是一个周期为T_0，加速度幅值为a_m的水方方向的正弦波。如果以上体系是完全刚性支承的，当然只有一个自由度；但本例中，是在弹性支承的情况下，体系将有三个自由度，即基础的横向位移y、基础的转角θ以及结构顶点对于基底的相对位移u。

这个简图可以用来直接表示一个单层的结构物，也可以表示一个多层的结构。当用它来表示多层结构时，图6-6中的h应该是从基础底面到结构第一振型惯性力心的距离；而符号W、K、C则分别应该是结构的有效重量、有效横向刚度和有效阻尼常数。这些值的取法将在下面涉及。

图6-7和图6-8给出该体系双柱中总剪力在稳态振动下反应谱。两图中分别表示了不同的h/r的情况。每图中又给出若干种不同的“土和结构相对柔度ϕ_0”条件下的反应曲线。实线表示精确解。

土和结构相对柔度ϕ_0由下式定义：

$$\phi_0 = \frac{h}{V_s T} \tag{6-15}$$

式中　h——结构高度；

V_s——半空间介质地基的剪切波速度；

T——假定为刚性支承时结构的自振周期。

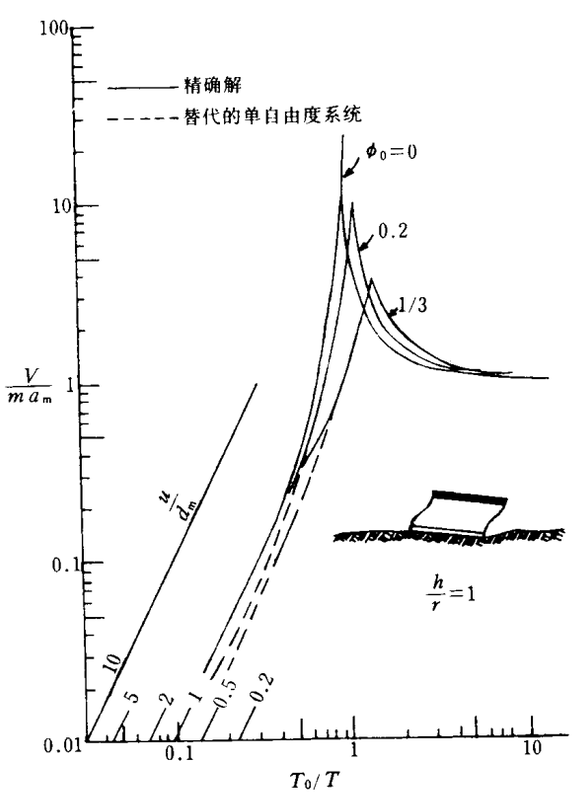


图 6-7　$h/r=1$ 时体系总剪力的反应谱

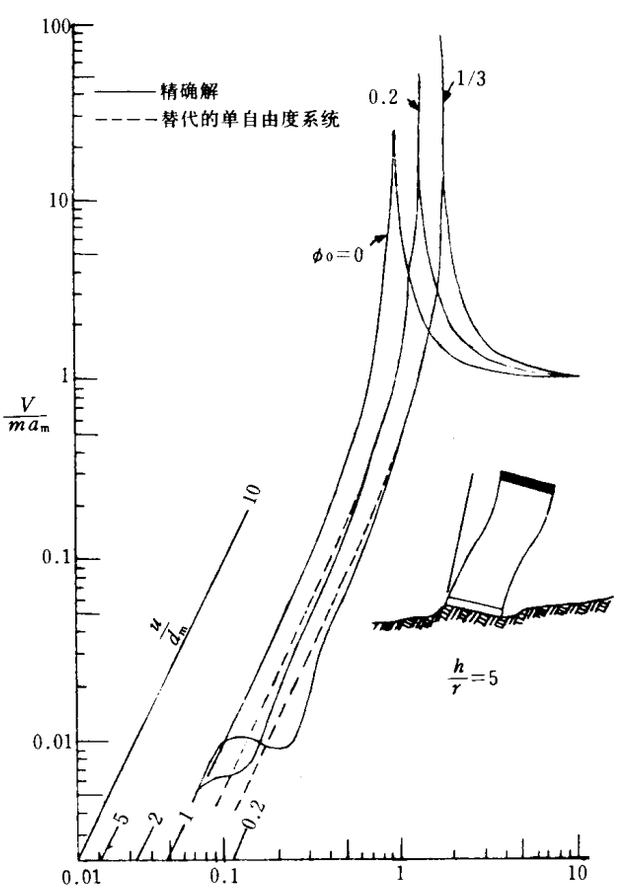


图 6-8　$h/r=5$ 时体系总剪力的反应谱

显然，如果结构是支承于理想刚性地基上，则支承介质的剪切模量G趋于无穷大，因而剪切波速也趋向于无穷大，此时，土和结构的相对柔度ϕ_0是趋向于0的；反之，地基土质越软，ϕ_0值也越高。

在图6-7和图6-8中，横坐标是外力周期T_0与刚性支承时结构的自振周期T之比；纵座标是结构的实际基底剪力V与完全刚性支承时基底剪力之比。后者用ma_m表示（质量$m=W/g$；a_m是自由场地震地面运动加速度的幅值，如前述）。另外，与三座标反应谱的表示方法相类似，图6-7和图6-8中还有一个斜向座标。该座标表示上部结构的变形幅值u与自由场地面运动位移幅值d_m之比。不难看出：

$$d_m=\frac{a_m T_0^2}{4\pi^2} \tag{6-16}$$

u/d_m是一种规准化的参数。

比较图中的结果清楚地表明，考虑土与结构的相互作用与不考虑这种作用（$\phi_0=0$）相比，主要有下列的后果：

1.反应谱的峰值向右移动；

2.峰值在数值上发生变化；

建筑物的高度h越大，地基土越软，ϕ_0的值也越大。此时，上述土与结构相互作用的影响将越加显著。

可以证明，上述支承于柔性地基上的结构反应的精确解，也可以通过对刚性支承的单自由度体系简化求解获得。条件是该单自由度体系的周期和阻尼特性必须经过相应的改变，以反应上述相互作用后果的影响。

图6-7和图6-8中的虚线表示了单自由度系统经过上述修正之后得到的反应谱。我们看到，虚线表示的反应谱峰值及其相应的周期与实线所表示的考虑土与结构相互作用的实际体系的精确解是非常一致的。

以上的分析比较为土与结构相互作用简化方法的建立提供了理论上的依据，下面的任务便是要找到调整结构周期和阻尼特性的具体方法。

在介绍具体的计算方法之前，有几个问题需要加以说明：

第一，从Fourier分析的角度来看，一次地震运动可以看作若干个不同周期和幅值的谐波的叠加。研究表明，土与结构相互作用的影响主要体现在结构的基本振型上。具体计算时，一般也只计算第一振型的影响。高振型的影响并不重要，可以通过适当调整结构的动力参数或调整水平作用力沿竖向的分布加以考虑；

第二，简化方法的建立，是以地震过程中基础不发生失稳或过大沉降为前提的，简化方法也未考虑相邻结构的作用；

第三，由于结构特点和地面运动性质的不同，考虑相互作用的后果可能使作用于结构本身的地震力增大、减小或大体不变，但与刚性支承的情况相比较，基底的剪力和弯矩无疑是减小的。简化计算结果也表明了同样的特点和趋势。

三、考虑土与结构相互作用时基底剪力的计算

上面提到的对结构周期和阻尼参数进行修正的具体办法将在此处加以说明。

结构的基底剪力表达式为

$$V=C_s W$$

式中　W——建筑物的全部固定荷载和部分活荷载，见式4-9的说明；

C_s——是无量纲系数，由4-10式定义。对上式修正后可用来进行相互作用分析。上式可以改写成：

$$V = C_s(T, \beta)\overline{W} + C_s(T, \beta)(W - \overline{W}) \tag{6-17}$$

式中　$\overline{W}$——结构在第一振型振动时的有效重量。

显然，6-17式是将结构的基底剪力分解成两个部分：式中等号右边第一项是第一振型对结构基底总剪力的贡献，是基底总剪力的主要部分；第二项是高振型的贡献，如前所述，占的比例较小。

式中，$C_s(T, \beta)$的表达方式只是强调C_s是结构的基本周期及阻尼系数β的函数。至于在C_s的表达式4-10中未出现参数β的原因是由于在忽略相互作用影响的情况下，所有结构的阻尼特性都取$\beta = 0.05$的缘故。

前面已经提到，在考虑土与结构相互作用时，往往只计算第一振型的影响，并通过修正其周期和阻尼来实现。这样，如果用$\widetilde{V}$、$\widetilde{T}$、$\widetilde{\beta}$分别表示考虑相互作用时结构的基底剪力、自振周期和阻尼系数。那末，在考虑相互作用时式6-17便可写成：

$$\widetilde{V} = C_s(\widetilde{T}, \widetilde{\beta})\overline{W} + C_s(T, \beta)[W - \overline{W}] \tag{6-18}$$

显然，由于考虑了相互作用，基底剪力减少了：

$$\Delta V = [C_s(T, \beta) - C_s(\widetilde{T}, \widetilde{\beta})]\overline{W} \tag{6-19}$$

对于在结构分析中感兴趣的周期和阻尼的取值范围内，当自振周期$\widetilde{T}$不变时，C_s与阻尼值的关系可以用下式近似表达：

$$C_s(\widetilde{T}, \widetilde{\beta}) = C_s(\widetilde{T}, \beta)\left[\frac{\beta}{\widetilde{\beta}}\right]^{0.4} \tag{6-20}$$

这样，式6-19便可写成：

$$\Delta V = \left[C_s(T, \beta) - C_s(\widetilde{T}, \beta)\left[\frac{\beta}{\widetilde{\beta}}\right]^{0.4}\right]\overline{W} \tag{6-21}$$

从C_s的表达式6-10可以看出，因为$\widetilde{T} \geqslant T$，$\widetilde{C}_s$总是小于或等于$C_s$的；同时，$\widetilde{\beta}$的最小取值等于$\beta$，即0.05，所以$\Delta V$恒为正值。也就是说，在考虑相互作用之后，结构的基底剪力总是降低的。

至于以上各式中出现的结构在第一振型振动时的有效重量$\overline{W}$，可以按振型分解方法来求解：

对于支承于刚性地基上的结构，在第m振型有：

$$\overline{W}_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^{n} W_i \phi_{im}\right]^2}{\sum_{i=1}^{n} W_i \phi_{im}^2} \tag{6-22}$$

式中　W_i——结构第i层（或第i个质点）的重量；

ϕ_{im}——在第m振型下，结构第i层（或第i个质点）的特征值；

n——结构层数（或质点数）。

显然，当$m = 1$时，$\overline{W}_m$即表示以上各式中的$\overline{W}$。

结构第一振型的有效重量$\overline{W}$与总重量W之比（$\overline{W}/W$），取决于结构的特性。在一般情

况下建议取$\overline{W}=0.7W$；对于重量沿高度均匀分布的高层建筑，$\overline{W}=0.75W$；而对重量比较集中的高重心建筑物，显然应该取$\overline{W}=W$。

在某些情况下，考虑了土与结构的相互作用之后，结构的基底剪力可以降低30％左右。

在以上的概念建立之后，余下的就是寻求结构的有效周期$\widetilde{T}$和有效阻尼系数$\widetilde{\beta}$的具体计算方法了。

四、有效结构周期

研究表明，弹性支承结构的有效自振周期$\widetilde{T}$可由式6-23表示：

$$\widetilde{T}=T\sqrt{1+\frac{\overline{K}}{K_y}\left(1+\frac{K_y\overline{h^2}}{K_\theta}\right)} \tag{6-23}$$

6-23式的等号右端根号内是由三项组成的；第一项表示结构在刚性支承时的自振周期；第二项表示考虑相互作用后地基的横向刚度对自振周期的影响；第三项则表示地基的摇摆刚度对自振周期的影响。

在6-23式中，

$\overline{K}$——当结构为刚性支承时的刚度，可由下式反推出来：

$$T=2\pi\sqrt{\frac{1}{g}\cdot\frac{\overline{W}}{\overline{K}}} \tag{6-24}$$

$\overline{h}$——结构的有效高度，当考虑第一振型时，

$$\overline{h}=\frac{\sum_{i=1}^{n}W_i\phi_{i1}h_i}{\sum_{i=1}^{n}W_i\phi_{i1}} \tag{6-25}$$

一般情况下可以取$\overline{h}=0.7h_n$，h_n是结构的总高度；

K_y——基础的横向刚度。定义为单位位移所需的横向静力；

K_θ——基础的摇摆刚度。定义为造成单位转角所需的弯矩。

基础刚度K_y和K_θ取决于基础与土接触面的形状，土的动力特性和基础的运动特性，可按不同的基础类型分别加以考虑。

下面以几种基础为例，说明基础刚度的取值方法。

圆形筏基

1.支承于均质半空间表面时，

$$K_y=\frac{8a_y}{2-\nu}Gr \tag{6-26}$$

$$K_\theta=\frac{8a_\theta}{3(1-\nu)}Gr^3 \tag{6-27}$$

式中　r——基础半径；

G——半空间介质的剪切模量，$G=\frac{\gamma V_s^2}{g}$；

ν——半空间介质的泊松比。

上面涉及的土参数应当看成地震力作用影响范围内土的参数的平均值，且如前述，与

动应力或动应变的水平有关。

a_y和a_θ是无量纲的刚度系数。分析表明，通常情况下对荷载的周期不甚敏感，可以直接用静刚度系数。取$a_y = 1$；$a_\theta = 1$。

2.具有一定埋深时

$$K_y = \frac{8Gr}{2-\nu}\left[1+\frac{2}{3}\frac{d}{r}\right] \tag{6-28}$$

$$K_\theta = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)}\left[1+2\frac{d}{r}\right] \tag{6-29}$$

式中　d——基础的有效埋深。

从式中看，当基础具有一定的埋深时，其横向刚度和摇摆刚度都有较大的提高。

任意形状的筏基

对于任意形状的筏形基础，6-28和6-29式仍可适用，但对公式中的参数r必须作如下的变换：

1.K_y式中的基础半径r用r_a代换

$$r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} \tag{6-30}$$

式中　A_0——基础的实际面积；

2.K_θ式中的基础半径r用r_m代换

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} \tag{6-31}$$

式中　I_0——基础的惯性矩。

单独基础

在计算时假定各单独基础均为刚体，并相互分离足够的间距，这样，各自都可作为单独的单元来考虑。此时，

$$K_y = \Sigma K_{yi} \tag{6-32}$$

$$K_\theta = \Sigma K_{xi} y_i^2 + \Sigma K_{\theta i} \tag{6-33}$$

式中，K_{yi}——第i个基础的横向刚度；

K_{xi}——第i个基础的垂直刚度；

$K_{\theta i}$——第i个基础的摇摆刚度。一般情况下数值较小，可忽略。

y_i——从第i个单独基础的中心至整个基础转动轴的垂线距离。

各单独基础的刚度可以用以下各式计算：

$$K_{yi} = \frac{8G_i r_{ai}}{2-\nu}\left[1+\frac{2}{3}\frac{d_i}{r_{ai}}\right] \tag{6-34}$$

$$K_{xi} = \frac{4G_i r_{ai}}{1-\nu}\left[1+0.4\frac{d_i}{r_{ai}}\right] \tag{6-35}$$

$$K_{\theta i} = \frac{8G_i r_{mi}^3}{2(1-\nu)}\left[1+2\frac{d_i}{r_{mi}}\right] \tag{6-36}$$

以上三式中r_{ai}、r_{mi}的计算方法同7-30和7-31式。

桩基础

桩基础的K_y和K_θ值可以用类似以上各类基础的计算方法求出。步骤是：

1.估算单桩的水平、垂直和转动刚度K_{yi}、K_{xi}和$K_{\theta i}$；

2.用类似6-32和6-33式的方法来求和。

必须强调指出的是，上面的公式看起来都十分简单，但土的参数G、V_s、γ、ν往往都不是定值，必须用前面介绍过的有关土动力学的方法，通过室内或现场原位试验认真研究解决。这些方面正是岩土工程师应该做出的贡献。

五、有效阻尼

$\tilde{\beta}$值的计算方法可以从图6-7和图6-8所示系统的分析中得到，并由下式表示：

$$\tilde{\beta}=\beta_0+\frac{\beta}{(\tilde{T}/T)^3} \tag{6-37}$$

式中等号右边第一项β_0是基础阻尼对总的有效阻尼的贡献；第二项是结构阻尼的贡献，一般情况下取$\beta=0.05$，与刚性支持系统反应谱分析中的取值相等。

对于支承于均匀土层上的筏基，影响β_0大小的主要因素有三个：

1.结构在弹性支承和刚性支承情况下，基本周期之比$\tilde{T}/T$；

2.结构的有效高度与基础半径之比$\overline{h}/r$；

3.土的阻尼比。土的阻尼比是峰值应变的函数，求法在前面已做过介绍。

β_0与$\tilde{T}/T$、$\overline{h}/r$的关系见图6-9。

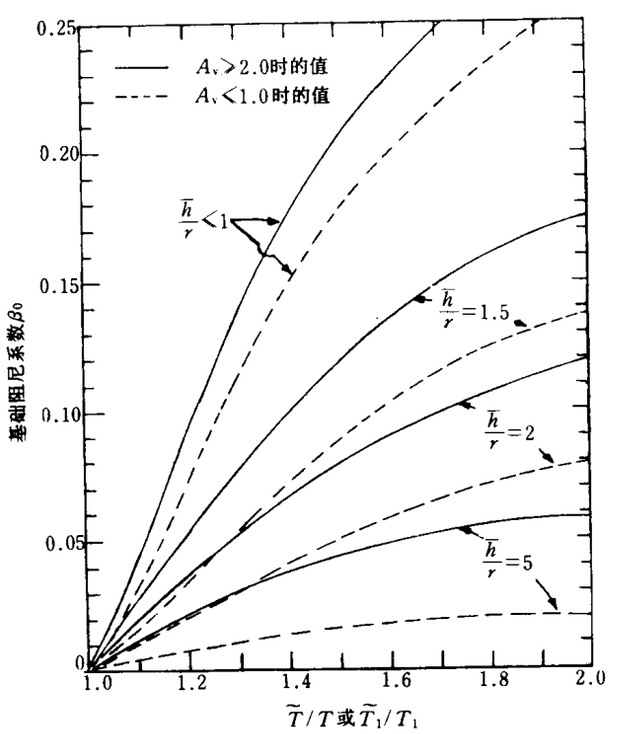


图 6-9　基础的阻尼系数

图6-9对于具有一定埋深的基础、单独基础及桩基也适用。此时，在基础尺寸特征值r的换算式中，A_0、I_0分别应该是承重基础的面积和惯性矩。

在进行相互作用体系的修正时，没有特别考虑基础埋深对阻尼的影响，这样做是偏安全的。

通过以上的分析再次证明了，虽然由于结构性质和地面运动特性的差异，考虑土和结构的相互作用以后，在结构上产生的地震力比不考虑这样作用可能增大、减小或基本不变，但基底剪力和弯矩值比不考虑时无疑会降低。另一方面，由于考虑了基础的摇摆运动，算出的结构相对位移就会增大。正确估计这些因素，对很多类型的工程，特别是高层建筑的抗震设计都是必不可少的。

参　考　文　献

[1] 王开顺，王有为．土与结构相互作用对地震荷载的影响．中国抗震防灾论文集．上册．城乡建设环境保护部等编，1986

[2] E Berger, J Lysmer, H B Seed. ALUSH-A Computer Program for Seismic Response Analysis of Axisymmetric Soil-Structure Systems.Report No.EERC 75—31,Univ. of Calif., Berkeley:1975

[3] J Lysmer, T Udaka, H B Seed and R Hwang. LUSH—A Computer Program for Complex Response Analysis of Soil—Structure System. Report No. EERC 74—4, Univ.of Calif., Berkeley: 1974

[4] J Lysmer, T Udaka, C F Tsai, H B Seed. FLUSH—A Computer Program for Approximate 3—D Analysis of Soil—Structure Interaction Problems.Report No.EERC 75—30, Univ.of Calif., Bekeley: 1975

[5] M P Romo, Organisfa,J H Chen,J Lysmer, H B Seed. PLUSH—A Computer Program for Probilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil—Structure Interaction. Report No.EERC 77—01, Univ. of Calif. Berkeley: 1980

[6] 山原浩．地震波的输入机构．土上基础，1972

[7] A S Veleses and J W Meek. Dynamic Behavior of Building—Foundation System, EESD, Vol.3, 1974

[8] Applied Technology Council, U. S. A. Tentative Provisions for the Development Regulations for Buildings. 1978

第七章　土的动强度、液化和震陷

第一节　土的动强度

一、动荷载的种类

土所能受到的动荷载大致有三类（图7-1）：（1）冲击荷载，如爆炸、火箭发射、工厂的落锤与锻锤、施工用的强夯等，均属此类。其特点是动荷载只是一个脉冲，持续时间只有$10^{-1}\sim10^{-3}$ s；（2）规则的循环荷载，如各种旋转的机器产生的振动属此类。此类动载作用次数很多，如透平机每分钟的转速达千次，一般车床的转速也有数百次。这类荷载的主要问题是控制基础振幅（动变形），而不是动载下的地基失效。虽然动力基础设计规范也限制了基础底面的压力，但这要求仍是从限制基础的变形目的提出来的；（3）随机荷载：地震、波浪、风、车辆的振动等随机振动产生的荷载属于此类。此类动载的特点是振动周期，振幅，波形、作用次数和方向等都是不规则的。工程中常将它分解为许多正弦波来处理。这类荷载中的地震由于造成的灾害大而广泛，受到特别重视。地震波属于1～10Hz的低频波，持续时间一般为半分钟以内。强震的地面振幅很大，土的应变已属于大应变范围，土将产生较大的塑性变形或破坏。

由于动载的性质不同，研究的主攻方向也不相同。机器基础主要是动变形问题，爆破主要是动强度问题，地震则既有变形也有强度问题。以下重点讨论地震荷载。

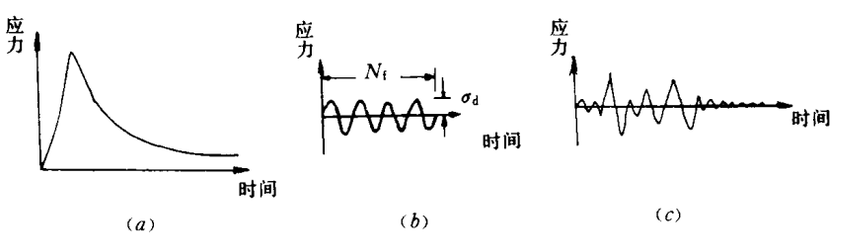


图 7-1　动荷载类型

（a）冲击（或脉冲）荷载；（b）循环荷载；（c）随机荷载

二、动强度与动强度曲线

动强度是指试件在静力作用后又承受动荷载，当动荷载重复N_f次以后，应变达到破坏应变ε_f时的动应力。

例如，在图7.2中试件在静主力σ_1与σ_3作用下固结，又受到幅值为σ_d的动应力作用，当动应变达到破坏标准时的循环作用次数为N_f，那么σ_d就是对应于静载σ_1、σ_3及破坏振动次数为N_f时的动强度。

如果试件上保持σ_1、σ_3不变，增大σ_d，那么达到破坏标准时的振动次数必然要比第一次小。反之，减小σ_d，则会得到较大的N_f。如此，用数个试件，令其σ_1、σ_3相同，而σ_d不同，则可得到不同的N_f，绘出σ_d-N_f曲线，如图7.2，这就是动强度曲线。它表示破坏

时的振动次数与动强度的关系。

在动应力 $\pm\sigma_d$ 连续作用下土的动应变、孔压上升以及土样的破坏过程，与静载下类似，也可分为三个阶段，见图 7-3 及图7-4。第一阶段的动应变与孔压很小；第二阶段则应变与孔压有明显增长，应变与作用次数间的关系是曲线关系；第三阶段应变急剧增加，孔压增长至其最大值（常达到σ_3或σ_1，视所用试验方法而定），孔压记录曲线上出现小凹槽，试件破坏。

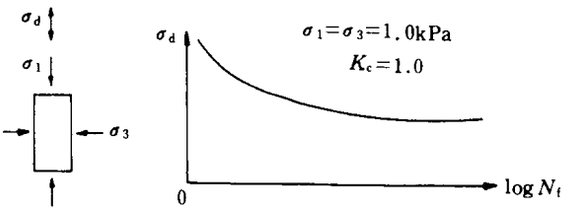


图 7-2 动强度曲线

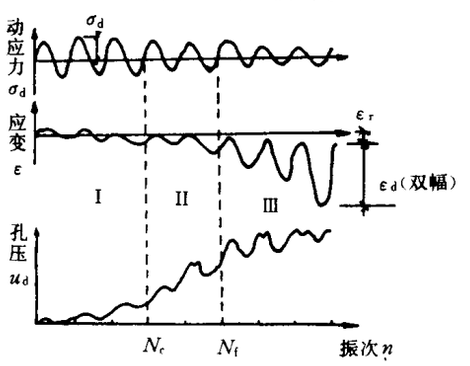


图 7-3 动荷下的应变与孔压

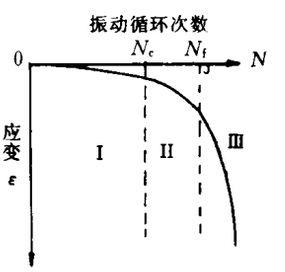


图 7-4 应变与循环次数的关系

由上述可知，土的动强度除与土性有关外，还与土的起始（即动载作用前）应力状态，动荷特性（变化规律、频率大小，振动次数等）和破坏标准等有关，因此谈到动强度时须明确指明上述条件才有意义。

确定动强度的破坏标准时应视两方面而定，一是试样达到真正破坏时的应变；一是工程对象所能容许的应变。前者从研究土性变化出发，后者从工程安全出发。最好将二者联系起来对不同类型的工程取用不同的标准。工程上常用的标准有（图7-3）：

1. 双幅动应变ε_d（即一整个应力循环内产生的应变）达到 5 %或10 %；

2. 总应变（可恢复应变与残余应变之和）达到 5 %，10 %或20 %。

图7-5为动、静荷载共同作用时的应力圆。图中圆 A 为初始静应力状态；圆 B 是动压应力达到幅值 $+\sigma_d$ 时的应力状态；圆 C 为动拉应力达到幅值 $-\sigma_d$ 时的应力状态。动应力为其他值时的应力圆则在圆 B 与圆 C 的中间变化。

在图7-5中σ_d的作用面是大主应力面。因之σ_d与45°面上的最大剪应力τ_m之间应有下列关系（图7-5b）：

$$\tau_m=\frac{1}{2}(\sigma_d+\sigma_1-\sigma_3)=\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)+\frac{\sigma_d}{2}$$

而

$$\tau_m=\tau_s+\tau_d \tag{7-1}$$

$$\therefore\quad \tau_s=(\sigma_1-\sigma_3)/2,\quad \tau_d=\frac{1}{2}\sigma_d \tag{7-2}$$

很明显，在45°面上的最大剪应力τ_m中有二个组成部分，静力部分τ_s由σ_1与σ_3引起，动力部分τ_d

仅由σ_d引起。而且$\tau_d = \frac{1}{2}\sigma_d$。由于存在这种关系，动强度曲线也常常用$\tau_{df} - N_f$曲线或$\frac{\sigma_{df}}{2} - N_f$曲线表之。

需要指出，在文献中也有不少将破坏时的动、静应力之和（如图7-2中的$\sigma_1 + \sigma_d$)称为动强度。在阅读时宜注意不同作者的动强度表示方法，但不论哪种表达方式，对理解动强度的实质并无影响。

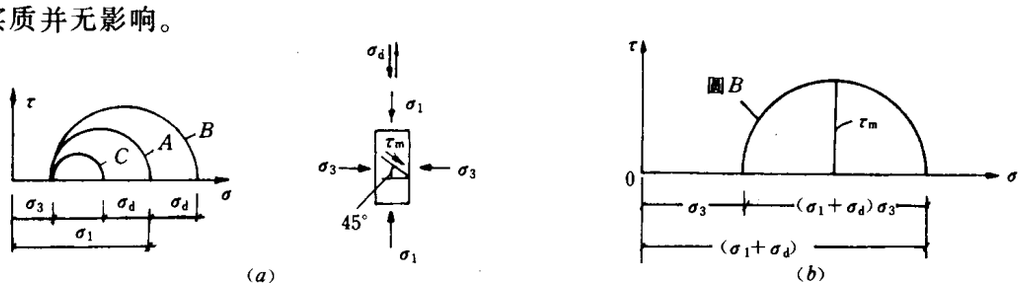


图 7-5　动、静荷载共同作用时的应力圆

（a）动应力达到幅值时；（b）动应力为压应力时，45°面上的最大剪应力τ_m

三、砂土的动强度

影响砂土动强度的主要因素有：振动加速度(振动力)；密度；湿度；固结状态（均压或偏压固结）等。但加载速度对砂土几乎没有影响（图7-7）。

1. 振动加速度的影响

砂土的抗剪强度τ_f随加速度的增加而减少。对饱和砂，τ_f值的降低比非饱和砂要多，甚至$\tau_f = 0$，即液化。干砂在振动强度很大时也会“液化”，明显的例子是在砂土中插入施工用振动棒时，振动棒开动后可以自沉入土；埋于砂内的软木，受振后竟会浮出土表，而原先置于土表的小铅球受振后却沉入底部，象水中物体那样受“浮力”控制。

图7-6为干砂的动强度随振动加速度的变化。由图可见，当振动加速度达到1g（g为重力加速度）时，动强度约为静强度的$\frac{1}{4}\sim\frac{1}{5}$；振动加速度增至（2～3)g时，动强度只有静强度的$\frac{1}{8}$以下。若土体所受的静约束力增加，则动抗剪强度会相应提高。在一般6度至9度的地震烈度下，地面加速度通常在0.4g以下，故自然条件下的干砂强度只有轻微的降低并在振动下产生少些震陷。

2. 固结比的影响

偏压固结时的动强度通常高于均压固结时的动强度（图5-36）。估计是因为偏压时试件已产生初剪切位移，而在动应力σ_d作用下再产生反复的动剪位移就比均压时（无初始剪变形）要困难些。

由于K_c不同时动强度不同，故动强度试验时的K_c取值应视工程实际情况而定。

四、粘性土的动强度

粘性土的强度受振动的影响较砂土为小，但高灵敏度的软土和淤泥质土除外，后者在振动下可以变成流动状态（触变现象）。

对粘性土的动强度有重要影响的因素有：加载速度；动载作用次数；振动力；塑性指

数等。

1.速度的影响：图7-7汇集了不同研究者在不同加载速度下的土的动／静强度之比。可以看出，在不断加载直至破坏的条件下，加载越慢，到达破坏的时间越长，则土的动强度越低。对粘性土，在0.01 s 以内使它破坏时，其动强比静强度要高50％以上。相反地砂土的动强度则几乎不随加载速率的影响。

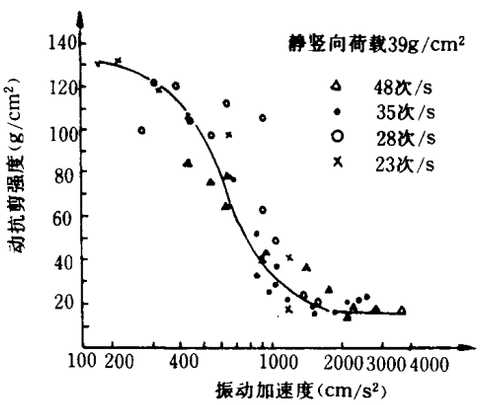


图 7-6　干砂动抗剪强度
(Mogami与Kubo, 1953)

2.振动周数的影响

图7-8是粘土的动强度随振次而降低的情况。不论加载速度如何，这种降低的趋势是一致的，差别仅在于加载速度越快，其动强度比加载慢的为高。当振次在 5 次以内时，动强度出现了高于静强度的情况。振次越大，动强度越低。更早的资料（Seed）也得到类似的结果（图7-9及图7-10❶）：在振次少时动强度大于静强度，一次脉冲下的动强度最高，长期振动下的动强度最低。

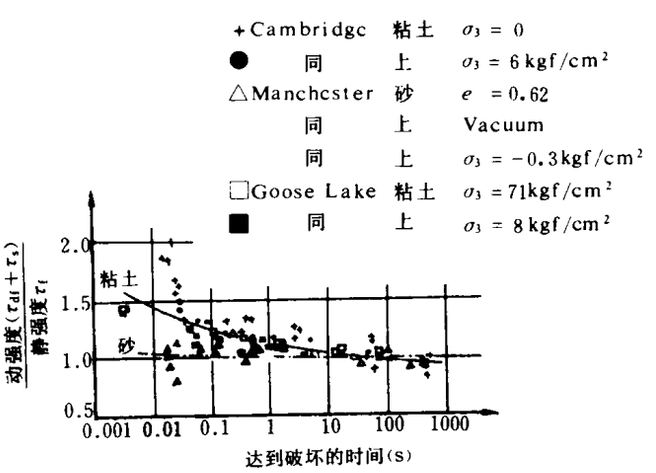


图 7-7　加载速度对动强度的影响[36]

产生这种现象的原因可这样解释：如果静载和动载下的破坏标准取得一样（如以达到某一总应变值为破坏），则静载下土有充分固结时间使土的变形能够缓慢地但却完全地发展至最后。动载却因变化快，土又有应变滞后于应力的发展的特点，使土在一次循环中只能发生很少一部分变形，不能“到位”。只在有多次循环变形累积后才达到破坏标准，因而在振动次数少时，欲达到破坏应变值，需要比静强度值为大的动、静应力总值。

3.初始剪应力的影响

粘性土与砂土相似，在有初始剪应力时（即固结比K_c不为1）其动强度比无初始剪应力时为高，如图7-11所示。图中实线为动、静荷载总值为单向荷载（压力）时的情况，虚

❶ 此图中动强度是指（动＋静）的总强度，即（$\sigma_d+\sigma_1$），与图7.8有别。

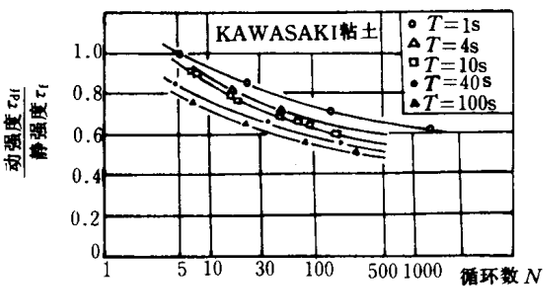


图 7-8　动强度与循环次数、振动周期T的关系（梅原等）

线为动、静荷载总值为双向荷载(时压时拉）的情况。可以看出，随着静剪应力τ_s的增加，动强度曲线大多上升，而且单向受力比双向受力更为有利。初始剪应力为零（$K_c=1$）时，动、静强度之比在多数情况下是最低的（除图中$N=1$的曲线以外）。

4.塑性的影响

土的塑性越大，动强度越高。同一种土的含水量越小，动强度也越高。

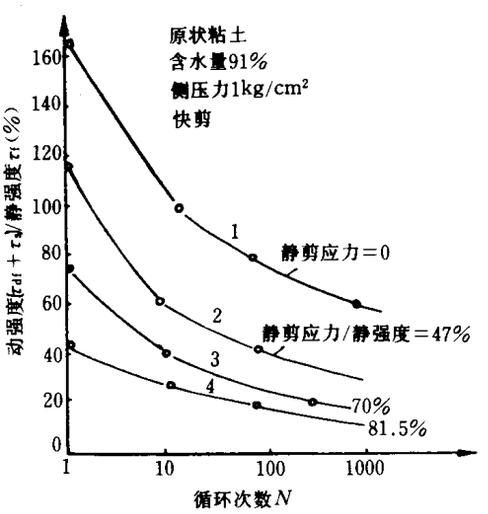


图 7-9　动强度与振动次数的关系（根据H.B.Seed）

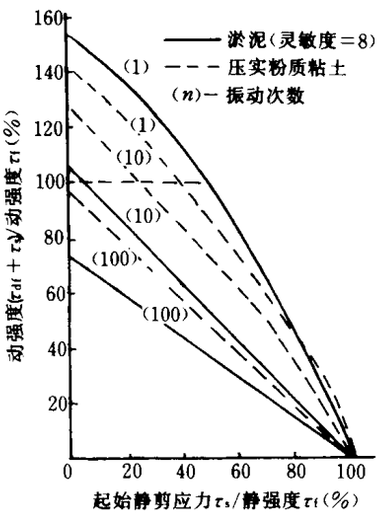


图 7-10　初始剪应力对动强度的影响（H.B.Seed）

五、土的动强度指标

有动荷载作用时的强度指标——动内摩擦角及动粘着力常用于评价土的动力性能和动荷作用下的承载力评估和土体稳定验算，特别象土坝、路堤、自然边坡、挡土墙等结构在地震作用或其他动载作用时的稳定。

土的动强度指标φ_d与c_d的测定方法已在第五章中阐述过（图5-35）。一般为了测定某个特定K_c情况下的c_d与φ_d，则只要求出该K_c值时的动强度曲线(不应少于三个试验点)，即可推出c_d与φ_d。设在特定的相对密度D_r和固结比K_c，特定的等效振次N_f及破坏应变ε_f条件下的动强度曲线如图7-13所示。为求c_d与φ_d，首先确定一个任意的σ_3之值，并根据K_c之值求出σ_1。由N_f之值找出曲线上对应的应力比$\frac{\sigma_d}{\sigma_3}$，从而得到$\sigma_d$之值。根据$\sigma_1$、$\sigma_3$及$\sigma_d$可绘出一个应力圆，如图5-35中的某个圆，变更$\sigma_3$之值，重复上述手法，即可得到其他的莫尔圆并由其外包线位置，确定出φ_d与c_d。

如果在动三轴试验时有孔隙水压力的记录，那么可以求出有效主应力σ_1'及σ_3'（$\sigma_1'=\sigma_3-u$及$\sigma_3'=\sigma_3-u$，u为孔压）。用σ_3'及（$\sigma_1'+\sigma_d$）作莫尔圆就可求出有效应力的动强度指标，即动有效粘聚力c'_d及动有效内摩擦角φ'_d（图7-13）。

总结前人对土的动抗剪强度指标的研究，得到下列一些认识：

1.在常见的地震荷载下（振次小于100，频率10Hz以内，加速度＜0.4g），砂土的动内摩擦角可采用静有效内摩擦角之值。

2.在加速度很大时（1g～8g），砂土的φ_d随加速度增加而明显下降。

3.长期振动时（如机器基础），则砂土的φ_d采用静有效内摩擦角的0.85～0.9倍。

4.对粘性土一般可取动有效内摩擦角等于静有效内摩擦角，粘聚力亦然。

六、国内动强度资料

我国为了解决6～9度地震下土的动强度问题，曾在$K_c=1$和1～5Hz低频条件下作了振动次数为10～30次的等幅循环荷载试验，

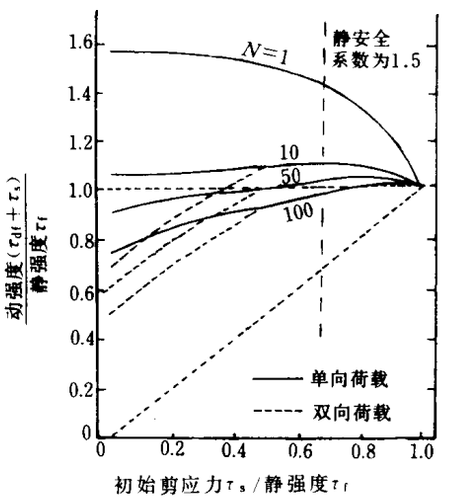


图 7-11　动强度与初始剪应力关系（石原［36］）

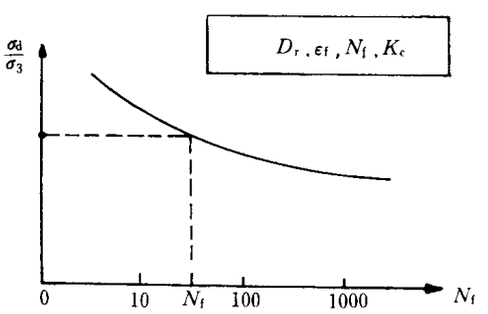


图 7-12　由动强度曲线求c_d与φ_d

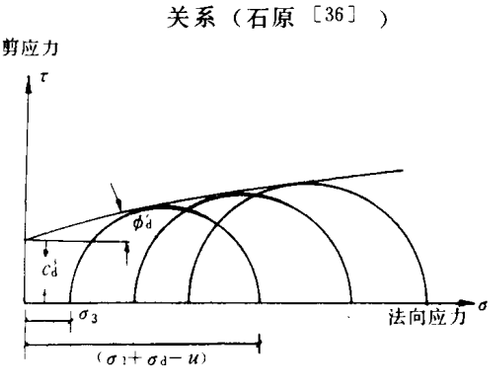


图 7-13　有效应力动强度指标c'_d与φ'_d

得出某些土的动、静强度对比如表7-1。由表可以看出，对较好的土都有动强度大于静强度，但对软土则动强度小于静强度。

各种土的动、静强度对比❶　　表 7-1

土　　类	动强度p_d 静强度p_s	备　　注
老粘性土	1.15	
粘性土：$R=10.0$kPa	0.95	
$R>300$kPa	1.15	R—土的基本容许承载力
新沉积粘性土	0.85	
软　　土	0.85	

注：p_d为破坏时的动、静应力之和。

❶ 黄存汉，地基土抗震容许承载力的调整与修正，机械工业部六院，1983。

第二节　土的动承载力

一、概述

地基在静载作用下的破坏模式：整体剪切破坏，局部剪切破坏和刺入式破坏等早已为工程人员所熟知，相比之下，地基在动载作用下的破坏模式和相应条件的研究是相当不足的。形成这种状况的原因可能是下面一些因素促成的：（1）很多动力问题的核心不一定是承载力问题，往往动变形问题是控制性的，如动力基础主要是土的弹性变形问题；地震时的结构水平或竖向变形是土的剩余变形问题；（2）砂土液化或软土震陷虽与地基的动承载力有关，但大量研究工作集中于孔压上升、土性改变与机理上；（3）人工或自然边坡在动载下主要的问题是稳定问题。

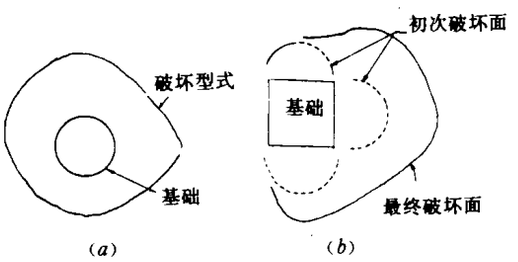


图 7-14　静模型试验中的破坏型式
（a）9英寸圆基础的对称破坏型；
（b）4英寸方基础的双重破坏型
（根据Selig和Mckee1961）

在不多的地基动承载力试验中，Selig与Mckee（1961）进行了动载下的二维及三维问题的砂箱试验[33]。承受冲击荷载的模型基础面积为25～394 cm^2，地基土为密实砂土。图7.14及图7.15为动、静试验结果。由图可以看出密砂在静载下破坏时有明显的破坏剪裂面，但在动力冲击下没有清晰的破坏面，而是由基础下抛出的砂在基础周围围成小丘，且产生与动载成直线关系的下沉。图7-15是在方形基础上进行的57次冲击试验的结果。

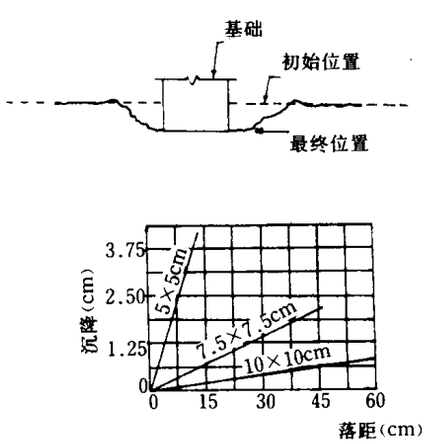


图 7-15　冲击试验中的基础变形（Selig等，1961）

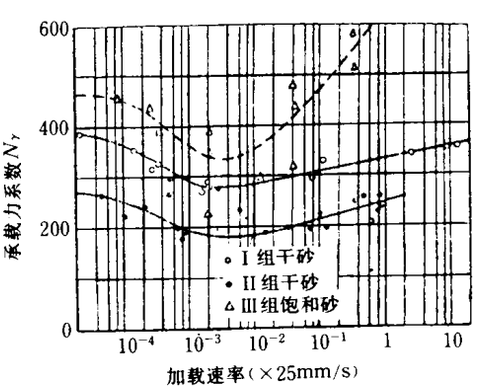


图 7-16　密砂的承载力系数N_γ与加载速度的关系（Vesic，1965）[33]

此外，工程实践中无数次强夯资料也可说明冲击荷载下地基破坏情况：一次次冲击逐渐在基础下形成一个密实的土核，其形状介于圆形与圆锥形中间。在形成土核过程中基础已产生很大的沉降。没有明显出露地表的剪切面，相反，表土反被振松。上述现象说明冲击下土的破坏与静载下不同，很少出现整体剪切破坏而多数类似以局部剪切破坏或刺入式破坏，在近地表处还会出现拉力破坏。

Vesic等人在27×127×178cm的砂箱中用ϕ10.2cm的圆形基础做了加载速率对动承载

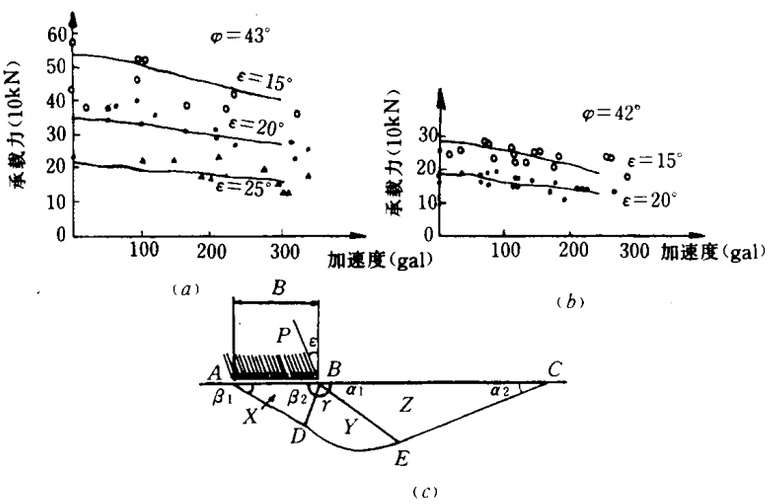


图 7-17　砂地基在振动时的承载力［50］

（a）——承载力与最大加速度的关系（$\varphi=43°$）；（b）——承载力与最大加速度的关系（$\varphi=42°$）；（c）——地基中的假定破坏面

力影响的试验。当加载速率从2.5×10^{-4}mm/s～250mm/s时，密砂上基础的承载力变化如图7-16。当加载速率＜0.05mm/s时，动承载力比静承载力小；当加载速率增高时，动承载力则上升并超过静承载力（图7-16中曲线的起点）可达静承载力的数倍。分析认为，这种增大可能是因为密砂受剪时产生剪胀和负的孔隙水压力，从而使土中有效应力增大所致。

水平振动作用下地基承载力的研究可以图7-17为代表。该图得自砂箱振动试验。在土槽中砂土表面放置荷载板，在板上施加倾斜荷载p，令砂箱作简谐运动并观察地基的水平振动加速度与地基承载力的关系，得到如下结果：

1.干砂的地基承载力随砂箱振动加速度的增加而减少，亦随荷载倾斜角ε的增加而降低；

2.饱和砂地基与干砂地基类似，地基承载力随加速度及倾斜角的增大而降低。加速度达到300gal以上时，饱和砂液化。液化前饱和砂的承载力即已远远低于干砂，约为干砂的1/2以下。

按图7-17 c的假定滑动面，并取干砂$\varphi=43°$，饱和砂$\varphi=42°$，根据震度理论计算水平地震力并求出相应的地基承载力，计算结果绘如图7-17 a和b中的实线所示。由图可见计算承载力与实验散点吻合较好。

总的来说，目前对动承载力的试验尚未能清楚全面地表明动载下地基的破坏形态与影响因素，因而这方面仍需进一步研究。下面所介绍的求动承载力的方法，主要是从实用观点出发的，在理论上常常缺少完整阐述。

二、求动承载力的方法

目前求动承载力的方法有：1.折减内摩擦角；2.滑动面的极限平衡方法；3.由经验确定动容许承载力。

1.折减内摩擦角［50］

这种方法认为地震的影响会导致土的内摩擦角减少，如果根据地震烈度定量地给出内摩擦角减少的数值，那么就可利用静载时求地基极限荷载的各种公式，计算出地震状态时

的地基极限荷载。对著名的泰沙基公式，经过这样的处理后，地震时的极限承载力公式为：

条基、整体剪切：

$$p_E = CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \tag{7-2}$$

圆基、整体剪切破坏：

$$p_E = 1.3CN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma RN_\gamma \tag{7-3}$$

条基、局部剪切破坏：

$$p_E = \frac{2}{3}CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \tag{7-4}$$

式中　p_E——地震时的地基极限荷载，kPa；

N_c、N_q、N_γ——地震下整体剪切破坏时的承载力系数，与地震系数K有关，见表7.2；

N'_c、N'_q及N'_γ——地震下局部剪切破坏时的承载力系数，见表7.2；

B、R——分别为条基的宽度与圆基的半径；

C、D_f及γ——分别为土的粘聚力，基础埋深及土的重度。

表7-2中的承载力系数是由土的原来内摩擦角减小为$\varphi-\theta$后得出，θ由arctg$K$决定。K为地震系数，即地表加速度与重力加速度的比值。当烈度为7、8、9度时分别取0.1、0.2及0.4，系数N_γ随地震系数的变化如图7-18所示。

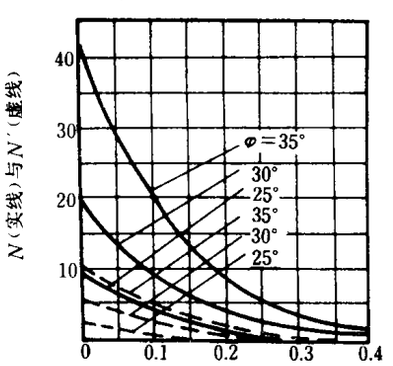


图 7-18　抗震时的地基承载力系数与地震系数的关系[50]

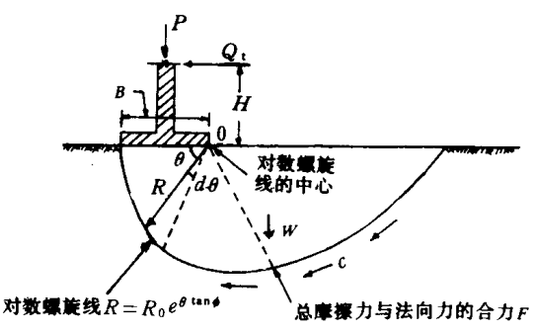


图 7-19　动载作用下的假定破坏面与作用力[33]

地震时承载力系数[50]　　表 7-2

内摩擦角	$\varphi=35°$					$\varphi=30°$					$\varphi=25°$				
震度 K	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0	0.1	0.2	0.3	0.4
N_c	58	34	22	16	12	36	22	17	12	9	22	17	12	9	6
N_q	43	20	12	7	4	22	12	7	4	3	12	7	5	3	1
N_r	42	20	9	3	2	20	9	4	2	1	9	4	2	1	0
N'_c	24	18	13	11	9	18	13	12	9	8	13	12	9	8	6
N'_q	13	8	5	3	2	8	5	4	2	2	5	4	3	2	1
N'_r	10	5	2	1	0	6	2	1	0	0	2	1	0	0	0

2.滑动面的极限平衡方法

这种方法和静载下求地基的极限荷载相似，首先假定一个滑动面，其形状应尽量与实验得到的地基真实滑动面相近,然后研究基础——土体系的极限平衡。与静载时的分析不同.的是动载情况下有动荷载与惯性力。

图7.19是水平动荷载作用下地基极限平衡状态的一例，设滑动面是对数螺旋线，其表达式如图中公式所示。O点是土体(假定为刚体)的转动中心。假设体系对O点转动了一个ψ角。现在研究各力对转动中心O的力矩平衡。作用于体系的力矩计有：

M_1——基础上的垂直力引起的力矩。$M_1 = P \cdot \frac{B}{2}$；

M_2——水平动荷载Q_t引起的力矩：$M_2 = Q_t H$。Q_t为动载，是个随时间而变化的函数；

M_3——滑面上摩擦力与法向力的合力产生的力矩。因为对数螺线的表面摩擦力与法向力的合力F通过旋转中心O，因此，$M_3 = 0$；

M_4——滑面上粘聚力的力矩，$M_4 = \Sigma C \cdot R$；

M_5——土楔自重W的力矩；

M_6——因转动使土楔重心移动了Δx水平距离引起的附加力矩。Δx与基础的动转角ψ有关；

M_7——土楔惯性力的力矩，与转动的角加速度$\ddot{\psi}$有关。$M_7 = \ddot{\psi} \cdot Ⓗ$（Ⓗ—土楔的旋转惯量）。

根据以上诸力矩写出运动方程式：

$$M_1 + M_2 = M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 \qquad (7\text{-}5)$$

其中M_6、M_7中含有未知数ψ（转角）。解上式，可得ψ的最终表达式，并求出ψ_{max}。如果ψ_{max}为负值，即破坏面尚未形成；如ψ_{max}为正值，说明滑动已经产生；$\psi_{max} = 0$时为极限状态。由此条件可以得出基础所能承受的极限动水平荷载。如果结构可以容忍地基的某个限度的破坏变形，那么也可以根据结构所能承受的ψ_{max}值求出相应的容许水平动载（动地基承载力）。解析过程很繁。哪怕仅仅对于一个三角形脉冲型的动荷载的解也是很复杂的。详细可参考文献[33]。

由于求动地基承载力的研究还不够成熟，因之这种由极限平衡求地基动承载力的方法很少使用，工程上多半采用由经验总结得来的动容许承载力值。

3.由经验确定动容许承载力

这是多数国家抗震规范采用的方法。

虽然地基动极限承载力的研究还不够透彻，但实用上却迫切要求针对不同领域的问题给出动、静荷载共同作用时的地基容许承载力标准值。这就出现了不同的工程处理方法:在动力基础中主要是动变形问题，于是在经验基础上给出一个地基动容许承载力标准值，其值等于静承载力标准值乘以0.8～1.0的系数（视机器类别不同而异），按此进行基础设计，最终以校核基础的振幅为准。在工程抗震中则考虑一个承载力调整系数，但考虑的出发点则是:（1）地震是偶发事件，是特殊荷载，因而地基承载力安全系数可比静载时降低;(2)地震是有限次数的不等幅的随机荷载，其等效循环荷载次数不过是10～30次，而多数土在有限次数的动载下强度较静载时稍高。基于这两方面考虑，抗震规范中提出了半经验半实验的地基土抗震承载力调整系数，如表7-3。地基土抗震承载力按下式计算：

$$f_{sE}=\zeta_s f_s \tag{7-6}$$

式中　f_{sE}——调整后的地基土抗震承载力设计值；

ζ_s——地基土抗震承载力调整系数，见表7-3；

f_s——地基土静承载力设计值，即标准值经过深度与宽度修正后的值。

地基土抗震承载力提高系数ζs　　**表 7-3**

岩 土 名 称 和 状 态	ζs 值
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂，$f_k \geq 300$的粘性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土；中密、稍密的砾、粗、中砂；密实的细、粉砂；$150 \leq f_k < 300$的粘性土和粉土	1.3
中密、稍密的细、粉砂；$100 \leq f_k < 150$的粘性土和粉土；新近沉积的粘性土和粉土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，填土	1.0

注：表中f_k为地基土静承载力标准值（kPa）。

式（7-6）中ζ_s的来源如下：

$$\zeta_s=\frac{f_{sE}}{f_s}=\frac{(p_d/k_d)}{(p_s/K_s)}=\left(\frac{p_d}{p_s}\right)\cdot\left(\frac{K_s}{K_d}\right) \tag{7-7}$$

式中　p_d、p_s分别为地基土的动极限承载力与静极限承载力，在没有可靠资料时，可取p_d/p_s等于土的动静强度比（表7-2）；K_d及K_s分别为动静安全系数。一般取$K_s \fallingdotseq 2$，但软土与细砂的K_s稍低，约为1.8；动安全系数K_d通常在1.5左右。将K_d，K_s及p_d/p_s之值代入式（7-6）中，即可得到各类土的地基承载力调整系数ζ_s之值，表7-3为建筑抗震规范取用值。由此可以看出我国建筑抗震规范的动承载力约比静承载力提高0～50%。

国外抗震规范中地基土抗震承载力的提高情况见表7-4。

国外规范关于地基土抗震承载力的规定　　**表 7-4**

国　别　（时间）	较地基静承载力提高的百分比，%
委内瑞拉　（1967）	33
葡萄牙　（1961）	100
日　本　（1981）	100
古　巴　（1964）	33
保加利亚（（1964）	300（岩石、半岩石、砾、硬粘土）
	200（密砂、硬塑粘性土）
	100（中密、砂、塑—软塑粘性土和黄土）
土耳其　（1975）	33（松砂、粉质粘土、沼泽土、软冲积土等除外）
印　度　（1975）	50（筏基或硬土）
	25（中等土、软土且为独立基础）
西　德　（1976）	50（软弱土除外）
埃塞俄比亚（1978）	100（好土，$N>30$）
	50（中等土，$N=10\sim30$）
	0（坏土，$N<10$）
法　国　（1967）	地基承载力的安全系数$K \geq 1.33$
新西兰　（1976）	$K \geq 1.8$
南斯拉夫　（1981）	$K \geq 1.5$

第三节　地震液化机理与概况

一、液化机理

土的液化是指土由固态转化为液态的一种物质状态的转变。液态与固态的主要区别有：液体不能抗剪；不能维持自身的形状；有流动性；有浮力；内摩擦角为零，但有粘滞性等等。这些特点在土液化时也都具有。由于液化后土的强度极大地降低变成可流动的物质，因而给工程上带来严重后果。地震、机械振动、打桩、爆破等都可能导致液化，而以地震引起的大面积液化危害最大。我国1975年海城地震与1976年唐山地震的砂土液化举世闻名。由于液化带来淤塞渠道、掩埋农田、建筑物下沉或开裂，铁道位移扭曲、桥梁倒塌、地下管线破裂上浮等事例不胜枚举。

土在地震作用下液化的原因：当振动作用到土上后，由于各土粒大小形状和所受荷载不同，导致土粒接触点处所受到的振动力的大小与方向各异，从而破坏土粒间的原有平衡，使土骨架受损土粒重新排列。在此过程中土的阻力与强度减小。前述原来放于干砂面上的小铅球会渐渐沉入土中，而原先置于土中的软木塞会“浮出”土面。可以说这种重物下沉与轻者上浮的现象正是液化的表现之一。工程中的振动沉桩和振动加密正是利用液化或部分液化以服务于施工的事例。但干砂比之饱和砂而言需要大得多的振动能量才能使之“液化”。常常需要振动加速度达到重力加速度的数倍。

饱和砂在振动下的液化比干砂更为重要也更要复杂。由于饱和土孔隙中充满水，土粒的运动与水的运动并不一致，当土粒在振动中（企图变密），将受到水的阻碍时而将能量传递给水。水受到土粒的压迫后孔压上升。如果孔隙水不能迅速排出，孔隙水压力就越来越高，而土粒所受的有效应力则相应减少。最终有效应力减至零，土粒间无力的传递，土粒失重，悬浮水中，而孔隙压力上升到等于土的最初的有效应力。此时土骨架崩溃，土粒可随水流动，这就是液化。这里所说的孔隙压力是指超出原来静水压力以外的水压，因而也称为“超静水压力”或“超孔隙水压力”。饱和土的液化是孔压上升的结果。

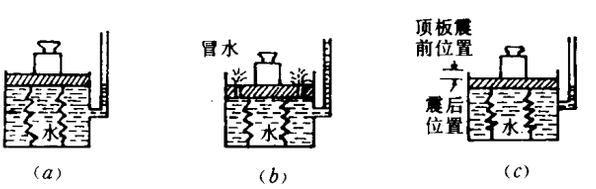


图 7-20　砂土振动液化模型

（a）振动前；（b）振动时；（c）振动后

饱和砂的液化也可用图7-20的模型说明。图中的弹簧代表土骨架，盖板代表上复不透水土层，重物代表地面结构。震前外荷由土骨架承担，孔压为零。震动时，土骨架有变密的趋势，弹簧变软和企图缩短，迫使水承担部分外荷载，于是孔压就逐渐上升。当孔压上升至等于土的初始有效应力时土粒散开，弹簧崩溃，产生液化。如果此时覆盖土层被震裂或为水压迸裂，则受压水挟带土粒喷出地面，形成喷水冒砂现象（前称喷冒）。地震后孔压消散，水土体系恢复稳定，土粒沉落后形成新的骨架，密度总体讲往往比震前更密，因而土层与地面结构都有一些沉落（震陷）。

导致饱和砂和粉土液化所需要的震动强度比干砂小得多，一般7度烈度以上的地面加速度即0.1～0.4g就可产生液化。

二、液化条件与液化标准

哪些土容易液化，可由液化的原因来分析。饱和土液化原因在于振动下土体积要收缩和排水不畅孔压上升，导致有效应力降低之故,因之，影响液化的主要因素就是振动强度、透水性、密度、粘性、静应力状态等。

很明显，若土的密度大,则振动下体积收缩的趋势小,不易液化。很密的土甚至会振松，体积有变大的趋势。此时土内的孔隙水压力不仅不增加，反而成为负值，土由外部向孔隙中吸水土粒上的有效应力增大；当土的渗透性不好，则不易排水，孔压得以积累，因此易于液化；若土的粘性大，则在有效应力消失时土粒还可依赖粘聚力来连系，不致使骨架崩溃，因之粘性大的土不易液化；土受的有效应力大则需要较高的孔压，故比受力小的土更难液化。综上所述，在一般的地震强度下（烈度 6 ～ 9 度，地面最大振动加速度平均值为 0.1g～0.4g），饱和的松至中密的砂和粉土是最常见的液化土。因为这类土透水性差，粘性小，密度差且埋藏较浅。砾石、干砂、粘性土、黄土等在 7 ～ 9 度的地震烈度下通常不会液化，一般视作非液化土。

液化又与震动强度有关。地震烈度在 6 度及以其以下的地区很少发现喷水冒砂。图7-21是中国与日本统计得到的震级与液化地点最大的震中距的关系。其表达式为：

中国　　$D = 0.82 \times 10^{0.862(M-5)}$　　(7-8)

日本　　$\log_{10} D = 0.77M - 3.6 \quad (M > 6)$　　(7-9)

式中　D——液化场地的最大震中距，km；

　　M——震级。

由上二式可以从距离上判断场地是否有液化可能，如当M = 5 时，由式(7-8)得D =1km。即距震中1km 以外的场地无液化可能。

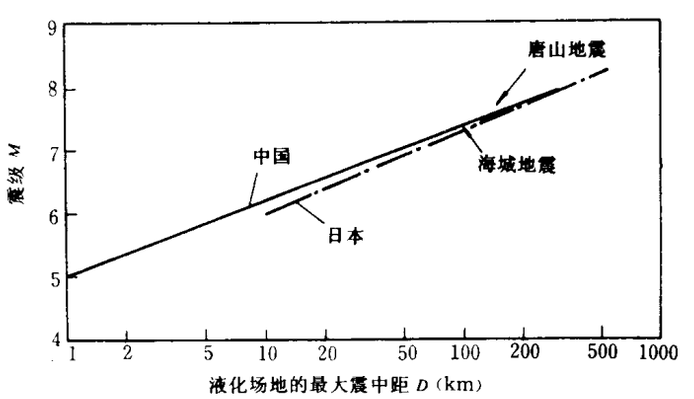


图 7-21　震级与液化最大震中距的关系

判定土层是否液化常用下列标准：

（1）野外标准：根据地面是否出现喷冒来判别。但这样却将已液化但却未能喷出地面的情况归入不液化之列。目前尚没有更好的代替办法，各国均采用此标准。所幸已液化而未喷冒的场地一般对地面结构的危害较小，故尚不致因误判而引起广泛的不良后果。

（2）室内试验标准：均压试验（$\sigma_1 = \sigma_3$）时，采取孔压标准，即孔压达到σ_3时为液化；非均压试验时，孔压上升较慢有时很难达到σ_3，或最终达到σ_3时应变值已很大，此时采用液化的变形标准，即以应变达到破坏应变时为液化。破坏应变值通常用：应变达到10%

或15%，或者双幅动应变达到5%，视结构对应变的要求严格与否而定；在动直剪上做K_0应力状态下的试验时，取孔压达到σ_1时为液化，因此时无法测得σ_3，但从液化的定义上可知，这时的σ_1等于σ_3，因此可用σ_1来代替σ_3。

下面有关液化的名词是文献中常见的，此处加以简要说明。

“初始液化”：在$\sigma_1=\sigma_3$的初始静围压下，循环应力所产生的孔压峰值达到100%的围压时，称为初始液化。如图7-22中振次N_l所对应的孔压即是。孔压达到初始液化后，剪应变发展加快，很快就达到破坏应变，这时的振次为N_f。N_l与N_f二者一般很相近。

“完全液化”：在某一完整的应力循环终结时，土中残余孔压增长到等于围压时的情况。如图7-22中的A点。

“循环液化”(A. Casagrande,1975)、“产生有限应变势的初始液化”(H.B.Seed, 1976)、或“循环活动性”(G.Castro, 1975)：密砂或中密砂在循环剪应力作用下孔压也可以逐渐上升到等于100%围压。这是土体积收缩的趋势(剪缩）造成的。但当剪应变达到一定程度时，土粒的滚动与错位使土粒的“咬合”变松，土体膨胀（剪胀），孔隙增大，这时土有向孔隙中吸水的趋势，孔压增量变成负值，使积累孔压值下降而有效应力回升，故而在一个完整的应力循环中孔压只是某个瞬间达到100%的围压，其他瞬间有效应力并不是零，因而仍有一定的抗剪能力，产生的应变也不过大。这种在初始液化之后只产生有限应变的情况称之为循环液化性。图7.23表明，相对密度越大，则产生循环液化所需的剪应变越小，当相对密度小于0.5时，一般不产生循环液化。

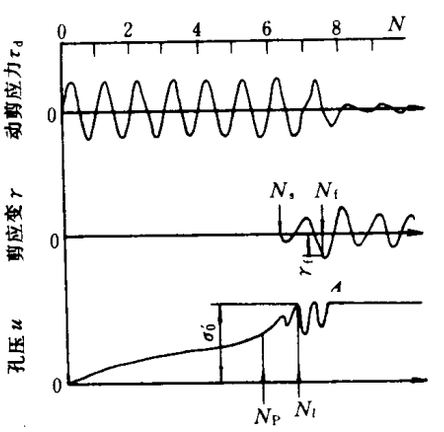


图 7-22　饱和松砂不排水循环单剪试验结果举例

渗流液化：由于向上的渗流而引起的液化称为渗流液化。如果不考虑土粒间的咬合与粘聚力，当向上的渗流的水力梯度达到临界水力梯度时，土粒失重并丧失强度，产生液化。

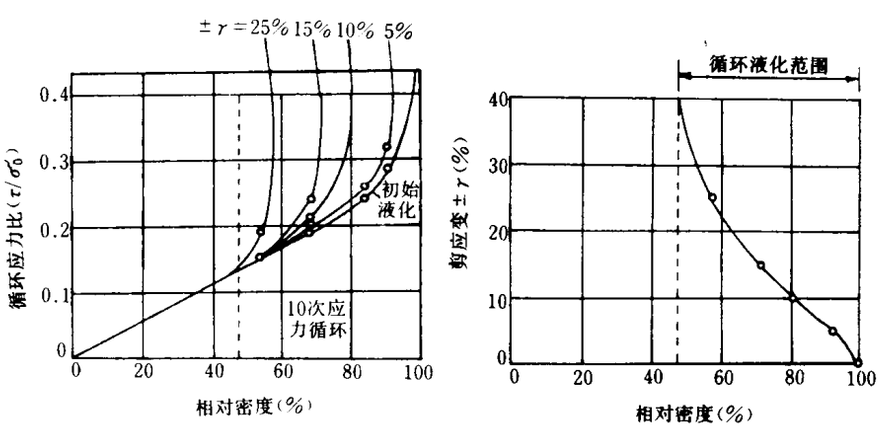


图 7-23　剪应变的室内试验资料

（a）应力比与密度的关系；（b）循环液化与密度的关系

(Seed, 1976)

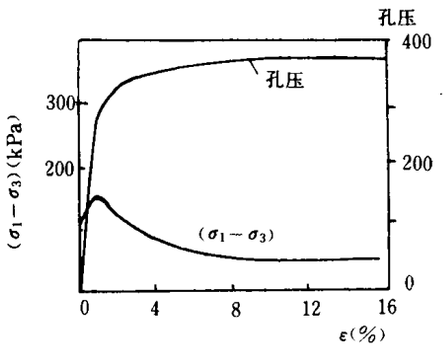


图 7-24　静剪力下的孔压与应力、应变关系
($K_c=1.0$　$\sigma_3=392$kPa)

大凡地震停止后才液化的土多因渗流液化所致。在基坑开挖中采用大开挖和明沟排水时发生的流砂现象也属于渗流液化。

"静力液化"：松散饱和砂或者尾矿堆积物在静剪力与不排水条件下也会发生孔压上升直至液化的现象，此谓静力液化。其原因是剪切过程中土粒的运动受到水的阻碍，或者说土粒对水的挤压所致。图7.24即为轴差应力作用下孔压上升与应变的一例。

三、我国的历史液化资料[30]

我国液化区域分布之广属世界前列。唐山地震是世界上液化规模最大的地震：液化面积24000km^2，其中严重液化面积达3000km^2。海城地震与邢台地震的液化规模在世界上也有一定知名度。根据历史文献记载，我国发生过液化的地区如表7.5及图7.25图7.26所示。尽管它比实际发生过历史液化的地区要少得多，但基本上已可看出我国历史地震液化的一些特点：

（一）液化发生地域的广泛性：我国的31个省、自治区、直辖市中有20个曾经发生过液化：北京、天津、河北、山东、山西、陕西、宁夏、内蒙、云南、辽宁、新疆、湖南、江西、广东、福建、青海、西藏、四川、江苏、海南(台湾因资料甚少尚未统计在内)。

（二）从地貌单元上看液化多发生在冲、洪积平原、冲积海积平原、一级阶地、河漫滩、古河道与沼泽凹地等处。从图7-24及表7-5中可以看出下列区域最常遭受液化侵袭：

1.黄河河套及汾河（山西）、渭河（陕西）二大黄河支流。由于黄河中、下游沉积的粉细砂和粉土分布区域广阔,表7-5显示从甘肃的靖远开始直至山东黄河入海口，历史液化地点大体连绵不断。其主要支流汾河与渭河流经的山西与陕西二省都是高烈度地震区，因而沿河不少历史液化地区。如图7-26所示，沿汾河由北向南顺河而下，就有代县、原平、定襄、太原、洪洞、蒲县、临汾、绛县、万荣、临晋、河津等县市发生过历史液化。

2.由围绕渤海诸省，即辽宁、河北、山东构成的广大液化区，其中包括：

1）辽宁的辽河下游及滨海地带——是受1974年海城地震（7.3级）影响的液化区，主要有辽宁省的营口、盘锦及大洼诸地。

2）河北的滦河下流及滨海地带—如乐亭、滦县、滦南、丰南、唐山、天津等地。唐山地震中液化严重，历史上曾多次液化;滏阳河沿岸的巨鹿、邢台等地在邢台地震中液化。

3）山东省的液化区主要在黄河下游及滨海地带，即省界周边。中部则无液化记载。

3.其他液化区：如云南洱海沿岸（大理、凤仪）；湖南洞庭湖一带（岳阳、常德等)；福建沿海；新疆等。

4.液化发生的重复性。记录到二次以上液化的县市如下：

二次：山东潍县、昌邑、平度、寿光、惠民、东明、海丰、无棣。山西蒲县、(原平)。辽宁营口、河北宁晋、丰南、甘肃武威、新疆伽师。

三次：宁夏银川。

四至五次：天津、山东菏泽、河北乐亭、滦县。

由于历史记载的简略和古今地名的变动，很难推断第二次以后的液化是否严格地发生在同一地点。但从天津市毛条厂来看，1788～1977年间的六次地震该厂均有液化发生；天津二炼钢厂唐山地震时主震后停止喷冒的喷孔在次日余震时再次喷冒；室内试验证明喷孔附近的土极松，低于震前的密度，因此容易再次液化，由这些情况看来，历史地震液化多次发生在同一地点的可能性是相当大的。

四、液化引起的地面破坏：历史记载中有三种类型：（1）地面有喷孔而无地裂，如“穿眼出水”；（2）地裂与喷冒伴生，这种类型最为普遍；（3）只说“地裂泉涌”，而未提涌砂。这种描述可能包括三种情况：一是水夹层型的液化喷冒，喷砂很少而大量涌水，二是实际上有喷砂，但文字记载过于简略，三是有压水自地中喷出但并非液化。表7-5中只收入了第一、二种可能较大的情况。对第三种情况或很难推断者未列入。

历史上发生过地震液化的地区[30]　　**表 7-5**

液化地点	液化情况
天津市	毛条厂：1788年渤海湾地震，1966年邢台地震，1967年河间地震，1976年唐山地震1976年宁河地震，1977年宁河地震和1977年丰南地震时均有喷冒；二炼钢制氧间1976年唐山地震时均有喷冒；二炼钢制氧间1976唐山地震及次日余震时二次喷冒；北塘口：1967年河间地震，1976年唐山地震有喷冒，大港、新港、塘沽等地1976均有喷冒及地裂。
北京市	1976年唐山地震时，房山、通县、顺义、大兴诸县喷冒。
河北　束鹿	777年，地裂数丈，砂石随水流出平地。
沧州	1069年，地震涌出泥砂、螺蚌等物。
雄县、清苑、献县	1290年，地陷、黑砂水涌出。
宣府	1484年，京师地震，地裂，涌砂出水。
乐亭	1568年，地裂三丈余者二所，涌黑砂水。1624年，旧铺庄地裂多穴，涌水尺余。1796年，地裂涌黑水。1969年，河口及沿海地区多喷冒与地裂。1976年，唐山地震时大面积喷冒、地裂。
滦县	1568年，地震水涌；1562年，孙家坨地裂涌黑水；1624年，地裂出水、竹、木各异物；1976年，唐山地震时大面积液化。
固安、三河、武清	1679年，“四面地裂涌黑水”；“平地忽裂，迸黑水”；“地裂尺许出黑水”；“地裂长
顺义、蓟州、平谷	20丈余，涌黑水黑砂，溢地数亩”。
磁县	1830年，平地坊裂，涌黑白水挟细砂，地陷处软如棉，浮如砂。
隆尧	1966年，裂缝地带喷砂冒水。
宁晋	777年，地裂数丈，平地流出砂石。1966年，地裂后喷冒十分普遍，规模大，喷孔直径1～2m。
巨鹿、新河	1966年，观音寨至官亭路北有喷冒，新河喷砂口大。
渤海湾	1969年，堤内普遍地裂喷冒，喷孔口直径4m。
唐山、宁河等	1976年，唐山地震时地裂喷冒，陡河及滦河两岸液化地滑。
丰南	1976年唐山地震及1976年11月宁河地震钱家营矿区喷冒。
山东　泽荷	1602年，平地出烟如突，历时忽陷下亩余，黑砂水涌出，1888年，房屋有陷落者皆涌出黑水及流砂达十余里，城内四处遍地裂缝。1937年，解元集等地地裂普遍，宽者1m，人畜陷入，涌黑水及流砂。1970年，解元集七里河两岸有400m地裂，并喷冒。
济南、鄄城等	1502年，平地开裂，涌水出砂。

地信网论坛
BBS.3S001.COM

续表

液化地点	液化情况
胶州、莒县	1668年，砂水涌出，有鱼蟹，井喷砂水高四尺。
郯城、滕县	1668年，“城东地陷，涌水有泥砂”“四郊地裂，穴涌砂泉”
日照、蓬莱	1668年，地裂涌水喷砂，民家出水；地涌白砂黑水。
莱州、诸城	1668年，平地开裂，涌黑白砂水。
潍县	1668年，白狼河近堤处平地开裂,丈尺不等，出黑白泥砂，1669年，地裂及喷冒。
昌邑、平度	1668年，东、西、北乡近河处地裂水涌，并黑砂及草，1969年，地裂及喷冒。
寿光	1668年，地裂出黑水，遍地皆然。1969年，地裂及喷冒。
惠民、海丰、无棣	1888年，地裂涌黑水；频海地裂，溢黑水。1969年，黄河大堤内地面普遍裂缝与喷冒。
阳信	1888年，平地有陷如井者，有坼裂数尺寸，缝中喷鱼鲊。
东明	1930年，地面处处裂缝陷落无数泉眼，1937年，地裂冒黑砂水。
单县	1937年，城西南塌陷数穴如碗口大，向上翻黑砂。
乳山	1939年，多处地裂，喷水冒砂达十余处，河滩地达一丈多。
垦利、利津	1969年，地表多处出现裂缝带及喷砂口群，规模较大。
黄县、沾化	1969年，地裂及喷水冒砂。
山西 太原	1303年，泉涌黑砂。
蒲县	1501年，城北地裂，涌水出砂。1556年，地裂泉涌，中有鱼物，城郊房屋陷入地中。
平阳、降县、临汾	1556年，地裂泉涌，汾河岸崩，井泉外溢。平地龟裂水涌。
河津、临晋、万荣	1556年，地裂成渠或泉涌，平地水深 3 ～ 4 尺。
代县	1559年，地坼方丈余，泉出如涌。
洪洞、定襄、原平	1656年，平地迸裂出水，或出黄黑砂。
榆林	1561年，地裂涌出黑黄砂水。
平陆、襄陵	1546年，汾河岸地裂成渠，涌出黑水泥砂。
陕西 韩城、朝邑、白水	1501年，县东安昌里等19处遍地穿眼出水，地裂长 1 ～ 4 丈不等，蔡家堡等四处涌水几成河。朝邑县东十七个村庄地裂，涌水成河。白水地裂泉涌，房屋陷入地中。
渭南、咸阳、华阴	1556年，“地裂数十处”，“卑湿之处地裂泉涌，人堕于穴”。
澄县	1879年，平地忽裂。河边裂处涌出白砂黑水不一。
宁夏自治区 宁夏	1143年，地震逾月，地裂泉涌黑砂。1561年，地涌黄黑砂水，1739年，低洼处水自地中涌出，带砂向上旋成圆坎者十余处。
中宁	1852年，地裂房倒，涌出黑砂泥。
平罗、宅丰	1739年，地多拆裂，宽数尺或盈丈，水涌溢淹没村堡。
灵武	1987年，喷水冒砂。
甘肃 通渭	1718年，平地陷裂，黄砂 黑水涌出。
靖远	1920年，黄河漫滩多距河里许地裂，喷水冒砂。
武威	1927年，金塔河旁地裂多，涌出黑水黄砂。1954年，河滩地普遍地裂，喷出黑水黄砂。
内蒙河套	1951年，地裂、涌出黑砂水。
辽宁 营口	1975年，喷水冒砂，辽河岸液化地滑。1978年，地裂喷冒。
盘锦	1975年，辽宁化工厂、热电厂等多处喷冒。
江苏 睢宁	1668年，土裂泉涌，地起黑坟。

地信网论坛
BBS.3S001.COM

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

续表

液化地点		液化情况
	沭阳、淮安	1668年，“地裂处砂涌水飞”“白沙河地陷一孔，涌黑砂。”
	邱县	1656年，地大震，泉砂涌出，楼房倒地。
河南	长垣	1937年，房倒十之七，地裂地陷，冒黑水，洞大如碗如井。
福建	蒲田	1586年，地裂，水涌出黑砂，砂上多牛迹（按：可能是小喷砂口）。田皆裂，中出黑砂，硫磺臭，池水皆涸。
	晋江	1603年，清源山及南安地裂，涌出砂水，气若硫磺。
	连江	1918年，地裂时涌黑水高三尺多，灰砂从黑水中涌出。
广东	琼山	1605年，民房倒殆尽。地裂水砂涌出，田沉成海。
	万州	1605年，地大震，涌出水砂数尺。
四川	盐源	1976年，河谷两岸地裂并喷冒。
江西	金溪	1668年，地裂为井，黑水砂泥从中冲出。
	会昌	1806年，田野裂坼，起浮砂。
湖南	岳阳	1624年，地裂，黑砂濮涌，腥气逼人。
	常德	1624年，地裂孔穴，浆水涌出，带黄砂者六处。
	澧县	1631年，地裂，砂随水流，腥臭。
西藏	察隅西	1950年，山崩地裂极严重，喷水冒砂。
	那曲	1951年，崩隆盆地有700m长的地裂，喷水冒砂。
	丁青	1971年，地裂20多条，有陷穴与喷冒。
云南	腾冲	1512年，大震，城楼多仆，死伤不可计，既而地裂，涌水赤，田禾尽没。
	楚雄	1680年，地裂涌出黑水，水涸皆白砂碛。
	大理	1925年，南潘溪、两登村等处地面有鸡足裂，涌黑水及黑灰细砂…洱海滨地裂，震时涌黑水，现仅存灰黑细砂数堆…滨海之×××等处地裂宽数尺，涌黑水。
	凤仪	1925年，沿洱海各地水淹砂埋，受害尤惨。
	勐海	1950年，南桥地裂很多，长3～7m，普遍喷冒。
	华坪	1955年，河岸裂缝，涌水冒砂
	峨山、通海	1970年，水塘喷水冒砂。沙川大量喷砂。地面喷砂。
新疆	喀什噶尔	1898年，格达梁村地面多深裂缝，溢出水与砂子。
	阿图什县	1902年，10°区。河滩及洼地多地裂，人畜陷入。沿地裂涌水或喷水冒砂现象普遍。
	阿克苏、莎车等	1902年，7°区。河岸局部垮塌，潮湿地有地裂与喷水冒砂。
	加斯	1955年，河滩地裂长40～50m，宽30cm，喷水冒砂普遍。
	阿拉木山口	1971年，河滩地裂长数米，两侧喷黑砂。
	阿土孜的	1971年，近河地裂，喷水冒砂高达1m。
	帕伊孜尔山口	1971年，河滩地裂与喷砂。
	贡格拉提	1971年，沿大冲沟地裂长200～300m并喷水冒砂。
	莫阿瓦提	1971年，地裂并喷水冒砂。
	铁里木以北	1971年，河滩喷黑砂，喷口约10cm，砂堆径1m。
	西克尔、乌什	1971年，有三组地裂缝，喷水冒砂普遍。
	伽师	1971年，地裂喷冒。1977年，西克尔库以北洼地喷冒普遍。
	买尔坎苏河谷	1974年，数道地裂，间隔2m长15m以上，谷中喷水冒砂。

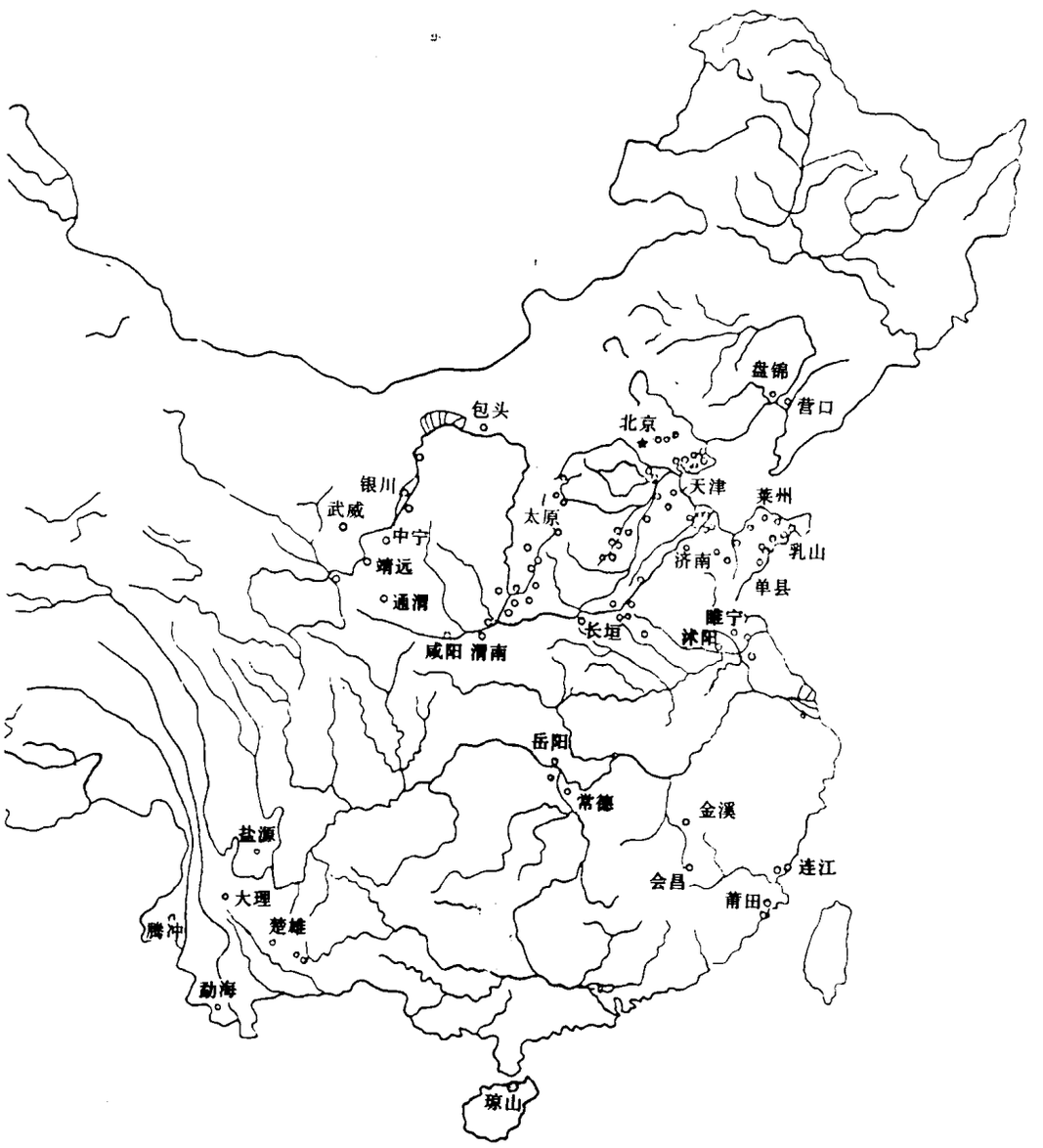


图 7-25 我国部分历史液化地点分布[30]

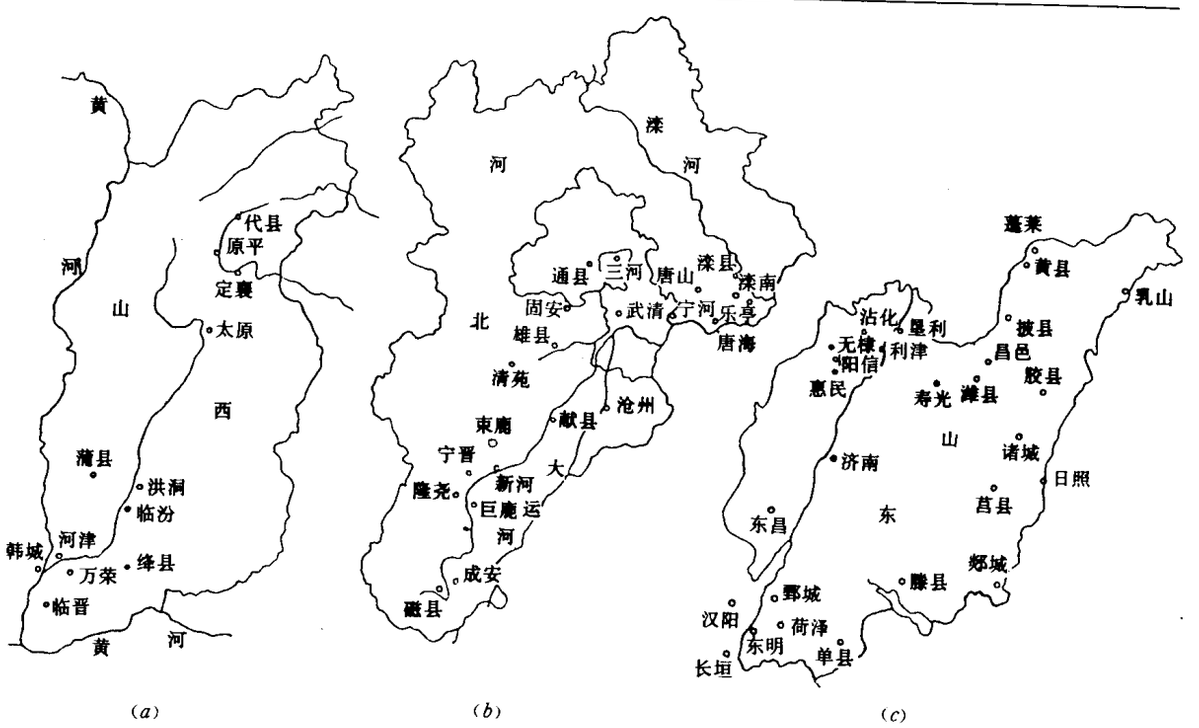


图 7-26　晋、冀、鲁三省的历史液化地点[30]

（a—山西；b—河北；c—山东）

第四节　液化地面破坏类型

液化造成的地面破坏大体上有下列类型：1.喷水冒砂；2.地下轻型结构上浮；3.地基失效与过大的沉降；4.侧向扩展；5.流滑。各种类型破坏带来的后果不同（表7-6），现分别阐述。

一、喷水冒砂

喷水冒砂简称“喷冒”，是液化的表现形式之一。土在液化后，该深度的有效应力转化为液压，此时总液压等于有效应力与原静水压力之和，故总水头将超出地表高程，一旦有通道就喷出地面形成喷水冒砂现象。喷冒对农田、水利设施、房屋建筑造成震害。仅海城地震中盘锦地区三个农场就有1.1万亩农田被淤，总喷砂量达100万m^3，单孔喷砂量最多达300m^3。

喷冒的型式主要有二种[26]：侵蚀型与突发型。侵蚀型喷冒是由土中原有大孔裂隙或疏松部分发展而来，先由数毫米的细孔喷出水柱，逐渐发展成喷水及砂的粗孔，水头也逐渐降低。这种喷孔直径最后多为数厘米至数十厘米。突发型喷冒是由水夹层发展而来。当液化土中有渗透性较差的透镜体或上覆粘性土层时，向上的渗流易在渗透性小的土层的下界面处形成水夹层或水透镜体。水夹层的厚度随时间增大。在水压作用下上覆土层突然破裂，被冲出一大喷孔。这种喷冒孔往往直径大而分布稀。在日本的震害中曾观察到直径2～5 m，甚至可达9 m的喷孔，喷出物中除砂粒外还有上覆土层中的粘土块或卵石。象这样大直径的喷孔估计是由水夹层发展而成。

液化造成的结构失稳分类[17] 表 7-6

结构失稳类型	受害最大的结构类型
地基失去承载力	掩埋的或地面的结构
滑坡	建于其上或坡脚下方的结构；堤与地基
地形低凹处已液化土的运动	桥墩； 公路； 铁路；公用设施的管线
水平地面的侧向扩展	公用设施的管线； 公路与铁路； 结构，特别是建于其上的节板的结构；
孔压升高引起的上浮	掩埋的罐；地下结构；
喷冒形成孔洞	建于其上的结构；
液化使侧压力增加	挡土墙； 港口工程

图7-27是振动台试验中的突发性喷冒的发展过程。图中的地基土是粗细相间的“千层土”，细粒层渗透性远小于粗粒层。振动中首先在基础旁出现二个发丝样的水夹层，其中完全没有土颗粒。随着振动延续水夹层变长变厚，二者合成一个。但最早出现水夹层处的厚度最大。当水夹层达到1.5cm左右时突然冲破上覆的十余厘米厚的土层，发出很大的声响，水流涌出地面，一直持续到水夹层的储水完全排空，几乎不再看出水夹层的位置时才停止。在第一个水夹层发展过程中又出现第二、第三个水夹层，也有最后并没有喷冒的水夹层。

图7-28是在渗流液化试验中出现的水夹层。试验中所用的砂是较均匀的中砂，但也在从下向上的渗流作用下出现了水夹层与喷冒。

喷冒对建筑地基造成下列危害：

（1）喷冒使土的均匀性变得极差，喷孔旁的回流与喷孔四周的水土流动（图7-29及图7-30），使土体原来结构全然改观，变成极松的沉积，甚至出现标贯击数为零的情况。兖州煤炭设计院在液化场地上进行的震前、震后标贯对比资料说明，浅层土的标贯值变小而较深处变大。日本也有类似结果。刘惠珊等根据振动台试验中的喷冒后的土体变形情况认为：喷冒深度通常小于液化深度。喷冒深度以内总的说是喷孔附近变松，较远处变密，但因喷孔附近太松，故平均标贯值要小于震前；在喷冒孔影响深度以下土则变密[28]。

（2）大量水土流失造成地面与结构物的不均匀下沉，地面标高改变。

（3）即使没有喷冒，但液化水夹层的发展也破坏了土的连续与匀质体的假定。沿水夹层面抗剪强度可认为是零。远比液化后的残余强度要小，这一点目前在计算分析中没有考虑。Seed在用液化后的残余强度校核了一批土坝的液化时的稳定性后认为，那些与残余强度验算不符的实例，可能就是由于液化后水分重分布的影响所致[42]。

实际震害调查表明，喷水冒砂绝大多数都发生在地震动停止以后，表7-7是中外有名的部分地震液化喷冒的情况。喷冒较地震滞后现象对工程的意义在于：喷水冒砂标志着液化区已发展到地表下的浅层，这时浅层土的承载力丧失很多，浅基础的建筑物往往此时产生较大沉降或失稳，即结构的失稳或破坏往往发生在地震之后。这一点对工程抗震与救灾是

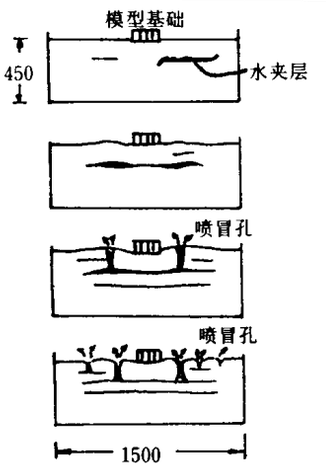


图 7-27　水夹层的发展过程示意图
（刘惠珊、乔太平，1980）
（单位：mm）

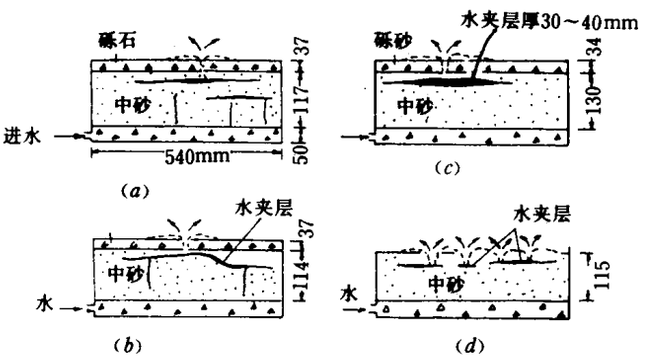


图 7-28　相对均匀砂层中的水夹层[26]
（单位：mm）

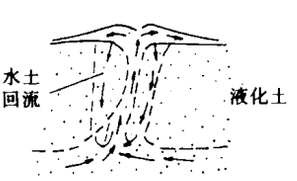


图 7-29　喷冒孔周围的回流[26]

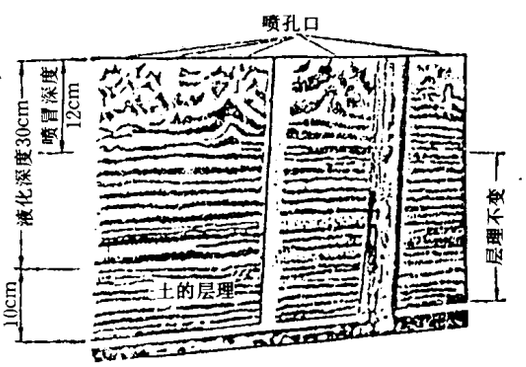


图 7-30　喷冒后土结构破坏[26]

有意义的。建设部综合勘察研究院在震害调查中多次发现古地震遗迹中有未及发展到地面，上升途中就消失的喷冒孔，孔中充填砂土，与周围的粘性土截然有别。这种已液化但未喷冒者较之地面出现喷冒者，造成的震害较轻。

二、地基失效

这种形式的液化震害是房屋建筑中最常见的震害。以液化最著名的新泻市为例，全市22%（340栋）的钢筋混凝土房屋破坏。有20栋以上产生了超过1.5m的沉降。但由于液化层的减震影响，2/3的房屋都没有上部结构破坏只是产生过大的沉降与倾斜。房屋的最大沉降达到3.8m，最大倾斜68°。房屋受害最重的地区是信浓川沿岸一带，该区地表下－8m以上均为标贯值小于12的松砂，而3/4的房屋基础底面或桩尖深度小于8m。该区内有浅基础的混凝土房屋65栋，短桩（桩尖深度5～10m）基础的混凝土房屋75栋。这二种基础类型房屋中严重破坏（按沉降＞50cm，倾斜＞1°）的数目相近，分别为64%与65%。估计多数桩基没有支承到可靠的桩尖持力层上。房屋上部结构破坏少的原因据分析有二：

（1）液化层上的地震力小；

（2）地基比较均匀且建筑物的刚度大。

图7-31是日本新泻地震时液化土上的倾斜房屋之一。更多的关于液化震陷的震害资料可参见本章中表7-10及表7-11。



图 7-31　川岸町公寓建筑的倾斜
（新泻地震，1964年）

三、液化侧向扩展与流滑

液化引起的土体滑塌与永久变形问题近年来得到国内外的高度重视，因为它们对房屋结构造成的破坏程度较地基失效为甚，对桥梁与铁路危害尤大。液化地滑大致分为两类：(1)流滑——指滑动土体表面的坡度大于3°～5°者，常见于路堤、土坝及高边坡；(2)侧向扩展——指地面坡度小于3°～5°的液化地层滑动，常见于平原的滨河、滨海地带。在海城地震与唐山地震中，沿辽河、太子河、滦河、陡河、海河和滨海地区这类侧向扩展曾造成广泛的震害。

液化侧向扩展的典型情况如图7-32 *a* 及 *b*，其原因是已液化土的抗剪能力极小，上覆非液化土层在沿液化界面的自重分力和土层的水平地震力的作用下产生滑动，位移可达数米。伴随着系列地面裂缝与台阶式错动。由于液化后的水土混合液的粘滞阻尼很小，仅为水的数倍，尤其当细-粗颗粒交界面形成水夹层的情况下，其粘滞度几乎就与水相等，抗剪力接近于零，因此在坡度只有2°～3°时也能产生土体滑塌。滑动带宽可达数百米，长达千米。典型的事例汇集于表7-8，从中可以看到这种液化震害的严重性。其中的几个事例简介于下：

地震引起的喷水冒砂及结构破坏情况（刘惠珊、乔太平）　　表 7-7

地点、时间、震级	调查地点	喷水冒砂及破坏失稳情况
日本新泻（1964）7.5级	新泻某小学校地表下为砂层，地下水位地表下1 m	地震持续时间50s，震后约3 min地面喷水，水柱高达1 m，持续半小时
	信浓川岸边公寓	房屋震后慢慢倾斜达80°
	新泻某机场	地震动后发生喷冒与房屋下沉，房屋总下沉约1 m
	昭和大桥及护岸挡墙	震后1min落梁，挡墙亦在震后破坏
日本十胜冲（1968）7.8级	函馆市七重滨	地震后5～10min喷冒持续约1 h
	三条小学校	地震后喷冒
日本伊豆半岛地震（1978）	伊豆（IZu）半岛尾矿坝	地震后25h坝体液化破坏
日本宫城地震（1978）	宫城附近渔港地表下为砂层	震后10min左右开始喷冒，水头高达1 m
	堤防附近	震后2～3 min从钻孔和地裂处喷出高约1 m的泥水
美国圣弗尔南多地震（1971）	Lower San Fernando坝	主震过后30s突然破坏

续表

地点、时间、震级	调查地点	喷水冒砂及破坏失稳情况
海城地震 （1975）7.3级	石门岭坝	坝体表层砂壳的液化滑坡发生于主震停息之后
	营口某公社民房	地震后喷冒，水头约尺许，将室内土坑顶裂
	辽宁盘锦唐家农场	大震后2～3min地面喷水，水头约3～4m，持续6～7min
唐山地震 （1976）7.8级	天津二炼钢氧气站	地震动停止后不久开始喷水，有的孔持续喷冒1天
	唐山某公社	地震时地面先冒气，然后喷水冒砂，水头数米
	天津柏各庄，地下水位－0.6m，地表1m下为砂层	震后不久喷水冒砂，水缸等重物下沉，地震后较长时间土房倒塌，房屋下沉0.6～0.7m
	宁河县阎庄桥	桥梁在地震后落梁
唐山地震余震	天津二炼钢厂河边	7月28日主震时的喷冒口又喷冒，但不及前次严重
	滦县医院	地震后10min左右开始喷冒，持续20多min
邢台地震（1966）7级	邢台地区	类似唐山地震，地震后喷冒

液化岸坡滑坍事例[29]　　表 7-8

地点	烈度	液化土层	滑坍情况	结构震害
唐山胜利桥（陡河）	9°	表层淤泥下的细砂层	两岸滑移，滑动土方10万m^3。河宽压缩5.4m。滑面距岸24m，长40m	桥台位移、落梁
唐山越河桥（陡河）	9°	粉细砂	顺河地裂，喷冒，缝宽1～1.5m	除一墩外，其他桥墩均倾斜，桥长压缩9.1m
唐山女织寨桥(陡河)	10°	砂层	两岸滑移，多道地裂，河道淤塞	桥台桥墩均斜，桥长压缩6.1m
唐遵线$K-2+980$陡河桥	10°	－10m以上的细、中砂	喷冒、地裂、两岸最远裂缝距河心分别为52,65m液化层向河心倾	桥长缩短2.73m，桥墩折断
唐山第四医院	10°	陡河岸边液化土	滑塌使河床变窄一半，堵塞	防洪堤滑向河心，下沉
天津毛条厂	8°	海河故道轻亚粘土	系列顺故河道地裂，最远距河心120m长百余米严重喷冒	裂缝穿过的厂房、食堂、办公楼倒塌

续表

地　点	烈　度	液 化 土 层	滑 坍 情 况	结 构 震 害
天津605所	8°	海河故道中的轻亚粘土	两岸数十条顺河地裂最远距河心100～150m，喷冒	锅炉房、机修、装配焊接等车间均拉裂或倒塌
天津一机床厂	8°	月牙河畔轻亚粘土	喷冒、地裂、最远地裂距河心100m	地裂使车库、食堂、热处理等厂房开裂
天津国棉二厂	8°	轻亚粘土、粉砂	深3.7m的土坑内大量喷冒、地裂缝多道，最远50m	周围房屋开裂
天津汉沽桥	9°	同上	喷冒、顺河地裂、河宽缩小2.1m	
天津新港海洋研究所	9°	吹填亚粘土夹粉土及粉砂	喷冒、地裂，缝宽20～30cm，最远距港池100m	桩基桩身开裂、倾向港池
陡河岸东缸窑公路桥		砂层	地裂，长200m，宽2m，距河边约200m	
宝坻八道沽桥	8°	地下9～19m的粉细砂	河滩多道地裂与喷冒，裂缝最远距河心130m	桩周有喷冒及裂隙
滦南王土大桥	8°	滦河岸的粉细砂	喷冒，地裂宽2m，河宽压缩2.5m	
海城温家沟	9°	河滩地下的细砂	喷冒、地裂带宽度100～200m，地面原始坡度10%～20%	距河100～200m的铁路滑移20～30cm
营口田庄台辽河公路桥	8°	－3～15m的粉砂	喷冒、地裂、滑体宽达600m（距河心）	桥墩普遍倾斜，位移
三岔河铁路桥	7°	河滩粉细砂，以10%坡度斜向河心	沿河地裂、喷冒	桥墩向河心倾斜
盘山公路桥	7°	双台子河岸下1～4m粉细砂层	喷冒，地裂地带宽40m	8m高路堤向河心滑移20～30cm
古城石家窝铺	7°	辽河岸下的砂层	喷冒，阶状地裂三四级，落差30～50cm，长百米，地裂带宽40余米	
宁夏靖远	8°	黄河漫滩粉土	喷冒、严重地裂，裂缝距河岸500m左右	房屋遭害
天津新港海洋研究所	9°	吹填的粉质粘土夹粉土和粉砂	喷冒、地裂、缝宽20～30cm最远距港地约100m	桩身开裂

（1）天津海河故道沉积的侧向扩展

图7.33显示了海河故道的地裂情况。由于液化土向故河道中心方向滑移(即侧向扩展)而造成的地裂给该区域带来了比一般喷冒和地基失效更为严重的震害，廿余栋房屋撕裂或倒塌。侧扩的主要地段有：

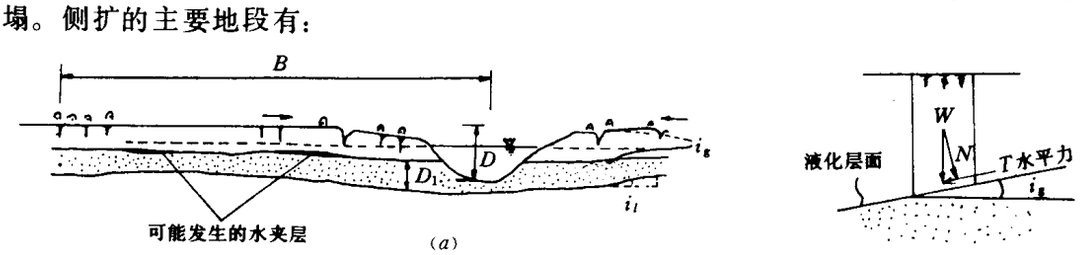
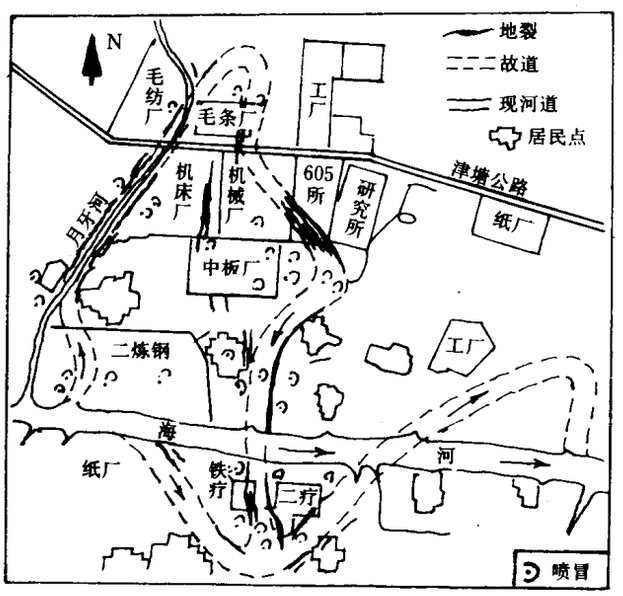
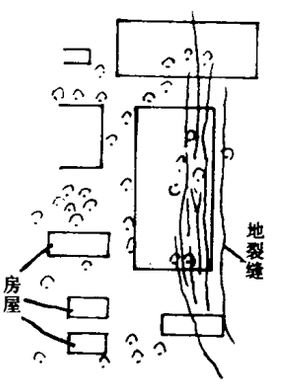


图 7-32　液化侧向扩展示意

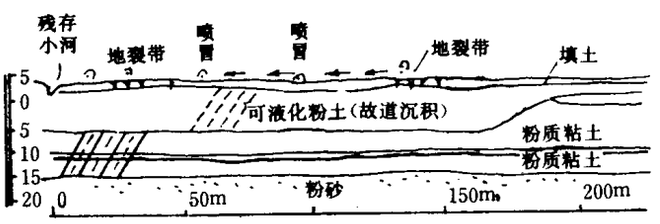
（a）剖面；（b）滑动面上的土自重分力；W—土重；N及T—分别为垂直与平行液化层面的分力



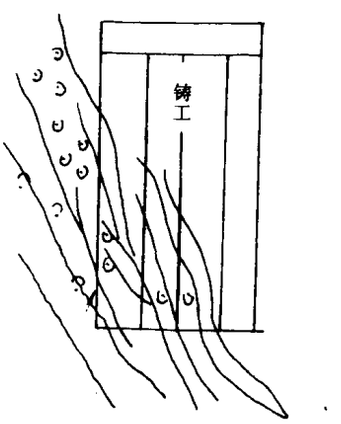
(a)海河故道区滑坍示意



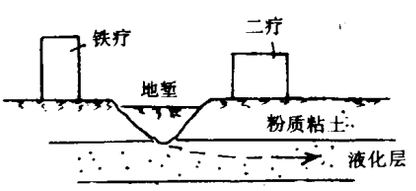
(b)毛条厂东侧地裂



(c)605所地裂及液化层(滕俊)



(d)地裂穿过605所铸工车间(滕俊)



(e)液化造成地堑与水平位移

图 7-33　天津海河故道区的液化地裂与滑坍

A．铁路疗养所与工人疗养所地段：[1]

二条主地裂缝沿故河道两侧边界处发生，相距120m左右，形成陷落地堑，垂直落差0.8m，水平位移1.5m（图7-33*e*），液化层为－4m以下的粉土层，厚1.8m。－8m以下的第二个粉土层厚2.3m(图中未示)也有可能液化。

B．图7-33*a*的605所地段[2]左侧为海河故道演化成的小河沟，宽5～6m。两岸距小

[1] 天津市建筑设计院：柳林—毛条—节震害调查报告，1976。

[2] 滕俊，故河道场地抗震设计的实践与认识，1984。

河心最远150m范围内共有裂缝85条，喷冒孔450余处。地裂缝宽10～30cm，多出现在上覆土层最薄处。液化层面有1～2%的坡度。裂缝所经的铸工、机加工、铆焊、低温、锅炉房等主要结构无不严重拉裂（图7-33*d*）。小河底深度仅2～3m，而滑动范围达150m，即侧向扩展宽度与临空面高度之比$B/D=\frac{150}{3}=50$，液化层厚约为5m，即$B/D_1=\frac{150}{5}=30$。

C．毛条厂地段（图7.33*b*），地裂穿越的拣毛车间、仓库与教学楼均倒塌。最远裂缝距故道河心（现仅为宽数米的小河沟）约120m。液化层为地面－3m以下厚6m左右的粉土层。

毛条厂一带历史上曾六次液化（见表7-6），即1788、1966、1967、1976及1977(二次)年。

（2）唐山以南的陡河、蓟运河、滦河及新滦河流域的侧向扩展与岸边滑塌（图7-34～图7-36）。由图可以看出这些河流下游都属液化区，河流两旁有宽达100m以上的液化滑坍带。尤其在河道变迁的河曲群地区，地裂带的覆盖面积更宽。图7-34是滦河及新滦河的下游河曲，古河道的痕迹与地裂缝及喷水冒砂的情况很一致。很明显，这些地裂缝是由于地震液化后土体向古河道方向滑动造成的。由图7.35可看出这些滑坍带宽度大体在200～300m以上。根据历史记载，乐亭县（位于滦河流域的中心）曾发生过五次地震液化，相邻的滦县，历史上也记载了四次地震液化（表7-6）。由此可知，液化问题对这一地区的严重性。

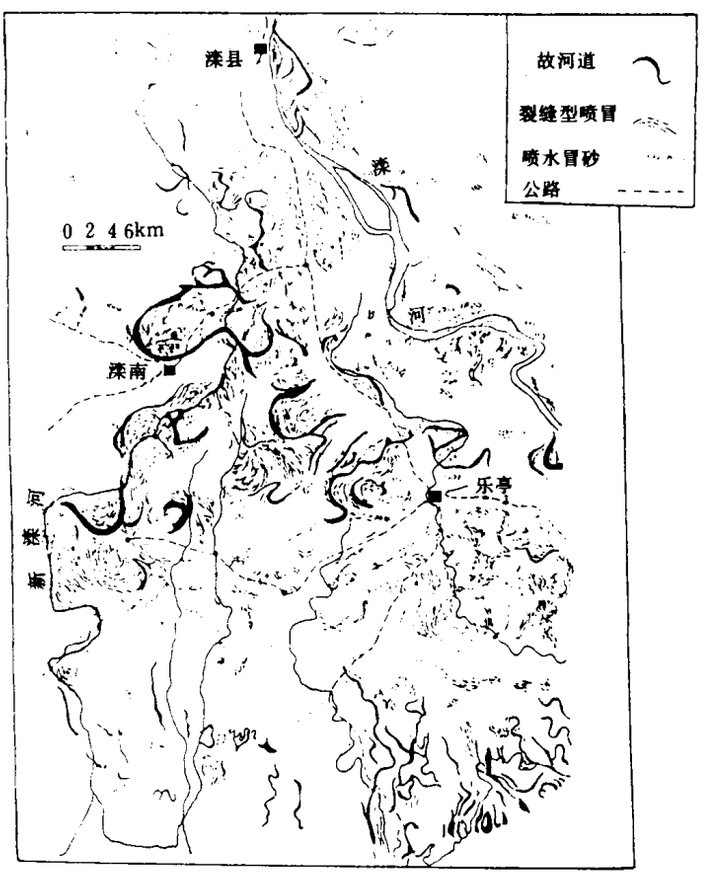


图 7-34　滦河及新滦河下游的液化与古河道情况[2]

陡河下游女织寨至稻地镇的地段河曲群的情况（图7-36）。与滦河的情况类似，此处为唐山地震时的10°区，广泛液化，河道两侧100～200m范围内的地带都受到液化侧向扩展

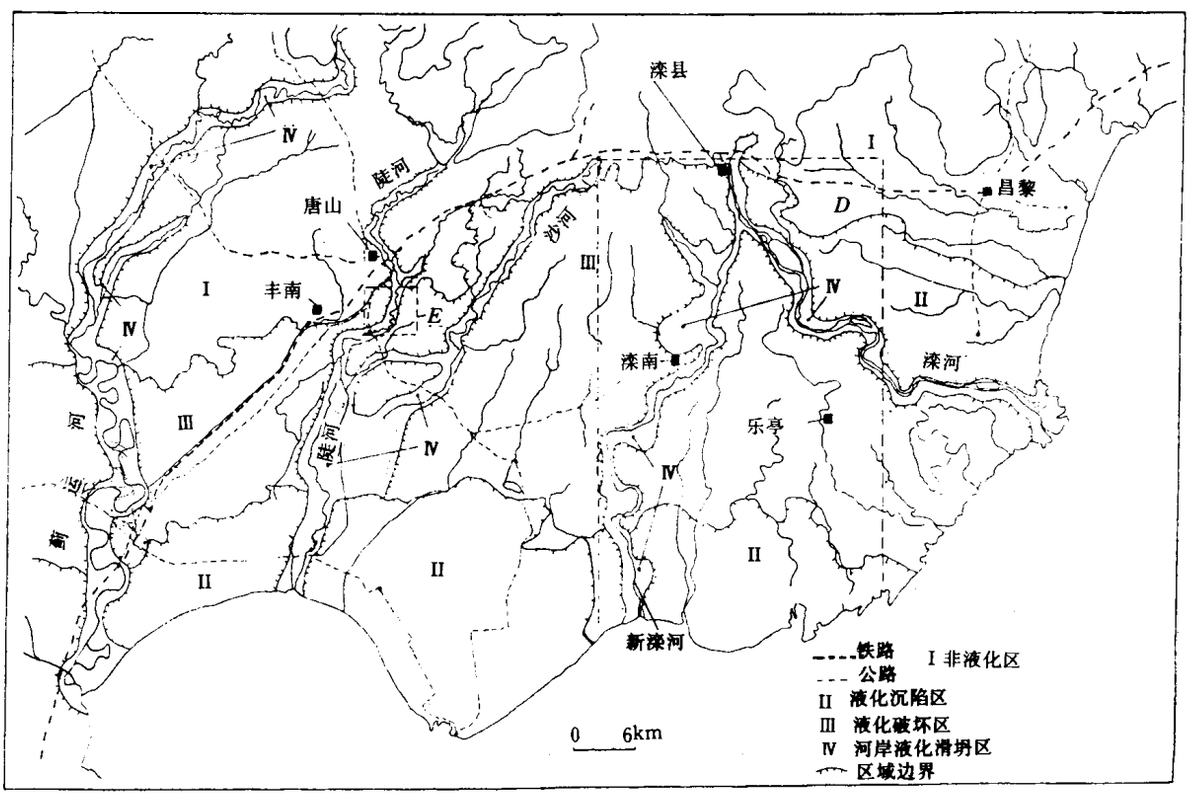


图 7-35　唐山附近的液化区 [2]

和地裂的影响。

3.营口田庄台公路桥地段

海域地震发生于辽河下游的滨海地区，地形平坦，有广阔的可液化粉细砂沉积分布，因而是容易发生侧向扩展的地域。许多桥梁及路堤受到损害，最典型的是营口市田庄台辽河公路桥。该处为8°区。喷冒严重，多道地裂，裂缝间相距20～30m，长达1km，最宽裂缝为40cm。震后发现桥长缩短2.45m。由于地震时上部结构未建，因此桥墩位移系本身惯性与液化土向河心运动所致。附近钻孔的标贯值说明液化层为粉细砂层，深达17m，液化层厚达14m（图7-37），层面有1%～2%左右的向河心的倾斜。若将图7-36中桥墩位移曲线的零点作为土体滑坍界限，则滑动土体的宽度达600m（至河心）。由图可以看出两侧桥墩位移愈近河心愈大，而中部桥墩（N0.5～N0.12）位移又渐小，说明两

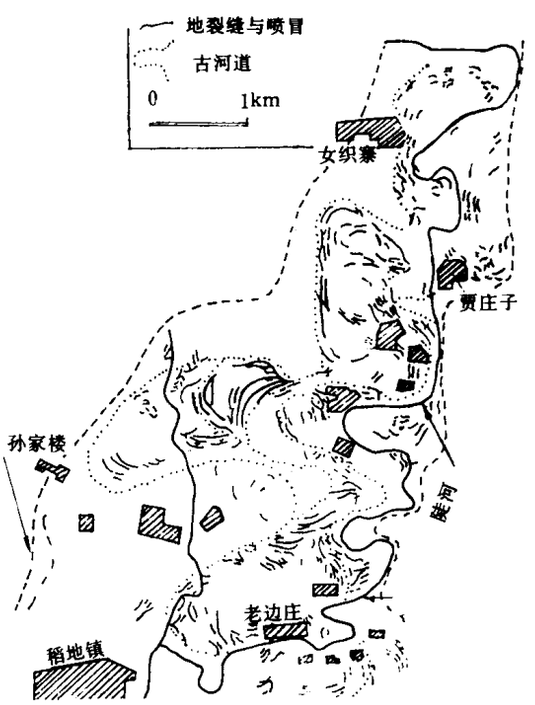


图 7-36　陡河女织寨—稻地镇裂缝状喷水冒砂及古河道分布图 [2]

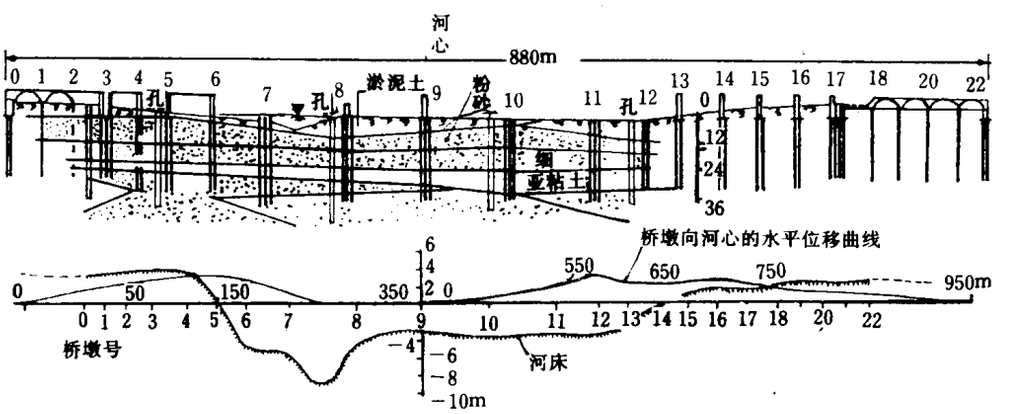


图 7-37　田庄台辽河公路桥[29]

（a）剖面；（b）桥墩位移

侧土体挤向中部，中部的土无处可滑，位移反小。液化侧向扩展的影响范围达到临空高度之比$B/D=\frac{600}{13}\approx46$，滑动带宽度与液化层厚之比$B/D_1=\frac{600}{14}\approx43$，都是很可观的。

液化造成的地滑问题在日本1983年以来受到很多工程人员的注意和研究。典型的事例有：

1.1983年日本海地震中能代市的液化土滑

此次地震震级为7.7，发生于海中。能代市距震中90km。全市房屋大部分建筑在砂丘上。液化引起的地面滑动波及大半个市区。液化层是地下水位以下 2 ～ 5 m的砂层，其上下界面有 2 ～ 6 %的坡度，砂层液化后产生了向下坡方向的滑动。图7-38 a 为地震前后南城区的地面位移矢量图。图7-38 d 为该区的代表性地质剖面。由图中可以看出城南的眉山（砂丘）是南部地滑的一个中心，地面位移矢量成放射状指向土丘下方，最大值接近5m。一系列的地裂缝亦围绕眉山形台阶状落差，图上部的地滑方向大体上指向南东，主要是因为地面有 1 %的坡度倾向东南。

北城区的地面位移情况同样显示水平位移的大小与地面坡度或液化层的坡度一致，并在液化层较厚处地面位移量相应较大。

震害调查表明，房屋与地下生命线的破坏集中在那些地面位移大的区域。因而研究地面位移值的大小，对预测震害是有相当大的关系。

2.1964年新泻地震中的液化土滑

新泻市的典型液化地段—信浓川沿岸的地面变形情况如图7-39及图7-40，最大的水平位移为8.8m。位移方向指向河心。由图7-39的剖面$B—B'$可看出液化层的下界面向河心倾斜。在新泻车站附近位移方向不是趋向信浓川而是相反，其原因在于剖面$E—E'$处有故河道，液化土层向故河道中心倾斜之故。

昭和大桥的破坏是新泻地震中最严重的破坏之一，五跨落梁，钢管桩弯曲。该桥在震动停止后 0 ～ 1 min之间破坏，左岸的护岸墙也是在震动停止后破坏的，因此破坏不是由于惯性力，而是因为10m厚的液化层的水平位移达到数米之大，使桥墩位移，钢管桩弯曲。

图7-41及照片 1 ～ 6 是新泻液化过程的可贵记录［10］。图7-41为信浓川旁的明训高校附近的岸坡液化滑动的平面（虚线所示）。最宽处约200m，最大水平位移 7 m。地震发生

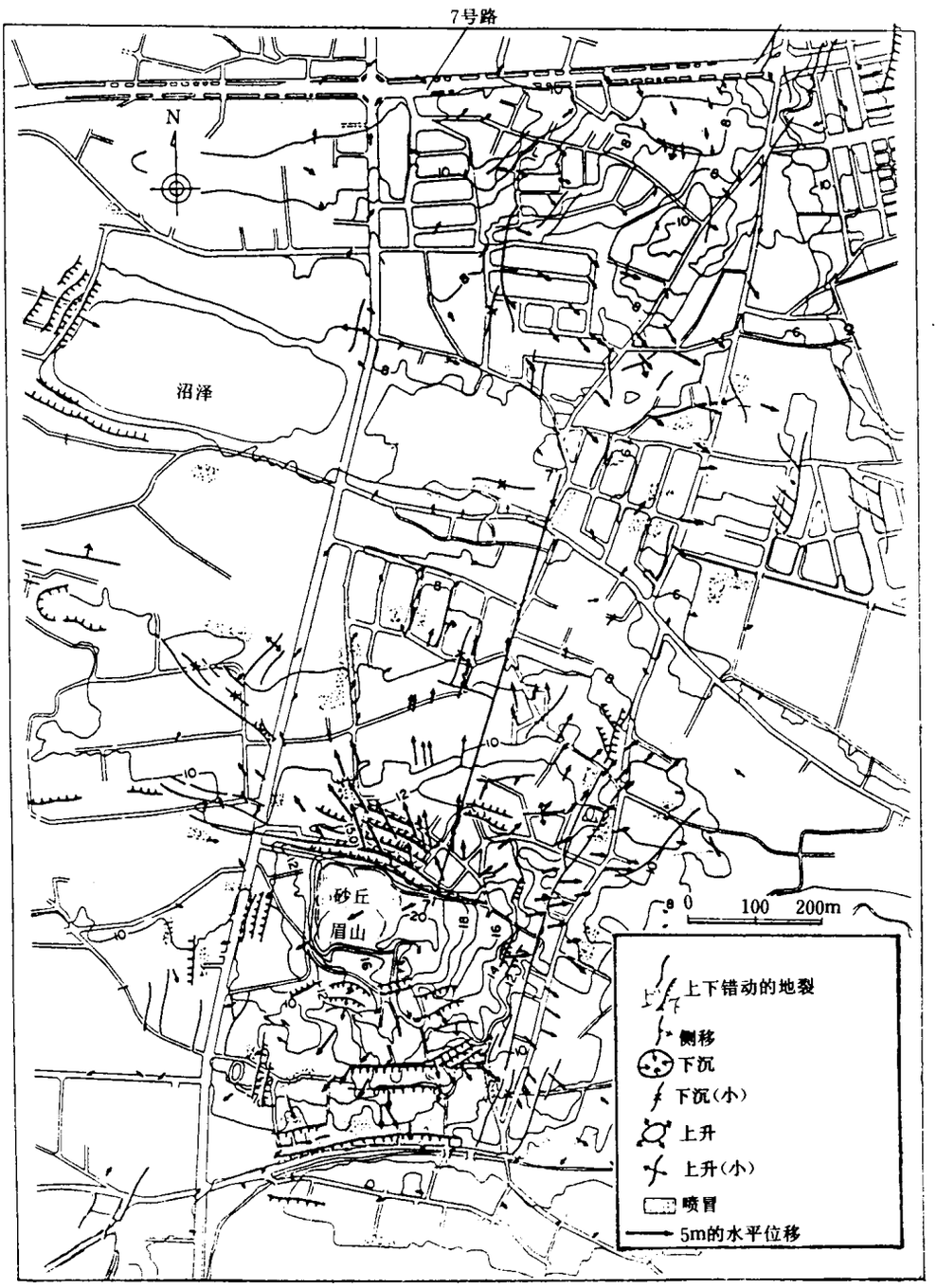


图 7-38*a* 能代市南城区的地面永久位移

在午后1:02，持续时间为52 s。照片 1 摄于1:05 ：学生警跑出屋，校园地面发生裂缝，液化土体滑向河川；照片2:1:06摄，地面喷水冒砂，输电铁塔倾斜，土体大滑动；照片3:1:10摄，校园的一部分突然喷水；照片 4 :1:15摄，喷水高约 1 m，喷水量还在增加；照片 5 :1:40摄的市内景观，此时昭和大桥已落梁。油罐火灾，竞技场产生不均匀下沉。照片 6 为另一侧河岸沿岸的大地裂缝。

除新泻地震外，同在1964年发生的美国阿拉斯加地震（M = 8.4)也产生了大规模的液化地滑。例如Turnagain Height 高地的海岸滑塌，滑坍区面积达50公顷，长2500m、宽

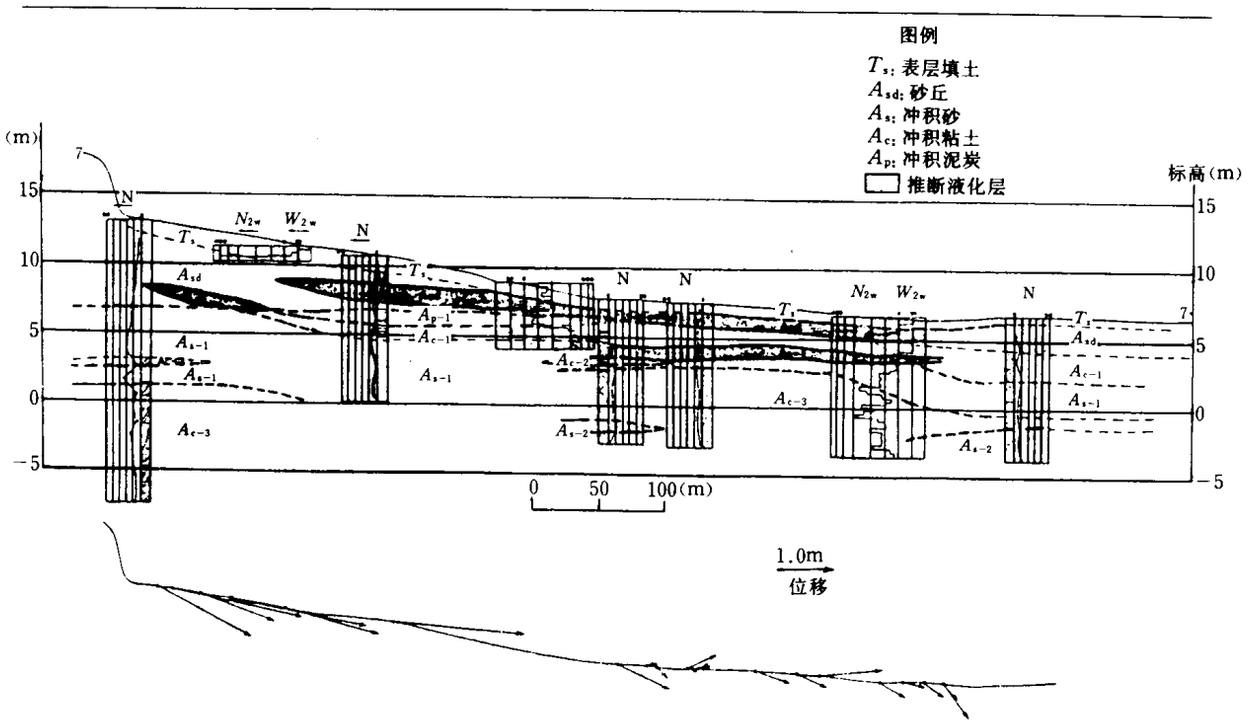


图 7-38b　地质剖面（7 -7′）与地面水平位移

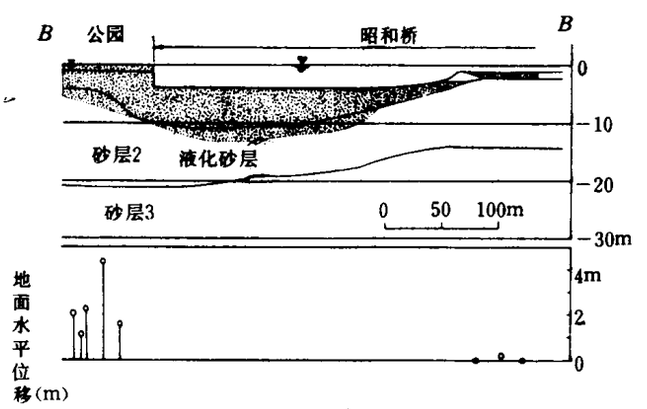


图 7-39　地质剖面 B-B'（见图7-40）

180～360m。原地势平坦（图7-42）。地震开始后2 min土体出现滑动。滑体前沿进入海岸线外600m，土体被切割成多块。根据事后坑探结果，认为土体的原来位置如图7-42 a 所示，流动后成为图7-42 b 的情况。图中⑱以右的土体大概已落入海中。产生滑动的原因据认为是地表下30m处有一些处于同一标高，厚为数毫米至10cm的粉土与细砂透镜体在地震中液化，在软粘土与透镜体的界面上形成水膜所致。

液化引起的土面坡度大于5 %的土体滑动，即流滑，在国内外大地震中出现的次数虽然不及侧向扩展那样多，但造成的后果却常常是灾难性的。一些典型事例如：

1. 1920年甘肃海原大地震（M = 8.5）中的黄土流滑可能是历史上最大的一次。松厚的黄土在100平方英里范围内发生滑动，村落、道路被土体掩埋或搬到新的地方，一段公路和路边白杨被推到1.6km外。在这次地震中死亡约20万人（由于窑洞与房屋塌落，灾后饥饿或疾病），土坡的滑移造成的灾害也是原因之一。

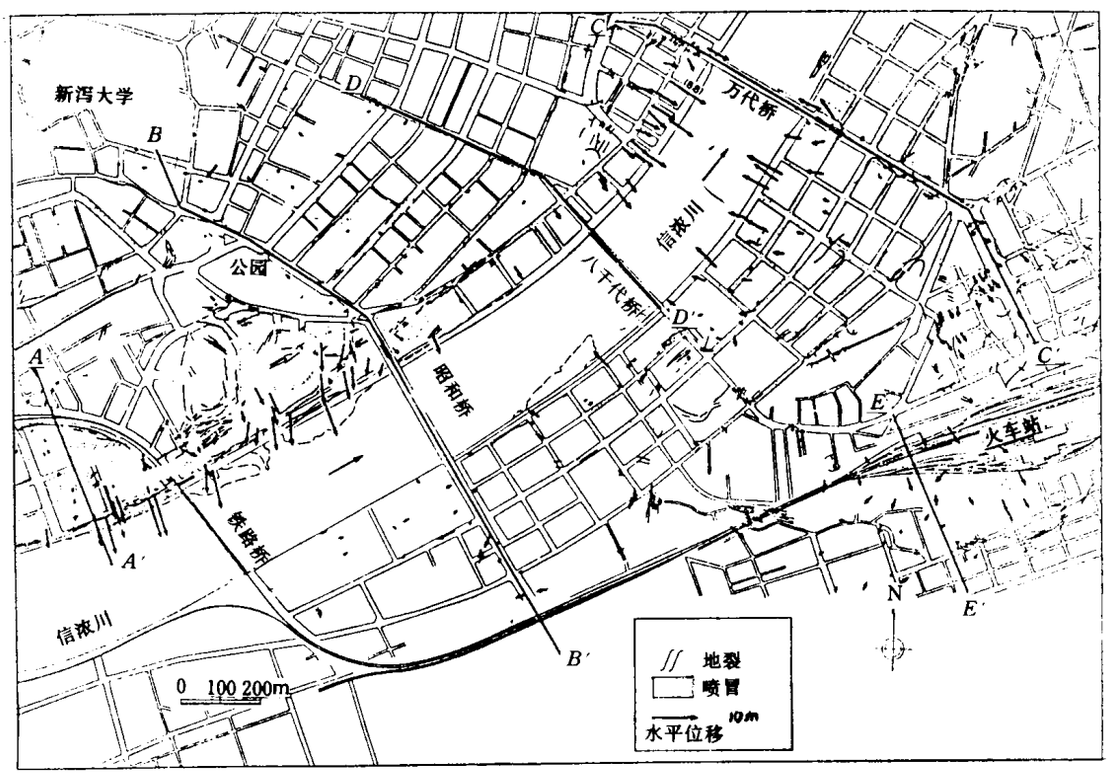


图 7-40　1964年新泻地震时的地面永久变形

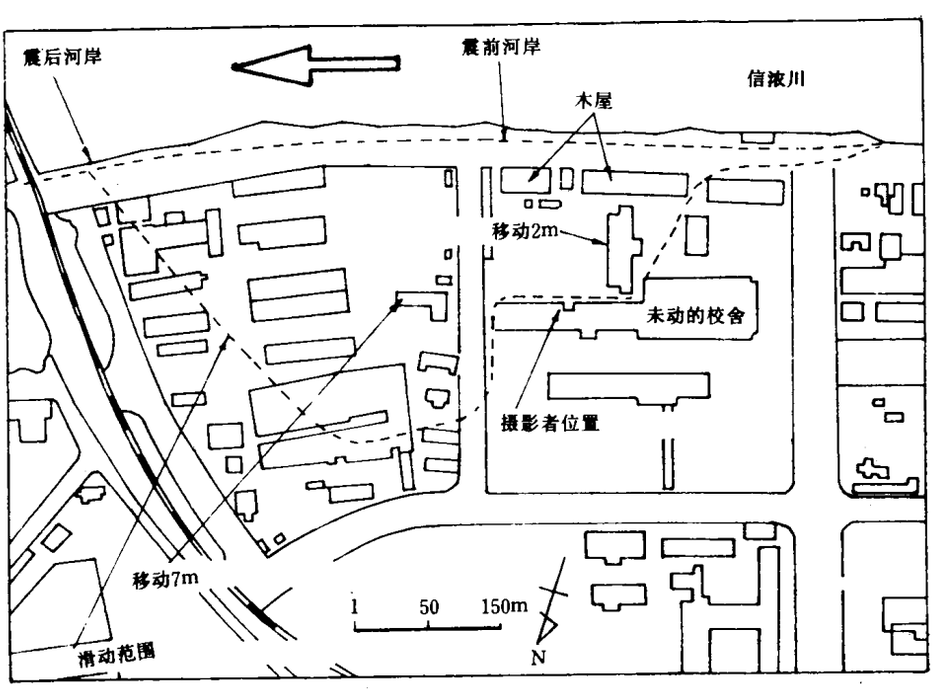
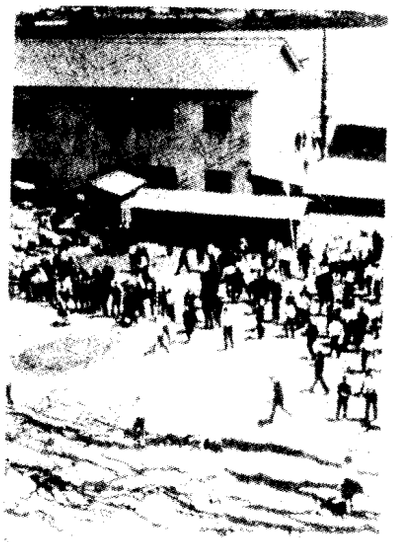


图 7-41　明训高等学校附近平面图[10]



照片1　停震后2 min地裂、土滑



照片2　停震后3 min，喷冒，铁塔倾斜，土继续大滑动



照片3　停震后7 min，校园内的喷冒与地裂



照片4　停震后12min、喷冒水头高约1 m

黄土流滑的原因至今还未查清。H．B．Seed推测是由于封闭在孔隙中的空气在振动下急剧受压和突然释放导致土的结构破坏所致。也有人推测是黄土中的加固粘着力的脆性破坏或地下水位以下的黄土液化之故。

2. 1960年阿拉斯加地震中西沃海岸由于液化流滑，码头、船坞及部分海岸线都消失在水下，滑动区沿海岸线的长度约1.3km，仓库与油罐也被流滑带走了。

3. 美国Valdez市海岸的滑坍（1964，阿拉斯加地震），海岸土层为粗砂与砾石层，中间夹有细砂的夹层，属三角州沉积，标贯值N为7～25，滑坍区宽150m，滑动土方800000 m^3，地面出现无数喷水冒砂孔及地裂缝，震前海底坡度很平，大体5°～6°，震后最终滑坍



照片 5　昭和大桥落梁，油罐起火



照片 6　地滑造成的大地裂

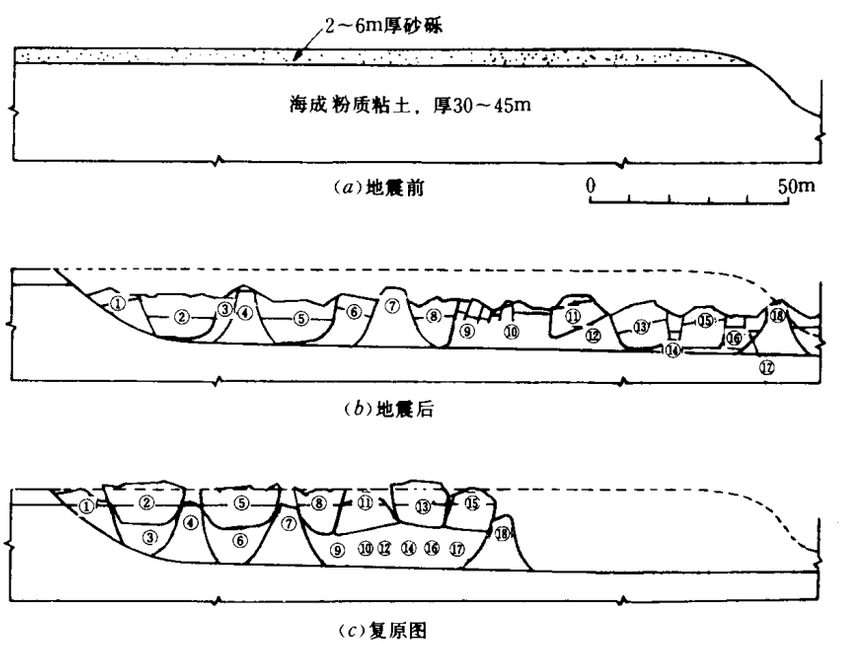


图 7-42　Turnagain Height的海岸滑坍（Seed·Wilson, 1967）

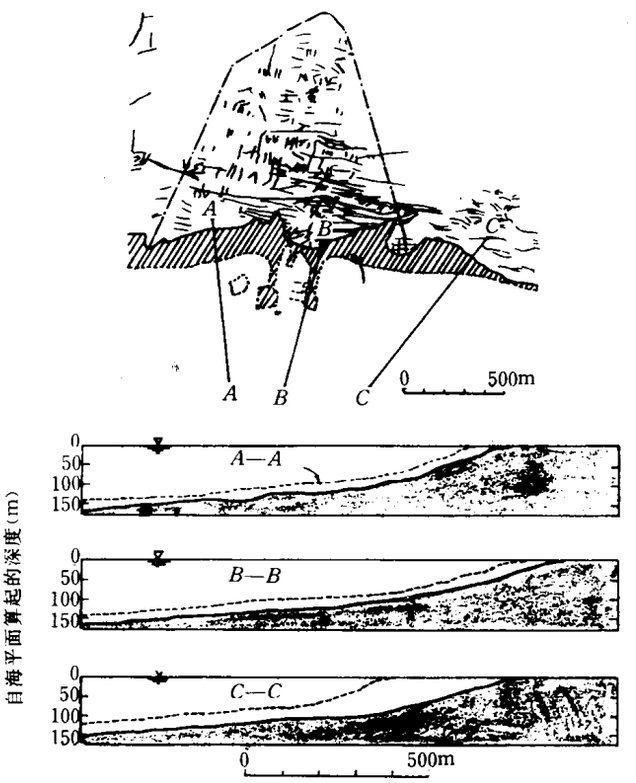


图 7-43　1964年Valdez市海岸滑坍（Seed, 1968）

面则大致成为3°～5°的斜面（图7-43）。

第五节　振动下的孔压上升

一、振动下孔压、变形与强度的实验资料

饱和砂土在振动下的性状可由动三轴、动直剪等动力试验中测得，图7-44为均压固结条件下的动三轴试验的典型结果。由图可以看出，随着振动次数的增加，孔压与变形逐渐发展，但松砂与密砂的发展情况不同。对于松砂，由应变剧增的点①发展到双幅轴向应变为5％的点②或双幅应变为10％的点③，几乎是瞬间的事，密砂则不同，由点①发展到点③的距离拉得很长，孔压曲线的形状与松砂亦不同，图中的④点表示孔压明显增大，点⑤为孔压峰值处出现凹槽（有效应力因剪胀而回升），点⑥代表液化，有效应力为零。点⑥出现在点①附近，说明密砂即使液化，应变也不大。从图7-45 a 与 b 的对比中，松砂与密砂的应变差异可以看得更明显。松砂在应力比为0.2时，应变就很大，达到了流动（液化）状态，而密砂在应力比达到0.7时，相应的应变仍小于松砂。至于阻尼比的差别，从滞回圈的面积和形状可以看出，松砂在应变值很大时滞回圈接近长条形，说明此时的塑性耗能很大。从应力路径看（图7-45 c 与 d），松砂随着振动次数的增长，有效应力σ'不断减少，只在接近原点时σ'才有小幅度的回升；密砂则在有效应力σ'瞬间变小之后还能回升到较大数值，即在一个循环内只有很短时间σ'之值较小，多半时间σ'之值又回升到较高值，仍有一定的可资利用的抗剪强度。

为了不致于在概念上混淆，此处应该重述一下液化、极限平衡与破坏三者的差异。液

化的定义是物质状态的转变，而与变形无关，其力学状态的特点是有效应力与剪切刚度都趋向于零，即孔压与内摩擦角同时为零。在图7-45 c 或 d 中只有应力达到原点时才是严格符合液化定义的状态。极限平衡的概念则是剪应力等于抗剪强度，此时的抗剪强度不为零。土在到达液化前必先经过极限平衡状态，超过极限状态后变形迅速增加，孔压继续增长，土体处于不稳定状态。对排水不良的松砂等情况，由极限平衡发展到液化的过程很快，可以说是瞬间的。在图7-45 c 及 d 中的斜的外包线和图7-33中的破坏线大体上就是极限平衡状态的应力。液化也可以说是有效应力为零时的极限平衡状态。“破坏”一词主要以变形量为标志并视工程要求而不同，如在确定抗剪强度时工程上有不同的极限变形，达到此变形值时，认为“强度破坏”。

可液化土的动强度曲线常称为液化强度曲线。常以图7-46的形式表示之。

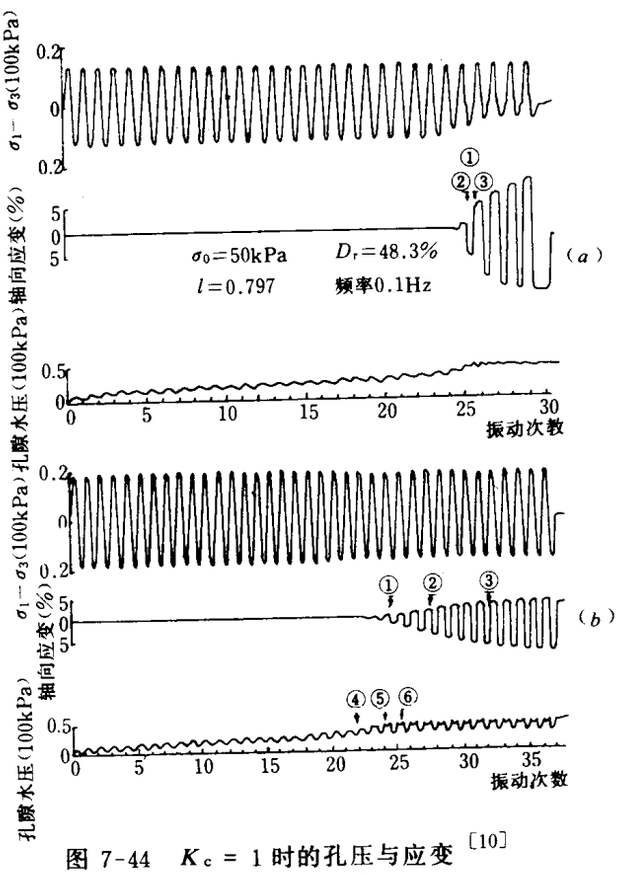
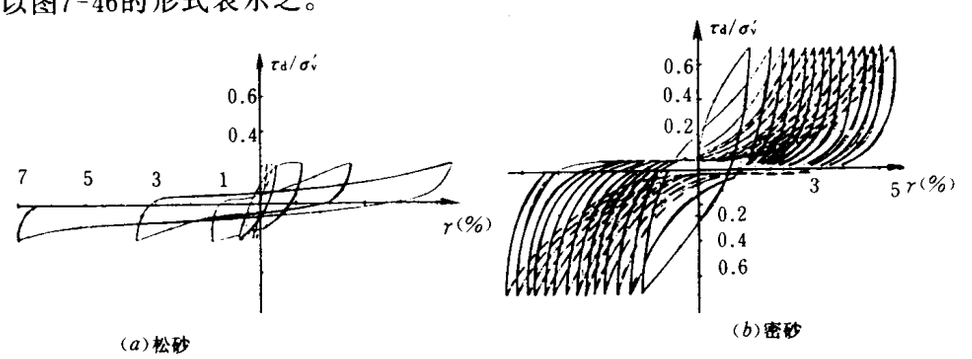


图 7-44　K_c = 1 时的孔压与应变[10]
（a）松砂；（b）密砂



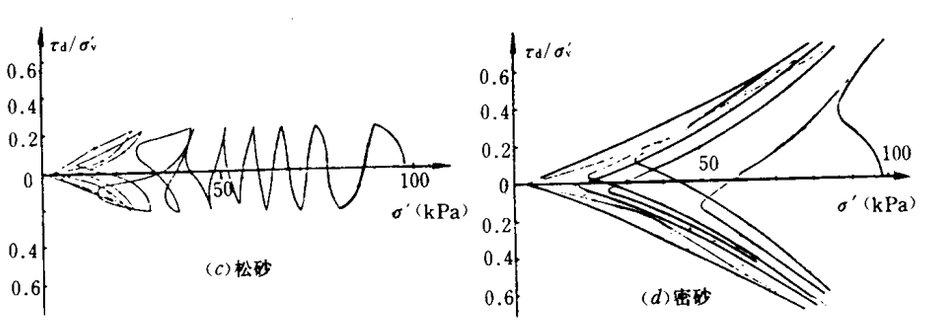


图 7-45　松砂与密砂的滞回曲线与应力路径

很显然，土的相对密度越大，则其液化强度越高。由图可以看出，当D_r达到90%，振次小于50时，土不液化（指在选定的破坏标准时）。液化强度又与初始静应力状态有关，固结比K_c大于1者，则具有较$K_c=1$的试样有着更高的液化强度。

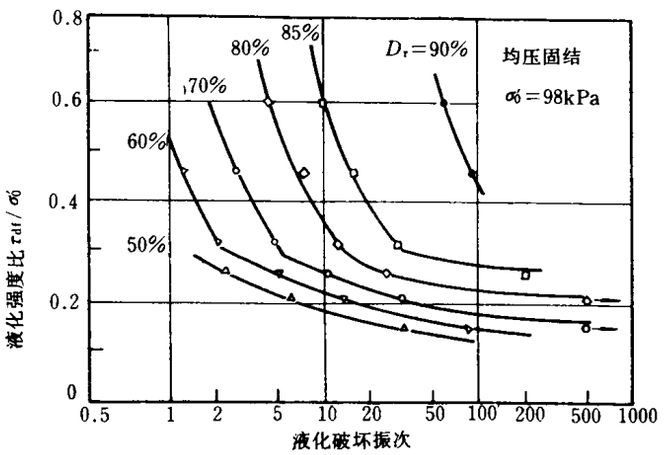


图 7-46　液化强度与相对密度关系示例

（破坏标准：双幅应变为15%）

二、孔隙水压发展的力学模型

动荷作用下饱和土的孔压上升是其变形与强度变化的根本原因，因而如何预测地震时的孔压发展是人们十分关注的课题。目前已提出了多种孔压发展模型，如应力模型、应变模型、能量模型、有效应力模型、内时模型、瞬态模型等。下面对某些模型作概念性介绍，以便读者对孔压与其他土性特征的关系有所了解。

1.孔压的应力模型

这种模型最为常用。它将孔压表达为动应力与振动次数的函数。如有名的Seed孔压表达式为：

$$\frac{u}{\sigma_0'}=\frac{2}{\sigma_1}\arcsin\left(\frac{N}{N_l}\right)^{\frac{1}{2\theta}}$$

式中的$\frac{u}{\sigma_0'}$为孔压与初始有效应力之比，$\frac{N}{N_l}$为振次比，即振次N与液化破坏时的振次N_l之比，θ为试验参数，视实验的孔压上升曲线的样式而定（图7-47）。多数情况下可取$\theta=0.7$。即相当于图7-47中的平均曲线。

对于偏压固结情况，孔压上升不如$K_c=1$时发展的快。有时甚至无法到达$u=\sigma_0'$的条件，因此在$K_c>1$的场合孔压的表达式应与$K_c=1$时不同。加拿大的Finn教授对$K_c\neq1$时的孔压表达式为：

$$\frac{u}{\sigma_0'}=\frac{1}{2}+\frac{1}{\pi}\arcsin\left[\left(\frac{N}{N_{50}}\right)^{\frac{1}{a}}-1\right]\qquad(7-10)$$

式中　N_{50}——当$\frac{u}{\sigma_0'}=0.5$时的振次；

a——常数。当土的相对密度$D_r=50\%$时$a=3K_c-2$。

图7-47为K_c与a的值不同时，孔压比与振动次数比N/N_{50}的关系。

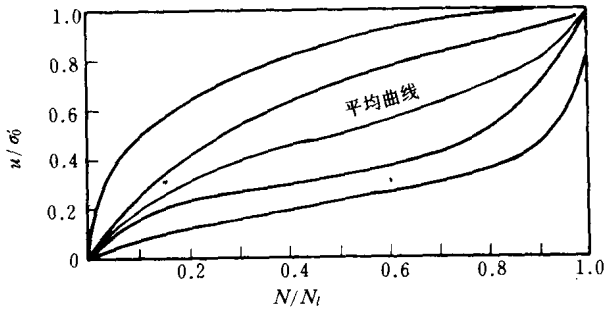


图 7-47　孔压上升曲线的类型

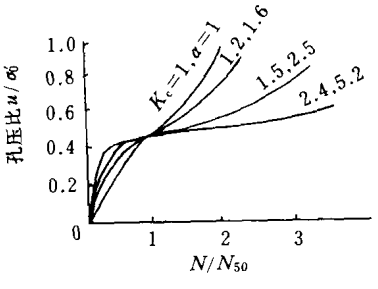


图 7-48　孔压比与振次比的关系

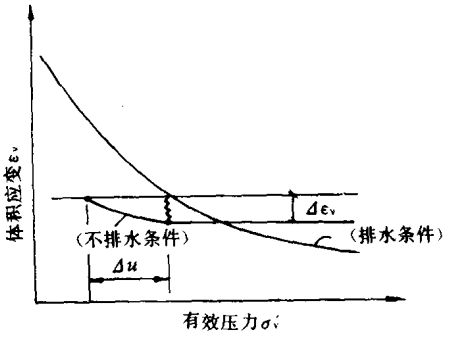


图 7-49　不排水时的体应变（Mati等）

2.孔压的应变模型

这类模型将孔压与应变连系起来。一般常用排水时的体应变，但近来不少人主张用剪应变。

最有名的孔压-应变关系式是Matin-Finn-Seed提出的[48]。他们认为在不排水条件下，土受动荷后骨架变密（塑性变形）且有效应力降低。有效应力降低又会产生土粒体积的弹性胀大。假定水在动荷下的体应变忽略不计，则为了保持不排水条件下土总体积不变，应有土骨架的卸荷弹性体应变等于土骨架的塑性体应变（图7-49）。由图7-50可以看出，塑性体应变在较大范围内与孔压值成正比，因此这个关系也可以用到弹性体应变上，从而有

$$\overline{E}=\frac{\Delta u}{\Delta\varepsilon_{vd}} \qquad (7-11)$$

式中　$\overline{E}$——一周应力循环开始时的有效应力回弹模量，由静态排水条件下的卸荷试验测定；

Δu——一周循环内的孔压增量；

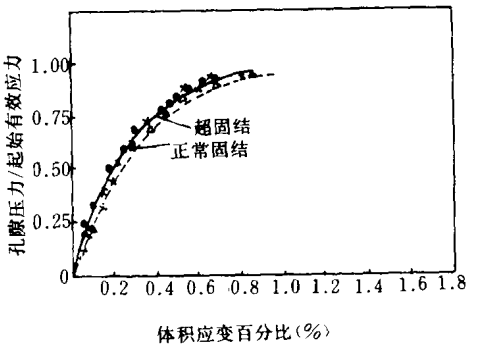


图 7-50　体应变-孔压关系（Matin等）

渥太华砂

$\sigma_0'=200\text{kN/m}^2$　$D_r=45\%$　OCR = 3

$k_0=0.83$

剪应变幅%	排水	不排水
·	0.128	0.122
×	0.200	0.208
△	0.324	0.240

$\Delta\varepsilon_{vd}$———一周内的塑性体应变增量。由动载下不排水，停振后排水试验测定（根据排出水量或应变值）。

根据试验，$\Delta\varepsilon_{vd}$与剪应变γ有关，$\overline{E}$与有效竖向应力σ'_v有关，关系式为：

$$\Delta\varepsilon_{vd} = c_1(\gamma - c_2\varepsilon_{vd}) + \frac{c_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + c_4\varepsilon_{vd}} \tag{7-12}$$

$$\overline{E} = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{m k_2 (\sigma'_{v0})^{n-m}} \tag{7-13}$$

式中c_1、c_2、c_3、c_4——试验常数，由试验曲线拟合确定；σ'_{v0}与σ'_v分别为初始有效竖向应力与当前有效竖向应力；m，n，K_2均为试验常数。

式（7-13）所代表的孔压增长模型已用于非线性一维有效应力分析程序DESRA-1与DESRA-2。

图7-50为试验得到的孔压—体应变曲线。不论是对正常固结土或超固结土，曲线很相近。

3.孔压的能量模型[46] 土中孔压的增长起因于土粒的塑性变位，因此与土粒重新排列过程中消耗的能量，即每周循环的滞回圈面积有关（图7-51）。根据试验曲线，可得下列经验公式：

$$\frac{u}{\sigma'_0} = KW_R^{\beta} \tag{7-14}$$

$$W_R = [1 - \lg K_c^3]\frac{W}{\sigma'_0} \tag{7-15}$$

式中　K_c为固结比；K、β均为试验常数；W为每周循环内单位土体积所消耗的能量，量纲为〔力·长度/长度^3〕，其值由滞回圈的面积可定；W_R为归一化的无量纲能量参数；σ'_0为初始有效应力。

对试验的标准砂　$K=1.27$，$\beta=0.31$。

4.孔压的有效应力路径模型[36]

这个模型是由石原研而等人根据大量饱和砂不排水的静三轴试验结果提出的。以p'，q座标表示的试验结果如图7-52及图7-53所示，p'为平均有效主应力，q为主应力差，即：

$$p' = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3),\ q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

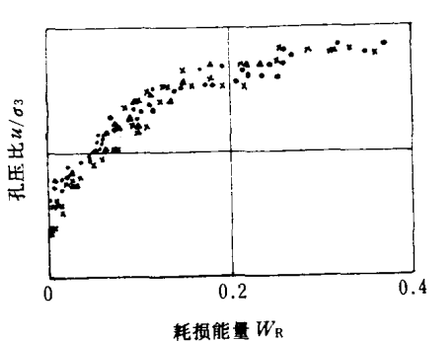


图 7-51　孔压～能量消耗的关系
（曹亚林等，1986）[46]
不同点符号表示不同K_c及σ_3的条件
$K_c = 1.0 \sim 2.0$
$\sigma_3 = 50 \sim 175$kPa

图7-52中的每一曲线代表不同初始状态的试样在等体积条件（即不排水）下的应力路径。曲线由横座标上某点出发，以有效应力减小而孔压与剪应力渐增的方式发展，曲线在接近破坏时有反弯点，反弯点前是剪缩状态，反弯点之后为剪胀状态。曲线形状及破坏线的位置对拉区与压区稍有不同，当p'相同时受压状态的q值比受拉时稍大。

如果将图7-52中同一应变值的各点连成线，则可得到图7-53所示的一簇接近放射线的曲线簇，此即等剪应变时的应力轨迹。

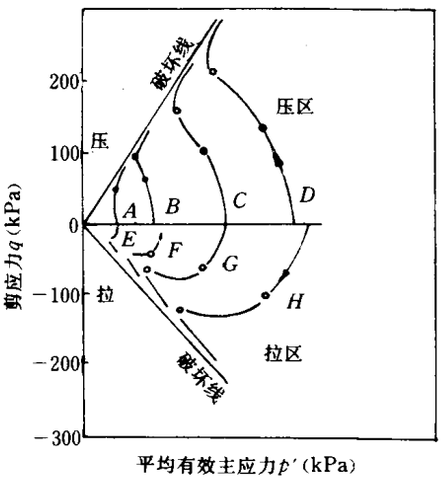


图 7-52 不排水条件下的应力路径（石原研而）[36]

线 号	孔 隙 比
A	0.80
B	0.75
C	0.74
D	0.73
E	0.75
F	0.74
G	0.70
H	0.72

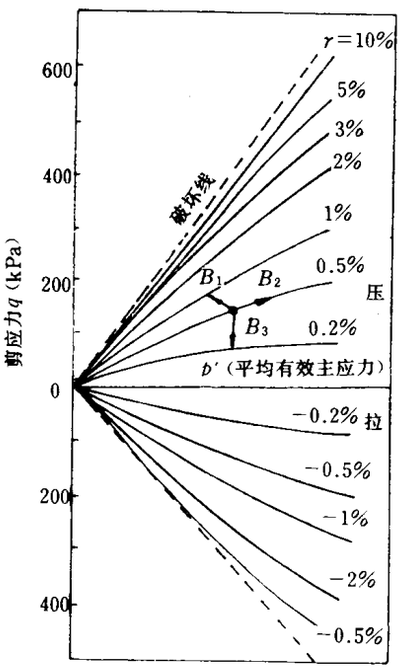


图 7-53 等剪应变曲线（石原研而）[36]

利用图7-52及图7-53可确定孔压增长情况。石原研而等假定，残余孔压只是由屈服变形引起，卸载时不产生孔压。因此，只有当图7-53中应力路径穿过当前最高的等应变线，上升到更高的应变值时，才有新的孔压增长。当p'值小于当前值时，不产生孔压。今以图7-54为例说明之。设动应力时程曲线为已知（图7-54 c）。在图7-54 a 中由点 1 到点 2。按曲线发展（根据实验结果显示的曲线形状，可以假定为圆弧或抛物线），在图7-54 b 中这时有孔压产生；在图7-54 c 3、4 二点的 q 值小于或等于 2 点，不能产生比 2 更大的剪应变，也就不能产生孔压增量，因此在图7-54 b 中孔压保持不变；图7-54 c 中 5 点的 q 值大于当前最大值（2 点），因此在图7-54 a 中 5 点上升到更高的等剪应变线，在图7-54 b 中4-5中孔压上升;图7-54 c 中6 点的q值为零，但残余剪应变不能减小，故图7-54 b 中的孔压不变。图7-54 c 中 7 点是应力首次出现在拉区,故在图7-54 a 中由 6 至 7 是按曲线发展；图7-54 c 中 8、9、10的 q 值均小于此时刻之前已出现过的最大的 q 值，故图7-54 a 中，8、9、10三点位于一根直线上，而图7-54 b 中由7~11点孔压没有变化。依此推理，最后得到第18点的孔压，整个过程的孔压发展如图7-54 b 所示。呈跳跃的阶梯形。

5.孔压的瞬态模型[34] 上述的各类孔压模型可按动荷大小计算残余孔压的累积，但不能显示孔压在一个循环内发展和变化的内在规律。

谢定义、张建民提出的孔压的瞬态模型在这方面可以给出较好的结果。他们提出在一个循环内，土的受力状态可以经历增荷剪缩,增荷减胀,卸荷回弹或反向剪缩等不同特性。分别称为 c、p、e、s 域(图7-55)。在 c 域内变形量较小，应变速率渐增，孔压变化较慢；在 p 域内，变形较大，应变速率渐减，孔压下降大；在 e 域内，变形最小，应变速率基本不变，孔压变化很小；在 s 域内变形量较大，应变速率渐增,孔压上升较大。在土的应力－应变第一阶段，滞回圈上只出现 c、e 域（图7-54 a）；在应力－应变第二阶段，可

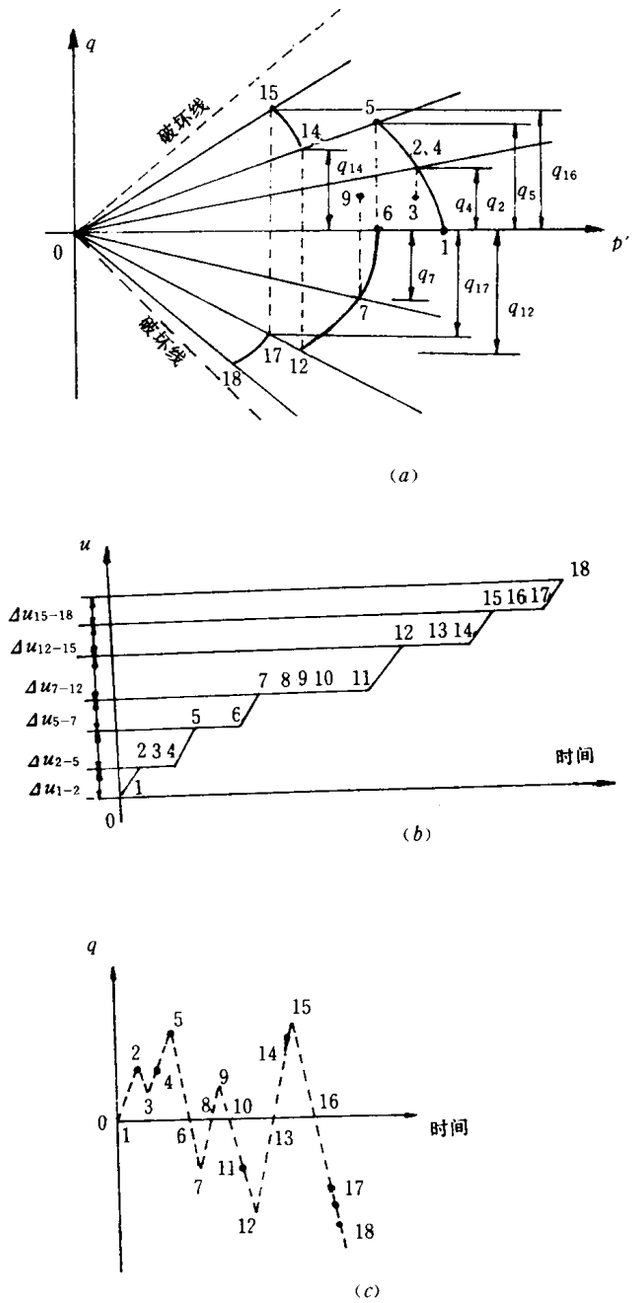


图 7-54　应力路径示例（石原研而）

（a）等应变应力路径；（b）孔压上升情况；（c）剪应力时程曲线

出现 c、e、p 三个应力域（图7-55 b）；在应力－应变的第三阶段，即接近破坏时，出现 c、e、p、s 四个域（图7-55 c）。

谢定义等又按孔压发生原因将孔压分为：应力孔压（或弹性孔压），即由水或土粒的弹性变形引起的孔压；结构孔压，即土结构破坏引起的孔压；传递孔压，即由于孔压消散与扩散引起的孔压。对这三种孔压已提出了测试方法与关系式，从而可对任一瞬态确定其对应的孔压值。

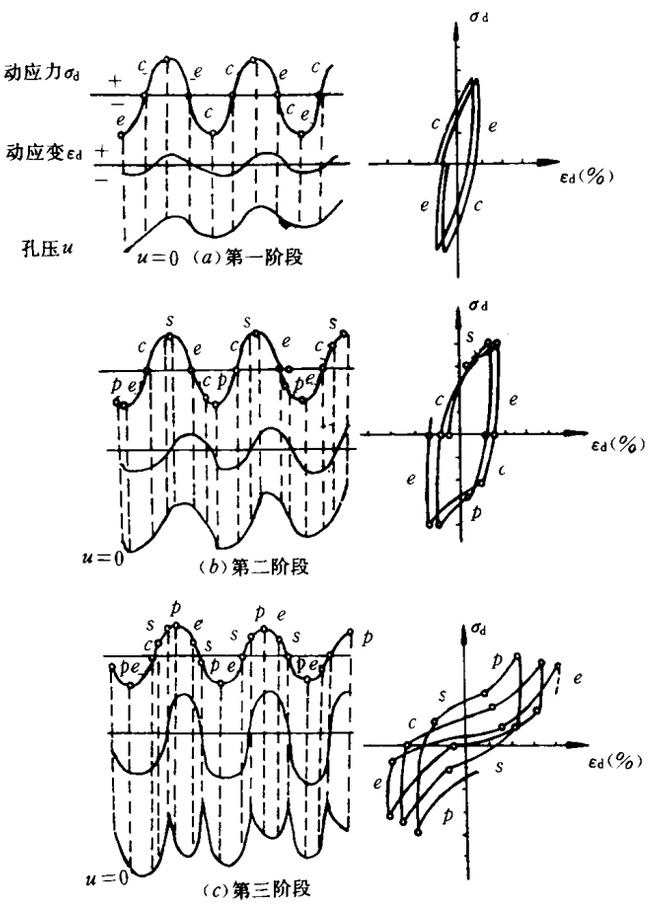


图 7-55　一周内的孔压发展阶段（谢定义等）[34]

（c，p，e，s 为不同阶段）

三、地震中孔压上升实测资料[10]

前面阐述的种种推测地震中孔压上升的理论都是以室内试验的孔压上升规律为依据提出来的。它们与地震中实测的孔压上升情况的符合程度如何，目前还缺少足够的对比。主要的原因是实测孔压资料很少，因此积累实测孔压资料极为重要。下面是为数不多的实测地震中孔压的某些资料：

Ikuta等（1979）测得Yakahama处一建筑物下的土中加速度与孔压，最大测深为地下20m。测得的最大加速度为12.5伽。

石原研而等（1981）测得东京Ohgishima岛上填土中的加速度与孔压。在－8m深度处的加速度为36伽，孔压上升值为15cm水柱高。此后，他们又在东京Owi No.1岛上测得南北向地面最大加速度为95伽。－14m处的最大孔压相当于132cm的水柱（图7-56），最大孔压比约为19%。

Harp等（1984）在Mammoth湖地震中测得加利福尼亚州Convict湖岸地下－1.3m处的水头为8cm。

Yanagisawa等（1987）在日本Funaoka地震台站记录的二次地震中测得第一次地震时的水头为5cm，第二次地震中孔压为30cm水柱高。他们对第二次的孔压实测值作了计

地信网论坛
BBS.3S001.COM

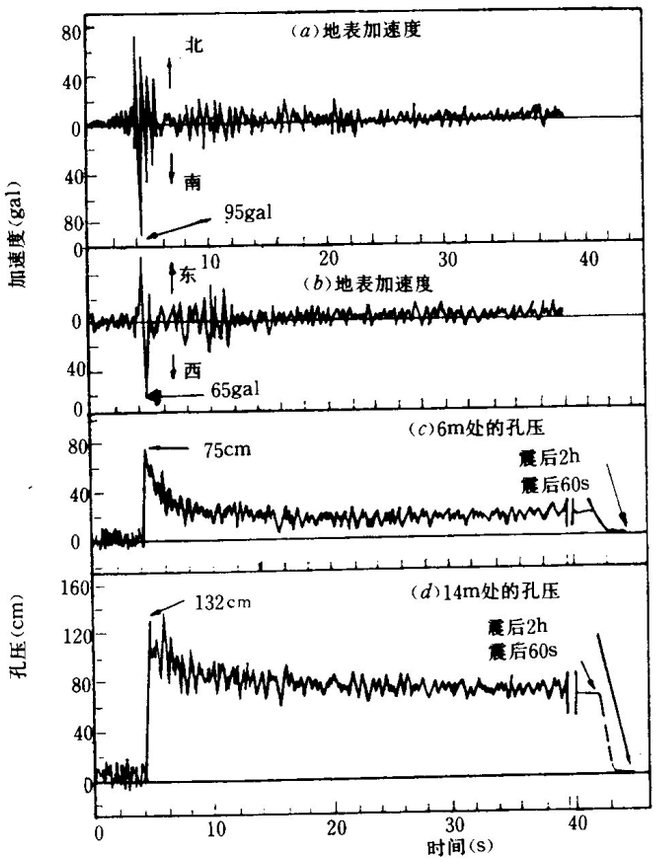


图 7-56　实际地震时的孔压与加速度（石原研而等，1981）

算对比，认为地震反应分析方法在预估地面运动与孔压发展方面是可以信赖的。

地信网论坛
BBS.3S001.COM

第六节　基础附近的液化势与地基失效

一、水平场地的液化势

理论研究表明，水平均质土层受到地震作用时，动剪应力随深度的变化是一条曲线，而土的抗液化强度随深度变化基本是一条直线。当某个深度的抗液化强度小于动剪应力时，就出现液化。根据Seed对水平均匀土层的研究，容易出现液化的深度大体上在地面下 5 ～ 8 m。随着时间的推移液化区可变化，转移或消失。在理论上同一标高处液化势是相同的，所以水平层场地的液化区应是某一平面上无限延伸的水平层，其厚度与位置由土中孔压增长与孔压消散而定，随时间而改变。图7-57为一均匀砂层地震时的孔压等值线随时间的变化（计算值）：在 7 s 之前孔压在各个深度均未达到初始有效应力值（土自重应力），但在 7 s 以后在 5 ～12m 的范围内液化了。

二、基础旁的液化势与地基失效

修建建筑物之后，基础附近的应力状态与液化势的分布与一维的水平层不同。理论计算及试验都已证明，直接在建筑物下的土因为附加应力的抑制作用较难液化，位于基础外侧接近45°线的浅层比自由场更容易液化。以同一标高的不同点相比，液化的难易程度是：基础外侧最先液化，自由场次之，基础下最晚。

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

图7-58是振动台实验中实测的最大孔压比与喷冒次序。可以看出基础外侧的孔压比最大,自由场次之,基础下最小。第一个出现的喷冒孔①是在基础外侧孔压最大也是最早到达液化的地方，其直径也最大。图7-59为实测的同一时刻的基础下液化势分布图。可以看出以基础外侧的孔压比最高。这些振动台试验结果与离心机的动力试验（Whitman,1982）得出的孔压分布定性地相一致

根据基础下液化势的分布规律，液化地基上基础沉陷的机理可以这样认识：基础外侧的土首先软化并达到极限平衡进而液化。直接位于基底下的土也因孔压上升有某种程度的软化，更因两侧土的液化失去侧向支承而破坏和侧向挤出，导致基础的大幅度沉陷与失稳。

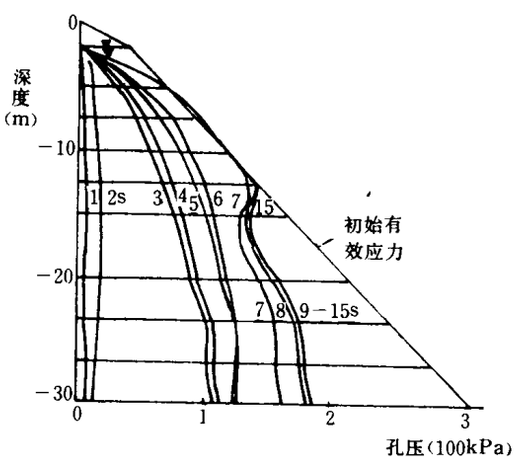


图 7-57　孔压随时间的变化示例（王志良，1980）
（图中曲线旁数字为秒）

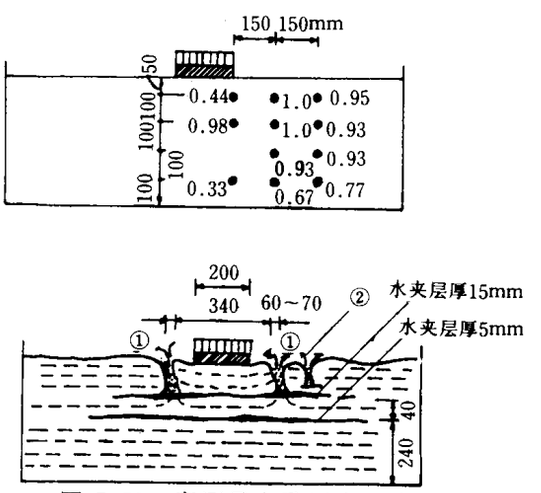


图 7-58　实测最大孔压比与喷冒先后
（刘惠珊、乔太平，1984）[27]
（图中尺寸：mm）

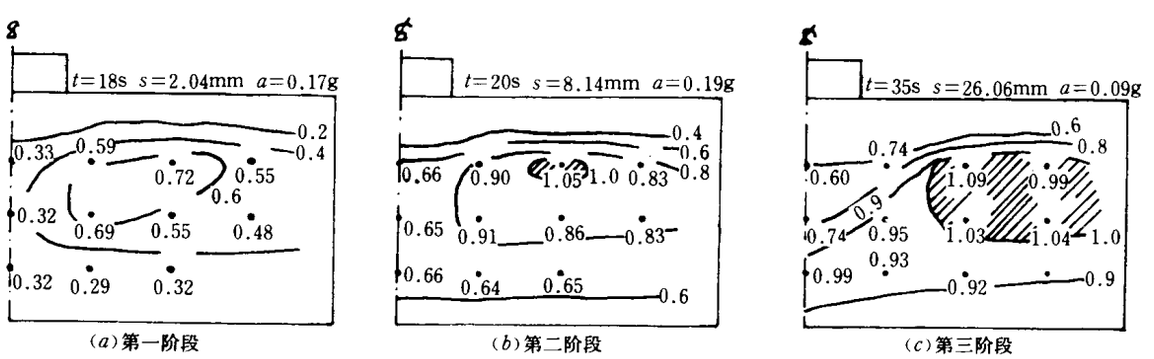


图 7-59　不同时刻地基中的孔压比等值线（陈克景等，1986）[28]
（t —起振后时间；s —基础沉降；a —输入台面加速度）

陈克景、刘惠珊曾对基础的沉陷过程进行了更为细致的研究[28]。研究表明液化地基上震陷的发展可分为三个阶段（图7-60及表7-9）：

第一阶段:稳定,沉降—变形间成线性,土表面振动加速度出现峰值,基础外最大孔压比约在0.6～0.8之间且该处应力估计已达到极限平衡；地面反应对于输入振动有放大作用。地面反应一旦出现峰值后就大幅度降低，表现出软化与液化土的减震效果。第二阶段—基础

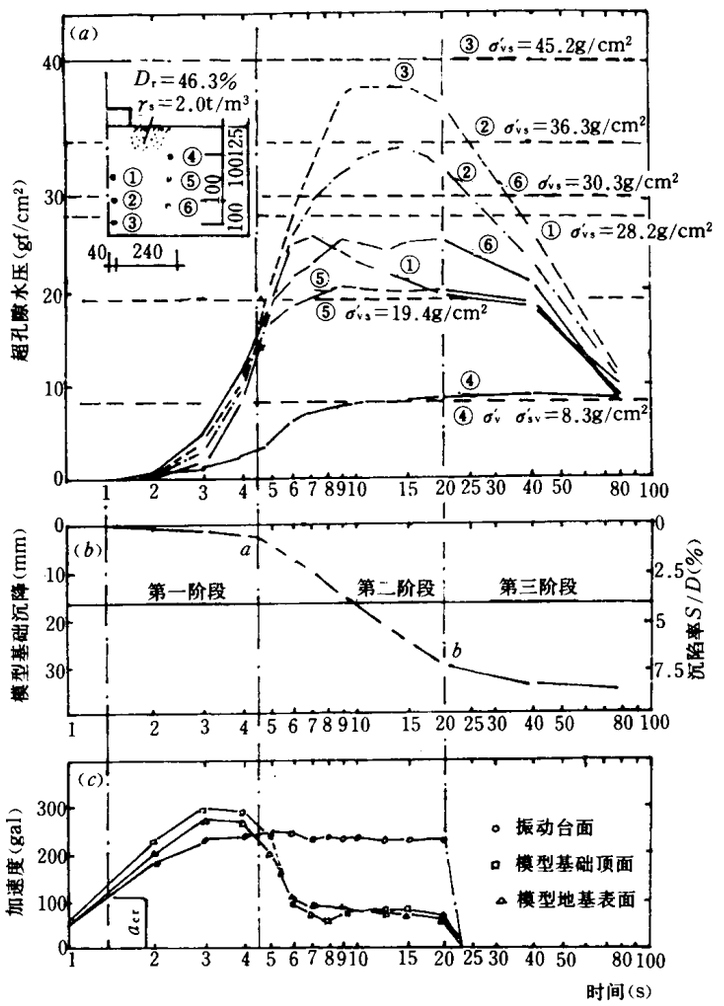


图 7-60　基础下孔压、沉降与加速度的发展过程 [28]

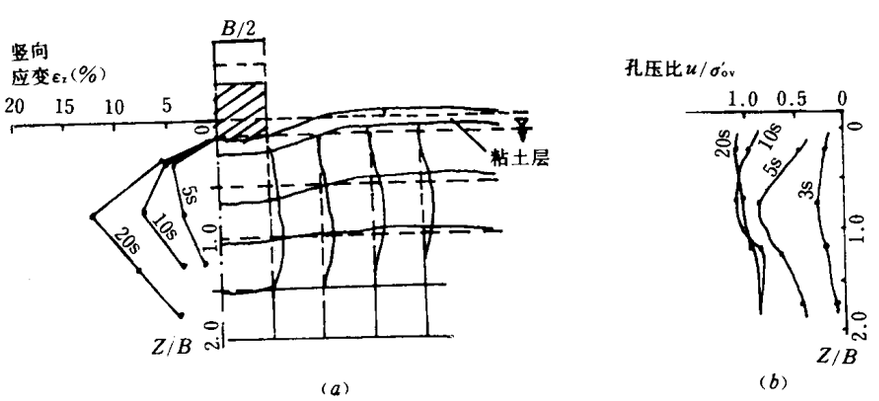


图 7-61　液化地基的竖向应变与基础对称轴上的孔压比 [28]

两侧出现液化区，基础沉降随时间直线增长，地基失稳。液化地基上结构物的过度沉降主要由这阶段造成；减震效应很明显，模型基础与地表加速度下降到液化前峰值加速度的$\frac{1}{4}$左右（仅个别情况下因基础与地基的共振效应而在液化后反应上升，见表7-9第二个试验）。第三阶段—沉降不再继续发展而趋于收敛。造成沉降收敛的原因或者是由于在该震动作用

液化地基试验结果（陈克景等，1986）　　表 7-9

试验编号	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
试验模型简图	$q=18gf/cm^2$，$B=200$，A区 B区，砂层，400		$q=30gf/cm^2$，$B=200$，A区 B区，400	$q=12gf/cm^2$，$B=150$，A区 B区，350	粘土层，砂层，30，400，$q=18gf/cm^2$，$B=200$，A区 B区			
	模型一		模型二	模型三	模型四			
时刻(s)	10 20	35 45 55	20 30 40	20 30 40	10 20	20 30	20 30	15 30
(a) 峰值加速度(gal)	500 400 300 200 100 0	地面 结构 台面	地面 结构 台面 台面	地面 台面 结构	结构 地面 台面	地面 结构 台面	地面 结构 台面	地面 结构
(b) 结构沉降 s(mm)	10 20 30 40	a 第一阶段 第二阶段 I II	a I II	a I II	a I II	a I II	a I II	a I II
地基中超孔压分布 (c) 沉降加快时	中心线				中心线			
	0.37 0.55 0.61 0.70 0.25 0.30 0.29 0.24 0.16 0.17 0.18 0.14	0.59 0.85 0.84 0.55 0.71 0.61 0.41 0.47 0.43	0.33 0.57 0.77 0.77 0.41 0.60 0.65 0.44 0.32 0.43 0.39 0.31	0.59 0.87 0.37 0.70 0.45 0.44 0.48 0.59 0.33 0.30 0.35	0.18 0.44 0.67 0.73 0.84 0.56 0.62 0.62 0.44 0.44	0.40 0.70 0.85 0.69 0.45 0.69 0.58 0.59 0.40 0.42 0.46	0.49 0.51 0.88 0.69 0.48 0.79 0.70 0.66 0.49 0.46 0.49	0.34 0.57 0.65 0.71 0.42 0.61 0.78 0.50 0.33 0.34 0.43
(d) 沉降速率最大时	0.63 0.73 0.88 1.05 0.62 0.74 0.76 0.59 0.54 0.59 0.50 0.39	0.71 0.97 0.93 0.68 0.64 0.83 0.60 0.65 0.61	0.33 0.72 1.03 0.91 0.44 0.83 0.82 0.73 0.57 0.65 0.64 0.48	0.64 1.02 0.62 0.67 0.80 0.63 0.61 0.46 0.79 0.48 0.49	0.29 0.87 0.92 1.0 1.0 0.81 0.83 0.77 0.74 0.72	0.67 0.78 1.03 0.99 0.64 0.81 0.71 0.69 0.59 0.59 0.57	0.66 0.90 1.05 0.83 0.65 0.91 0.86 0.83 0.66 0.64 0.65	0.58 0.77 0.93 0.92 0.76 0.89 1.07 0.81 0.78 0.76 0.80

下土中的孔压发展与外力达到某种平衡，或者是由于震动停止孔压消散之故。

从实用上看第二阶段的沉降过大，是不容许的。因此，为了确保结构的安全宜将地基中的孔压限制在第一阶段以内，即土中最大孔压比为0.6以下为宜。

如果粗略地将直接位于基础下的区域划为A区，基础外侧孔压最易发展的区域定为B区，如表7.8所示，则从表中可以比较A、B二区孔压发展的差异。可以看出在同一时刻A区的最大孔压比容易液化的B区低不少。

这里有二个问题应该引起工程人员的注意：1.基础发生可观的沉降的时刻可能在土中最大孔压达到液化前即已开始；2.基础外侧比自由场更容易液化，因之，根据自由场条件得到的液化判别方法对结构而言是不安全的。考虑到上述两点，在将自由场的液化判别式用于判别结构物的地基时宜有较高的安全储备。其具体值目前尚难确定，尚须进一步的研究。然而仅从表7.8中看，在基础沉降加快（大体相当于第Ⅰ、Ⅱ阶段分界时刻）A区的孔压比最大值一般在0.5以下。而B区孔压比最大值在0.8～1.0之间。若将最远一排（距中心为45cm，而模型基础宽20cm）的孔压比近似表示自由场的话，则孔压比值一般均在0.8以下。由几次试验的平均值来看，三个区的最大孔压比的关系是：A区／B区／C区（自由场）=0.7/1.18/1.0。

图7-61为地基变形情况。为了减少振动过程中土表面排水，在土面覆盖了薄层粘土。可以看出水平变形与竖向变形在基础下(0.5～1)B的深度数值较大(B—模型基础宽度)。这个深度正是液化最敏感的区域的深度（图7-62）。从图7-63的竖向应变值更可以明显看出这个深度的应变值最大，而在1.5B以下则应变较小。从而可以想见在处理液化地基时处理深度应在1.5B以上可获得较好效果。

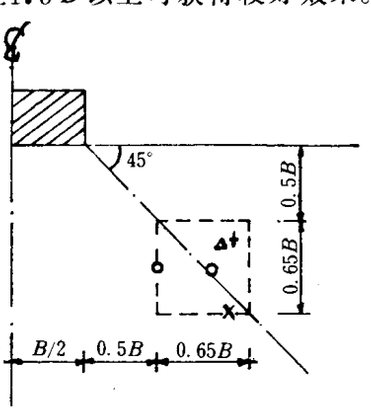


图 7-62　最先液化点的位置
（5次试验）[28]

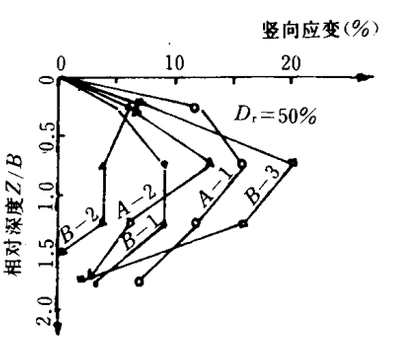


图 7-63　最后时刻的竖向应变
（5次试验）[28]

液化地基的破坏是由于基础外侧土的软化与液化，中间的土失去侧向支承的结果。直接在基础下的土在二侧土开始软化之际就因应力重分布而受到越来越大的附加应力；在二侧出现液化区后，基础的荷载将由中间尚未液化的土来承担。这部分土一方面受的附加应力增大，另一方面自身的模量降低，并且失去侧限，导致地基过度沉降和失稳，出现地面隆起而基础陷落。

图7-64 a是地基中出现液化区后的位移场。可以大致看出运动轨迹颇近于圆弧，与软土中的基础静载下失稳相近。无明显的滑动面。

图7-64 b是陈克景等[28]提出的滑动面型式及与泰沙基假定滑动面的比较。陈的滑动

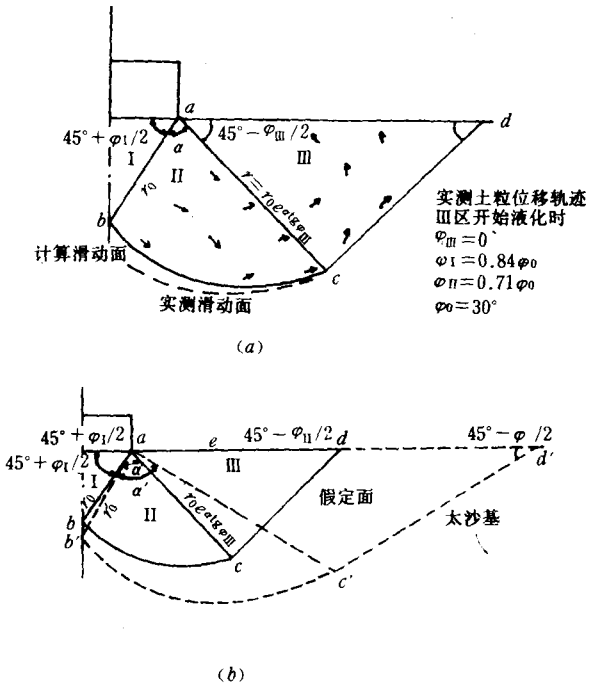


图 7-64 液化地基的破坏面[28]

（a）实测滑动方向与计算滑动面的比较；（b）与太沙泰滑动面的比较

面分为Ⅲ个区，在每个区内的平均内摩擦角的关系取为：$\varphi_{\mathrm{I}}=0.84/\varphi_0$，$\varphi_{\mathrm{II}}=0.71\varphi_0$而$\varphi_{\mathrm{III}}=0$。而$\varphi_0$为土的静内摩擦角。上述诸$\varphi$值的关系来自几次试验，而滑面的形状也是追踪实验中的土粒运动轨迹而假定的。Ⅰ区为三角形，除φ值取φ_{I}外，夹角为$45^\circ+\frac{\varphi_{\mathrm{I}}}{2}$，Ⅱ区滑动为对数螺线，Ⅲ区为45°角的等边三角形。按此可求出极限承载力公式❶。

第七节 液 化 判 别

液化判别的方法很多，用得最多的当属经验判别法，即根据宏观液化与非液化场地的资料经统计分析得来的经验规律。除经验方法之外还有根据地震反应分析得到的孔压判别法、多种指标综合判别法等。

以下介绍一些代表性的液化判别方法。

一、我国建筑抗震设计规范（GBJ11—89）方法

建筑抗震设计规范的液化判别法属于经验方法。它是78抗震规范液化判别方法的延伸与发展，是唐山地震后集中全国十余个部、院校与研究单位的力量做出的重大科研成果。它重点解决了两个问题，即提出液化判别按两步进行：先进行初判，当不满足初判不液化条件时再进行公式判别；其次解决了粉土的液化判别问题。这两个问题是我国的独创成果。因此，我国的液化判别方法在国际上很有影响。

❶ 陈克景，结构近旁的地基液化、变形与稳定，冶金部建筑研究总院硕士论文，1986。

建筑抗震规范规定：当建筑物地基（一般考虑地面下15m深度范围内，如为桩基或深基时考虑深度需适当加深）有饱和砂土和饱和粉土时，应经过勘察试验确定在地震时是否液化。对6度地震区，除对液化沉降敏感的建筑外，一般不考虑液化影响。

液化判别分两步进行：

（1）初步判别

初步判别的目的在于使初步勘察阶段即能根据少量的勘察资料判断出一大部分不液化的情况，这样在详勘阶段就不必考虑液化问题，从而节省详勘费用与时间。满足下列初判条件之一者，应判为不液化。如不满足则再进行下一步判别：

1）地质年代为第四纪晚更新世（Q_3）或其以前时，应判为不液化土；

2）粉土的粘粒（粒径小于0.005mm的颗粒）含量百分率ρ_c（%）在7度、8度和9度时分别不小于10、13和16，应判为不液化土；

3）基础埋置深度d不超过2m且采用天然地基的建筑物，根据其上覆液化土层厚度d_u（不包括淤泥和淤泥质土）和地下水位深度d_w按图7-65确定的点落在相应烈度的“不考虑”区域则为不液化。当$d>2$m时可将d_u及d_w各减去（$d-2$）后查图确定。

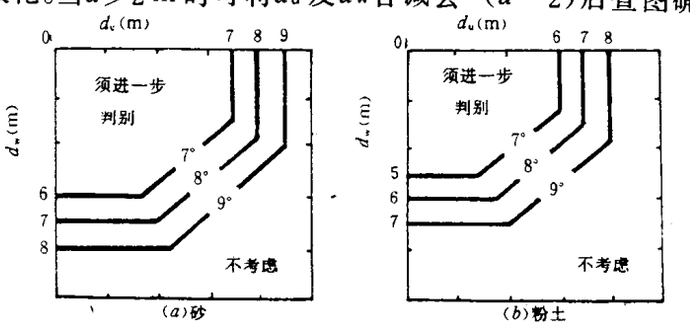


图7-65　液化初步判别

如不用图7-65则可按式（7-16）至式（7-18）计算：

$$d_u > d_0 + d - 2 \tag{7-16}$$

$$d_w > d_0 + d - 3 \tag{7-17}$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d - 4.5 \tag{7-18}$$

式中　d_w——地下水位深度（m），按最高水位计；

d_u——上覆非液化土厚度（扣除淤泥及淤泥质土），m；

d——基础埋深（m），不超过2m时按2m计；

d_0——液化土的特征深度，m。亦即图7-70中分界线在d_u轴上的起始值。对7度、8度、9度烈度区分别采用：粉土为6m、7m、8m；砂土为7m，8m，9m。

当d_w及d_u之值符合上述三式之一时，即可不考虑液化影响。否则需进一步判别。

由图7-65及式（7-16）～式（7-18）可以看出，当上覆非液化土层厚时即可不考虑液化影响，因为非液化土层抑制喷冒，当地下水位深时亦可起抑制喷冒的作用，即使土液化了也不会喷出地面，减轻了液化危害，故在设计中可不考虑液化影响。

在基础埋深大于2m的场合，实际震害中常发现沿基础侧面发生喷冒，尽管此时上覆非液化土的厚度满足图7-65的要求。产生此情况的原因如图7-66所示，即虽然基础外因上覆非液化土较厚，不产生喷冒，但基础底面至液化层面的距离太小，液化后变软的下卧层

承受不了基础荷载而变形，持力层发生冲剪破坏，液化土沿裂缝喷冒。为了保证埋深大于2 m的基础与埋深为2 m的持力层具有同样的抗剪裂能力，应在埋深大于2 m时，采用式（7-16）～式（7-18）确定必须的d_u及d_w，或用修正后的d_w和d_u查图7-65确定。

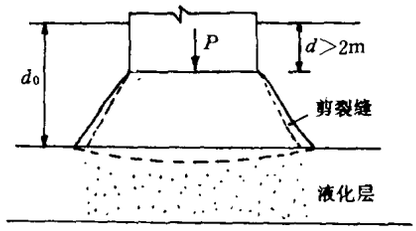


图 7-66 基底距液化层近时持力层的剪裂

2.标准贯入试验判别

凡不符合初判不液化标准的场合，应按式（7-19）进一步判别。当有依据时也可以采用其他判别方法。

当实测标贯锤击数（未经杆长修正）$N_{63.5}$值小于按式（7-19）确定的临界值N_{cr}时，则应判为可液化土，否则为不液化土。

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(d_s - d_w)]\sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \qquad (7-19)$$

式中 d_s——标准贯入点深度m；

d_w——地下水位深度，m；

ρ_c——土中粘粒含量，%，当小于3时取3；

N_0——基准贯入锤击数，对7、8、9度的近震分别取6、10、16；对7、8度远震分别取8、12。

须说明几点：

1）不论初判或标贯判别中，所谓液化都是指场地已发生喷冒等明显液化迹象而言者，至于那些虽液化而未喷冒的场地因为无法确知，也就无法纳入液化场地的统计中，但所幸者如果没有喷冒一般震害也有喷冒时为小，因而引起严重的谬误的概率不算大。

2）规范经验公式的判别成功率一般达到90%以上，但不是100%。由于地震中包含的不确定因素太多，再加上标贯，土工试验等各方面的可能错差，要达到100%的保证率实际很难，保证率达到90%已满足工程要求。

3）经验公式适用于自由场地，严格讲对建筑物基础旁的液化判别并不适用，因为建立公式的原始资料多是自由场地来的，如果要考虑建筑物的影响，还须要今后做工作。

4）经验公式适用于15m范围内，要判别更深处的土是否液化（如设计桩基的场合），一般要采取其它方法进行判别，这是因为在深层液化方面积累的经验较少，把握不大之故，绝大多数的液化实例的液化深度不超过15m，因而液化判别式本身主要是根据15m以上深度的实际震害资料建立的。日本采用的液化深度为20m，但有关权威人士认为日本同样缺乏深层液化的实际震害资料，采用20m主要也是由安全角度而设的。

5）初判条件是大量液化与非液化场地的对比资料中总结得到的。如图7-67就是上覆非液化土层厚度与地下水位的调查结果。可以看出对8度区，覆盖的非液化土层厚度大于7 m时，则不再有液化喷冒发生。对其他烈度区也可得出一一对应的结果。据此，汇总后得到图7-65的结果。

临界标贯公式（7-79）也由类似的方法得来。其主要依据是图7-68。为得到式(7-19)，首先根据以往经验确定液化临界标贯的公式表达形式如下：

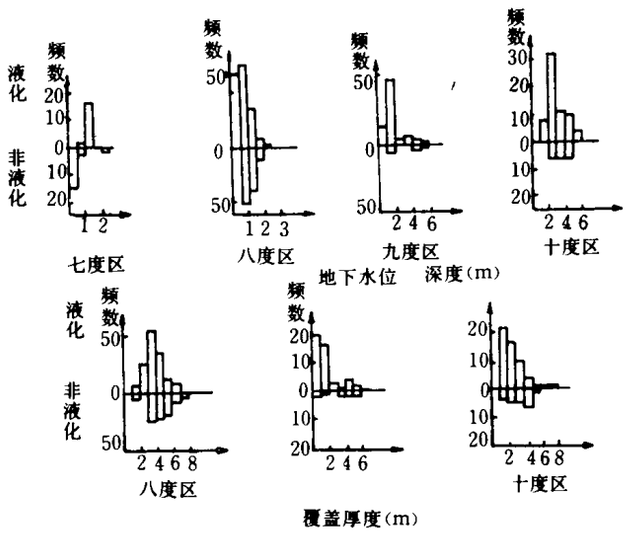


图 7-67　液化区与非液化区水位和覆盖厚度频数分布图（粉土）
（横座标以上为液化组，以下为非液化组）

$$N_{cr}=N_0\left[0.9+0.1\left(d_s-d_w\right)\right]\frac{1}{\beta\rho_c} \tag{7-20}$$

式中的分子是78年颁布的抗震规范的砂土液化判别式稍加变化而来；ρ_c为粘粒含量；β代表粘粒含量对临界标贯的影响，是待定系数。将实际标贯值代替N_{cr}，再将实际场地的N_0，ρ_c、d_s及d_w诸值代入上式，反求β值。对液化场地与非液化场地的β值用不同符号表之，绘成图7-68。定出不同类的β 散点的大致分界线如图中直线所示。分界线以上是绝大多数液化点，线以下则为绝大多数非液化点。由分界线的斜率求出$\frac{1}{\beta\rho_c}=\left(\frac{3}{\rho}\right)^{\frac{1}{2}}$。此式决定的$\beta$即为液化临界标贯$N_{cr}$公式中所求之值。

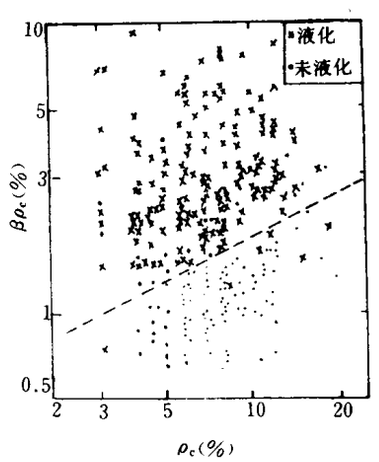


图 7-68　β散点图

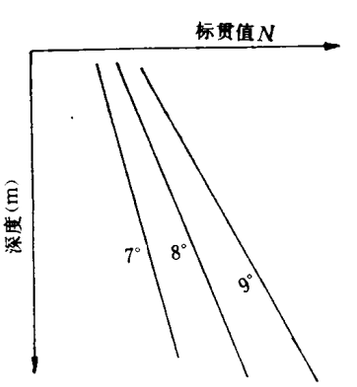


图 7-69　砂土的临界标贯随深度的变化

如果意图提高临界标贯公式对液化的判别成功率，可将图7-68中的分界线向下移，但如此一来则会将不少不液化的情况判为液化，降低了对不液化情况的判别成功率，增加了建设费用。

图7-69表示对砂土进行判别时，7度、8度和9度区的液化临界标贯值随深度的变化

都是一条直线。

二、铁路工程抗震设计规范的液化判别法

铁路抗震规范的液化判别法所依据的现场资料大体与建筑抗震规范相同，但临界标贯随深度的变化不是直线而是曲线。其表达式如下：

$$N_{cr} = N_0 a_1 a_2 a_3 a_4 \tag{7-21}$$

式中 N_0 ——当深度为3 m，地下水位深度为2 m，上覆非液化土厚为2 m及$a_4 = 1$时的临界标贯值。当烈度为7度、8度、9度时分别为8、12、16。

a_1——地下水埋深d_w（m）的修正系数：

$$a_1 = 1 - 0.065(d_w - 2) \tag{7-22}$$

当地面常年有水且与地下水有水力连系时，取d_w为零。

a_2——深度d_s（m）的修正系数：

$$a_2 = 0.52 + 0.175 d_s - 0.005 d_s^2 \tag{7-23}$$

a_3——上覆非液化土厚度d_u（m）的修正系数：

$$a_3 = 1 - 0.05(d_u - 2) \tag{7-24}$$

对深基础，$a_3 = 1$。

a_4——粘粒含量ρ_c（%）修正系数：

$$a_4 = 1 - 0.17\sqrt{\rho_c} \tag{7-25}$$

a_4也可按下列数取值：砂土1.0；粉土0.6；塑性指数小于10的土，0.45。

深度修正系数a_2与其他方法的比较见图7-70。可以看出在深度10m以内，与其他方法相近并接近统计结果；10m深度以下与Seed法（见后）相近，即与地震反应分析的理论相近，而与建筑抗震规范的直线相差较多。由于10m以下的液化实际资料较少，目前难以与实际对比。

a_3对深基础取1，对浅基则随d_u的增加而增加。其理由是对浅基而言，d_u增加则可抑制喷冒从而对减少基础的液化沉降有利，但对深基础，旁侧土层是否喷冒，对其影响不大。故取$a_3 = 1$。

粘粒修正系数a_4的求法与图7-68相类似，即将已知场地的N_0、a_1、a_2、a_3及实际标贯N代入式（7-21）中，反算a_4，再由液化与非液化点的分界线求出临界的a_4，即为所求。

铁路抗震规范中还提出了由静力触探结果判别液化的公式。静探与标贯一样能综合反映土的物理力学特性，且试验误差小、灵敏度高，能连续测出土性沿深度的变化，劳动强度低而工效高、费用低。因而被认为是一种优于标贯的原位测试方法。我国从1978年就由铁道科学研究院周神根等提出了液化的静探（单桥）判别法。目前美、日等国也正在进行静探的液化判别研究。

铁路抗震规范的静探液化判别法如下：

液化条件为：$P_s < P_s'$ （7-26）

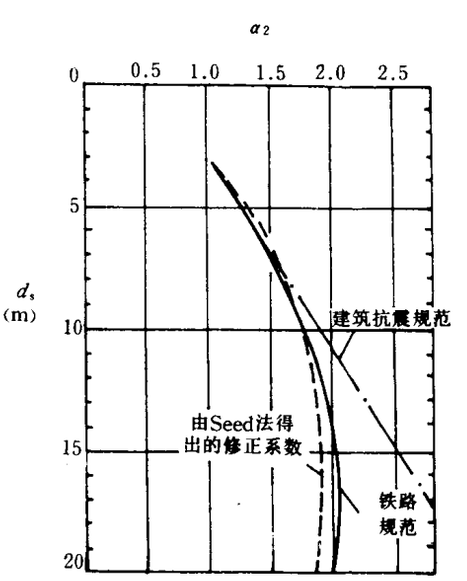


图 7-70 几种方法的a_2值比较（周神根）

$$P'_s = P_{s0} a_1 a_3 \tag{7-27}$$

式中　P_s——实测静探阻力，MPa；

P'_s——临界静探阻力，MPa；

P_{s0}——当d_w为2m，d_u为2m时，砂土的液化临界贯入阻力P_{s0}（MPa）值应符合下列规定：

设计烈度7度时为5～6，8度时为11.5～13，9度时为18～20。

P_s应符合下列的规定：

（1）砂层厚度大于1m时，应取该层贯入阻力平均值作为该层的P_s值。当砂层厚度小于1m，且上、下层为贯入阻力较小的土层时，应取较大值作为该层的P_s值。

（2）砂层厚度较大，力学性质明显分层时，应分别计算分层的平均P_s值。

铁路抗震规范液化判别法的特点是临界标贯及临界静探阻力均随深度呈曲线变化，一般认为这比直线合理。因为地震反应分析得到的地震剪应力随深度的变化是曲线的；另一方面，如果液化临界值随深度的增加越来越大而不趋向于收敛，则实际震害中应有较多的深层液化资料，但实际情况是各国都不曾获得较多的深层液化资料。

三、天津地基基础规范方法

天津地基基础规范的液化判别方法是按波速进行判别。此法与静探判别一样属于迅速发展的方法，尽管目前其所拥有的实际场地资料较标贯法为少，但其发展前景正佳。剪切波速是土的一个重要特性，与土的其他特性指标间有密切关连，特别在土的动剪切模量测定、场地分类及地震反应分析中有极重要作用。波速测试的劳动强度低，误差小，目前正在迅速发展的无孔探测法更不必钻孔，用于液化判别更可以省却静探或标贯的费用。

天津地基规范的液化判别式为：

$$v_{scr} = K_v (d_s - 0.0133 d_s^2)^{0.5} \tag{7-28}$$

式中　d_s——测点的深度，m；

v_{scr}——饱和粉土液化临界剪切波速，m/s；

K_V——系数，当烈度为7度及8度时，分别取42及60。

上式仅用于粉土，因为该式建立所依据的原始资料中没有砂土，主要是按天津地区的粉土液化资料建立的。

由式（7-27）可以看出液化临界波速V_{scr}是随深度变化的二次曲线。

四、Seed简化判别法

此法在国外应用很广，是著名的液化判别法之一，其基本概念是先求出地震作用在不同深度的土处产生的剪应力，再求出令该处发生液所必需的剪应力（液化强度），如果地震剪应力τ_e大于液化强度τ_l则该处将在地震中液化。

假定地震剪应力由竖直向上传播的剪切波产生。某个深度为z，重度为γ(水下时为饱和重度）的土柱在地表最大加速度a_{max}作用下产生剪切运动。设土柱为刚体（图7-71），则其上的最大剪应力由牛顿第二定律求出：

$$\tau^{刚} = \frac{\gamma z}{g} a_{max}$$

由于土柱实际是可变形的，故最大地震剪应力应较刚体的为小，等于上式乘以某个折减系数r_d。根据地震反应分析求出各类土的r_d的变化范围如图7-72所示。在地表下13m

（40ft）范围内采用r_d的平均值时所产生的误差小于5%。故一般均采用图7-72中虚线所示的平均r_a。在此范围内土中的地震剪应力可按下式计算：

$$\tau_l = 0.65 \cdot \frac{\gamma z}{g} \cdot a_{max} \cdot r_d \qquad (7-29)$$

式中的0.65是将随机震动转换为等效均匀循环振动而设。

至于土的液化强度应由动三轴或动直剪试验求出土的液化强度曲线（图7-45），并按该地震级所对应的等效循环数查出对应此循环数的液化强度τ_d。如有

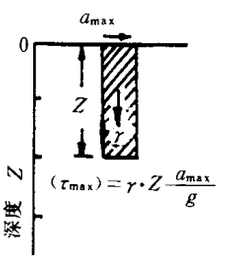


图 7-71 刚体受水平振动

$$\tau_d > \tau_l$$

则为不液化，否则该深度的土为液化。由此定出可能液化的土层位置。

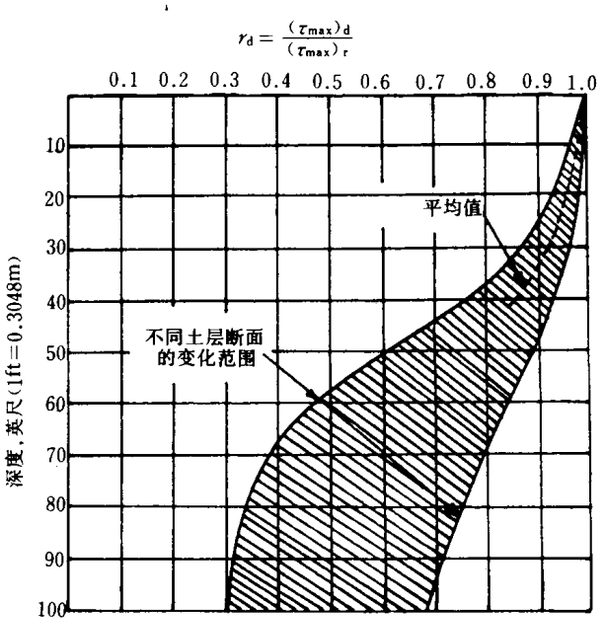


图 7-72 刚体地震剪应力折减系数r_d

五、岩崎-龙冈方法

此法是日本广泛采用的方法，为日本道路桥抗震设计规范[8]所采用，并为其他部门所重视。此法是以经验和室内试验资料为依据建立的，其基本概念与Seed简化法相近，即以地震剪应力与液化强度相比较，当地震剪应力大于液化强度时即认为该处液化。

土的液化强度按下式求算：

$$R_l = \frac{\tau_d}{\sigma'_v} = 0.0042 D_r \qquad (7-30)$$

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \qquad (7-31)$$

式中 R_l 称为液化强度比，即液化强度τ_d与竖向有效应力σ'_v之比；D_r及N分别为土的相对密度及标贯值。将式（7-31）代入式（7-30），则

$$R_l = 0.082 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \qquad (7-32)$$

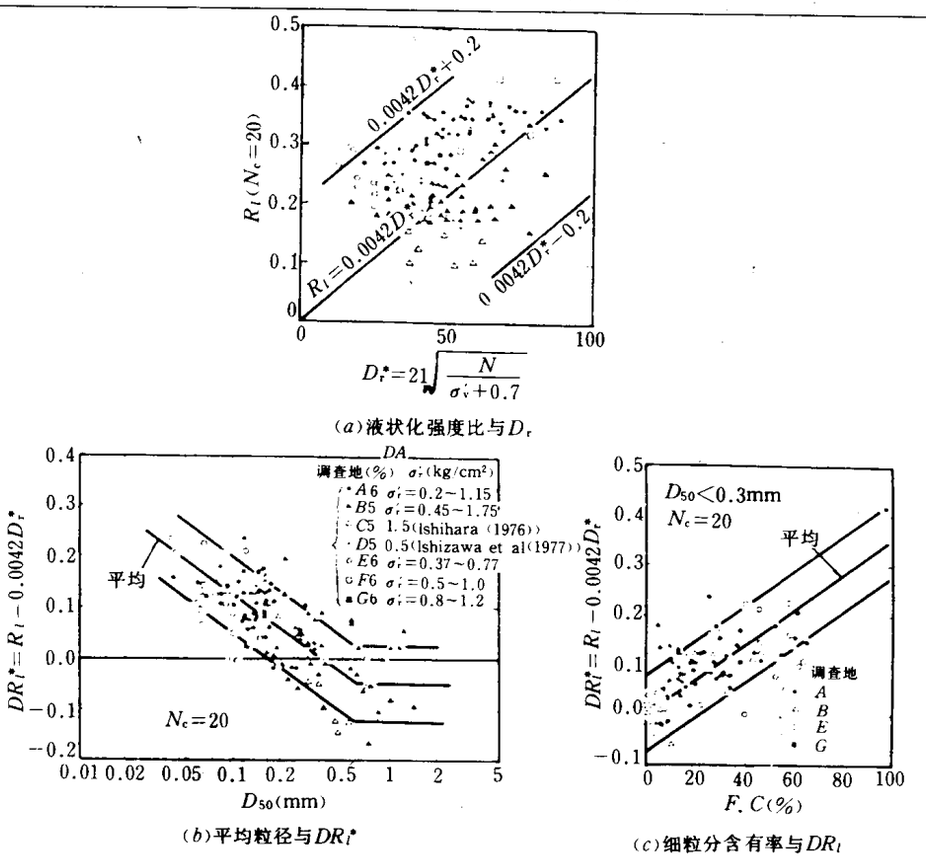


图 7-73　岩崎-龙岗方法的背景材料[8]

在式（7-31）及式（7-32）中σ_v'应以kg/cm²代入。

由于粗粒土与细粒土的性质有异，故对不同平均粒径的土上式可以更精确一些：

当$0.04<D_{50}\leqslant 0.6$mm时

$$R_l=0.00882\sqrt{\frac{N}{\sigma_v'+0.7}}+0.225\log_{10}\frac{0.35}{D_{50}} \tag{7-33}$$

当$0.6\text{mm}\leqslant D_{50}\leqslant 1.5$mm时

$$R_l=0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_v'+0.7}}-0.05 \tag{7-34}$$

式中D_{50}是平均粒径。公式的来源可见图7.73的散点分布图及其包线与平均值直线。

求算地震剪应力的方法基本采用Seed的刚性土柱的假定，但在折减系数y_a上稍加修正。岩崎-龙冈根据对不同土层剖面进行地震反应分析的结果，建议按下式求y_a：

$$y_a=1-0.015z \tag{7-35}$$

由此，地震剪应力τ_l为：

$$\tau_l=(1-0.015z)a_{max}\cdot\frac{yz}{g}$$

等式二边除以σ_v'，并定义$\frac{\tau_l}{\sigma_v'}=L_{max}$，$L_{max}$称为地震剪应力比。故得：

$$L_{max}=(1-0.015z)\frac{a_{max}}{g}\cdot\frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \tag{7-36}$$

式中 $\sigma_v = \gamma z$，为深度 z 处的竖向总应力，而 σ'_v 为有效应力，$\sigma'_v = \gamma' z$，γ'——土的天然重度，对水位以上的土 $\gamma = \gamma'$，对水下的土 $\gamma' = \gamma - 1$。

定义 $F_L = \dfrac{R_l}{L_{max}}$ 为抗液化安全系数。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{当} & F_L > 1，\text{不液化} \\ & F_L < 1，\text{液化} \end{array}\right\} \qquad (7-37)$$

六、剪应变判别法

Y．Yokel、R．Dobry、R.S.Ladd 等人提出了这一方法。我国的石兆吉等对此法又进一步发展。这一方法以其独特的剪应变控制孔压的见解而深为科技界重视。

Y．Yokel 等人认为和动剪应力相比，用动剪应变判断液化势更为简便，合理和可靠。因为动剪应力与相对密度，静固结比，制备土样方法等有关，变化范围较大，而动剪应变幅 r 与孔压比的关系却较稳定，几乎不受砂土类型、相对密度、固结应力和土样制备方法的影响，如图7-74和图7-75所示。而且，当 $r < 10^{-2}\%$ 时，土中无孔压发生。因之，可将 $10^{-2}\%$ 作为临界动剪应变幅，小于此值时，土中不产生孔压，当然更谈不到液化。Dobry 等人将此值作为判别液化的标准。根据研究，对许多砂而言，当临界剪应变时有存在下列关系：

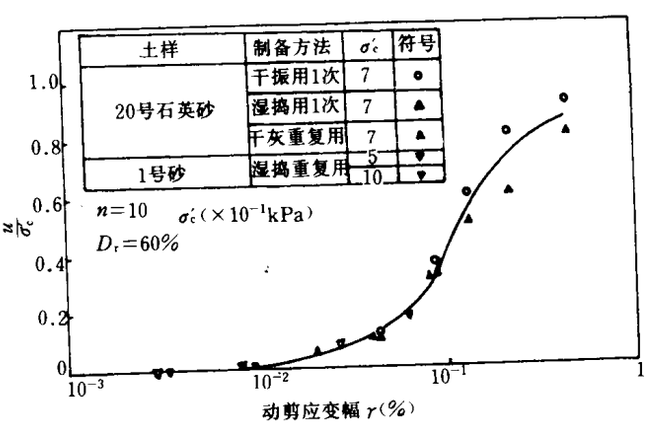


图 7-74 不同土样，不同制备方法，不同固结压力的应变控制动三轴试验（Dobry和Ladd, 1979）

$$\left(\frac{G}{G_{max}}\right) \cong 0.75 \qquad (7-38)$$

将Seed简化法的公式（式7-29）中的 τ_e 用 $G_{max}\left(\dfrac{G}{G_{max}}\right) r_e$ 来代替，则可得到水平地面下 z 深度处的等效剪应变 r_e 公式：

$$r_e = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v \cdot r_d}{G_{max}\left(\dfrac{G}{G_{max}}\right)} \qquad (7-39)$$

将式（7-38）代入上式，则有：

$$r_e\ (\%) = 0.87 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v \cdot r_d}{G_{max}} \qquad (7-40)$$

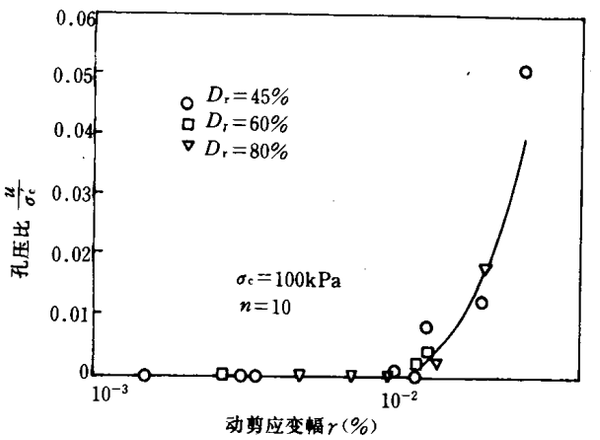


图 7-75　孔压比与应变的关系（Dobry等，1979）

式中G_{max}为最大动剪切模量，其他符号见式（7-29）。G_{max}可由原位波速法测得。故上式也可以写成：

$$r_e(\%) = 0.87\frac{a_{max} \cdot \sigma_v}{\gamma_z \cdot v_s^2} r_d \tag{7-41}$$

式中　γ_z——z深度处土的自然重度；

v_s——该土的剪切波速度；

对7、8、9度地区，a_{max}可分别采用0.1g、0.2g及0.4g。代入（7-41）式即可求得地震等效剪应变r_e(%)。若求出的$r_e < 10^{-2}$%，则不液化。若$r_e > 10^{-2}$%，则应进一步考察土的液化可能性。

由于式（7-41）中有剪切波速v_s，故该法也称为液化的剪切波速判别法。

石兆吉、王承春等考虑到Dobry等人的方法中用刚产生孔隙水压时的剪应变作液化判别标准未免太保守，因而他们建议采用孔压比为1时的剪应变为液化判别标准[45]。他们的方法如下：

地震剪应力按Seed简化公式（7-29）：

$$\tau = 0.65\frac{a_{max}}{g}\sigma_v \cdot r_d \tag{7-29}$$

式中　$\sigma_v = \rho g d_s$（ρ为土的质量密度；d_s为点的埋深，g为重力加速度）；r_d为剪应力折减系数，按照深度d_s的不同而变，取图7-72中的平均值时：

$$r_d = 1 - 0.0133 d_s \tag{7-42}$$

令r为剪应变，相应于它的剪模为G，则：

$$r = \frac{\tau}{G} \tag{7-43}$$

而

$$G = G_{max}\left(\frac{G}{G_{max}}\right) = \rho v_s^2\left(\frac{G}{G_{max}}\right) \tag{7-44}$$

综合以上四式，则可得到：

$$v_s = \left[\frac{(a_{max}/g)g \cdot d_s \cdot r_d}{r \cdot (G/G_{max})}\right]^{\frac{1}{2}}$$

液化时的剪应变的变化范围约在（1～10）%之间，其平均值约为2%。取$\frac{G}{G_{max}}$-r的经验关系为：

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{(7.61 + 1400r)}$$

当r= 2%时，$\frac{G}{G_{max}} = 0.02808$。代入上式后可得剪应变达到液化临界剪应变值2%时的临界剪切波速v_{scr}公式：

$$v_{scr} = 132.17\left[\frac{a_{max}}{g}(d_s - 0.0133d_s^2)\right]^{\frac{1}{2}} \qquad (7-45)$$

若对7，8，9度地区，分别取$\frac{a_{max}}{g}$ = 0.1，0.2及0.4，则液化临界剪切波速可表为：

$$v_{scr} = \bar{v}(d_s - 0.0133d_s^2)^{\frac{1}{2}} \qquad (7-46)$$

式中 $\bar{v}$对7、8、9度地区分别取42，60及84。式（7-46）也就是天津地基规范的液化判别式（7.27）此式的液化判别成功率为90%，未液化的判别成功率为85%。

七、相对密度判别法

根据宏观震害总结的经验，曾提出过不少按相对密度判别砂土液化的标准，下面所述即其二例：

1.美国Seed提出的标准如表7-9。

液化可能性与相对密度D_r关系 **表 7-9**

最大地面加速度	可 能 液 化	液化可能性取决于土的类型及地震大小	不 可 能 液 化
0.10g	$D_r < 33$	$33 < D_r < 54$	$D_r > 54$
0.15g	$D_r < 48$	$48 < D_r < 73$	$D_r > 73$
0.20g	$D_r < 60$	$60 < D_r < 85$	$D_r > 85$
0.25g	$D_r < 70$	$70 < D_r < 92$	$D_r > 92$

注：g—重力加速度。

2.水利水电工程地质勘察部门提出的判别标准如表7-10。

液化临界相对密度表 **表 7-10**

烈 度	6度	7度	8度	9度	10度
相对密度	65	70	75	80～85	90

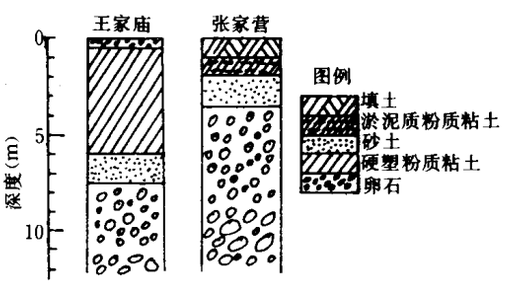
第八节　液　化　减　震

震害经验表明，砂土液化是最主要的地基震害，但液化土层又有减震作用，能减轻其上的刚性建筑物的惯性力引起的震害。在强震中这种减震作用带来的利益与液化带来的破坏相比究竟何者为主，这倒是个还未解答的问题。现在对液化破坏的研究深度远远超过对液化减震的研究。对后者多限于宏观现象描述，很少更深入的探讨，然而即使由这些宏观震害的描述，也可以看到液化减震作用可以带来很有意义的效果：

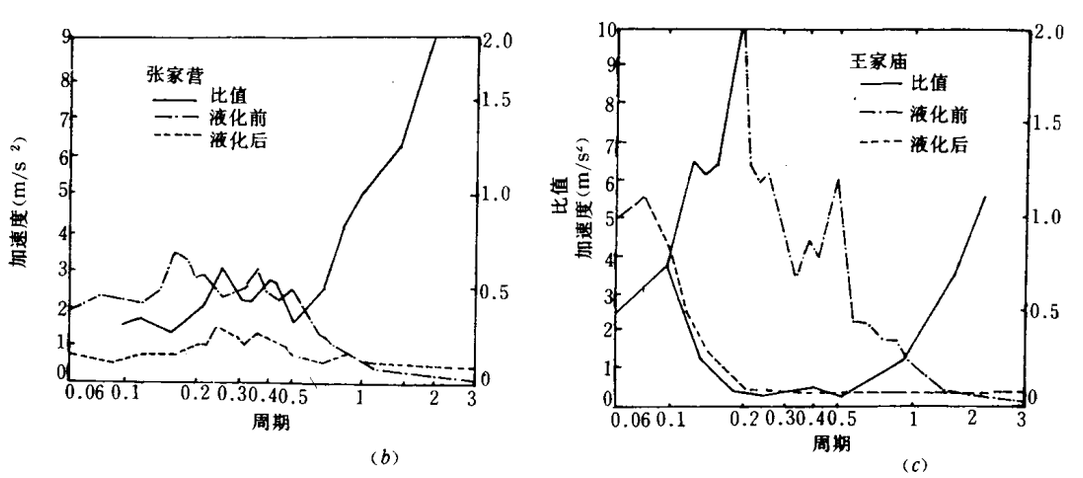
产生液化的场地往往比同一震中距的未液化场地的宏观烈度要低。1964年新泻地震$M=7.4\sim7.5$，但其宏观烈度仅相当于8度。受灾最重的区域房屋倒塌者少而主要是液化产生的不均匀震陷和倾移、滑移，无形中保全了不少人的生命。

1980年南斯拉夫的蒙特内哥罗市发生地震（$M=7$），地面多处喷水冒砂，房屋下沉40cm左右，但房屋上部结构却无损坏。大约一个月后该市又遭到一次强度略低的地震，地面喷冒未见，房屋也无明显下沉，但上部结构却大量破坏。分析认为，第一次地震时因为发生液化减震效应，从而结构遭到的地震惯性力较小，但第二次地震时，砂土经过第一次地震后密度变大，在第二次地震时未液化，没有减震效应，虽然地震强度较低却导致上部结构的大量破坏。

1970年我国云南通海地震中，曲江地区的张家营、王家庙等10个村庄由于液化减震效



(a)



(b)　　(c)

图 7-76　液化前后的地面反应谱

（a）地质剖面；（b）张家营；（c）王家庙（田启文等，1976）

应，其震害比附近非液化地区要轻得多，图7-76为液化前后的地面反应谱的对比及地质剖面。可见对周期小于1.0s的结构，液化后的反应比液化前小。

图7-77是新泻液化场地某公寓地下室内获得的地震记录。它不同于非液化场地上同类记录之处主要在于记录的后半段的振动周期明显加长，幅值较小。此点被认为是土层液化后有滤波作用之故。地震波自下而上通过该层时高频波被大大削弱，传至地面的主要是波的组成中的长周期部分。这一特点使大部分短周期结构遭到的上部结构震害比非液化场地上的同类结构要轻。

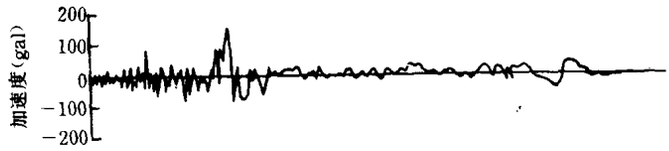


图 7-77 新泻液化场地的地震实测记录

海城地震中处于液化区的榆树农场、水源公社等地区的农村房屋倒塌情况均比非液化的相邻地区轻；唐山地震中天津附近处于10度区的稻地公社为非液化区，其房屋倒塌远较相邻液化区的宣庄严重，五百多间房屋包括质量很好的原军阀住宅在内全部倒塌，而宣庄的房屋只倒塌50％左右。街道两侧房屋严重倾斜，下沉达 1 m以上，但斜而未倒。

唐山地震中唐山、乐亭等地民间广为流传“湿震（指液化）不重干震重”的民间抗震经验，说明广大群众已认识到液化减震现象及与自身利益的关系，人云：“幸得有液化，否则人与房子都保不住了。”

从抗震的设防原则方面考虑，对液化的双重效应——加重地面破坏与减少上部结构破坏——应该进行充分研究，以便查清上述双重效应带来的经济与社会后果，并作出比较，从而可以决定在何种情况下应彻底消除液化危险，在何种情况可考虑保留一部分液化层。

李学宁等（1990，文献[31]）用多层剪切砂箱在水平振动台上研究了液化减震机理，并进行了一维有效应力地震反应分析。

综合多次砂箱减震试验及分析的结果，得出几点认识：

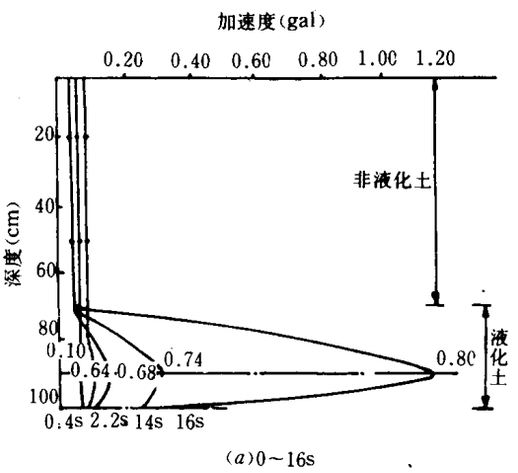
（一）土表加速度峰值出现在液化前，土中最大孔压比在0.5～0.6时。此时地表加速度远比输入加速度小，约为输入加速度的0.41～0.65倍。而初始密度基本相同的干砂受到相近强度的震动时，地表加速度放大率则为1.63～2.03,即液化土与干砂相比,地表振动减小了$\frac{2}{3}\sim\frac{3}{4}$（表7-11）。

（二）土液化后减震效果更好，此时地表加速度只有输入值的$\frac{1}{10}$左右（表7-11）。理论计算结果与实验定性一致。

（三）加速度随深度的变化。

1.在上层为不液化土，下层为液化土的双层地基内，不液化层中加速度沿深度变化甚小；可液化层范围内的加速度变化很大，振动开始时与上部不液化土层相近，但随着振次的增加，孔压与加速度急剧增长（图7-78）。

2.在可液化土层中首先是浅层孔压比达到0.5～0.6，开始减震。随后孔压比的峰



(a)0～16s

图 7-78　加速度随深度的变化等时线
(曲线旁数字为孔压比)[31]

值向深处发展。在某个深度达到液化后，在该深度以上部分土中加速度趋于减小，减震明显。

3. 不论是单一的可液化地基或是上层不液化下部残留液化层的双层地基，在可液化层中最大孔压比达到0.6以后，加速度就随孔压的增加急剧增长。但最大加速度出现在孔压比为0.75～0.82的狭窄范围内，且在加速度峰值出现后几乎立即陡降（图7-79）。然后转移到更深的地方。

(四)剪应变变化

实验证明，可液化土的最大剪应变达到10^{-1}～10^{-2}量级，而不液化土的剪应变为10^{-4}量级，相差数百倍。由图7.80可看出最大剪应变与最大加速度是同时出现的,因而可以说：孔压上升使土软化，导致剪切模量降低剪应变与振动加速度剧增。最大的剪应变发生于孔压比为0.72～0.82之处。此时塑性变形消耗了很多振动能量，传至该深度以上的剪切波削弱，在孔压比为0.85～1.0时，剪应变反趋下降，软化区向下转移，下面的土层成为主要耗能层，减少了上部的波。这样软化层不断转移，通过很大的塑性变形消耗振动能量，传到地面的振动就越来越少。

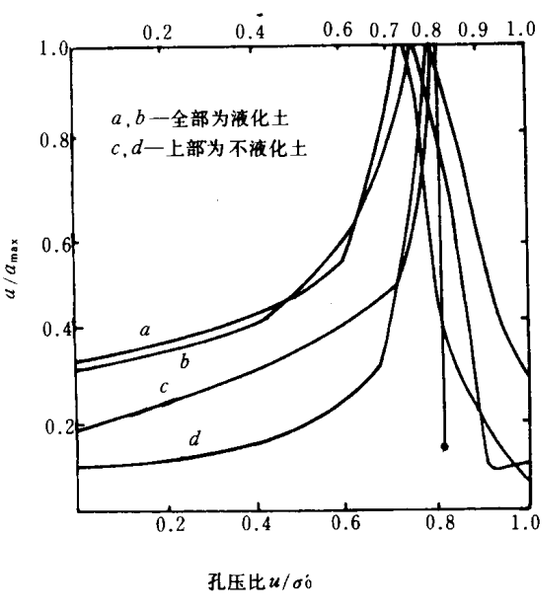


图 7-79　加速度比值与孔压关系
(a_{max}为最大加速度；a为其他孔压比时的加速度)[31]

经过可液化层之后，部分长周期的波仍可传至地面，主要原因可能是：(1) 液化后的土属于颗粒密集的“悬浊液”,受振时仍有许多颗粒间的碰撞与摩擦，只是其抗剪强度已与液化前有别；(2) 周围容器或液化区域四周非液化土或未液化土的影响。由于这些束缚，

液化中的土不仅受到剪切波作用，也从侧面接收振动波；（3）水的粘滞抗剪作用。由于这类原因，液化场地在土层液化后地面加速度不为零，只是振动周期加长，峰值加速度大大降低。

（五）根据一维有效应力程序计算（迁安波，输入加速度172伽），液化层的深度不同对地面反应谱的谱值有影响，但谱形相似。改变液化层的厚度则可同时改变反应谱谱形与谱值。液化层越厚则谱峰一般越低，而长周期部分的谱值越高，说明液化层与软土层的行为相近，因而液化减震作用对短周期结构常是有效的；对长周期结构则液化层厚较大时反有增震作用。

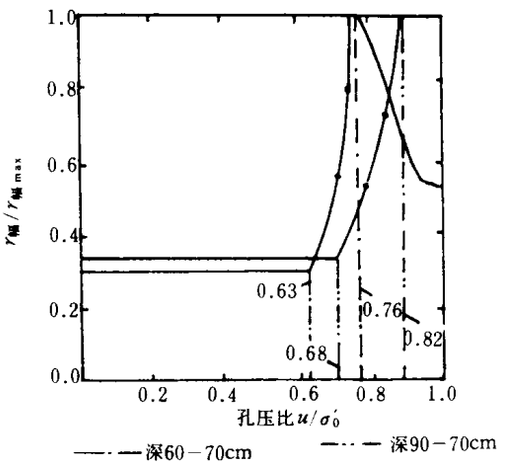


图 7-80 10cm范围内平均剪应变与孔压关系[31]

模型地基减震情况 表 7-11

地基模型类型		试验方案	初始密度（%）	地表峰值加速度出现时				土液化后			地表最终沉降（mm）
				地表加速度（g）	台面加速度（g）	放大率 β_0	可液化土孔压比	地表加速度（g）	台面加速度（g）	放大率 $\frac{a_{地面}}{a_{台面}}$	
干砂		A1	15～16	0.320	0.158	2.03	0	—			
		A2	15～16	0.468	0.240	1.95					10.0
		A3	15～16	0.490	0.30	1.63					10.2
残留可液化层地基	上部60cm非饱和砂	C1	15～16	0.155	0.263	0.589	0.53～0.54	0.039	0.316	0.123	10.7
		C2	21	0.231	0.363	0.636	0.51～0.57	0.071	0.698	0.101	10.8
	上部60cm排水桩	D2	15～16	0.070	0.120	0.583	—	0.019	0.180	0.106	10.1
		D3	—	0.080	0.128	0.625	0.53～0.57	0.032	0.370	0.086	10.9
全饱和液化地基		B1	15～16	0.080	0.193	0.415	0.55～0.57	0.032	0.290	0.110	17.2
		B2	24	0.170	0.260	0.654	0.56～0.58	0.057	0.780	0.073	18.7

田启文等❶对前面提到的张家营与王家庙两液化场地进行了理论分析。分析用集中质量法，输入Taft地震记录，液化后的模量与阻尼取应变为10%时的值。得到的地面反应谱如图7-82所示。可看出这两个场地液化后的反应谱在很大范围内比液化前都有明显降低，即对多数结构均有减震作用。王家庙的液化层较深，减震效果更好一些。这结果与宏观房屋震害相符。但图中当结构周期小于0.1s及大于1s时液化后有增振现象。

❶ 田启文等：砂土液化对地震的影响，中国科学院工程力学研究所，1976。

从工程观点看保留2～3 m厚深度在5 m以下的液化层对一般丙类多层建筑是可行的。一方面由于不必加固至最大液化深度而可以节约投资，另一方面设计地震力仍按非液化场地考虑，实际结构安全度有所增加，而2～3 m厚的液化固结沉降约为层厚的1～2 %(天津震害经验）也是结构可以承受的。

第九节　砂土和软土的震陷

震陷是地震引起的土的竖向残余变形。它给建筑和结构带来很大危害并且是衡量工程结构最终是否丧失功能的最主要指标。因此已有越来越多的研究涉及此领域。

震陷可能由于下列几种原因造成：

(一)残余体积变形　由于排水或排气，土的总体积产生不可恢复的改变，例如水平地面在地震下产生的地面下沉等。

(二)残余的土体形状的改变　在土体积不变(不排水)条件下，因土的侧胀或剪切变形导致竖向残余变形。根据多次不排水动三轴试验的经验，在均压固结时，动应力几乎不会导致残余变形，只产生可恢复变形，但在偏压固结时，却产生明显的残余变形且为压缩变形（图7-81）。在图7-81中可恢复应变为ε_e，不可恢复的残余应变为e_P，而e_T则为总应变。震陷即为e_p产生的。由此可知在不排水条件下均压固结时不产生震陷，偏压固结时才产生震陷。二者的主要差别则在于试样中有无初始静剪应力。可以说，不排水情况下静剪应力是产生震陷的必要条件，而动、静剪应力的共同作用是出现震陷的必要与充分条件。

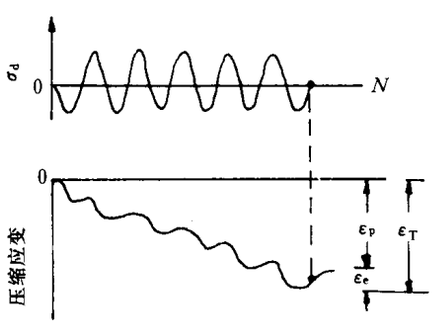


图 7-81　偏压固结下的变形

(三）喷水冒砂的水土流失导致的震陷　由于喷孔的距离及深度，震动强度及持时方面有许多不定因素，因而喷出的水土数量很难预测。这种原因的震陷有很大的不均匀性。喷孔附近震陷大，甚至形成空洞，而远离喷孔处震陷小，土比震前更密实。

以下按砂土与软土分别讨论它们的震陷特性。

一、饱和砂再固结体应变

砂土层在地震中受地震剪应力作用，有变密的趋势，能导致可观的震陷。中外历次大地震中常不乏这类报导。表7-12是部分天然砂层在地震中产生震陷的资料，最大的震陷量约为土层厚度的10%。一般不超过5 %，常见的在2 %以下。

干砂层的震陷与砂的密度、地震震级有关。土越松，震级越大则相对震陷（震陷与土层厚度之比）越大。但天然情况下厚度很大的干砂层多在干燥的砂漠地区,其他地区不多。因而干砂的震陷对工程的意义不及饱和砂。

饱和砂层在地震剪应力作用下产生剪切变形并有变密的趋势，由于水分来不及排出，体应变转化为孔压。地震消逝后孔压逐渐消散（固结）体应变方才得完成。K．L．Lee(1974)、Nagase与Ishihara（1988)、石兆吉等(1989）均研究过饱和砂再固结体应变问题。

Nagase与Ishihara在可输入随机波的振动扭剪仪上用6种不同的地震波输入，进行单

地震引起的自然砂层的震陷　表 7-12

序　号	主要情况	饱和状态	是否液化	（震陷量/土层厚度）或震陷量	来　源
1	Toknankai地震，（日本），Naguya，松砂，厚8～16m	饱　和	液　化	～5%	Kishida
2	Fukui地震，日本，1948。Maruoka地方6～8m厚松砂	饱　和	液　化	4～5%	Kishida
3	Alaska地震，美，1964，468英尺厚的冲积层	饱　和	（不明）	0.5%	Grantz
4	Tokachioki地震，日本，1967，Hachino-ne地区，松砂，20m厚	饱　和	可能液化	0.5～2%	Ohsaki
5	厚5m的湿填积砂	饱　和	可能液化	10%	
6	天津汉沽富庄大队，唐山地震，粉土及粉质粘土，震陷面积1.5km²	饱　和	液　化	震陷量2.6～2.9m	刘恢先：唐山大地震
7	唐山地震，唐山、滦县滨海地带，长数百公里	饱　和	液　化	震陷量0.5～1.0m	方鸿琪、王钟琦

方向与多方向的剪切试验（图7-88）[16]。试验时砂的相对密度D_r = 47%～93%。试验结果表明，对一定密度的砂而言，体应变与孔压间的关系是唯一的，不取决于剪切方向是单向或多向。只要达到一定的孔压则必对应某一体应变（图7-82）。

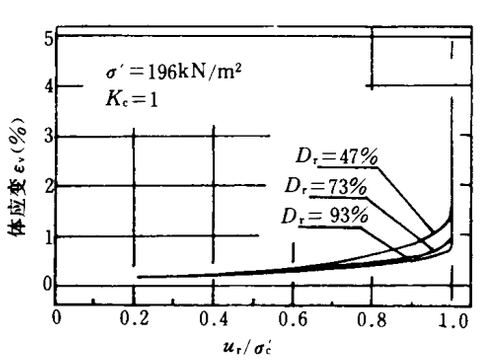


图 7-82　单向与多向剪切试验时孔压与体应变关系（石原等）[16]

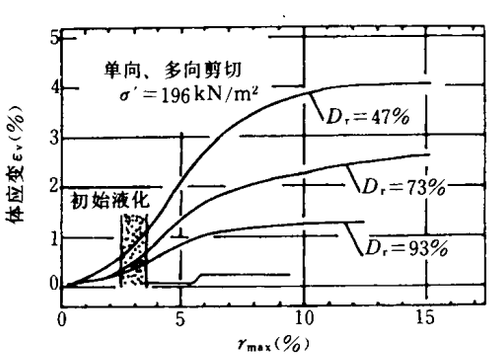


图 7-83　再固结体应变与最大剪应变关系（石原等）[16]

由于剪应变与孔压间有相关性，因而剪应变与体应变间的关系也是唯一的。图7-83是不同密度的土的体应变与剪应变的关系曲线。可以看出，液化前后体应变的变化规律稍有不同，液化后体应变远大于液化前但曲线变得平缓，而在临近液化处（图中阴影处）体应

变曲线较陡。图7-84为体应变与相对密度的关系，大体上体应变与相对密度成反比。

石兆吉等用动三轴进行的试验表明，对同一密度的砂，再固结体应变与固结比无关，仅取决于孔压比，因此不同固结比的试验结果可以归一为一根曲线（图7.85）。

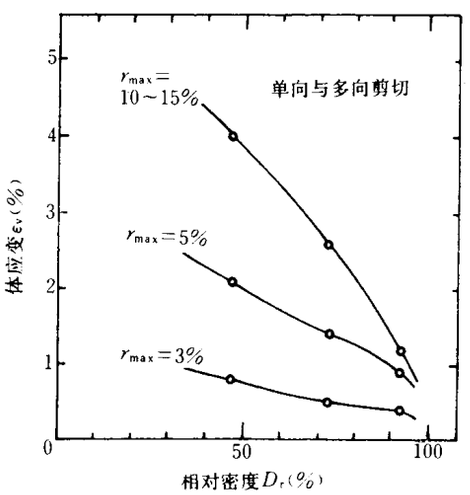


图 7-84　再固结体应变与相对密度的关系（石原等）[16]

刘惠珊等的砂箱试验证明，砂土液化后再固结体应变可多次发生，但应变值逐次减小，即每经一次液化，土的平均密度增加，如图7-86。图中各点是在不同的振动强度和不同的液化深度下得到的。

K.L.Lee认为液化前再固结体应变小于1%，而地震产生的再固结体应变不会大于5%。

二、液化引起的建筑物震陷

液化地基失效产生的震陷可以达到很大的数值，超过1m以上的并不少见。液化震陷中包含了基础旁喷砂冒水的影响、土层本身液化再固结体应变造成的沉落以及在不排水条件下因土的强度降低而产生的地基土侧胀或挤出造成的震陷。在这些原因中以后者为最主要。

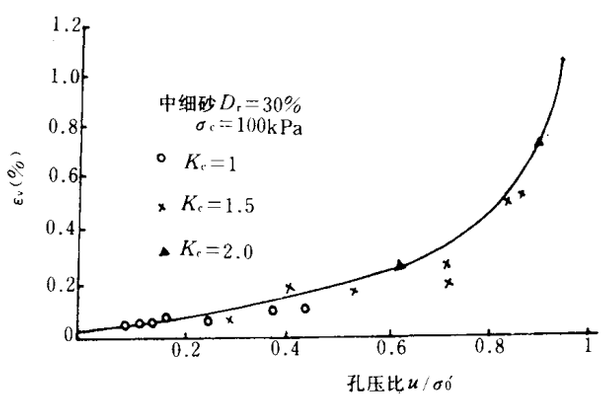


图 7-85　再固结体应变与K_c无关（石兆吉，1989）[12]

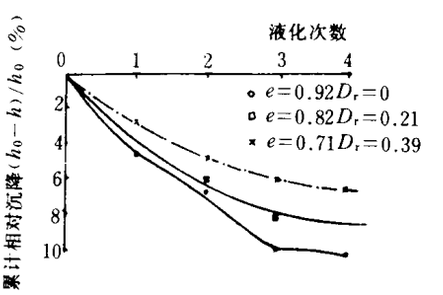


图 7-86　液化次数与累积沉降关系[27]

在以液化著名的日本新泻地震中约三百多栋钢筋混凝土建筑产生了大小不同的震陷与倾斜。液化震陷最大值达3.8m(表7.13)。受害最重的信浓川附近,液化层的深度大致为8m～14m左右，且无上覆非液化覆盖层，基础下的持力层就是液化砂层，因而造成了如表7-13所示那样大的震陷量。

1990年菲律宾7.8级地震，Dagupan（达古潘）市因液化使500多座建筑发生震陷。某5层钢筋混凝土楼房震沉1.5m，倾斜3°，但上部结构未损。震后将一层柱子截断，柱子荷载卸到木垛上。用千斤顶抬升柱子，使房屋复位。

我国1976年的唐山地震造成天津市（包括塘沽、大港、新港地区）等地大量房屋因液化震陷及软土震陷而受害，表7-14是部分建筑液化震陷的资料。由表可以看出，天津市的液化震陷值普遍小于新泻市的震陷。一般以20cm以内者为多。造成这种差别的主要原因并

非震动强度的差异。估计是由于天津市的液化层厚度一般不超过 6 m，深度在地表下 4 m 以下，往往不是浅基础的持力层，因而大大缓解了液化震陷的危害。

液化震陷值还与建筑物宽度或基础宽度有关。建筑宽度（或基础宽度）与液化层厚度之比越大，则其震陷比（震陷量与液化层厚之比）越小。图7-87 *a* 为新泻地震实际震陷与室内模型基础试验的综合结果。图7-87 *b* 则为另一次地震中油罐震陷的实测结果。由图可以看出，当结构物宽度与液化深度之比达到 2 以上时，房屋震陷比的平均值在0.025左右；宽深比超过 2 时，震陷比还要进一步减小。

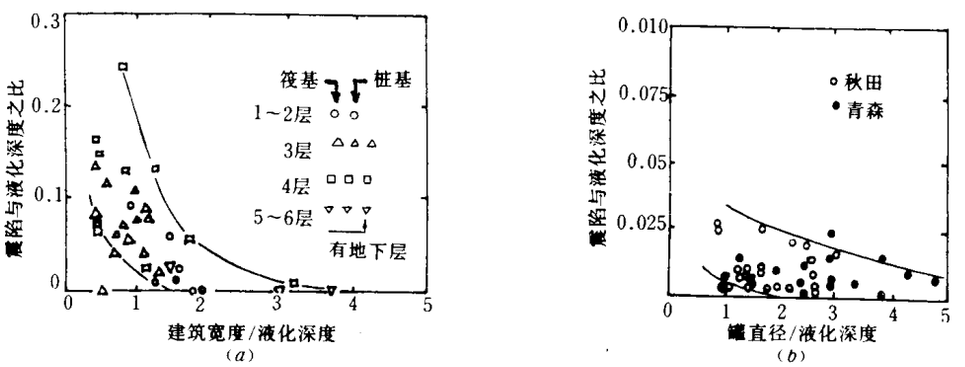


图 7-87　震陷与液化深度的关系

（*a*）建筑物的（根据吉见吉昭）；（*b*）油罐的（根据［10］

新泻地震时钢筋混凝土建筑的液化震陷［15］　　**表 7-13**

№	层　数	建筑宽度	建筑长度	基础型式	基础埋深	桩尖深度	平均沉降 (m)	最大沉降 (m)	液化层底深　度 (m)
1	2	8	24	Ind.[b])	1.1	—e)	0	<0.2	4 ～ 5
2	2	8	61	Mat	1.5	—	0	0.10	4 ～ 5
3	1	7	13	Cont.[c])	1.5	—	0.1	0.15	4 ～ 5
4	3	9	23	Ind.	1.5	—	0.8	1.10	11～12
5	3	8	16	Ind.	1.5	—	1.65	2.00	14～15
6	2	24	24	Ind.	1.5	—	0.99	1.30	15～18
7	2	10	45	Ind.	1.0	—	0.95	1.00	8.5～12.5
8	2	13	14	Ind.	1.0	—	0.40	0.50	7 ～ 8
9	3	38	39	Ind.	1.5	—	0	<0.2	6 ～10
10	3	6	39	Cont.	1.1	—	2.15	2.40	12～20
11	4	7	38	Cont.	1.7	—	2.37	2.57	12～20
12	3	6	39	Cont.	1.1	—	1.31	1.54	14～18
13	4	6	39	Cont.	1.1	—	2.25	3.45	12～16
14	4	11	23	Ind.	1.7	—	0.07	0.15	8 ～10
15	2	15	29	d)	1.2	4.8	0.10	0.16	9.5～10.5
16	4	7	69	Mat	1.3	7.6	0.99	1.57	14～15
17	4	7	69	Mat	1.3	7.6	1.05	1.50	14～15
18	3	11	25	Ind	1.2	5.7	1.28	1.72	10.5～13.5
19	3	7	13	Ind	1.8	6.9	0.60	0.97	8.5～11.5
20	3	10	13	Ind	1.2	7.0	0.85	1.20	9 ～10
21	4	7	8	Mat	1.4	5.5	2.07	3.80	8 ～ 9
22	3	10	25	Ind.	1.2	6.0	0.80	1.00	8.5～12.5

续表

No	层 数	建筑宽度	建筑长度	基础型式	基础埋深	桩尖深度	平均沉降 (m)	最大沉降 (m)	液化层底深度 (m)
23	4	10	17	Mat	1.5	7.9	1.60	3.40	10.5～14.5
24	3	10	10	Ind.	1.3	7.3	0.63	0.80	10.5～14.5
25	3	7	21	d)	1.5	6.5	0.40	0.60	9.5～10.5
26	5	30	48	d)	1.5	6.5	0	<0.2	9.5～10.5
27	4	13	14	Ind.	1.2	5.8	0.25	0.30	9.5～14.5
28	4	40	42	Ind.	1.7	9.3	0.10	0.10	11.5～13.5
29	3	16	17	d)	1.5	6.5	0.25	0.30	10.5～16.5
30	3	15	48	d)	1.2	d)	0.90	1.50	16～20
31	3+B[a])	12	20	Cont.	4.2	11.5	1.00	1.50	8.5～14.5
32	3+B	13	25	Cont.	5.2	—	0.48	0.66	10.5～14
33	6+B	15	86	Mat	5.	—	0.25	1.00	9.5～13.5
34	3+B	12	36	Mat	5.	—	0.85	1.16	11～12
35	4+B	12	13	Mat	3.5	—	1.33	1.50	8.5～11.5

注：*a*）有地下室；*b*）ind-单独基础；*c*）Cont-条基；*d*）不详；*e*）无桩；Mat-筏基。

海城地震、唐山地震中液化引起的建筑震陷资料 **表 7-14**

地 点	结构状况	地基土状况	液化震陷量 (cm)
天津毛条厂	单 厂	$H_1=3.5$m，$H_2=5$m	8～22
天津上古林四化建住宅	多层、砖混	$H_1=2.4$m，$H_2=4.3$m	20～38
开滦范各庄选煤厂	厂 房	喷 冒	20～70
吕家坨托儿所锅炉房	框架，筏基	喷 冒	18.7（倾斜20°）
徐家楼矿井塔	塔架，高50m	$H_1=2$m，$H_2=8$m	20～29
天津第一机床厂	单 厂	$H_1\approx5$m，$H_2\approx5$m	7.5～30
天津医院	多层框架	$H_1=6.5$m，$H_2=8$m	3～4
天津气象台塔楼	多 层	$H_1=4$m，$H_2=1.5$m	1.2～2.9
天津吴咀煤厂	单 厂	$H_1=4$m，$H_2=1$m	0～0.6
天津7201油库8个5000m³油罐	钢罐地震时无油	喷冒	10～20
天津化工厂盐水罐	容积50m³	液化深度－14m	不均匀沉降50cm，倾斜8°
同厂，苯储罐	直径15m，高13m，筏基	同 上	不均匀沉降50cm，倾斜6°
通县西集土粮仓		$H_1=4$m，$H_2=10$m	60
通县王庄农舍		$H_1=3.5$m，$H_2=3.7$m	～100
邯郸电厂	厂 房	液化粉土	～10
营口高家农场草堆	高3m	液化砂土	～200
营口田庄台选纸厂座吊		液化砂土	40，水平位移90cm
营口新生农场水塔	高30m		～100
营口东风排灌站三个闸门	混凝土结构	液化砂土	闸门间相互不均匀沉降69cm
天津大沽化工厂合成车间		液化砂土	沉降差100

注：1.H_1—上覆非液化层厚；H_2—液化层厚。

2.资料来源：参考文献［1］，［4］，［6］，［32］等。

三、软土震陷

软土震陷是仅次于液化的地基震害。唐山地震前的我国历次地震中即在坑、塘等软弱地基上曾发现过此类震害。但以唐山地震的软土震陷最为典型和严重。唐山地震时天津市的塘沽、新港、大港一带（8°，9°）等沿海软土区普遍出现震陷问题，大量建筑产生了10～30cm的震陷，引起工程界的严重关注。该地区的典型地质条件为淤泥质粘土和淤泥质粉质粘土，含水量为50～60%，压缩模量E_0 = 1.4～4.0MPa，地基容许承载力40～80kPa，软土厚度一般大于10m，图7-88即为新港望海楼建筑群的震陷情况。由图可以看出，震前的静载下沉降按一般规律发展，1975年7月28日的唐山地震使建筑在很短时间（确切的震陷过程已无从得知）内产生突然的震陷，震陷量为14～25cm(表7-15)，超过震前静沉降的一半。另一建筑群——新港建港村的震陷值较小，为4～15cm。

天津市内的主要地基持力层为承载力在80～140kPa的粉质粘土层。建筑物虽有震陷，数值只在数毫米（条基）至20～30mm（筏基)之间表(7-16）不至构成建筑的重大损害。从表中可看出，在同类地基上筏基的震陷比条基及桩基大。三种基础中桩基的震陷值最小，与筏基相差达7倍，其原因可能是筏基下动应力的影响区域大之故。

由图7-88看出，震陷的观测日期在8月初，距地震的7月28日时间很

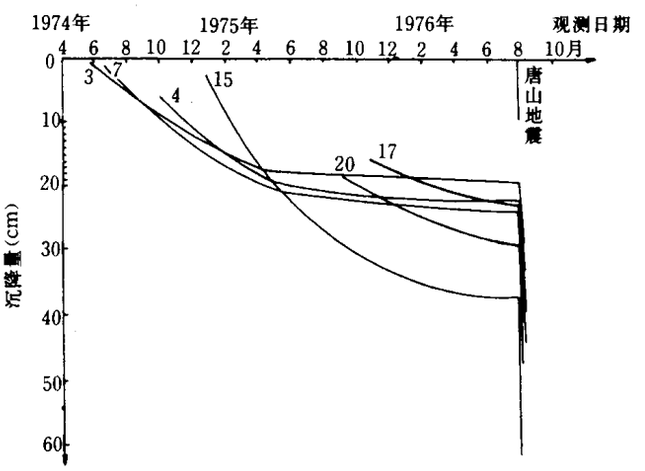


图 7-88　望海楼住宅沉降曲线（曲线上数字表示楼号）

天津市软土上建筑物的震陷　　表 7-15

建筑物名称地点	建筑物情况	地基情况	震前沉降(cm)	震陷值(cm)	备注
天津建港村.4*楼	三层，住宅，条基	软土	23	11	多数建筑物震前固结沉降未完成。引自文献［1］
7*楼		容许承载力	42	7	
8*楼		40～60kPa	39	7	
10*楼			34	4	
12*楼			34.5	5	
14*楼			41	15	
七中			38	5.5	
天津望海楼建筑群	住宅	允许承载力为			文献［1］
3*楼	三层，筏基，埋深0.6m	55kPa	20	14	
4*楼	三层，筏基，埋深0.6m		22	17	
7*楼	三层，筏基，埋深0.6m		23	14.4	
15*楼	四层，筏基，埋深0.6m		38	24.4	
17*楼	四层，筏基，埋深0.6m	允许承载力60kPa	23	24	
20*楼	四层，筏基，埋深0.6m		30	15	
塘沽食用油库四个罐		吹填土	平均144cm，倾斜62mm	20倾斜增至250mm	

地信网论坛
BBS.3S001.COM

天津市不同类型基础的震陷（翁鹿年等）　　表 7-16

地基土性	承载力kPa	基础类型	平均震陷（mm）	注
一般性软土	120～140	条基	7.6	天津市区
		筏基	8.6	
		桩基	1.9	
上有杂填土的一般性软土	80～90	条基	5.7	天津市区
		筏基	33.8	
		桩基	4.8	
淤泥和淤泥质软土	40～50	条基	66.8	塘沽新港区
		筏基	150.5	
		桩基		

短，在这样短的时间内粘性土不会产生很大的固结沉降，因而，上述震陷观测值应主要是因土的不排水剪切变形产生的。当地居民更反映震后即发现房屋倾斜与下沉，说明相当部分的震陷量是在地震过程或其后不久的时间内完成的。国外的观测资料更说明，震后很长一段时间内沉降速度比震前加快。例如有一粘土上的建筑地震时的瞬时沉降约 4 ～ 5 cm，震后的 4 年半内又沉降了十余厘米，而震前的2.5年内只不过沉降了0～3cm（Zeevaert，1979），说明软土上的震陷过程能延续相当时间。

地信网论坛
BBS.3S001.COM

国外对软土震陷的研究，开始于60年代后期，Seed在研究土的动强度时就已提出，静载下已固结的粘性土，在动载作用时又产生附加变形的问题，此后在研究土坝的地震变形问题时又多次涉及。国内主要是在1976年唐山地震后对此问题开展了一定规模的研究。哈尔滨工程力学研究所、天津市勘察院、中国建筑科学研究院、冶金部建筑研究总院、天津大学等单位分别从不同方面对软土震陷进行了研究。但总的来说，国内外对软土震陷的研究成果远远不如砂土液化的多，对震陷原因、影响因素、震陷量的预测等方面均还未达到系统与完善的程度。

（一）软土震陷的原因

软土在震动作用下强度降低的主要原因：

1.土的触变性。饱和软粘土在外来扰动（振动、搅拌、扰动或外加压力）下都可产生强度暂时降低的现象，当外界干扰消逝后土的强度又可慢慢恢复，此即触变现象，其物理解释是外来干扰（地震情况下就是动应力反复地发生方向与数值的变化）破坏了土粒、定向水分子与土粒外的阳离子之间的平衡状态，水分子与阳离子的原来的定向排列被打乱，从而削弱了土粒间的粘着水膜的原始粘聚力因而土的抗剪强度降低。

2.在动、静荷载共同作用下，土中剪应力增大。

3.土中孔隙水压上升，室内试验资料表明在粘性土中孔隙水压也有某种程度上升，对天津新港的淤泥质土得出，振动下残余孔隙水压的增加为主应力的 3 %～ 5 %，但震陷则

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

十分明显。也有资料说明软土中的残余孔压虽不大，但脉动值却很大，峰值可以达到有效应力。孔压上升使土粒间的有效应力下降，也将导致土的抗剪强度降低，但与触变的影响相比，何者对震陷的影响占首位，目前尚未查清。

根据国内外对软土的室内土动力试验结果，软土的强度降低的幅度较一般粘性土大。在振次为10～30周，并取试样总应变达5％为破坏标准的情况下，软土的动静强度之比约为0.85。

由于上述土中剪应力增大和土的抗剪强度的降低使地基中的极限平衡区周期性的扩大并产生累积塑性（残余）变形，即震陷。

（二）震陷时的地基变形：由模型试验看出（宋波，刘惠珊），基础产生震陷时土的侧胀很明显，土中方格网变成外鼓的形状。甚至当基础沉降达到基础宽度的1/4时也没有观测到明显的破坏面，是一种塑流性质的变形，最主要变形区域是在基底下大约一倍基础宽度范围内。石兆吉等根据有限元分析得出带筏基的多层住宅产生震陷的土层厚度可达(2.1～2.6）倍建筑物宽度。

影响震陷的主要因素有：土的力学指标、震动加速度和静剪应力（或偏应力$\sigma_1-\sigma_3$）。随着振动加速度和静剪应力的增大，震陷量增加。

初步研究表明，满足表7-17条件的土可不考虑震陷影响。地震烈度在7度和7度以下时也可不考虑震陷影响。

不考虑软土震陷影响的条件　　表 7-17

条件 / 烈度	静承载力标准值 (kPa)	上覆非软弱土层厚度 (m)	软弱土层厚度 (m)	平均剪切波速 (m/s)	动静强度比
8	>80	>10	<10	>120	>0.75
9	>100	>15	<2	>150	>1.0

四、砂土与软土的震陷预估

震陷的预估在工程上极有价值，因为对建筑物和很多的构筑物（如路堤、坝、桥梁等）而言，震陷过大将使建（构）筑物在震后丧失使用价值或花费巨大代价之后才能恢复其功能。

震陷的预估是极为复杂的问题，正如静荷载下的建筑物沉降受许多因素影响，各种计算沉降方法都有一定的局限性，因而计算精度不高一样，地震荷载下的建筑地基变形预估的精度也不高。而且比之预估静沉降更不利的是，地震下的震陷实测资料远远不及静沉降实测资料丰富，因而企图通过实测资料对计算震陷值进行经验修正这一点，目前基础资料尚不足。然而近十年来各种计算震陷方法与试验成果的不断出现已说明震陷预测方法正在不断改进与完善，进展较快。

下面介绍的震陷计算方法有适用于砂土、有的适用于粘性土，在应用时应注意它们的适用条件与理论前提。

1.简化方法[44]

简化方法适用于液化前或液化后的土层再固结体应变的计算，也可近似计算有建筑物时的震陷。其基本概念类似求沉降的分层总和法。首先确定代表性土柱的竖向初始静应力

与地震剪应力；其次区分在地震剪应力作用下所研究的点是否液化；按液化与非液化两种情况计算土的震陷值。计算步骤如下：

1.求饱和砂层的竖向应力：根据土的重度及地下水位求出砂层厚度中心的总竖向应力（包括水自重）和竖向有效应力（即考虑水的浮力），如有建筑物，则按通常方法确定此处的竖向附加应力，并与前者相加。

2.按Seed简化法求出土自重引起的地震剪应力

$$\tau_e = 0.65 r_d a_{max} h\gamma / g \tag{7-46}$$

式中　a_{max}——地面最大加速度；

r_d——修正系数，按$r_d = 1 - 0.015h$计算；

h——地表下的深度，以m计；

γ——土的平均重度；

g——重力加速度。

如果有建筑物，还应考虑建筑物在土中引起的水平地震剪应力。

3.求液化强度

首先根据对本地区起主要作用的震级确定等效震次N_{eq}。

由经验公式（7-47）求出相对密度$D_r = 0.55$时的液化强度τ_d。为此令$N_{eq} = N_L$（液化循环数）代入式中即可。

$$N_L = \exp\left(\frac{0.110}{S} + \frac{0.063}{S^2}\right) \tag{7-47}$$

式中　$S = \frac{\tau_d}{\sigma_c}$；$\sigma_c$为固结围压。

按下式将S换算成相应于土的实际密度的液化强度$\frac{\sigma_d}{2}$：

$$\frac{\sigma_d}{2\sigma_c} = \left(C_r S D_r \cdot \frac{1}{D_0}\right)$$

式中　$D_0 = 0.55$（亦即得到式（7-47）时的相对密度）；

D_r——实际相对密度；

C_r——考虑动三轴与实际土层应力状态差异而引入的修正系数，$C_r = 0.55 \sim 0.75$。

4.液化判别：比较$\frac{\sigma_d}{2}$与τ_e，当τ_e大于$\frac{\sigma_d}{2}$时则为液化，否则不液化。

5.确定体应变：分液化与不液化两种情况考虑。

（1）不液化情况：体应变仅与孔压比有关，地震时的最大孔压比为

$$\frac{u}{\sigma_c} = 0.637 \operatorname{arc}\sin\left(\frac{N_{eq}}{N_L}\right)^{0.354} \tag{7-48}$$

式中的N_L为实际地震剪应力τ_e所对应的液化振次。为求N_L应先由τ_e求出实际相对密度时的剪应力比S_0：

$$S_0 = \frac{1}{c_r} \cdot \frac{\tau_e}{\sigma_c} \cdot \frac{D_0}{D_r} \tag{7-49}$$

将S_0代替S，代入式（7-47）中即可求出N_L。将$\frac{N_{eq}}{N_L}$代入（7-48）式，即可求出地震时的最大孔压比$\frac{u}{\sigma_c}$。由$\frac{u}{\sigma_c}$之值查阅图7-89，得出固结压力为$\sigma_0=0.05$MPa时的体应变，再用下式换算得到实际固结压力σ_c时的体应变：

$$\varepsilon_V=\varepsilon'_V\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0}\right)\left(\frac{D_0}{D_r}\right) \tag{7-50}$$

式中　ε_V及ε'_V——分别为实际固结压力σ_c与$\sigma_e=0.05$MPa时的体应变；

D_r及D_0——分别为实际相对密度和查图7-89时的相对密度；

σ_c及σ_0——分别为实际固结压力及$\sigma_0=0.05$MPa时的固结压力。

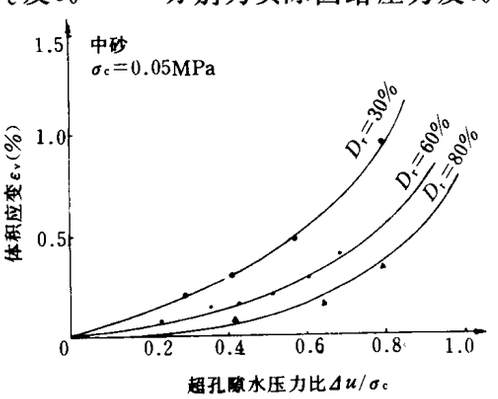


图 7-89　相对密度对体积应变的影响

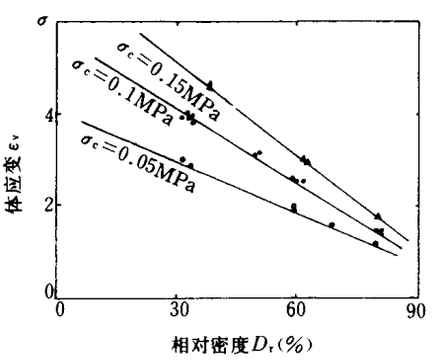


图 7-90　液化后的体积应变

（2）液化情况：根据试验，液化后体应变与相对密度成反比，与固结压力成正比（图7-90）。因此可以按图7-90查出ε_V。如果压力与密度与图中曲线的试验条件不符，则按下式换算：

$$\varepsilon_V=\varepsilon''_V\left(\frac{\sigma_c}{\sigma''_c}\right)\left(\frac{D''_r}{D_r}\right) \tag{7-51}$$

式中　ε_V，σ_c及D_r——土的真实值；

ε''_V，σ''_c及D''_r——图7-90的值。

6.求震陷值：对水平土层情况，土单元不会产生侧胀，震陷量即为各层体应变与厚度的乘积之和：

$$S=\Sigma\varepsilon_{Vi}\cdot h_i \tag{7-52}$$

式中　S——震陷量；

h_i——土层厚；

ε_{Vi}——各层的体应变。

此法原理简单，用于水平土层较好。但未考虑有建筑物时土的不排水侧胀引起的震陷，亦未考虑喷冒引起的震陷；作为主要经验关系的图7-89及图7-90只得自中砂，对其他土类尚需补充与验证。

2.模量软化法

该法认为振动使土的模量逐渐减小，土越来越软，从而造成震陷。建筑物的震陷值等于土在静载下的沉降与土变软后的沉降之差。主要的问题是确定土的模量的改变（软化）。

（1）土的软化模型　土的软化模型如图7-91所示。图中的单元A代表土的静力特性，单元B代表土的动力特性。震前土的静变形模量为E_i，阻尼为λ。土的动模量为E_P。假定震前E_P比E_i大得多，则震前的静沉降S是由单元A产生的。在地震来临时，E_i在地震过程中不变，但E_P却不断减小。故震陷变形是由B单元产生的。土的总刚度E_{iP}由A、B二个单元的组合刚度决定。由图7-92可以看出E_i、E_P及E_{iP}三者的关系。设土的初始静应力为σ_i，初始静模量为E_i，静应变为ε_i，地震动应力为σ_d（等效力）。当σ_d作用N次以后，土的应变增加了ε_P，土的软化模量E_{iP}由式（7-53）与（7-54）决定：

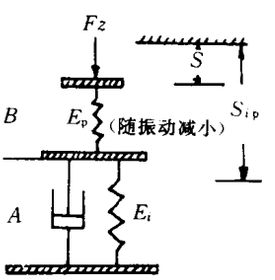


图 7-91　土的软化模型示意

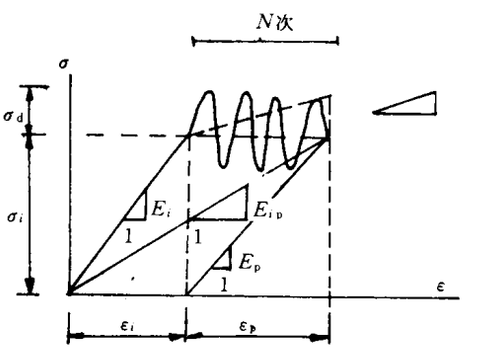


图 7-92　软化模量与应力、振次的关系

$$E_{iP}=\frac{\sigma_i}{\varepsilon_i+\varepsilon_P}=\frac{1}{\frac{\varepsilon_i}{\sigma_i}+\frac{\varepsilon_P}{\sigma_i}}=\frac{1}{\frac{1}{E_i}+\frac{1}{E_P}} \tag{7-53}$$

$$E_P=\frac{\sigma_i}{\varepsilon_P} \tag{7-54}$$

（2）残余应变经验公式

为求得震陷值，首先应建立残余应变与应力状态间的关系。为此，首先由试验得出不同动应力σ_d作用下的残余应变与振次间关系如图7-93 a。然后在指定不同的ε_P情况下将图7-93 a转变成σ_d-N的双对数座标上的关系，如图7-93 b。在双对数座标上σ_d-N的关系是平行线，其表达式为：

$$\sigma_d=c_1\left(\frac{N}{10}\right)^{S_1} \tag{7-55}$$

式中　s_1为试验参数，与土性有关，即为图7-93 b中的平行线簇的斜率。c_1为振次$N=10$时的动应力，它取决于σ_3及K_c，如图7-93c所示。c_1可通过残余应变ε_P表达：

$$\frac{c_1}{\sigma_3}=c_5\left(\frac{\varepsilon_P}{0.1}\right)^{S_5} \tag{7-56}$$

式中　c_5为$\varepsilon_P=10\%$时的c_1/σ_3。c_5与试验参数s_5、固结比K_c的关系如图7-93d及图7-93 e所示。其经验公式为：

$$c_5=c_6+s_6(K_c-1) \tag{7-57}$$

$$s_5=c_7+s_7(K_c-1) \tag{7-58}$$

式中　c_6，c_7，s_6，s_7均为实验参数。

三式合并，即得到残余应变ε_P的表达式：

$$\varepsilon_P = 10\left[\frac{\sigma_d}{\sigma_3}\cdot\frac{1}{c_5}\right]^{\frac{1}{S_5}}\cdot\left[\frac{N}{10}\right]^{-\frac{S_1}{S_5}}\quad(\%)\qquad(7\text{-}59)$$

或

$$\varepsilon_P = 10\left[\frac{\sigma_d}{\sigma_3\left[c_6 + s_6(K_c-1)\right]}\right]^{\frac{1}{c_7+S_7(K_c-1)}}\cdot\left[\frac{N}{10}\right]^{-\frac{S_1}{c_7+S_7(K_c-1)}}\quad(\%)\qquad(7\text{-}60)$$

式中的试验参数c_5、c_6、c_7及s_1、s_5、s_6、s_7等均由土的动三轴试验确定，按图7.93$a\sim e$的方法进行整理即得，如：

在图7-93 c 中取$N=10$，即可得到s_5，令$\varepsilon_P=10\%$即可得到c_5；

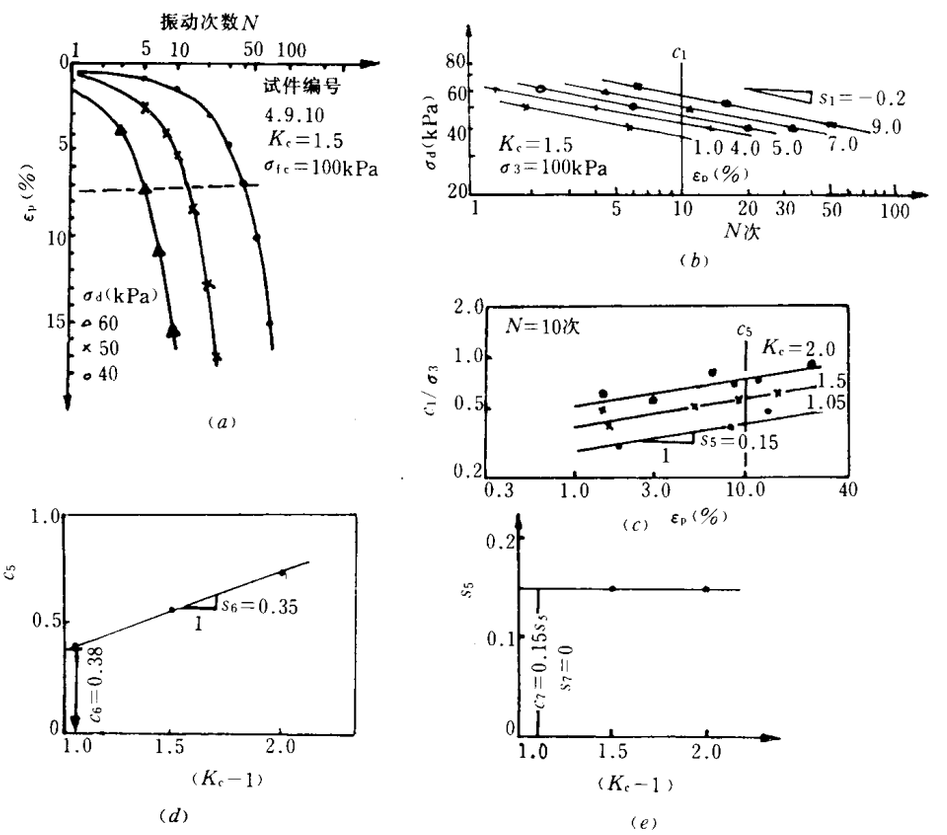


图 7-93　震陷试验资料整理步骤

由图7-93 d 中直线的斜率及截距分别得到s_6及c_6；

由图7-93 e 中直线的斜率及截距分别得到s_7及c_7之值。

由上述可知，基本试验曲线为动三轴所得。全部试验内容就是不同固结比K_c条件下的动应力σ_d-N的试验。图7-93 a 是在$K_c=1.5$时的一组试验结果。一般可取$K_c=1.05$，1.5及2.0三组试验，即敷应用。

（3）分析过程

震陷分析计算过程包括两次静力有限元计算。第一次用E_i，第二次用E_{ip}，两次计算所得之沉降差即为待求的震陷量。中间还需进行动力有限元分析，以确定单元的动应力和残余应变。图7-94的框图说明试验和计算间的关系。

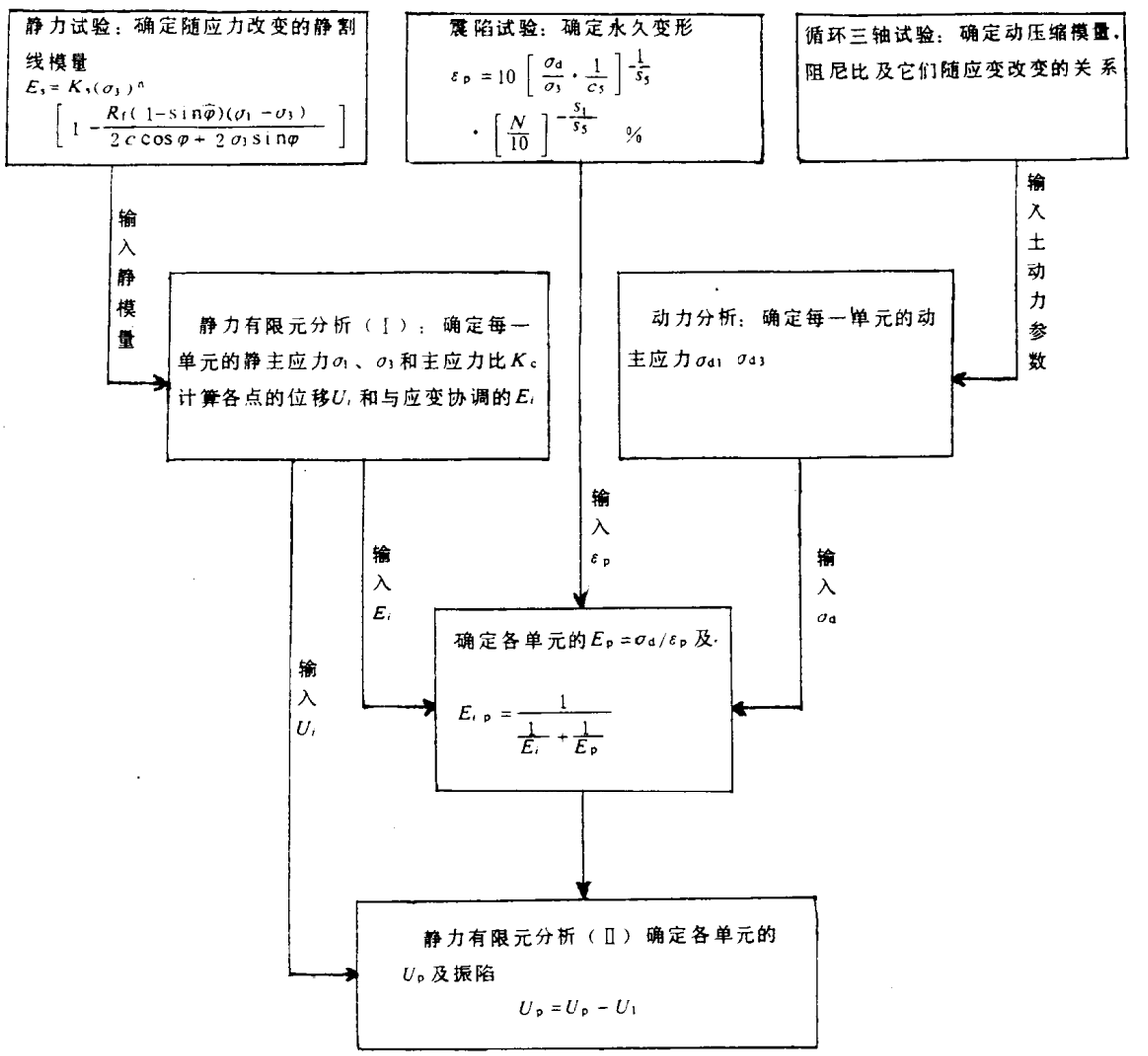


图 7-94

（a）震陷计算框图；（b）动力计算流程；（c）单元网格

计算过程如图7-94先选一条与给定烈度相适应的地震动时程 A，随后利用一维反演技术确定基岩（或假定基岩）处的地震动时程 B，将 B 作为动力分析所需的输入地震，再计算整个土层和建筑物的动力反应，确定各单元的动应力和软化模量E_{ip}。用E_{ip} 求出总沉降，即原来的静沉降与震陷量之和。

计算中所需的动、静土性参数较多，当不可能全部由试验实测时，可参考表7-17及7-18选用。静力分析按土为非线性体的邓肯一张模型理论计算，其中土的割线模量E_s表达式为：

$$E_s = K_s(\sigma_3)n_s\left[1-\frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2\cdot c\cdot\cos\phi+2\sigma_3\sin\phi}\right] \tag{7-61}$$

式中 σ_1，σ_3——土单元中的最大和最小主应力；

c——土的粘聚力；

ϕ——土的内摩擦角；

K_s——最大静割线模量；

R_f，n_s——系数值。

各类土的c、ϕ、K_s、R_f和n_s的典型值均列于表7-17中。

各类土的邓肯参数和震陷参数 表 7-18

土类	邓肯参数					震陷参数				
	K_s(kPa)	n_s	ϕ（度）	c(kPa)	R_f	S_1	C_6	S_6	C_7	S_7
淤泥	422	0.655	12	20	0.741	-0.159	0.44	0.22	0.16	0
淤泥质粘土	1237	0.465	12	20	0.678	-0.145	0.47	0.24	0.18	0
淤泥质粉质粘土	2930	0.390	12	44	0.687	-0.194	0.50	0.20	0.16	0
粘土	1500	0.500	23.8	50	0.664	-0.129	0.90	0.60	0.18	0
粉质粘土	3000	0.400	25	35	0.550	-0.129	0.85	0.55	0.17	0
粉土（密）	3500	0.600	33	22	0.693	-0.150	0.45	0.50	0.16	0
粉土（松）	2500	0.500	30	14	0.728	-0.170	0.25	0.40	0.15	0
密实砂	9600	0.600	40	0	0.850	-0.120	1.0	0.60	0.18	0.01
中密砂	4800	0.500	32	0	0.840	-0.100	0.45	0.50	0.10	0.01
松砂	3500	0.550	28	0	0.770	-0.063	0.25	0.44	0.011	0.01

模量软化法自1980年提出后已用于神头电厂机器基础下十几米厚的粉土的液化震陷，上海地铁机车振动下的沉陷，天津望海楼震陷等工程问题及地震小区划等工作，此法的优点是既可用于砂土也可用于粘性土。它认为震陷是不排水剪切产生的，对建筑物与构筑物而言抓住了主要的震陷原因，该法没有考虑地震后土的再固结引起的震陷及喷水冒砂导致的震陷。计算中亦未考虑土软化过程中的应力重分布，以及软土因触变而刚度降低在地震后静载作用下的附加沉降。

3.有效应力分析方法

有效应力地震反应分析的基本点是认为地震过程中土的剪切模量G与阻尼比ξ是随着动剪应变r和孔压比u的变化而变化的，即

$$G = f_1(r,u) \tag{7-62}$$

$$\xi = f_2(r,u) \tag{7-63}$$

而与有效应力分析法成为对比的总应力分析法则将剪切模量与阻尼比只看成是剪应变的函数：

$$G = f_3(r) \quad 和 \xi = f_4(r) \tag{7-64}$$

不论从理论上或实践上，有效应力分析方法要比总应力分析方法优越。我国于70年代后期开展了有效应力分析方法的研究（沈珠江、王志良、徐志英等），目前已从解决水平土层地震反应的一维问题发展到解决二维及三维问题。下面介绍的沈珠江程序为二维分析，可分析带土坝或条形基础等结构和地基土的地震反应问题[18][19]。

各类土的剪切模量比和阻尼比 表 7-19

土类 \ 剪应变	模量比							
	5×10^{-6}	1×10^{-5}	5×10^{-5}	1×10^{-4}	5×10^{-4}	1×10^{-3}	5×10^{-3}	1×10^{-2}
淤泥	0.860	0.790	0.600	0.470	0.165	0.090	0.015	0.010
淤泥质粘土	0.985	0.970	0.845	0.730	0.320	0.210	0.085	0.058
淤泥质粉质粘土	0.985	0.970	0.845	0.730	0.320	0.210	0.085	0.058
粘土	0.980	0.960	0.825	0.710	0.330	0.200	0.050	0.025
粉质粘土	0.980	0.970	0.84	0.730	0.400	0.250	0.070	0.030
粉土（密）	0.985	0.975	0.858	0.754	0.417	0.285	0.095	0.035
粉土（松）	0.960	0.930	0.770	0.650	0.300	0.200	0.060	0.035
密实砂	0.980	0.965	0.885	0.805	0.560	0.448	0.220	0.174
中密砂	0.965	0.935	0.775	0.660	0.300	0.250	0.105	0.090
松砂	0.920	0.880	0.700	0.575	0.260	0.178	0.058	0.018
基岩	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
土类 \ 剪应变	阻尼比							
	5×10^{-6}	1×10^{-5}	5×10^{-5}	1×10^{-4}	5×10^{-4}	1×10^{-3}	5×10^{-3}	1×10^{-2}
淤泥	0.030	0.035	0.055	0.077	0.137	0.165	0.220	0.235
淤泥质粘土	0.012	0.015	0.033	0.055	0.136	0.170	0.200	0.205
淤泥质粉质粘土	0.012	0.015	0.033	0.055	0.136	0.170	0.200	0.205
粘土	0.012	0.015	0.037	0.056	0.130	0.165	0.235	0.254
粉质粘土	0.012	0.015	0.037	0.056	0.112	0.137	0.170	0.180
粉土（密）	0.005	0.008	0.025	0.040	0.095	0.117	0.148	0.159
粉土（松）	0.012	0.017	0.036	0.050	0.087	0.105	0.148	0.155
密实砂	0.005	0.007	0.020	0.035	0.080	0.100	0.120	0.124
中密砂	0.006	0.010	0.030	0.045	0.088	0.103	0.124	0.130
松砂	0.015	0.022	0.050	0.065	0.101	0.125	0.145	0.150
基岩	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05

一、基本关系式

1. 土的动剪切模量与阻尼随剪应变变化的规律

采用常用的Hardin-Drnevich应力-变形关系式，这在式（5-42）～式（5-48）已经讨论过了，但此处将公式形式变换一下并稍加修正：

$$G=\frac{G_{max}}{1+r_h} \tag{7-65}$$

$$\xi=\xi_{max}\frac{r_h}{1+r_h} \tag{7-66}$$

$$G_{max}=K_2(\sigma_e)^{\frac{1}{2}} \tag{7-67}$$

$$r_h=\frac{r}{r_r}\left[1+ar\exp\left(-b\frac{r}{r_c}\right)\right] \tag{7-68}$$

式中 $r_r=\tau_{max}/G_{max}$ 称为参考剪应变；

r_c 为修正的动应变幅；

$r_c=r^{\frac{3}{4}}/\sigma_e^{\frac{1}{2}}$；

$$\sigma_e=\frac{1}{2}(\sigma_1+\sigma_3)+c\cdot\cot\varphi$$

r——动剪应变；

τ_{max}——抗剪强度；

G_{max}——最大剪切模量；

G——剪应变为γ时的剪切模量；

ξ_{max}及ξ——最大阻尼比及应变为r时的阻尼比；

a、b及K_2——试验参数；

σ_1，σ_3——初始静有效主应力；

式（7-65），式（7-66）及式（7-67）就是前面第五章中式（5-45）、式（5-48）及式（5-46）的不同表达形式。

2.孔压与残余应变间关系式：残余应变分体积残余应变和形状残余应变。在不排水条件下残余体积应变受到阻碍不能发生，转化为孔压，因而孔压升高是残余体应变的一种表现形式。根据试验，采用下面的经验的孔压增长公式：

$$\frac{\Delta u}{\sigma_s'} = c_1 \left(1 - \frac{\tau_s}{\tau_{max}}\right)^{m1} \cdot \gamma^{m2} \cdot \frac{\Delta N}{1 + c_2 N} \tag{7-69}$$

式中　Δu——孔压增量；

N及ΔN——振动次数及它的增量，计算下一个振次时$\Delta N = 1$；

$\frac{\tau_s}{\tau_{max}}$——应力水平，即初始静剪应力与抗剪强度之比；

c_1、c_2、m_1及m_2——实验参数，由孔压-静剪应力试验曲线得之。

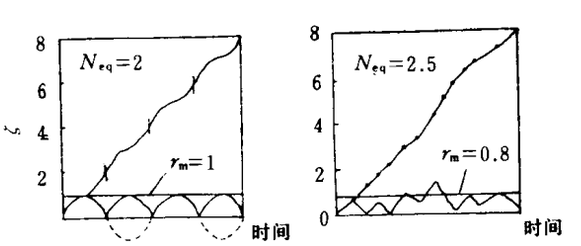
3.残余剪切应变的增长规律：亦即由于形状改变引起的应变。采用与上式形式相似的经验公式：

$$\Delta r = d_1 \left(\frac{\tau_s}{\tau_{max}}\right)^{n1} \cdot \gamma^{n2} \cdot \frac{\Delta N}{1 + d_2 N} \tag{7-70}$$

式中　Δr——剪应变增量；

n_1、n_2、d_1及d_2——由孔压-振次曲线上得到的实验参数。

4.荷载等效方法



(a)正弦波　(b)不规则波

图 7-95　等效周期荷载次数

前面的公式适用于等幅的动荷载，对于不规则的地震荷载，采用下述等效方法换算成等幅动荷载（图7-95）：

令
$$\xi_0 = \int |dr| \tag{7-71}$$

并称ξ_0为累积剪应变参数。对等幅动载，一周内的应变累积ξ_0则等于$4r_m$，如图7-95a所示。r_m为剪应变幅的平均值，对等幅荷载$r_m = 1$；对不规则动荷载，取r_m等于应变峰值的0.8。

如此图7.95 b 中的波的等效振次N_{eq}为2.5。

5.动力方程：将土视作粘弹性体，弹性刚度为K，粘滞阻尼为c，则有限元化之后，动力方程为：

$$[M]\{\ddot{u}\}+[c]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=F(t) \tag{7-72}$$

式中 u、$\dot{u}$及$\ddot{u}$——分别为结点位移，速度和加速度；

$F(t)$——结点上的动荷载；

$[M]$，$[c]$、$[K]$——分别为质量矩阵，阻尼矩阵及刚度矩阵。

采用Wilson的线性加速度法解式（7-72），假定Δt时段开始时的加速度为$\ddot{u}_{t-\Delta t}$，结束时的加速度为$\ddot{u}_t$，中间为线性变化，则相应的速度与位移为：

$$\dot{u}_t=\dot{u}_{t-\Delta t}+(\ddot{u}_{t-\Delta t}+\ddot{u}_t)\frac{\Delta t}{2} \tag{7-73}$$

$$u_t=u_{t-\Delta t}+\dot{u}_{t-\Delta t}\cdot\Delta t+(2\ddot{u}_{t-\Delta t}+\ddot{u}_t)\frac{\Delta t^2}{b} \tag{7-74}$$

代入式（7-72）后得：$[\overline{K}]\{u\}_t=\{\overline{F}\}_t$ (7-75)

$$[\overline{K}]=[K]+\frac{6[M]}{\Delta t^2}+\frac{3[c]}{\Delta t} \tag{7-76}$$

$$\{\overline{F}\}_t=\{\overline{F}\}_t+[M]\{A\}_t+[c]\{B\}_t \tag{7-77}$$

而

$$A_t=2u_{t-\Delta t}+\frac{6}{\Delta t}\dot{u}_{t-\Delta t}+\frac{6}{\Delta t^2}u_{t-\Delta t} \tag{7-78}$$

$$B_t=\frac{\Delta t}{2}\ddot{u}_{t-\Delta t}+2u_{t-\Delta t}+\frac{3}{\Delta t}u_{t-\Delta t} \tag{7-79}$$

解式（7-75），可得不同时刻的各结点的位移，速度、加速度之值。

6.考虑孔压上升的模量修正：将地震过程分成大时段，算出每时段中孔压增长。每一时段内再迭代，使计算所用的G与ξ与这大时段内的平均动剪应变幅r_m相适应。大时段长用1 s左右。将时间步长Δt取大时段的$\frac{1}{100}$，进行积分，得出每个Δt时刻的应力、应变、速度、加速度等值。然后统计大时段内的剪应变峰值γ，求出其平均值r_m，按式（7-7）算出累计应变参数

$$\zeta=\Sigma|\Delta r| \tag{7-80}$$

从式（7-100）、（7-101）、（7-102）分别求出等效振次增量ΔN_{eq}孔压增量和残余剪应变增量Δr_m。按式（7-79）和（7-97）计算新的G和ξ。如果和原先采用的值之差达不到迭代收敛标准，则用新的G与ξ重新计算，直至符合收敛标准为止。

7.残余位移与静力计算：动力计算前要进行静力计算以确定初始应力状态。随着孔压升高，某些土单元发生软化与应力重分布，因此每大时段结束时要重新进行静力计算。

此法按弹性理论一次加载的假定计算静位移，选用较大的剪切模量，这样算出的位移很小，可以略去。以后把每个时段结束时的积累残余剪应变$r_m=\Sigma\Delta r_m$，按下式化为虚荷载加到结点上：

$$\{F_0\}=\int[B][D]\{\varepsilon_0\}\mathrm{d}A=Gr_m\int[B]\mathrm{d}A\begin{Bmatrix}\cos\alpha\\-\cos\alpha\\\sin\alpha\end{Bmatrix} \tag{7-81}$$

式中 a——主应变方向角。

重新进行静力计算，得出新的静应力分布及残余位移。

8.试验曲线的获取：在上面诸式中用到的土性参数共有8个，其确定方法不同：

（1）取常数值的有三个：根据经验它们的变化范围不大，计算中可取作常数：$D_{max}=0.27$，$c_2=0.75$，$c_5=1$或1.5。

（2）最大剪切模量G_{max}中的K_2可以由野外剪切波速实测或室内共振柱测定，无条件实测时则可由下列公式求之：

$$G_{max}=325\frac{(2.973-e)^2}{1+e}(\sigma_s)^{0.5}\qquad\text{(Hardin-Drevich公式)}$$

或
$$G_{max}=700\frac{(2.17-e)^2}{1+e}(\sigma_s)^{0.5}\qquad\text{(Richart公式)}$$

式中e为孔隙比。

（3）参数K_1由动三轴试验确定，无试验资料时取$K_1=6$。

（4）c_1、c_3、c_5由动三轴动强度试验测定，进行两组试验。一组$K_c=1$，破坏标准取$u=\delta_3$；另一组$K_c=2$或2.5，破坏标准取残余轴向应变为5%。由动强度曲线的倾斜度确定c_2与c_5，然后用专用程序SCUDA算出c_1、c_3与c_5。

（5）回弹模量K_a及内摩擦角φ由静力试验确定。

参 考 文 献

[1] 刘恢先主编．唐山大地震震害．地震出版社，1986

[2] 方鸿琪，王钟琦．唐山强震区地震工程地质研究．中国建筑科学研究院，1981

[3] 方鸿琪，杨闽中．平原地震滑坡的特征与机制.工程勘察，1987，№.4

[4] 工程力学所编．海城地震震害．地震出版社 1978

[5] 谢君斐，石兆吉，郁寿松，丰万玲．液化危害分析．地震工程与工程振动，1988，Vol.8，№.1

[6] 天津地震局．唐山地震天津市工程震害调查初步总结，1978

[7] 何广讷，李凤华．软土的震陷特性．第6届全国土力学及基础工程会议论文集，1991

[8] 日本道路协会．道路桥示方お、同解说．V．耐震设计篇，1980

[9] 吉见吉昭．砂地盘の液状化．1980

[10] 安田进．液状化の调查から对策てまで，1988

[11] 乔太平，刘惠珊．可液化场地的危害性分析．工业建筑，1983。№.3

[12] 石兆吉，丰万玲，郁寿松．饱和砂土振后再固结体应变的变化规律．岩土工程学报，Vol．11，№.1．1989

[13] 翁鹿年，石兆吉．天津市饱和软土地基建筑物垂直震陷．全国第11届地震工程会议文集，1984

[14] K L Leeand A．Albasia．Earthquake induced Settlements in Saturated Sands．Journ．of The Geot．Eng．Division，1974，№.4

[15] Y．Yoshimi and K Tokimatsu，Settlement of buildings on Saturated Sand during earthquakes．Soil and Foundations，1977．Vol．17．No.1。

[16] H．Nagase and K．Ishihara．Liqufaction-inducedcompaction and Settlement of Sand during Earthquakes．Soil and Found．Vol．28，No.1，1988

[17] Commitee on Earthq．Eng．、Commitee on Eng．and Technical Systems、National Research Council．Liquefaction of Soils During Earthquakes，1985

[18] 沈珠江. 一个计算砂土液化变形的等价粘弹性模式. 第11届国际土力学与基础工程会议, 1985
[19] 沈珠江. 砂土动力液化变形的有效应力分析方法. 水利水运科学研究, 1982, №4.
[20] 刘颖, 谢君斐等. 砂土震动液化. 地震出版社, 1984
[21] 冈本舜三. 抗震工程学（孙伟东译）. 中国建筑工业出版社, 1978
[22] 王钟琦, 谢君斐, 石兆吉. 地震工程地质导论. 地震出版社, 1983
[23] 谢君斐, 石兆吉, 郁寿松, 丰万玲. 液化危害性分析. 地震工程与工程振动, 1988。Vol .8, №.1
[24] 土质工学会. 地盘の液化状, 1984
[25] 周锡元, 王广年, 苏经宇. 场地、地基、设计地震. 地震出版社, 1990
[26] 刘惠珊, 乔太平. 液化喷冒机理与形态. 工程勘察, 1987
[27] 刘惠珊, 乔太平. 有基础作用时饱和砂层的液化特性. 地基与工业建筑抗震,冶金工业出版社,1984
[28] 陈克景, 刘惠珊. 基础下地基的液化破坏特性. 全国土工建筑物和地基抗震学术会议论文汇编, 1986
[29] 刘惠珊, 翁鹿年, 王承春. 近年地震中的液化侧向扩展与岸坡坍滑. 全国第三届土动力学会论文集, 1990
[30] 刘惠珊. 我国历史上的地震液化. 全国第三届地震工程会议文集, 1990
[31] 李学宁, 刘惠珊, 周根寿, 王士风. 液化减震机理. 地震工程与工程振动, 1992, Vol .12, №.3
[32] 刘惠珊, 乔太平, 王承春, 翁鹿年. 场地的液化危害分析. 地震工程与工程振动, 1984, Vol .4, №.4
[33] Shamsher Prakash. Siol Dynamics, 1981
[34] 谢定义. 土动力学. 西安交通大学出版社, 1988
[35] 张克绪, 谢君斐. 土动力学. 地震出版社, 1989
[36] 石原研而. 土质动力学の基础. 鹿岛出版社, 1982
[37] H B Seed and I M Idriss. Simpl ified Proeedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. ASCE, Vol . 97, NO. SM9, 1971
[38] W D L Finn, K W Lee, and G R Matin. An Effective Stress Model for Liquefaction. Proc. ASCE. Vol .103, GT6, 1977
[39] R Dobry, R S Ladd, F Y Yokel, R M Chung, and D Poweu. Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sand during Earthquakes by the Cyclic Strain Method. NBS Building Science Series 138, U. S. Department of Commerce National Bureau of Standards, July, 1982
[40] 汪闻韶. 饱和砂土震动孔隙水压力的产生、扩散和消散. 中国土木工程学会第一届土力学及基础工程学术会议论文集. 中国建筑工业出版社, 1964
[41] 王建华, 要明伦. 软土地基震陷分析. 土工构筑物与地基工程抗震学术会议论文, 海口 1992
[42] H B Seed. Design Problems in Soil Liquefaction. ASCE, 1987.8
[43] M Hamata、S Yasuda、R Isoyama、K Emoto. Study on liquefaetion induced Permanent ground displacements, 1986
[44] 崔卫国, 符圣聪, 李中锡. 饱和砂土层的震陷估计. 土工构筑物和地基工程抗震学术会议论文, 海口 1992
[45] 石兆吉. 判别水平土层液化势的剪切波速法. 水文地质工程地质, 4 期, 1986
[46] 曹亚林, 何广讷, 林泉. 土中振动孔隙水压力升长程度的能量分析法. 全国第二届土动力学论文汇编, 1986
[47] 汪闻韶.往返荷载下饱和砂土的强度、液化和破坏问题. 水利学报, 1980, 1 期
[48] G Martin, R W D Finn, H B Seed. Foundamentals for Liquefaction under Cyclic

Loading. ASCE, J. of Geot. Engineering Division.No.GT5., 1975

[49] Toshio Iwasaki. Soil Liquefaction Studies in Japan. State-of-the art, Soil Dynamics and Earthquake Eng. Vol.5, No.1, 1986

[50] 冈本舜三. 耐震工学. 株式会社, 1971

[51] 中国科学院工程力学研究所. 海城地震震害. 地震出版社, 1979

[52] 董津城. 唐山地震砂土液化的研究. 工程勘察, 1984.5

第八章　建筑地基基础震害、抗震设计与验算

第一节　地基基础震害

从我国多次强震中遭受破坏的建筑来看，只有少数房屋是因地基的原因而导致上部结构的破坏。这类出问题的地基多半为液化地基、易产生震陷的软弱粘性土地基或不均匀地基，大量的一般性地基是具有良好的抗震能力的。❶

中科院工程力学研究所和河北省地震局抗震组在1976年震山地震后调查了7度至11度区的中软至软弱场地土上的钢筋混凝土柱单层厂房震害63例、砖柱单层厂房震害126例、多层框架结构震害24例、钢柱单层厂房震害6例和多层砖结构厂房震害5例，其中有明显地基基础震害的仅7例，占3%。

机械工业部在1976年的唐山地震发生后调查了与上述同类型场地土上的单层厂房震害52例，其中与地基基础震害有关的仅3例，占6%。

冶金工业部在1975年的海城地震后调查了与上述相仿场地土上的工业建筑震害39例，其中有地基基础震害的有4例，约占10%。

另据调查，我国在1962年至1971年间的八次地震中，曾有数以万计的建筑遭受破坏，其中只有43例的房屋震害确由地基出问题所造成。

又如铁道部第三设计院等四个单位对唐山、海城、通海、邢台诸地震的震区（烈度由7度至10度）位于各类场地土上174座水塔震害资料进行分析和验算表明，除了液化地基以外，未发现地基和基础方面有破坏现象。少量位于中软至软弱场地土上的水塔是在已有液化现象的情况下发生下沉、倾斜或开裂的。

表8-1为地基基础震害原因统计表，基本上可反映出我国1962～1971年八次较大地震、1975年的海城地震和1976年的唐山地震中各种原因的地基基础震害所占的比例。从表中可看出，在平原地区以液化和软土震陷居多，在山区则以不均匀地基和液化为甚。由于平原地区的人口、经济的重要性大于山区，不妨认为，液化是我国地基抗震中的主要问题。

地基震害原因统计表❷　　表8-1

地基震害原因	在整个地基震害中占的百分比(%)	
	1962～1971年的8次地震	海城地震与唐山地震
液化	28	45.4
软土震陷	11.6	20.4
不均匀地基	44.2	6.8
填土	7	11.4
地裂、地面运动或原因不明	9.2	16

地基基础震害虽然总的说比上部结构的震害要少，但其特点是带有很强的区域性，某种特定的地质条件与地形地貌类型会产生特定的地基震害。图8-1显示了各种地质条件可能遇到的地基抗震问题。在山区是岩崩、滑坡、震密，不均匀地基等类问题；在阶地边缘则

---

❶ 摘自刘惠珊、乔太平，由地震害调查看地基的抗震容许承载力，冶金部建筑研究总院科研报告，1980。

❷ 同❶。

是局部边坡失稳，土层的地震放大效应增强等；在广大的冲积平原，包括漫滩与阶地，最大的问题是液化，其次是震陷以及由于覆盖层厚度较大，放大效应增强等问题。

本节主要论及一般浅基础的震害，至于桩基的震害将在第十章中阐述。

地基与基础的震害常以下列形式出现：

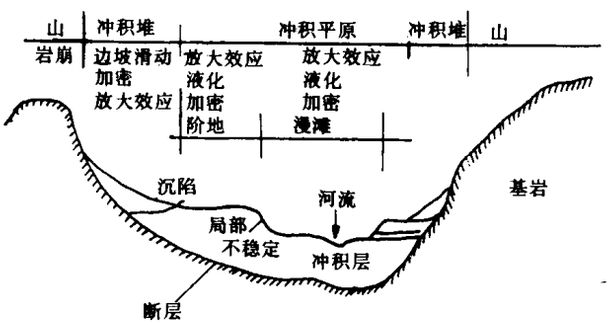


图 8-1 不同场地常遇的地基问题

（1）最普遍的是地基产生沉降、不均匀沉降和倾斜。其情况因土的类型而异。液化地基上沉降最大。当地基持力层为液化土时，沉陷常达数十厘米，超过1m者亦时有所闻，软土震陷通常造成10～20cm的沉降，也有接近30cm的。一般土造成的沉降（震陷）较小，通常不会构成对结构的严重震害。

单纯由于地基问题造成建筑物整体倾倒或倒塌的事例很少，因为地震倾覆力矩通常不足以使竖向力与地震水平力合力的作用点落到建筑物基底范围以外，又因为地震作用的方向随时变换，作用于某一方向力矩存在时间很短，不足以累积形成可观的地基变形和滑动。但在液化地基或软土情况下，土的承载力在振动下大幅度降低或因建筑与场地的共振效应，偶尔出现建筑物倾覆。例如1985年墨西哥城软土上的某高层建筑，用20m长的预制桩支承，因地震造成楼房倾覆。震后发现桩已自土中拔出，钢筋外露并与承台脱开。建筑倾倒过程为：1.最初出现摇幌；2.继之以一刹那的静止；3.长周期的大摇摆；4.房屋在倾斜状态下静止了大约5s；5.最后发生倾倒。根据3km以外的地震记录看，3.中出现的大摇摆是建筑物与场地的自振周期相近而处于“共振”状态。从而可以认为建筑物的倾覆是由于第4.阶段产生了相当大的倾斜后，自重引起的倾覆力矩致使基础翻转（岸田英明，1986）。这个例子中虽然建筑物下不是天然地基而是桩基，但其破坏过程大概也可以代表天然地基的情况。

液化地基上建筑结构倒塌或倾覆的某些事例见第七章。

（2）基础的水平位移：由地震导致的基础永久水平位移常见于边坡或河岸边的建筑物。产生永久性位移的原因常常是土坡失稳，或河岸边地下液化土层的侧向扩展等，亦即由土层失稳等场地地震次生效应引起，而非结构本身的水平地震力。因之防治的着眼点应是场地本身的稳定性。

由于结构本身地震水平力引起房屋基础可观的水平位移的事例很少见到报导。

（3）基础受拉引起的震害

这类震害通常在下列场合可以遇到：

基础受弯矩较大，基础下最外侧的桩排受到轴向拉力而将桩身或锚固于承台内的钢筋拔出。

地震时受到浮力的地下管线或地下结构的锚桩，因抗拔力不足而被抬升。

杆、塔等结构的拉锚装置的基础因地震时产生的拉力而使螺栓上拔或基础底板位移。如唐山地震时开滦煤矿处于9°～11°地区，井架的斜架或斜撑受到相当普遍的破坏（有唐山矿1号井架、3号井架、荆各庄矿副井井架、吕家坨副井井架、范各庄副井井架、林西矿

5号井架等），地脚螺栓上拔10～130mm，斜架基础底板位移10～160mm。其原因是斜架（或斜撑）在正常情况下受压，但在地震时可能受拉。斜向拉力一方面使地脚螺栓拉长，混凝土压碎，另一方面其水平分力促使底板向井架方向位移。

（4）基础与柱脚的破坏

地震力使房屋基础破坏的事例在我国揭露的不多，震后通常只是考查结构的地上部分的震害情况，很少做地下挖掘来考查基础的破坏状况。但日本的工程界在这方面积累了一些资料。

图8-2为三层框架基础与柱子连接部位的破坏情况，破坏原因是基础上的短柱受剪，如果降低基础梁的标高，可望避免这种破坏。

钢柱脚的破坏形态如图8-3至图8-7所示，图8-3是外露型柱脚的种种破坏，图8-3*a*属于受拉屈伏；图8-3*b*为基础顶面积太小，外侧混凝土压酥剥落；图8-3*c*亦为混凝土压裂；图8-3*d*为地脚螺栓锚固面积不足，混凝土压酥，锚杆拔出；图8-3*e*为螺栓锚固长度不够，因而拔出；图8-3*f*为螺栓杆被剪断，混凝土压酥；图8-3*g*则是基底剪力大且螺栓距边缘太近，将边缘的混凝土剪裂。对图*b*及*g*所示的破坏可按图8-4的方法校核其强度。

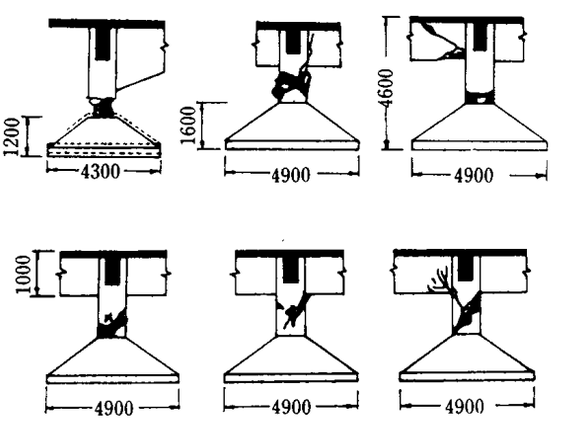


图8-2　框架基础的破坏（十胜冲地震）

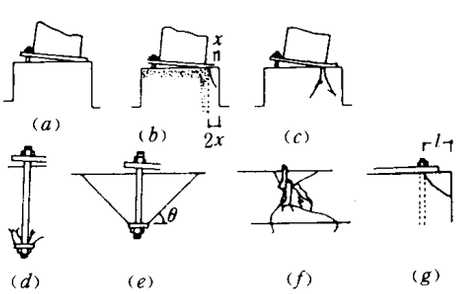


图8-3　外露型钢柱脚的震害型式[15]

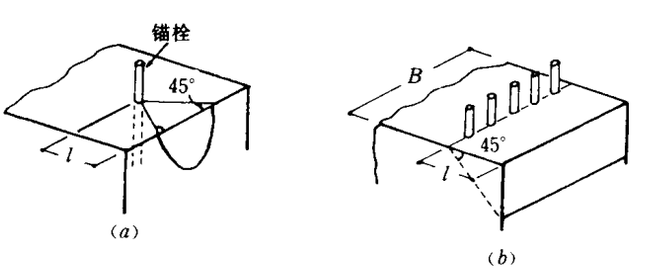


图8-4
（*a*）对图8-3*b*的计算图形；
（*b*）图8-3*g*的计算图形[15]

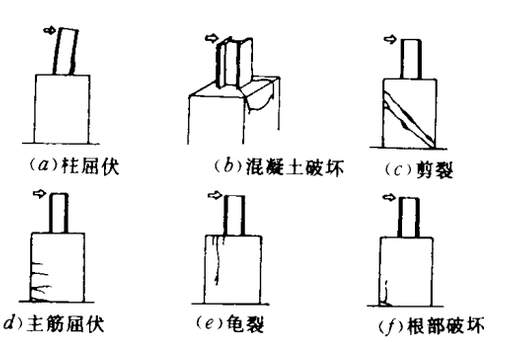


图8-5　外包型钢柱脚的破坏[15]

外包型柱脚的破坏见图8-5。其中*a*为钢柱本身屈伏；*b*为基础顶面混凝土破坏；*c*为混凝土被剪裂；*d*为钢筋屈伏；*e*为混凝土纵向裂缝；*f*为根部开裂。

外包型柱脚的传力机制如图8-6。地震水平力*Q*由钢柱传至混凝土，并由箍筋传给纵向钢筋。箍筋与纵向筋构成桁架，如图8-6*b*。由于混凝土斜向受拉因而出现图8-6*c*那样的斜拉裂

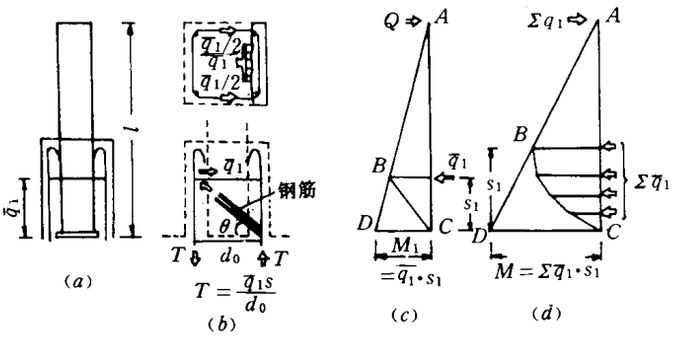


图 8-6　外包型柱脚的传力机制[15]

(a)(b)平、剖面；(c)及(d)弯矩图

缝，箍筋中的拉力$\overline{q_1}$由力矩平衡求得(图8-6c)：

$$\overline{q_1}=\frac{lQ}{S_i} \qquad (8-1)$$

式中　S——箍筋间距；

l——钢柱反弯点至柱底的距离（图a)；

Q——钢柱反弯点处的剪力。

纵筋中的拉力T(图8-6b)由下式决定：

$$T=\frac{S\overline{q_1}}{d_0}=\frac{M}{d_0} \qquad (8-2)$$

式中　d_0——纵筋间的水平距离；

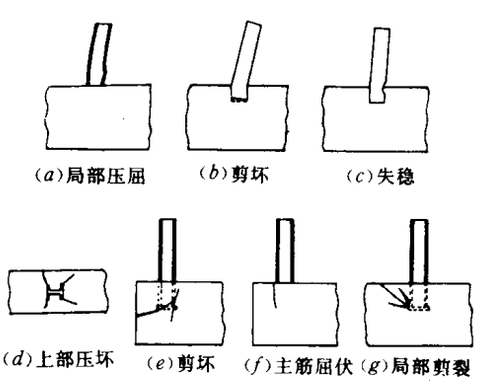


图 8-7　埋入式柱脚的破坏模式[15]

当箍筋有多根时，每筋中的拉力按图8-6d，由力矩平衡求之。

埋入式钢柱脚的破坏可能形式示于图8-7。图8-7a～c是钢柱本身的局部压屈，剪切屈伏和纵向挠曲；图8-7d～g则为混凝土的各种破坏。

根据所展示的各种可能的破坏型式，必要时应进行相应的地震荷载下的强度校核。

第二节　建筑基础上的地震荷载

一、地震荷载组合

作用在结构上的荷载有的是经常作用的（如自重），有的只是在某个时刻作用的（如雪荷载、风荷载、吊车荷载等）。当地震袭来时，并非所有可能作用的荷载都会与地震同时出现。在进行结构和基础的抗震验算时，只须考虑有较多可能与地震同时作用的荷载，将它们组合在一起，这就是地震荷载组合。

按建筑抗震设计规范第4.1.3条规定，计算地震作用时，应将结构的自重标准值与表8-2中的可变荷载进行组合，组合时自重的组合系数为1，可变荷载的组合系数按表8-2取值。将组合值之和作为抗震验算时的荷载值。

在这样的地震荷载组合下求得的结构内力和传到基础上的力是进行地基基础抗震验算时的依据。

作用于基础上的地震荷载有竖向地震力、水平向地震力，以及由水平地震力产生的力

组合值系数　　表 8-2

可变荷载种类		组合值系数
雪荷载		0.5
屋面积灰荷载		0.5
屋面活荷载		不考虑
按实际情况考虑的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载考虑的楼面活荷载	藏书库、档案库	0.8
	其它民用建筑	0.5
吊车悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不考虑

矩。对多数情况，竖向地震动产生的竖向地震力可以忽略不计，因为相对水平震动而言其值较小。只是在下列情况需考虑竖向地震作用产生的竖向地震荷载：8度和9度时的大跨结构，长悬臂结构、烟囱和类似的高耸结构；9度时的高层建筑等。竖向地震力的求算比较简单，通常是其重力荷重乘上一个0.08～0.25的竖向地震影响系数；对高耸结构、高层建筑则取其水平地震力的65％(详见"建筑抗震设计规范GBJ11—89)。因此，求算地震荷载的主要工作量在于确定水平地震力(地震剪力)。

二、水平地震作用

求算地震水平力有多种方法：基底剪力法、地震系数法、振型分介法和地震反应分析法等等。

(一) 地震系数法

该法对不同的烈度区采取不同的水平地震系数。即对7度、8度和9度地震区分别采取0.1、0.2和0.4。水平地震力F_{EK}即为水平地震系数与重力荷载或竖向荷载的乘积。

$$F_{EK} = \alpha G \tag{8-3}$$

式中　α——地震系数，对7、8、9度区分别采用0.1、0.2和0.4(相应于地面地震加速度的平均值为0.1g，0.2g和0.4g)；

G——重力或竖向荷载。

这种方法为我国的铁路建筑抗震规范和某些国外规范所采用。

(二) 基底剪力法　此法是抗震规范应用的方法，其实质与地震系数法一样，只不过其地震系数的取值除与烈度有关外还与建筑的基本自振周期及场地类别有关，根据场地类别和结构自振周期由反应谱曲线上查得。

按89建筑抗震规范对高度不超过40 m，以剪切变形为主，质量与刚度分布比较均匀的结构（如多层房屋）以及近似于单质点体系的结构（如水塔）可采用底部剪力法计算地震荷载。

作用于基础的地震水平力为：

$$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq} \tag{8-4}$$

式中　G_{eq}——结构的等效总重力荷载。对单质点体系取其等于总重力荷载，多质点（如多层房屋）可取重力荷载的85％；

α_1——按结构基本自振周期由地震反应谱查得或算得的地震影响系数。对多层砌体房屋、底层框架和多层内框架砖房可取反应谱曲线的最大值。

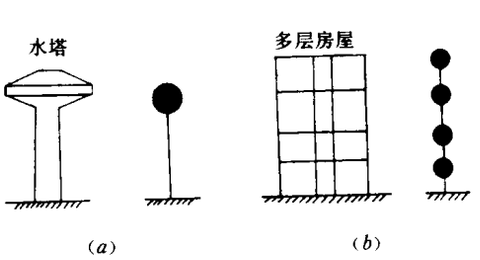


图 8-8　结构的计算简图
(a)单质点体系；(b)多质点体系

（三）振型分介法

对不符合底部剪力法的结构，抗震规范规定采用振型分解法。即将由无数多个质点构成的真实结构简化为有限多个质点的体系。简化时应使总质点数尽量少。因为多一个质点就相应多出一个振型和相应的计算工作量。

振型分解法求出的基底剪力和力矩比简单的底部剪力法更合理，因为底部剪力法只相当于考虑第一振型。但一般二者相差不大，通常在10％以内。工程上在初步设计与初勘阶段为对结构荷载有大致的定量评估，可以用底部剪力法估算。在施工图阶段和详勘阶段再用振型分解法或时程分析法做精确计算。

振型分解法的原理与公式详见第四章。在第十一章中用实例说明它与底部剪力法的计算差异。

（四）地震反应分析法

这种方法也称时程分析法，它的原理与计算方法已在第三章中叙述过。对一般结构并不要求用这种方法进行分析。但对特别不规则的建筑，甲类建筑和下表所列高度范围内的建筑，宜用时程分析法进行补充计算，并与其他方法求出的上部结构和基础的地震作用进行比较，以示慎重。当与其他方法得出的结果差异大时，需仔细研究，确定对策。

采用时程分析的房屋高度范围　表 8-3

7度和8度Ⅰ、Ⅱ类场地	＞80m
8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度	＞60m

三、竖向地震作用

按抗震规范，对8、9度时的大跨结构、长悬臂结构、烟囱等高耸结构、9度时的高层建筑，应考虑竖向地震作用，并按下列式计算（图8-9）：

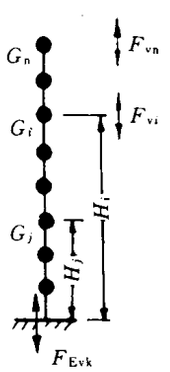


图 8-9　竖向地震作用计算简图

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \tag{8-5}$$

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\Sigma G_i H_i} F_{Evk} \tag{8-6}$$

式中　G_i及H_i——分别为第i质点的重力荷载及高度；

F_{Evk}——结构总竖向地震作用标准值；

F_{vi}——质点i的竖向地震作用标准值；

α_{vmax}——竖向地震影响系数的最大值，可取水平地震影响系数最大值的65％；

G_{eq}——结构等效总重力荷载，可取其重力荷载代表值的75％。

平板型网架屋盖和跨度大于24m屋架的竖向地震作用标准值，可取其重力荷载代表值和竖向地震作用系数的乘积；竖向地震作用系数可按表8-4采用。

竖向地震作用系数　表 8-4

结构类别	烈度	场地类别		
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ、Ⅳ
平板型网架、钢屋架	8	不考虑	0.08	0.10
	9	0.15	0.15	0.20
钢筋混凝土屋架	8	0.10	0.13	0.13
	9	0.20	0.25	0.25

长悬臂和其它大跨度结构的竖向地震作用标准值，8度和9度可分别取该结构，构件重力荷载代表值的10%和20%。

第三节　天然地基的抗震验算

一、竖向承载力的验算

地震作用于基础的外力往往竖向力、水平力与力矩三者俱备。地基竖向承载力的验算应满足下列三个条件（图8-10）：

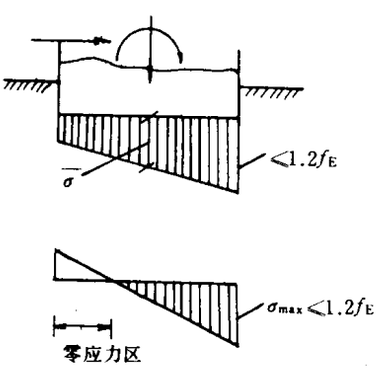


图 8-10　基底压力验算

$$1.\ \bar{\sigma} \leqslant f_E \tag{8-7}$$

$$2.\ \sigma_{max} \leqslant 1.2 f_E \tag{8-8}$$

3.允许出现拉应力的范围（零应力区）不超过0.25倍基底面积。对烟囱则遵照烟囱设计规范。

二、抗地震水平力的验算

平时承受相当大静水平力或地震时的主要抗震构件，如挡土墙、拱支座、剪力墙、柱间支撑的基础等，其地基抗水平力的能力有时会出现问题，须要进行验算。对平时以承受竖向力为主的一般墙或柱的基础，这种验算往往是不必要的。

验算水平滑移时，除基底与土的摩阻力外还可考虑基础侧面的被动土压力与地坪抗力。考虑到基础不容许出现大水平位移，因此被动土抗力只容许采用库伦被动土压力的$\frac{1}{3}$。应有：

$$F_E \leqslant \frac{T_f + T_s}{K} \tag{8-9}$$

式中　F_E——作用于基底的水平地震力，kN；

T_f——土与基础间的摩阻力。摩擦系数可按地基基础设计规范取值；

T_s——基础侧面的被动土抗力，kN；

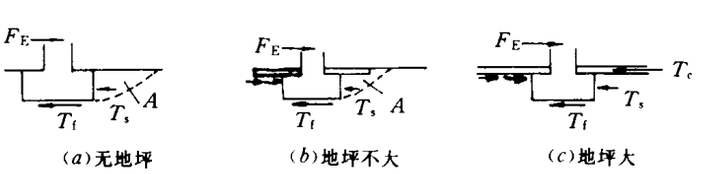
$$T_s = \frac{1}{3} A \cdot \mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{8-10}$$

A——基础侧面积，即水平作用力前方的基础侧面的面积；

φ——基础侧面土的内摩擦角，度；

K——安全系数，$K = 1.1 \sim 1.2$。

至于地坪的抗力由图8-11中可以看出其作用[2]。当基础旁无土时，抵抗水平力F的



(a)无地坪　(b)地坪不大　(c)地坪大

图 8-11　基底剪力为地坪与土共同承担

只有基底摩擦力T_f和被动土抗力T_s：当基础有不大的地坪时，地坪与土一齐位移。地坪下产生剪应力τ，它们也构成一部分抗力；当地坪面积相当大，可看作无限大并且不可能位移时，由于地坪一般是混凝土制成，其刚度比土大的多，当混凝土与土的水平位移相等时，地坪中的应力比土中的大很多，且因为材料的脆性，要先于土破坏（图8-12）。在混凝土破坏前，地坪承受绝大部分荷载，地坪破坏后土才承担全部水平力。

文献[2]将地坪视作中间开口（墙或柱子的位置）的无限大板，从而可用有限元或光弹试验进行分析。图8-14和图8-15是光弹试验得到的分析结果。可以看出，柱或墙施加给地坪的水平力在地坪内产生拉应力区和压应力区。应力分布情况与刚性条形基础下的地基中应力分布有某种类似。应力主要分布在受力面周围$3B$（B—受力面宽度）范围内，孔口附近最大拉、压应力值见图（8-14）。一般情况下，如果不要求震后地坪保持完整，可以任其拉坏。拉坏后的地坪由无限大板变成半无限板，更接近条形基础下地基的受力情况。此时，应验算地坪的抗压强度，应有：

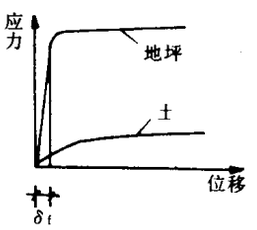


图 8-12　应力-位移曲线示意

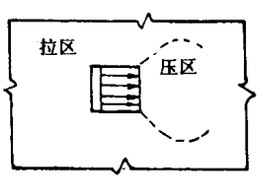


图 8-13　在水平力作用下的地坪应力区

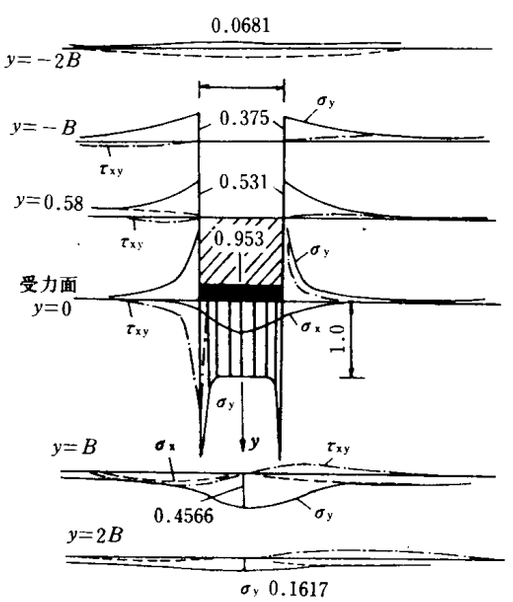


图 8-14　柱旁地坪中的应力分布[2]

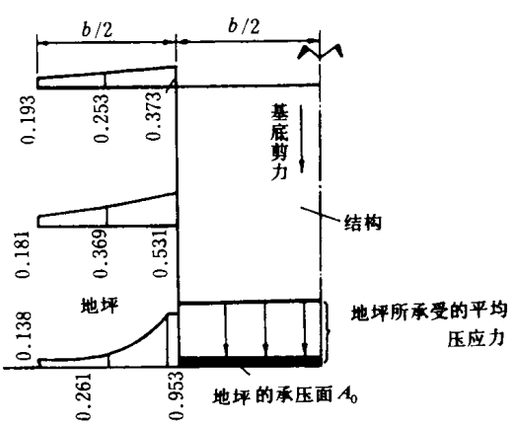


图 8-15　柱旁地坪中的拉应力系数[2]

$$F_E \leqslant \frac{A_0 \cdot R_a}{K} \tag{8-11}$$

式中，A_0及R_a分别为受压面积与混凝土的抗压强度，其余符号同前。在式（8-9）和式（8-11）中应选式子右侧抗力值较大者进行验算。因为土与地坪不同时破坏，取其大者作为抗地震水平力的主角。

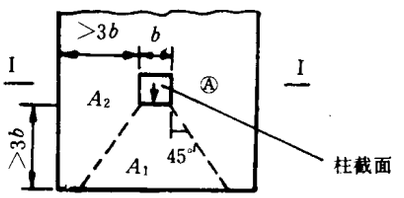


图 8-16　有限面积地坪的计算简图(平面)[2]

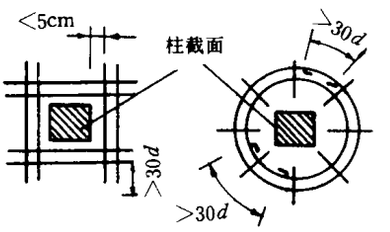


图 8-17　混凝土地坪的构造配筋[2]

在结构旁地坪的延伸宽度不到承压面宽度的3倍～5倍时地坪的验算以及地坪需要考虑抗拉时的配筋计算,可参考文献[2]或"冶金工业建筑抗震设计指南(1989)"的附录[25]。

三、不作地基抗震验算的情况

基于已有的抗震经验，对那些被认为不会在未来地震中产生地基震害的建筑，可以不作天然地基与基础的抗震验算。建筑抗震规范规定下列情况均可不作验算：

（1）砌体房屋、多层内框架砖房，底层框架砖房，水塔及所有不需进行上部结构抗震验算的建筑；

（2）地基主要受力层范围内不存在软弱粘性土（指7、8、9度地区，地基土的静承载力标准值分别小于80、100和120 kPa)的单层厂房和空旷房屋，不超过7层的民用框架房屋及荷载相当的多层厂房。

（3）7°和8°区高度不超过100 m的烟囱。

可以不作验算的原因有二：

1.为了简化设计，减少设计工作量；

2.为了节省。因为如果验算不够,需放大基础面积,而实际震害却又很少。这说明目前的计算方法不能很好地反映震害实际。为了弄清计算结果与实际震害有多大差异，曾对柱高8～16 m，跨度15～30 m，吊车能力为150～1000 kN的单跨单层厂房进行了中、软场地土上的抗震强度验算❶。结果表明：7度区所有场地、8度区中等场地和9度区中硬场地，满足静力设计的基础均能满足抗震验算的要求。而8度区的软弱场地、9度区的中软与软弱场地均不满足抗震要求，需将按静力设计的基础放大,最大需加大静力设计基础的45%。为了避免不必要的加大基础面积，因而除经验较少的高层建筑、高烟囱等，一般不作地基抗震验算。

地震时沉降（震陷）的计算方面，一般不作验算，因为：

（1）一般地基不会有问题；

（2）有问题的地基，如液化土、软土和不均匀地基等情况所产生的震陷用伪（拟）静力法无法算出，而要用第八章的震陷理论计算，因之有关震陷的计算一般均列入专门研究的内容。

四、高层建筑的抗倾覆计算

高层建筑的地震水平作用的合力中心位置很高，因而倾覆力矩在高烈度区就很大。倾覆的验算就显得有必要了。

水平力作用下倾覆的验算如图(8-18）所示。对倾覆旋转中心A点取矩，应有：

❶ 见刘惠珊、乔太平，由震害调查看地基的抗震容许承载力，冶金部建筑研究总院调查报告，1980。

$$\frac{W \cdot \frac{B}{2}}{F_{Ek} h} \geqslant 1.1 \tag{8-12}$$

式中，W，h，$\frac{B}{2}$，F_{Ek}、诸符号意义见图（8-18）。

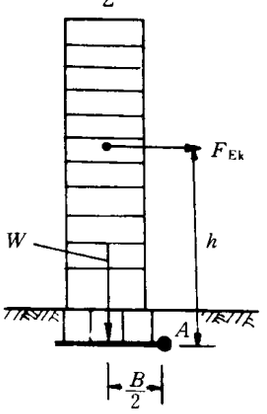


图 8-18　高层建筑抗倾覆验算

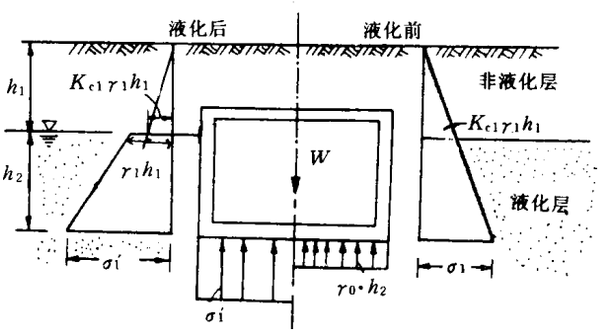


图 8-19　地下结构在液化土中的抗浮验算简图

五、液化土中地下结构的抗浮验算

一旦发生液化，液化层变得类似悬浊液。轻的物体会上浮，重的物体会下沉，作用于物体的液压服从阿基米德原理，压力值只与深度有关，且不随压力的方向而改变。这使地下结构的侧向压力与底面的浮力大为增加。图8-19为液化前后结构所受压力的比较，设在基底处液化前的侧压力为σ_1：

$$\sigma_1 = K_{c1}\gamma_1 h_1 + K_{c2}(\gamma_2 - 1)h_2 + \gamma_0 h_2 \tag{8-13}$$

液化后的侧压力σ_1'为：

$$\sigma_1' = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 \tag{8-14}$$

式中　γ_1，h_1——分别为第一层土的重度和厚度；

γ_0，h_2——分别为液化土的饱和重度与厚度；

γ_0——水的重度；

K_{c1}及K_{c2}——分别为第一层土及液化土的主动土压力系数，$K_{ci} = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_i}{2}\right)$。

底板所受的上浮力在液化前后分别为静水压$\gamma_0 h_1$及σ_1'。不难看出液化前后侧压及上浮力都比液化前增加了很多。当结构完全处于液化层中时，上浮力增加约1倍，侧压力增加稍小于1倍。

对于非液化的饱和砂或粘性土等在地震中孔压虽不能导致液化但也有可观上升的土，在设计时也应该考虑到孔压上升的因素，在抗浮方面应保有较大的安全度。

第四节　与地基基础有关的抗震设计考虑

一、选择对抗震有利的基础形式与埋深

震害调查表明，有全地下室、箱形基础或筏基的建筑和完全处于地下的结构的震害比其他基础类型的建筑要轻，其原因可能有下述诸点：

1.土层深处的地震加速度一般比地面小。这种土层放大作用已为多次实测地震记录及理论分析所证明，在第三章中也已阐述了放大作用的原理。考虑到这种规律具有普遍性（当然不是绝对的，有时也有不放大或甚至减小的情况），印度抗震规范（1975）采用－30 m深度处的地震系数为地表时的0.5倍，中间深度则按直线插入；日本则取－20 m深处的地震系数为地表的0.5倍；法国规定浮筏或带地下室的建筑的地震荷载比一般情况少20%；

2.逸散阻尼大

由于全地下室、箱基、筏基与土层的接触面积（底面与侧面）比一般基础大，结构的振动能量通过接触面耗散于土中的部分比一般情况多，导致振动衰减快，振动强度低，减少了破坏的累积效应等，对抗震有利。

3.土对基础的嵌固作用增强

由于基础底面积大和基础埋深大，导致土对基础旋转的阻抗和对不均匀压缩的阻抗增加。

4.基础的刚度与整体性大，就能消弥地表各点震动的相位差和由此产生的上部结构内力。

5.减少差异沉降及其引起的上部结构内力。

国内外规范关于基础类型对地震作用的影响的考虑，大致有三种情况：

1.由于研究不够，大多数国家尚未考虑这一因素；

2.少数国家规范考虑了基础类型的影响，如中国抗震规范（1989）、希腊抗震规范（1978草案），法国抗震规范（1967），印度结构抗震设计规范（1975）等。

我国抗震规范第4.2.6条规定，Ⅲ、Ⅳ类场地上采用箱基和筏基的钢筋混凝土高层建筑，其水平地震作用可较刚性地基假定时减少10～20%。

希腊抗震规范在求建筑的地震作用时需考虑乘以不同的基础类型调整系数（表8-5及表8-6）。

希腊抗震规范（1978）的基础类型系数　　表 8-5

基础类别		场地上类别		
刚度	埋深	甲	乙	丙
小	浅（$D/B\leqslant 0.10$）	1.10	1.30	1.50
	深（$D/B\geqslant 0.40$）	1.00	1.10	1.25
大	浅（$D/B\leqslant 0.10$）	0.90	1.00	1.15
	深（$D/B\geqslant 0.40$）	0.80	0.90	1.00

基础的相对刚度　　表 8-6

基础类型	刚度	
A.独立基础	小	刚度增加
B.柔性系梁联系的独立基础		
C.顶部不相联的桩基础		
D.承台用柔性系梁联系的桩基础		
E.单向刚性带形基础	中	
F.交叉网状刚性带形基础		
G.柱上的交叉网状带形基础		
H.整体筏式基础		
I.刚性箱形基础	大	

表8-3中B为建筑物基础平面轮廓的宽度，D为基础埋深，当为桩基时取承台埋深加$\frac{1}{5}$桩长。表中的甲类场地指岩石或半岩石，剪切波速大于700 m/s的粗颗粒土或承载力大于400 kPa的硬粘土；乙类场地指局部疏松的岩石、中密粗颗粒土、承载力为250 kPa的粘土；丙类场地为稍密的砂或淤泥质粘性土，它们的剪切波速为100～200 m/s。

3.个别国家按土-结构共同作用理论考虑，如美国1987年颁布的暂行条例（ATC—3）

中列有“土-结构相互作用”一章，按此计算建筑物自振周期将比不考虑共同作用时增长，阻尼增大，从而使其基底剪力、侧力和倾覆力矩减小，但其侧移和P-△效应引起的次生力可能增大（参见第六章）。

基础埋深的选择涉及选什么样的持力层及在同一层中基底标高如何考虑。首先应避免将基础的持力层座落在软土、不均匀土及可液化地基上，因为这类地基震害较大。如选这类土作为基础的持力层，则应经过专门分析，有足够依据。

至于基础的埋深，不论从静力或抗震方面来看都以埋深较大为好。主要的制约是埋深大则造价高，往往又有水下施工的困难等。不少国家对高层建筑规定了一个最小埋深，罗马尼亚要求地下室深度为建筑高度的10%；日本对高宽比大于2.5的建筑要求基础埋深超过建筑高度的8%；我国“高层建筑设计规范”要求地震区的高层建筑基础埋深不宜小于10%的楼高。这样的要求主要考虑了下列因素：可减少来自基底的地震输入，因为土中的水平地震加速度一般随深度而渐减，在地表下5 m以内减少的更多；可增加基础侧面的摩擦阻力和土的被动土压力；增强土对基础的嵌固作用，减少建筑倾斜和摇摆，提高地基承载力；考虑地下室的人防、贮藏库、车库的作用等。

但上述规定有时带来不少困难的问题。因为房屋每增加10层就要增设一层地下室。不论场地、土质、烈度，是否有桩等一律对待，这就大大增加了土方量与材料消耗，使工期增长，造价提高（地下室的造价一般为上部结构的1.5～2倍）。若在地下水位以下则更可能遇到困难的水下施工和使用中防水问题。因此，在困难的地质条件下，应对基础埋深的选择多作分析。在建筑物的动、静地基承载力和稳定性均有保证，上部结构的强度与变形亦满足要求时，可以突破规范的限制，减少基础埋深。

二、处理好剪力墙基础与相邻构件的基础的关系

目前的高层建筑或多层工业厂房中常设计几片剪力墙作为抗抵地震水平力的主要构件。为了达到抗剪的目的，剪力墙的基础要满足几个要求：

不能产生较大的水平位移或转角；

要提供上部剪力墙中产生塑性铰的可能。欲满足这些要求，剪力墙基础应有较深、较好的嵌固与足够的刚度和基础面积。图8-20显示了几种剪力墙基础的做法，其特点各别。图8-20 a 中的基础较浅，墙中竖向拉筋的拉力只能传到钢筋的锚固端为止。由于钢筋在基础中的深度不大，不可能在基础上面形成墙中的塑性铰，是以墙的延性不佳。此外由于基础浅也容易产生基础的转动，因此不能算作较好的做法；图8-20b的基础下有桩可受拉，

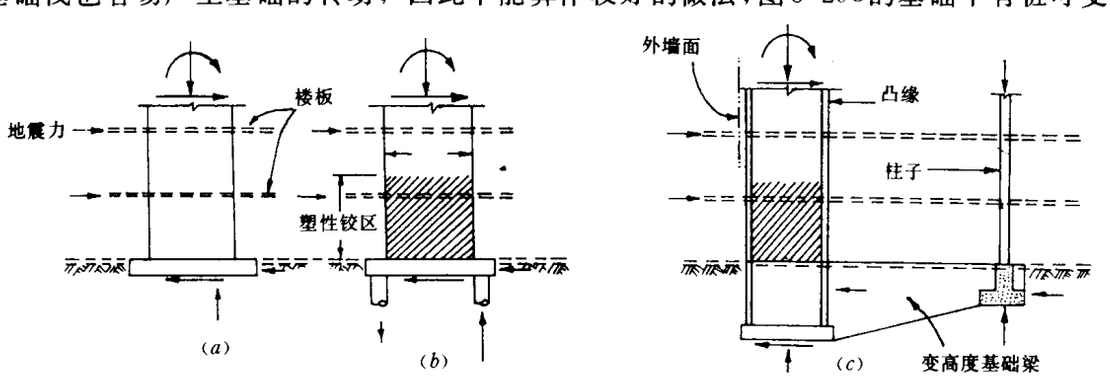


图 8-20　剪力墙的基础型式示例[1]（一）

（图中阴影表示塑性区）

地信网论坛
BBS.3S001.COM

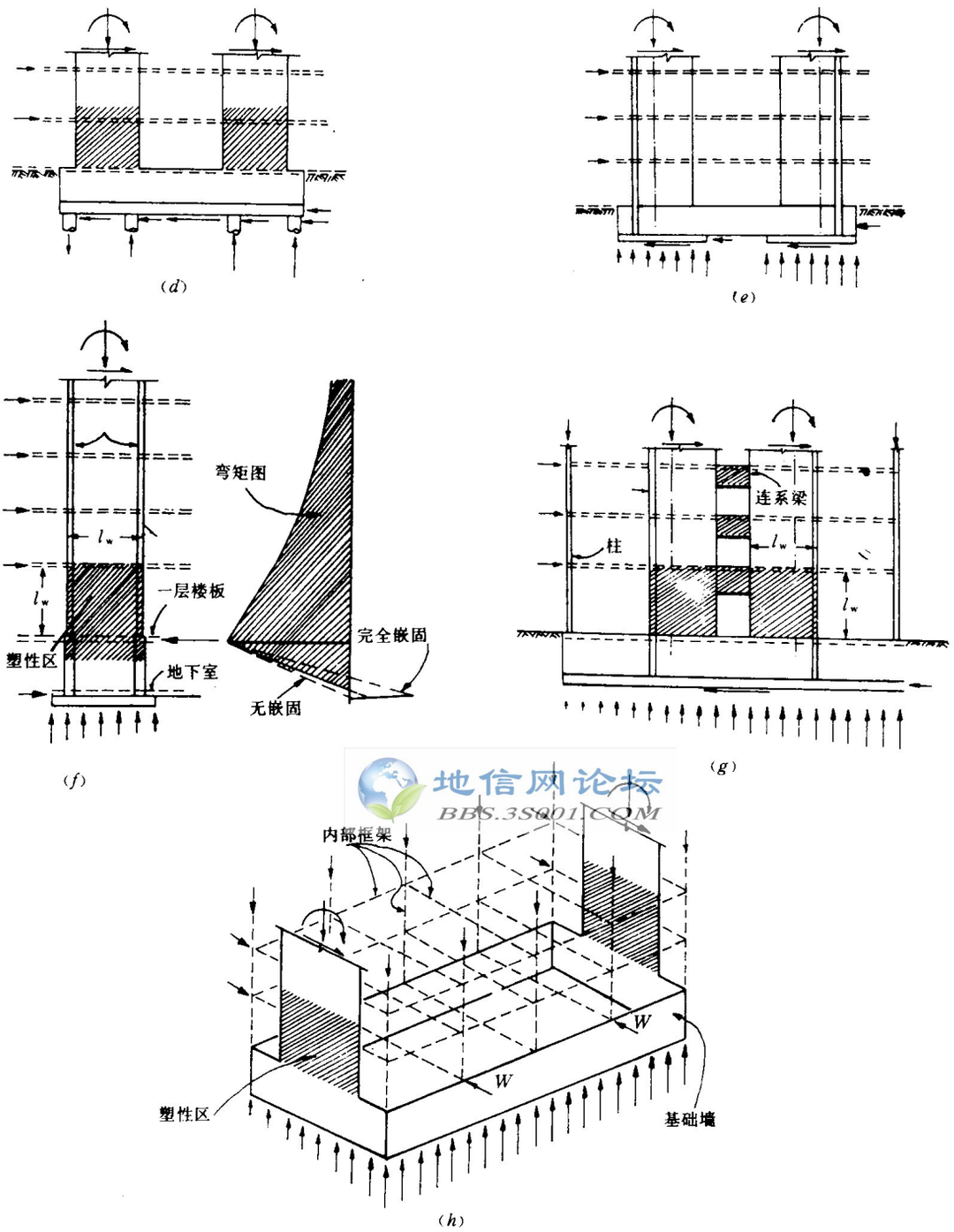


图 8-20　剪力墙的基础型式示例[1]（二）

可承受较大弯矩，抗转角性能较好，可使墙中产生塑性区（图中阴影部分）。

图8-20 *c* 是将剪力墙基础与相邻柱基础相连，形成变高度梁，一方面使剪力墙有足够的地基面积，另一方面改善了剪力墙下端的嵌固，使墙中能形成塑性区。此外，柱子的荷载又有助于使基础梁中的弯矩值降低。

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

图8-20*d*是两片剪力墙座落在一个公共的强大的基础梁上。两墙之间的梁承受很大的弯矩与剪力。可以保证墙有出现塑性区的可能。基础梁处于弹性工作阶段未达屈伏，可以利用混凝土的抗剪力。基底的摩阻力与侧向土抗力较大，可以减轻桩的受力。

图8-20*e*象图8-20*d*那样将二个悬臂式剪力墙用强梁相连，这样可以充分利用悬臂剪力墙的抗弯能力，而单独基础时充分利用这种能力是有困难的。基础梁上可以出现塑性区以作为主要的耗能区。梁中配斜筋以承受剪力墙传来的剪力与弯矩。基础梁下面的基脚可以协同承受弯矩产生的土反力。一般可认为两基脚间的梁底面不承受土反力。

图8-20*f*是楼房有地下室时的情况，剪力墙可以方便地与内墙或外墙联在一起。图中的剪力墙有翼板，因而放在内墙上。下面的单独基础承受竖向力，主要的剪力墙弯矩由一层楼板和地下室底板承受（图中用箭头表示）。剪力墙的塑性区深入地下室内多少很难估计，因此此处要多配些钢筋。图中的弯矩图上的虚线表示基础毫无嵌固作用和完全嵌固时的弯矩界限值。由于不好精确估计墙底的嵌固程度，应按安全方面考虑配筋。

图8-20*g*的特点是剪力墙上部用连系梁相连，以使它们能够承受更大的弯矩。

图8-20*h*是用箱形基础的墙作剪力墙的支承。但箱基的墙壁承受很大弯矩与剪力，因而配筋量大。为减少墙内配筋，宜将剪力墙挪至图中*W*所示位置。

三、抗震不利地段的设计问题

抗震不利地段与危险地段的划分已见前述（第二章第四节）。此处主要阐述有关的应注意之点，以补抗震规范的原则规定之外的设计需要。

抗震不利地段有多种情况，但大体上可按它们的特点归为几类：

1.地形复杂的场地

属于这类场地的有：地形突兀的高陡边坡，孤立山体和条状突出的山嘴等地形地貌比较复杂的地段。这类抗震不利地段的主要问题有：

（1）山体或坡体在地震时的稳定性问题，能否产生滑坡或崩塌。设计前应详细勘察岩土体的构造、倾角、破碎程度、有无软弱夹层、自然坡角等，以便在稳定分析时作出正确判断。但应注意，在岩（土）体稳定分析中有许多实际的复杂因素是理论分析中不曾计入的，因此只有当工程条件与理论假定条件相近时，计算分析结果才可充分信赖。

（2）地震反应的异常，震害实际与理论分析等无数事例都证明，高陡地形会造成地震反应的增强，第二章的表2-5是以往地震中观察到的地形地貌造成的烈度差异，由表2-5可见高差50～300m的山顶与平地间的烈度相差0.5～3度。陈丙午等对表中芦家湾六队的地震反应做了有限元分析与实际震害对比。实际震害如图2-13所示，山尖为9度、山凹为7度，大山上为8度。有限元分析显示（图8-21），上述三点的地面加速度反应谱并无大差异，但最大加速度相差颇大，山尖约为山凹处的2倍，可以认为宏观烈度的差异是由于加速度的差别引起的。

通海地震时，建水三中位于孤立山丘（慈云山）的斜坡上，地基土在地表的3～4m为坡积粘性土，下为基岩，但校后有一几十米深切的冲沟，地震后校舍全部倒塌；而与之相距不远，平缓山坡上的大营村倒塌却为79%；洗澡塘位于四面环山的山凹中，倒塌仅占29%，其东南端房屋质量基本相同，但位于一高台地上的大冲，倒塌达91%；位于平缓山坡上的王马寨倒塌占31%，比紧邻东端山嘴上的大红坡倒塌91%轻得多。

永善、大关地震时，位于金沙江边缓坡上的沙湾，村子最下部一四合院，土石墙草顶

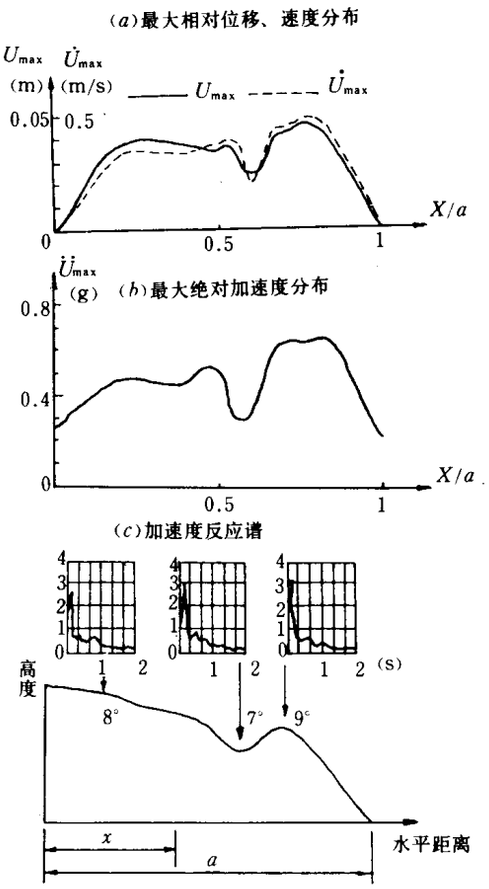


图 8-21　芦家湾六队地震反应计算结果

(与图2-13作对比)[20]

房，座落在高约 2 m的一小鼓包上，鼓包顶部大小与房屋基础相同，震后房屋全部倒塌，而该村其它房屋仅见轻微裂缝，烈度仅 6 度强。

东川地震时，震中猴子坡村位于两条河谷交汇处突出的山嘴上，震后83%的房屋倒塌，而相距50m左右一洼地上的另一自然村仅受严重破坏。

这类突出地形的地震放大效应已由地震记录得到证明。

1975年海城地震后，中国科学院工程力学研究所对海城附近一个小山丘上高程相差约10m的山顶和山脚基岩上余震记录表明，两者最大加速度的平均比值为1.75（水平方向）和1.84（垂直方向）；在营口县盘龙山的山脚、山腰和山顶测得的加速度水平分量，其平均比值为1:1.33:1.75。1976年龙陵地震后，在朝阳公社南面高约40m的山上，由高程约差20m的山顶和山腰的余震记录表明，两者加速度平均比值为1.45（东西向）、1.68(南北向）和1.2(竖向)，最大比值相应为2.43、2.64和1.78。总之，山顶加速度/山脚加速度约在1.4～2.7之间。

图8-22是美国Long Valley坝址处山体地震加速度的实测结果。由图中可见坝顶标高处山岩的地震加速度不论水平向或竖向均比坝基标高处都高，约为后者的 2 倍。

另一类复杂地形为山间凹陷盆地。这种地形在川、滇、西北诸地较普遍。如川滇地区高山峡谷中间常夹有沉陷盆地（俗称“坝子”），地形地貌与地质岩性变化十分大，往往一个工业区有数百米或千米以上的高差，繁多的地貌单元，地质岩性从岩石直至软土达数十种之多，1970年通海地震及1941年耿马地震证明，在 8 度以下地区，山顶较坝子的地震烈度常低 1 度以上（图8-23及8-24)。主要造成差异的原因一是基岩与第四纪沉积的差异，此外是地形使中部盆地的地震反应加强[17, 18]。

廖振鹏等[9]对突出地形及凹陷地形用空间轴对称的圆台与圆坑模拟(图8-25)，得出

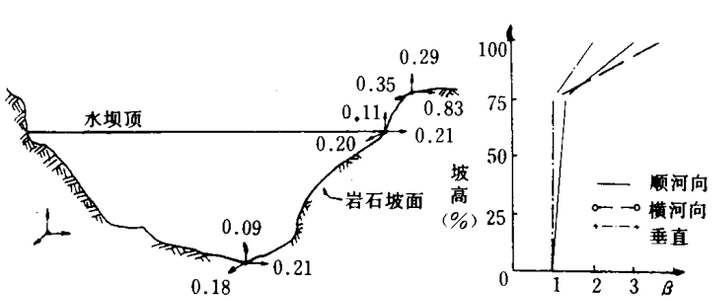


图 8-22　Long Valley坝实测地震加速度

(a)1980年 5 月27日地震岩基面加速度峰值(g)；(b) 放大系数沿坡高的分布

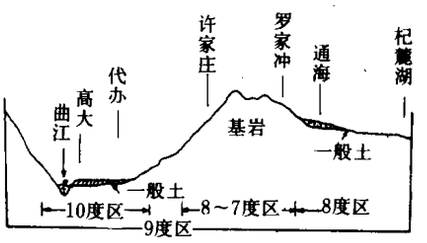


图 8-23　山区与坝区烈度分布实例之一[17]



图 8-24　山区与坝区烈度分布实例之二[17]

孤立山包的放大效应如下：当$H/R=\frac{1}{3}$、$\frac{1}{2}$及$\frac{2}{3}$时，山顶的地面加速度为平地的2、3.3及4.8倍，大于二维平面问题情况下的顶部放大作用。场地卓越周期建议用：

$$T=3.2R/v_s \tag{8-15}$$

式中　R——孤立山包的底半径（图8-26）；

v_s——剪切波速，m/s。

根据计算，凹陷地形相对地平面而言，也有放大作用，但比突凸地形者为小。

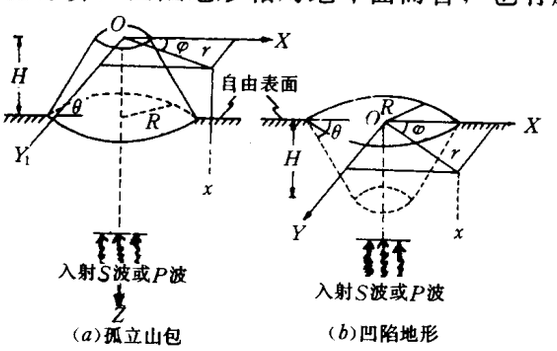


图 8-25　山头与凹地的计算简图[9]

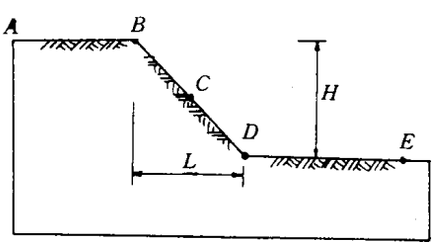


图 8-26　斜坡的计算简图

地震反应分析同样证明了斜坡和陡坎对地震反应的增强作用。用大连基岩地震波输入，对二维斜坡的反应计算表明，不论入射波是水平传递的面波或是竖向向上传递的剪切波或压缩波，图8-26中的B、C、D的放大作用均与自由场的A、E点不同。角点D的加速度多数情况下高于自由场。在B点左右$\frac{L}{2}\sim L$范围内，位移值为自由场的1.2倍以上。对垂直的陡坡，B点左侧及D点右侧各H范围内，位移值一般为自由场的1～1.7倍，最大可达到3倍。当坡长与坡高增加时，B点附近的放大效应增强。

在目前，复杂地形地貌条件下进行建设的问题已越来越重要：矿山建设、名山大川旅游胜地的建设、西南、西北山区与黄土高原沟壑地区的开发利用；特意利用高差以满足某些使用要求的特种结构，如高位水池，高位水塔及输电线塔的建造等等，均会遇到复杂地形地貌的问题，但至今尚未取得满意的结果。目前在抗震设计中大体上采取下列对策：

（1）在抗震规范中作出相应规定，例如在“水运工程水工建筑物抗震设计规范(1984)”的第2.2.4条规定对码头的岸坡，坡顶处的地震力分布系数比坡角处为高；

（2）根据具体的地形地貌与地质条件做地震反应分析。但由于实际地形地貌情况的复杂，往往出现没有合适的现成计算程序能够较全面地考虑现实中的主要因素的情况，因之理论分析并非解决所有问题的手段。

（3）采取抗震构造措施。由于目前计算上对放大效应精确定量尚有困难，而震害累积的经验也还不足以定量地作出规定，现今的知识水平在多数情况下只是定性地了解到地震波在孤突或凹陷地形处由于反射的加强和临空面的土体所受的运动约束较少，地震反应得到加强这一现象，在此情况下实际可行的办法是在抗震构造上采取措施，特别是提高结构的抗震薄弱环节的强度和延性，提高建筑物的侧向刚度以减少地震放大效应。

（4）参照以往震害经验，对相似的地形地貌适当地提高设防烈度或加大设计地震作用。

2.河岸、海滨、故河道等地段。这类地段分布很广，在我国沿海诸省都有平阔的海滨、河漫滩和低阶地。最常发生的地基震害问题是：

（1）液化侧向扩展，引起土体滑向河心（或故道中心）；

（2）软土的岸坡滑坍；

（3）不均匀震陷或地裂。

对建（构）筑物来说上述侧向扩展、滑坍等都是造成过大的水平位移或竖向位移的原因。在这类地段抗震措施不可仅着眼于单体结构，首先应该考虑场地的稳定性。最佳方案是避开到安全地段建造，但这一方案常不可能实施，因为这类地段往往人烟稠密，寸土如金。有些跨河结构，如桥、地下隧道或管线更必须在此类地段内建造。此时，可采取的对策原则上有三：

（1）修筑挡土结构，不使土体流动。

（2）加固地基，使能抗滑，在四周土产生流动时，本身如中流砥柱。

（3）按抗地裂和抗不均匀沉降的要求设计房屋。

前两种措施可参阅本书有关章节，下面着重介绍第三种措施。

文献[5]提出在滨河地裂带上建造房屋的下列建议：

（1）设计上对地裂缝引起的水平张拉与竖向台阶式落差可以用不同的方法处理。水平张拉可以通过在建筑物下设筏基或条形钢筋混凝土基础加配足够的抗拉钢筋来处理；竖向沉落则通过在各层楼板标高处设圈梁并构造配筋解决。

（2）考虑抗水平张拉钢筋时，以地裂发生在房屋中部时产生的基底摩擦力最大，因而应按此时的情况计算抗拉钢筋。此时，基底与土间的极限摩擦力与总水平剪力按式(8-16)及式（8-17）计算。若预期的裂缝方向与建筑平面主轴方向不一致，则令总水平剪力的方向垂直于裂缝，并将它沿建筑物平面主轴分解为互为垂直的二个分量，校核二个方向抗拉强度。

当地面开裂而其上房屋保持完好时，基底的土与基础间必定产生相对滑动，基础底面的极限剪应力应为极限摩擦力：

$$\tau = \sigma \mu \tag{8-16}$$

式中　τ——极限剪应力，kPa；

μ——基础与土间的摩擦系数，无试验资料时，可按建筑地基基础设计规范GBJ7—89表6.4.8—2取值。

σ——基底的平均法向应力，kPa。

沿基底所能发生的最大剪力相当于裂缝发生于房屋中间的情况。假定 σ 与 τ 是沿基底

均匀分布的，则总剪力T为：

$$T = \Sigma\tau = W\mu/2 = \sigma A\mu/2 \qquad (8\text{-}17)$$

式中　W、A——分别为房屋基底以上的总荷载与基底面积。

（3）建筑物的长高比宜小于2.5，最大不超过3。

（4）每层楼板处设置圈梁。

（5）房屋的主轴宜与河流主轴方向平行，因地裂缝方向大体与河流平行，这样可使受力状态简单。民用房屋宜用片筏基础，工业厂房宜用柱下条基。基底标高不同的纵横交叉条形基础宜避免采用，以免使受力复杂化。

（6）对片筏基础，不论上部是否有圈梁，将拉筋全部配于基础板中。

由于基底剪应力是均匀分布的，故基础承受的拉力图是由房屋端部向中部直线上升的三角形(图8-27)，可由房屋中部向端部逐渐减少抗拉筋的配筋量。

基础拉力的最大值由式（8-17）决定。

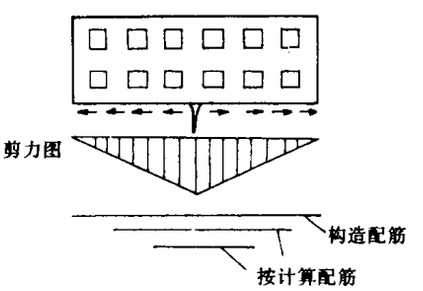


图 8-27　基础抗拉裂钢筋配置示意

（7）圈梁中配筋的主要作用是：承受竖向不均匀沉降引起的墙体应力；承受地裂缝引起的墙中拉力。由于最下面的条基或筏基已按承受百分之百的拉力配筋，故圈梁中只考虑抗不均匀竖向沉降的构造筋即可。参考黄土地基规范及软土地区抗不均匀沉降的经验，建议对地裂带房屋的圈梁一律按9度烈度区的要求配置构造钢筋。

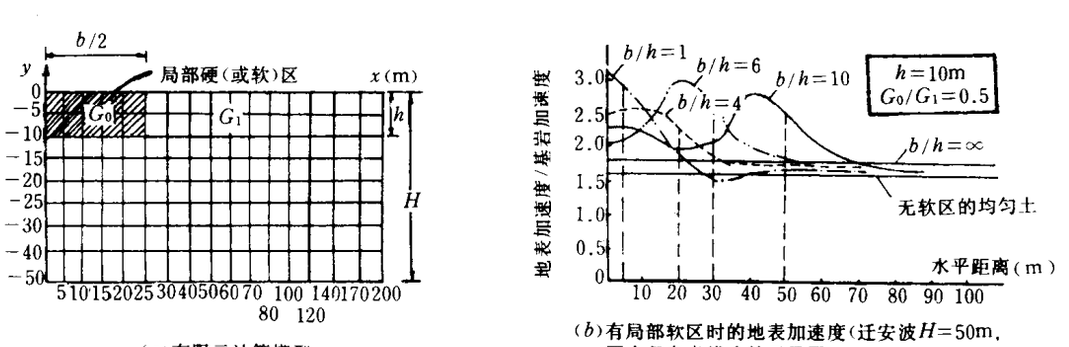
3.半挖半填，厚度不等，暗沟、滨、坑等不均匀地基。这类地基的主要问题是：

（1）静、动荷载作用下的不均匀沉降；

（2）由于地基水平向的不均匀性而导致地面各点地震反应的差异，这方面已有若干实测的与计算的结果：

陈丙午[20]等人计算了倾斜岩层的地面反应，得出的结论是岩层开始倾斜处的地面反应比平地要大。

范敏等[8]按平面问题计算了均匀土层中局部软弱或刚硬区对地面反应的影响，得出土中的硬区的影响小于局部软区，可忽略不计；软区则使地表反应增强不少。图8-28b是计算得到的地表不同时刻不同点的峰值加速度反应。与无软区的情况相比（图8-28b中的水平直线），软区内外一定范围内的地表地震加速度反应常比无软区存在时要大，而且视点



(a)有限元计算模型　　(b)有局部软区时的地表加速度(迁安波H=50m，图中竖向虚线为软区界限)

图 8-28　有局部软区时的地震反应

的位置不同而变化多端。由图8-28 *b*可以看出，地表加速度在软区界面附近较大，直到边界（图中的竖向虚线）外20 m以外才与无软区时的均匀场地相近。由于地表各点地震力的差异（反映在加速度的差异上），特别是地表各点地震波的相位的差异，将使跨越软区的结构受力变得很复杂，震害比均匀地基上加重（表2-6）。

综上所述可知，不均匀地基对建筑结构会造成种种不良影响，因之以避开此类地段为宜。如确有必要在这类地段修建，在抗震设计中应考虑一些针对性的措施，如：

1）参照静力设计时常用的方法，在上部结构的设计中采取抗不均匀震陷的措施；

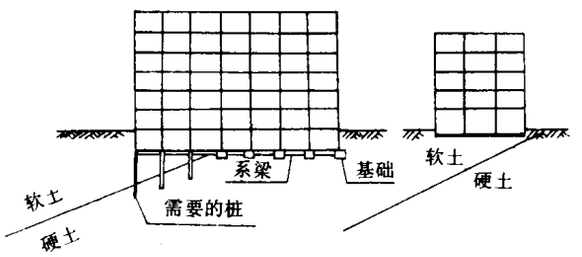


图 8-29　不均匀地基上采取的措施示例

2）对跨越不均匀地基的结构单元中的上部结构抗震薄弱环节采取局部增强措施；

3）用沉降缝将建筑隔开成独立单元；

4）加强基础的整体性以抗土层交界处的复杂地震反应。图8-29中采用筏基或在单独基础间加系梁是可以采用的办法之一。为了减少竖向不均匀沉降，可在软土区采用桩基以使硬土承载整个结构的荷重。

四、断裂带附近的建筑物

对于一个较大的工业基地或城镇，地面下有断层通过是不足为奇的，对于那些延伸很长的石油管线、取水管线或路堤，通过有岩层断裂的地段就更加是经常出现的问题。

对于勘察与设计人员而言，必须关心与查清下列一些问题：如果有断裂的话，是活动（发震）断裂还是非活动断裂；活动断裂的运动方式与方向，是平移还是上下错动；可能的平移或上下错动的距离；重现期和推测的未来活动距今时间；断层破碎带的宽度与组成物质；基岩上疏松覆盖层的厚度及性质等。

非活动断裂对建筑的影响较小。在过去较长时期内，人们曾对破碎带附近的地震反应是否加强心存疑虑，经过国内外多次的震害调查，已弄清非活动断裂附近建筑物的震害大多并不比其他地方明显加重，因之，没有必要专门避开这一地区。但断层破碎带如果出现在距地表不远的深度，则带来地基土匀质性差的问题，要求对跨越破碎带的房屋的地基与基础的设计上按不均匀地基来对待，以避免地震时的不均匀震陷和上部结构的地震反应复杂化（参考图8-28）等不利影响，如有可能则不应将建筑物跨越断层破碎带。

对于活动（发震）断裂，情况比较复杂。董津城等[24]将发震断裂分为非破坏性的与破坏性的二种。非破坏性发震断裂一般其震级$M<5.5$,能产生小震与岩土的蠕动，在工程使用期间内可能会出现地表位移。故宜将建筑物布置在一定距离以外。当第四纪覆盖层厚度在20 m以下时，建议的避开距离如下：

甲类建筑	300～500 m
乙类建筑	100～300 m
丙类建筑	100～30 m

甲、乙、丙类建筑的划分可见建筑抗震规范及某些行业规定。当第四纪覆盖层较厚时，则可将上述建议值适当缩小。

破坏性发震断层的震级一般有$M>5.5$,断裂两侧岩层的错动突然且错动的距离大，一

般以 1 ～ 2 m者居多。由于这样的错动一般结构无法承受，故应避开，建议的避开距离如下：

	$M \geqslant 7$	$M = 6 \sim 6.9$
甲类建筑	专门研究	
乙类建筑	2 ～ 3 km	500～1000m
丙类建筑	500～1000m	100～500m

当场地的基岩上覆盖土层较厚，基岩的错动由于土层的缓冲有时不一定在地表出现错位（当土的破坏应变为 5 ～10％时，岩层上下错动 1 m，则土层中的裂缝就会上延10～20m）。根据观察，当 $M = 6 \sim 6.9$时，断层错动一般小于 2 m，若覆盖土层厚度大于50m，则地表一般无错位，对建筑物的不利影响大为减少。

第五节　土坡的地震稳定验算

地震下的土坡稳定问题，对我国西南（川、滇、黔）、西北（陕、甘、宁、新、藏）等高烈度的山地、丘陵和黄土高坡等都有重要意义，这些地区的自然边坡和人工边坡很多，在历次地震中都有不少震害报导。随着经济建设在内地的逐渐扩大，边坡稳定问题也将越来越受到重视。除上述地区外的其他地区也会遇到土坡抗震稳定问题，如河岸、路堤或路堑、山坡或阶地的边缘等。

地震下自然边坡的滑坡主要有三种类型：土层滑坡；破碎岩体与岩质滑坡；土层沿下伏基岩面的滑坡。

1970年的通海地震与1973年的昭通地震中产生多处滑坡。由于地处金沙江畔，滑坡类型以岩质滑坡为主。1973年的炉霍地震以土层滑坡为主。1975年的海城地震与1976年的唐山地震中则发生不少路堤、路堑、土坝等人工边坡的滑塌以及河漫滩与低阶地的河岸滑坍。

地震滑坡与通常滑坡相比有一系列特点：

1.滑坡的整体性不太好，较破碎，滑面不一定很清晰；

2.突发性强。多数震前无预兆，地震时突然发生一次性的连续滑动，因此不易预测；

3.地震触发使古滑坡体重新滑动者为数不少；

4.滑坡体以浅层、小型者占多数，如炉霍地震中滑坡大于10万m^3者仅26起，1万～10万m^3者75起，小于1万m^3者124起。

5.从1950～1969年间我国47次地震看，黄土区在 6 度烈度时就出现滑坡，其他地区一般在地震烈度在 7 度或 7 度以上时出现滑坡。滑坡数量随地震烈度而升高（表8-6）。

滑坡的后果往往是灾难性的。昭通地震时出现长2km，高差1km的大塌方。坡上二户民房随之而下，消失无踪，下边几户民房又压于土中；极震区内的顺河二队被大量岩石掩埋。通海地震时愈家河发生26万m^3的大滑坡，滑移200多米，将50多间房屋推出 100 多米而倒毁，大片农田亦推出100米或数十米（图8-30）。东川地震时蒋家沟老滑坡体地震时活动，出现大裂缝。大关地震时渡口牙子湾山上老滑坡体又动，滑体上房屋的破坏比非滑体上的高一度。1933年四川迭溪地震时岩石崩塌岷江中，形成三条百余米高的土石坝，使江水断流40天，毁良田无数，仅灌县就死1600人。

人工边坡（土坝，路堤等）在地震下的震害情况见第十一章。

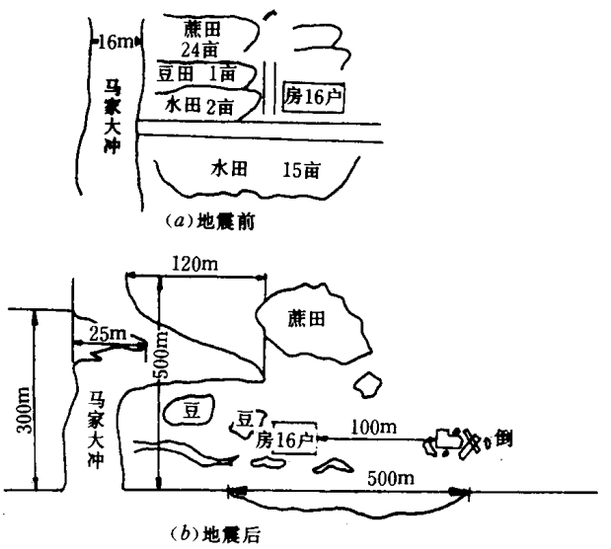


图 8-30　愈家河滑坡示意[18]

滑坡数量与烈度关系[18]　　表 8-6

烈　度	炉霍地震滑坡数	昭通地震中典型路堑段滑塌数（处/km）
10	96	—
9	37	17
8	4	11.5
7	不　详	5.5

土坡的抗震稳定验算一般采用拟静力法，将地震力当作静力处理。对均匀土坡或虽分层但不至影响滑动面形状偏离圆弧很远的土坡，常用圆弧滑动面法计算。计算方法与原理与静力作用时相同，但作用于每个土条的力除竖向力外还有水平地震力，其值可按“水运工程水工建筑物抗震设计规范”（1984）由下式求之：

$$F_{Ei} = CK\zeta_1(W_i + q_i b_i) \tag{8-18}$$

式中　F_{Ei}——第 i 土条的水平地震力；

C——综合影响系数，$C = 0.25$；

K——地震系数，对7、8、9度分别采用0.1，0.2，0.4；

ζ_1——地震作用分布系数。考虑坡顶的地震效应比平地大，故对坡顶取$\frac{4}{3}$，而坡脚相反，取$\frac{2}{3}$。计算整坡稳定时取 1；计算局部坡体稳定时取局部高度的平均值所对应的ζ值，ζ沿高度的变化见图8-31b；

q_i、b_i——分别为土条顶的地面荷载及土条宽度；

W_i——土条自重（包括孔隙水的重量在内），水下用饱和重度；

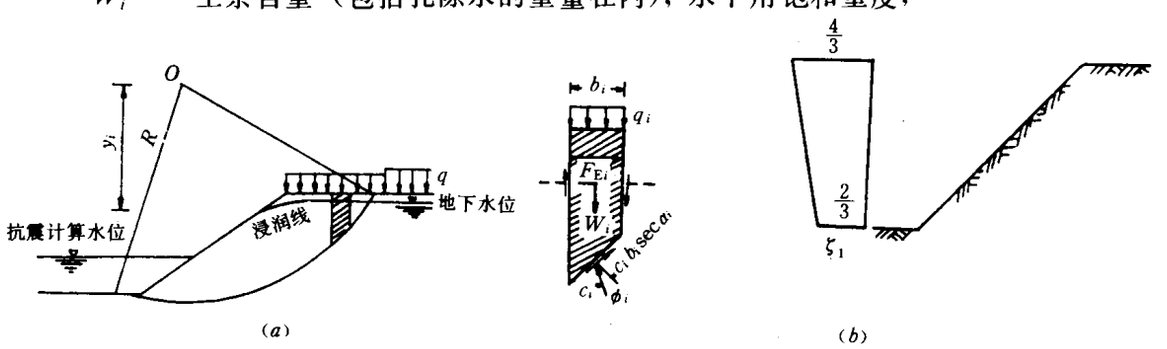


图 8-31　土坡地震稳定计算

（a）计算简图；（b）ζ_1变化

抗震稳定安全系数K由抗滑力矩与滑动力矩之比求之：

$$K = \frac{\Sigma\left[c_i b_i \sec\alpha_i + (W_i' + q_i b_i)\cos\alpha_i \tan\varphi_i\right]}{\Sigma\left[(W_i' + q_i b_i)\sin\alpha_i + F_{Ei}\frac{y_i}{R}\right] + \frac{\Sigma M_i}{R}} \tag{8-19}$$

式中　c_i、φ_i——i 土条滑动面上土的动抗剪强度指标，kN/m²及度。当无动强度指标时除液化土外可用静抗剪强度指标代之（由固结不排水试验或现场十字板试验确定）。

W_i'——第 i 土条的重量，与前面W不同的是水下的土用浮容重；

y_i——地震水平力至圆心的竖向距离，亦即土条重心至圆心的竖向距离；

R、a_i——滑弧的半径和土条滑面的倾角，见图8-31；

ΣM——由其他因素产生的力矩。

K值不应小于1.0～1.1。

铁路工程抗震设计规范（1989）对边坡抗震验算方法与水运水工抗震规范大同小异。但其中分布系数ζ_1取1，安全系数K值视坡高而异：坡高小于20m者K = 1.1；大于20m者，K = 1.15。

根据震害经验，在符合表8-7的要求时，可不必进行边坡的抗震验算。

地震区边坡高度与坡度的最大值　　表·8-7

类别	岩石类别	边坡最大高度（m）			边坡坡度
		7度	8度	9度	
a	完整岩石边坡，未风化或风化轻微、节理不发育（一般为1～2组以下）的硬质岩石，岩体一般呈整体或厚层结构	25	20	18	1:0.1～1:0.3
b	较完整岩石边坡：风化颇重或节理较发育（一般为2～3组）的硬质岩石，岩体呈块状结构及风化轻微、节理不发育的软质岩石	20	18	15	1:0.25～1:0.75
c	不完整岩石边坡：风化严重或节理发育（一般在3组以上）的硬质岩石，岩石呈碎石状结构以及*b*类以外的软质岩石	15	12	10	1:0.5～1:1
d	半岩质边坡（包括第三纪岩石及具有一定胶结的碎石类土）	15	12	10	1:0.5～1:1
e	松散碎石类土边坡	10	8	6	1:1～1:1.75
f	一般粘性土边坡	12	10	8	1:0.5～1:1.5

注：下部为基岩、上部为覆盖土层的边坡，可视覆盖土层的胶结程度参照*d*、*e*类边坡取值。本表引自“工业构筑物抗震鉴定标准，1989”。

第六节　挡土墙的动土压力

过去地震中不少挡土结构，如码头岸壁、桥台、公路与铁路上的挡土墙等受到震害，其原因是一些土的抗剪强度在振动下降低，作用于墙的土压力又大大增高，导致挡土结构地基失稳或位移过大。

在地震作用下，如果挡土墙与墙后填土的运动完全一致，则墙上的土压力无改变；如墙与土的运动不一致，土压力就要改变。当墙的运动小于土楔的运动时土压力就增加。由于挡土墙的几何形状与材料特性等与土不同，二者的运动不会一致，但对一般工程并不需

要深入研究二者的关系，而是按简单的拟静力法考虑，即假定墙不动，土楔有一个相对水平加速度，产生一水平的地震惯性力P。这样，作用在图8-32所示破坏土楔上的力就有四个：

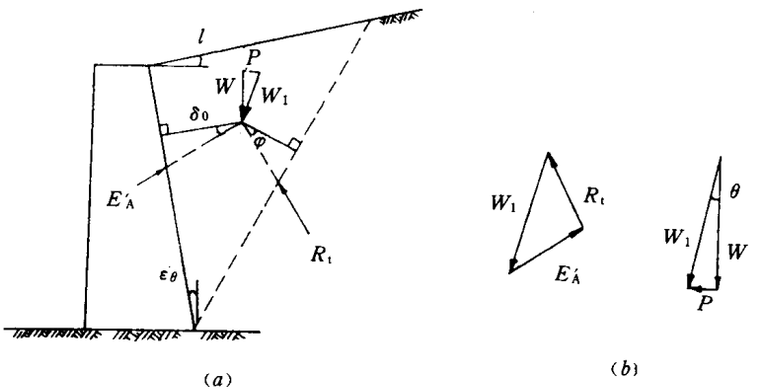


图 8-32　地震时作用于滑动土楔上力的示意图

1. 重力W；

2. 地震水平力P，其作用点与W相同；

3. 滑动面的土反力R_1，其方向已知（与滑面的法线间的夹角等于土的内摩擦角）；

4. 墙上的反力E'_A，其方向与墙背法线间的夹角等于墙土间摩擦角。

在比静载下的挡土墙增加了一个水平力P的条件下，研究土楔的平衡，即可导出地震主动土压力E'_A。这个方法称为Mononobe—Okabe方法。由图8-32可看出地震水平力P与重力W的合力为W_1。W_1与垂线合成的角称为地震角θ。θ之值根据铁路规范与水运水工规范，可取如表8-8之值。求得W_1之后，按W_1、R_1与E'_A三个力的平衡条件可求出E'_A、其手法与库伦土压力的静力问题的求解无异。现在已知的条件是：W_1的方向与量值；R_1的方向一与假定的滑动面的法线间的夹角等于土的内摩擦角；E'_A的方向则与墙背法线的夹角等于墙土摩擦角δ_0。由此不难求出E'_A的值。

地震角θ值　　表 8-8

烈　度	7　度	8　度	9　度
非浸水	1°30′	3°	6°
浸　水	2°30′	5°	10°

$$E'_A = \frac{\gamma H^2}{2} K'_A \tag{8-20}$$

$$K'_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \varepsilon_0)}{\cos\theta \cdot \cos^2\varepsilon_0 \cdot \cos(\varepsilon_0 + \delta_0 + \theta)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\delta_0 + \varphi)\cdot\sin(\varphi - \theta - \lambda)}{\cos(\delta_0 + \theta + \varepsilon_0)\cdot\cos(\varepsilon_0 - \lambda)}}\right]^2} \tag{8-21}$$

式中　K'_A——动的主动土压力系数；

φ——土的动内摩擦角（°）；

δ_0——墙背与填土之间的动摩擦角（°）；

ε_0——墙背与铅直线间的夹角（°），墙背俯斜时取正值，仰斜时取负值；

λ——墙背填土与水平面间的夹角（°）；

E'_A——地震时作用于墙背每延米长度上的主动土压力（kN/m），假定其作用点和方向与不考虑地震时相同；

γ——土的重度（kN/m³），水下时取浮重度；

H——挡土墙墙身高度（m）；

K'_A——地震时主动土压力系数。

上式也可以通过简单的代换求得其值，即在库伦的静土压力公式中，将内摩擦角φ用$(\varphi-\theta)$代替；δ_0用$(\delta_0+\theta)$代替；土的重度γ用$\frac{\gamma}{\cos\theta}$代替。经代换后就可利用一般地基基础教本中的库伦主动土压力系数表，查出上式之值。

当墙后填土为粘性土时，则在图8-32中增加了沿滑动面作用的粘聚力c，在此情况下也已推出地震动土压力的公式及表格，详见“水运工程水工建筑物抗震设计规程JTJ201—84”的附录五。至于地震时破坏面与水平面的夹角亦可查该附录求得，或按该规范第3.3.2条计算公式求之。

上述计算方法还是沿袭库伦的理论进行的，与实际的动土压力不甚符合。某些模型试验与唐山地震的宏观调查说明，挡土墙地震土压力的作用点比静力时略有提高，因此，有人建议将动土压力的作用点定在距墙底$0.4H$处。但目前应用上仍采用以式(8-20)为基础者为多。由于式(8-20)计算较烦，实用上常采取更为简单的形式，如令$\delta_0=\varphi$，$\lambda=0$等。

为了使理论推算的动土压力与实测的动土压力吻合得更好，王云球等从墙后土楔中取出高为dh的微薄水平层，研究其水平惯性力下的平衡，推导出按曲线规律变化的土压力分布公式[12, 13]。在图8-33中土楔破坏面仍按直线规律，与库伦理论相同。从破坏土楔中取一微元体。作用于微元体$abde$上的力有：

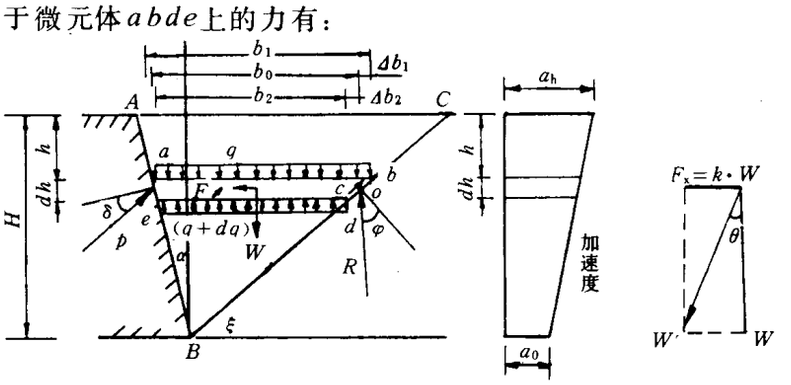


图 8-33　微元体上的作用力[13]

1.上面的均布荷载Q_1

$$Q_1=-qb_1=-q\frac{\cos(\xi-a)\cdot(H-h)}{\cos a\cdot\sin\xi}$$

2.单元体的自重W和水平惯性力F_x

$$W=-\gamma b_0\,dh=-\gamma\frac{\cos(\xi-a)}{\cos\cdot\sin\xi}\left(H-h-\frac{dh}{2}\right)dh$$

$$F_x=-\frac{W}{g}a_{\left(h+\frac{dh}{2}\right)}$$

$$=-\frac{\gamma\cos(\xi-a)}{\cos\cdot\sin\xi}\left(H-h-\frac{dh}{2}\right)[\operatorname{tg}\theta+\operatorname{tg}\theta(a_h-1)]\frac{H-h-\frac{1}{2}dh}{H}$$

式中　q——深度 h 处的压力；

b_1——深度 h 处的土楔宽度；

K——水平地震系数，即 $K=a/g$；

ξ——破坏面与水平面所成角度；

θ——地震角，$\theta=\mathrm{tg}^{-1}C_z K$；

H 及 h——分别为墙高和微元体位置；

C_z——综合影响系数；

y——土的重度；

a_h——墙顶或地面地震加速度放大系数。

a——墙背与铅垂线所成夹角。

3.由下面作用的反力 Q_2

$$Q_2=(q+dq)b_2=(q+dq)\frac{\cos(\xi-a)}{\cos a\cdot\cos\xi}(H-h-dh)$$

4.挡土墙反力（即主动土压力）p的垂直和水平分力为

$$p_y=p\cdot\sin(a+\delta)\frac{dh}{\cos a},\quad p_x=p\cdot\cos(a+\delta)\frac{dh}{\cos a}$$

5.作用在滑裂面 bd 上反力 R 的垂直和水平的分力为：

$$R_y=R\cdot\cos(\xi-\phi)\frac{dh}{\sin\xi},\quad R_x=R\cdot\sin(\xi-\phi)\frac{dh}{\sin\xi}$$

6.作用在滑裂面 bd 上粘聚力 S 的垂直和水平分力为：

$$S_y=c\cdot d_y,\quad S_x=c\cdot\cos\xi dh$$

式中　c——填土的粘聚力。

7.根据极限平衡原理可近似地认为单元 $abde$ 上下两层的剪力为零。

由单元体上作用力的三个平衡条件 $\Sigma X_i=0$，$\Sigma Y_i=0$ 和 $\Sigma M_0=0$，并略去二阶微分，利用边界条件：$h=0$ 时 $q=0$，则得地震主动土压力沿墙高非线性分布的计算公式：

$$p=YHn\left\{(1-\tau)^{-1}\left[\frac{1+A\cdot D}{A+1}+\frac{A\cdot E}{A+2}-\frac{B}{yH}\right]+(1-\tau)^2\frac{2E}{A+2}-(1-\tau)\frac{1-D}{A+1}\right\}\tag{8-22}$$

式中　$\tau=h/H$，a_h——墙顶或地面的加速度放大系数；

$$\left.\begin{aligned}A&=-\frac{2\sin(\xi-\phi)\cdot\sin(a+\delta)}{\cos(\xi-\phi+a+\delta)}\\n&=\frac{\sin(\xi-\phi)\cdot\cos(\xi-a)}{\sin\xi\cdot\cos(\xi-\phi+a+\delta)}\\D&=\mathrm{tg}\theta\cdot\mathrm{ctg}(\xi-\phi)\\B&=\frac{c\cdot\cos\varphi\cdot\cos a}{\cos(\xi-a)\cdot\sin(\xi-\varphi)}\\E&=(a_h-1)\mathrm{tg}\theta\cdot\cot(\xi-\varphi)\end{aligned}\right\}\tag{8-23}$$

当 $p=0$ 时，由上式解得 $h=h_0$，即为地震时粘性土开裂深度。若 $h<0$ 时，取 $h=0$，此时地表面不产生裂缝。

地震主动土压力的合力（对粘性土只计其正压力不计其负压力）E_a和正压力的合力作用点位置z_0'按下列式子计算：

$$E_a' = \int_{h_0}^{H} p\,dh = \gamma H^2 n\left\{\frac{(1-h_0/H)^{(1+A)}}{1-A}\left[\frac{1+A\cdot D}{A+1}+\frac{A\cdot E}{A+2}-\frac{B}{\gamma H}\right]\right.$$
$$\left.+\frac{1}{3}\left(1-\frac{h_0}{H}\right)^3\frac{2E}{A+2}-\frac{1}{2}\left(1-\frac{h_0}{H}\right)^2\frac{1-D}{A+1}\right\} \qquad (8-24)$$

$$z_0' = \frac{\int_{h_0}^{H} p\cdot z'\,dz'}{\int_{h_0}^{H} p\cdot dz'}$$

式中：$z' = H - h_0$

$$z_0' = H\left\{\frac{(1-\tau_0)^{-A}}{2-A}\left(\frac{1+AD}{A+1}+\frac{A\cdot E}{A+2}-\frac{B}{\gamma H}\right)+\frac{1}{4}(1-\tau_0)^2\frac{2E}{A+2}\right.$$
$$-\frac{1}{3}(1-\tau_0)\frac{1-D}{A+1}\Big/\frac{(1-\tau_0)^{-(A+1)}}{1-A}\left(\frac{1+AD}{A+1}+\frac{AE}{A+2}-\frac{B}{\gamma H}\right)$$
$$\left.+\frac{1}{3}(1-\tau_0)\frac{2E}{A+2}-\frac{1}{2}\frac{1-D}{A+1}\right\} \qquad (8-25)$$

表8-9是对两种情况计算对比的结果：

情况1：粘性土：$\phi = 20°$，$\gamma = 18.0\text{kN/m}^3$，$c = 27\text{kN/m}^3$，$H = 10\text{m}$，$\alpha = 10°$，

$$\delta = \frac{1}{2}\varphi = 10°,\quad \theta = 6°(\theta = 3°),\quad a_H = 1.5$$

情况2：砂性土：$\phi = 32°$，$\gamma = 18.0\text{kN/m}^3$，$c = 0$，$H = 10\text{m}$，$\alpha = 10°$，

$$\delta = \frac{1}{2}\varphi \leqslant 15°,\quad \theta = 6°(\theta = 3°),\quad a_H = 1.5$$

相应的地震主动土压力沿墙高的分布规律如图8-34所示。

王云球方法与“直线法”的计算比较[13]　　**表 8-9**

计算情况			王云球法				直线法			
			E_{a1}	E'_{a1}	Z'_{01}	M'_1	E_{a2}	E'_{a2}	Z'_{02}	M'_2
			kN	kN	m	kN·m	kN	kN	m	kN·m
情况1	粘性土	$\theta=3°$	191.9	235.5	3.17	746.5	180.7	236.0	2.30	543.8
		$\theta=6°$	239.0	250.3	3.46	866.0	214.0	265.7	2.34	621.7
情况2	砂性土	$\theta=3°$	355.9		4.64	1651.4	350.1		3.33	1165.8
		$\theta=6°$	404.3		5.05	2044.7	385.2		3.33	1282.7

注：E_{a1}、E_{a2}——理论设计值（即考虑粘性填土时墙上部的负土压力）；
E'_{a1}、E'_{a2}和Z'_{01}、Z'_{02}——正压力的合力（不计地表附近负压力）和其合力作用点离墙底的距离；
M'_1、M'_2——正压力的合力对墙底的力矩。

由比较可看出：此法与通常的线性分布相比较，具有几乎相同大小的总压力值，但其合力作用点位置显著提高，位于墙底以上$(0.45\sim0.6)H$，符合国内外多数动力试验研究结果。比之直线法分布规律大大地增加对挡土结构的倾覆力矩，因而将危及建筑物的安全，

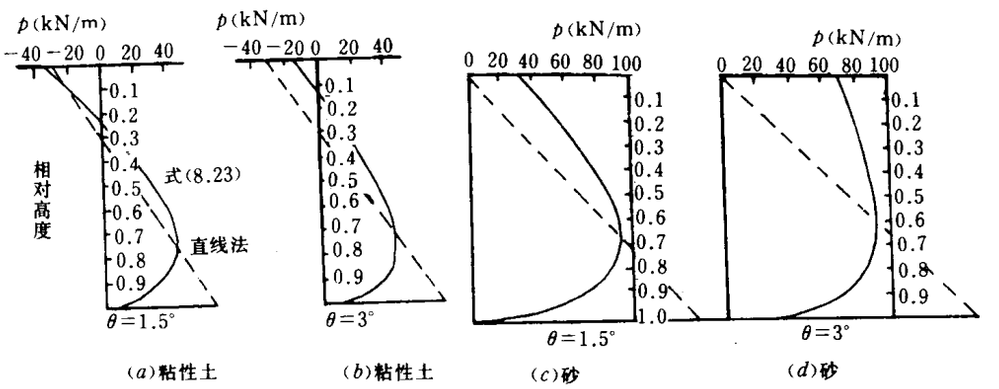


图 8-34　二种计算方法的土压力分布的比较[13]

应引起足够的重视。

此法适用于填土表面水平、墙背倾斜，回填土为砂或粘性土的情况。

参 考 文 献

[1] J R Binney and T Paulay. Foundation for shear Wall structures. Bulletin of the New Zealand National Society for Eeathquake Engineering. Vol.13. No.2, 1980

[2] 刘惠珊. 地坪在抗结构基底剪力中的作用. 土木工程学报, 1987, 8

[3] 周锡元等. 场地、地基与设计地震. 地震出版社, 1990

[4] 刘惠珊、乔太平. 已有建筑物下液化地基的处理. 工业建筑, 1983. 4 期

[5] 刘惠珊，谷平. 滑移地裂带上房屋的设计. 土工结构与地基抗震会议, 1992

[6] 志贺敏男. 地盘と基础の震害. 基础工, 1987. 5

[7] 荻辰庸嘉. 新泻地震震害が教えるもの. 基础工, 1987. 5

[8] 范敏, 刘惠珊, 谷平. 土层水平不均匀性对地表地震反应的影响.全国第三届地震工程会议文集, 1990

[9] 廖振鹏, 杨柏坡, 袁一凡. 三维地形对地震地面运动的影响. 地震工程与工程振动.1980年 4 月.

[10] K Ishihara. Stability of natural deposits during earthquakes. Proceedings of 11-th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Found.Eng. 1985

[11] 杉村义広. 建筑基础の耐震设计の考え方. 基础工, 1982. 12

[12] 施善云, 王云球, 孙一清. 不同比尺挡土墙动土压力的试验研究. 第三届全国地震工程会议论文集, pp.1454, 1990

[13] 王云球, 施忠, 施善云. 计算地震土压力的新方法. 第三届全国地震工程会议论文集, pp.434, 1990

[14] 邯郸煤矿设计院译（1986）. 西德采动区建筑设计准则, 1953

[15] 秋山宏. 柱脚の耐震设计. 建筑技术, 1988, №12

[16] 日本建筑センタ. 地震力に对する建筑物の基础の设计指针. 付・设计例题, 1985

[17] 李鸿翔. 关于地震与工程地质方面几个问题的初步认识. 冶金建筑抗震加固文集. 冶金工业出版社, 1978

[18] 杨锡达. 对斜坡抗震问题的几点看法. 冶金建筑抗震加固文集. 冶金工业出版社, 1978

[19] 周国铨等. 建筑物下采煤. 煤炭工业出版社, 1983

[20] 陈丙午. 不规则地形对地震动及震害的影响. 地震工程与工程震动, 1982, 1 期

[21] 国家建委建研院地基基础研究所.地基基础震害调查与抗震分析.中国建筑工业出版社,1978.11
[22] 刘恢先等. 唐山大地震震害. 地震出版社, 1986
[23] 方鸿琪,杨闽中.平原地震滑坡特征与机制. 工程勘察, 1987, №4
[24] 董津城. 场地断裂工程抗震评价若干问题的探讨. 第三届全国地震工程会议论文集. 卷Ⅰ, 1990.
[25] 冶金工业建筑抗震设计规程编制组. 冶金工业建筑抗震设计指南. 冶金工业出版社, 1990

第九章　抵御地基震害的措施

第一节　液化危害分析与处理原则

一、建筑抗震设计规范的液化危害分析方法

对经过判别确定为地震时可能液化的土层，从工程的需要看最要紧的是预估液化土可能带来的危害并根据危害性的严重程度采取措施。

液化危害程度因液化层的密度、层位、层厚、是否滑动（侧向扩展）及建筑物的对不均匀沉降的耐受性而定。一般液化层土质越松，土层越厚，位置越浅，地震强度越高，则液化危害越大。目前，对没有侧向扩展危险的液化层，建筑抗震设计规范用液化指数来衡量液化危害程度[17]。液化指数I_{EL}由下式求算：

$$I_{EL} = \sum_{i=1}^{n}\left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}}\right) d_i W_i \qquad (9\text{-}1)$$

式中　N_i 和N_{cri}——分别为液化层中第 i 个标贯点的实测击数（未经杆长修正）和临界击数；

n——每个钻孔在15 m 深度内的液化层中标贯点的总数；

d_i ——第i 个标贯点代表的土层厚度，m；

W_i ——d_i 的中点位置所对应的权函数的值。该权函数为表示液化层的位置对液化危害的影响而设。权函数的图形见图9.1。当d_i层的中点深度小于 5 m时W_i = 10；当d_i 层的中点深度大于5m时，W_i = 15 − z 。

z为d_i 的中点深度。

当$\left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}}\right) < 0$时取 0；当地下15m范围内不止一个液化层时，则累计之。

由上式可以看出，液化层越松、越厚、越浅则液化指数越大，液化危害也越大。上式未能考虑结构类型与地面滑动等影响，主要只反映水平场地的地面破坏情况。但由于一般浅基础建筑的地基失效与液化不均匀沉降与地表破坏密切有关，因此液化指数通常也能反映浅基房屋的液化危害。由表9.2的液化指数与震害的对比可知，I_{EL}之值越大则地面喷冒与房屋的破坏一般也越大，二者相关。

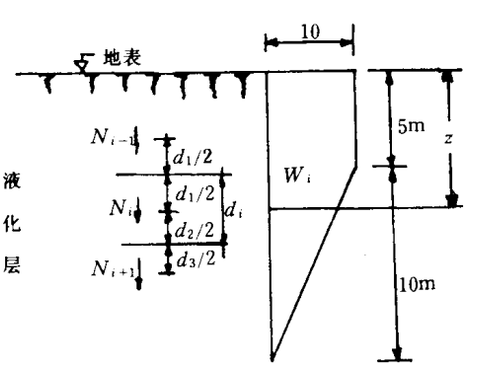


图 9-1　权函数

根据数十个场地震害与液化指数对比（表9-2），将液化危害程度分为表9.1所示的三个等级和相应的原则性抗液化措施，该表适用于无液化侧扩或流滑的场地。

地基液化等级和宜考虑的抗液化措施　　表 9-1

液化等级	液化指数 I_{EL}	喷水冒砂特点	由液化引起的建筑物震害	抗液化措施选择原则		
				乙类建筑	丙类建筑	丁类建筑
Ⅰ（轻微）	＜5	无喷水冒砂现象或仅在局部低洼地，池边有零星喷水冒砂点	液化危害性小，一般不致引起明显的震害	部分消除液化沉陷，或对基础和上部结构处理	不采取措施或结构处理	可不采取措施
Ⅱ（中等）	5～15	喷水冒砂的可能性很大，多数属于中等程度的喷水冒砂	液化危害较大，可造成不均匀沉降或开裂	消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理	优先考虑结构处理	可不采取措施
Ⅲ（严重）	＞15	喷水冒砂严重，地裂缝较多，地表形态发生很大变化	液化危害性大，一般可使建筑物产生10～30cm的不均匀沉降，高重心建筑物可能严重倾斜	消除液化沉陷	消除液化沉陷或部分消除液化沉陷且结构处理	经济的措施

注　1. 甲类建筑——特殊要求的建筑，如遇地震破坏会导致严重后果的建筑等，必须经国家规定的批准权限批准；
乙类建筑——国家重点抗震城市的生命线工程的建筑；
丙类建筑——甲、乙、丁类以外的建筑；
丁类建筑——次要的建筑，如遇地震破坏不易造成人员伤亡和较大经济损失的建筑等。
2. 消除液化沉陷措施指液化土加固或桩基；部分消除液化沉陷的措施指加固部分深度的液化土，但加固深度小于液化深度。

对于有土体滑动危险的液化场地，显然首先应着眼于场地土体稳定性的研究，不能仅着眼于个别建筑物的安全考虑。这类地段的抗液化措施见第八章三节。

由表9.2可以看出，水平无土滑危险的液化场地建筑震害的主要特点是形成过大的不均匀沉降与绝对沉降，极少造成倒塌与人员伤亡。

液化工程事例的液化指数和震害情况对照表 [17]　　表 9-2

序号	场地名称	地震烈度	土类	液化指数	场地喷冒特点	因液化引起的工程震害
1	天津吴咀煤厂	8	粉土	0.78	地面有喷冒	建筑物无破坏
2	芦台二招及粮食一库	9	粉土	2.03	场地有四五个喷孔，液化轻微	房屋无震害
3	九龙山	7	砂	2.17	仅水塘凹地偶有喷冒，整个场地不液化或轻微液化	（场地无房屋）
4	天津小刘庄冶金试验厂	8	砂	2.2	轻微喷冒	房屋无震害
5	昌黎七里海	7	砂	2.33	仅凹地处喷冒	（无房屋）
6	四十二中食堂前8	8	砂	3.48	门前有喷冒，不严重	无
7	乐亭棉油加工厂后院	8	砂	3.86	局部点喷	无
8	芦台水产公司	9	粉土	4.25	喷冒点较多	
9	天津大王庄石油站	8		4.8	地面有轻微喷冒	油罐下沉
10	军粮城-塘沽高速公路	8	粉土	4.9	喷冒不严重	（无房屋）
11	盘锦辽化主厂房	7	砂	5.33	厂区喷孔32个	散装库K—16基础的空心桩中喷砂，造粒塔桩基完好
12	天津詹庄子村里	8	粉土	5.38	轻微喷冒	无
13	天津上古林生活区	8	粉土	6.53	场地普遍喷冒，建筑物附近有地裂	十余栋3～4层住房产生20cm左右沉降和倾斜；多数房屋震后修复使用。房屋四周喷冒，室内未喷冒
14	滦县佘庄	9	砂	7.29	喷砂严重，数米一个喷孔、水井淤塞	桥头路基下沉0.5m，桥梁破坏严重
15	通县西集粮仓	8	砂	7.7	单孔喷砂2 m^3 左右	土圆仓下沉60cm

续表

序号	场地名称	地震烈度	土类	液化指数	场地喷冒特点	因液化引起的工程震害
16	营口玻璃纤维二厂办公楼（二层）	8	砂	7.93	地裂，纵向穿过房屋，喷砂，外墙的地基向河心滑动	地裂，缝宽15cm，将房屋山墙拉开
17	柏各庄化肥厂	8	砂	11.12	震后满地喷冒，水深20～30cm	办公室墙角下沉0.6 m，合成车间下沉0.6～0.7 m，室内地坪隆起，合成塔架倾斜，房屋下沉，水缸上浮
18	天津605所	8	砂	11.21	地面喷冒严重	基础下沉，柱倾斜，上部结构破坏
19	钱家营工业广场	9	砂	11.28	喷冒严重，全场喷孔数百，水深及膝，水头高2 m	液化层是基础的持力层。西部的三层变电所震后窗口与地面平；柱基不均匀沉降；房屋不均匀下沉0.5～0.7 m
20	通县王庄知青宿舍	8	砂	12.06	严重液化，单孔喷砂量1.5 m^3左右	农村房屋因严重不均匀沉降，墙体开裂，多不能使用
21	天津初轧厂	8	粉土	12.97	厂区普遍喷冒	轧钢车间吊车不能行走；铁皮坑下沉约20cm；扩建部分桩基与天然地基的老厂房连接处出现26cm的高差，桩基无震害
22	天津铁路疗养所	8	粉土	14.05	喷冒，地裂缝发育	基础下沉，门前柏油马路有隆起
23	天津四十二中教学楼	8	粉土	14.97	操场处有喷冒	三层砖混结构无震害
24	吕家 煤矿泥沉淀池（西侧）（中部）	9	砂	16.53	严重喷冒，喷冒点甚多，串珠状排列，砂堆直径1～2 m	500 m长的沉淀池产生三道断裂，水平错位10～14cm，从中喷砂，池身沉降差40cm，面积5.7×7 m^2的锅炉房因喷冒倾斜达20°
25	通县耿楼	9	砂	17.76	喷冒点分布密、普遍，但砂堆不大	民房下沉1 m、房屋破坏严重
26	营口造纸厂俱乐部	8	砂	19.2	多处喷冒，地裂缝多条	地裂穿过房屋，造成严重破坏，舞台下喷冒拱起80cm，开裂；基础水平位移使正厅与观众厅错位17cm
27	营口饭店	8	砂	20.50	普遍喷冒	筏基，埋深3～4 m，无震害，沉降缝处有错位
28	天津二炼钢制氧车间	8	粉土	20.65	东部及制氧车间喷冒最甚，全厂喷冒较三炼钢重。制氧车间外普遍喷冒，水深及脚踝以上，水头约1 m，主厂房处有40～50处喷冒	主厂房（天然地基）吊车轨道沉降差150 mm，堆积的废钢陷入土中，柱子内倾，牛腿处拉裂；露天栈桥吊车不能开动；制氧车间及空分塔下的桩基与地坪间出现十余厘米错位，地坪下降，但桩基无震害，制氧机座下的80cm厚混凝土碎裂，下沉20cm；制氧车间厂房（桩基）无震害
29	天津毛条厂	8	粉土	23.49	全厂喷孔千余个，东部多道地裂，中部东部喷冒最甚，裸露地面喷孔尤多	因古河道影响产生的地裂使建筑物受害最重，地裂通过的房屋大部倒塌；选毛车间柱子全部产生不均匀沉降（16.5～22cm），地基滑动。车间每个柱子周围均有喷孔，墙体裂缝
30	天津通用机械厂（部分地区严重）	8	粉土	39.37	严重喷冒区有2.1公顷。全厂喷孔120个，平均每公顷有30个喷孔。	建筑物多为天然地基，液化引起的震害严重，车间最大不均匀沉降36cm，理化楼11.6cm，二车间17cm；车间地坪普遍隆起。
31	丰南宣庄	9	砂	44.82	极严重喷冒	单层砖房因不均匀沉降而裂缝，缝宽达10cm以上，房屋倒塌一半

注：关于液化喷冒程度的描述：

轻微喷冒：场地有零星喷孔，影响的范围小，基本不改变场地地表形态。中等喷冒或一般喷冒：喷冒点较多，喷砂覆盖的面积占了场地总面积的相当大部分，例如20%以上。严重喷冒：喷冒点密布或场地总喷砂量大，从而造成严重的地面下沉或严重改变原有的地表形态。

表9.1的重点应放在量大面广的丙类建筑上。对中等以下液化危害的场地要尽量先考虑由结构构造上采取措施，而不是首先考虑液化地基的加固。由图9.2的液化事例频度累积曲线可以看出，液化指数$I_{EL}\geqslant 10$者约占全部液化事例的50%以上。如果对这种情况不采取地基加固措施，而采用上部结构或基础方面的结构构造措施，将可取得可观的经济效益，而所冒风险并不大，因为：（1）这类情况中实际上包含了所有误判为液化的情况在内。而按照GBJ11—89液化误判概率约10%，大部出现在标贯接近临界标贯之处（图7-68）；（2）海城、唐山地震中相当多建筑未经抗震设防和抗液化措施，在震后有的虽因液化受到不同程度的震害，但多数经加固后仍在使用。可以设想在今后对液化指数较小（轻微至中等液化危害）的情况进行合理设计，即使不处理地基，液化危害亦将较海城、唐山地震的危害为轻。

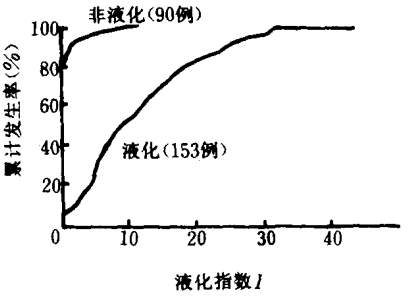


图 9-2　液化与非液化事例频率累积曲线[17]

表9-1中的部分消除液化沉降的措施是指可以允许保留一部分厚度的液化层不加固。主要考虑的理由是：（1）残留液化层对中、短周期的结构可能有减震效果（见第八章第八节）；（2）在目前的技术条件下对加固10m以下的液化土层并满足8.9度烈度区抗液化的要求，不一定都很有把握，如改用他法、则常常遇到困难。而允许残留部分软弱土则可省钱省力省时，况且这一原则在黄土地基规范（允许残留湿陷量不超过30cm的黄土层）及地基基础设计规范（允许残留一定厚度的冻胀土）中已早有体现，限制的条件是残留土层可能引起的不均匀沉降应控制在可接受的程度以内。

二、上覆非液化层对抑制喷冒的影响

在分析液化危险时，有一个因素是目前我国抗震规范未考虑，但已为许多文献提及的，即液化层的上覆非液化层厚度H_1与液化层厚度H_2之比对液化喷冒的影响。震害经验表明，当H_1/H_2之比超过某一限值时，液化土层即使真的液化，但也不会喷冒，从而其危害性大大降低。显然，这一因素对确定是否要加固地基，或仅采取结构构造措施是很重要的。

文献［19］根据对唐山地震时54个不喷冒事例的分析指出当$H_1\geqslant 3$ m，液化层厚度$H_2<2$ m时，这种事例占全部不喷冒事例的83%，亦即此时不喷冒的可能性很大。根据对106个液化场地得出：

对7度区，当$H_1>\frac{1}{2}H_2$时，无喷冒（图9-3）；

对8度区，当$H_1>3H_2$时，无喷冒；

9度区的事例较少，尚难归纳。

新泻地震的经验是当$H_1>3$ m，或$H_2<2$ m但$H_1>H_2$则不会产生喷冒（图9-4）

1977年罗马尼亚Buchrest地方的液化经验与新泻的经验类似，即当$H_1\geqslant 3$ m且$H_2<3$ m则无喷冒。

Ishihara在综合日本、罗马尼亚及我国唐山地震的基础上，建议了图9-5所示的区分液化喷冒与不产生液化冒喷的分界线。图中曲线所对应的地面最大加速度分别为200gal、300gal及400～500gal。如果场地的H_1与H_2的值落在分界线的左侧则有喷冒，

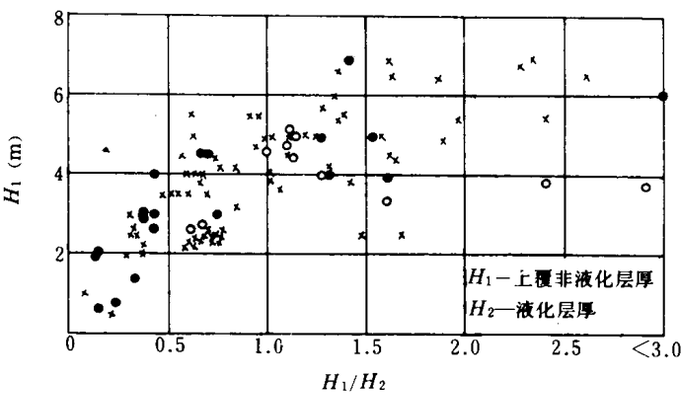


图 9-3　唐山地震时液化场地的H_1-H_2关系 [19]

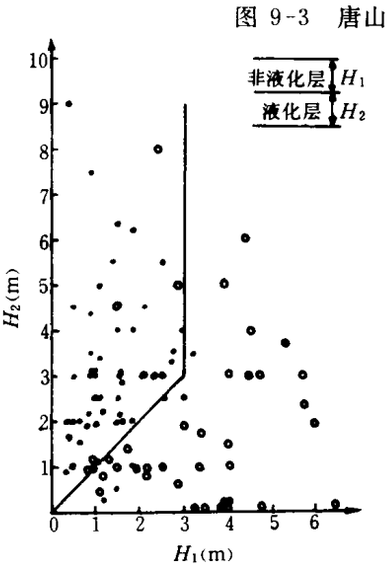


图 9-4　新泻地震实际观测的H_1-H_2关系
（○—不喷冒；·—喷冒）

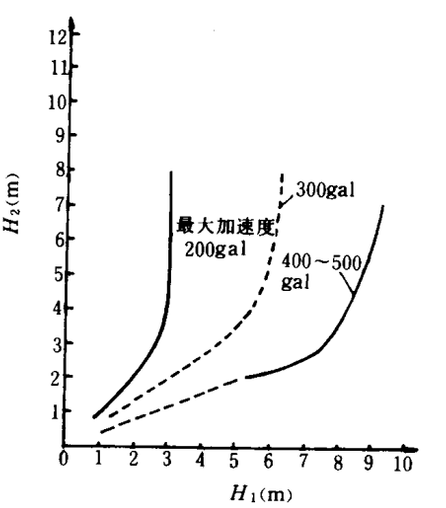


图 9-5　建议的液化与不液化分界线
（Ishihara，1985）

如落在其右侧则不大可能喷冒。

上述经验对估计具有较薄液化层的场地或不止一层液化层的场地的液化危害，可能是有帮助的。但设计时对选持力层及基础埋深时要仔细考虑，应避免选液化层为持力层；当液化层为下卧层时要距基底足够厚度以避免持力层在液化下卧层液化时被剪破。

三、其他液化危害分析方法

除了上述规范的简化液化危害分析方法外，国内近年内也曾提出过一些其他分析方法。如周锡元、汪敏、谢君斐等人的成果。

周锡元等(1990,[15])和汪敏(1990,[16])为了配合地震小区划的需要，提出了液化危害分析的概率方法，以便与以概率为基础的地震危险分析方法相一致。地震危险分析的目的是要给出场地在一定期限内最大地面运动强度超过某一特定强度的概率。液化概率则是在地震发生情况下液化强度小于地震剪应力的概率。给定液化强度τ_l与地震剪应力τ_E的表达式（例如第七章中的表达式或其他表达式）及假定为正态分布或泊松分布的概率模型，按概率公式可以求出液化发生概率。对不同建筑物可以根据其重要性将液化概率限制在一定程度以内。由于这种方法可以通过震级与震中距来表达地表地震加速度，因而可以考虑

不同震源与震级下场地液化发生概率，这样可使工程人员对场地液化及引起液化的震源等更为了然。

谢君斐等[18]从另一角度进行液化危害分析。它们认为液化震陷是衡量建筑物是否能承受液化震害的最终衡量标准，利用模量软化法可以计算出结构在具体地震波作用下的震陷值，从而判别危害程度。判别标准如表9.3：

按液化震陷量判定液化危害等级　　表 9-3

等　级	计算震陷（cm）	液化危害程度
轻　微	＜4	无地基破坏
中　等	4～8	建筑物稍有开裂、不均匀下沉和倾斜
严　重	＞8	建筑物严重开裂、不均匀下沉和倾斜

第二节　抗地基震害的构造措施

地基震害多半来自液化土、软土、不均匀地基等情况下产生的沉降、倾斜或水平位移。液化后的土也可以说是瞬间变软的土，很多软土地基上或湿陷性黄土上减少不均匀沉降影响的结构构造措施大半都可以用来防止地基震害。下面结合地基震害的特点对常用的构造措施作简要阐述。

（一）控制荷载的对称与均匀性，控制建筑物的长高比在 2 ～ 3 以内，采用简支结构，吊车轨道的标高与轨距宜设计成可调的等措施在抗震害方面仍是有效的。

（二）对工业厂房宜在屋架下弦预留静空，对民用房屋则预先提高设计地坪标高以防震陷。应该根据震陷计算结果予留必要的高度。在缺乏震陷计算依据时，下列数值可以作为粗估时参考：

8 度、9 度震陷性软土　　10～25cm或静沉降的$\frac{1}{2}$

轻微液化场地　　≤ 5 cm

中等液化场地　　10～20cm

严重液化场地　　宜大于20cm

（三）采用筏基、箱基等整体性好的基础形式。在这方面有不少成功实例。如天津医院筏基下3.5处就是2.3m厚的液化层（粉土），震后室外喷冒但房屋完好，仅有轻微倾斜（图9-6*a*）。营口饭店筏基的持力层即为4.2m厚的可液化砂层，震后仅沉降缝处有错位（图9-6*b*）。

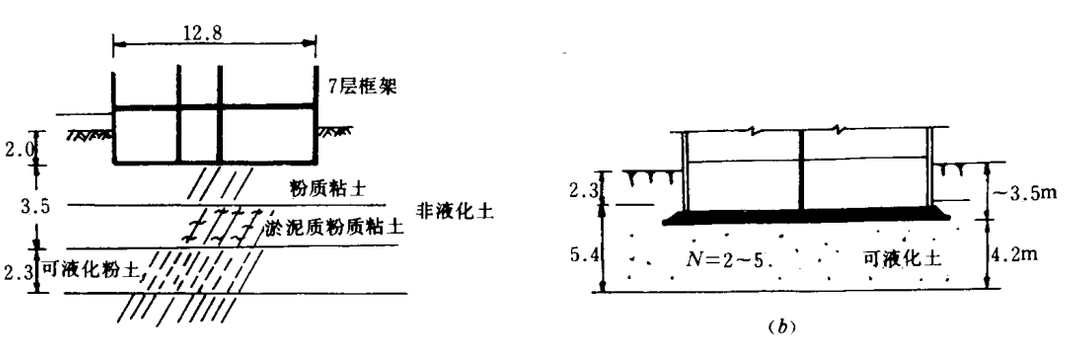


图 9-6　筏基示例

（*a*）天津医院；（*b*）营口饭店

初步分析认为筏基的宽度宜大于液化层厚度，为后者的3倍以上，且液化层的标贯值与液化临界标贯相比不宜相差太多，以防附加应力不足以抑制液化或基础外侧的液化区对地基中部的太多削弱。

筏基还具有较好的抗地裂缝能力，从下列二个不曾按抗地裂要求设防的工程事例可以说明。天津605所锅炉房位于海河故河道旁，唐山地震时地基土产生液化侧向扩展，沿河道出现数十条地裂缝，筏基亦被拉裂（图9.7设计时未考虑抗拉），室内出现喷冒孔，但尽管如此，在筏基附近地裂缝有绕行现象或在筏基处中断。另一例为天津北塘糖业烟酒公司汽车地泵罩棚，为－2 m深的钢筋混凝土槽，位于孟家河故河道旁，地震时地裂缝穿越泵房，但基础与结构无损。此二例说明虽未经抗裂设计，小型筏基有可能避免拉裂或使裂缝绕行。

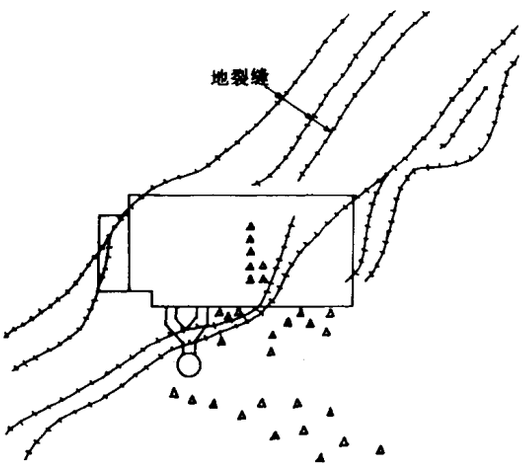


图 9-7　605所锅炉房筏基附近地裂缝绕行
（△—喷冒孔）（根据滕俊）

（四）适当选择基础埋深。对宽度不大的柱基或条基，不宜将基础直接置于液化层上，宜尽量利用上覆非液化土层和尽量浅埋。液化层面距基底的距离宜超过基础宽度。震害表明以液化层为持力层者比以液化层为下卧层的基础的震害要重。例如，以烈度相近的新泻与天津相较，前者以液化层为持力层，建筑震陷达到60～70cm者很多（表7-13）。而天津市液化区的建筑物震陷比新泻的小很多，大多在20～30cm以内，其原因之一是天津市的液化层距基底约在2～4 m以下。某些直接支承在液化层上的农村房屋或粮食囤产生了60～70cm的液化沉降也证明这一点。

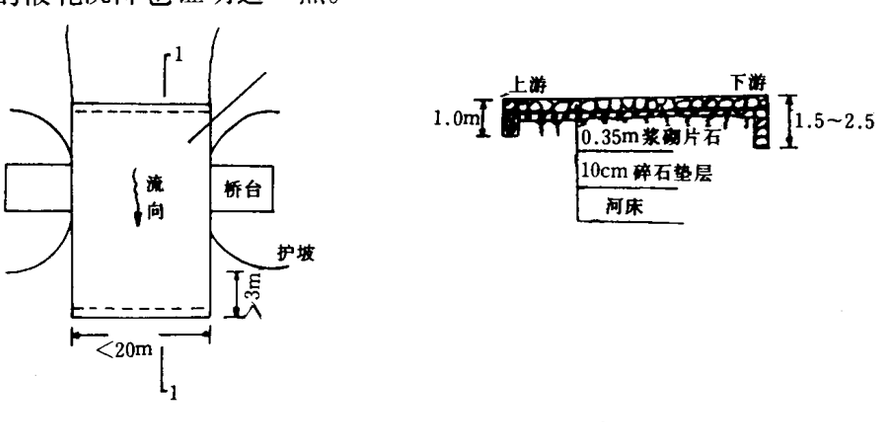


图 9-8　满河床铺砌的构造示意
（a）平面；（b）剖面

（五）在墩、柱间设置抗水平力的构件，如刚性地坪、水平支撑等，以防止水平位移或相互间的移位，或将水平力传递到相邻基础上。美、日、法等国的抗震规范中要求在柱子间设拉梁，并按承受$\frac{1}{10}$的柱子轴向力设计。我国铁路工程抗震经验证明，中、小型桥梁

如果河床上设置防止桥台、桥墩基础下土被冲刷的片石铺砌，则桥台向河心滑移就可避免或大大减轻。这种满河床铺砌虽然厚度仅数十厘米并由片石砌成(图9-8)但平面内刚度大，足可防止地震时桥台的滑移。

房屋中地坪的抗水平力作用，国内外均有实例。例如，柱子常在距地面 1 m 左右处剪裂，说明地坪起着水平力的支承点的作用，从而可以设计抗拉或抗压的地坪以减小震害。图9-9为局部加厚的地坪，是震后为了加强柱间支撑的下节点而设，这样的设计可使柱间支撑传来的剪力大部分由地坪承受。地坪的计算可参考第八章第三节。

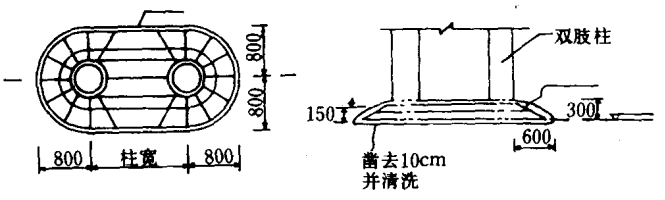


图 9-9　利用加高的地坪改善柱间支撑节点受力情况
(北京钢铁设计院)

(六) 增加房屋刚度和抗拉能力，按抗震规范的要求设置圈梁。圈梁的作用有二：作为抗震后不均匀沉降的构件，增加墙体的抗拉能力；其次，地震时墙体外闪，圈梁与构造柱共同防止墙的震裂和坍塌。圈梁的造价不高，但提高房屋抗震能力方面成效卓然。例如，天津石化总厂十几栋 4 ~ 5 层住宅，基础下 1 m 左右即为 2 ~ 3 m厚的可液化粉土，唐山地震后场地喷冒严重，房屋产生了20 ~ 30cm的震陷与明显倾斜。最大水平位移16cm，但因每层有圈梁、墙角有水平拉筋、整体性好，除一栋通天断裂，放弃使用外，其余经修复后继续使用。

(七) 对液化地基上的已有建筑可在其周围设置加筋室外地坪或覆盖重物 (堆土)，以防止地基土在液化时隆起、防止基础旁喷冒，降低土中液化势[12][13]。图9-11为室外地面覆盖的一例。地坪应与基础拉结，其宽度一般不小于 5 m，或经过地震反应分析确定。图9-10中显示孔压最高处位于地坪以外，由于地坪的保护可使喷冒发生在地坪范围以外，从而减少了对建筑物的威胁。如果不设地坪而代之以一定厚度的土台或较厚的混凝土板，则覆盖所形成的地面荷载 (土或板的自重)，可降低土中的液化势并将高孔压区向远处推移，使液化的危险减少，其效果比单纯的没有压重的地坪要好。但不论设地坪或设压重都应在地面与它们之间设一层砂砾层，以利地震时孔隙水排出。这种方法的成效已由震害经验证明。一般有地面覆盖的路面，其液化喷冒情况常比裸露地面轻；建在高出地面0.5 ~ 1.0m 土台上的村庄没有出现液化喷冒，

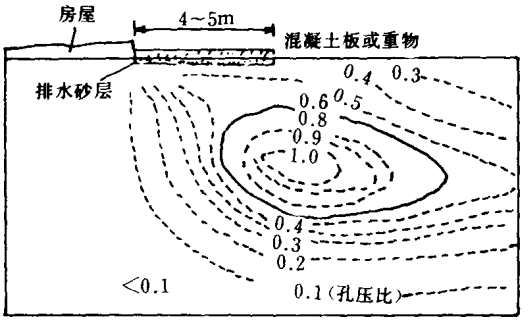


图 9-10　已有建筑外的地面覆盖 [13]
(图中数字为孔压比)

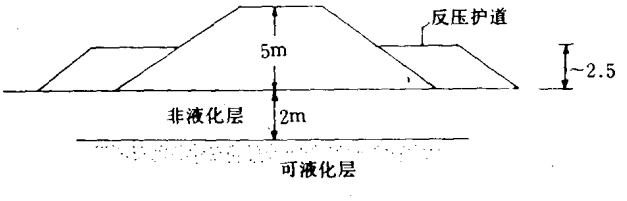


图 9-11　反压护道抑制液化示例

而土台周围的平地却液化严重：海城地震时，辽河大桥两岸喷冒严重，地下 2 m 深度处即为液化粉细砂，但图9-11 所示的旁边有反压护道的 5 m 高路堤却震害轻微，因为反压护道的重量改善了路堤地基的应力状态和液化势的分布。

采用覆盖地坪或压重法减轻液化危害时应经过专门的分析计算。

第三节　地基抗震加固设计

减轻或消除地基震害的有效措施之一就是地基加固。加固的方法很多。在我国最常用的加固液化砂土与粉土的方法是振冲法、沉管碎石挤密桩法、强夯法等。表9-4是日本用于加固砂土的一些方法，其中挤密桩是用得最多的一种。这些方法有的也同样适用于软土。

加固砂土方法的特点〔日本资料〕[24]　　表 9-4

加固原理	措施方法	有效深度	效　果	污染问题	1975～1980年应用次数	注
加密	振冲法	20m以内	N 值提高到15～20	水平振动故问题不大	16	有时渗透性增加
	挤密桩	35m以内	N 值提高到25～30	垂直振动因而有点问题	123	有时渗透性增加
	爆　破	20m以内	D_r 提高到70～80%	巨大冲击	0	施工管理困难
	rod compaction	20m以内	N 值提高到15～20	垂直振动故有点问题	9	常用现场砂土
	强　夯	10m以内	易于实施	巨大冲击	4	浅层压实
	振　夯	3 m以内	易于实施	问题不大	17	浅层加密与其他方法
	辗　压	0.2～0.3 m以内地下水位以上	D_r 提高到95%	问题不大	1	地下水位以下要防水
	打入桩	10～12m以内	易于实施	桩锤的振动和噪音	1	
	化学桩	20m以内	易于实施	问题不大	1	
土粒改良或硬化	换　土	一般在5 m以内	用砾石回填很有效	问题不大	14	
	灌浆加固	钻孔深度以内	易于施工管理	对邻近建筑有影响	9	施工管理困难
	表面搅拌	5 m以内	易于搅拌	问题不大	3	
	深层搅拌	30m以内	易于搅拌	问题不大	8	
降低饱和度	井点降水	降低水位5～6 m	因为透渗性不同而不确定	邻近场地地下水也降低	9	需长期进行
	深层降水	降低水平15～20m	因为渗透性不同而不确定	邻近场地地下水也降低	2	需长期进行
消散孔隙水压力	碎石桩	20m以内		问题不大	4	已有建筑翻新
抑制剪应力	板　桩	10m以内	抑制的影响不好评价	打板桩时有振动	1	可用地下连续墙代替

地基的抗震加固在施工上自然与非抗震加固时一样，但在加固设计，如承载力、加固宽度、加固深度、加固后土的状态等方面的要求上应按抗震的要求进行。由于一般抗震规范中在这方面常常缺乏明确规定，工程中就因设计者的认识而定，从而在工程投资上造成相当大的差别，特别在加固宽度的确定上最令人不易掌握，以下介绍一些科研成果及规范资料。

一、确定加固深度

一般要求加固至液化层底。在液化层很厚或建筑物要求不太高的情况下，也可以只加固液化层的上部，但按照建筑抗震规范，液化地基的处理深度应使残留液化层给出的液化指数不大于4，对独立基础或条形基础还不应小于基础底面下5 m和柱基础的长边。这样，当残留液化层液化时，不至于产生过大的震陷。与此同时，还希望尽可能的加强上部结构以适应可能的不均匀沉降。

对于软土地基，由有限的试验和计算显示，基底下基础宽度范围内的沉降所占比例较大。因此，初步的看法是加固深度不宜小于基础宽度。最好达到1.5～2倍基础宽度。

二、确定加固宽度

在确定加固宽度方面，情况远远不如人意。各种规定与建议间的差别相当大，而且其依据也不是那样经得起推敲，说明这个至关重要的课题的研究还需要深入。

日本防火办公所要求加固宽度超出基础边缘每边不小于$\frac{2}{3}$加固深度且在5～10m范围内（图9-12）。日本建筑结构设计规范采用基础外超宽范围为$\frac{1}{2}$加固深度。

土田肇（1976）根据室内试验认为加固宽度超过基础宽度的范围由土的主动破坏角和被动破坏角决定，如图9-13*b*所示，其中$\alpha_1 = 45° + \frac{\varphi}{2}$，$\alpha_2 = 45° - \frac{\varphi}{2}$（$\varphi$—土的内摩擦角）。但不少人认为这样的宽度未免过大，而且导致基础埋得越深、加固宽度反而越大这样的结论。

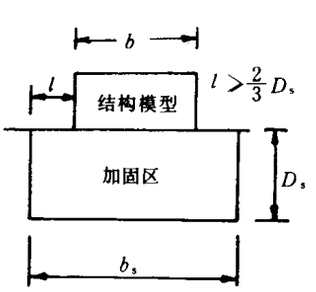


图 9-12　加固范围的确定
（日本防火规定）

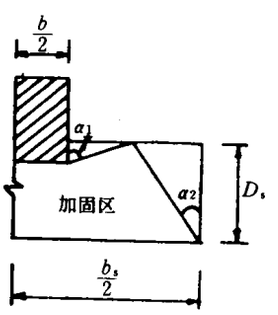


图 9-13　加固宽度的确定
（土田肇［5］）

畑中宗宪等［5］根据尺寸为1600×400×285mm的砂箱试验得出，当加固宽度与基础宽度一样时已可大大降低液化沉降，当超宽到0.3倍加固深度时，减少沉降的效果很好（图9-14及图9-15）。

我国煤炭部抗震规程（1982）要求加固宽度需超过基础宽度每边不小于2 m。

我国一机部抗震规程（1982）要求加固宽度由基础边缘按45°线外放且不小于2 m。

地信网论坛
BBS.3S001.COM

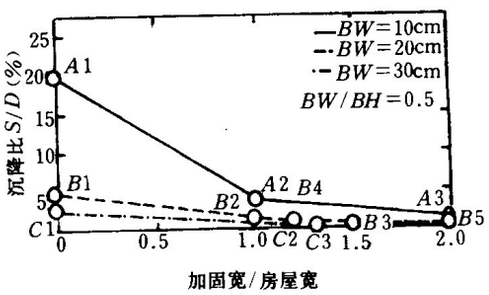


图 9-14　液化沉降比与加固宽度的关系［5］

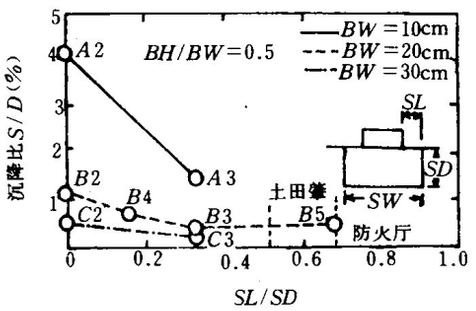


图 9-15　液化沉降比与 S_L / S_D 的关系［5］

我国工程界更常用的习惯做法是，对一般建筑采用基础外加一排振冲桩或碎石桩，实际超宽范围约 1 ～ 2 m，对筏基等宽度大的基础再适当放宽。

上述涉及的还仅是液化土中的加固宽度的各种做法。至于从软土震陷角度考虑的加固宽度如何确定，则更少研究。

三、确定加固后的密度

对于液化土一般均要求加固后土的密度、或波速或静探阻力应达到规范要求的不液化标准，亦即：

$$\left.\begin{array}{l} N_1 \geqslant N_{cr} \\ v_{s1} \geqslant v_{s\,cr} \\ p_{s1} \geqslant p_{s\,cr} \end{array}\right\} \quad (9\text{-}2)$$

或

或

式中　N_{cr}，$v_{s\,cr}$ 或 $p_{s\,cr}$ 为第七章第七节中各液化判别式规定的液化临界标贯，临界剪切波速或临界静探阻力。N_1、v_{s1} 及 p_{s1} 为加固后土的标贯值、波速值与静探值。

地信网论坛
BBS.3S001.COM

只有在有充分依据时，才可降低上述要求。在用碎石桩加固时上式的要求偏于安全，因为式中未考虑碎石桩本身强度与排水性高于桩间土。如考虑这种影响则可以降低对桩间土的密度要求，但应有必要的论证。

日本对面积很大的油罐地基进行抗液化加固时，考虑地基中部比地基外缘有利：附加应力大而均匀，受已液化区的软化与喷冒的影响较小等。将基础下分为 A、B 二个区。中部 A 区的加固后的标贯值 N 可以比基础边缘的 B 区小（表9-5）。该表未考虑烈度或地面最大加速度的影响，使用时应注意此点。

油罐地基的防液化要求（日本资料）　　表 9-5

粘粒含量 %	N 界限值		备注
	A 区	B 区	
5	12	15	r_2 一罐半径 $r_1 = (r_2 - 5\,m)$ $r_3 = r_2 + (5 - 10m)$ A 区 B 区
5～10	8	12	
10～35	6	7	

四、复合地基的承载力与变形特性

加固后的地基大体分为三种情况：

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

垫层式——如砂垫层或碎石垫层。其承载力由垫层材料与状态决定。

原土加密式——地基材料不变，但密度比加固前大大提高，如强夯或平板振动加固。加固后土的承载力及变形特性由加固后的密度及含水量等状态确定。

复合地基式——地基由刚度相差较大的桩及桩间土两种材料构成，其承载力由桩身材料与桩间土的刚度比决定。按桩身刚度大小排列大体有：灰土桩、碎石桩、高压喷射注浆桩、混凝土灌注桩、混凝土预制桩及钢桩。但对后三种桩因为刚度与土相差太多。桩间土承担的荷载只是很小一部分，绝大部分基础荷载均由桩承担。因之传统上都假定全部基础荷载均由桩承受。这一传统做法近年来受到冲击。越来越多的人认为即使对混凝土或钢桩也应尽可能考虑桩间土的分担作用，亦即认为是复合地基。

最典型的复合地基是碎石桩加固的地基，目前复合地基理论多以此为研讨对象。以下阐述碎石桩复合地基理论。

1.碎石桩的破坏形式：

鼓出破坏——最容易产生鼓出的部位在上部2倍至3倍桩径的深度范围内。

刺入式破坏——桩身相对于软土滑动，桩周摩阻力被克服。但只要桩长约大于4倍桩径，或虽桩长不足此长度但下有较硬土层，就不会发生这种破坏。因此一般不考虑这种形式的破坏。

剪切式破坏——只要基础面积不太小，土面上又有足够的边载一般不会产生这种形式的破坏。

因之，目前设计理论多以鼓出破坏为基础。典型的复合地基荷载试验的$p-s$曲线如图9-16所示。第一阶段为碎石桩与桩间土的压密变形，桩身侧向变形较小，桩土应力比也较小，一般为1～3。第Ⅱ阶段土的剪切变形较大。碎石桩的刚度相对增高，故桩土应力比提高，约为2～5。桩间土的被动土压及桩对土的主动土压逐渐发挥，在$p-s$曲线的第2拐点处，大体可认为主动土压与被动土压达到平衡，碎石桩即将发生剪切破坏。桩土应力比达到4～6。第Ⅲ阶段桩间土已不能抵抗碎石桩的侧压力，桩身被压剪破坏，竖向变形与侧向变形急剧增大，产生滑裂面。荷载的少量增加就产生相当大的变形，桩土应力比下降。此时可认为荷载板下的复合地基已经破坏。

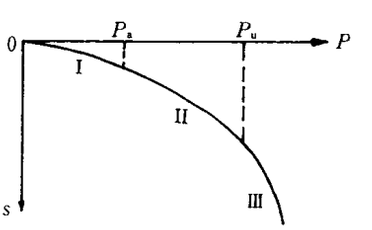


图9-16　复合地基的$p-s$曲线

2.复合地基的承载力的确定

对复合地基承载力的研究目前还不是很成熟。尽管复合地基在各国都得到广泛的应用。但对其理论方面的研究却远远落后于实践。工程实践中常用的方法有：

（1）荷载试验方法：我国工程中常用此法，即用面积约与一根单桩或几根桩的加固面积相当的荷载板，将板中心与桩中心对正，对复合地基进行试验，并按常规程序和方法确定其承载力。试验时一般还在板下设土压力盒，测出桩、土上的应力，以求出桩土应力比，同时也可测得复合地基的变形模量。

（2）在不具备进行大面积荷载板的静载试验条件的场合，工程中常采用小面板荷载板、静探、标贯等方法分别求得桩及桩间土的容许承载力，再按经验的或实测的应力比求算复合地基承载力：

$$f_{com} = [1 + m(n-1)]f_s \tag{9-3}$$

式中　f_{com}及f_s——分别为复合地基及桩间土的标准承载力；

m——桩的置换率，即桩身横断面与单桩加固面积之比；

n——桩、土应力比，通常取2～4。

复合地基的变形模量亦为类似形式的公式：

$$E_{com} = [1 + m(n-1)]E_s \tag{9-4}$$

式中　E_{com}及E_s分别为复合地基与桩间土的变形模量。

已知复合地基的标准承载力及变形模量后，承载力的宽度深度修正及沉降的计算一如常规。但通常用上二式估算基础面积及沉降，最后还是通过静载试验校核复合地基承载力与预估值是否有差异。

2.加固后桩间土的密度要求

一般情况下按式(9-2)评价加固后桩间土的抗液化性能。但也可考虑碎石桩的强度与排水性能而适当降低对桩间土加固后的标贯值的要求。

陈克景等[25]考虑碎石桩具有较高强度，建议对复合地基按等价标贯值N_{eq}来评价其液化可能，若满足下式则复合地基不液化：

$$N_{eq} \geqslant N_{cr} \tag{9-5}$$

N_{eq}的求法如下述。由式(9-4)与式(9-3)应有：

$$\frac{f_s}{f_{com}} = \frac{E_s}{E_{com}} = [1 + m(n-1)] \tag{9-6}$$

有理由认为：

$$\frac{E_s}{E_{com}} = \frac{\tau_{sf}}{\tau_{comf}} = \frac{f_s}{f_{com}} \cong \frac{N_s}{N_{eq}} \tag{9-7}$$

式中　τ_{sf}及N_s——分别为桩间土的抗剪强度和标贯值；

$\tau_{com.f}$及N_{eq}——复合地基的抗剪强度和平均标贯值。

故有

$$N_{cq} = N_s[1 + m(n-1)] \tag{9-8}$$

式(9-8)中粗略地认为标贯值与容许承载力成正比增长，这样求出N_{eq}是偏于安全的。根据建筑地基基础设计规范附表5-8，当砂土的标准承载力增长一倍时，N值的增加则不止一倍。

按照式(9-5)及式(9-8)，可以看出当考虑碎石桩的强度时，对加固后桩间土的密度要求比不考虑时要低，这种处理实际上也意味着桩所承担的地震剪应力高于桩间土承担的剪应力，其应力比为n。

第四节　振　冲　桩　加　固

振冲法是1937年在德国发明的，50年代在日本大量用于处理砂土以抗液化，70年代唐山、海城等地震后在我国大量应用。可以说是抗震的需要促使振冲碎石桩与挤密碎石桩等加固方法得到很大发展。因为在静载作用下砂土的承载力与变形一般能满足要求，但只是为了防地震液化才使加固砂土的任务大量出现，因为在高烈度区甚至中密、密实的砂土也还不一定能满足抗液化的要求，例如在9度地震区，房屋建筑要求土的标贯值至少在16以上，并随深度的增加临界标贯还要迅速增加；对9度区的水工结构，砂土相对密度要

达到85%以上才认为不可能液化。

振冲器的工艺流程如图9.17所示，振冲器（一个可以同时射出高压水的带偏心块的棒式振动器）在水与振动作用下利用自重沉入土中，达到预定标高后向振冲孔中填砂砾料或碎石，边填边振边上拔，逐段填成粗粒料构成的振冲桩。详细的资料可参考有关地基加固书刊文献。

振冲加固原理：一方面振冲器的水平振动使饱和砂层液化，阻力减小，振冲器沉入土中。加入填料后，振冲器挤压填料，通过填料又挤压和振动稍远处的土，使之加密。振冲器周围土的状态如图9-18所示。在砂性土中振冲法的加固机理主要是加密作用，但在粘性土中加密作用很小，主要是置换作用，即将一部分空间用桩体积来填充，利用桩体的刚度与强度，使复合地基的强度高于原来的软土。在粉土中则加密作用与置换作用二者均不可忽视。

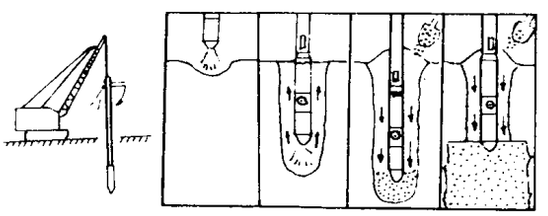


图 9-17 振冲法施工过程

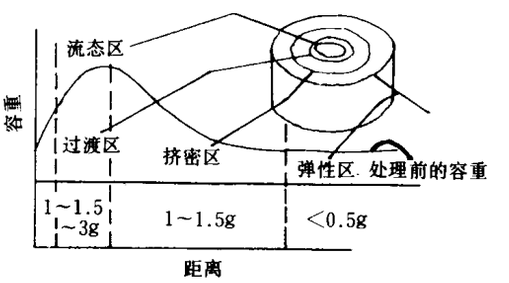


图 9-18 振冲器周围土的状态（g为重力加速度）

振冲法的适用范围如图9-19所示，图中*B*区的加固效果最好；对*A*区则振冲阻力较大，经济上不甚合算；如土的级配落在*C*区以内，效果亦不甚佳。当土中粘粒含量大于30%时，挤密效果不好。当粘粒含量小于10%，挤密效果显著。因之对于*C*区的土，振冲的主要作用是置换。图9-20则是根据静力触探确定的振冲加固适用性的分区图。图中横座标q_c^b为加固前的静探阻力，纵座标q_c^a为加固后的静探阻力。

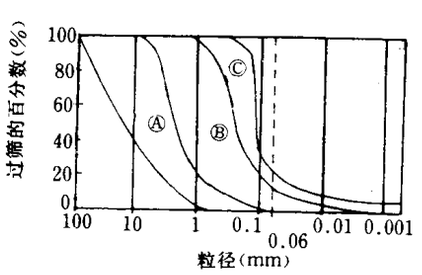


图 9-19 振冲加固的适用范围

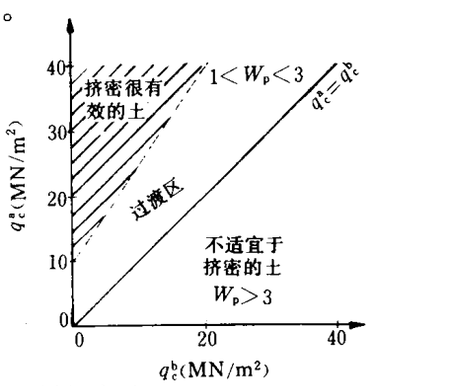


图 9-20 用静力触探确定振冲加固的适用范围（W_p为塑性指数）[4]

加固设计：振冲处理范围见前一节所述。

孔位布置：振冲桩直径在0.8～1.2m之间（用30kW振冲器时）。间距常为1.5～2.0倍桩直径，约1.8～2.2m。当土的颗粒越细，则间距应越小。设计时先按经验假定一个桩间距，而后通过现场试验检验该间距是否合适。

Wallays等（1984）根据经验[4]，提出按图9-21决定桩间距，图中*I*为粒径指数，由下式表达：

$$I = 10a + b \tag{9-9}$$

式中　a——小于2μ的颗粒的百分比；

b——粒径在0.002～0.074mm的颗粒的含量，%。

而图中的$\mathrm{tg}\zeta$则为表示加固效果的一个系数：

$$\mathrm{tg}\zeta = \frac{1}{\beta}\left(\frac{q_c^a}{q_c^b}\right) \tag{9-10}$$

式中　q_c^b及q_c^a——分别表示加固前后土的静探探头的阻力；

β——碎石桩的置换率，即图9.25a中的$\frac{S_0}{S}$。

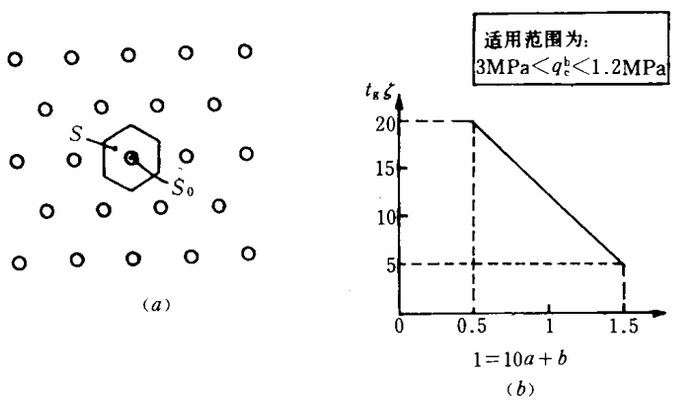


图 9-21

（a）碎石桩的平面布置；（b） 加固效果与粒径系数的关系［4］

若已知I则可由图9-25求得$\mathrm{tg}\zeta$。再根据式（9-7），或由已知的β值求加固后的q_c^a。或反之，先确定q_c^a，反求置换率β，从而也就确定了桩间距。考虑到振冲时部分填料要补偿随水流失的土粒，在计算填料量时，要比计算值多取$\frac{1}{5}$。

Sapio（1983）提出另一个估计加固后挤密效果的简单关系式（式9-8），根据置换率β即可得到加固后土的性质：

$$\frac{\text{加固后土的}\mathrm{tg}\varphi}{\text{碎石桩的}\mathrm{tg}\varphi_1} = \beta \tag{9-11}$$

式中　φ及φ_1——分别为加固后土的内摩擦角及桩的内摩擦角。一般可取$\varphi_1 = 45°$。

填料要求：可采用粒径在0.5～5cm的粗粒料，如砂砾、碎石、矿渣、碎砖等。粒径过大下落时易卡住，过小则桩体强度与排水性较差。在中、粗砂中加固时可不加填料，利用坍落的土填孔，可降低造价。

垫层：在振冲桩顶与基础间应有厚为30cm左右的砂砾或碎石垫层，以利于静载下或地震时土中孔隙水的泄出。

加固要求：对震陷性软土，加固后的承载力是重要的指标。应使加固后的复合地基的承载力达到第七章第九节中不产生震陷的要求。

对可液化土，承载力不是最主要的，应首先满足抗液化的要求。这在8、9度烈度区有时是不易满足的。

振冲法的优缺点：振冲加固的主要优点是施工难度小，成本较低（对一般工程，各种常用加固方法的造价依次为：预制桩—灌注桩—振冲桩—挤密碎石桩—强夯），中、小型施工队伍均可装备等，故而得到广泛应用。它的主要缺点是：施工中用水量大，排除溢出地面的泥水常遇到困难，导致施工场地积水泥泞，影响工作条件与加固质量。此外，溢出的回水中挟带大量土粒，需用同体积的填料去补充。由于这些缺点，影响了此法的发展势头。但目前仍是广泛应用的加固方法，其加固效果一般可使加固后复合地基承载力比加固前提

高1～3倍，桩间土承载力提高1倍以上，加固深度在10m以内时，用30kW振冲器可达到抗8、9度地震液化的要求。

第五节　沉管碎石桩加固

沉管碎石桩的加固原理与应用范围与振冲桩相近，但成桩方法与桩径（一般为0.5m左右）与振冲桩不同。因此前一节所述的部分内容也适用于沉管碎石桩。

沉管碎石桩的成桩方法有：锤击法、振动法、旋转法等。其共同点是使用钢管成桩，见图9-22及9-23所用施工机械大体与混凝土灌注桩相同。有时为了使钢管更重些可在管外加上翼片。

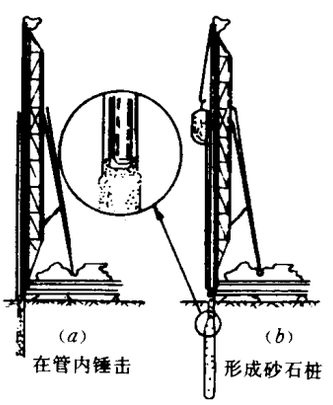


图9-22　锤击法

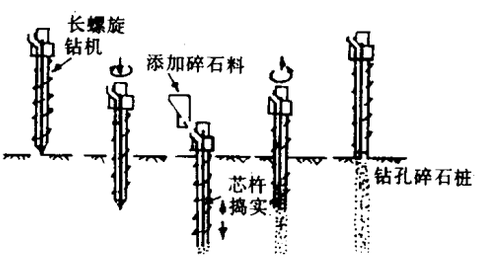


图9-23　旋转法施工的碎石桩（日本）

锤击法施工时，钢管到达预定桩深后，向管中倒入砂石，在管底部形成1.5～2m的“砂塞”，用芯杆锤击“砂塞”，使砂石料进入土中。这样可使管外的土受到比沉管时更大的振动和挤密作用。然后提升钢管，重复进行下一段的桩身的制作。

振动法施工时是在钢管上安装振动器，在偏心块振动下钢管沉入土中，到达预定标高后停振，灌砂或碎石入管后，提升钢管并振动，使管下部的活瓣打开，砂石进入土中并在振动下密实，形成桩体，如此逐段施工。

碎石桩在砂土或粉土中主要起挤密作用，其设计方法见上节。

在日本已提出很方便的图和系列曲线以资设计时应用，如图9-24。首先利用图9-24*a*确定相对密度，再由图9-24*b*，找出该相对密度和有效上覆压力时（一般即土层所在深度处的自重压力）所对应的标贯击数N。由加固前土的N_a值再根据假定的置换率（或压入率），利用图9-24*c*求得加固后桩间土的标贯值N_1。这样即可预估加固效果。或反过来，先确定加固后所要达到的N_1值，再求所需的压入率F_v（F_v为砂桩面积与单桩的加固面积之比），从而得知所需的砂桩数及间距。图9-24*c*系由工程实例统计平均得来。倘有必要尚应进行施工期的工程检验以认证加固效果。

在粘性土中碎石桩主要起置换作用而不是挤密作用，但由于邻近桩身处的软土多少得到某些加强，故桩间土的强度稍有提高。但主要的强度来源则是碎石桩本身。

挤密碎石桩因为不用水冲，现场文明，劳动条件较好，受到甲、乙方的欢迎。其次，由于不象振冲法那样有水土流失，故在用料上在达到同样加固效果时比振冲法省料，造价

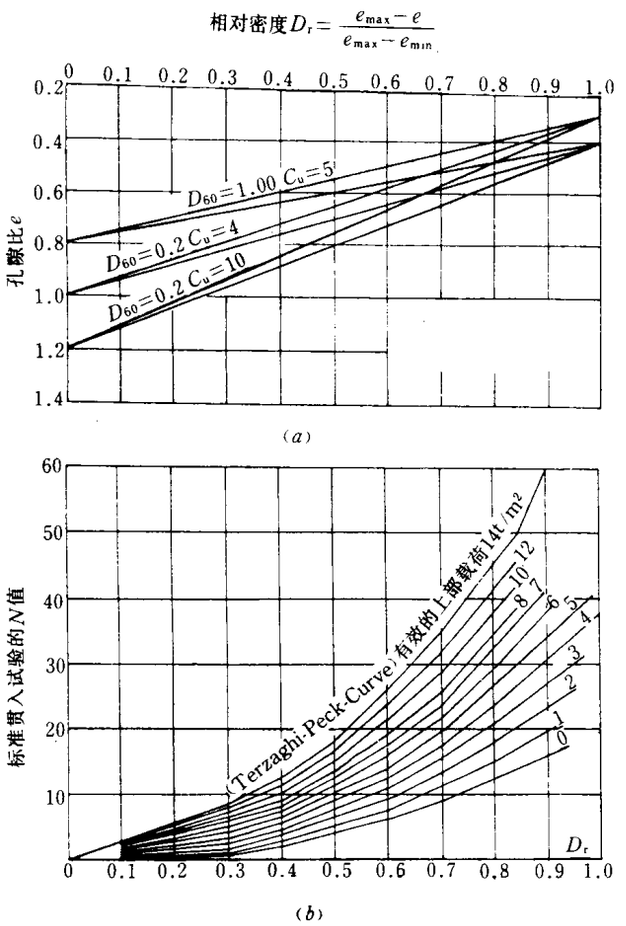


图 9-24a、b　D_r 和 N 值的关系

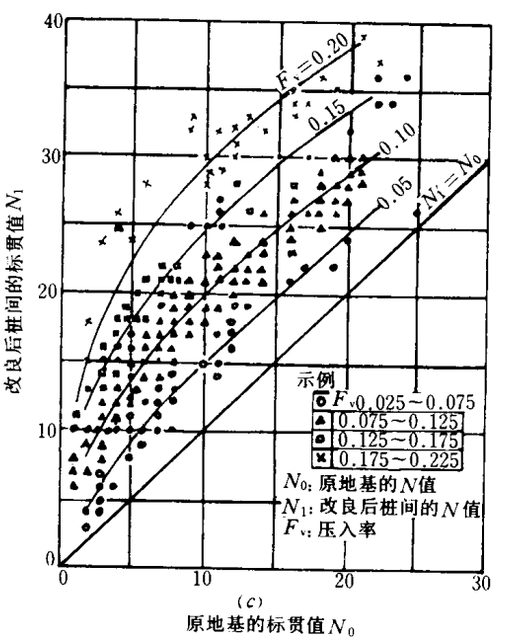


图 9-24c　打桩前后标贯值的变化（砂土，日本经验）[23]

较便宜。另外，此法的施工质量较振冲法易于保证，在有疑问时可通过复打或加强芯杆的锤击等法控制。

第六节　强　夯　法　加　固

强夯是利用重锤（一般为100～400kN）由高处由自下落的冲击能以提高土的强度和密度的方法，自六十年代法国Menard公司首创以来，已成为应用极普遍的加固方法之一。此法具有设备简单、施工方便、适用范围广、省材料和成本低（按我国情况，强夯可能是各种加固方法中最便宜的一种）等优点。在砂性土中加固效果尤为理想，因此常常用于液化地基加固，其主要缺点是施工时地面振动大，对相邻设备、建筑和人员的安全或工作环境造成损害，因而不宜用于市区或有精密仪表仪器之处。

强夯可以加固所有散粒的砂、砾、粉土、堆石、黄土和粘性土。但加固机理不同，目前按加固机理可分为强夯加密与强夯置换二种。现分别阐述。

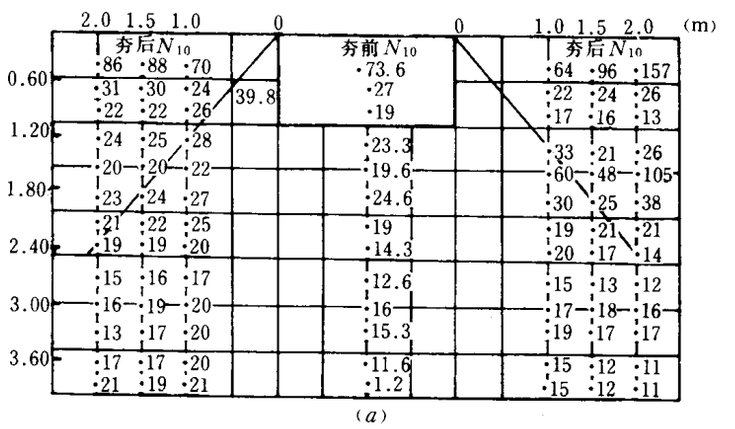
一、强夯加密

强夯加密主要适合于砂性土和非饱和的黄土（湿陷性），因此，液化土中常见的砂土与粉土都可应用这种方法。对于能产生震陷的饱和的粘性土，强夯加密的效果很差。因为冲击下土中孔压升高后，却由于土的渗透性低，不能在下次冲击前的间歇中有效地排水固结

从而土也不能加密。往往相反，一次次冲击的孔压积累起来，能达到很大的数值，使土的有效应力和抗剪强度降低，最终可能出现橡皮土的情况。积我国十余年的强夯经验，在饱和软粘土中如没有有效的加快土中孔压消散的措施（如排水纸板、砂井等），强夯是不适用于软土的。

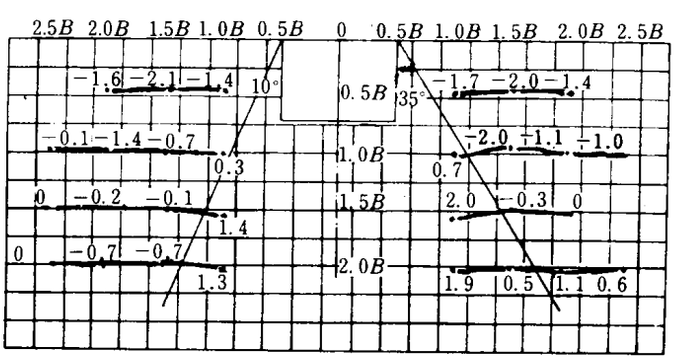
强夯加密机理：

根据在黄土中的实测，夯击下土体塑性破坏击实和侧向挤出。侧移主要发生在坑底下深为1.5D（D为锤直径）和左右各1.5D的范围内。按建筑科学研究院的室内砂箱（尺寸100×100×80cm）试验，夯击的压实范围大体按35°～40°角向下扩散（图9-25）。因之布置每一遍夯点时宜使加固深度下部的扩散角相交，上部加固影响小的盲区则用小能量夯来补充。一般夯点间距大致以（2.5～4.0）D者为多。间距过小则会表层夯得太密，影响深层的夯实。



(*a*)

图 9-25*a*　强夯前后轻便触探击数对比值（张永钧）



(*b*)

图 9-25*b*　2号试坑夯后不同深度变形值（室内模型）（张永钧）

强夯加固的设计：

1.夯击能的确定取决于所需的加固深度H：

$$H = a\sqrt{\frac{Wh}{10}} \tag{9-9}$$

式中　H——加固深度，m；

W——锤重，kN；

h——下落高度，m；

a——经验系数，一般为0.5～0.8，黄土为0.34～0.5，砂土为0.5～0.6。

根据上式，当H确定后可反求出所需的夯击能Wh，并选择W和h之值。我国目前最大的夯击能为8000kN-m，锤重约400kN。国外已有2000kN的锤落距25m，加固深度可达40m。国内常用的能级为1500～3000kN-m，锤重多100～200kN。此式中的加固深度H是指土的物性指标有较明显变化的深度，一般是用土的干重度来表示，例如夯前夯后干重度的相差达到1～2 kN/m^{3}或夯后干重度达到15kN/m^3。但求出的H并不等于可以抗液化的深度，因为抗液化的要求最后是按N_{cr}，即临界标贯值决定的。H深度内土性的改变常常比抗液化的要求低，故在选能级时应考虑比上式求出者加大些。

2.夯击遍数：砂土多为2～3遍，每遍之间不留间歇时间。最后一遍是满夯，此时一般锤重不变但落高降低，夯击能变小，以加固浅层的前面几遍来夯击到的盲区。对于软粘土一般要夯2～5遍。每遍的间歇时间为2～4周，视土中积累起来的孔压消散情况而定。应等到孔压基本消散，才能开始下一遍夯击，否则会夯成橡皮土或无加密效果。

3.强夯后的地面下降　地面下降与加固深度有关，可用与夯击能的关系大致表之如下：

能级（kN-m）	1000	2000	3000	4000	5000	6000
地面下降值（m）	0.5	0.6～0.8	0.8～1.2	1～1.5	～1.5	1.5～2.0

设计时要预留一定高度的土层，以使夯击后场地标高接近设计标高。

4.夯点间距：常为（2.5～4）D。取值与加固深度及土类有关。黄土：砂土等取较小值软土取较大值，加固深度大者应取较大值。

夯点的锤击数：在一个夯点上应夯击多少次，应视夯实的效果而定，如图9-26所示，随夯击次数的增加，每一击下的沉落（或称贯入）越来越小，当累计的贯入曲线趋于水平时，表示土已夯到该能量下的密实限度。根据夯前试验得到的贯入度-击数曲线，选出一合适的单击下贯入度，（一般取5cm左右）作为正式施工时的控制标准，夯至此贯入度时即可停夯，转至下一夯点。

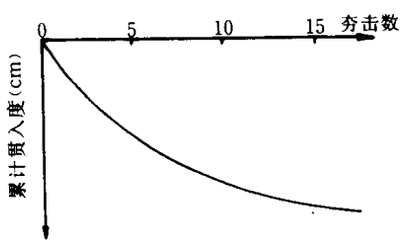


图 9-26　击数-贯入度的关系

二、强夯置换

由于强夯加密粘土的效果不佳，近年来国内外的趋势不是利用强夯来加密软土而是利用强夯作为置换软土的手段。强行排开软土，夯入砂石，最终形成砂石柱与“土与砂石混合”的复合地基，称之为动力置换法（Dynamic Replacement，简称DR法）或动力置换与混合法（Dynamic Replacement and mixing，简称DRM法）。众所周知，当地表为软土时，强夯作业前需在地面铺一层1m厚左右的砂石垫层，以利机械作业。为了易于拔锤又需经常向夯坑内填料。这样，在夯点处必然形成一个直径大于夯锤的砂石垫，既改善了排水又提高了地基强度，也可以说这就是强夯置换与混合法的雏形。目前，国外已用此法处理过泥炭、有机质粉土等地基，夯锤重50～400kN，落高10～40m，夯点间距3～12m，在土中形成深4～12m直径达7m的砂石墩，用作固结排水通道和强化土质。例如，新加坡一仓库，下有厚3～4.5m的泥炭层，采用2250kN-m强夯置换加固。夯前先铺一层1m厚的砂垫，每点夯15击，随夯随填，夯成上部直径为4m，下部直径为2m，深4.2m的砂墩。然后再铺3m厚的砂垫，每点夯10击。最后用3000kN-m，每点35击的强夯进一步置换与混合。夯后土的隙比由1.7～3.1减小到0.61～0.72，标贯值由3提高到14。Kruger

在1980年用此法加固4 m深的非常软的粘泥；在中东曾用此法加固4 m厚的粉质粘土；南非在1986年用来加固6 m深的软土和泥炭等。据报道，均取得良好加固效果。

在我国道路工程中久已采用挤淤法(即利用填土重量挤开淤泥,填土沉入淤泥中成为地基，再在填土上继续加高筑成路堤的方法)。在建筑地基强夯中亦常采用向夯坑中填砂石以利拔锤，这些都可说是强迫置换的初期工作。1987年由武汉钢铁公司、山西机械化公司、冶金部建筑研究总院等单位在沼泽地上进行了首次强夯置换系统研究，效果良好。

1989年，山东胜利油田用此法加固可液化粉土，效果良好。山西机械化施工公司还曾在1989年于三门峡电厂用8000kN-m的强夯在湿陷性黄土中夯出数米深的夯坑，说明此法在黄土中也有良好发展的前景。

下面介绍武钢强夯挤淤试验工程[7]及山东胜利油田油罐液化地基处理,说明此法在软土及可液化土中的应用。

武钢强夯挤淤试验场地为沼泽地，常年积水或间歇积水，地质条件复杂。局部地表有素填土，以下顺次为淤泥层，湖塘相粘土、粉质粘土。淤泥层及湖相沉积的容许承载力只有40～60kPa，且不均匀性及厚度的变化大。主要土性指标见表9.6其下的粉质粘土层的

主要土性指标[7] 表 9-6

土　层	含水量 (%)	重　度 (g/cm³)	隙　比	塑性指数	液性指数	压缩模量 (MPa)	容许承载力 (kPa)	厚　度 m
运河沉积（粘土）③	52.8	1.75	1.43	23.4	0.93	2.2	40～60	2～8
湖塘沉积（粘土）④	54.7	1.66	1.59	26.96	0.95	2.32	60	0.3～9

容许承载力为90kPa。强夯挤淤(置换)对象为淤泥层③及湖塘相粘土④。典型地质剖面见图9.27、夯锤重180kN，直径2.5m,夯能3500kN-m，夯点间距4～4.5m，为使挤淤均匀采用隔行跳点打法、包括满夯在内共夯四遍。填料为废冶金渣，级配属砾石。夯前地面先铺2 m厚矿渣，以后随夯随填。最后满夯用2000kN-m能量。

夯后钻探揭露，夯点下形成5～6.6m深的上大下小的渣墩。原来的软土被挤到夯点间空间内并与渣混合，近地表处渣多土少，往下则土多渣少,形成如图9-28所示的复合地基：

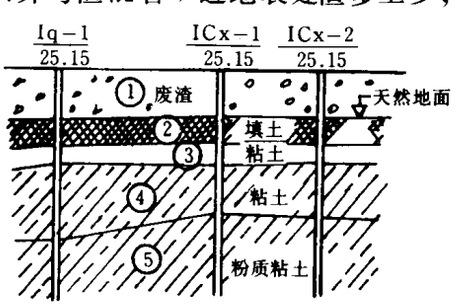


图 9-27 地质剖面[7]

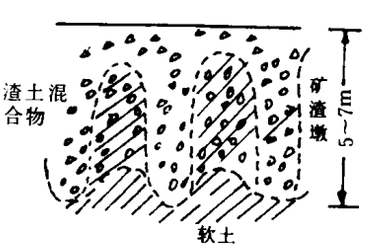


图 9-28 渣墩与混合土构成的复合地基[7]

以渣墩为主，墩间夹以渣土混合物。夯间软土的含水量比夯前降低，一是因为干钢渣吸水，二是填渣后排水路径缩短，强夯时可排水。软土的状态因而由软塑变可塑或由流塑变软塑。

强夯挤淤的效果见图9-29及图9-31的3×3 m荷载试验及120kg的重型动力触探,以及表9-7及表9-8。

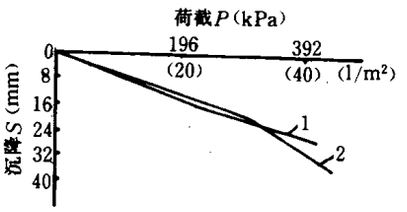


图 9-29　3 × 3 m荷载板试验结果[7]
（1 — 4 m间距；2 —4.5 m间距）

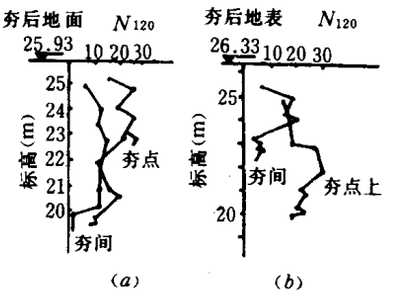


图 9-30　动触N120平均值[7]
（a — 4 m间距；b —4.5 m间距）

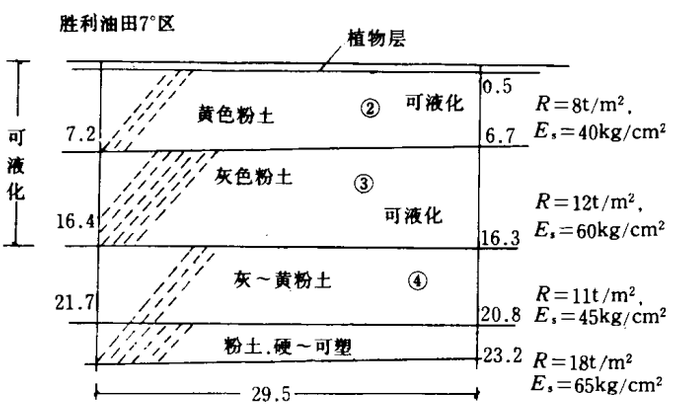


图 9-31　油罐地基土层剖面（孙金城，1989）[20]

由上述结果可以看出，原承载力仅40～60kPa的淤泥及软土，加固后的复合地基承载力达到350kPa。因之，用此法处理震陷性的软土，既可提高承载力又防止了震陷。连渣墩以下的土的土性改善也很明显（表9-8）。

天然软土与复合地基承载力对比　表 9-7

	天然地基	复合地基
容许承载力（kPa）	40～60	350
压缩模量E_s（MPa）	2.5	24.5

强夯置换的另一例子是山东胜利油田50000m³油罐地基的加固（孙金城等1989）[20]。地基土自地表以下直至－23m钻探深度内均为粉土，－16 m以上为可液化粉土（图9-31）。采用150kN重锤，落距13～15m（约2250kN-m的夯能），进行强夯置换。夯点间距 4～5m。梅花形布桩。夯后形成深为5m的碎石墩（图9-32）。复合地基的承载力达240kPa，比夯前的80kPa，提高两倍，且从图9.33的夯间土静探曲线看来，碎石墩下深至 8 ～11m的静探值也有较大

渣墩下土层强夯置换前后的土性改变　表 9-8

土　类	密　度 (g/cm³)		含水量 (%)		隙　比		压缩模量 E_s(MPa)		容许承载力 R（kPa）	
	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后
⑤粉质粘土	1.92	2.01	26.5	23.5	0.74	0.67	5.64	9.08		
⑥粉　土	1.94	2.03	27.9	22.23	0.79	0.48	6.9	6.9		
⑦粉细砂	1.97	2.03	23.2	21.4	0.675	0.615	7.35	14.06	103	119

提高。这可以用碎石墩起了良好排水通道作用，缩短了深层土的排水路径来解释。夯间土经处理后成为不液化的。

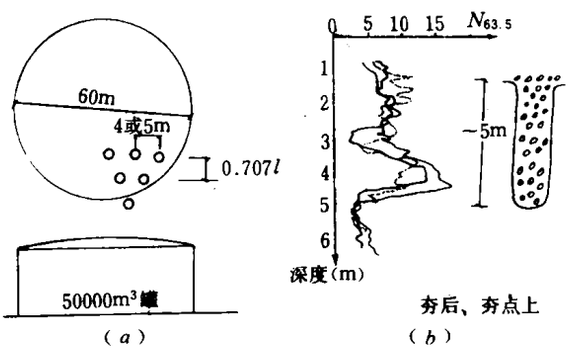


图 9-32　夯点布置及夯点上夯后标贯值[20]

(a) 油罐下夯点布置示意；

(b) 夯后标贯值

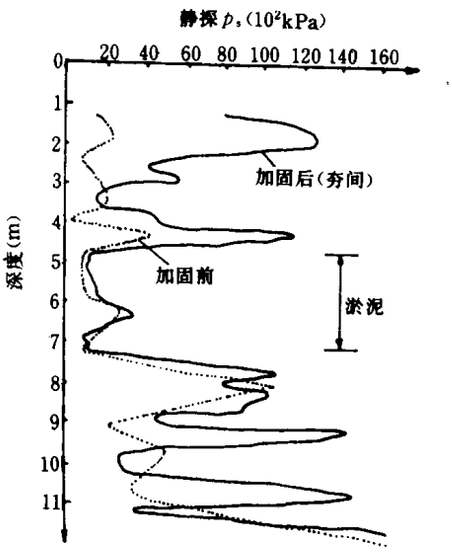


图 9-33　50000 m³ 油罐强夯置换后夯间土加固前后的静探值[20]

强夯置换的发展前景：

1. 由国内外经验看，强夯置换（或称强夯挤淤）是加固软土和液化砂土的好方法，它具有一般强夯的优点：成本低，施工简单，节省三材，快速施工等。由于不必考虑孔隙水压过高时产生橡皮土现象，而是相反，正需利用土的强度瞬时降低以排开软土，因而实施下一遍强夯时不必留出孔隙水压消散时间，这就大大加快了在软土中施工的进度，进一步降低成本。

2. 由于碎石墩的直径大，密度高，因而本身强度和稳定性依赖夯间土侧向支持的程度较振冲碎石桩为低。且夯间土由于强夯时的混合作用，在浅层混入很多砂石，其性质又得到很大改善。因此不论砂石墩按哪一种模式破坏，其承载力都大于振冲桩或挤密桩。武钢试验工程中的 3 个静载荷（3 × 3 m）得到复合地基承载力均在400 kPa以上(因 p-s 曲线无拐点，均按0.01相对沉降取值)。对中小型基础在基础下设一个砂石墩即可，此时砂石墩的作用与砂垫层加固法中的垫层一样，强夯只是一种高效率的铺设垫层的手段。在保证垫层的密实度方面远比一般的砂垫层施工方法优越。其深度与宽度可通过选择适当的夯锤及夯能达到所需要求，在造价上因为强夯不需挖基槽，故施工时间及造价上比一般砂垫层应更为低廉。

对较大的柱下单独基础也可采用密集的几个砂石墩作为地基。

3. 此法对设计地面高于自然地面需要填方的工程尤有特殊优点，可将加固工程与填方工程合一。

4. 如果置换的目的是加固而不仅仅为了排水，则置换率应比较大，强夯后地面会抬高，这一点要事先估计到。由于软土中的水分为填料吸收和排走，部分软土又填充了填料中的大孔隙，故隆起的土体积要小于填料夯后总体积，建议初步按0.9填料体积考虑隆起值。

施工时，应注意使软土挤出均匀，采取隔行跳点夯击。在单独基础下夯点密集时由内

向外对称夯击似可取。

5.挤淤的强夯能量与土质和墩深的关系，满夯时的能量是否应比挤淤时的能量更大，这些问题有待探讨。在新加坡工程中满夯能量大于前几遍的能量，这就有可能充分利用已打好的砂石墩的排水能力，使较深处土得到加密。这是值得注意的。

武钢采用夯能为3500kN·m，山东采用2250kN·m，前者夯能偏大间距偏小，但后者亦为试探性的，今后应进一步研究夯能与加固效果的关系。

第七节　旋喷法加固

旋喷法亦称高压喷射注浆法。我国1972年由日本引进，至今已成为广泛采用的地基加固方法之一。旋喷法以其适用性广，作业空间小、无噪音，可以对已有建筑或施工时的紧急情况进行处理等特点而受到重视。对抗震中成问题的软土及液化土很为实用，在需加固已有建筑物的地基时显得很优越，因此不少场合用于已有建筑物的液化地基加固或其他原因的事后加固（图9.34）。

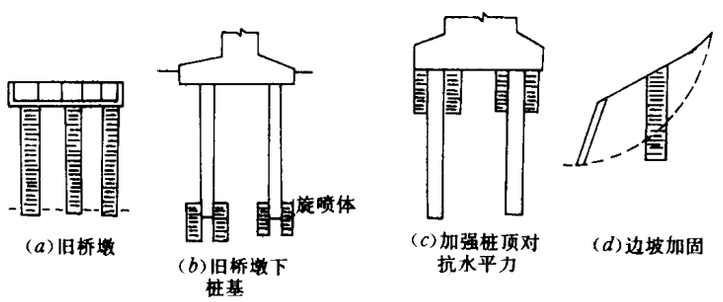


图 9-34　旋喷法加固已有结构物地基

高压喷射注浆法实质是先用钻机钻进至预定位置后再用特殊的注浆管和喷嘴将水泥浆等浆液或水以20MPa的高压由喷嘴喷出，冲击破坏土体并与水泥浆等浆液混合，固结后成为水泥与土的混合固结体，固结体的形状可以控制，旋转喷射时固结体为圆形，定向喷射时可成扇形或板形（图9-35）。可以根据设计需要将单个的固结体连成一片或围成一圈。当前高压喷射注浆法分：单管法、二重管法、三重管法和多重管法等几种。

（一）单管法：只喷高压浆液，借旋转与提升使土与浆液混合，逐段形成固结体，其主要设备基本与二重管相同，但不需要图9.36中的空压机。

（二）二重管法（图9.36）：有一个二通道的注浆管和双重喷嘴，同时喷出高压浆液与

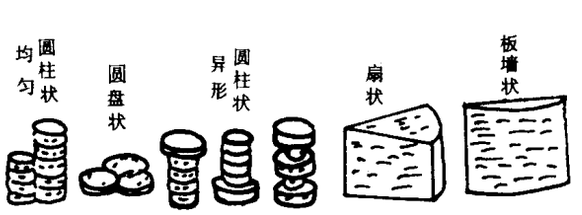


图 9-35　固结体的基本形状示意图

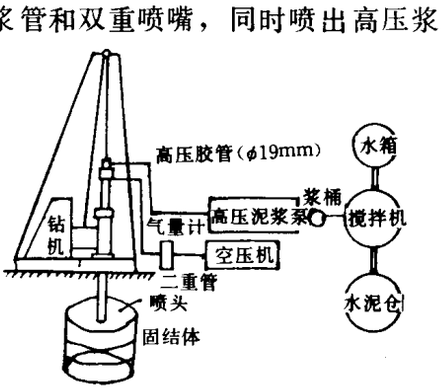


图 9-36　二重管旋喷注浆示意图

空气，在浆液与气流的双重作用下，破坏土体的能力明显比单管增大，固结体的直径增加（见表9-6）。

（三）三重管法：利用三重管（即三个通道的注浆管），分别向土中输送水、气、浆三种物质。与二重管不同之处是在20MPa左右的高压水四周有0.7MPa左右的筒状气流环绕。水与气二者同时冲击土体。另由泥浆泵注入2～5MPa的浆液填充冲出的空隙，从而在土中逐段形成较大的固结体，直径可达到1.2～2.2m，比二重管法更大（表9.9）。

旋喷注浆加固土体的直径 **表 9-9**

土质 \ 旋喷直径(m) \ 方法		单管法	二重管法	三重管法	多重管法
粘性土	$0<N<10$	1.2 ±0.2	1.6 ±0.3	2.2 ±0.3	2～4
	$10<N<20$	0.8 ±0.2	1.2 ±0.3	1.8 ±0.3	
	$20<N<30$	0.6 ±0.2	0.8 ±0.3	1.2 ±0.3	
砂性土	$0<N<10$	1.0 ±0.2	1.4 ±0.3	2.0 ±0.3	
	$10<N<20$	0.8 ±0.2	1.2 ±0.3	1.6 ±0.3	
	$20<N<30$	0.6 ±0.2	1.0 ±0.3	1.2 ±0.3	
砂砾	$20<N<30$	0.6 ±0.2	1.0 ±0.3	1.2 ±0.3	

注：定喷加固土的长度约为旋喷长度的1倍；N—标贯值。

高压喷射注浆固结体性质一览表 **表 9-10**

固结体性质 \ 喷注种类		单管法	二重管法	三重管法
单桩垂直极限荷载（T）		50～60	100～120	200
单桩水平极限荷载（T）		3～4		
最大抗压强度（MPa）		砂类土10～20，粘性土5～10，黄土5～10，砂砾8～20		
平均抗拉强度/平均抗压强度		1/5～1/10		
弹性模量（MPa）			$K\times10^3$	
干容重（g/cm³）		砂类土1.6～2.0	粘性土1.4～1.5	黄土1.3～1.5
渗透系数（cm/scc）		砂类土10^{-5}～10^{-6}	粘性土10^{-6}～10^{-7}	砂砾10^{-6}～10^{7}
c （MPa）		砂类土0.4～0.5	粘性土0.7～1.0	
φ （度）		砂类土30～40	粘性土20～30	
N （击数）		砂类土30～50	粘性土20～30	
弹性波速（km/s）	P波	砂类土2～3	粘性土1.5～20	
	S波	砂类土1.0～1.5	粘性土0.8～1.0	
化学稳定性能		较好		

（四）多重管法：先在地面钻孔，置入多重管，用40MPa的高压水，切削破坏四周土体。冲击形成的泥浆用真空泵抽出。如此反复冲和抽，在土中形成较三重管形成的固结体

更大的空间（2～4 m直径），然后用浆液填充。

多重管法与前面三种不同的是冲击下来的土全部被抽出，而不是如前面三种那样部分土和浆液混合形成固结体，部分土则流出地面。因之多重管法形成的是单一由浆液固结形成的固结体。

高压喷射注浆法适用于砂土、粘性土、黄土和淤泥。对于含砾较多的土、砾石土、泥炭土等则因纤维质或土的硬度大等原因、喷射质量差，不宜采用。此外，它也不适合用于地下水流速过大、地下水或可能渗入地下的工业废水具有侵蚀性及永冻土地区等场合。

表9-9及表9-10给出有关固结体的直径与力学性质等有关资料，一般其抗压强度的变化范围为5～20MPa，土越软则强度越低。在设计计算上一般均认为由固结体承受全部基础上的荷载，不按复合地基考虑，当然在有依据时也可以按复合地基考虑。

这种方法的主要缺点是造价较高，因而一般多用于工程量不大或紧急情况。如果能回收利用溢出地面的水泥浆液，则可降低成本。

第八节　排水法加固

振冲法、沉管碎石（或砂）桩或强夯等处理液化地基是有成效的，特别是挤密桩与振冲加固后的地基已有经过强震考验的实录，但其缺点是施工时噪音与振动较大，在人口密集处或紧挨着已有建筑时不太相宜，因此公害小的排水法在日本已逐渐应用，在我国目前还少应用。

排水法分主动排水与被动排水。主动排水是指长期降低地下水位或至少在临震预报阶段降低水位；被动降水则是缩短土中水的排水路径，以抑制地震时孔压上升，以下重点阐述被动排水（排水井）法。因为目前用得较多。

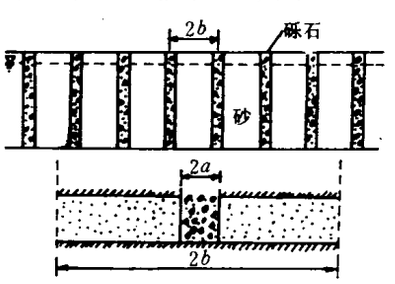


图 9-37　砂渗井排渗系统

如所周知，在软粘土中设置砂渗井，改善排水条件，加速固结，提高地基承载力和减少压缩量，是一种有效的处理软土的方法，这种方法也可以用于防液化（图9-37）

Seed等人对用砾石排水井稳定液化砂层问题进行了计算分析[10]。他们的成果是目前进行排水井设计的理论基础。

假定孔隙水的流动服从达西定律，可以推导出下列孔隙水压力发生与消散的基本方程：

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{K_h}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{K_h}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{K_v}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial z}\right)=\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \qquad (9\text{-}10)$$

式中　u——孔隙水压力；

K_v、K_h——垂直和水平向的渗透系数；

γ_w——水的重度；

ε——体应变，压缩时为正。

设在dt时间内，单元土体中孔隙水压力的变化为du，同时，由循环剪应力引起的孔隙水压力的附加增量为$(\partial u_g/\partial N)dN$，其中$N$为循环次数，$u_g$为循环剪应力引起的孔隙

水压力。忽略体积应力不计，则单元土体在时间dt内的体积变化为：

$$d\varepsilon = m_v \left(du - \frac{\partial u_g}{\partial N} dN \right),$$

从而得$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \right)。 \tag{9-11}$$

式中 m_v——体积压缩系数。

由式（9.10）与（9.11）得

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{K_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{K_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{K_v}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right)$$

$$= m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \right)。 \tag{9-12}$$

若K_h，K_v及m_v为常数，在轴对称情况下，式（9-12）化为

$$\frac{K_h}{\gamma_w m_v}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial^2 y} + \frac{1}{y}\frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{K_v}{\gamma_w m_v}\frac{\partial^2 u}{\partial^2 z}$$

$$= \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t}, \tag{9-13}$$

式中 y——剪应变，若只考虑径向排水，则式（9-13）化为

$$\frac{K_h}{\gamma_w m_v}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial^2 y} + \frac{1}{y}\frac{\partial u}{\partial y} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N}\frac{\partial N}{\partial t}。 \tag{9-14}$$

为解上式需确定$\partial u_g / \partial N$，$\partial N / \partial t$，$K_h$及$m_v$。$K_h$可用现场抽水方法确定，$m_v$可用循环荷载三轴压缩试验确定。$m_v$是随孔压比变化的量，但在孔压比接近0.5时实际上是常数，既然排水使孔压比保持尽可能低的值，在这种情况下，取m_v为常数是可以接受的。u_g与循环次数N之间的关系可用下式表达：

$$\frac{u_g}{\sigma_0} = \frac{2}{\pi}\arcsin\left(\frac{N}{N_l} \right)^{\frac{1}{2\beta}} \tag{9-15}$$

式中 σ_0'——三轴试验时的初始平均有效应力或直剪时的初始有效竖向应力；

β——经验常数，平均值取0.7；

N_l——液化循环数。

将式（9-15）对N求导数，得

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{2\sigma_0'}{d\pi N_l} \frac{1}{\sin^{2\beta-1}\left(\frac{\pi}{2} y_u \right) \cos\left(\frac{\pi}{2} y_u \right)} \tag{9-16}$$

式中 $y_u = u/\sigma_0'$为孔压比。

为了实用，将不规则的地震荷载转换为等效循环荷载，故得：

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{N_{eq}}{t_d} \tag{9-17}$$

式中 t_d为地震历时；N_{eq}为等效循环次数。

将式（9-16）及式（9-17）代入式（9-14）并解之，可得土中孔压比$y_u = u/\sigma_0'$之值。在假定土中水只有径向渗流（排向渗井）没有竖向渗流情况下，土中孔压比与下列各值有关：

$$r_u = f\left(a/b,\ \frac{N_{eq}}{N_e},\ \beta,\ T_{bd} \right) \tag{9-18}$$

而T_{bd}是与地震历时t_d及土的特性有关的系数，称为时间系数。其表达式为：

$$T_{bd} = \left(\frac{K}{r_w} \right)\left[\frac{t_d}{m_v \cdot b^2} \right] \tag{9-19}$$

式中的a及b为渗井的半径和间距之半（图9-37）

实际设计上可利用图9-38所示的诺谟图进行。此图适用于排水井直径为40cm，桩间土的最大容许孔压比为0.5或0.6（这也是工程中最常用的条件）。当下列数值已知时：渗透系数K，体积压缩系数m_v，时间系数T_{bd}或震级M，等价循环数N_{eq}，液化循环数N_l等，则可按图中箭头所示逐步求出桩间距$2b$。

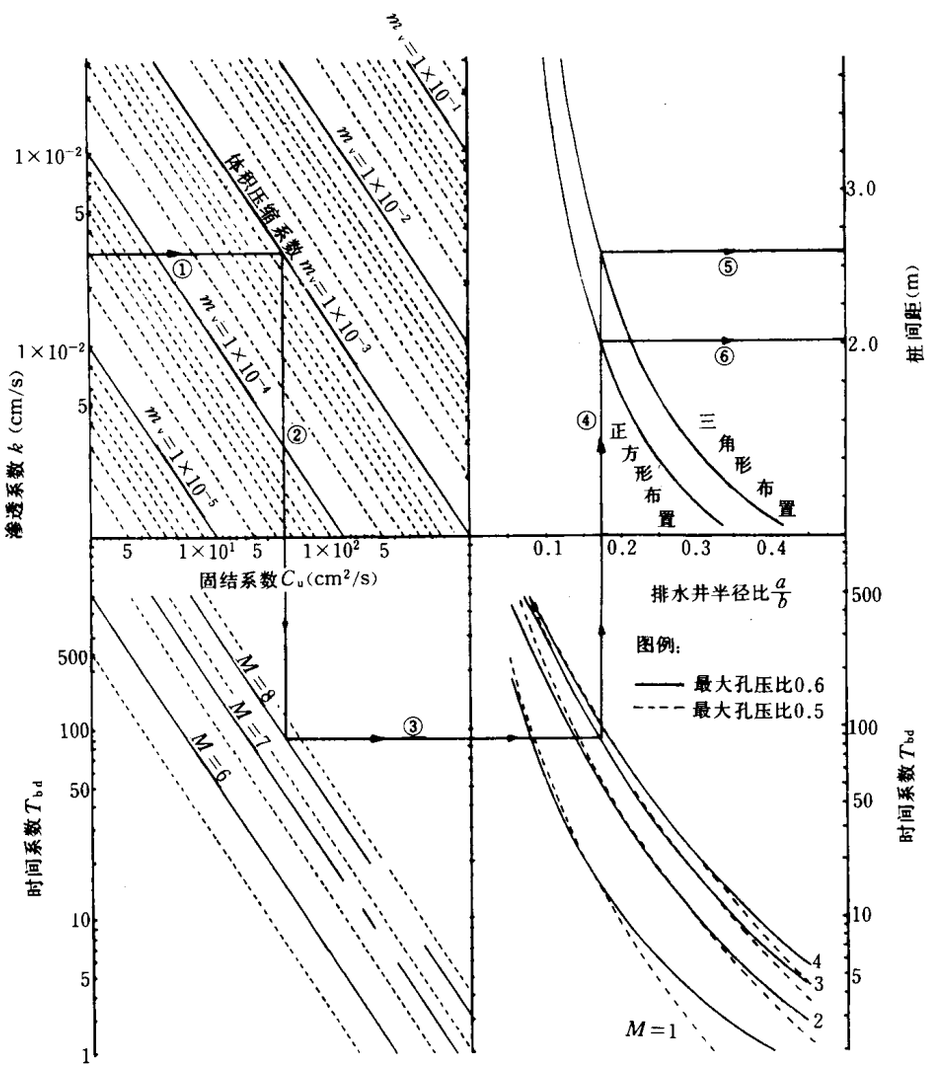


图 9-38　碎石排水桩设计诺谟图[14]

桩的填料应选用有良好渗透性的粒粒，至少使桩的渗透性为被加固土的200倍以上，否则将使排渗速率降低。一般碎石或砾石均可用作填料。

王士凤、王余庆用振动台试验研究了细砂中碎石桩的排水性能。为此目的，砂箱中的细砂用相对密度为0.18的松砂且使碎石桩对桩周土毫无加密作用。试验得出：

1.桩区内土中孔压比很小、桩下孔压比稍大、变形明显、加固区以外则明显液化、标志线整曲和模糊（图9-40）。

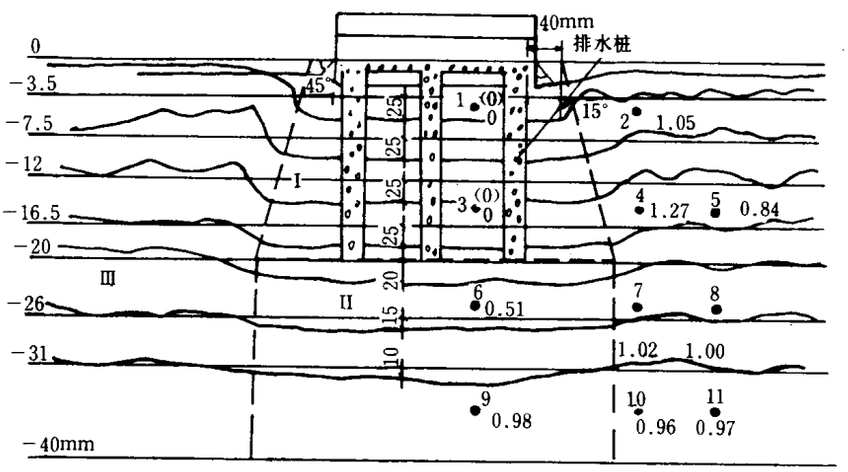


图 9-39　试验1，停振时孔隙水压比分布（模型沉降28mm，图中尺寸：mm）

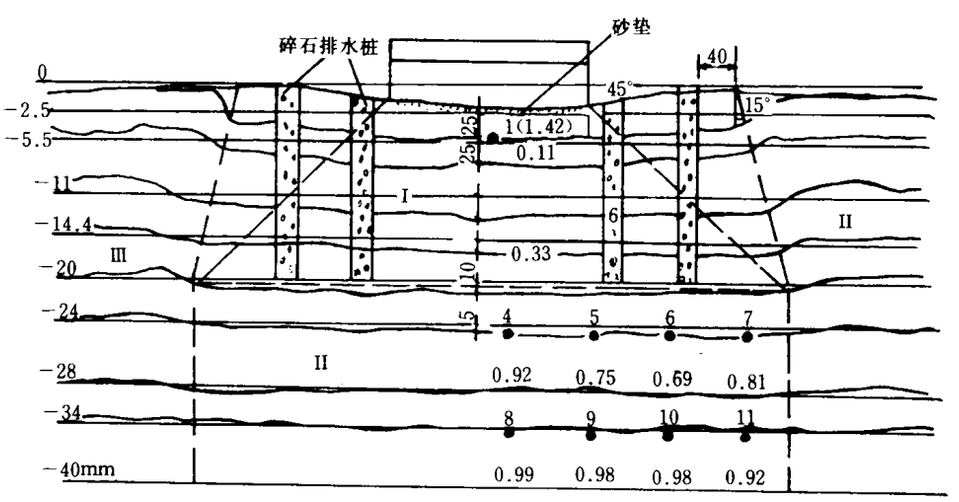


图 9-40　试验2，停振时孔隙水压比分布
（模型沉降23.3mm，图中尺寸：mm）

2.排水桩的影响域为梯形，其形状与大小基本不受振动强度和持时的影响。梯形大体按15°外放。其形成原因可能与孔压随深度的增加有关。

3.模型基础在土中孔压比达到0.5～0.6时下沉明显，同时出现液化减震现象，基础与地面的加速度减小。

4.仅在基础外侧设排水桩同样能提高地基刚度，减少沉降。

国外近来为防止液化而采用排水桩者渐多，在日本已有十余个工程统计在表（9-4）中。在排水桩的制作上出现除振冲与沉管法以外的方法。（这二种方法噪音大，常因环保原因不能应用）。例如用直径5～10cm的带孔钢管，下焊叶片，以机具旋入土中，这种方法无噪音，机具轻便、造价低，用于中、小型结构很相宜。

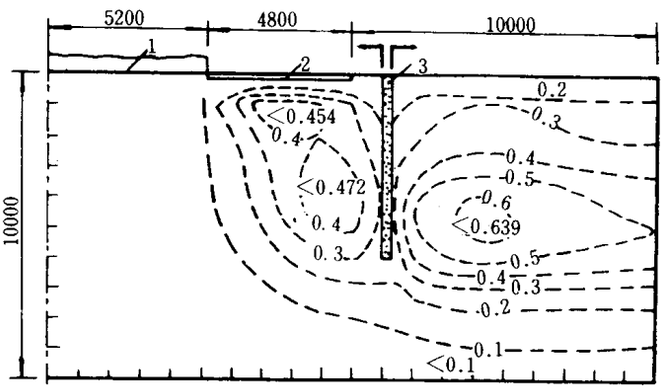


图 9-41　排水砂井时的孔压比等值线［13］

1—建筑物；2—室外地坪；3—振冲桩

国内应用排水桩的实例有吉林前郭炼油厂液化地基（细砂）。因楼建成后才提出液化问题，不得不在建筑物外设法防止液化。采用了用配筋混凝土地坪和单排振冲桩排水的方案（图9-41）。由地震反应计算结果看出，仅有地面覆盖时，液化区（孔压比为 1 的区域）在基础外 5 m以外（图9-10），有排水桩时则液化区消失。如果在建筑物四周用土台压盖，利用土台的重量也可以使液化区向建筑物外侧转移，减少液化的威胁，但因受室外地面标高的限制而未采取土台的方案。

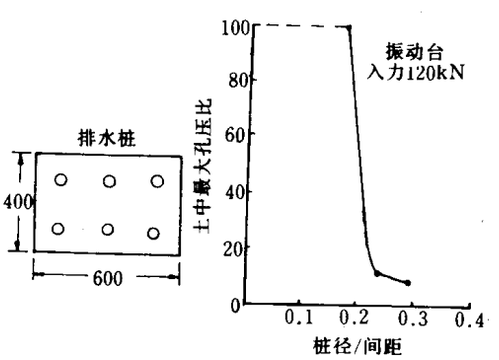


图 9-42　大型振动台排水桩试验（吉见等，1988）

（*a*）振动台平面；（*b*）排水效果与间距的关系［11］

排水法的抗液化效果虽然还没有经过强震检验的实例证实，但近来的大型振动台试验已证明它的有效性。吉见等人用长 6 m 高 5 m 多的大型振动台，按实际施工方法在细砂（D_{60} 的粒径为0.29mm）中设置了排水碎石桩并施以水平振动（图9-42）。试验表明土液化后水由碎石桩中涌而出，停振后 3 min内孔压比就降到0.2左右，但排水桩直径与间距比是个很重要的因素，对所选定的砂，只有当桩径与间距之比大于0.22时才有效，小于此值时降低孔压的效果急剧降低［11］。

第九节　地基加固工程的实际抗震效果与工程质量监测

一、地基加固工程的实际抗震效果

自从60年代科技界对抗震的认识有了突进以来，为了抗液化或边坡稳定或软土震陷等地基震害的加固工程已遍布全球，但经受过预期震动强度考验的地基加固工程却屈指可数。其原因则应归诸地震的不定因素及加固工程发展历史的短暂。因而对为数不多的一些经强震考验的地基加固工程，科技界给予很大重视，看作检验地基抗震加固措施有效性的标尺。下面是几个著名的工程实例。

1.日本新泻2万m^3油罐（图9.43），地基为液化砂土，液化深度5 m,用振冲法加固，加固前后的标贯值如图所示。加固宽度为罐外缘再放出5 m，1964年新泻地震时场地上未加固的罐发生倾斜，而此罐则无损害。首次证明振冲加固地基可以防止液化。此后在加固油罐类的液化地基时，常参照此例的加固经验。

2. 日本八户纸厂。该厂建在液化砂土上，为防液化，采取了二种措施：

甲类——振冲加固后再打ϕ300的桩,振冲后土的标贯值达到临界标贯,振冲的作用在于保证桩周土不液化。

乙类——无桩，仅用振冲加固，加固要求同上。

1968年十胜冲地震时，场地普遍喷冒，采取桩基者无液化震害，振冲加固者稍有不均匀沉降；而任何措施未采取的建筑产生了可观的不均匀沉降。此例说明对液化地基若加固后的标贯值达到临界标贯即能避免地基震害。

3. 日本石卷渔港油罐（图9.44)。液化深度为－3 m～－9 m，采用挤密砂桩加固。

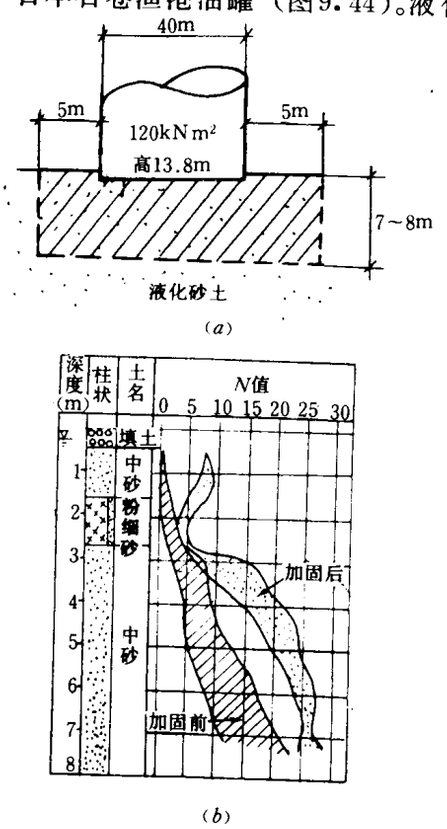


图 9-43　2万立米油道地基加固范围及加固前后的标贯（渡边隆1966)[22]

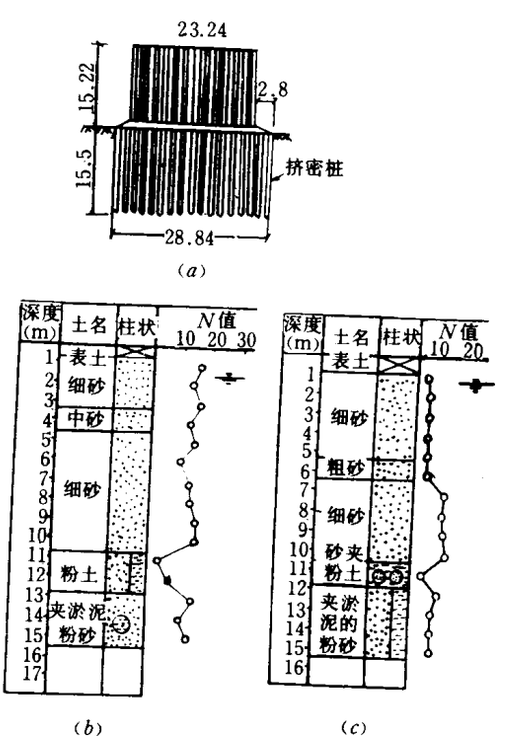


图 9-44　6000m^3油罐的地基加固（石原，1977）

（a）纵剖面；（b）加固后；（c）加固前

桩径70cm，长15.5m，间距1.8m，三角形布置。1978年宫城地震时，场地液化，渔港遭到很大震害，但加固区未见液化与不均匀沉降迹象。

4．日本青森县有油罐70个，其中的20个因1983年日本海地震，产生了20～30cm的不均匀沉降，但用砂桩加固的油罐则无震害。

从上述事例可知，砂桩与碎石桩确有防液化的效果。但这样的事例至今积累的还不多，以至还不能从中得出有关加固宽度方面的一般性规律。

二、地基加固的质量检测

地基加固工作属于地下隐蔽工程，对其施工质量是否达到设计要求应有可靠的检测。从另一方面来讲，由于土动力学的理论与计算方法还有不完善之处，工程检测的结果也可以反过来对分析理论与计算方法的改进提供资料。由于上述原因，地基加固工程均需有检测报告。检测内容与工作量可视工程的重要性而定。在检测方法中应多采用现场原位测试，少用取样分析。

表9-11列出常用的原位测试方法。在同时采用数种方法时，测试结果间的换算对比关系可参考表9-12，但当土中含粉土，又处于地下水位以下，则表9-12中的相对密度就远比实际的大。

常用的加固后土的现场试验方法　　**表 9-11**

试验方法		土的类别	
		非粘性土	粘性土
在设计阶段进行的现场试验	1.十字板剪切试验		+
	2.静力触探试验	+	+
	3.旁压试验	+	+
	4.平板载荷试验	+	
	5.抽水试验	+	
	6.标准贯入试验	+	+
控制施工质量的现场试验	1.沉降观测	+	+
	2.平板载荷试验	+	
	3.压实计	+	
	4.SASW法（表面波谱分析法）试验	+	
	5.跨孔法试验	+	
	6.标准贯入试验	+	+
	7.旁压试验	+	+
	8.静力触探试验	+	+
	9.十字板剪切试验		+

砂土某些指标间的相关性[4]　　**表 9-12**

土的密实程度	相对密度 D_R	标准贯入 (N)	内摩擦角 φ (°)	静力触探 q_u (×100kPa)
很松	<0.2	<4	<30	<20
松	0.2～0.4	4～10	30～35	20～40
中等密实	0.4～0.6	10～30	35～40	40～120
密实	0.6～0.8	30～50	40～45	120～200
很密实	>0.8	>50	>45	>200

表9-13为粘性土的标贯值与稠度、无侧限抗压强度间的关系（Peak，Hanson及Thornburn）。这种相互关系不如表9-12那样可靠，仅可作为参考。

表9-11中的压实计法是1978年由Turner与Fossblad发明的，它可以安在振动碾的振动部件上，可以检测所施加的振动力，共振频率和土的动模量等。根据输入的信号与测试对象的振动波形的差异（图9-45），对压实质量进行评估，用此法检测砂土的相对密度，效果很好，而且可在碾压施

粘土的标贯无侧限抗压强度　　**表 9-13**

液性指数	标准贯入试验 (N)	无侧限抗压强度 q_u (×100kPa)
很软	<2	<0.25
软	2～4	0.25～0.5
稍硬	4～8	0.5～1
中硬	8～15	1～2
硬	15～30	2～4
很硬	>30	>4

工的同时进行，因之对填土工程是个经济快速的质量检测方法。

表9-11中的SASW法(表面波谱分析法)是Stokoe等于1983发明的方法，它是利用瞬态冲击下测得的表面波速与波谱（图9-46),将其分解为一系具有不同频率(f)及波长(L)和振幅的振动波。根据这些试验结果导出表面波速（$v=fL$）和动剪切模量（$G_d=\rho v^2$，

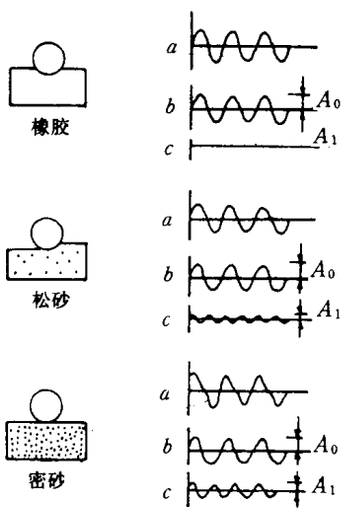


图 9-45　压实计在不同材料上显示的振动信号[4]

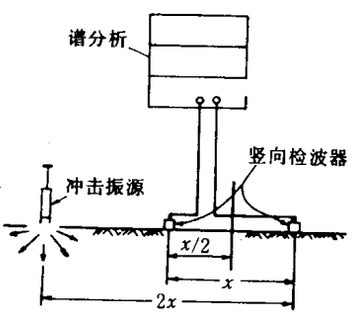


图 9-46　SASW法（表面波谱分析法）测试系统

ρ—土的密度)。比较加固前后的v与G_d之值，即可对加固效果进行评价[4]。

国内外也有用稳态振动作振源进行表面波速分析的。根据输出频率计算表面波速。再换算成剪切波速，从而鉴别土层加固效果。其原理已在第五章第二节中做了阐述。图9-47及图9-48为覃柳林等（1990～1992）用稳态正弦波作震源进行土性检测的例子。由图可见

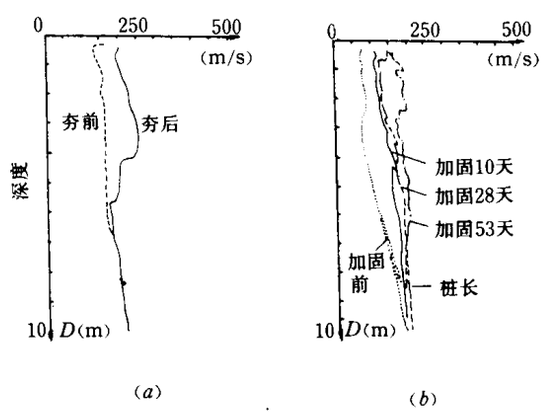


图 9-47　表面波速法检测结果示例（覃柳林等，1991）
（a）强夯效果检测；（b）挤密桩加固效果检测

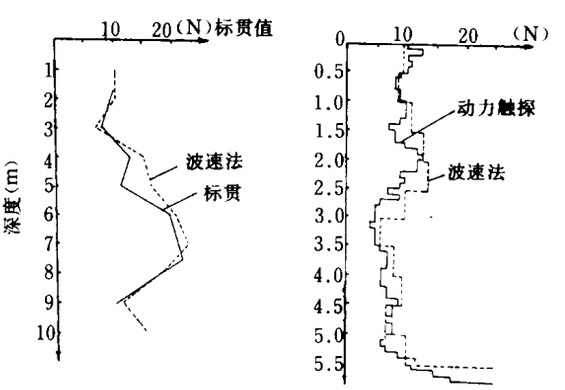


图 9-48　波速法与其他方法的测试结果对比（覃柳林等）

用不钻孔的表面波速测试的土性检测结果与其他方法的对比结果相当令人满意。对加固后土性随时间的变化也反映得比较细致。

图9-49为用此法测试时的代表性的测试曲线：在土分层时，测试曲线出现转折（b图)；在有薄夹层时，测试曲线出现“折皱”(图c)；距震源E远处土中有空洞时,测试曲线有

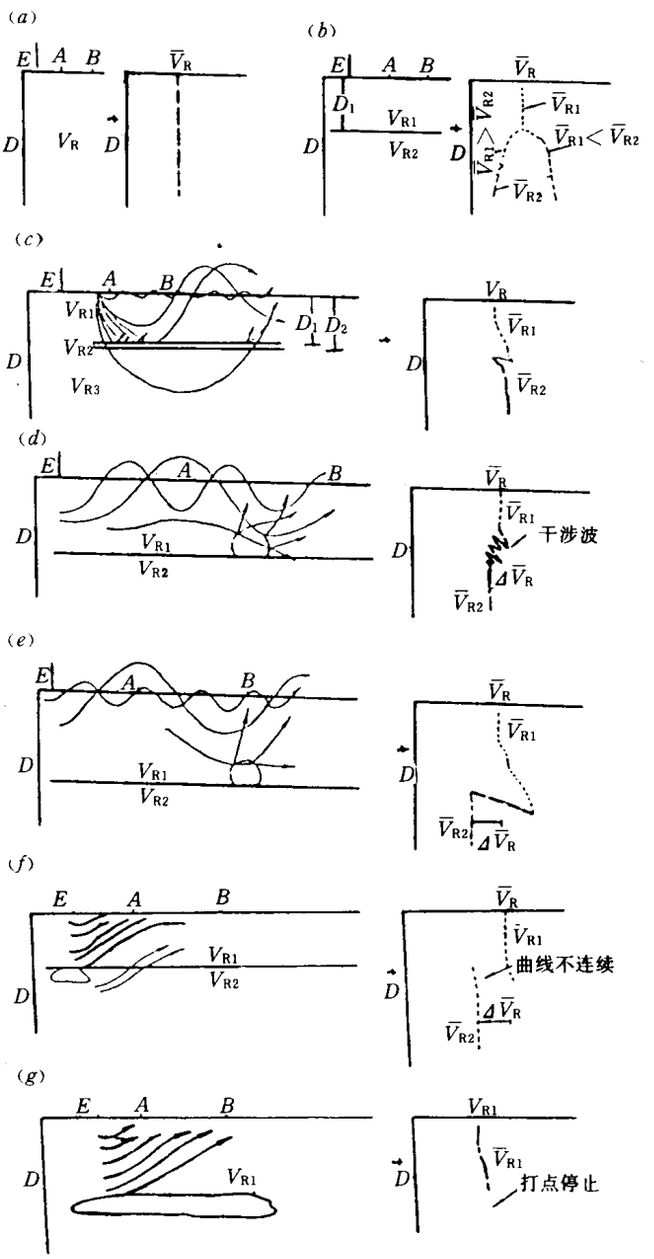


图 9-49　代表性的测试曲线

多个毛刺或打折（图 d 与 e）在振源下有空洞时，曲线不连续（图 f）；有大空洞时则曲线中断（g）。

参　考　文　献

[1] 《地基处理手册》编写委员会．地基处理手册．中国建筑工业出版社，1988

[2] 陈仲颐．叶书麟．基础工程学．中国建筑工业出版社，1990

[3] 覃柳林等．瑞利波地基探测技术研究及设备研制．全国改良地基动态测试技术学术研讨会论文集．杭州，1991

[4] W F　凡英佩．地基土的加固技术及其新进展．徐攸在等译．中国建筑工业出版社，1991

[5] M Hatanaka等. Some Facfors affecfing the Settlement of Strucfures due to Sand Liquefaction in Shaking table tests Soil and Foundations. Vol.27. No.1, 1987

[6] 浜田政则，1990年フイリピン・ルソン岛地震ビ不同沉下レた建筑物の复旧，土と基础，1991，10月

[7] 刘惠珊．陈克景．强夯的新发展——强夯置换．工业建筑，1990，No.7

[8] 范敏．刘惠珊，谷平，土层水平不均匀性对地表地震反应的影响．全国第三届地震工程会议 文集，1990

[9] 李晓峰、刘惠珊，夯扩挤密碎石桩加固可液化轻亚粘土，全国三届地震工程会议文集，1990。

[10] H B Seed, and J R Booker: Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains J.GED. ASCE, Vol.103, No.GT7. 1977

[11] 吉见吉昭，细川义隆．时松孝次．グラヴドレーンレニよつて改良ちれた缓い砂の液状化抵抗．基础工，1888，8

[12] 顾卫华等．砾石排水桩与地面压重的抗液化效果．岩土工程学报，7卷4期，1985

[13] 刘惠珊，乔太平．已有建筑物下的液化地基加固．工业建筑，1984，第四期。

[14] 大北康治ほか：碎石ドレヘンの设计のモグラム，第19四土木学会年次学术讲演会．讲演概 要集，第3部，pp93-94（1983）

[15] 周锡元等．地震液化的危险性分析．第三届全国地震工程会议论文集．1990，第Ⅰ卷

[16] 汪敏．地震场地液化危害新评价方法．第三届全国地震工程会议论文集．1990，第Ⅰ卷

[17] 刘惠珊，乔太平．王承春．翁鹿年．场地液化危害性分析．地震工程与工程振动，4卷4期，1984

[18] 谢君斐．石兆吉．郁寿松．丰万玲．液化危害性分析．地震工程与工程振动，1988，第4期

[19] 乔太平、刘惠珊，可液化场地的危害性分析，工业建筑，1983，No.3

[20] 孙金城，宋春廷，强夯置换混合法的开发与应用，石油部建筑结构技术论文集，1993

[21] 王士凤，王余庆．用砾石排水桩防止砂基液化的效果．地基与工业建筑抗震．地震出版社，1984

[22] 渡边隆：Damage to Oil Tank Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by the Niigata Earthquake and their Restoration. Soils and Foundations, Vol.6, No2, pp.86～99，1966

[23] 软弱地盘ハンドブツク编集委员会：软弱地盘ハンドブツク．第九章对策工法の设计・施工．建设产业调查会，pp.301～424，1981

[24] 末松直乾．吉见吉昭，佐佐木康．液状化被害を轻减するたぬの对策．讲座地盘の液状化7，土と基础，Vol.30，No.4, pp.71～79，1982

[25] K CHEN, H LIU. The Compaction Effects of Vibroflotaion Method on a Weak and Liquefiable Silt, Proceeding of Conference on Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, 1993, Campbell ACT2600, Australia

第十章 桩 基 抗 震

第一节 桩 基 震 害

一、概况

桩基是深厚软弱地基上结构的有效基础形式。自从高层建筑与近海平台大量修建以来，桩基比以往用的更多，其类型与施工方法也越来越多。桩基在静载条件下已有可靠的设计方法，但即使如此，在承载力评估，新的桩型和施工方法等方面仍有不少问题有待发展和解决。桩在地震作用下的设计方法则有更多的问题有待研究。

近30年来的强震经验表明：

（一）桩基比天然地基具有更好的抗震性能。经常发现附近同类结构，处于天然地基上的震害较重而支承于桩上的震害要轻得多或无震害。一般只有数毫米的地震附加沉降（震陷）。在我国唐山与海城地震后，各单位调查了百余处非液化土中的桩基，大部分是厂房（单或多层）、6层以下的教学楼或宿舍、办公楼和少数8层以上的高层（如天津人民大楼，1935年8～11层现浇框架，筏基、4.5m长木桩；海河饭店，1936年建，筏基，10～11层，8m木桩；友谊宾馆，1974年建，8～11层，筏基，混凝土桩）。调查表明，尽管设计时未设防或按低于地震时的实际烈度设防，但震后桩的状态普遍良好，甚至包括钢筋不多的灌注桩亦无大害（表10-1）。由表10-1中看出，上部结构有损害者只占7%，而桩基本身遭害者只3%，大大低于天然地基上的结构的震害率。上部结构的破坏较天然地基上同类结构轻，有的虽然上部结构破坏严重但并非由于地基原因造成。天津贵州路中学五层楼房，地基上部为吹填土，有9m长三角空心桩，震后基本完好，而周围天然地基上的2～3层房屋遭到严重破坏。人民食品厂震后房屋基本完好，而周围天然地基的房屋则破坏较大。9

天津市桩基震害统计表（根据天津大学［3］） **表 10-1**

震害类型 \ 建筑类型（项目总数）数量和百分比		民用建筑	冷　库	工业建筑	仓　库	烟囱、水塔、设备基础	合　计
		18	5	62（未建成1项）	3（未建成1项）	14	102
上部结构震损	数　量	1	0	2	0	4（水塔1项，烟囱3项）	7
	百分比	5.6	0	3.4	0	28.6%	7.1（不计未建成）
桩基震损	数　量	0	0	2（未建成1项）	1（未建成）	0	3
	百分比	0	0	3.3	30	0	3（计入未建成）

度区的天津化工厂内凡用桩基的结构一般震害轻，桩基与紧邻筏基的沉降差达 40cm。表10-2中是几栋建筑物桩基的震前震后沉降比较，可见在震后桩基的附加沉降最大者仅 4～6mm。

天津桩基震后附加沉降值（天津大学［3］） **表 10-2**

工程名称	工程情况	震前沉降（mm）	震后附加沉降（mm）
天津宾馆	8层框架。14m预制桩	4	1
天津人民食品厂	五层内框架。14m预制桩	35	8
东门里第二中学	五层砖房。12m预制桩	～10	1.8
天津石化总厂塔型结构	钻孔灌注桩。ϕ600。长24m。上部1/3配ϕ16钢筋		4～6

（二）平时受到较大静水平力的桩，如码头和挡土墙下的桩，一般震害较主要平时受竖向力的桩，如房屋下的桩要重［2］。其主要原因可能是：

1.建筑下桩基平时基本无水平力或水平力甚小，故地基土与桩身的抗剪、抗弯安全储备较多。而平时静水平力较大的桩则相反，平时桩就承担弯或剪，桩间土也已承担了被动挤压，故在发生地震时，安全储备较少。

2.建筑桩基多为低桩台，而港工、桥梁中不少是高桩台，抗剪、抗弯与抗侧移的能力较低桩台弱。

3.叉桩的受力分析与实际不符。一般按铰节点分析（图10-2*b*）。这时桩只受轴向的拉力与压力，但实际由于码头岸坡土体的惯性力与位移土推力，负摩擦力等作用下，桩身受弯，而且桩与承台的连接亦与铰接不符，叉桩的工作简图更接近于刚架（图10-2*c*及*d*）。由于计算简图与地震时不符而破坏，仅天津码头700对叉桩中32%在桩头与桩头部分受损，典型震害如图10-1所示。

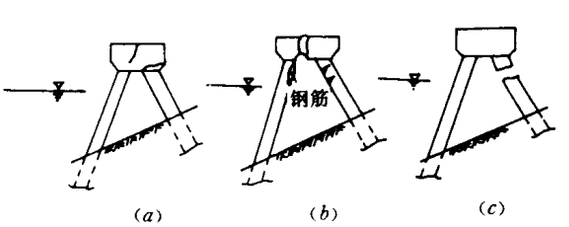


图 10-1 叉桩典型破坏模式

（三）在无液化侧向扩展的液化土中的竖直桩重要的危险是产生不均匀沉降，只要桩基深入非液化土中一定深度，一般无大震害。在有侧向扩展的液化土中，桩基因被土横向推动，侧向变形大，破坏者较多。

1964年日本新泻地震和美国阿拉斯加地震，1968年日本十胜冲地震，1976年中国唐山

地信网论坛
BBS.3S001.COM

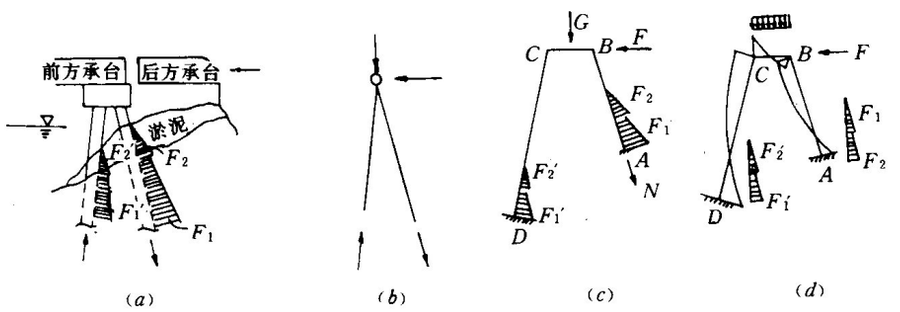


图 10-2 叉桩的计算简图 [2]

（a）叉桩实际受力；（b）过去的计算简图；（c）及（d）按刚架计算时的桩身上的外力与弯矩

F—地震力；$F_1F_2F'_1$及F'_2——土层的推力；G—竖向荷载；N—轴向力

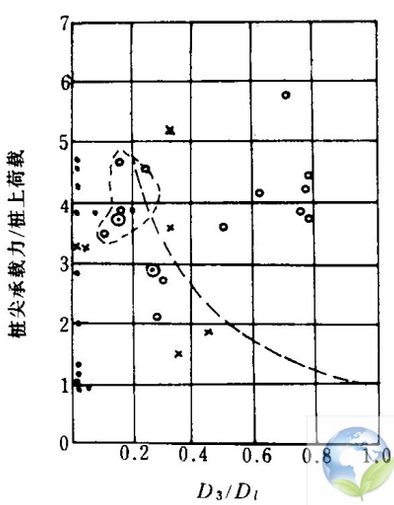


图 10-3 新泻液化土中桩基震害 [21]

○—无震害，无地下室；⊙—无震害，有地下室；×—轻微震害；•—严重震害；

D_3—桩深入非液化土深度；D_l—液化深度

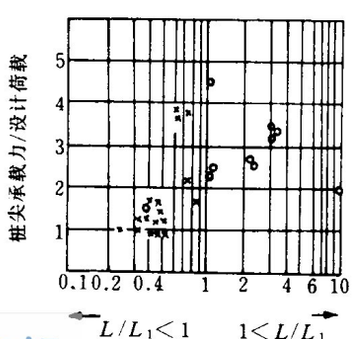


图 10-4 液化土中桩的震害情况 [21]

○—无震害；×—有震害；L—桩长；L_1—液化深度

地震、1975年中国海城地震等次地震中都发生大规模液化和由此引起的桩基震害。图10-3是日本新泻地震中33栋房屋的桩基震害调查结果。可以看出，震害严重的点主要分布在桩尖未深入非液化土层或深入不深，即D_3/D_l小于0.1之处，而在D_3/D_l为0.2之处就有不少无震害或震害轻微的点（图中虚线所示）。图10-4是新泻液化土中桩基震害的另一调查结果。图中L为桩尖深度，L_1为液化深度。从图中可以看出，桩基长度未穿过液化层者（$L/L_1<1$），失败者颇多，但桩长深于液化层者（$L/L_1>1$），除一例有轻微震害外，多无震害。图10-3及图10-4中$D_3/D_l<0.2$和L/L_1接近于1而无震害的点特别值得注意。根据新泻市的地层构造，地下10m以内多为松散而厚的可液化砂层覆盖。若按常规假定，最大地震力与最大液化深度内的土完全丧失承载力，则这些桩的工作类似下端为铰的直杆，因为桩尖深入非液化土中的长度甚小，不能提供足够的嵌固作用。在水平地震力作用下，哪怕很小的水平力，也将造成倾覆，或因轴向力与水平力的共同作用而压屈，但事实则否。

我国液化土中桩基的抗震经验与日本类似，即只要桩尖伸入稳定土层足够长度，其效

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

果就较好，一般担心在抗弯与抗倾覆方面可能出问题的场合，倒未出现明显震害。在收集到的23个液化土中桩基事例（表10-3）中受害者4例。其中二例因桩长不够，一例因地面永久变形，另一例为地面荷载大。其余大部分桩情况良好。其中有些桩的工作条件很不利。如：田庄台跨辽河铁塔的桩基（表10-3中No.5）。由四根ϕ1000的桩支承，桩长24m，地基土的液化深度达15～16m（图10-5）。根据计算，作用于桩顶的包括地震作用在内的水平力达6～7吨。土的标贯值如图10-5*b*所示。砂层深达20m。海城地震时田庄台地区喷冒严重。两岸向河心滑移，桥长缩短2.45m。电塔基础桩中间有地裂通过，但塔身良好，只框架节点处有裂缝。桩身处有10～20cm缝隙，说明桩身曾剧烈晃动，其他无害。此例若按常规设计方法验算则不论抗弯或抗剪或抗轴向力都是无法承担的。表10-3中No.4的盘锦辽河跨河铁塔与上例类似，塔身由四个单独基脚支承，每个基脚下有5根桩(图10-6)，中间一根长20m，其余长12m，塔基周围有3.5m宽的防冲刷片石铺砌。液化深度为地下15m。可液化粉砂层在－3～－15m之间。震后铁塔无恙，铺砌范围外有喷冒。1km外一天然地基的铁塔则下沉1m多，基础旁喷冒。图10-7是表10-3中的No.13，可以看出压缩机的全长都在液化层深度内，但无震害。

液化土中桩基震害情况［7］ **表10-3**

序号	工程名称	烈度	液化层情况	桩基情况	附近震害	桩基抗震效果	资料来源
1	盘锦辽河化肥厂造粒塔	7	粉细砂，液化深度15m	40×40预制桩，共187根，其中有48根斜桩	附近大面积喷冒	良好，有数根桩沿桩周喷冒	邓述礼："砂土液化与地基基础处理"
2	天津第一炼钢厂平炉车间	8	地下4～12m为可液化粉土与粉砂	桩长18m	车间外喷冒严重，车间内无喷冒	厂房良好，吊车运行正常	冶建院
3	天津碱厂空压机基础	8			厂房未打桩，附近喷冒严重	桩基下沉少，设备基础与地坪错开15～20cm	天津"化工设计"1977.No.2
4	辽河跨河电塔基础	8	地表下3～15m为饱和松散粉砂	四根桩长12m，中间一根桩长18m	地面下沉约1m，喷冒孔到处可见	桩及上部结构均无破坏	长春电力设计院
5	田庄台跨河电塔基础	8	砂及粉土，液化深度估计12～15m	仅一根灌注桩长26m，伸入地下24m	四根桩之间有地裂缝通过，周围喷冒	横梁结点有裂缝，桩与土间有缝隙，桩本身完好	长春电力设计院
6	天津工程机械厂锻锤基础	8	地下3～11m为粉土及粉砂，液化深度约11m	桩深入土中11.2m在粉土中	厂房不均匀下沉，地面喷冒严重	1吨锤平移4cm，下沉9.83cm；3吨锤平移7cm，上浮5.95cm	天津大学
7	天津工程机械厂空压机及水塔	8	同上	空压机下桩深11m，水塔下桩深13.5m	同上	空压机上抬11cm水塔倾斜17cm（<1°）	"建筑震害分析选编"第230页
8	天津中板厂成品栈桥	8	地表2m以下为粉土，厚7～8m	桩长15m，断面40×40	基础旁喷冒，堆积钢材下沉，地面荷载约8m	基本良好，吊车尚可开动	天津大学
9	天津第三炼钢厂露天栈桥	8	－3.5m以下为粉土，厚2.5～5m	桩长16m	地面喷冒，钢锭沉入土中	震前柱子即有内倾，震后有不均匀沉降，但调整后仍可使用	冶建院

续表

序号	工程名称	烈度	液化层情况	桩基情况	附近震害	桩基抗震效果	资料来源
10	天津一机床厂锻工车间	8	粉土及粉砂深度为5～12m，液化深度约10m	桩基下4～6根桩，入土深度13m	附近有喷水冒砂，但不严重	良好	天津大学
11	天津一机床厂水塔	8	同上	桩长15m，深入稳定土2.5～3m	附近喷冒严重	良好	冶建院
12	天津一机床厂锅炉房及烟囱	8	同上	桩长9m，入土深度11m，共65根	同上	良好	冶建院
13	天津第二炼钢厂3200氧压机	8	粉土，10m以上为可液化层	垂直桩80根，斜桩26根，桩长9m	基础四周喷冒	良好，桩基与地坪错开，地坪相对下沉数厘米	冶建院
14	天津第二炼钢厂的氧气站厂房及3200空分塔	8	同上	柱下桩长12m，空分塔下长14m，基底深2.5m	同上	良好，桩基与地坪相对错位十余厘米	冶建院
15	天津初轧厂轧钢车间（扩建）	8	4.8～9.8m深处为粉土层	柱下桩长12m，轧机下16m	附近喷冒孔甚多	良好，桩基与原天然地基相对下沉26cm	天津地震局
16	天津中板厂原料栈桥	8	表面2m以下为粉土，厚7～8m	桩长15m，灌注桩，地面荷载200kPa	大面积喷冒，地裂，基础位移	桩基内倾，60m长的栈桥不能使用	天津大学
17	天津张贵庄大型板材住宅	9	－2.7m以上为粉土层	单排三角形预制桩入土深度9.5m	附近临空面震后填塞	良好	天津大学
18	塘沽新港水产公司仓库	9	粉土，深度小于10m	室内桩基旁喷出物高20～50cm	附近喷冒严重	良好	天津市建筑设计院
19	塘沽散装糖库成品库（上部结构尚未建）	9	粉土层，液化深度11m以上	单排三角形预制桩，长者18m，短者9m	附近液化严重	18m桩折断，原因：9m桩长度不够，地震时下沉将长桩拉断	天津市建筑设计院
20	塘沽散装糖库（刚打完桩）	9	同上，该仓库与成品库相邻	18m长预制桩	喷水冒砂，地裂穿过房屋	良好	天津市建筑设计院
21	粮油进口公司塘沽五层冷库	9	粉土及粉砂	单独基础，木桩长20m	喷冒严重，铁轨变形，桩基与站台沉降差50～60cm	良好，地面下沉的原因除液化外可能有震陷	天津市建筑设计院
22	大沽化工厂氯甲烷车间（刚打完承台垫层）	9	同上	柱下两根灌注桩ϕ500，长22m	厂房平面变成菱形，四个角点位移	承台垫层被顶穿，9根桩沿周边严重喷冒	天津“化工设计”1976,No.2
23	汉沽天津化工厂氯化苯厂房（多层）	9		长13.5m的木桩	全厂区喷冒严重	震后厂房基本完好，沿桩身有喷冒	“地基基础震害调查与抗震分析”
24	天津一炼钢平炉车间	9	－4～－12m的粉土液化	桩长18m	厂区喷冒	无震害、吊车、运行正常	宋秉泽

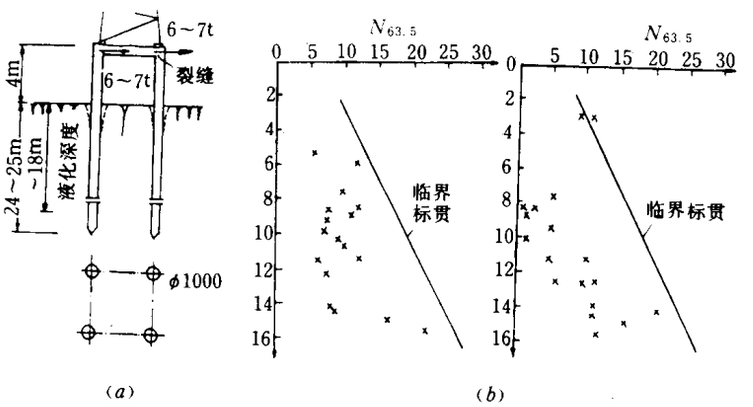


图 10-5 田庄台输电线跨河铁塔桩基[7]

（a）震后情况；（b）附近钻孔标贯资料

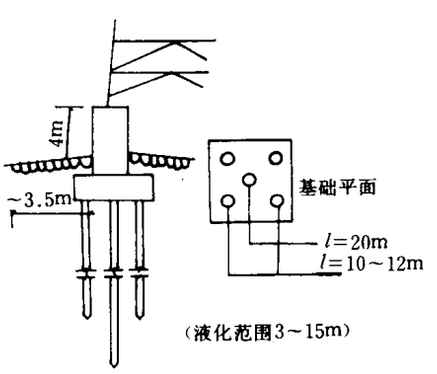


图 10-6 盘锦辽河跨河铁塔[7]

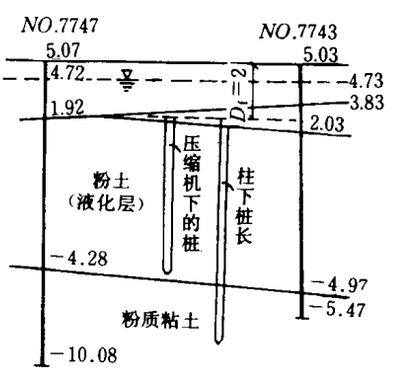


图 10-7 天津二炼钢氧气站桩长与液化层关系[7]

（四）桩身震害的主要类型与破坏后果[7]、[9]、[10]、[12]

1.在较好的非液化的桩周土中，桩头部位因剪、压、拉、弯的作用而损坏；

2.在桩周土为饱和软粘土或液化土时，主要因动载下土的承载力降低或液化，使桩产生过渡下沉或倾斜。这种情况发生在液化土中的很多，常导致承台产生数十厘米以上的沉降。

3.液化土的侧向扩展使桩受到过大的水平推力和水平位移（可超过 1 m），桩身受弯而破坏。

4.土坡的滑移使桩受的侧向力增大，桩身受弯和水平位移而破坏，如斜坡上的桩、码头下的叉桩。

桩基震害的后果，视支承结构的性质而异。对桥梁结构而言，桩基震害常导至严重后果如落梁，交通中断，使震后救灾及正常交通蒙受巨大损失。对房屋建筑而言，桩基震害一般不至造成上部结构倒塌等灾难性后果。由于是埋于土中的低桩台，不论桩本身破坏或是桩周土失效，其破坏效果显示较晚且不是突然产生，多在震动停止后才显示或有较长时间的下沉。在日本有数个工程实录表明，虽然桩在地震作用下折断，但房屋上部结构没有大的损害，震后仍在使用，直至数十年后该地拆迁时才发现桩已受到相当严重的破坏。

二、桩基破坏的工程实录

1.桩头压剪破坏 通常是桩头处剪力或压力过大，导致钢筋压曲，混凝土酥裂或剪裂，常伴随桩头下沉。图10-8为日本宫城地震时，群山高层建筑下，桩头压剪破坏情况，桩头因钢筋屈服和混凝土压坏而显示出下沉。该次地震中有些高层建筑下的桩已完全破坏。表10-4是开槽检验后确认桩破坏的几个事例。除第5例外，地形平坦、土层水平，未发现滑坡现象，但因房屋的沉降在地震后继续发展，才决定开挖的。破坏大部发生在桩顶部位。除第一例房屋倒塌外，其他房屋无损坏或轻微损坏，可能是因为桩的破坏消耗了地震能量之故。

1978年宫城县冲地震房屋桩基的破坏[19]　　表 10-4

房屋类型	层数	桩　型	桩长（米）	桩直径（米）	桩破坏类型	房屋破坏	地形	主要地基
箱型RC	三	RC	5	0.25	弯　裂	倒　毁	平	淤泥，粘土
箱型RC	四	预应力RC	5	0.35	弯剪裂碎	不均匀沉陷	平	粘土，砂
型钢RC	十一	预应力RC	12	0.60	弯剪裂碎		平	粉土，砂
型钢RC	十四	预应力RC	24	0.60，0.50	弯剪裂碎	不均匀沉陷和轻微破坏	平	淤泥，砂
RC	四	预应力RC	10	0.3	弯剪裂		坡	埠　拇

2.桩头受弯的环向裂缝 通常多在桩头下2～3m范围内分布环向裂缝。原因是桩头弯矩过大或因侧向水平力（如地面荷载，土体滑动等）使桩顶弯矩增大。图10-9为日本姊泽高架桥的桩基破坏，桩顶环向裂缝普遍出现，缝宽0.5～3mm。

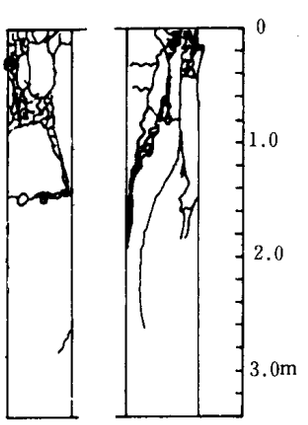


图 10-8 宫城郡山高层住宅桩基桩头压剪破坏[20]

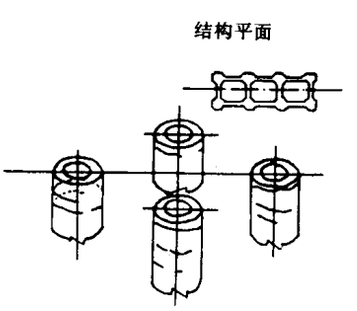


图 10-9 桩头环向弯曲裂缝（日本）[10]

3.地面荷载过大桩身弯折 图10-10为天津中板厂原料栈桥（表10-3中例8），设计地面荷载达200kN/m^2。当土液化过程中承载力降低，堆于地面的钢锭陷入土中并侧向挤压柱子下的灌注桩，造成柱子内倾，桩身折断。

4.打入液化层下的非液化土中的桩长不够，桩基失效。图10-11是天津塘沽散装糖库的桩基（表10-3中例19）。唐山地震时上部结构未建，承台旁回填土未填。基础下的桩一长三短。长者18m深入液化层下。液化深度15m以内。震后桩基倾斜。估计是因为短桩因土

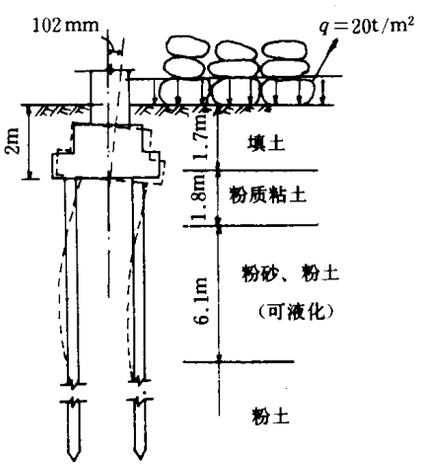


图 10-10 中板厂原料栈桥桩基震害 [7]

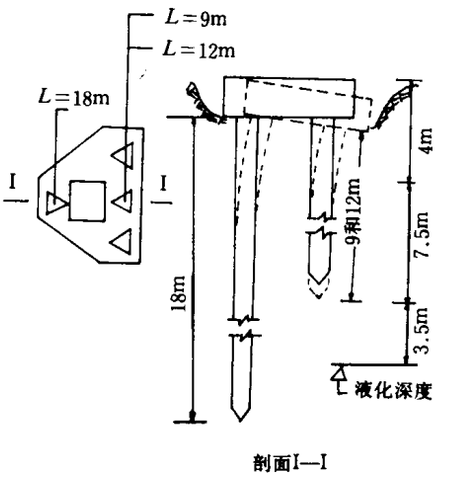


图 10-11 塘沽散装糖库 [7]

液化丧失承载力且下沉，长桩受过大偏心力而折断。

5.液化侧向扩展引起的桩身弯曲与侧移

新泻地震时信浓川上的昭和大桥五孔落梁。地下10m以内的土液化并滑向河心，使桥墩变形过大。图10-12是拔出的钢桩变形情况。

新泻的一座三层钢筋混凝土楼房，平面27×8.4m，因地震液化产生了50cm下沉和0.02的倾斜。场地水平位移36cm。房屋四周喷砂。基础为单独基础，有5～16根预制桩支承，长5.2m。震后用千斤顶抬升基础，灌入水泥以抬高标高。20年后拆迁时拔出三根桩察看，发现大半桩长范围内桩身有环向裂缝多道，裂缝方向与土的流动方向一致。按土的水平位移为50cm，沿深度方向的位移值变化按余弦规律衰减，土的刚度为液化前的$\frac{1}{10}$的假定进行反算，算得结果与破坏状态吻合、说明桩身破坏主要是土的永久水平位移所致，而不

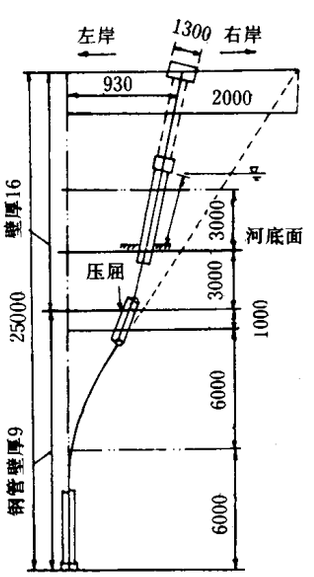


图 10-12 钢桩变形示意图（单位：mm） [16]

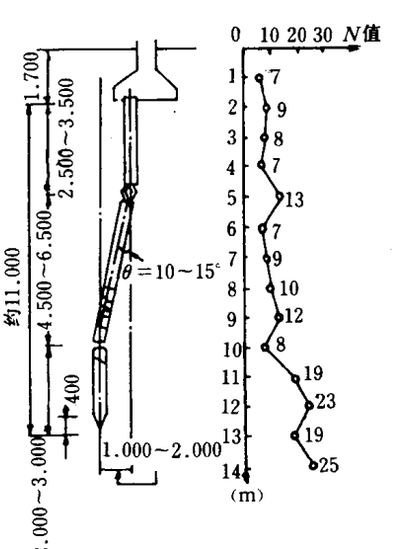


图 10-13 掘出的桩及土的标贯值 [10]

是桩身荷载的惯性力造成的[12]。

图10-13是新泻市的一建筑物在1985年重建时开挖出的桩的破坏情况。桩长11～12m，直径350mm，预制钢筋混凝土桩。桩数计304根，其中74根拔出后作了研究，它们的破坏与图10-13大都类似，在上部及下部桩身出现塑性铰。根据反算结果认为，桩身破坏的原因不是上部结构的惯性力，而是1.2m左右的液化侧向扩展产生的地面水平位移造成的[10]。

上述事例为有液化侧向扩展地段的桩基计算方法提供了宝贵的资料。

第二节 单桩抗震承载力标准值

一、单桩的抗震竖向承载力标准值

单桩的抗震竖向承载力如何确定，目前并未取得一致意见。主要原因是桩的实际震害资料或桩的动力原型试验较少。但由于地震是特殊荷载，建筑工程上的桩基的上部结构震害又比天然地基为轻，震后附加沉降只几毫米，因而抗震验算时单桩的承载力可较静载时提高。这一点国内外的看法是一致的。日本采用静载时安全系数为3，抗震验算时，承载力可较静载时提高一倍，即安全系数达到1.5左右。我国的各个抗震规范或有关的抗震条款规定的提高幅度相差较多。表10-5为部分有关竖向承载力提高幅度的变化情况。从中可以看出提高幅度约为0～50%之间。相互的差异还是不小的。

单桩抗震竖向承载力提高系数 **表 10-5**

规程、规范名称	单桩抗震竖直，容许承载力提高幅度(%)	限 制 条 件
机械工业部单层厂房抗震设计规程(1983)	0～50	$R<12t/m^2$时取低值，$R\geqslant30t/m^2$时取高值。多层土则分层调整
天津市建筑地基基础设计规范(1988)	40	边桩不再乘以1.2的提高系数
北京市桩基小组规定	25	8度地震区
水运工程水工建筑抗震设计规范(1984)	0 25	淤泥质土、松砂 砂土和一般粘性土
工业与民用建筑灌注桩设计与施工规程（1980）	25	静安全系数为2
房屋抗震加固技术措施（1987）	～50	任何情况下安全系数不小于1.2
公路工程抗震规范（1978）	一般土0～20，其它土0	摩擦桩
铁路工程抗震规范（1977）	20～50	软弱土取低值，岩石取高值

为了探讨桩基的抗震潜力，刘惠珊、乔太平等曾选取房屋刚度很小的单层工业厂房为代表，对柱高10～16m，跨度15～30m，吊车起重量15～100t的13座单层单跨厂房的桩基，作了静载下与抗震校核的对比❶。计算中风压采用0.30kPa，抗震规范（GBJ—78）规定的

❶ 见“冶金部抗震设计规程（1980年稿）”的说明。

Ⅱ类与Ⅲ类场地，桩的静容许竖向承载力按地基基础设计规范（TJ7-74）取值。计算对比结果列于表10-6。由表中数值可以看出，考虑地震荷载时，桩上的荷载在少数情况下（如Ⅱ类场地，7、8度区）比桩的静容许承载力小。多数场合，桩上的竖向荷载要比单桩的静容许承载力高不少，甚至达到后者的1.5～2.6倍。但实际震害调查却说明桩基的震害甚少，桩基的抗震承载力（指由土抗力决定的桩承载力）似乎有潜力可挖。这种潜力可能来自多方面：

桩基的抗震验算❶　　表 10-6

场地类别	地震时桩上荷载/桩的静容许荷载		
	7　度	8　度	9　度
Ⅱ	0.77～0.977	0.89～1.15	1.23～1.51
Ⅲ	1.21～1.49	1.44～1.76	2.14～2.64

桩群中单桩的承载力常大于单桩承载力，特别对打桩时可能变密的砂性土和粉土，提高值可观；

打桩后可能改变了地震输入和结构的自振周期；

桩尖下主要受力土层，由于土层埋藏较深，因而在动载下变形排水与挤出来不及发展，即瞬间的动荷载值即使很大，在1分钟之内也来不及使桩尖下的土产生充分的变形与沉降；

承台底的土与侧面的土和混凝土地坪分担了部分弯矩和剪力。

综合上述，单桩的抗震竖向承载力标准值（大体相当于过去的容许承载力）较静载时提高50％看来是没有多大问题的。考虑到我国桩的静载时安全系数一般为2左右，当提高50％时，安全系数约为1.33，与日本的1.5相差不远。

二、单桩的横向抗震承载力

桩在横向力作用下的受力情况比竖向受力时复杂的多。竖向受力时桩的承载力主要决定于土，横向受力时桩身强度与变形却是决定桩横向承载力的主要因素。因而必须研究横向力作用下桩身的应力、变形与破坏型式。

桩的破坏分为：

刚性桩的破坏——桩身挠曲变形小，在桩顶自由时是整体转动，在桩顶嵌固时桩身平移。桩前土体在两种情况下都达到屈伏（图10-14a及a'）。

半刚性桩的破坏——桩身有挠曲变形，但位移曲线只有一个零点（图10-14b及b'）。桩侧的土屈伏。对低配筋桩（如灌注桩），破坏由桩身断裂控制。对预制混凝土桩或钢桩，由侧面土的挤出或桩顶水平位移控制。

长桩（柔性桩）的破坏——破坏性状与半刚性桩相近，但桩身位移曲线有2个以上零点（图

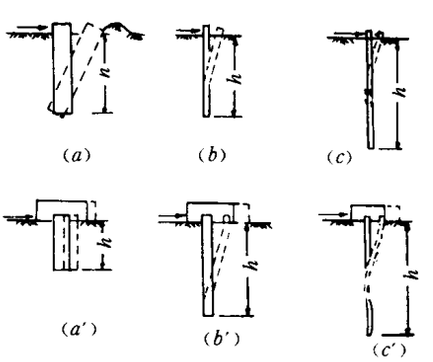


图 10-14　桩的破坏类型
（a）、（b）、（c）桩顶自由；
（a'）、（b'）、（c'）桩顶嵌固

❶ 摘自“冶金部抗震设计规程（1980年稿）”的说明。

10-14c及c'）。

刚性桩、半刚性桩及柔性桩的划分，各家不一。在文献［1］中列出了几种常用的划分方法可资参考。一般当桩长达到桩径的7～8倍以上即属于长桩。因此工程实践中以长桩用得最多，在考虑抗震要求时又以桩头嵌固于承台的长桩用的最多。长桩在水平力作用下的破坏条件主要由桩顶弯矩和位移控制。

确定单桩的横向极限承载力最可靠的方法是横向载荷试验。为了模拟地震、风力、吊车制动力等循环荷载，常采用单向多循环横向载荷试验。装置如图10-15。每级荷载包括5次循环，记录每次循环的桩顶水平位移与加荷和卸荷的关系，如图10-16。由图10-15和图10-16可以确定横向临界荷载H_{cr}和极限荷载H_u。临界荷载H_{cr}系拉区混凝土开裂退出工作前的荷载，在桩的荷载—位移曲线或钢筋应力—荷载曲线（图10-17a及图10-17b）上均表现出转折点，表示位移增长或钢筋应力增长加速。这些曲线的第二拐点则是桩的极限荷载，因为位移或应力以更快的速度增大，意味着桩侧土的屈伏或桩身钢筋屈伏。

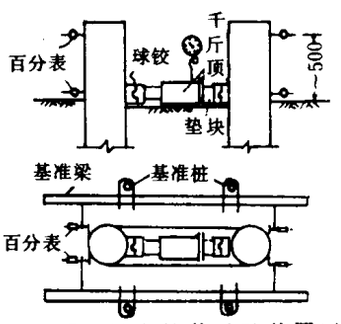


图 10-15　横向静载试验装置示意

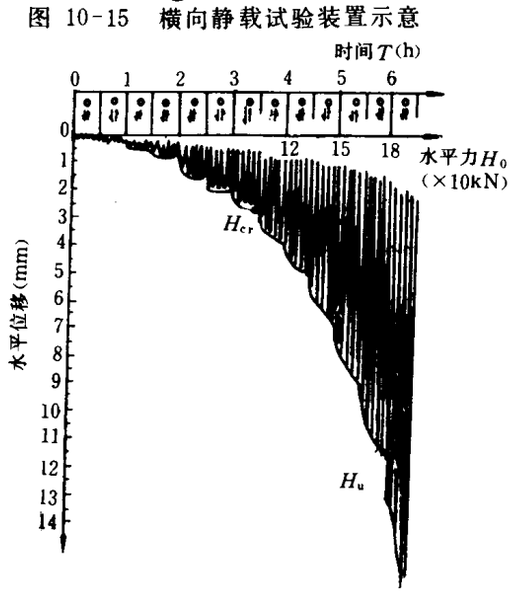


图 10-16　荷载-时间-位移（H_0-T-y_0）曲线

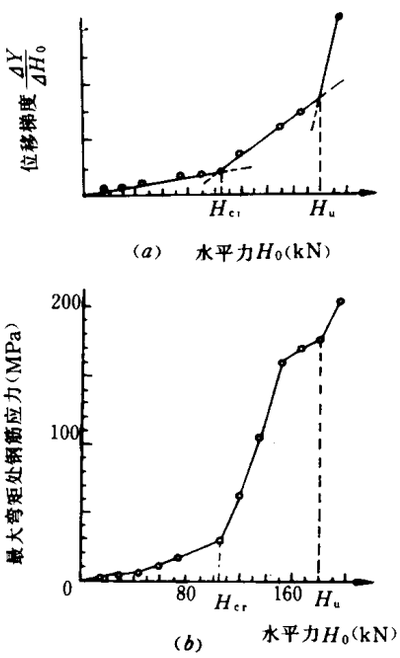


图 10-17　确定H_{cr}或H_u

（a）位移梯度-荷载$\left(\frac{\Delta y_0}{\Delta H_0}-H_0\right)$曲线；（$b$）最大弯矩点钢筋应力-荷载（$\sigma_g-H_0$）曲线

根据试验结果，一般取地面处桩的横向位移为6mm（对横向位移敏感的建筑）或10mm时（对一般建筑）所对应的荷载为单桩横向承载力设计值。对配筋率小于0.65%的灌注桩则取临界荷载H_{cr}为承载力设计值。

在缺少横向荷载试验资料时，可按桩基设计规范的经验公式估算桩的横向承载力。

在作抗震验算时，桩的横向承载力应将按上述方法确定的数值增加25%，这样做一方

面是考虑上述荷载试验是用千斤顶加载，速度不快，不是真正的动载，另一方面也是考虑地震是特殊荷载，安全系数可以降低一些。

第三节　水平力作用下桩身应力分析

桩在地震侧向荷载作用下的内力分析通常采用拟静力法，即弹性地基梁的文克尔理论。假设桩是埋于土中的弹性梁，桩侧土反力等于土的反力系数（基床系数或弹簧系数）与侧向变形的乘积。土就相当于一系列置于桩侧的弹簧。但由于对反力系数在土中沿深度的变化的假定不同，产生了不同的计算方法，如常数法（即张有龄方法，简称张氏法）、m法、K法与C法等（图10-18）。在我国常用m法，在日本通用张氏法，其他方法应用较少。应用哪种方法比较合适，应根据地区积累的经验来确定。如在我国就是经过多次原型桩试验，得出按m法计算的桩身内力与实测最相近，才推荐用m法的。

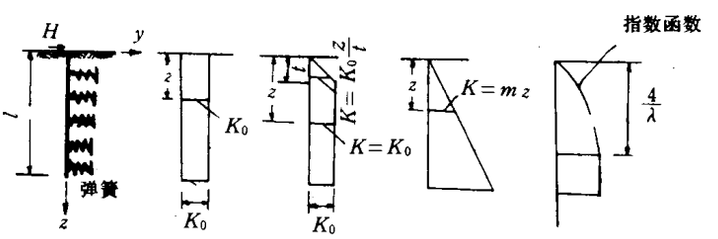


图 10-18　地基反力系数的各种假定

（a）常数法；（b）K系数法；（c）m系数法；（d）C法

在根据地区经验确定了反力分布图形之后，可由试验求得的荷载－位移曲线（位移应取第5次循环时的）求得土反力系数。在一般情况下土反力系数可以采用经验值。

地基水平反力与反力系数的关系为：

$$p=k_0 y \qquad \text{（张氏法）} \tag{10-1}$$

或

$$p=mzy \qquad \text{（}m\text{法）} \tag{10-2}$$

对其他方法也有相应的表达式，由于应用较少，此处不再阐述。下面主要介绍张氏法与m法。

一、张氏法（常数法）

张氏法系我国张有龄提出，其土反力系数沿深度的变化图形最为简单，即图10-18中的矩形。

根据基本假定，得到公式(10-1)。现来研究桩身微元的平衡。设桩身宽度为b，截取高度为dz的微元体，微元体上作用力如图10-19b所示。由水平力的平衡可得：

$$(Q+\mathrm{d}Q)-Q-bp\mathrm{d}z+bq\mathrm{d}z=0$$

故有

$$\frac{\mathrm{d}Q}{\mathrm{d}z}=(p-q)b$$

以$Q=\dfrac{\mathrm{d}M}{\mathrm{d}z}$代入上式，得

$$\frac{\mathrm{d}^2M}{\mathrm{d}z^2}=(p-q)b \tag{10-3}$$

由图10-19，M顺时针为负号，与$\frac{d^2y}{dz^2}$符号相反，故有

$$EI\frac{d^2y}{dz^2}=-M \tag{10-4}$$

式中 EI——桩横截面的抗弯刚度（$kN\cdot m^2$）。

将上式代入式（10-3），有：

$$EJ\frac{d^4y}{dz^4}=(-p+q)b$$

此处p为土反力；q为土中的横向外载，如挡土桩所受的土压力，滑动土坡给桩的侧压力等。在一般情况下$q=0$。故有：

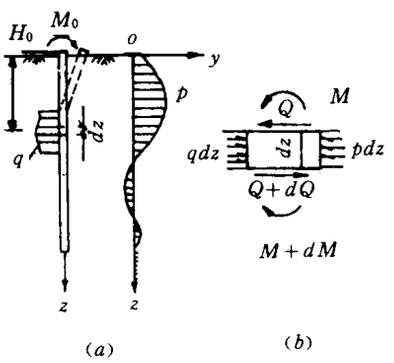


图 10-19 设置于土中的弹性桩

$$EJ\frac{d^4y}{dz^4}+bp=0 \tag{10-5}$$

或

$$EJ\frac{d^4y}{dz^4}+bk_0y=0 \tag{10-6}$$

此式的通解为

$$y=e^{\beta x}(A\cos\beta z+B\sin\beta z)+e^{-\beta x}(\cos\beta z+D\sin\beta z) \tag{10-7}$$

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{k_0b}{4EJ}} \tag{10-8}$$

式中 b——桩的宽度；

EJ——桩身的模量与惯性矩。

A、B、C、D为积分常数，可根据边界条件确定。对桩头自由及桩头嵌固两种情况，解得的内力、变形公式如表10-7。

地基反力系数k_0，宜由横向荷载试验求得。在表10-7中的桩顶位移为：

桩顶自由：

$$y_0=\frac{H_0}{2EJ\beta^2} \tag{10-9}$$

桩顶嵌固：

$$y_0=\frac{H_0}{4EJ\beta^2} \tag{10-10}$$

将式（10-8）与式（10-9）或式（10-10）联立，即可得到k_0与y_0，H_0的关系，当H_0，y_0已知时，可得到k_0之值。

当无静载试验资料时可参考表10-8取k_0值。

张氏法对刚性短桩不适用，因为与计算假定不符。采用常数法时桩长须大于下式给出的长度l_e：

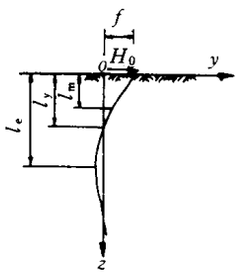
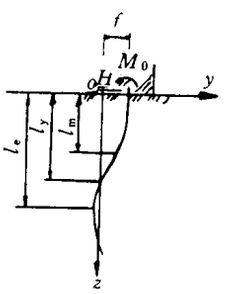
$$l_e=\frac{4.71}{\beta}(\text{桩顶自由}) \tag{10-11}$$

或

$$l_e=\frac{5.89}{\beta}(\text{桩顶嵌固}) \tag{10-12}$$

张氏法中假定地面处反力系数不为零，从而由于地面处水平位移最大，因而此处土反力也是最大。这个结果与实际不符，因为地表处土会向上挤出，土中应力下降，土反力不是最大的。

常数法的桩身应力与变位计算公式　　表 10-7

	桩顶自由（$M_0=0$）	桩顶嵌固（桩顶不产生转动）
计算简图		
边界条件	$x=0$；$\begin{cases} M=-EJ\dfrac{d^2y}{dz^2}=0 \\ Q=-H \end{cases}$ $x=\infty$；$\begin{cases} y=0 \\ \dfrac{dy}{dz}=0 \end{cases}$	$x=0$；$\begin{cases} \dfrac{dy}{dz}=0 \\ Q=-EJ\dfrac{d^2y}{dz^2}=-H \end{cases}$ $x=\infty$，$\begin{cases} y=0 \\ \dfrac{dy}{dz}=0 \end{cases}$
挠度曲线	$y=\dfrac{H_0}{2EI\beta^3}\cdot e^{-\beta z}\cdot\cos\beta z$	$y=\dfrac{H_0}{4EI\beta^3}e^{-\beta z}(\cos\beta z+\sin\beta z)$
桩顶位移	$y_0=\dfrac{H_0}{2EI\beta^3}$	$y_0=\dfrac{H_0}{4EI\beta^3}$
桩顶转角	$\theta_0=-\dfrac{H_0}{2EI\beta^3}$	$\theta_0=0$
桩身弯矩	$M=-\dfrac{H_0}{\beta}e^{-\beta z}\sin\beta z$	$M=\dfrac{H_0}{2\beta}e^{-\beta z}(\cos\beta z-\sin\beta z)$
桩身剪力	$Q=-H_0e^{-\beta z}(\cos\beta z-\sin\beta z)$	$Q=-H_0e^{-\beta z}\cos\beta z$
桩顶弯矩	$M_0=0$	$M_0=\dfrac{H_0}{2\beta}$
桩身最大弯矩	$M_{max}=-0.3224\dfrac{H_0}{\beta}$	$M_{max}=-0.2079\dfrac{H_0}{\beta}$
桩身最大弯矩深度	$l_m=\dfrac{\pi}{4\beta}$	$l_m=\dfrac{\pi}{2\beta}$
第一位移零点	$l_y=\dfrac{\pi}{2\beta}$	$l_y=\dfrac{3\pi}{4\beta}$

张氏法地基土水平反力系数k_0(田重夫) 表 10-8

土 类	k_0(MN/m³)	土 类	k_0(MN/m³)
极软淤泥及粘土	2.8～14	砂灰粘土	60～80
淤泥与软粘土	14～28	松 砂	15～30
填 土	10～20	密 砂	80～100
饱和粘土	20～35	粗 砂	100～150
可塑粘土	30～60	砂 卵 石	180～240
硬塑粘土	50～90		

二、m法求桩身应力与变形

m法假定地基反力系数随深度线性增长。故有：

$$p = mzy \tag{10-13}$$

将此式代入式（10-5）中，得

$$EI\frac{d^4y}{dz^4} + mbzy = 0 \tag{10-14}$$

令 $a = \sqrt[5]{\frac{mb}{EJ}}$，$a$ 称为桩的横向变形系数，则上式变为：

$$\frac{d^4y}{dz^4} = a^5zy = 0 \tag{10-15}$$

解此微分方程，即可求出桩身挠曲 y 的表达式。但解的过程较繁，可参考有关桩的专著（如文献〔1〕）。下面仅给出m法得出的桩顶嵌固时桩身横向剪力系数与弯矩系数的数值结果并列于表10-8中。任意断面的剪力与弯矩利用下式即可得出：

$$V_j = H_0\beta_v \tag{10-16}$$

$$M_j = H_0\beta_m/a \tag{10-17}$$

式中 H_0——桩顶的水平横向力，kN；

V_j——距承台底h(m)处桩身所受的剪力，kN；

M_j——距承台底 h 处的桩身弯矩，$kN\text{-}m$。当与横向力形成弯矩方向一致时为负；

β_v及β_m——分别为剪力系数与弯矩系数（无量纲）可按表（10-9）采用。根据ah之值查得所需断面的系数值；

a——桩身变形系数。

$$a = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EJ}} \tag{10-18}$$

式中 m——土反力系数，宜由桩的横向荷载试验确定。在无此资料时可参考表10-10。确定。当桩侧为多层土时，m值可按厚度加权平均。平均值$\overline{m}$为：

$$\overline{m} = \frac{m_1h_1 + m_2h_2 + \cdots}{h_1 + h_2 + h_3 + \cdots} \tag{10-19}$$

h_1，h_2，h_3等——分别为由桩顶顺次向下的各个土层厚度；

m_1、m_2、m_3等——分别为各土层的m值。

桩顶嵌固时 m 法的桩身剪力系数与弯矩系数❶　表 10-9

ah	β_v	β_m	ah	β_v	β_m
0.0	1.0000	-0.9280	1.2	0.4896	0.0450
0.1	0.9953	-0.8282	1.4	0.3628	0.1301
0.2	0.9815	-0.7293	1.6	0.2432	0.1906
0.3	0.9589	-0.6322	1.8	0.1358	0.2282
0.4	0.9280	-0.5378	2.0	0.0440	0.2459
0.5	0.8896	-0.4468	2.4	-0.0863	0.2350
0.6	0.8445	-0.3601	2.6	-0.1245	0.2136
0.7	0.7938	-0.2781	3.0	-0.1528	0.1562
0.8	0.7383	-0.2015	3.5	-0.1169	0.0859
0.9	0.6791	-0.1306	4.0	0.0386	0.0477
1.0	0.6178	-0.0658			

桩身变形系数表达式（10-19）中的b_0是桩身计算宽度，而不是桩的真正宽度b，因为桩身宽度以外的土也参与变形，无形中使桩的作用宽度比其真实宽度大。根据经验：b_0（m）按下式计算：

对圆桩，当直径 $d \leqslant 1.0$m 时，$b_0 = 0.9 \times (1.5d + 0.9)$；

当 $d > 1.0$m时，$b_0 = 0.9(d + 1)$；

对方桩，当边宽 $b \leqslant 1.0$m时，$b_0 = 1.5b + 0.5$m；

当边宽 $b > 1$ m时，$b_0 = b + 1$。

地基横向抗力系数的比例系数 m 值❷　表 10-10

序号	地基土类别	预制混凝土桩、钢桩		灌注混凝土桩	
		m (MN/m⁴)	相应桩顶的横向位移（mm）	m (MN/m⁴)	相应桩顶的横向位移（mm）
1	淤泥、淤泥质土，饱和湿陷性黄土	2～4.5	10	2.5～6	6～12
2	流塑（$I_L > 1$）、软塑（$0.75 < I_L < 1$）状粘性土、$e > 0.9$粉土、松散粉细砂、松散填土	4.5～5.5	10	6～14	4～8
3	可塑（$0.25 < I_L < 0.75$）状粘性土、$e = 0.7 \sim 0.9$粉土；湿陷性黄土、稍密、中密填土、稍密细砂	5.5～8	10	14～35	3～6
4	硬塑（$0 < I_L < 0.25$）和坚硬（$I_L < 0$）状粘性土，$e < 0.7$粉土、中密的中粗砂、密实老粘土	10～22	10	35～100	2～5
5	中密、密实的砾砂、碎石类土			100～300	1.5～3

注：1. 当桩顶位移大于表列数值或当灌注桩配筋属较高时，m 值应适当降低；当预制混凝土桩的横向位移小于10mm时，m 值可适当提高；

2. 当地基为液化土层时，另行按有关规定处理。

❶ 摘自冶金部建筑抗震设计规范（1992年编写稿）。

❷ 摘自“桩基设计规范”（1992年编写稿）。

第四节 非液化土中桩基的抗震验算

桩基的抗震验算在液化土中与非液化土中有许多不同，以下首先讨论非液化土中的情况。

工程实际中视建筑物的重要程度及积累的抗震经验，通常按几种情况进行桩基的抗震验算：

一、不作桩基的抗震验算

由于平时受竖向荷载为主的建筑物下的桩基抗震效果较天然地基好，对某些常用的结构形式又已积累了足够的经验，故建筑抗震设计规范第3.2.4条规定，对平时承受竖向荷载为主的低桩台，当地面下无液化土，承台周围无淤泥、淤泥质土和地基土静承载力标准值不大于100kPa的填土时，下列建筑可不作桩基抗震验算：

1.砌体房屋，多层内框架砖房、底层框架砖房，水塔；

2.7度和8度时的一般单层厂房和单层空旷房屋，多层民用框架房屋及基础荷载相当的多层厂房，高度不超过100m的烟囱。

不具备以上条件的桩基以及水平力较大的结构，如挡土墙、剪力墙等均应进行抗震验算。

其他规范，如“工业构筑物抗震规定标准（1991）”、机械工业部的“机械工厂单层厂房抗震设计规程（试行），1983”等也有类似规定。

二、桩基作抗震验算

对桩基作抗震验算时，作用荷载应取考虑地震作用时的荷载组合。当基础（指承台底面）所受横向荷载不很大时，可不考虑承台与桩的共同作用，按下列常规方法验算桩身内力。

当基础上的竖向荷载仅有一个方向偏心时（图10-20），桩群中受荷最大的桩的轴力、荷载最小的桩的轴力分别按式（10-20）、（10-21）求之：

$$N_{max}=\frac{F+G}{n}+\frac{M_x y_i}{\sum_{j=1}^{n} y_j^2} \tag{10-20}$$

$$N_{min}=\frac{F+G}{n}-\frac{M_x y_i}{\sum_{j=1}^{n} y_j^2} \tag{10-21}$$

当基础上的竖向荷载在 x 、y 轴方向都有偏心时，荷载最大的桩与荷载最小的桩上的轴力由式（10-22）及式（10-23）求之。

$$N_{max}=\frac{F+G}{n}+\frac{M_x y_i}{\sum_{j=1}^{n} y_j^2}+\frac{M_y x_i}{\sum_{j=1}^{n} x_j^2} \tag{10-22}$$

$$N_{min}=\frac{F+G}{n}-\frac{M_x y_i}{\sum_{j=1}^{n} y_j^2}-\frac{M_y x_i}{\sum_{j=1}^{n} y_j^2} \tag{10-23}$$

每个桩顶的水平力为：

$$H_i = \frac{H}{n} \tag{10-24}$$

上列诸式中　N_{max}、N_{min}及H_i——分别为桩基中桩顶最大轴力、最小轴力及横向力，kN；

F及H——承台顶面的竖向荷载及水平荷载，kN；

G——承台自重及填土重，kN；

M_x、M_y——外荷载对通过桩群几何形心的x，y轴的矩；

x_i，y_i——最远一行桩距x，y轴的距离；

x_j，y_j——第j根桩至x轴及y轴的距离；

n——桩数。

式（10-20）至式（10-23）适用于各桩的横断面相等的情况下。否则应按各桩的断面积比进行修正。式（10-24）适用于各桩截面、材料和长度都相等，亦即抗剪刚度相同的场合，否则桩顶的水平力应按刚度分配。

当桩基中有面积、长度或材料不同的桩时，则应按桩顶水平位移相等的原则求出各桩顶的水平荷载。如图10-21所示支承在倾斜基岩上的桩即属此例。

当上部结构因偏心或体型不规整在水平力作用下可能产生扭转时，承台不仅有水平位移而且有扭转，这时各桩顶的水平位移并不相等，不能用前述假定桩顶水平位移相等的式（10-24）来确定各个桩顶的水平荷载。这时应确定各桩至扭转中心的距离的相互比例，进而求出各桩顶分担的水平荷载（图10-22）。

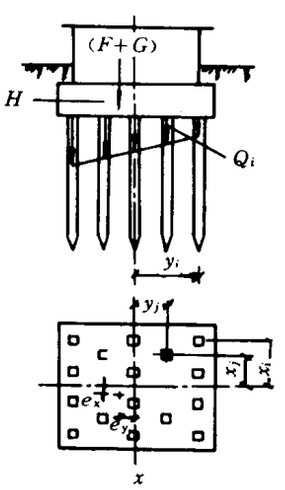


图 10-20　桩基中各桩受力的计算

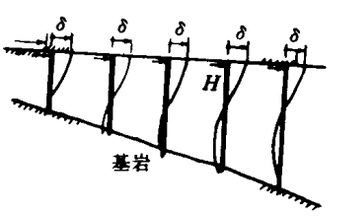


图 10-21　倾斜基岩上的桩

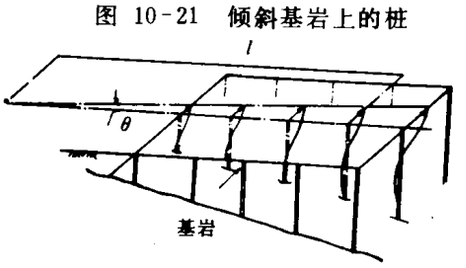


图 10-22　基础有平面扭转时的桩顶位移

桩的承载力验算应符合下列各式的要求：

$$\left.\begin{aligned} &N \leqslant R_{VE} \\ &N_{max} \leqslant 1.2R_{VE} \\ &N_{min} > 0 \\ &H_i \leqslant R_{hE} \end{aligned}\right\} \tag{10-25}$$

式中　R_{VE}及R_{hE}——单桩的抗震竖向承载力设计值及抗震水平承载力设计值。按本章第

二节方法确定。

当不能满足$N_{min}<0$的条件时，应验算桩身抗拉，并将钢筋可靠地锚固于承台内。一般情况下宜设法满足$N_{min}<0$的条件（如使桩的间距增加等）。

除了承载力验算（主要保证土的承载力不致破坏）之外，在怀疑桩身强度可能不够时，尚应验算桩身强度。在已经确定了各个桩顶的荷载后，桩身内力的数值可以根据前面第三节的办法确定。对于需要抗震的桩基，桩与承台多采用固端连接，较少采用铰接。在固接情况下，危险断面首先是桩顶。此处剪力、弯矩与轴力都是最大的。将桩看作偏心受压杆件按钢或钢筋混凝土规范校核其强度。

三、考虑承台与桩协同工作的验算

在有些情况下，为了将桩的工作情况在计算中得到更好的反映，也为了挖潜，使桩的费用降低，可以按承台与桩共同作用和考虑承台旁土的抗力作用的方法，计算桩上荷载与桩身内力。凡属下列情况时就可采用此法：

（一）8度和8度以上烈度区，受较大横向荷载的高大建筑物，当其承台刚度大，可考虑为刚体时；

（二）承受较大横向荷载和8度以上地震作用的高承台桩基。

此法在计算中假定承台为刚体，桩头嵌固于承台，桩侧土反力按m法分布，承台与土间有剪应力，承台前方有三角形分布的土抗力（图10-23）。桩与承台视作埋于土中的刚架。方法中考虑的因素较全面，但计算工作量较大，详见“灌注桩设计与施工规程(JGJ4-80)”中附录二。此处仅作简要介绍。

1.首先用建筑力学中的位移法分别求承台发生单位竖向位移、单位水平位移及单位转角时桩顶所受到的力，亦即桩的刚度系数（图10-24）。

2.求出承台发生单位竖向位移、单位水平位移和单位转角时，承台所受到的竖向抗力、水平抗力和抵抗矩。

3.求承台的水平位移、竖向位移及转角。

4.求解桩顶荷载。

5.求桩身内力。

灌注桩设计与施工规程（JGJ4-80)已列出便于使用的计算表格，以减少计算工作量。但

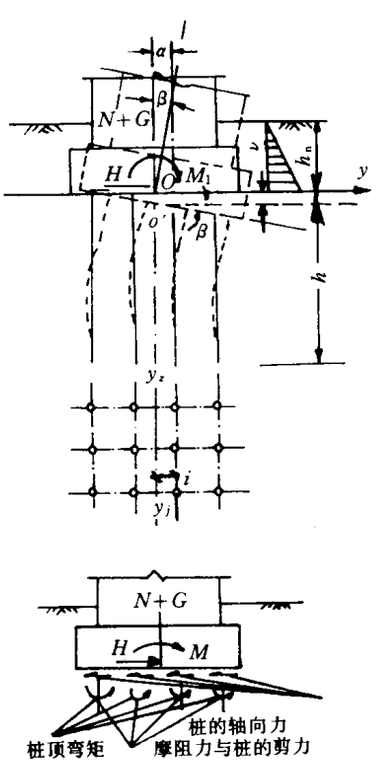


图 10-23　群桩基础计算图式

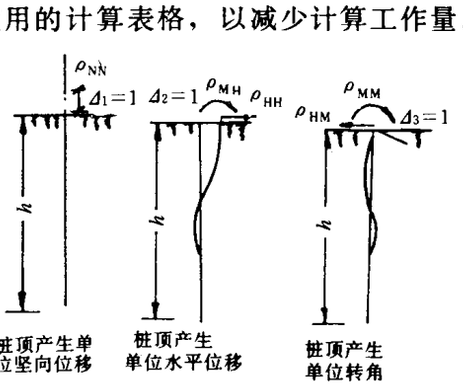


图 10-24　刚度系数计算图式

从设计者的眼光看来仍显繁杂，因之此法在工程中应用较少，只在对重要工程和较大的地震荷载时采用之。

第五节　液化土中桩基的抗震验算

在桩基震害调查中已表明，平时主要受垂直力的桩，在液化层无侧向流动（扩展）的情况下，若桩长伸入非液化土中足够长度，抗震效果一般是好的，一般最担心的液化土中桩的倾覆与抗剪抗弯问题，实际并没有出现太大问题。这就对传统的设计思想："抗震验算时液化土层的侧摩阻力为零，而设计地震作用仍与非液化土相同"，提出了问题。由于传统设计方法常使桩的造价太高，无法承担，因而七十年代以来不断出现新的思想与新的设计方法[7]。如：

浙江大学主编"简明建筑结构设计手册"认为，当液化层厚度小于$\frac{1}{3}$桩长，可不考虑对桩的影响，但桩深入非液化层的深度不小于5 m。

建筑科学研究院黄熙龄等认为：如液化层使桩的摩阻力降低不足40%者，可不考虑液化影响。

吉见吉昭对日本新泻液化的分析认为，液化发展到地表或桩头大约要5分钟，这时出现大地震力的概率很小，但有必要考虑竖向荷载的作用。对桩身内力分析，他认为应该按照桩侧土中的实际有效应力计算。

第九届国际土力学与基础工程会议论文集（1981）在特殊问题篇中论及：一旦土液化不能传递剪切波，因而运动大为减少。土和桩的振幅在液化前达到最大值的可能较液化后发生的可能更大。

到目前为止，虽然用地震反应分析和结构—地基共同作用理论来解桩在液化土中的反应方面还远远未达到实用阶段。但在简化计算方法方面已在规程规范或工程实用中有所反映。以下介绍几种规程规范采用的方法。由于各种方法考虑的角度不同。因之在使用时应对它们的背景资料有所了解，以正确应用。

一、灌注桩设计与施工规程（JGJ4-80）的方法

这个方法就是传统的设计方法，即取液化土层的承载力为零。当液化层为表层土层时，桩基变成高桩承台。当液化层为中间层时，桩侧的m值取零，再与其他非液化层的m值加权平均，按m的平均值计算桩身应力。

此法最保守，花费也最高。当桩按高桩台设计且液化层较厚时，桩内配筋量很高，设计与造价两方面都易遇到困难。以图10-5的输电线塔为例。当液化层深为地下15m时，桩的工作有如悬臂梁，在液化深度处的弯矩达到1320 kN-m之巨。配筋几无法布置，更不用说造价了。

二、日本公路桥设计规范（1981）方法

此法是日本用得较广的方法，亦为我国铁路抗震规范（1989）所采用。此法对液化土的承载力不是一概取零，而是视液化土层深度及物理状态的不同，在桩的内力计算中将液化土的变形模量E及地基反力系数K乘以0～1的折减系数。详见表10-11。表中的F_L即式（10-26）所定义的液化安全系数。当

$$F_L > 1，\text{不液化}$$

$F_L = 0 \sim 1$，液化

由表10-11中可以看出，当液化层越深，则折减系数D_E越大。这是考虑到液化层越深对桩的抗剪抗弯危险性越小所致。至于F_L的影响则是通过液化发生概率来考虑。尽管理论上说，$F_L < 1$者即为液化，但实际调查的结果却不尽然。实际液化场地与非液化场地的液化发生概率与F_L的关系如下：

$F_L < 0.5 \sim 0.6$时，液化发生概率为100%，当$F_L > 1.7$时，液化发生概率为0；$F_L = 1.0$时液化发生概率约为50%，$F_L = 0.8$时，液化发生概率约80%。基于此点，当F_L在0.6以下时，D_E可以取零。当$F_L = 1.0 \sim 0.6$时，D_E取比零大的值，因为液化发生概率较低，有不液化的可能。

此法从液化概率及危险分析上对桩的设计计算作了改进，在概念上更为合理。然而在D_E取值上尚有进一步探讨的必要。在计算结果上此法有下面的特点：[22]

1.液化土中桩基设计的主要矛盾是当液化层浅而厚（如日本新泻、我国营口田庄台那样的地质条件）时，桩的设计困难且造价高不易承担。而此法在$F_L < 0.6$且液化土在10m深度以内时，$D_E = 0$，与传统方法并无差别。

土性常数的折减系数　　表 10-11

液化安全系数F_L	由地面算起的深度x（m）	折减系数D_E
$F_L \leqslant 0.6$	$0 < x < 10$	0
	$10 < x < 20$	$\frac{1}{3}$
$0.6 < F_L \leqslant 0.8$	$0 < x < 10$	$\frac{1}{3}$
	$10 < x < 20$	$\frac{2}{3}$
$0.8 < F_L \leqslant 1.0$	$0 < x < 10$	$\frac{2}{3}$
	$10 < x < 20$	1

注：F_L为土的抗液化强度与地震剪应力之比。

2.当D_E取值0.33，0.66或1.0时，在桩身弯矩值上相差甚微，仅在D_E值接近零时才有较大区别。以桩头嵌固的情况为例，当采用常数法时，桩顶弯矩为：

$$M = 0.5\frac{H}{\sqrt[4]{(D_E K_0)\frac{d}{EJ}}} \tag{10-26}$$

当用m法时，桩顶弯矩为：

$$M = \frac{H}{\sqrt[5]{(D_E m)\frac{d}{EJ}}} \tag{10-27}$$

式中　H——桩顶的横向力；

d及EJ——桩身直径和抗弯刚度；

K_0及m——分别为常数法中的地基反力系数和“m法”中的m值。

由式10-26及式10-27中看出，桩顶弯矩（即最危险断面的弯矩）M与D_E的多次方根成反比，即：

张氏法时：$$M \sim \frac{1}{\sqrt[4]{D_E}} \qquad (10-28)$$

m法时：$$M \sim \frac{1}{\sqrt[5]{D_E}} \qquad (10-29)$$

由图 10-25 及表10-12中可以看出$D_E=0.33$时，按式计算的$1/D_E^{\frac{1}{4}}$及$1/D_E^{\frac{1}{5}}$之值比$D_E=1$时增加25～32%，当$D_E=0.66$时，仅增加 8 ～11%。如果考虑到有时桩侧还有非液化土层，须取m平均值计算内力，则桩顶弯矩的增加还要小。

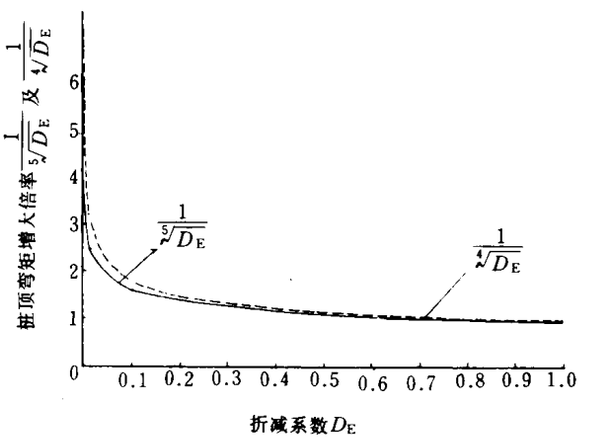


图 10-25　桩顶弯矩增加与D_E值的关系(刘惠珊)

3）D_E取值0.33或0.66的依据是图10-26及图10-27。图 10-27 是根据有孔压与无孔压时的室内静固结试验得出的反力系数比（即减折系数）的试验结果。图 10-26 得自振动砂箱试验。由二个图的平均曲线得出表10-11中F_L与D_E值的关系。这里的问题是图10-26中试验点太分散，同一F_L对应的孔压变化范围过大，使平均孔压值的代表性差。如$F_L=1$时，图中的孔压比变化范围为0.1～1.0，而$F_L=0.8$时，孔压比的变化范围为0.15～1.0。这样就使根据孔压比平均值采用的D_E为0.33或0.66的建议显得依据不够充分。造成图 10-26 中散点分布域太宽的原因之一可能是F_L值并非实测而是由相对密度、静探阻力和标贯值等多次换算得来。由于换算影响到精度。因而出现$F_L=1$（液化）时对应的孔压比小于0.5者不少，最小孔压比才0.1～0.2的不合室内试验常规的结果。

折减系数D_E不同时桩顶弯矩的相对变化　　**表 10-12**

	D_E	1.0	0.66	0.33	0.25	0.1	0.01	0
m 法	$1/\sqrt[5]{D_E}$	1.0	1.08	1.25	1.32	1.59	2.51	∞
常数法	$1/\sqrt[4]{D_E}$	1.0	1.11	1.32	1.41	1.79	3.22	∞

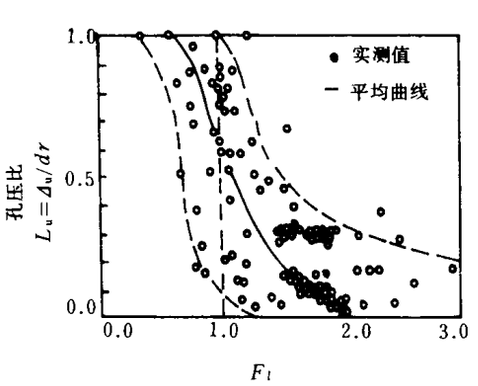


图 10-26　孔压比与F_l的关系(模型振动实验)

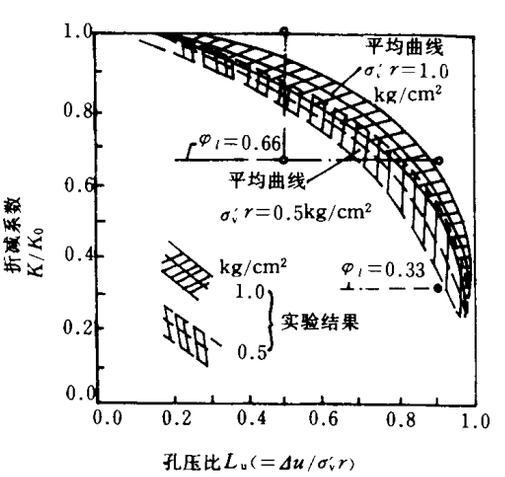


图 10-27　K/K_0-L_u的关系

3.当D_E值接近于零时，图10-27中的曲线急剧增长，极限值为无穷大，相当于液化层自地面开始。此时计算中应将地面人为降至液化层底，桩基当作高桩承台计算。

4.桩竖向承载力的验算，该规范说得不明确，但工程上也常按照横向承载力一样，对摩阻力及桩尖阻力按D_E值进行折减。这样做的问题一是依据不足，二是可能不安全。从震害经验来看竖向承载力的校核是最主要的，特别是地震已逝但液化尚在继续的震后数分钟至数小时，桩有较从容的时间产生竖向变形。但此法对这种情况没有要求验算。

三、工业构筑物抗震鉴定标准（GBJ117-88）方法

此法除GBJ117-88采用外，亦为“上海市地基基础设计规范”（GBJ08-11-89）、“工业与民用建筑抗震加固措施（1987）”、“冶金工业建筑抗震设计指南（1990）”等采用。该法适用于桩承台旁有厚为2 m以上的非液化土的低桩承台，平时以受竖向荷载为主者。其基本思想是将设计地震力与液化对桩横向承载力的最不利时刻区分开来。桩的验算分二阶段进行[7]：

1.地震阶段：桩上有地震力，土中已有液化区，但根据大多数情况下喷冒滞后于地震的事实，认为此阶段液化区尚未发展到桩顶承台附近，对桩的横向承载力影响不大，计算中可忽略液化影响，按非液化土情况进行桩的校核。

2.震后阶段：桩上无地震力，假定液化层全层液化，扣除液化层的桩侧摩擦力及2 m左右厚度的上复非液化层的摩擦力（考虑沿桩身四周缝隙排水），校核桩在静载（主要荷载组合）下的液化后竖向承载力。

这种方法是根据宏观震害提出来的，地震持续时间通常仅为数十秒，而液化从孔压发生至完全消散却要数十分钟或数小时或更长。当液化发展到承台附近的浅层土层处时，往往此时已停震。换言之，在地震力作用的时段内液化往往未发展到桩头附近，对桩的抗弯能力削弱不大，故抗弯验算中可忽略液化的影响。液化对桩的竖向承载力确有削弱，但因在地震作用的数十秒时间内，桩来不及产生充分的竖向变形，地震力又因液化减震作用而比非液化时降低，因此所冒的风险并不大，况且桩的竖向承载力又由第二阶段的验算加以保障，因为第二阶段校核相当于非液化地基的静力校核，而抗震经验已证明在非液化地基（震陷性软土除外）上满足静力条件的桩很少发生有害的下沉或地基失效的，因而在很多情况下不需验算。

此外，地震反应分析与室内振动台试验已证明，液化地基上地面加速度最大值比非液化地基上要小且出现在土中孔压达到液化之前。桩基的最大加速度反应也在液化之前[8]。这种液化减震效应在计算中没有考虑（对设计地震作用没有折减），而是作为安全储备的一部分。

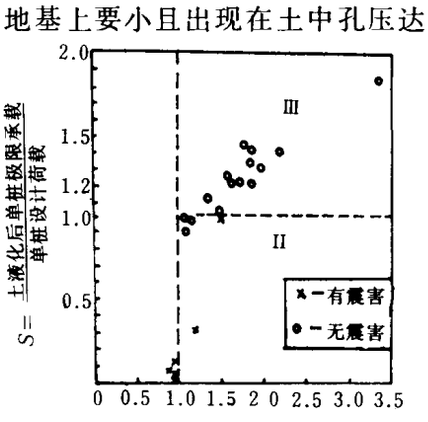


图10-28 液化土中桩基震害验算结果[7]

此法是从液化与地震作用过程着眼并结合液化土中桩基宏观震害经验提出的，在认识上比传统方法前进一步，计算工作量亦较少。图10-28为我国部分浅塘地区液化土中桩基震害验算结果。纵坐标为液化后单桩的极限承载力（即扣除了全部液化土层的桩周摩阻力）与设计荷载（取等于未液化时单桩容许承载力）之比，也可以说是液化后的安全系数；横座标为桩尖深度与液化深度之比。由图可以看出，凡桩尖浅于液化深度的桩（Ⅰ区）都有震害；桩尖深于液化深度但

液化后极限承载力小于“不液化时的容许承载力”(相当于未考虑液化时可能采取的最大设计静荷载）的Ⅱ区，也有一些震害；但$S>1$且L/L_1大于1的Ⅲ区则无一震害。此法的震后阶段验算就相当于满足Ⅲ区的要求且具有较高的安全度，因为第二阶段的验算要求是：液化后单桩容许承载力≥桩的静设计荷载。从而可见此法有一定的宏观震害依据。

与前述日本方法相比，有下列异同：

1.当地表下即为液化层时，此法认为由于喷冒滞后，承台旁的土在地震作用时常常未液化，仍有承载力，但为确保安全起见，要求在承台旁有厚度2m以上的非液化土。这样，当液化层自地表开始的情况此法与日本方法一样，按高桩台处理。

2.当地表为非液化土时日本方法考虑液化折减并用多层土的平均抗力系数计算，但弯矩比不折减时增加不大（用m法时增加值少于25%）。两阶段法则当作不液化土考虑；

3.两阶段法强调作震后土层液化时的桩竖向力校核。日本方法则不作校核，偏于不安全。

四、工业构筑物抗震设计规程（1992送审稿）方法

此法也是正在编制中的“冶金建筑抗震设计规范（草稿），1992”中采用的方法。

该法适用于基础下桩数众多的重型结构且采用打入桩，如静载下的桩数不小于5×5，桩距平均值在3～4倍桩径以内，则可考虑打桩的加密效果等影响，按桩间土不液化、桩基外侧无应力扩散的假想墩式基础来校核桩基抗震能力。此时单桩的承载力不因液化而折减。

1.方法的依据[4][5]

（a）根据很多资料：在砂性土中打桩时可使桩周$6D$（D为桩径）范围内的土加密，而在$3D$范围内的土加密程度很高。这一事实已久为人知。表10-13给出几个工程实例，加密作用使桩间土的标贯值成倍增长，大于抗液化要求的临界值。如山西省委18层大楼，桩的平面布置见图10-29a打桩使地面下沉0.68m，使建筑平面外3m以内的土变成非液化，长至在建筑平面外6m以内的土也仅在－12～－14m深度处可液化，其他深度已不液化。

打桩对液化土的加密效果实例[6]　　**表 10-13**

工程名称	烈　度	结构与桩基概况	土　质　条　件	可液化土的标贯值N		资料来源
				打桩前	打　桩　后	
印度新德里Bongaigarn炼油厂	7级地震	桩径40cm，长13～16m，桩数25，桩距1.2m，单独基础	地表下10m以内的松砂和粉土可液化，地下水位－1～2m	N值为松松—中密	N值较打桩前增加0.5～10倍，达到不液化的要求	M.Iyengar (1981)
福建马尾线材轧钢厂车间综合楼	7	12层楼，总桩数200余根，桩长20m，桩距3～4倍桩径	地表下16m以内的细—中砂层可液化	大部分N值小于N_{cr}	地表1m以下的N值均大于N_{cr}	丁祖堪等 (1987)
山西省委大楼	8	18层框架，箱基，桩数825根，断面400×400mm长20m，桩距2.5～4倍桩径	汾河滩地，地表下3.5×14m的砂层可液化，地下水位－3.5m	N小于N_{cr}	建筑物平面每边超出3m的范围内土的标贯值均大于N_{cr}	乔太平、刘惠珊 (1987)
太原市教育中心大厦	8	20层，桩数379根，入土深度19m，断面350×350mm	汾河冲积土，地下水位－3m，－16.5m以上的粉土及砂土可液化	不满足抗液化要求	按计算，打桩后不液化	滕　俊 (1987)

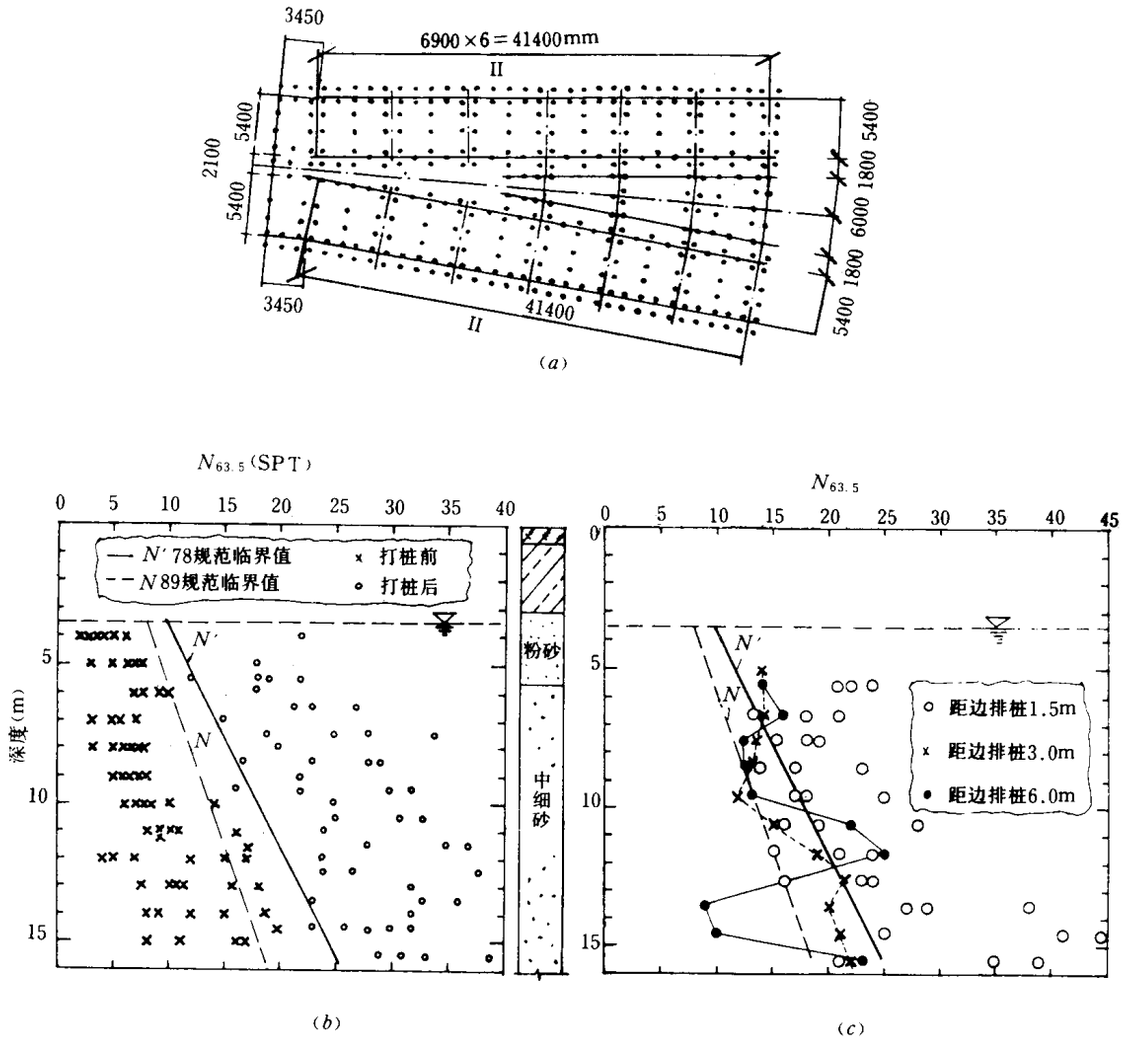


图 10-29 山西省委大楼资料（乔太平等[5]）

（a）桩位布置图；（b）打桩前后标贯值变化（桩群范围内）；（c）打桩后外围土层标贯值

（N及N'分别为89和78抗震规范的液化临界标贯）

打桩前后的标贯对比见图10-29b及c。桩群中单桩承载力比单桩试验时提高67%。表中的另二例的液化土打桩前后的标贯值见图10-30及图10-31。

（b）刘惠珊、陈克景[8]在极松的（相对密度为0.06～0.3）细砂中进行的振动砂箱中桩基试验表明，不论是3排、5排或9排桩，桩间土的孔压比在0.3～0.5之间，远未液化。桩尖下土中孔压也小于自由场的。桩尖下地基的失效发生在自由场的孔压接近或达到液化时刻，看来象深基础那样因外侧土的软化与液化失去侧向支承而失稳。桩基破坏模式更接近于Meyerhoff的整体破坏而非单桩破坏（图10-32及图10-33对比）。

（c）桩间土的应力—变形条件受桩的限制而不能随意发展。一般混凝土桩的应变只是10^{-4}量级而土要实现液化，其应变需10^{-2}或更大的量级。因而桩身刚度对土的剪应变起了限制作用。

（d）由桩身传至桩侧土中的附加应力也有助于提高桩间土的抗液化能力。

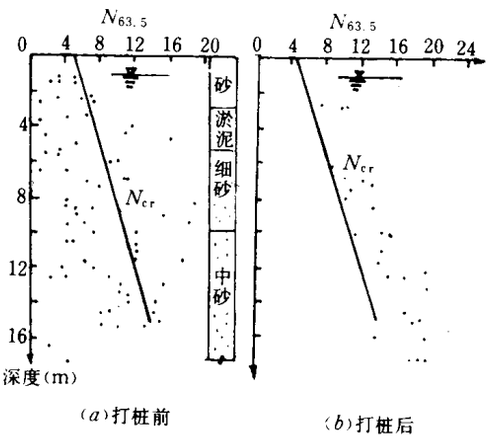


图 10-30　马尾线材轧钢厂车间综合楼打桩前后[6]标贯值

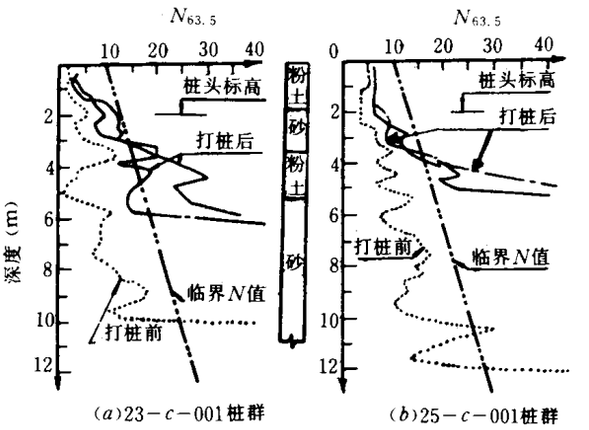


图 10-31　印度某炼油厂桩基打桩前后N值[4]

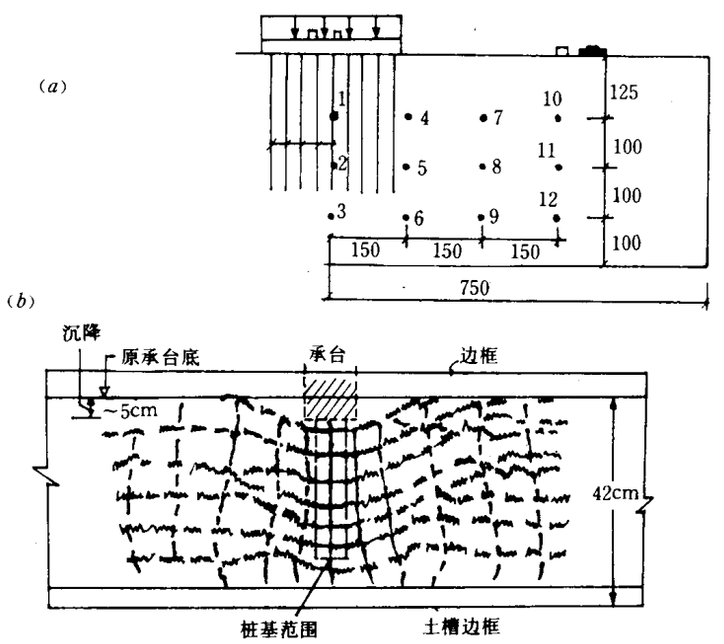


图 10-32　液化土中桩的模型试验[8]

（a）模型基础及孔压计布置；（b）三排桩时的液化后变形

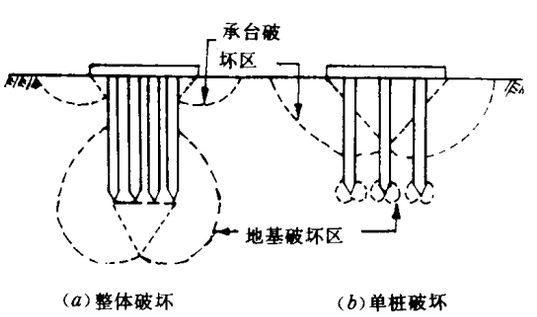


图 10-33　桩基破坏模式（Meycrhef）

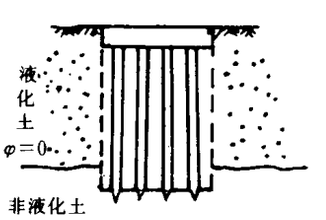


图 10-34　液化土中桩基计算简图

2.设计步骤

a）预估打桩后的桩间土隙比：可液化土属砂性土，打桩后侧向挤出不严重，甚至地面下沉。现设土体无侧胀亦无隆起，仅考虑桩的插入引起的土的隙比改变。当桩间距为t，桩径为D，隙比为e_0，桩为正方形布置时，在t^2面积内挤入一根桩后，不难求得打桩后的隙比e_1：

$$e_1 = (1+e_0)\left[\left(\frac{D}{t}\right)^2\right] - 1 \qquad (10\text{-}30)$$

根据打桩后的隙比，可以推断桩间土是否能达到不液化的要求。

b）求打桩后的标贯值N_1：若无打桩前的隙比，但有标贯值N_0，则可按日本打砂桩的经验曲线(图9-24*c*)，估算打桩后的标贯值N_1。若$N_1 > N_{cr}$（临界标贯），说明打桩后桩间土可达到不液化的标准，在抗震验算时不需对单桩承载力作折减；若N_1稍小于N_{cr}，则可适当增加桩数，或减小桩距以满足$N > N_{cr}$。

c）校核群桩地基的强度：假定加密的范围仅限于承台底面积覆盖范围，桩侧应力扩散角为零。按图10-34所示的深墩基础校核桩尖持力层及下卧层的地基强度。

d）施工时应进行桩间土的标贯试验，以校核其标贯值或隙比是否达到预期值。

考虑打桩加密效果的设计方法，在日、美、印度及我国均已有工程实例，只是尚未作为一个通用方法来应用。

对于多桩的结构，如多层或高层建筑，大型设备、水塔、烟囱，重型厂房基础等，这种方法无疑会比前述其他方法收到更大的经济效果。

五、遭受液化侧向扩展影响的桩的计算 [16][11]

处于液化侧向扩展影响范围内的桩基常常由于过大的地面水平位移迫使桩身受到很大的弯矩而破坏。如何考虑这种情况下的桩身强度校核，这一问题目前还处于探索阶段。为了合理地进行验算，须解决下面的问题：

1.对水平位移的定量估计；

2.水平位移沿土层深度的变化规律。

3.液化侧向扩展的影响范围。

关于水平位移值问题目前只有初步的经验公式(式10-31)。该式由实测的地面位移统计得来。由图10-35的对比可以看出，统计点分布得比较分散。这主要应归因于实际地质剖面及土质特性的复杂与不均匀。

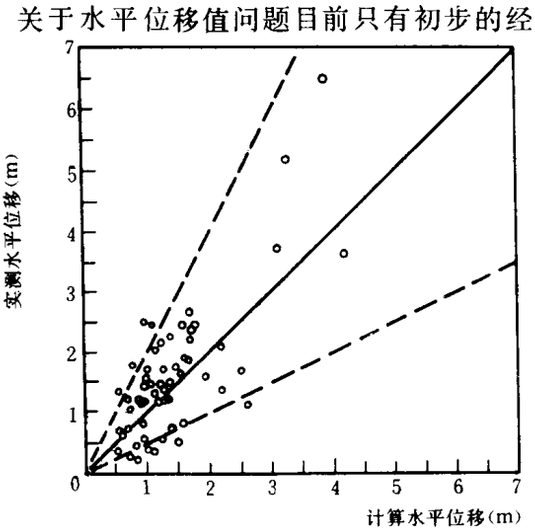


图 10-35 实测的与计算的地面水平位移 [16]

$$H_E = 0.75 \cdot \sqrt{H} \cdot \sqrt[3]{\theta} \qquad (10\text{-}31)$$

式中 H_E——地面永久水平位移，m；

H——液化层厚度，m；

θ——地面最大坡角或液化层面最大坡角，%。

关于地面水平位移沿土层深度的变化规律，根据安田进等人的室内试验及对实际破坏的桩的反算结果，认为土层水平位移沿深度方向的变化按照余弦规律变化，即

$$y = a\cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{x}{l}\right) \tag{10-32}$$

式中　y——相对于桩尖位置的土层相对水平变形；

x——由桩顶算起的深度；

a——桩顶相对于桩尖端的相对变位；

l——桩长。

反算中桩尖及桩顶均按“铰接”考虑；液化后土的侧向刚度取非液化时的$\frac{1}{10}$。

第六节　高层建筑下的桩基

高层建筑由于人防、抗震、地基稳定等方面要求常有较深的地下层，有时达到3～4层之多。在此情况下地下室外墙与土间的摩阻力与被动土压力能够分担很大的地震水平力，大大减轻桩的负荷。为了确定地下室外墙的分担作用，日本进行了专门研究与试算[17]。计算对象是地下为1～4层，地上为3～10层的塔楼。平面尺寸14×14m和14×28m二种。地基土分软硬不同的四类，其部分计算结果见图10-36。图中的实线即为地下室分担率a的平均值。其表达式为：

$$a = 1 - 0.2\frac{\sqrt{H}}{\sqrt[4]{D_f}} \tag{10-33}$$

式中　a——地下室的分担率；

H——建筑物地上部分的高度，m；

D_f——地下室深度，m。

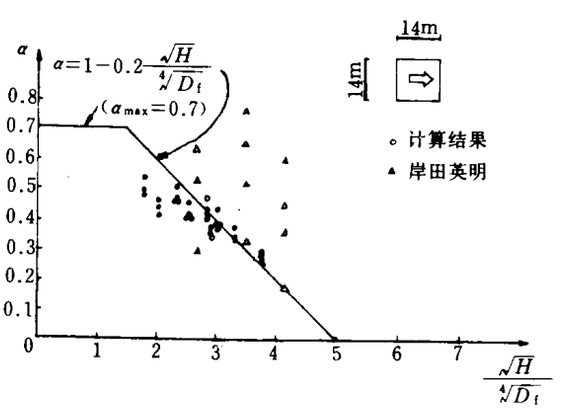


图 10-36　部分试算结果[17]

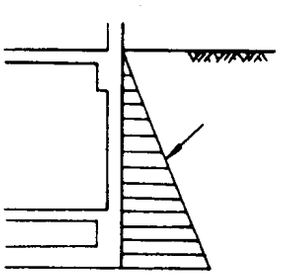


图 10-37　外墙上的地土压力示意[17]

a值越大，则地下室分担的地震水平力越大。为了不至于太冒风险，规定$a_{max}=0.7$，即桩所负担的总水平力不得少于地震基底剪力的0.3倍。

此法已列入日本“地震情况下建筑基础设计指南”[17]作为正式应用的方法，由于计算简单，也颇受我国工程界的重视。

为了对此法的背景资料有大致的认识，下面简单地介绍a值的求算过程：

假定地震水平力受到三部分力的抵抗：

$$Q = Q_w + Q_f + Q_p$$

地信网论坛
BBS.3S001.COM

式中Q为地震水平力；Q_w、Q_f及Q_p则分别为外墙前方的被动土压力、侧墙的摩阻力及桩的抗力。

1.前方墙的被动土压Q_w

Q_w实质上应为前方的被动土压与后方的主动土压力之差值，但因主动土压力变化小，而被动土压力变化大，数值亦大，故此处假定Q_w完全由前方的被动土压力构成。

$$Q_w = Ak_w y \tag{10-34}$$

式中 A——前方外墙面积，m^2；

y——墙外土的水平变位，m；

k_w——土的侧向位移刚度，kN/m^3。

$$k_w = E_0/2L(1-\mu^2)I_p \tag{10-35}$$

$$I_p = \frac{1}{\pi}\left[l \cdot \log e \frac{1+\sqrt{l^2+1}}{l} + \log e(l+\sqrt{l^2+1}\right] \tag{10-36}$$

式中 E_0——土的变形模量；

μ——泊松比；

L——地下部分的短边；

l——地下部分的长短边之比。

最大被动土压力Q_{wm}按下式求之：

砂土：

$$Q_{wm} = \left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)yz \tag{10-37}$$

粘性土：

$$Q_{wm} = q_u + yz \tag{10-38}$$

式中 z——深度；

y——土的重度；

q_u——土的单轴抗压强度；

φ——内摩擦角。

地信网论坛
BBS.3S001.COM

2.墙侧面的摩阻力Q_f：

$$Q_f = QA_f f_x y \tag{10-39}$$

式中 A_f——地下部分的侧面面积；

j_x——地下墙与土间的摩擦系数，按表求得；

y——墙的水平位移。按图10-38所示的关系曲线，当$y>1cm$时，f_x=定值f。当$y<1cm$时，按线性变化。

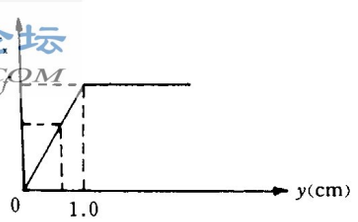


图 10-38 f_x-y间关系

土的摩擦力及水平反力系数 表 10-14

土层类型	摩擦力f(kg/cm²)		水平反力系数K_h(kg/cm³)	
	砂	粘 土	砂	粘 土
	$\frac{N}{50}\times 0.8$	$\frac{q_u}{2}\times 0.8$	$0.8\times 7N\times B^{-3/4}$	$0.8\times E_0\times B^{-3/4}$
A	0.16	—	2.57	—
B	0.32	—	5.15	—
C	—	0.2	—	1.93
D	—	0.4	—	3.86

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

3. 桩的水平抗力Q_p(桩顶嵌固时)：

$$y=\frac{Q_p\beta}{nK_hD} \tag{10-40}$$

式中　D——桩径；

n——桩数；

β——桩的柔度系数，$\beta=\sqrt[4]{\frac{K_hD}{4E_pI_p}}$；（$E_p$及$I_p$为桩的弹性模量及断面惯性矩）；

K_h——水平土反力系数，见表10-14。

在$Q_w<Q_{wm}$的范围内，有

$$Q_p=\frac{Q_B}{1+\frac{A_w\cdot\beta(2f+K_w)}{nK_hD}}\qquad(y\leqslant 1\text{cm})$$

$$Q_p=\frac{Q_B-2fA_w}{1+\frac{A_w\cdot K_w\cdot\beta}{nK_h\cdot D}}\qquad(y>1\text{cm})$$

按照上面的思路，假定各种结构与地基条件，代入上述关系式中试算，最后求得如图10-36所示的计算结果。综合全部计算结果则得到式（10-33）所示的a表达式，也就是计算结果的平均曲线。

第七节　桩基抗震的其他问题

一、抗震的构造要求

桩基的抗震构造要求是很要紧的。因为设计中考虑不及的一些因素要靠构造要求来保障。因而应对桩的构造要求给以足够的重视。构造方面的注意点常放在下列方面：①保证承台旁填土质量。因为桩顶的实际抗力与填土的嵌固作用密切有关，切不可放松这一环节；②桩头的嵌固作用：一般均须按固接于承台进行设计。按国外经验，按铰接设计的桩实际震害较多，桩头部位常遭损害，说明不是真正的铰接。为安全计，应按固接于承台设计，让桩头部分有足够的抗剪与抗弯能力。为此，桩头及主筋应很好地锚入承台中；③软硬土层交界处。此处桩身剪力较大，而在计算中往往反映不出（因桩身应力是按平均的m值计算的）。故宜用加密此处箍筋间距的构造措施来解决；④保证接桩的拼接强度不低于其他地方的强度；⑤液化土场合，桩长深入非液化土中的长度由计算决定，但构造上对碎石、砾砂、粗砂、中砂、硬粘性土、密实的粉细砂与粉土不应小于0.5m（不包括桩尖），对其他土不小于1.0m。

国标“工业构筑物抗震设计规范（1993年报批稿）”中参考国内外有关资料，对桩基的抗震构造要求按建筑物的重要性不同分别对待，并分为A、B、C三个等级，如表10-15。此三等级的具体要求如下：

（1）C类抗震性能：满足一般桩基础的构造要求。

（二）B类抗震性能：应满足C类的所有要求，并应按本款要求采取构造措施。

必须将桩中钢筋锚入承台，锚固长度应满足受拉要求；桩身箍筋弯钩弯折135°，钩后

桩基抗震性能类别 表 10-15

烈 度	构筑物重要性等级			
	甲	乙	丙	丁
7	C	C	C	C
8	B	B	C	C
9	A	A	B	B

延伸10d；在软硬土层（相邻两层剪切模量之比超过1.6时）界面上下各1.2m范围内，箍筋宜按相应的桩顶箍筋直径、间距采用。

1.灌注桩：顶部10倍桩径长度范围内应配置钢筋，当桩的设计直径为300～600mm时，配筋率不应少于0.40～0.65%（小桩径取高值，大桩径取低值）；桩身上部600mm以内，箍筋直径不应小于ϕ6，间距不应大于100mm；箍筋宜采用螺旋式或焊接环式。

2.预制桩：纵向钢筋的最小配筋率不应小于1%，在桩顶与承台连接处的1.6m长度以内，桩身箍筋直径不应小于ϕ6，间距不应大于100mm；须采用拼接桩时，应采用钢板电焊接头。

3.钢管桩：桩顶部应配置钢筋（配筋率不应低于混凝土截面的1%），钢筋锚固长度应满足受拉要求。

（三）*A*类抗震性能：应满足对*B*类的全部要求，并应按本款要求采取构造措施。

1.灌注桩：桩中应按计算配置钢筋；在桩身上部1.2m以内箍筋最大间距不应小于80mm，且不大应于8d（d为纵向钢筋直径）；当桩径≤500mm时，应采用ϕ8箍筋，其它桩径时应采用ϕ10。

2.预制桩：纵向钢筋的最小配筋率不应小于1.2%，在桩顶与承台连接处的1.6m范围以内，桩身箍筋直径不应小于ϕ8，间距不应大于100mm。

3.钢管桩：钢管桩与承台的连接应按受拉设计，拉力值可按桩竖向容许承载力的1/10采用。

对于独立桩基承台，宜在相互垂直的两个水平方向上设置承台连系梁，并以柱重力荷载的1/10为轴力，按拉压杆设计。

二、抗液化的新型桩——节桩[14]

为了提高桩的抗液化能力，日本等国常在液化土中采用一种形状象竹的节桩（图10-39*a*）。这是一种用离心法制作的钢筋混凝土桩，中空，直径400mm，有节处的直径为500mm，节的间距1000mm。打桩时在桩周围堆砂砾或碎石。桩节将碎石带入土中在桩周围形成一层砂砾层，既可排水也能提高桩周摩擦力。图10-39*b*是大型砂箱试验中有砾石层与无砾石层时桩周土中孔压对比。可以看出砾石层有降低孔压的效果，其影响达到桩周围半径达1.35m的范围。在桩的承载力方面，日本的试验与天津的试验❶都说明节桩的承载力高于桩径等于非节部分的圆桩甚多。以400～500mm（节的部分）的桩为例，天津的试验得出

❶ 冶金部建筑研究总院、天津市设计院、日本武智工务所，新型预制节桩的试验报告，1989

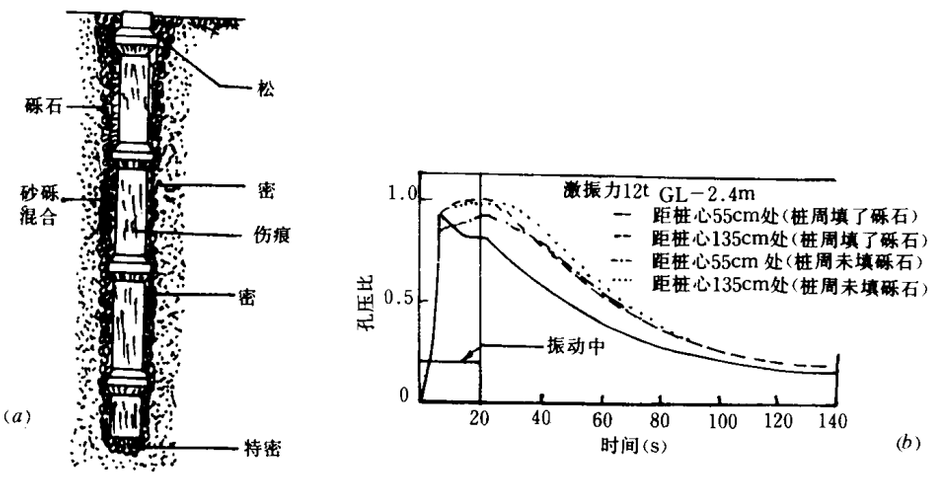


图 10-39　节桩

（a）简图；（b）桩周的孔压消散比较

节桩的极限承载力为870kN，而ϕ450圆桩的极限承载力为790kN（9 m 长桩）；对21 m长桩，节桩的极限荷载为3600kN，而ϕ400圆桩的极限荷载为2650kN。根据日本多次试验得出，节桩的桩周摩阻力比一般圆桩高出 1 ～ 3 倍。

打入式节桩的极限荷载可由下式估算[15]：

$$P_u = \{20\overline{N} \cdot A_p + \psi[(0.2N_s + 3)L_s + (0.4N_c + 3.5)L_c\} \tag{10-41}$$

式中　A_p及ψ——节部的断面与周长，以m^{2}及m表之；

L_s及L_c——分别为桩周砂土层的厚度及粘性土的厚度，m；

N_s及N_c——分别为砂层的标贯值及粘性土的标贯值；

$\overline{N}$——桩尖部分的平均标贯。

三、关于打桩后的设计地震荷载

由于公认桩基的抗震效果好，因而工程界希望桩基的设计地震作用取得比无桩结构小一些。为实现这一目的，已经作了几方面的尝试：（1）改变桩基的场地类别；（2）采用基础影响系数来修正；（3）由结构—桩—土共同作用的地震反应分析法进行论证。但无论上述哪个方面至今尚未取得很大进展。

（1）改变桩的场地类别：场地类别是由较大范围的地面反应谱类型决定的，桩基的尺寸比场地小很多，桩基的存在虽可改变其近旁的地面地震反应，但范围小，不能改变场地的反应。因为有了桩基而改变场地类别的提法实质上是不妥当的，但作为一种减少设计地震荷载的实用手法却是可以接受的。日本构造计算指南（1981）曾对桩基的场地类别作出如图10-40所示的规定。其总的原则似乎是刚性桩与天然地基相类似，由桩尖持力层的厚度决定，对长桩（柔性桩）则由桩周占优势的土层决定场地类别。日本的场地类别分为三类，④类为好土；③类为软弱土；②类为中等土。

（2）关于基础影响系数

希腊抗震规范（1978）规定，桩基视作埋深等于承台深再加$\frac{1}{5}$桩长的深基础，而基础埋深与房屋宽度之比越大，则地震力公式中的基础类型影响系数越小，得出的地震力越小。

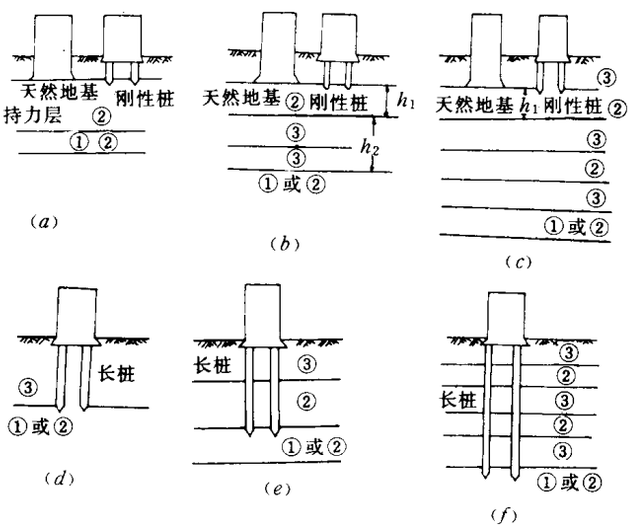


图 10-40 桩基的场地类别

（a）②类场；（b）当$h_1>3$ m或$h_2<30$ m为②类场，否则为③类场；（c）$h_1>3$ m或③类土总厚<30 m，则按②类场，否则按③类场；（d）按桩周土判别；（e）按桩周占支配地位的土判别；（f）③类土总厚>30 m时按③类场，否则为②类场

印度结构抗震设计规范（1975）规定，支承桩的地基基础影响系数为1，其他桩的地基基础系数为1.0（中等土）和1.2（软土）。

（3）桩—土共同作用的地震反应分析成果：范敏等（见第八章参考文献［8］）将桩视作土中的局部硬区，由基岩输入迁安波，用有限元进行地震反应分析，得到桩顶的反应谱如图10-41。图中的β为动力放大系数，即结构的加速度与地面加速度的比值。图中数字为桩的长细比。可以看出在计算条件下，桩的长细比越大，则β值越低，并低于无桩时的结构反应，说明有桩与无桩、桩的长短刚柔等对结构反应有明显影响。最合理的方法是进行桩—土—结构共同作用分析：以求得具体地震波作用下的桩基上的结构反应。在积累了较多的资料后，归纳出桩基上结构反应的特点并得出合理的设计地震荷载。

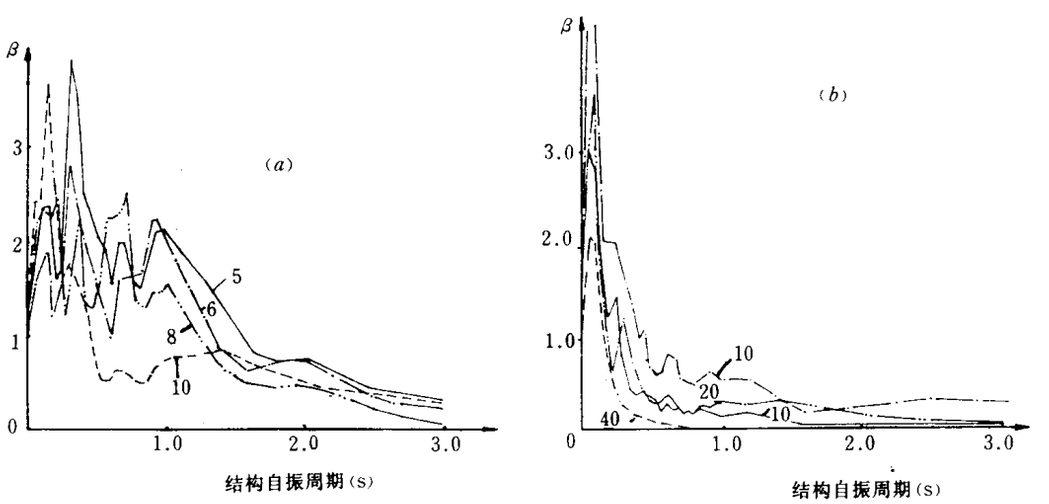


图 10-41 按桩的长细比分类的桩顶β谱（图中数字为桩的长细比）（范敏等，1990）

（a）长细比 = 5～10；（b）长细比 = 10～40

参 考 文 献

[1] 刘金砺，桩基础设计与计算．中国建筑工业出版社，1990

[2] 交通部一航局设计院．天津新港码头“7.28地震”震害调查报告．天津软土地基．天津科技出版社，1987

[3] 吴家珣．陈宝利．桩基抗震性能及地震响应，第四届土力学及基础工程学术会议论文选集．中国建筑工业出版社，1986

[4] M Iyengar. Improvement of characteristics of a liquefiable soil deposit by pile driving operation. ICRAGEESD, 1981

[5] 乔太平，刘惠珊．打桩加密液化土工程实录．第二届岩土工程实录国际会议文集（英文），1988

[6] 刘惠珊，陈克景，乔太平．液化土中多桩基础设计改进探讨，全国土动力学会议文集，1990

[7] 刘惠珊、乔太平，可液化土中桩基设计计算方法的探讨．工业建筑，1983，No.4

[8] 刘惠珊、陈克景．液化土中的桩基试验．构筑物抗震．测绘出版社，1990

[9] 水野二十一．桩基震害与动的相互作用．基础工，1985，No.5

[10] 水野二十一．杭基础の震害．基础工，1982，No.12

[11] 吉川正昭等．模型杭基础と液状化现象，土と基础，1987．April

[12] 吉田望等．1964年新泻地震で破坏整受けたら建筑物の基础杭の调查．土と基础，1990，June

[13] Pedro A. De Alba, Pile Settlement in Liquefying Sand Deposts, ASCE, GT. 1983, No.9

[14] 山下启明等．碎石整节杭に用じた液状化对策に闵す为实验的研究，第22回土质工学研究发表会，1987

[15] 山肩邦男等．节杭の钻直支持力，日本第17回土质工学发表会，1982

[16] M. Hamade, S. Yasuda, R. Isoyama, and K. Emoto, : Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements, Association for the Development of Earthquake Prediction, Tokyo, Japan, 1986

[17] 日本建设省建筑技术审查委员会建筑基础检讨小委员会，地震力に对する建筑物の基础の设计指针，1985

[18] 日本道路协会“道路桥示方书，同解说”1981

[19] 胡聿贤，地震工程学．地震出版社，1988

[20] 萩原庸嘉．杭的水平抵抗にフいて．基础工，1988，5期

[21] 田治米辰雄．地盘と震害．滇书店，1977

[22] 刘惠珊．我国抗震规范中液化土中桩基设计方法的探讨．工业建筑，1994年，№.4

第十一章　地下管线与构筑物的岩土抗震问题

第一节　地下管线的地基抗震

一、震害概况

地下管线在供水、油、气（汽）、煤气、通讯、供电、交通、运输、排水等工程方面广泛应用，已成为工业生产和城市生活的最重要的工程设施之一，统称地下生命线工程。地下管线长度常达上百公里，尤其是地下输油管线可长达上千公里，因而穿越高烈度地震区或或不良地质条件的地段乃是此类工程常常遇到的问题，因而是十分重要的抗震防灾课题。1975年我国海城地震（7.3级）中营口市（8度）150余公里管道破坏372处，平均每公里破坏2.4处，经一个多月抢修才恢复正常供水；盘锦（7度）地区大口径钢管66.5km内的焊口断裂破坏率为0.31处/km，小口径丝扣连接的管线破坏率为16处/km，铸铁管的破坏率为0.8处/km；辽河油田的14条输油管断裂了29处，迫使用油单位——鞍钢部分停产。1976年唐山地震时唐山市给水系统全部瘫痪，经二个多月抢修仍未恢复，主要靠地面供水和水车送水，管线破坏率达4处/km；天津市（7～8度）管道平均震害0.81处/km；塘沽4.18处/km，汉沽区（9度）达10处/km；北京-秦皇岛输油管线发生5处破坏，其中4处发生在断层处，造成原油流失1万余吨，污染了农田与滦河，抢修一个多月才恢复生产。1971年美国圣费尔南多地震，地下煤气管道破坏达450处，给生产生活造成严重危害。1923年日本关东地震（7.9级），由于供水中断，大火连续烧了三天，约36km^{2}的市区烧毁，3.2万人因窒息或烧伤而死，占该地震死亡人数的$\frac{1}{3}$。

多次地震表明地下管线的破坏多数发生于管道接头处。其破坏形式有下列几种：

1.接头处的填充材料松动或拔出；

2.铸铁管接头断裂或拉开；

3.薄钢管局部屈曲压缩；

4.弯管断裂；

5.管道与建筑物连接处破坏。

二、震害原因与规律

1.软弱地基和复杂地基中地下管线的震害最重。日本关东地震的经验是基岩上最轻，软弱地基或不均匀地基最重。日本福井地震的经验是山区震害极轻而不良地基中十几米的距离就有一处破坏。日本新泻地震时好地基中管线几无破坏，软土地基破坏严重，而液化地区则震害最严重：检查了155个接头，滑脱与松动者共141个。王汝良（1977）总结了美国阿拉斯加地震、圣费尔南多地震与1968年澳大利亚地震后认为，地下管线震害与地基有明显关系，一般基岩上震害最小，粘土与粉土上震害最严重。我国唐山地震时唐山市土质好，虽烈度高达11度，地下管线破坏率仅3.86处/km，而天津市土质差，虽烈度仅为8度，管线破坏率却达到4.14处/km。

2.地变形与地裂缝发育地区地下管线的震害重。

唐山地震经验表明，埋设在河、沟、坑边缘及不均匀地基内的管线破坏均重，如唐山市陡河岸边直径400mm的铁管破坏率高达50处/km。1971年美国圣弗尔南多地震中地变形大而突变的地区且是构造裂缝区的第10区（表11-1）震害最严重，地变形大而突变的第3区与第5区的震害次之，位于地变形与构造地裂带的2、4、11、25、26和28等区的震害也很严重。

地　下　水　管　破　裂　统　计　　表 11-1

分　区	破 坏 数	分　区	破 坏 数	分　区	破 坏 数
2	37	8	28	21	6
3	96	9	0	22	2
4	46	10	143	23	14
5	79	11	44	24	8
6	0	12	25	25	22
7	0	13	26	26	38

3.地基与土层的变形是管线破坏的主要原因。

1964年阿拉斯加地震经验说明，地震惯性力不是地下管线破坏的主要原因，而地震引起的土层变形和土体破坏危害最大。在严重地裂，地堑、不均匀沉陷、压力脊和滑坡地段，地下设施均破坏。地壳的构造升降则是地下设施受害的第三个原因。这次地震中有的地区下沉约2m，有的地区上升约2m，在30000km²的地区内地表高程有了改变。在此区域内水道的管子破坏不很多，但因标高改变丧失其上下水功能。

1983年日本海地震使能代市地下砂土普遍液化，影响遍及全市。地下管道因液化侧向扩展引起的地面水平位移与地裂缝受到严重破坏。地面位移越大的地区，地下管线的破坏率也就越大（图11-1）。

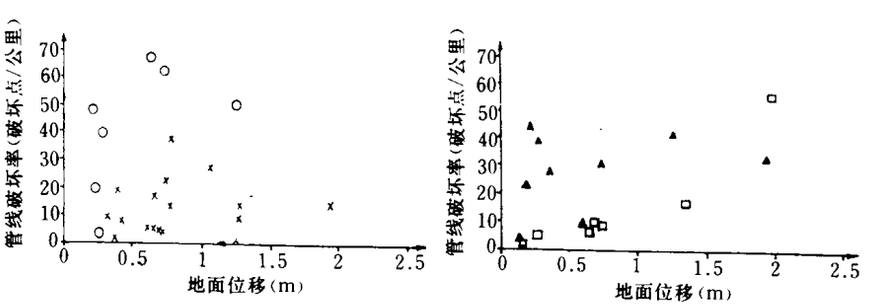


图 11-1　日本能代市地下管线破坏与地震引起的地面水平位移的关系[11]

○—铁煤气管，ϕ = 75～105mm；
■—钢煤气管，ϕ = 75～105mm；
▲—钢煤气管，ϕ = 32～50mm；
×—混凝土水管。

前面所举的国内外地震的管线震害一致说明，地下管线的破坏很少是由于震动惯性力，更多地是由于地基变形。管线相对于四周的土而言质轻而柔软，地震时多随着四周介质而振动，其振动状况大体与四周土体的振动相近，四周土的变形也就决定了管线变形。这是

地下结构与地上结构的重要区别。由于基岩或坚硬土层在地震中产生的动应变和残余应变小，决定了土中所埋管线的动应变与残余应变也小，所以地下管线的震害轻。软弱地基则相反，地震产生的动变形与残余变形都很大，因而地下管线的震害严重。软弱地基的动应变大可以这样理解：软土中的剪切波速v_s值小，若地震波的周期T与好土中的相同，则软弱土中的波长$\lambda = v_s T$就比好土中的波长要短。若振幅A相同，则平均动应变为：

$$\bar{\varepsilon} = \frac{2A}{\left(\frac{\lambda}{2}\right)} = \frac{4A}{\lambda}$$

软弱土中的动应变显然要大于好土或岩石中的动应变。若管线的刚度很小，它将与土体产生相同的动应变而不产生破坏。若管线刚度较大，就必须承担很大的力，以使管子的应变与周围土体的应变相容。在管线强度，特别是接头强度承担不了这样大的力时，管线即产生破坏。

横向不均匀地基中由于土层交界处二侧的振动特性不一，动应变、永久变形、不均匀沉陷常常大于均匀地基。

综上所述，地下管线在横向不均匀地基、斜坡地基、软弱地基和地裂带地段，震害往往较重。

4.地下管线的抗震能力主要决定于其柔性和延性，特别是接头部分。因而钢管或柔性接头的管线的抗震性能较好。

5.管线的拉压破坏远多于弯曲引起的破坏，因而沿管线的轴向变形的影响大于弯曲变形。

三、管线地震地质勘查要点

1.地面震动

地面震动参数可按前面第二章至第四章的方法确定。现简述如下。

地面震动强度和未来发生可能性可通过定量的或概率的方法估计。

定量估计系根据经验资料，考虑历史地震活动性，确定震源或震源区和相应的震级。通过积累的地面震动衰减的经验关系，就能估计管线所在地区的地面运动。

概率的估计方法是将有关地区的构造地质、地层结构和历史地震活动性与震源模型结合。当物理模型建立后，就可根据历史上发生过的大、小地震分布情况，确定地震活动性的概率。有了震源模型、地面震动强度资料、地震震级及震源距离，就可计算出不同水平的地面运动平均重现期。

上述地震危险分析结果可以直接用于沿管线的特定场地(即罐区、泵站等）的地面运动参数。对于管道，最好是将各线路段选在地震危险性一致的区域内。

2.确定断层区

断层可使管线造成很大破坏。由于管线太长，避开所有断层是很难做到的。不论避开或是穿越断层，首先需正确判断断层的位置。这项工作可通过文献资料、遥感技术及地质勘探等项手段来完成。

设计所需要的资料包括断层的位置、区域的总宽度，预计地层错断时的位移大小及方向，覆盖层的厚度等。应该注意，断层位移的情况可能非常复杂，因此，对管道与断层的交汇处必须进一步调查,以取得确定的材料。调查手段包括对管道经过处断层的详细测绘，

照像、开挖探槽以及地球物理方法等。

3.确定液化区

液化区的确定是勘察工作的一项重点。在初勘阶段应对液化区做出大致判别，首先可按建筑抗震规范中的液化初判条件，排除出不液化的情况，勾划出可能液化的地段，以便在详勘阶段对这些区域是否液化作出最后的判断。对于液化区，应明确液化与非液化层交界的情况，因为水平向土层变换处是事故易发生地段。指出地面破坏的可能类型，属于一般喷冒，还是侧向扩展或流滑。为了弄清这些，对液化地段，仅仅沿管线布置钻孔是不够的，必须还要有液化层倾斜方向及地表倾斜情况的资料，古河道的分布等资料。对于厚的砂性土或粉土还要考虑到液化引起的土层震陷（震沉），或非液化的震动加密，必要时应进行室内的动应力下的震密试验，以取得体应变-孔压比（或剪应变幅）之间的关系曲线（参见第七章第九节）。

除了上述确定断层区及液化区的二大重点工作外，对山崩，滑坡，横向土性不均匀地段亦应作为重点勘察对象。其理由已如前述，地震造成的次生灾害比地震动本身对地下管线的危害要大得多。

四、地下管线抗震措施

对于地下管线常常遇到的液化和断层危害，下面的一些措施原则上可以通用：

1.管道的布置要避免产生大的压缩变形，宁可使其受拉。

2.管道可相对于土体作横向、竖向和纵向运动。在这些地段应使土对管道的约束尽量减小，使管道本身可以适应土体的运动。对于地下管道最常采用的办法是浅埋或露出地表、设置管沟等。

3.在土体可能突然错动的区域加大管材的强度，采用厚壁管，直径大于762mm（30in）的管子的壁厚最好大于11.4mm。

4.还可以采取以下一些措施：采用高延性钢材；保证焊接质量；避免管壁厚度的突然变化以防应力集中；避免在这些地区布置管子接头；必要时将刚性接头改为柔性连接。

针对断层带或液化区的特点还可以采用一些专门措施。

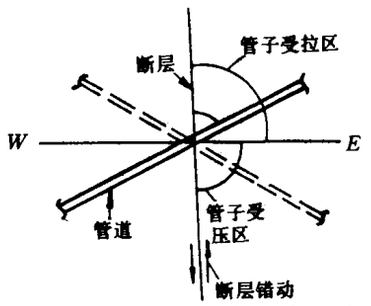
1.活动断层带的抗震措施

（1）管线的埋深越浅，作用于管子的土压力和管壁的纵向摩擦力就越小，管子在地震时越容易适应土体的错动，免遭破坏。在断层区内管子覆盖土层的厚度最好不超过1m、对于预计未来地震中会产生很大位移的断层，则宜将此部分管道改为地面铺设，并使管子能自由地产生竖向、横向、纵向位移及离开支座向上升起。

（2）调整断层平面与管轴之间的夹角β（图11-2）。在图11-2所示情况下，当$\beta>90°$时管子受压，容易因压曲失稳而破坏，应当避免。宜使管子延伸方向与断层水平错动方向的夹角β处在受拉区以内。对石油管线的调查表明，多数管道的破裂是断层运动引起的管子压缩折皱造成的，而管线受拉时较受压不易破裂，因为管子较容易受垂直于管线的分力的影响移到新的位置以减少拉力（图11-2）。

（3）正确选择管道穿越断层的位置　在一条断裂带上，断层位移的大小与断裂带宽度并不相同。应根据历史地震资料与现有各种手段获得的信息，尽可能查找断层位移和断裂宽度最小的地方埋设管道。由于断层附近地表运动复杂，形成宽度不一的错乱地带，管道的方向不宜与断层平行。

（4）管道的敷设　断层区内管子置于带斜坡的管沟内，其倾角小于45°，回填砂砾石，回填厚度不超过0.9～1.5m（图11-3）。由于管道适应断层运动的能力与土的摩擦系数和回填



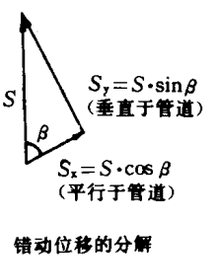


图 11-2　走向错动断层对埋地管道的影响

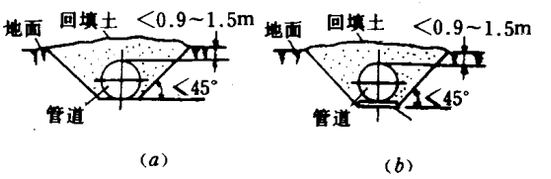


图 11-3　断层区管道的地下敷设方法

土的重度成反比，因此回填土应该是松至中密的无粘性材料，即摩擦系数较低的砂、砾充当。若管道敷设于永冻土中则在管下应放隔热层（图11-3*b*）。这样的敷设方法可容许在地层错动时管子容易升起而不致破坏。如果管沟壁垂直，则管子在土中的活动性将受到较大限制，尤其当管子铺设在岩石中时，断层运动可能将管子切断或限制其自由变形从而使其遭到大应力而破坏。

（5）管道的实际锚固点（固定墩）应当远离断层处以使管子有较长的少约束长度来产生纵向变形和避免剪切破坏。在断层区内可以设弯头，因为弯头可以减少管子的位移，弯头的曲率半径越大，则吸收位移的能力越强。对凡能够使管道动力特性不一致的部件或措施在断层区内均不应采用，如三通，旁通、阀门、管径及厚度的变化等。

2.液化区的抗震措施

大部分断层区管道采用的抗震措施原则上也适用于液化区，但因液化区的土层运动通常不象断层区那么迅速和突然，因而其设计要求也就不如断层区那么严格。

在液化区的管线可以采取下列措施：

（1）敷设地上管道：将管道支承在桩支架上。重要的是保证桩支架在液化时有足够的强度和稳定性，这就要求全面考虑桩的工作状态。应使桩尖支承在液化层下的非液化土中，能承受液化后的轴向力与横向力、液化侧向扩展形成的上部土层施加的侧向推力等等。

（2）将管道埋在液化层以下：这样做可以防止液化对管道的任何危害。在液化层深度较浅时，是一种很好的措施。但在液化深度在5～6 m以上时，采取这种办法往往是不经济的，在敷设管道时不仅土方量大增，而且往往要采取降水措施或排水措施。

（3）将管道埋于液化层中：在液化土中埋置管道时由于管道受到的浮力使管道产生很大的竖向浮升。该浮力由管子在液化土中移动所遇到的阻力所抵抗。无锚固的管子在液化后的运动平衡方程式为：

$$MA = F_B - F_D \tag{11-1}$$

式中　A——管子加速度；

M——管子的质量；

F_B——浮力；

F_D——上浮的阻力。

以上诸力均指单位长度上的力。对于圆管，在低雷诺数N_R情况下，阻力F_D为：

$$F_D = 4\pi\mu V/[0.5 - \ln(0.2226N_R)] \tag{11-2}$$

式中　μ——液化后土的粘度；

v——管子的相对速度。

起初管子是静止的，没有运动阻力。只在出现浮力后产生上升的加速度。对于2920N/m的浮力与1187N/m重的管子，初始加速度为0.25g，在不到1s的时间内管子就达到其终速。此时浮力等于阻力，速度变成常值。因此液化后无锚固的管子基本上处于常速运动，其值由式（11-1）及式（11-2）可得：

$$v = F_B [0.5 - \ln (0.2226 N_R)] / 4\pi\mu \qquad (11\text{-}3)$$

估计管子总位移的最大困难在于估计液化土的粘度μ及液化持续时间。日本新泻地震中根据对液化土中物体液化上升情况的观察，估计液化土的μ值约为0.192 MPa-sec/m²。这个估计是很粗略的。在设计应用前还应该进行室内试验加以改进。基于这个μ值和公式（11-3），对一根1067mm直径的管子，浮力为2920N/m时，大约以0.9m/min的速度上浮。如果液化状态保持3～5min，没有锚固的管子的总位移可达3～5m。这样大的上浮量是无法为工程接受的。因而应该设法减少。

防止这种上浮的办法之一是将管子浅埋。管子抬出地面的高度不应超过管径的$\frac{1}{3}$。因此0.9m的覆盖厚度能够使1067mm的管子承受1.2m的上升。

另一解决上浮的办法是将管子外包混凝土以增加重力。但这样做将大大增加管径，也加大了在液化土侧向运动时作用于管子的力。

第三种方法是用经过计算的锚固装置将管子固定，锚杆锚入深层不液化土中。

第四种办法是减少管子所受的浮力。为此在管道四周回填砂砾。液化时土中的孔隙水由砂砾中排出，水压较无砂砾时大为降低。图11-4是有砂砾回填层及无砂砾层时的土中计算孔压对比。可以看出无砂砾层时土中孔压比达到1.0（液化），而有砂砾时的孔压比降低到0.6～0.1，即浮力减至原来液化时（孔压比为1）的0.6～0.1倍。这时完全有可能小于管道的重力，不再浮起。

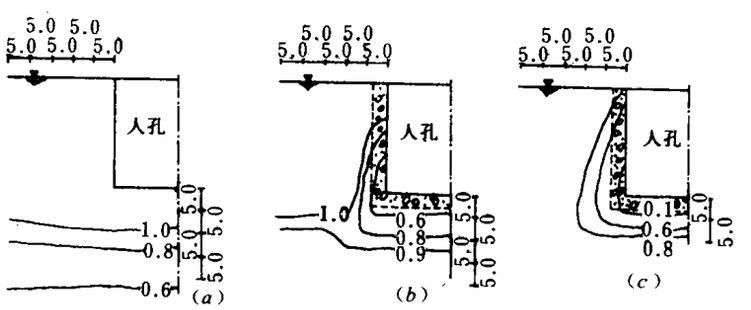


图 11-4　管道人孔周围的孔压比示例（孙健生，1990[17]）

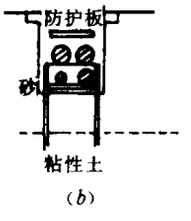
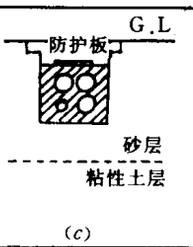
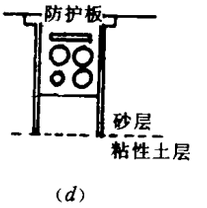
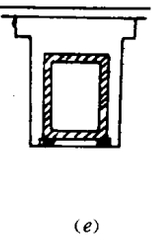
（a）无砂砾回填；（b）及（c）有砂砾回填

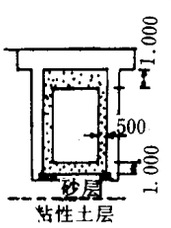
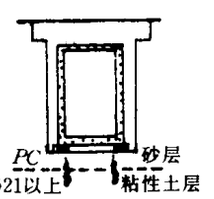
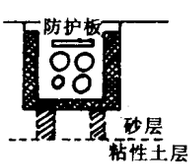
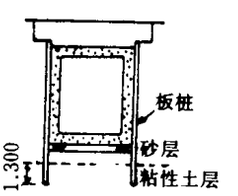
（尺寸单位：×10cm）

表11-2是日本为地下设施采取的抗液化措施，可供参考。

（4）在液化层以上敷设管道　当液化层较深，上覆有非液化土层时，可采取这种办法。此时液化的上浮力是对整个上覆土层的，对管道的影响不大。喷冒对土层的破坏作用也很少会对管线造成明显的破坏。但应注意在液化土有侧向扩展或流滑时，上覆非液化土中的管道会产生可观的水平位移。如果有这种危险，则应考虑这种措施的可靠性。

日本液化土中地下结构和管线采用的各种对策[16]　　表 11-2

方法实质	砂包回填	打　桩	用水泥改良回填土	降　水	50～60m间设伸缩缝
简　图	 (a)	 (b)	 (c)	 (d)	 (e)

方法实质	加大壁厚	锚　固	砂或碎石桩加固周边及底部土层	板桩围封
简　图	 (f)	 (g)	 (h)	 (i)

（5）加固可液化地层，这种办法在消除液化危险上可以有多种加固方案(见第九章)。但在液化区段很长时，实际上很难实现。只有液化区段不长时，在经济上才能承担。

当管子穿过可液化层时，不论地基加固或管线设计都应该对液化土与非液化土交界处特别注意，此处容易出现破坏，其原因如图11-5所示。由于在不同土层中波的传播与振动情况不同，交界处可能因动应变过大而破坏（图11-5*a*）；另一种情况是液化层及其上覆土层因水平滑动而使管子受拉，土层交界处拉力可能是最大的，从而使管子破坏（图11-5*b*）；第三种情况是液化使管子下沉，例如喷冒使管子下的土流失或震密，管子随土的下沉而下沉管子自重大或有上覆荷载等，而非液化土中基本没有下沉，从而使管子在交界处附近受到很大的弯曲应力而破坏（图11-5*c*）；第四种情况是液化土的浮力使管子上升，那么土层交界处的管子也会产生很大的弯曲应力。目前已有现成程序能够考虑液化土中管线的地震反应，可以利用[3]。

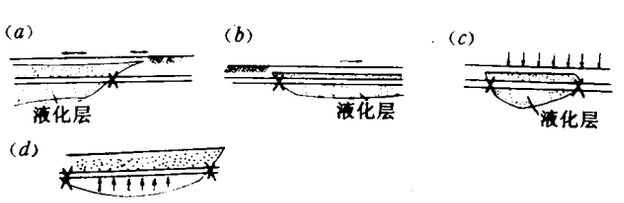


图 11-5　土层交界处管线的受力状态

(*a*) 由于动变形过大而破坏；(*b*) 由于拉伸而破坏；(*c*) 由于下沉而破坏；(*d*) 由于液化后上浮而破坏

第二节　土坝、尾矿坝及灰坝的地基抗震

水坝在遭到强震后一旦损坏，可能引起严重的洪水泛滥，对下游的城镇村落形成莫大威胁。因而水坝的抗震是很重要的工程课题。按坝体材料的不同，水坝可分为土石坝及混

凝土坝。大型水坝多为混凝土坝。中小型坝多为土石坝，是水工结构中量大面广、遭受震害最多的一类。其抗震性能与土的关系极为密切，历来是土动力学与工程抗震的重点研究对象。仅海城地震中调查过的54座土坝中就有35座遭到震害，占64％。其中严重受害者达总数的44％。

尾矿坝是冶炼工业中为贮存尾矿粉而筑的坝。矿石冶炼过程中需将矿石磨成粉，提取有用成分后，剩余的废渣即为尾矿。为了贮存大量尾矿，通常于山谷或废地筑坝，将尾矿存于库区内。因此，尾矿坝是钢铁，有色金属工业企业中的重要构筑物之一。由于尾矿系由水力传送到库区排放，因而尾矿坝内储有大量水体。一旦尾矿坝因震害而溃坝，则库水外泄，危及下游地区。生产厂则会因尾矿无处排放而中断生产活动。这些都会给国民经济造成巨大损失。现代工业中的尾矿规模由下述可见一斑：英国哥伦比亚的二座大矿每天的尾矿量达到3000 t 和4000t；我国包钢尾矿库区面积为11km^2，坝长达12km。大型冶炼厂常有数个尾矿坝（库）。

灰坝是热电厂为贮存水力排放的粉煤灰而建造的坝，一般属于土石坝。其功能与震害后果与尾矿坝相似。

土坝、尾矿坝、灰坝等都是土石坝，且库内都贮水。它们的结构形式、震害特点和抗震措施方面有很多相似之处，因而列入本节一并阐述。

一、土坝

（一）土坝的震害

土坝常见的震害形式有：土体滑塌，坝身产生纵向或横向裂缝，渗水，下沉等。

有下列现象之一者属于严重震害：坝体滑坡或有滑动裂缝；坝体渗水；有喷水冒砂等液化迹象；库中水位下降；坝体纵、横向裂缝在20条以上，缝宽大于 5 ～10cm，长数十米以上；输水管及其周围严重渗水；闸门启闭障碍等。

土坝震害的主要原因可以归结为下列几类：

1.由于砂土坝或地基中的砂层液化导致坝身滑坡，喷冒、地裂、下沉等震害。这是土坝震害的最主要原因。例如：

北京密云水库白河主坝：该水库是北京市的重要供水水源之一。白河主坝高65.3m，长约1km。坝基为砂卵石和卵石层，最大厚度40余米，其下为基岩，主坝的典型剖面如图11-6所示。1976年唐山地震时，震中距约150km，坝址处的地震烈度约为6度。地震使上游坝体护坡层沿粘土斜墙从水面以下滑落至坡脚外40～100m。附近的强震记录表明，坝基与坝顶的最大加速度分别为0.05g及0.14g。持续140s。分析结果表明，由于护坡下的砂粒料垫层中粗颗粒成份较少，不能构成完整稳定的骨架，因而在地震中产生液化，从而引发滑坡。

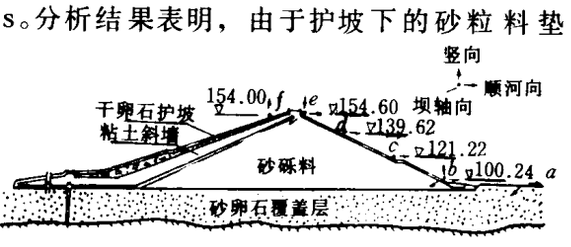


图 11-6　白河土坝截面情况[8]

另一个例子是陡河土坝。该坝在唐山东北15km处，为粉质粘土碾压成的土坝，高22m，长6km，地基为砂粘土和粘砂土，地表8～10m以下有厚20m的粉细砂层。唐山地震时该地为9度，坝体严重破坏。幸因库水位仅深 6 m，未造成溃坝事故。上下游坝体均出现几条贯穿全坝的纵向裂缝，裂缝宽 1 ～1.5m，可见深度1.5m～2m。坝顶公路上出现横向裂缝90余条，最大沉陷1.5m，路面呈波浪起伏。大

坝下游有管涌口，冒泥浆一天多。下游坡面有喷出的粉细砂。下游河道及树林中亦有喷冒孔零星散布。震后坝二侧测压管水位上升 4 ～ 5 m。分析结果表明，坝体破坏主要是因地基中粉细砂层液化所致。

2. 地震引起坝体滑坡

地震引起坝体滑坡也是常见的原因。以营口的石门水库为例说明之。该库距海城地震震中33km，坝高 46m，长338m，坝基为千枚岩。震后水下发出响声并冒泡，越来越强。震后80min有二处自水位以上 2 m处开始的滑坡，面积达15000m^2，土方 3 万m^3 。滑体情况见图11-8。滑坡原因是坝壳的砂砾料压实不够，强度低，在地震下产生浅层滑动（滑动深度4.7m）所致。

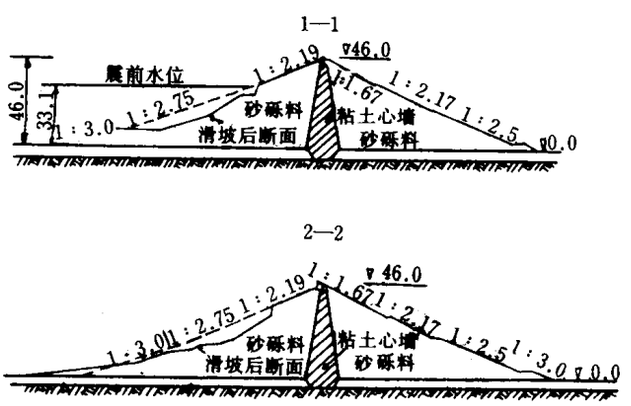


图 11-7　石门水库震害（剖面）[8]

（二）土坝抗震中的岩土工程内容

（1）场址应选在无活动断层处或避开适当的距离。避免用软土与可液化层作地基；

（2）确定合适的地震动参数：最大地面加速度、反应谱、地震持时等。对中小型土石坝，按当地烈度可定。大型土坝则按地震危险分析确定。

（3）对地基土的地震稳定性：震陷、液化可能性等作出评价。

（4）对地基土和坝料的动力特性取得足够的资料，如土的动强度指标；抗液化强度曲线、剪切模量和阻尼比相对于剪应变水平的关系曲线，孔压-剪应变曲线，土的剪切波速

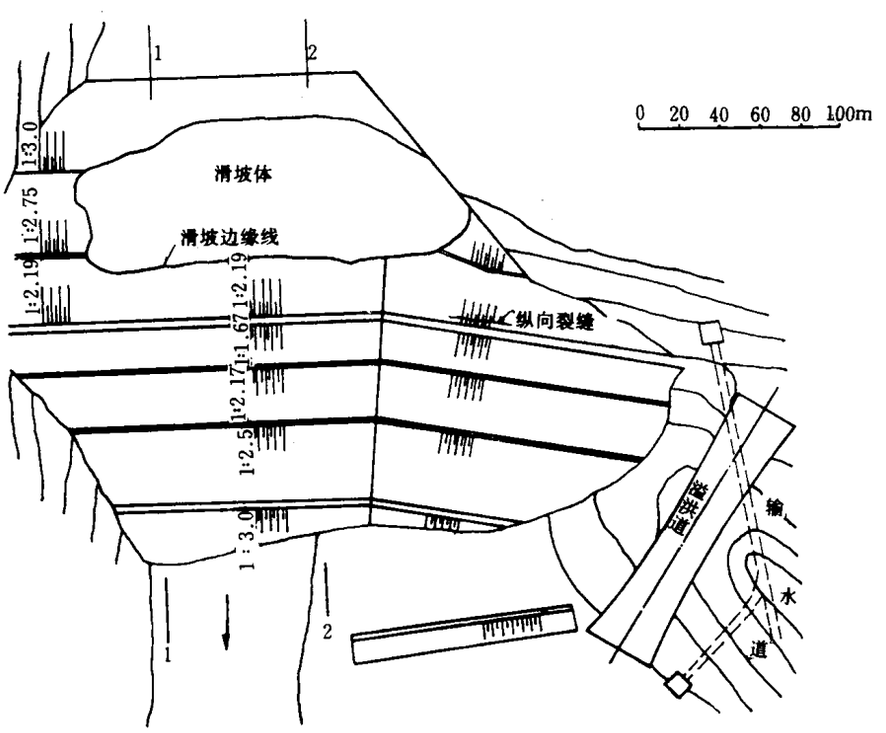


图 11-8　石门水库震害（平面）[8]

资料等需在土坝地震反应分析中应用的参数，以及土的静力特性。

（5）坝体的地震反应分析。对较重要的坝应进行此项工作，以确定坝体和坝基中的地震孔隙水压分布、液化区、破坏区及残余变形等。

（6）进行地震中和地震后的坝体及地基的稳定性分析。

（7）地基与坝体的因抗震要求的加固工作。

（三）土坝抗震稳定性的校核

土坝抗震稳定性的校核主要分：拟静力法和动力法。

1.拟静力法

这是广泛为规范采用的方法。我国水工抗震设计规范（SDJ 10-78）即采用此法。

方法的实质是将地震力视作一个水平向的静力，按照验算土坡稳定的方法分条计算各土条上的地震力与校核其稳定性（第八章第五节）。

水平地震作用F_e的表达式为：

$$F_e = WkC \tag{11-4}$$

式中　W——圆弧内所验算土条的重量；

k——地震系数。坝底的地震系数根据所在地的烈度按表11-3选取。坝顶的放大系数则考虑坝高的放大效应，按图11-9采用。

C——综合影响系数。$C=0.3$。系考虑计算结果偏于保守，为使计算结果比较符合震害经验而设。

拟静力法中有二个主要问题需要说明：一是地震系数的确定，其次是抗震强度的确定。

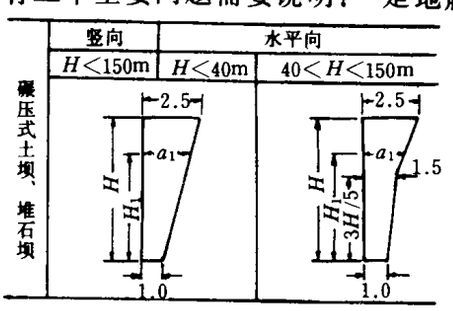


图 11-9　地震系数沿坝高的分布(以坝底地震系数为1)

设计烈度和坝底水平地震系数κ　表 11-3

设计烈度	κ（g）
7	0.1
8	0.2
9	0.4

现行的地震系数是由地面平均加速度得来的并将动力等同于静力。实际由于动力作用的时间长短，对土的效应与静力不同。即使计算的安全系数小于1，实际土坝也不致产生很大的变形与滑落。这是使计算结果偏于保守的原因之一。虽然采用了综合影响系数以企图弥合计算与实际震害间的距离，但这种修正办法是差强人意的。

关于土的抗剪强度，SDJ 10-78规定由动力试验确定，特别对1、2级坝。当无条件时才可按下列原则用静力指标代替：

对压实粘性土，采用三轴的固结不排水剪切。根据总应力强度R和有效应力强度R'之比，如$R<R'$，则取$(R+R')/2$作为计算的抗剪强度；如果$R>R'$，则取R'。当用直剪仪时，则选固结块剪强度指标。

对密砂或砂砾石，采用直剪仪固结块剪强度指标乘以0.7～0.8。

上述建议主要考虑粘性土地震中孔压的发展速度不如固结不排水剪中的快，而对砂砾则地震中孔压发展速度快于静力固快试验之故。但尽管如此，用静力指标代替动力指标仍

不是理想的出路。

2.动力法

对于含饱和砂和粉土的重要土坝应采用动力分析法进行抗震稳定验算。动力法的主要内容如下：

（1）进行坝体-坝基体系的静力分析，确定各单元的静应力分量。通常用有限元方法进行。土的力学模型用邓肯-张模型，由静三轴排水试验确定土静力学参数。计算荷重有自重、渗流力等。

（2）根据土的动力特性资料，如波速、剪切模量-剪应变曲线（如图5-20及图5-23）；阻尼比-剪应变曲线（图5-21及图5-24），液化强度曲线（图7-46），孔压上升曲线（图7-47）等资料，取得计算所需的土动力参数。用二维有限元方法进行坝体-坝基体系的地震反应分析，从而得到各单元的应力、应变、孔压、加速度、速度……等值。

（3）根据各单元的应力、应变、孔压等值确定坝体与地基中的破坏区或液化区。永久位移等。特别是水平位移分量，是破坏发展程度的标志，因而应研究永久位移的分布，永久位移大的区域应认为是破坏区。

（4）根据液化势、永久位移势的分布，采取设计措施或加固方案。

由上述可见，动力法可对坝的抗震性能做出全面的评估，比静力法更为有依据。但由于此法是近十余年发展起来的，尚有不尽完善之处。在应用中还存在一些问题：比较繁复，不能作为常规方法推广，只能用于大型重要的工程；花费大；还缺乏一个判别坝的整体性能的定量指标，如永久变形或其他指标的容许值等；需要更多的工程实录进行验证。

3.土坝的震后稳定分析

震害表明不少坝坡的失稳发生在震后。因此震后的稳定分析在某些情况下，如坝或地基中有砂砾、粉土等在地震中会出现孔压大幅度上升的土时，进行这种分析是必要的。

震后稳定分析虽属静力校核，但却需要动力分析的计算结果。因为求解震后土体中的孔压消散需要以地震结束时的孔压为其初值。以后时刻的孔压计算就属于一般的渗流问题了。根据震后的孔压消散情况就可评价震后土坝的稳定性。

一般讲，地震刚结束时土体中的孔压往往是震动阶段内最高的。此后孔压进入消散阶段。虽然孔压总的说在趋于下降，但由于孔压不断重新分布，可导致坝体某一部分孔压震后上升，甚至渗流液化。在评定震后稳定性时，应选地震结束的瞬间以及坝中某部分孔压上升并对这部分的稳定构成危险的瞬间，来校核其稳定性。地震结束后的危险时刻一般由试算确定。稳定校核方法一般采用静力圆弧滑动面法。但土的抗剪强度τ_f则应考虑孔压升高而降低：

$$\tau_f = c' + \sigma(1 - R_w)\tan\varphi' \tag{11-5}$$

式中　c'及φ'——分别为土的有效应力抗剪强度指标；

R_w——孔压比，即孔压与平均主应力$\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}$之比；

σ——土中的总应力。

（四）地基与坝体的抗震措施

通常采用的提高土坝抗震性能的措施有：

（1）提高坝料的密度：填土的密度必须符合水工规范的要求。

（2）对可液化土或软土进行加固：土坝的特点是坝基面积大，地基受压层很深，因此应选用高效且成本低的地基加固方法。目前常用的是强夯、振冲、碎石挤密桩等法。

（3）加强防渗，避免地震时孔隙水压升高。

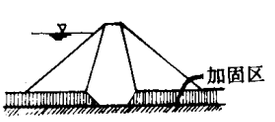
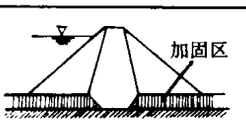
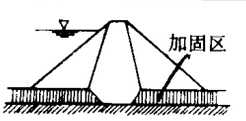
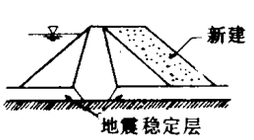
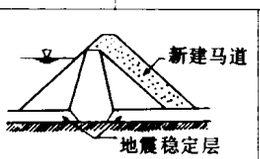
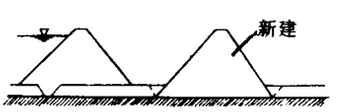
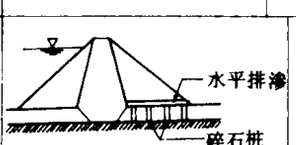
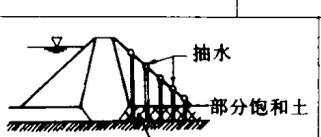
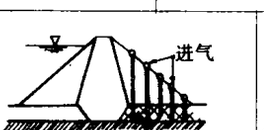
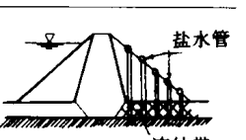
（4）加强排水设施，使通过防渗体的水迅速排出，降低防渗体下游水位。

（5）放缓坝坡或设置马道，以减小滑动力或力矩，增加抗震稳定性。

（6）在坝坡危险部位设加筋土或圈梁。

表11-4为美国Silver汇总的用于减轻土坝液化危害的各种措施，可资参考。

减轻土坝液化危害的措施（Silver，1985）　　表 11-4

原位改良土性	 加密和增加侧向应力：挤密桩；振动棒；振冲；注浆加密	 改善材性：原位用添加料混合；原位置换和注浆	 注浆：化学灌注；颗粒料灌注	
结构措施	 在下游建新马道	 增加自由界面	 下游坝址处建提高稳定性的副坝	 在下游建一个与现有坝分离的新土坝
控制地下水	 通过碎石桩排水	 抽　　水	 注入空气	 将可能遭灾的土冻结

二、尾矿坝

1）概况

尾矿坝虽也是土石坝，但因其筑坝工艺、材料与功能与水工坝不同，故在抗震方面有自己的特点。尾矿坝为了延缓投资多分期修筑。初期坝由施工单位修筑，后期坝常由生产单位在使用过程中逐年修建。初期坝用当地土石筑成，后期坝常用尾矿筑成。在尾矿过细不宜筑坝或当地有大量废石时也可将全矿由当地土石筑成。尾矿坝的位置可以在山谷（此情况最多）、山坡或平地。但不论哪种，都是为了蓄水贮废，一旦因地震坝身破损都将带来下游城乡及工厂本身的人身安全与生产停顿的问题。

一般在初期坝筑好后就可由坝顶排放废矿渣（一般用水力运送）。排出物在尾矿库内沉积时，近处沉积粗颗粒，远处沉积的是细颗粒，沉积增高库内渐满时再修建后期坝。库内沉积的剖面如图11-10所示。水上露出的是沉积滩，水下还有沉积坡和矿泥区。沉积滩颗粒较粗，可以利用它修筑后期坝。筑后期坝的方法分为上游法、下游法及中线（游）法，如图11-11～图11-13所示。视后期坝相对初期坝的位置而定。

图11-14是国内一些选矿厂尾矿砂的颗分资料。可以看出尾矿的粒径大多小于0.3mm，

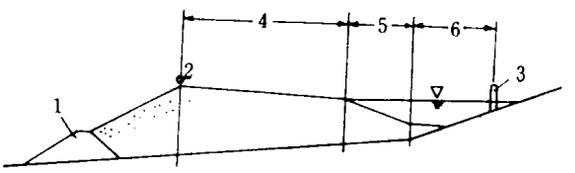


图 11-10　库内尾矿沉积示意图

1—初期坝；2—排出尾矿；3—排水井；4—冲积滩；5—沉积坡；6—矿泥区

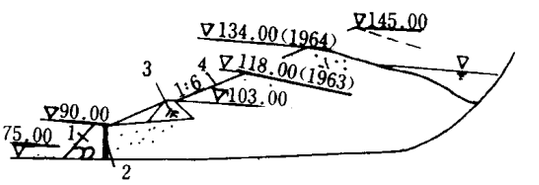


图 11-11　杨家杖子尾矿坝（上游法）

1—干砌石初期坝(1952年建)；2—浆砌墙；3—土坝(1958年建)；4—尾矿冲积坝

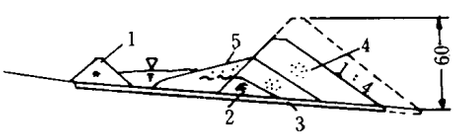


图 11-12　法国拉冈蒂勒尾矿坝（下游法）

1—上游截洪坝；2—初期土坝；3—排渗盲沟；4—旋流尾矿砂筑坝；5—矿泥

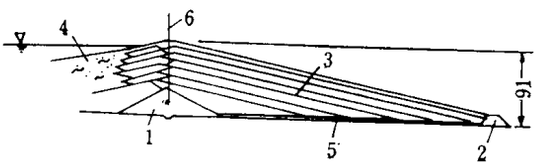


图 11-13　加拿大吉布兰塔尾矿坝(中游法)

1—初期坝；2—初期滤水坝址；3—旋流尾矿砂；4—矿泥；5—底部排渗；6—坝轴线

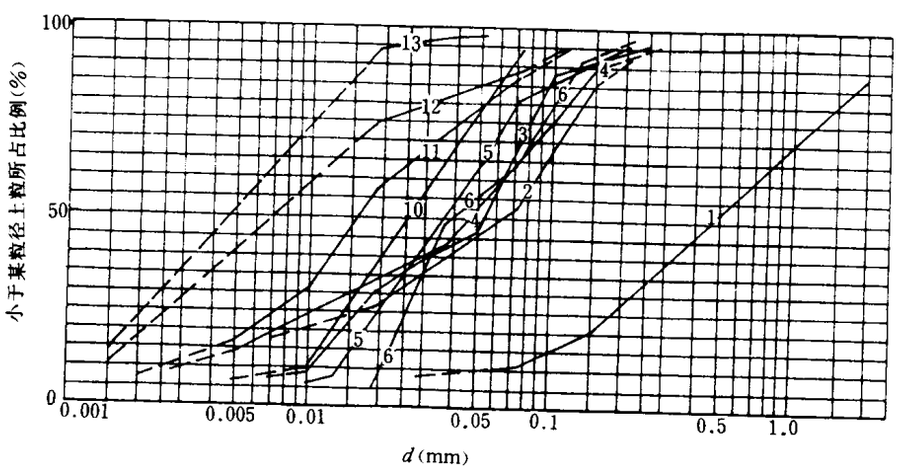


图 11-14　国内一些选厂尾矿砂的颗分曲线

1—大吉岑；2—杨家杖子；3—德兴；4—赤马山；5—马鞍山；6—弓长岑；7—东鞍山；8—南芬；9—东风；10—五龙；11—包头；12—新冠；13—凤凰山[9]

又因为是在水中沉积，密度不高，故沉积物在震动下很容易液化。

判定尾矿堆积名称与密实程度可按表11-5及表11-6的标准进行，并依据判定结果进而判别其液化可能性。

尾矿砂密度评定标准[21]　**表 11-5**

尾矿砂密度分级	标准贯入试验锤击数 N
松　散	＜4
稍　密	4～10
中　密	10～30
密　实	30～50
很　密	＞50

注：本表适用于 d_{50} ＞0.074 mm的尾矿砂。

2）尾矿坝的震害

现有的尾矿坝大多是用上游法修建的，积累的震害经验也主要是针对这类坝而言。根据日本、智利及我国在这方面的经验，可知：

i）上游法修建的尾矿坝对地震作用很敏感，滩长（库区内水线到矿顶的距离）30～40 m的矿在6度烈度

时就可发生灾难性破坏，因此国内外已对上游筑坝法在地震区的适用性提出限制。我国尾矿坝的滩长一般比国外的30～40m长，达100～200m，抗震性较好。第一、坝体中非饱和部分较大；第二、最容易液化的部分（水线附近）距坝体较远。

ii）智利一些目击者报告，地震时库内堆积体表面变成悬浮液并起波浪。堆积体液化是尾矿坝发生破坏的主因，惯性力使土坡的滑动力矩增加则是次要的。

iii）尾矿坝丧失稳定的形式一般是流滑。有时发生于地震停止之后。

iV）处于排放期的尾矿坝比停止排放或废弃的尾矿坝更易发生震害。因为排放期内堆积体的一部分尚处于欠固结状态。

尾　矿　分　类[21]　　表 11-6

类　别	分　类　标　准	名　称
尾矿砂	粒径＞2.00mm占10～50% 粒径＞0.50mm占＞50% 粒径＞0.25mm占＞50% 粒径＞0.10mm占＞75%	尾砾砂 尾粗砂 尾中砂 尾细砂
尾矿土	粒径＜0.005mm占＞30% 粒径＜0.005mm占＞15～30% 粒径＜0.005mm占＞10～15% 粒径＜0.005mm占5～10% 粒径＜0.005mm占＜5%	尾矿泥 尾重亚粘 尾轻亚粘 尾亚砂 尾粉砂

国外强烈地震破坏尾矿坝的例子：1965年3月28日智利中部拉·里瓜镇附近发生7.5级地震，座落在这个地区的二十余个尾矿坝几乎被摧毁或严重损坏。位于震中西南40km的埃尔·科布雷尾矿库，由于尾矿液化使尾矿坝垮塌，200万吨的尾矿几分钟内冲出12km，淹没了埃尔·科布雷镇的一部分，死亡2000多人；1971年美国圣费尔南特6.6级地震，离震中12～15km的下圣费尔南特25m高的两座尾矿冲填坝的坝坡液化，沉陷90cm，整体向下游移动1.5m，对坝造成严重的破坏。

我国的尾矿坝在地震中虽无灾难性破坏，但震害程度严重者亦有事例。如首都钢铁厂新水尾矿坝距唐山市65km，位于7度区，唐山地震时随着地声听见库内池水吼哮，地动山摇，坝体颠簸非常，次日下午余震时观测管内往外喷水高达数米（观测管口高出地面1.5m，深22m），池中水线向坝顶方向推进约100m。由库区向外，震害表现可分为几个带（图11-15）：喷水冒砂带——沿水位线一带，在地下水位浅于－1.15m处，宽约30m遍布喷冒口，地面下沉0.3～1.2m；宽裂缝带——带宽60m以上，地面下陷0.25～0.36m，地下水位为－1.15～－5.0m，裂缝平行于水线，最大宽度达50～60cm并有台阶状落差；裂缝带——缝宽小，一般小于1cm，但很长；坝前滑坍与沉陷区——沉积滩面最大下沉1.2m，堆积体外坡面外移并升高，有局部滑坍陷裂数处。

除新水尾矿坝外，还有首钢大石河尾矿坝，海城地震时的弓长岭尾矿坝等在地震中产生了喷冒或地裂缝等震害。

3）尾矿坝料的液化特性。

尾矿库内的沉积一般很松，并随着距坝顶的距离增加，沉积的颗粒越来越细（图11-16）。颗粒的比重视矿物成分不同而异。如煤矿废料颗粒的比重只有1.5左右，因此不论用什么方

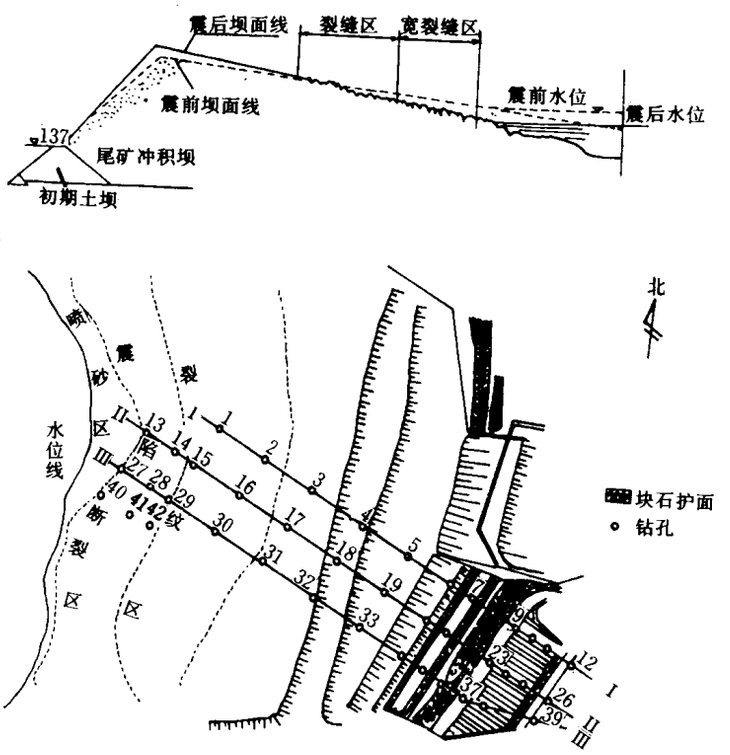


图 11-15　新水尾矿坝震害简图[2]

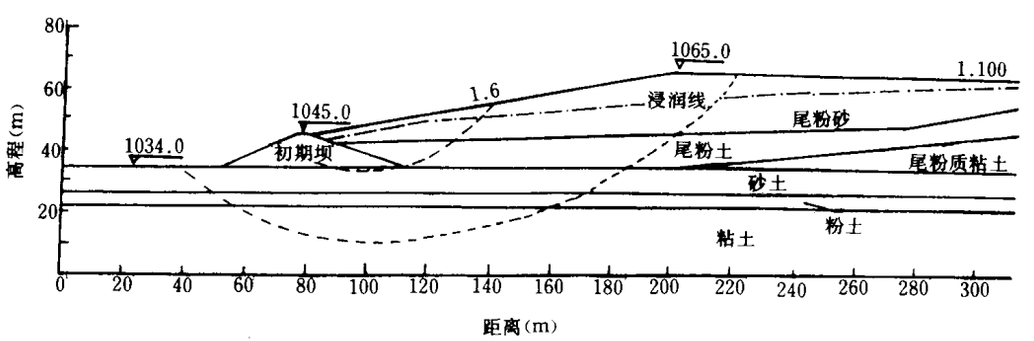


图 11-16　库内沉积物分布示例

法填筑其密度都很低。其干重度平均在0.8～1.2之间，对抗液化及静力稳定而言是个不利条件。重金属尾矿的颗粒比重虽很大，有达到3.0以上的，但由于颗粒细，也是容易液化的。

目前国内外用动三轴仪已对尾矿沉积的液化特性进行了一系列研究，并得出了一些有意义的结论：

（1）与天然砂与粉土相比，在同样密度下尾坝料的抗液化能力较低，且变化范围较窄，如原状尾矿泥20次循环作用下产生5％双幅应变所对应的应力比为0.25左右。

（2）原状尾矿沉积的抗液化能力比它们的重塑土样至少高30％以上。

（3）尾矿砂的抗液化能力随密度的增加而提高，但原状尾矿泥的抗液化能力则和隙比几乎无关。因为天然沉积的矿泥越细则其隙比越大，但粘粒含量也相应增大，这两种

因素抵销的结果使原状矿泥的抗液化能力基本不随隙比改变。

（4）尾矿坝沉积的抗液化能力与平均粒径有关，当平均粒径在0.07～0.1mm时抗液化能力最低。

石原根据原状尾矿料的试验结果给出坝料的动三轴强度经验公式并为日本规范采用：

$$R_l = \frac{\sigma_d}{2\sigma_3} = 0.088\sqrt{\frac{N}{\sigma_r - 0.7}} + 0.085\lg\left(\frac{0.5}{D_{50}}\right) \tag{11-6}$$

式中　R_l——为液化强度比（循环20次引起5%总应变时）；

σ_d及σ_3——分别为动循环应力及侧向固结压力；

N、σ_v及D_{50}——分别为坝料的标贯值、上覆压力值（以kg/cm²代入）及平均粒径。

张克绪建议用下法估计坝料的液化强度：

$$[R_{l,N}] = a_K a_P a_D R_{lN} \tag{11-7}$$

其中

$$a_K = 1 + (1.75 + 0.8\lg D_{50})(K_C - 1) \tag{11-8}$$

$$a_D = \frac{D_r}{50} \tag{11-9}$$

$$R_{eN} = \alpha N^{\beta} \tag{11-10}$$

$$\alpha = 10^{\left(\frac{l \cdot 30 \cdot \lg 30 - \lg R_{l.10}}{\lg 3}\right)} \tag{11-11}$$

$$\beta = \frac{\lg R_{l,30} - \lg R_{l,10}}{\lg 3} \tag{11-11}$$

$$R_{l,10} = 0.182\left[1 + \left(\lg\frac{D_{50}}{0.04}\right)^2\right]^{0.5262} \tag{11-13}$$

$$R_{l,30} = 0.1542\left[1 + \left(\lg\frac{D_{50}}{0.04}\right)^2\right]^{0.4554} \tag{11-14}$$

上列诸式中：

D_r及D_{50}——分别为相对密度及平均粒径；

$[R_{lN}]$及R_{lN}——分别为非均等固结时及均等固结时循环次数N情况下的液化强度；

$R_{l,30}$及$R_{l,10}$——分别为相对密度为50%，均等固结的重塑试样30次循环和10次循环时的液化强度；

a_K，a_P及a_D——分别为固结比修正系数、固结压力持续时间修正系数及相对密度修正系数。它们是经验系数。其中a_P之值由表11-7查之。

K_C——固结比。

a_P　之　值　　表 11-7

固结压力持续时间	1天	2天	100天	1年	10年	100年
a_P	1.01	1.08	1.24	1.31	1.41	1.47

4）原矿坝的抗震计算

尾矿坝的抗震计算从七十年代才开始，计算方法借鉴于土坝的方法。但土坝通常用拟

静力法，这对坝基与坝料较密实，经过严格碾压的土坝尚可，但对很易液化的尾矿坝料则很不理想。对于尾矿坝的抗震计算采用动力法分析更为合理，动力抗震计算的内容一般包括两个课题：

液化分析，即坝内的孔压分布及液化区的确定，常用一维或二维地震反应分析程序进行。

稳定分析，即在考虑孔压增高或液化情况下的滑动稳定分析。一般用圆弧滑动面法计算，但在有软弱夹层时尚要验算沿此层面的滑动。

5）尾矿坝的抗震措施

（1）6、7度烈度时可采用上游式筑坝工艺；8、9度时宜采用中游法或下游法筑坝工艺，只有经充分论证可行后才可采用上游法筑坝。6度时可不进行抗震验算。

（2）后继的扩大坝体宜经碾压填筑，要求相对密度在0.7以上。

（3）增加滩长，降低浸润线（如设排水系统），以增加坝体干燥部分。

（4）用振冲等方法加固坝体以提高其密度与强度。

6）尾矿坝的加高问题

据统计，由80年代初我国因尾矿排放每年占地上万亩，因此提高尾矿堆积高度，扩大库容势在必行。一般在尾矿堆积到初期坝高的二倍左右，研究再加高堆积坝的技术经济可行性。为此须对初期坝及尾矿堆积体的状态进行勘察与评估，对最终设计标高进行渗流分析、静力分析与抗震方面的动力分析，提出为保障尾矿堆积坝的稳定与安全所应采取的措施（如是否须对已有堆积坝加固、管理方面应采取的措施等）。

第三节　路堤的抗震

路堤是广泛应用的土工构筑物，在铁路、公路、土路、桥梁的桥头，城市立交桥等场合都需要路堤将路面抬高到必要的高度，此外还有江堤、河堤、海堤等沿水线设置的堤，它们一方面有路堤的作用，另一方面为了挡水，以防淹没农田、城镇、因之路堤或水堤的抗震问题影响到交通运输、城乡人民的生命与生活。

我国近年的大地震与日本的地震表明，路堤最容易产生震害的地段主要是：

（一）高路堤（一般指5～8m以上者，最高的路堤可达到20m以上）和桥头路堤。如塘沽-昌黎的175km路段内桥头路堤占全部路堤震害的57%；通县-坨子头路段内，桥头路堤占整个震害的55%。

（二）液化土及软土地基上的路堤　由图11-17~图11-19中的大型砂箱试验中可以看出路堤下液化地基中的孔压分布与房屋基础下的相似，外侧处孔压比最高，液化在此处先出

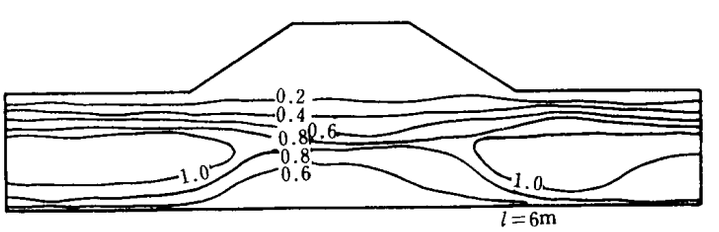


图 11-17　路堤下地基的液化势(砂箱尺寸6×3×2m)[19]

现，导致地基承载力降低而产生震陷，正如图11-19所示，第8、第9点的孔压比大，因而沉降也大。

（三）陡坡地段的路堤

（四）砂土填筑的路堤

以上路段应列为抗震设防的重点地段。

路堤常见的震害形式有：

1.下沉与纵向裂缝（图11-22*a*及*b*）。其原因常为路堤本身密度不够，地基承载力不良等。唐山地震中路堤最大下沉达3.4m，下沉大者多在液化土、软土、淤泥土地段。图11-20为京山线石榴河82号桥处路堤沉陷情况。堤高4m，震陷最大值3.4m，震陷长度为350m及100m。震陷原因是故河道沉积的深达6.3m的粉细砂液化。路堤两侧喷冒极为严重，坡脚处树木向堤内倾斜，堤身纵向开裂且陷入土中。

图11-21是可液化地基上另一震害实例。该处为沂河漫滩，液化深度6.3m。唐山地震时堤脚及两侧耕地中喷冒，粉细砂的堤身下沉，最大值达2m，堤身开裂呈锯齿状。附近类类似震害共18处，总长3km。

2.横向裂缝，常发生在路堤下埋有涵管等异物处，为数较少，不是主要的震害形式。

3.坍塌与流动（图11-22*c*及*d*）：路堤有相当大部分滑出，堆积到坡脚下或流出很远地方。后者多发生在液化土中，前者常发生在强烈振动处，如震中附近且地基比较软弱的场合。

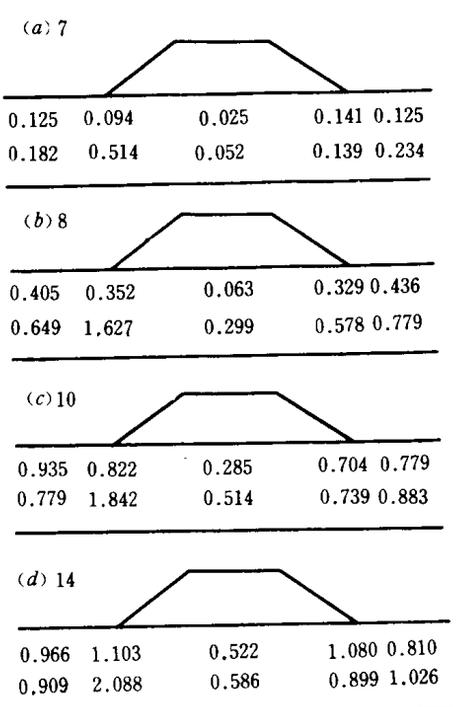


图 11-18 地基中的孔压比[19]

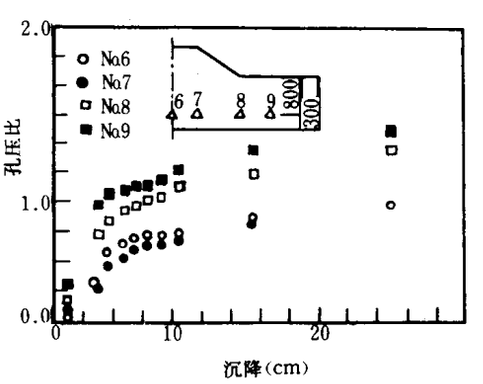


图 11-19 孔压比-沉降关系[19]

日本1964年南海地震羽越线一处路堤高8m，长约100m，由砂丘的砂填筑，路堤下部

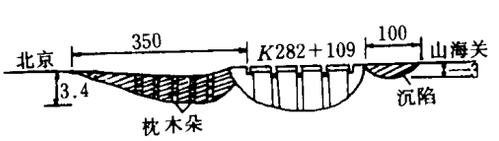


图 11-20 石榴河桥路堤下沉纵断面(单位:m)[8]

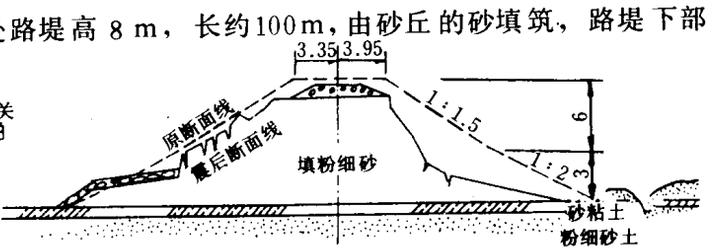


图 11-21 通坨上行联络线K2+510实测路堤断面[8]

浸水。地震时，砂土流动，最远流出110m。流出的砂水连水田中的稻子都未损害，只是象水般的流走了。崩坏的土方量达1.5万m^3。

4.滑坡：多在坡面附近发生，由于坡面土的机械压实程度常不够，又易为雨水浸入，故而这部分的强度较差。

5.液化地段产生的坡脚与排水沟、取土坑等处的喷水冒砂（图11-22*e*）。大量的震害实例表明，由于取土坑减薄了地面覆盖土的厚度，此处往往是地基砂土液化时喷水冒砂最易出现的薄弱地带。1975年海城地震，沟海线盘锦至牛庄间的路堤行径辽河下游退海平原，地面以下1～4m普遍沉积一层饱和的粉细砂。路堤取土坑距坡脚一般1～2m，最远达10～15m，地震时地基中砂土发生液化，取土坑内喷水冒砂孔连成串珠状，有些地段取土坑被冒砂淤平。鞍山至营口公路的取土坑，在25km长的范围内，喷水冒砂孔很多，最多的一公里达36处；营口至水源公路上有一路段在20km内有117处喷冒孔；大石桥至水源公路则有一段在25km内有112处喷孔。喷水冒砂造成地基失陷，严重者形成陷落砂坑。砂坑呈圆形或椭圆形，一般直径为3～4m，最大8m，深度由70cm～2m左右。在喷水冒砂地段，路堤受到严重破坏。

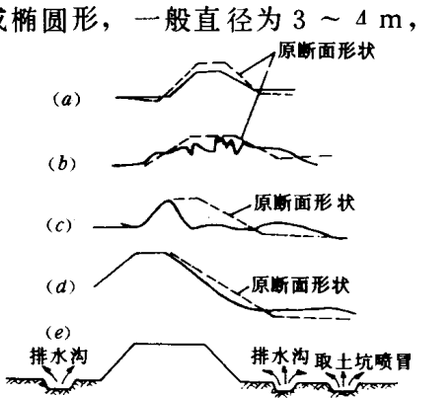


图 11-22　路堤震害类型[13]

（*a*）沉陷；（*b*）开裂；（*c*）坍塌；（*d*）流动；（*e*）沟、坑中喷冒

6.铁轨的偏移与波状弯曲（耍龙）：铁轨在烈度3、4度的情况下就可能发生轨道偏移，可见铁轨对地震作用高度敏感。产生偏移的原因大都是：道碴或路基下沉，路基向河心方向滑动等。

铁轨的波状弯曲变形多发生在5度以上地区。铁轨变形有如蛇形。据分析其产生原因有几种：一是横向的地震力使铁轨变形。这时道碴亦须随着破坏且要相当大的地面加速度（0.7g以上）；第二种意见认为铁轨是因纵向受压而屈服变形。导致压曲的因素是：地震时道碴横向抵抗降低，铁轨中的温度应力使之压曲；二是地面变形，特别是液化地段的地面变形的伸缩导致压曲。

路堤的抗震措施：

1.选择合适的筑堤材料

首先选用粘性土、碎石做筑堤材料。我国通海、昭通、海城、唐山等地震表明，在非液化土和岩石上，用碎石、粘性土做成的路堤有较好的抗震性，如8度区的滦河铁路桥头路堤高达15m，填土填筑，岩石地基，基本无震害。

用中、粗砂、砾石做成的路堤，因土粒间无粘性，路堤易产生侧向变形与滑坡，因此应限制在路堤高度为12m（8度）和6m（9度）以下时使用，否则应作稳定性验算。粉细砂不宜使用。当受当地条件限制不得不采用粉细砂时，应掺拌粗粒土或采取加固措施。在掺拌粗粒土时宜注意使土的级配远远有别于最易液化的级配。从我国海城、唐山、通海、渤海、邢台、巴楚、日本新泻、南海、美国阿拉斯加等地区强震中液化土的粒径分析资料来看，液化土粒度的变化范围如表11-8。

可见，地震时可能液化的土层范围很广，且随着烈度增高向粗细两端扩大。

其中最容易液化土的平均粒径为：

$D_{50}=0.05\sim0.15$mm（中国资料）

D_{50} = 0.075～0.25mm（岸田英明，浓尾地震）

D_{50} = 0.07～0.15mm（美国，室内试验）

2.当路堤地基为液化土时，应采取加固地基或反压护道等措施，但满足下列条件之一者可不采取措施。

（1）Ⅰ、Ⅱ级铁路，路堤高度小于3 m，Ⅲ级铁路及工矿企业铁路路堤高度小于4m，可不考虑采取措施，因为即使震坏，震后可迅速修复。

（2）设防烈度为7、8、9度，地面以下分别为5、6、7 m深度内有液化层且液化层的累计厚度小于2 m时，Ⅰ、Ⅱ级铁路路堤高度小于5 m，其他铁路路堤小于6 m时可不采取抗震措施。

7度～9度可液化的土和粒度指标 **表 11-8**

设计烈度	平均粒径 D_{50}(mm)	不均匀系数 Cu	分类范围
7	0.021～0.22	1.3～4.0	粉土—粉砂—细砂
8	0.020～0.47	1.6～6.8	粉质粘土—粉土—粉砂—细砂—中砂
9	0.015～1.08	1.25～9.0	粉质粘土—粉土—粉砂—细砂—中砂—粗砂
7～9	0.015～1.08	1.25～9.0	粉质粘土—粉土—粉砂—细砂—中砂—粗砂

（3）上覆非液化土层厚度d_u或地下水位深d_w大于表11-9的规定时可不采取措施。众所周知，上覆非液化土层对液化有抑制作用。上覆土厚度越大则液化与喷冒所需的动应力与持续时间越大，有时喷冒来不及发生。从海城地震与唐山地震中选取了93处资料齐备的路段，统计非液化上覆土层厚度与地下水位对路堤震害的影响，得到图11-23及图11-24。

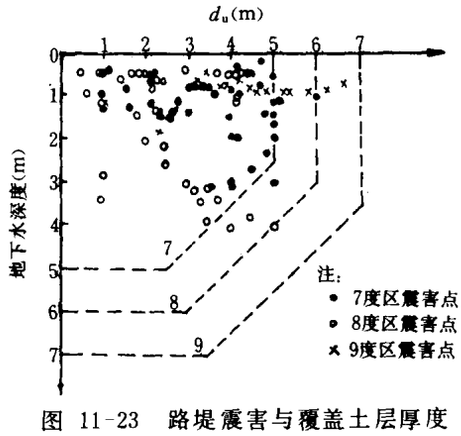


图 11-23 路堤震害与覆盖土层厚度（d_u）、地下水位（d_w）关系[13]

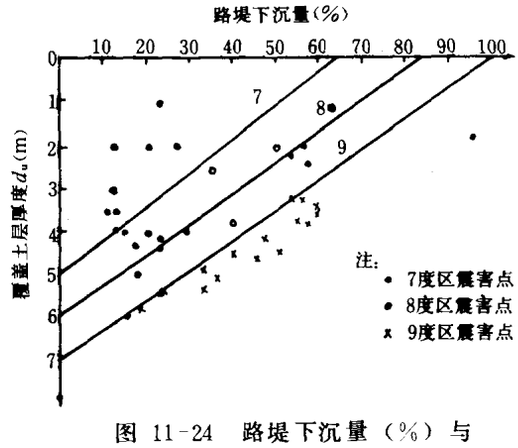


图 11-24 路堤下沉量（%）与地表覆盖层厚度的关系图[13]

由图11-24中看出，对7度区当覆土厚度大于5 m时，路堤无下沉；8、9度时，覆土厚度分别大于6 m和7 m时则无震害。路堤震害与覆土厚度成反比，上覆土层厚度越大，则相对下沉量（沉降量/路堤高度）越小。图11-23中的三条折线则为7、8、9度区的路堤是否产生震害的临界线，当地下水位与上覆土厚度超过临界线的数值时，则路堤不发生震害。但需说明，8、9度区实际地下水位超过1.5 m者甚少，为安全计临界线的位置确定为6m及7 m。

为了预估路堤因液化引起的下沉，可根据下列统计得来的经验公式进行[13]：

地信网论坛
BBS.3S001.COM

7度区　　$s = 37 - 0.48\sigma_v + 7H$

8度区　　$s = 69 - 0.74\sigma_v + 14H$

9度区　　$s = 101 - 0.99\sigma_v + 21H$

式中　s——路堤下沉量，cm；

σ_v——覆盖土的有效压力，kPa；

H——路堤高度，m。对8、9度区因统计资料较少，公式的相对误差较大。

3.液化地段的取土坑距坡脚的距离对Ⅰ、Ⅱ级铁路堤高大于3 m者，不应小于3 m。

4.在软土地区采取下列措施：

（1）反压护道，这是国内外常采用的措施之一，反压护道的作用是降低地基中的剪应力，减小塑性变形区，如图11-25所示反压护道使地基中的静应力的分布更为均匀，因而

d_u或d_w的最小厚度　　表 11-9

设防烈度 / d_u或d_w / 铁路等级	7	8	9
Ⅰ、Ⅱ级铁路	5	6	7
其他铁路	3	4	5



图 11-25　反压护道示意

静剪应力减小，而后者正是产生震陷的要素。护道高度不小于路堤高度的$\frac{1}{2}$，宽为1～2m。

（2）放缓边坡，放缓边坡的作用与反压护道相似，也是通过减少地基中的静剪应力而减小震陷，一般按铁路路基设计规范放缓坡度一级，则可与反压护道的作用相当。

地信网论坛
BBS.3S001.COM

第四节　桥梁的地基抗震问题

一、震害

桥梁有多种用途：公路桥、铁路桥、立交桥等。它们跨越河道、深谷或各种障碍，对公路、铁路和城市交通运输起着关键性作用。特别随着城市的现代化，立交桥的数量迅速发展，对城市的市内交通可谓举足轻重。桥梁震后如不能立即恢复功能，将阻碍震后救灾及人员疏散，对正常的交通也将造成重大影响，因此桥梁抗震问题历来受到高度重视。

我国的桥梁震害情况可以唐山地震与海城地震为代表。海城地震中公路桥倒塌者20余座，唐山地震时公路桥倒塌10余座。唐山地震中调查了291座铁路桥，受到不同程度破坏的69座，占24%。由于公路桥的荷载普遍较铁路桥小，且基础埋深较铁路桥浅些，故公路桥的震害一般比铁路桥为重。

根据国内外的调查，桥梁震害主要表现在下列方面：

1.桥墩、桥台的倾斜、下沉与滑移；

2.墩台本身的折断或开裂；

3.支座部分破坏：锚栓拉长或剪断，支座滚轴破坏，甚至落梁；

4.引桥的回填土下陷和翼墙破坏。

造成震害的原因一般是：

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

1.软土或可液化土的河岸边坡向河心滑动，滑动土体推挤桥台，通过桥身又推挤河中的桥墩，或者河中的桥墩地基本身也向河中心滑动，导致桥墩，桥台产生很大水平位移，墩身折断或落梁，桥长普遍缩短（唐山地震中唐山胜利桥长缩短有达3.58m），这是桥梁震害的最主要原因，仅唐山地震中就有24座公路桥因岸坡滑移而受严重震害。美国阿拉斯加地震（1964）中有250座以上的桥梁为河漫滩的液化侧向扩展造成震害或毁坏。我国的桥梁震害中也以液化侧向扩展为主要破坏原因，从表7-8及前述图7-37的辽河公路桥的破坏可以说明。图11-26为唐山地震中陡河铁路桥震前震后情况。由于桥台后的土向河心滑移，

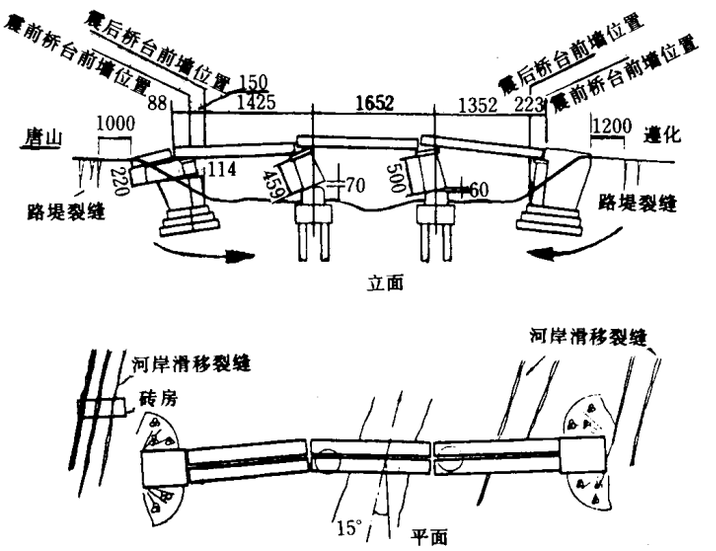


图 11-26　唐遵线陡河桥震前、震后实况（单位：cm）[8]

带动桥台使两个边跨的跨度分别缩短2.23m和1.5m，横梁传过去的水平力又将桥墩折断，造成严重破坏。

图11-27是日本新泻地震时因液化土的流动造成桥梁破坏实例。因第一层砂层的N值为0～5，比第二层更松，流动的更远，造成桩与桥墩基础的水平错位，墩身弯折断裂。

2.振动使墩台间的相对位移过大或应力过大。由于各墩台的结构、荷载，振动特性或

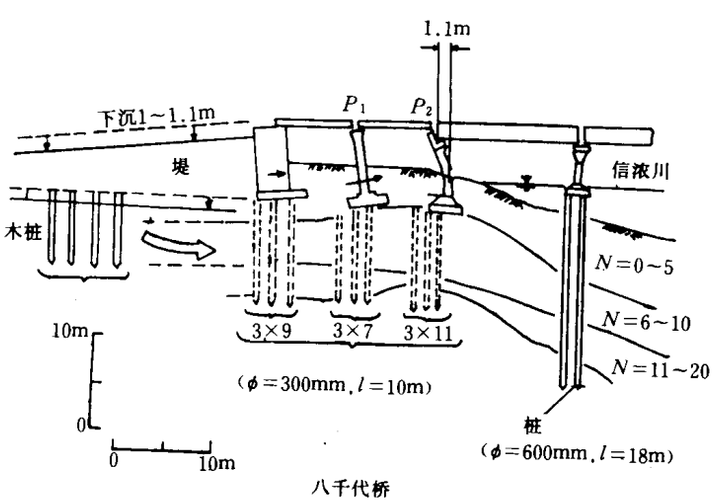


图 11-27　日本新泻地震中液化使桥墩、桥台被推折

来自基底的输入振动等方面的不同，墩台顶面的振动或墩身应力不同而造成破坏，如美国的圣费尔南多的一立交桥为两跨桥，因振动过大使中间柱墩下部混凝土压屈，桥面标高下沉1.2m，而下部的桩基却未损坏。同一地震中另一立交桥的桩基因弯矩大，受拉侧的桩抗拔能力不足而将桩的主筋自承台中拔出。

3.液化或软土震陷导致基础失稳，沉降过大：在基础未受到液化侧向扩展的侧压力时，也可能因竖向荷载作用下的地基失效而产生竖向震陷或倾斜，例如位于河床中部的桥墩，或位于层面水平液化层上的基础等，在这类场合地基土侧向滑动的趋势不大，但基础可能有明显的震陷。

二、桥梁的地基基础抗震

1.增强桥台的稳定性

桥梁破坏很少伤人，其抗震要求主要在于强震后仍能通车或抢修后能通车，故应严格防止落梁，而地震造成的桥台位移是落梁的一个主要原因。因此，保证桥台的地震稳定性是很关键的。

（1）非液化土中的桥台：

桥台的失稳是由于土压力的增加与本身惯性力所致。滑动面呈曲线。对非粘性土，滑动面可视作平面，与仓库理论相近。桥台的滑动是旋转型，并分阶段发展，土体逐个分块滑落。产生第一次滑落时的平衡状态，是计算稳定时的极限状态（图11-28*a*）。

一般认为桥台的地震动土压力可采用挡土墙的计算方法求解，但对宽度不大的桥台，台后路堤两侧土对桥台后面的破坏土楔有阻抗力，情况与长度很大，一般视作平面问题的挡土墙有别，但目前尚没有合适的方法考虑这一因素，只视作一潜在的安全因素，实用上仍通用一般的挡土墙理论求解，不作修正。

由于求主动土压力的公式（8-19）相当繁冗，各国规范在采用时常常作一些简化，表11-10中列出数例。由该表可以看出，不论各规定之间的差异，地震土压力总还是较无地震时为大，但高出的数值一般不至达到一倍。

各国关于地震主动土压力的规定　　**表 11-10**

规　范　名　称	地震主动土压力公式	备　　注
Seed-Whiteman(美)	$P_{AE}=\frac{1}{2}\gamma H^2\left(K_A+\frac{3}{4}K_h\right)$	当$\varphi=35^\circ$，φ为内摩擦角
中国64年抗震规范	$P_{AE}=P_A(1+K_h)$	P_A—平时的土压力，P_{EA}的作用用点在距墙底$\frac{1}{4}H$处
我国京津地区道路建筑抗震设计暂行规定（1968）	$P_{EA}=P_A[1+4K_h\cdot tg(\varphi-\eta)]$	η为地震角
我国公路工程抗震设计规范（1977）	$P_{EA}=P_A(1+3k_h tg\varphi)$	
我国铁路工程抗震设计规范（1988）	Monohobe-Okake公式(即式8-19)	

注：K_A—静力时的主动土压力系数；P_A—静主动土压力，kN/m；P_{AE}—地震时的主动土压力，kN/m；K_h—地震系数，当7，8，9度时分别取0.1，0.2及0.4。

（2）液化土层上的桥台

当桥台侧面或下部有液化土时，液化层厚度以内的侧向土压力按液压考虑（见第七、八章）。其次，滑动面的形状按平移型滑动考虑。此时滑动面通过液化层（图11-29）。滑动

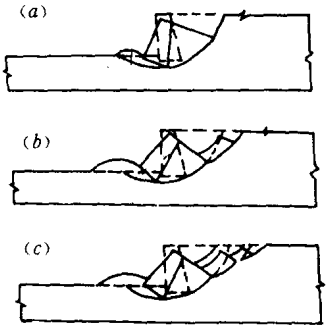


图 11-28　旋转型滑动[15]

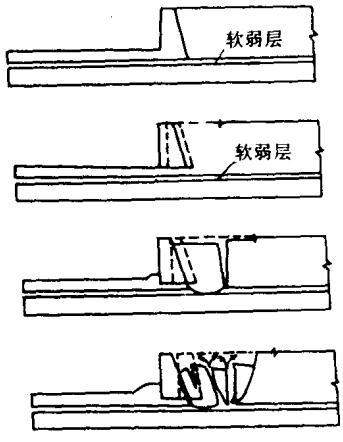


图 11-29　平移型滑动[15]

开始时桥台后方路面出现一拉裂缝，并逐渐发展直至延伸至液化层。缝中喷水冒砂，桥台产生水平位移和沉陷。以后陆续出现后续的破坏土体。何度心建议按第一个滑裂体出现的时刻作为极限平衡计算时的依据，如图11-30所示。图中滑裂体的长度与液化层的深度H_0有关，C为经验系数。根据震害调查和有限元分析，建议取$C=1$，忽略竖向破裂面上土的抗拉强度。当滑动开始时有下列诸力处于极限平衡状态：滑动土体的重力W；地震水平力K_hW（K_h—地震系数，对7°、8°、9°地区分别取0.1，0.2及0.4）；桥台反力P_{EA}，液化层处滑动面上的反力R。当土液化时，它的内摩擦角ϕ为零，此时抵抗滑动的力只有P_{EA}。P_{EA}取决于桥台前方的被动土压力P_{EP}。有时，由于台前的土浅或范围小，被动土压力之值很小。这时无论桥台本身重量如何增大，在地震水平力作用下也还是要产生滑动。较好的处理是将桥台底面深入到非液化土层中，如图11-31所示。在这种情况下土体破裂按图中所

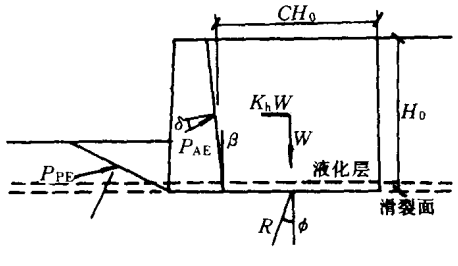


图 11-30　平移型滑坡计算模型[15]

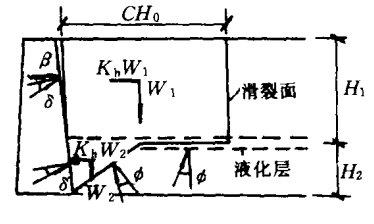


图 11-31　按复合滑动面的计算模型[15]

示的复合滑裂面进行：液化层底面以上按竖向破裂，液化层以下按通常的$45°+\frac{\varphi}{2}$角（φ—非液化土的内摩擦角）的假定。

当墙土间的摩擦角δ取零时，对桥台后填土面水平的情况（图11-30），何度心建议按下式求之：

$$P_{EA}=P_1+P_2=\frac{1}{2}r_1H_1^2(K_A+2C_zK_h)+\frac{1}{2}r_2H_2^2K_A(1+3C_zK_h\cdot\mathrm{tg}\varphi) \tag{11-15}$$

式中　P_1及P_2——分别为液化层以上及液化层以下土层给墙的土压力，kN/m；

H_1及H_2——见图11-31，以m计；

K_A——非地震时的主动土压力系数；

K_h——水平地震系数，对7、8、9度地区，分别采用0.1，0.2及0.4；

C_z——考虑土的非线性使土压力比线性时降低而设的综合影响系数，C_z=0.35。

刘惠珊等认为，当桥台侧面液化土层较厚时，上式中的P_1如较液化后土的侧压变成液压时的侧压力为小，则应由后者代替P_1。

为了抗液化危害除了深埋、桩基等外，加固地基或在河床中设置满河床铺砌（图9-9）也是经过强震考验证明有效的措施。唐山地震中凡是设置了满河床铺砌的中小型桥梁，其桥台向河心的水平位移很小，桥梁上部结构的震害轻微，如唐山地震中，唐山市新华桥桥台虽在液化土上但因有满河床铺砌，震害轻微，滑移很小。

2.考虑基础的动位移

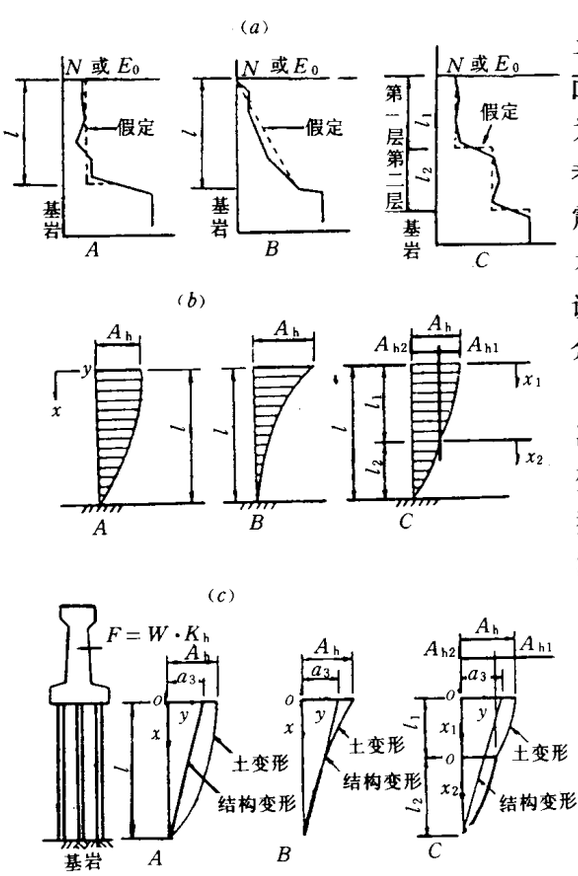


图 11-32　地基与基础变形计算[5]

(a)地基状态；(b)土层沿深度方向的变形；(c)土与构筑物的变形

桥梁震害多集中于软土与液化土上，这类土在地震时场地的卓越周期长，地面变位大，地面又有蛇行运动、填土下沉或侧向滑动等。因为这些难以避免的地震效应，在桥梁设计中应考虑基础位移与桥面的相对转角。在我国的抗震设计规范中目前这方面尚无具体规定，但在日本规范中已有所考虑。以下是日本国铁建造物设计标准与解说（1986）提出的考虑方法的简介，详见文献[5]。

为了考虑基础因地震而产生的位移，该标准中规定，将基岩上覆盖土层按其刚度随深度变化的不同划分为三种类型（图11-32*a*）。*A*型—土层刚度（以标贯值或E_0表之）基本不随深度而改变；

*B*型—土层刚度随深度而直线增加；

*C*型—土层刚度随深度呈阶梯状增加。

上述三种地基的土层水平变位沿深度的变化规律不同。以*A*型地基为例，土层的水平变化与深度的关系以下式表之：

$$f_A(x)=A_h\cos\left(\frac{\pi x}{2l}\right) \tag{11-16}$$

式中　A_h——地表土的水平变位；

$f_A(x)$——深度x处的土层水平变

位；

l ——覆盖土层厚度。

地表水平变位A_h按下式求之：

$$A_h = 0.2 T S_v K_h \tag{11-17}$$

而

$$T = \frac{4l}{v_s}$$

式中 T——为土层卓越周期，s；

K_h——当地的基岩地震系数；

S_v——反应速度的标准值（图11-33）；

v_s及l——覆盖层的剪切波速及厚度（m）。

基础的位移y由下式解得：

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = k_h \cdot D \left[f_A(x) - y \right] \tag{11-18}$$

式中 EI——基础的抗弯刚度（地下部分）；

D——基础直径；

k_h——地基的横向弹簧系数。

上式实质即为一般弹性地基梁公式（参见第十章）。

解此式后求出y即得地表下基础在各深度处的水平位移，实用上最重要的是地表处的基础水平位移。这种简化的求基础位移的方法，将原本是需要很多土动力参数和有限元分析的问题化简为用一般数学方法和常规土参数即可解决的方法，以便于应用。

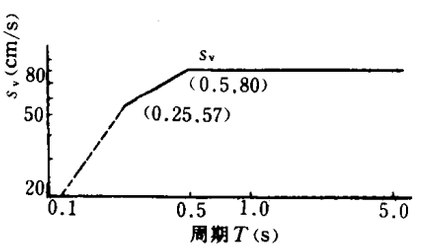


图 11-33 反应速度标准值S_v

3.根据工程地质条件进行设计，躲开不良地质地段，必要时可改变桥梁跨度，以跨过不良地基。

4.加大桥梁墩台的支座尺寸，以免落梁。

参 考 文 献

[1] 张克绪．尾矿坝的抗震设计研究．构筑物抗震．测绘出版社， 1990

[2] 王余庆，张维全，姜涛，徐正分．上游法尾矿坝的震害及分析．构筑物抗震．测绘出版社，1990

[3] 侯忠良．地下管线抗震．学术书刊出版社，1990

[4] 陈冠卿．地下管线经过活动断层的设计方法．地下管线抗震．学术书刊出版社，1990

[5] 西村昭彦．地震にちぬ地盘の变位を考虑した桥梁基础．基础工，1987.7期

[6] R P Kennedy等．输油管道系统抗震总体设计．地下管线抗震．学术书刊出版社，1990

[7] 大石博．地下管线与抗震对策．地下管线抗震．学术书刊出版社，1990

[8] 刘恢先主编．唐山大地震震害．地震出版社，1986

[9] 尾矿设施设计参考资料编写组．尾矿设施设计．冶金工业出版社，1978

[10] C Guan-Qing, Seismic Behavior of the Qinhuandao-Beijing Oil Pipeline in the Tangshan Earthguake, ASME, 1980-C 2

[11] 安田进等．地盘の液状化がライフラインに与元る被害的研究，平成2年3月

[12] S Shoaping. Earthquake Damage to Pipelines ASME, 1980-C 2
[13] 国家标准：铁路工程抗震设计规范(GBJ 111-87)，中国计划出版社，1989
[14] 建设部颁行业标准：选矿厂尾矿设施设计规范（1991）
[15] 何度心．液化区桥台地震土压力公式．公路抗震规范修订背景材料，1986
[16] 藤波富次等．地中送电设备の液状化对策にフんて．电力土木，No.164,1980
[17] 孙建生．砾石排水后地下结构的液化反应．地下管线抗震计算方法与工程应用．冶金工业部建筑研究总院抗震防灾研究所印，1991
[18] 国家标准:“特种构筑物抗震设计规范（1993年报批稿）”
[19] T Iwasaki . Soil Liquefaction Studies in Japan: State-of -the-art, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vo ·5. No·1, 1986
[20] 行业标准：输油（气）埋地钢质管道抗震设计规范（SYJ 4050-91）
[21] “工程地质手册”编写委员会．工程地质手册（第三版）．中国建筑工业出版社，1992
[22] 张克绪，谢君斐，土动力学．地震出版社，1989

第十二章 工 程 实 例

【编者按】

本章列出了11个工程实例，目的在于巩固和加深对第二至第十一章的内容的理解，缩短理论与应用之间的认识差距。但因篇幅所限，不可能将所涉及的工程实例全盘引用，况且工程实例中所用的理论或方法也不是本书所能完全容纳的。因此这里的工程实例只能算是摘要，主要在显示解决工程问题的思路与步骤，至于每一步骤或每一用到的方法的详细阐述与运算则不可能在此一一说明。编者只希望通过这些实例能引起读者进一步钻研岩土地震工程的兴趣和加深认识。

实例 1 设计地震动参数选取[1]

某重点工程，离郯庐断裂带约70km。根据有关部门的要求，采用概率分析方法提出了场地的设计地震动参数，作为规范的补充。

一、潜在震源的识别及震源区划

根据发震构造和历史地震的分布规律，并依据《地震烈度区划报告》中的地震危险区划，将该地区的潜在震源划分为例图1-1所示的几种情况。从地震地质构造上看，该场地受郯庐断裂带影响较大，在分析历史资料基础上发现郯庐断裂带上的各个部位，其地震强度并不一样。为此将贯穿研究区域内的郯庐大断裂划分成三个相互独立的潜在震源（见例图1-1中震源4、5和6）。扬州-铜陵地震带的影响用震源7～9表示。许昌-淮南地震带的影响，用震源1～3和10表示，这部分震源的强度和出现频度较低，对该地的实际影响可能较小。由于附近没有发震断层通过，故不考虑附近发震的可能。

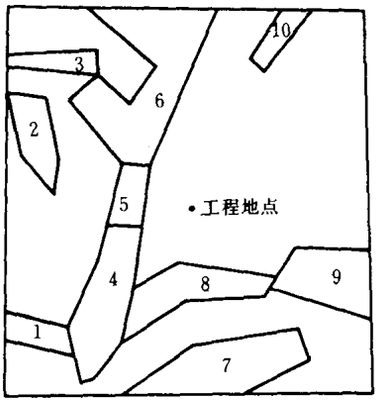
二、震源参数的确定

1.震级——频度关系

从地震目录查出该区域4级以上的历史地震仅42次，单独统计每个震源区的震级——频度关系有一定的困难，为此只好按地震区域活动特点，分三部分进行。第一部分包括震源1、2、3、7、8和10计20次，第二部分包括震源4、5和6计14次，第三部分为震源9计8次。假定震级-频度服从如下关系。

$$L_nN=\alpha-\beta M \qquad \text{（例 1-1）}$$

式中N为大于或等于某一震级的地震发生次数，α和β为回归系数。各部分的具体值列于例表1-1，从例



例图 1-1 震源区的划分

[1] 本例摘自中国建筑科学研究院工程抗震研究所成果。

表1-1可见，三部分地震活动的频度和大小有明显的差异。

2.年平均发生率

各震源的年发生率将直接影响分析结果。如果把所有微震的次数都加以统计，则年发生率偏高；而如果不考虑地震活动平静期和活跃期的差异，则平均年发生率偏低，可能不够安全。因此，以华北地区活跃期的1815年到1982年为计算年平均发生率的时间间隔。各震源的结果示于例表1-1。

各 震 源 统 计 参 数　　例表 1-1

震 源	a	β	年 发 生 率	M_0	M_u
1	7.787	1.132	0.0327	4.0	5.75
2	7.787	1.132	0.0262	4.0	5.75
3	7.787	1.132	0.0131	4.0	5.75
4	5.247	0.635	0.0326	4.0	6.5
5	5.247	0.635	0.0326	4.0	8.0
6	5.247	0.635	0.0326	4.0	6.5
7	7.787	1.132	0.0458	4.0	5.75
8	7.787	1.132	0.0262	4.0	5.75
9	5.969	0.851	0.0819	4.0	7.0
10	7.787	1.132	0.0262	4.0	5.75

3.各震源的上、下限震级

4级以下地震工程意义不大，故下限震级取$M_0=4.0$。上限震级M_u是根据《地震烈度区划报告》中对该区域确定的，其结果也列于例表1-1。

三、衰减规律的选择

地震动参数随距离的衰减一般与断层类型、破裂大小，地震波传播途径和场地条件等因素有关。目前均将其表示为震级、震中距和场地条件（该工程属规范Ⅲ类场地）的函数。

1.烈度衰减规律

鉴于该工程位于华北地震区，故选择以该区域资料统计的经验公式：

$$I=4.60+1.62M-2.07\ln(R+25) \qquad \text{（例 1-2）}$$

式中，M为震级，R为震中距。计算时运用经验关系$M=0.66I_0-0.98$，将震中烈度I_0转换为震级M。

2.加速度反应谱衰减规律

$$\log_{10}(S_A(T),P_1)=M+\log_{10}A_0(R)-a(T)P_1-b(T)M-c(T)-d(T)S-e(T)V-f(T)M^2-g(T)R \qquad \text{（例 1-3）}$$

式中，$A_0(R)$为古登堡的距离函数；$a(T)\sim g(T)$为与周期有关的回归常数（见例表1-2和1-3）；S、V分别表示场地类别与所取振动分量；P_1为置信水平，它反映出数据对平均值的分布，可用来修正衰减关系中的不确定性。

目前的抗震设计规范没有明确考虑地震持续时间的影响。本例采用如下的衰减规律对持续时间作出评价：

$$\ln T_d=-0.48+0.46M+0.23\ln R \qquad \text{（例 1-4）}$$

式中，T_d为$\frac{1}{2}A_{max}$的持续时间。

衰减经验函数　　例表 1-2

R (km)	$-\log A_0(R)$	R (km)	$-\log A_0(R)$	R (km)	$-\log A_0(R)$
0	1.400	50	2.517	110	3.089
5	1.500	55	2.603	120	3.135
10	1.605	60	2.679	130	3.182
15	1.716	65	2.746	140	3.230
20	1.833	70	2.805	150	3.279
25	1.955	80	2.920	160	3.328
30	2.078	85	2.958	170	3.378
35	2.199	90	2.989	180	3.429
40	2.314	95	3.020	190	3.480
45	2.421	100	3.044	200	3.530

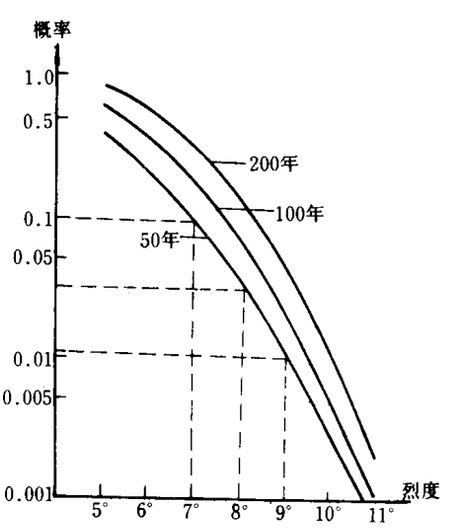
回归系数　　例表 1-3

$\log T$	$a(T)$	$b(T)$	$c(T)$	$d(T)$	$e(T)$	10f (T)	$10^3 g(T)$
-1.40	-1.00	-1.15	7.19	-0.02	0.27	1.39	-0.94
-1.17	-1.05	-1.25	7.48	-0.05	0.21	1.47	-1.00
-0.94	-1.07	-1.35	7.64	-0.06	0.21	1.56	-1.11
-0.72	-1.06	-1.46	7.87	-0.02	0.28	1.64	-1.01
-0.49	-1.11	-1.47	7.96	0.04	0.36	1.61	-0.66
-0.26	-1.20	-1.32	7.85	0.11	0.37	1.43	-0.33
-0.03	-1.26	-1.46	8.72	0.15	0.37	1.48	-0.40
0.19	-1.29	-2.03	10.98	0.17	0.35	1.90	-0.81
0.42	-1.39	-2.25	13.73	0.19	0.30	2.44	-1.15
0.65	-1.53	-3.18	15.44	0.20	0.30	2.78	-1.09
0.88	-1.62	-2.73	14.25	0.21	0.28	2.46	-0.79

四、设防标准及分析

我国的设防标准通常采用烈度作为主要参数。基于此，首先根据各震源的统计参数和烈度衰减规律，求出各个震源在该场地引起烈度超过给定值的年概率（例表 1-4）。由表中可看出主要危险来自郯庐深断裂上的震源 4、5和6及黄海海域震源9,其它震源威胁相对较小。综合各震源的影响，可得50年、100年和200年内该工程场地烈度超过给定值的概率（例图1-2）：

当使用期为50年时，超过 7度的概率约0.1左右，即大致有九分的把握不至于超过；如果考虑100年的使用期，对于同样的超越概率0.1，相应的烈度可达7.7度，50年内大于等于 8 度的概率约为0.037左右，而100年内约0.072左右，50年和100年内发生9度以上地震的概率分别为0.012和0.023左右，这说明 9 度以上地震对该场地未来百年内是属于少见的现象。



例图 1-2　烈度的概率分布

各震源引起的该场地烈度超过给定值的年概率　　例表 1-4

震源编号	给定烈度				
	5($\times10^{-3}$)	6($\times10^{-3}$)	7($\times10^{-4}$)	8($\times10^{-5}$)	9($\times10^{-5}$)
1	0.057	0.0072	0.0066	0.006	0
2	0.146	0.0234	0.0268	0.0238	0
3	0.048	0.0072	0.0078	0.006	0
4	0.841	0.223	0.445	0.644	0.066
5	6.54	3.61	17.8	71.8	23.3
6	1.66	0.532	1.32	2.45	0.334
7	1.29	0.0181	0.0179	0.0119	0
8	0.277	0.0506	0.0668	0.0596	0.006
9	2.37	0.710	1.620	2.690	0.322
10	0.117	0.0181	0.0197	0.0179	0

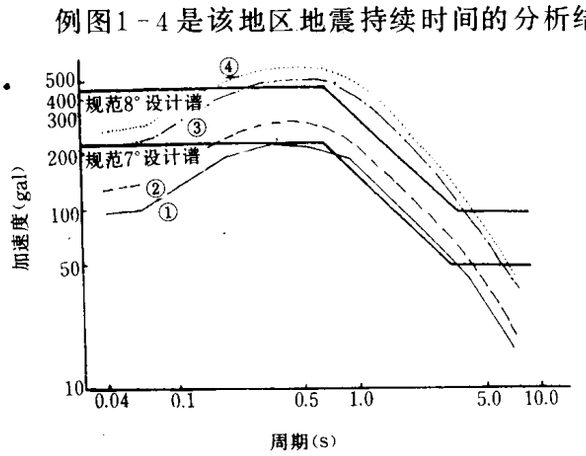
从地震的重现周期看，该地7度地震的重现期为474年，发生8度地震的重现期为1287年，而9度地震的重现期约4000年。对于建筑物的设计基准期，现行抗震规范采用100年，而我国颁布的《建筑结构设计统一标准》规定统一用50年为标准。

关于设计地震的概率水准，参照国内外规范在罕遇地震下防止倒塌的设计要求，建议取容许超越概率0.1作为基本设防依据，而超越概率0.02为遇罕地震的设防依据。这样，该建设场地的基本设防烈度可取7度，而相应的罕遇地震设防烈度略高于8度；对该建设场地上的重要项目，也可考虑按100年内超越概率为0.1的烈度做为设防依据。

五、设计地震动参数的确定

采用概率分析法对加速度反应谱进行了类似于烈度的分析，得到了该地相应于不同设防标准的设计反应谱（例图1-3），为了比较，图中还给出了规范7度和8度的设计谱。从中可见；50年超越概率0.1的设计反应谱在短周期部分低于规范7度设计谱，而长周期部分略大于7度设计谱；50年超越概率0.02的设计反应谱在短周期部分低于规范8度设计谱，长周期部分略高于8度规范反应谱100年内超越概率0.1的反应谱在中长周期部分基本上介于规范7度和8度设计谱之间。这是因为该场地主要受郯庐断裂带强震影响，震中距较大，使低频分量有所增加，高频分量相对减少。

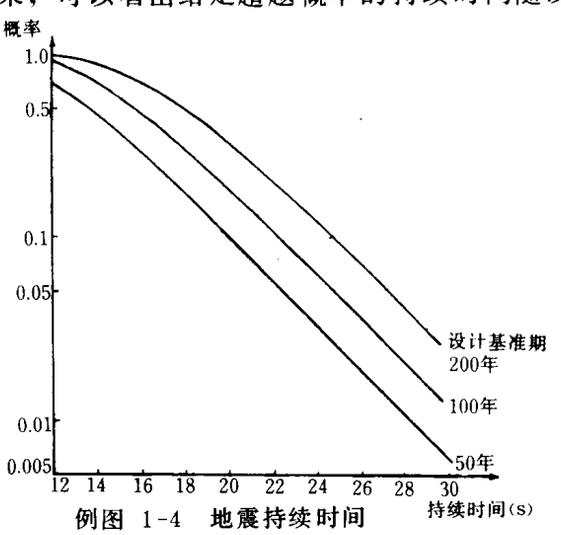
例图1-4是该地区地震持续时间的分析结果，可以看出给定超越概率的持续时间随设



例图 1-3　设计反应谱

①50年超越概率0.1；②100年超越概率0.1

③50年超越概率0.02；④100年超越概率0.02



例图 1-4　地震持续时间

计基准期的加长而增大：50年超越概率0.1的持续时间为20 s，超越概率0.02的持续时间约25s；而100年相应的时间分别为22.3s和27s。

根据上述地震动参数，可以作出相应的人工波，用时程分析法进行结构的抗震验算，也可以只利用具体的设计反应谱，用振型分解法进行抗震计算。这种考虑区域性特征和地震活动性给出的设计参数要比直接采用规范的通用参数更符合实际。

实例2 地 震 小 区 划❶

某厂地处7度区，唐山地震时地基液化，建筑遭到轻微破坏。为提高抗震能力，减轻地震灾害，进行了地震小区划工作，作为编制抗震防灾规划的基础资料。

一、场区的工程地质概况

场区滨海，地形平坦，但地下水位多小于2.0m甚至与地面同高。沼泽、洼地较多。第四系地层厚600余m，地表20m以内分为四层（例图2-1）。

Ⅰ层：黄褐色粉质粘土，陆相冲积，具微层理、可塑-软塑，中等压缩性。厚2.5～5.5m。

Ⅱ层：全新世浅海沉积，厚12～14m，可分为五个亚层。除第三亚层强度稍好，标贯值达6～15外，其他亚层为软-流塑状态，高压缩性，钻进时甚至有钻具自沉现象。

Ⅲ层：全新世早期沉积，厚3.5～4m。其上部为粉质粘土，下部为粉土。平均标贯值5～6.6。

Ⅳ层：黄色粘土与粉细砂。上部为粉质粘土—粉土互层，可塑，厚0.8～3.7m；中部为中密粉细砂，厚5～6 m；下部为粘土，可塑，厚3.6m。

软土对本厂是突出的问题，最有影响的是Ⅱ-1，Ⅱ-2，Ⅱ-4三层。含水量高达37～60%，隙比为1.06～1.59，压缩系数达0.06～0.129，标贯为3左右。例表2-1。为各土层物理力学性质表。

各层土的物理力学性质统计 例表 2 1

层序	指标值	含水量 w (%)	重度 γ (10kN/m³)	孔隙比 e	饱和度 S_r (%)	液限 w_L (%)	塑指 I_p	液指 I_L	$a_{100\ 200}$ (10^{-2}kPa^{-1})	E_s (kPa)	标贯值 N63.5
Ⅰ	平均值	36.0	1.83	1.01	96	39	16.3	0.82	0.054	3300	1～5.5
Ⅱ—1	平均值	55.9	1.68	1.59	98	49.2	22.6	1.24	0.129	1900	0
Ⅱ—2	平均值	37.4	1.82	1.06	97	33.4	15.9	1.18	0.065	3200	2.9
Ⅱ—3	平均值	27.4	1.94	0.73	95	24.3	8.4	1.38	0.022	4700—14800	6.5～1.5
Ⅱ—4	平均值	42.5	1.81	1.14	98	39	18.2	1.12	0.085	2800	3.2
Ⅱ—5	平均值	32.5	1.88	0.88	97	30.8	13.8	1.12	0.053	3900	4
Ⅲ—1	平均值	31.1	1.91	0.87	96	30.7	13.5	1.03	0.044	4500	5
Ⅲ—2	平均值	24.4	2.00	0.67	95	23.3	8.7	1.02	0.031	6200	6.6
Ⅳ	平均值	24	2.03	0.67	94	25.6	11.8	0.84	0.026	7000	7.7～10.4

根据软土情况，将其分为上下两段。上段厚1～4 m，深度在-8m以上。下段厚1～7.8m，分布在20m深度以内。上段软土分布等值线见图2-3，其特点为上段厚度一般小于

❶ 本例摘自国家地震局，“×工程抗震防灾规划基础工作成果报告”，1988。

下段，上段土层在场区中部较薄。

二、土的动力特性及本构关系

1.剪切波速：在12km²范围内选9个孔测定剪切波速，测定的典型结果如例图2-2所示。测定结果表明，顶层软土波速约100m/s。粘土及粉土较高最大可达500m/s。中间层位的细、粉砂的波速约为300～400m/s。经过对测试结果的回归分析，得到波速随深度的变化规律为：

$$v_s = b_0 + b_1 H^{b_2} \qquad (例2-1)$$

式中v_s为剪切速波，m/s；b_0、b_1、b_2为回归系数。H—深度，m。各类土的回归系数值见例表2-2。

典型土类波速回归系数　　例表 2-2

土类 \ 系数	b_0	b_1	b_2
粘土	81.3	2.43	1.21
粉土	64.0	11.36	0.82
粉细砂	168.0	3.74	0.93
淤泥	53.0	20.73	0.58

2.动三轴试验测土的模量与阻尼：如所周知，动压缩模量E_d一般可表示如下：

$$\frac{1}{E_d} = a + b\varepsilon_d \qquad (例2-2)$$

式中a，b为待定系数，ε_d为动轴向应变。E_d与剪切模量G及泊松比μ有下列关系(平面受力状态)：

$$r_d = \varepsilon_d (1+\mu), \quad \tau_d = G r_d = \frac{\sigma_d}{2} \qquad (例2-3)$$

故有

$$\frac{1}{G} = 2[a(1+\mu) + b r_d] \qquad (例2-4)$$

式中μ为泊松比，τ_d与r_d、σ_d分别为动剪应力、剪应变及动轴向力。将式（例2-3）写成规一化的形式：

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+(B/A)r} \qquad (例2\ 5)$$

式中

$$A = \frac{1}{G_{max}} = 2a(1+\mu),$$

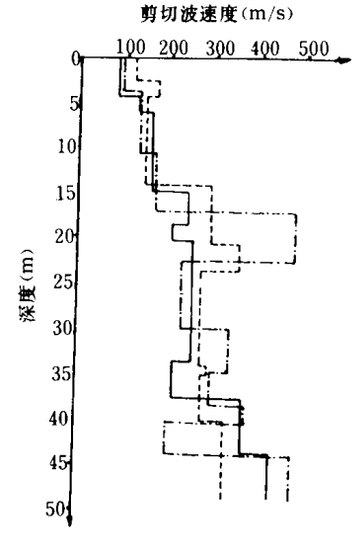
$B = 2b$。令$\mu = 0.5$。A、B、之值由a、b换算得之并列于例表2-3。

动模量及阻尼比回归系数　　例表 2-3

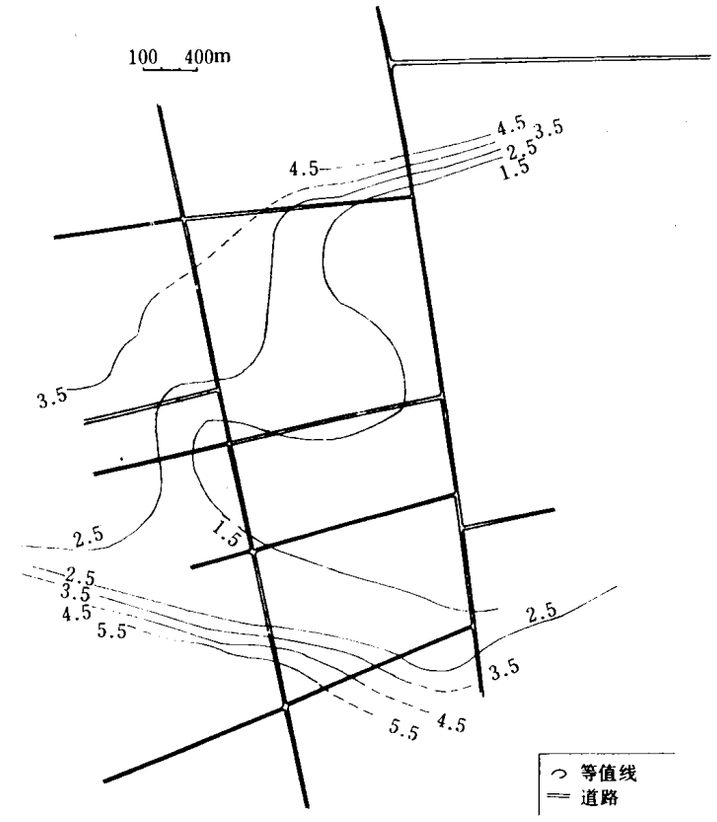
土类	A	B	d_1	d_2
粘性土	1.000	1368.95	0.4395	0.1464
粉土	1.000	969.65	0.5228	0.1838
粉细砂	1.000	1926.99	0.9927	0.3107
淤泥	1.000	3283.14	0.6506	0.2035

深度(m)	时代	层次	岩性	厚度(m)
				0.6
0.0	全新统	I	粉质粘土	1.9~2.8
		II—1	淤泥	0.9~3.0
5.0		II—2	淤泥质粉质粘土	2.5~5.5
		II—3	粉土	1.5~5.0
10.0		II—4	淤泥质粘土	2.5~6.0
		II—5	粉质粘土	0.55~3.7
15.0		III—1	粉质粘土	
		III—2	粉土	0.6~3.5
20.0	上更新统	IV	粉土与粘土互层	0.8~3.7

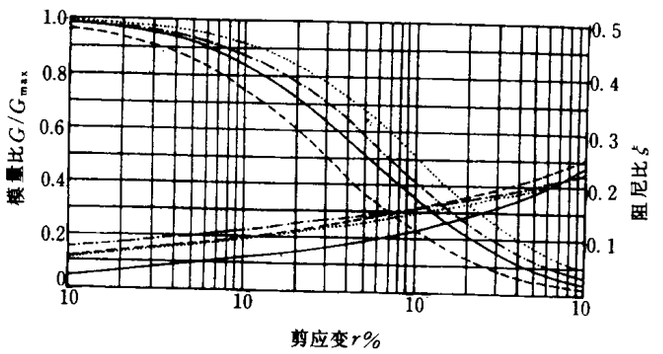
例图 2-1 典型地质柱状图



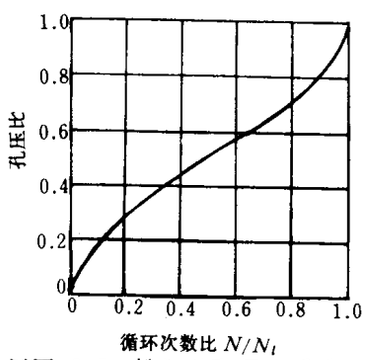
例图 2-2 剪切波速沿深度变化



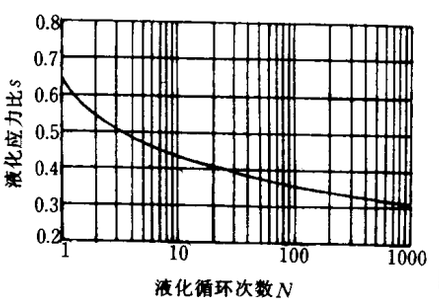
例图 2-3 深 8 m以上的软土厚度等值线



例图2-4　模量、阻尼与应变的关系（—粉砂；…… 淤泥；—·—·粘土；……粉土）



例图 2-5　粉细砂孔压上升曲线



例图 2-6　粉细砂液化强度曲线

阻尼比ξ按下式回归

$$\xi = d_1 \gamma^{d_2} \quad (例2-6)$$

式中d_1、d_2为回归系数，见例表2-3

孔隙水压与振动次数的关系曲线的回归公式为：

$$\gamma_u = \frac{2}{\pi}\arcsin\left(\frac{N}{N_l}\right)^{\frac{1}{2a}} \quad (例2-7)$$

$$N_l = \exp(as^{-1} + bs^{-2}) \quad (例2-8)$$

式中　γ_u——孔压比；

N_l——液化振动次数；

s——液化强度；

$a = 0.967$；$a = 2.116$；$b = 1.345$。回归后的曲线见例图2-5。

3.土的本构关系

①回滞曲线的解析表示

在初始荷载作用下的应力应变骨架曲线一般可表示为：

$$\tau = r\phi(|r|) \quad (例2-9)$$

其中$\phi(|r|)$为应变r的某个双曲线函数。若将其放大2倍，则在原座标中仍可表示为：

$$\tau = r\phi(|r|/2)$$

假定将放大后的曲线平移至拐弯点(r_c, τ_c)，并令平移后的座标系为$r'\tau'$，则可得到重新加荷的表达式为：

$$\tau' = -\tau_c + (r' + r_c)\phi\left(\left|\frac{r + r_c}{2}\right|\right) \quad (例2-10)$$

经过同样的反向变换，可以得到重新卸荷曲线：

$$\tau' = \tau_c + (r' - r_c)\phi\left(\left|\frac{r - r_c}{2}\right|\right) \qquad (例2\text{-}11)$$

可以证明：

$$\left.\frac{d\tau}{d\gamma}\right|_{\gamma=0} = \left.\frac{d\tau}{d\gamma}\right|_{\gamma=\pm\gamma_c} = \phi(0)$$

由此可见，滞回曲线的形状是骨架曲线的二倍相似变换；滞回曲线在拐弯点的切线斜率不变，且等于骨架曲线在零点的斜率。

②回滞曲线的离散表示

假定在骨架曲线上取若干个离散点，则其相应点的应力应变关系可通过一定组合的弹簧-摩阻元件模拟之。模型中各弹簧元件的刚度系数G_j，在串联-并联条件下可表示为：

$$\sum_{j=1}^{l-1}\xi_{j,l}^{y}G_j + \sum_{j=1}^{n}G_j = G_l^0,\quad l = 1, 2, \cdots, N \qquad (例2\text{-}12)$$

其中：$\xi_{j,l}^{y} = r_j^y / r_l^y$表示各元件间屈服应变之比，均预先给定。模型尚可加阻尼盒，在以后的分析中，我们采用了并联方式提供附加阻尼。根据类似的解析表示方法，不难得到在均匀循环荷载下应力应变的离散表达形式如下：

（1）初始加荷（正向加载）

$$\tau = \sum_{j=1}^{l} r_j G_j + \Delta r \sum_{j=l+1}^{N} G_j \qquad (例2\text{-}13)$$

其中Δ表示累积应变增量，τ为相应点的应力。

（2）初始卸荷（负向加载）

$$\tau = \sum_{j=1}^{l}(-r_j^y)G_j + \Delta r \sum_{j=l+1}^{N} G_j \qquad (例2\text{-}14)$$

（3）重新加荷（正向加载）

$$\tau = \sum_{j=1}^{l} r_j^y G_j + \sum_{j=l+1}^{m}(-r_j^y + \Delta r)G_j + (\Delta r + r_0)\sum_{j=m+1}^{N} G_j \qquad (例2\text{-}15)$$

其中r_0为拐弯点的应变，m为拐点的屈服元件数；l为拐弯后即时点的屈服元件数。在重新加荷过程中，（例2-15）式中要求$l < m$，否则遵循初始加荷规律。

（4）重新卸荷（负向加载）

$$\tau = \sum_{j=1}^{l}(-r_j^y)G_j + \sum_{j=l+1}^{m}(r_j^y + \Delta r)G_j + (\Delta r + r_c)\sum_{j=m+1}^{N} G_j \qquad (例2\text{-}16)$$

在卸荷过程中，$t < m$时，遵循（例2-13）式，否则遵循初始卸荷规律。

③非均匀荷载下滞回曲线对于一般非均匀循环荷载情况，采用了另外两个附加准则：

（1）若重新加荷的幅度超过以前的初始荷载的最大值，则其后的应力-应变关系遵循初始加荷或卸荷规律。

（2）当前荷载曲线与先前最近一条荷载曲线相交时，其后的应力-应变关系遵循前此条曲线的关系进行。

至此，我们已给出土层在地震作用下，应力应变关系的非线性表达形式。换言之，若给定一个任意循环应变过程，加于弹簧-阻尼元件模型后，即可求得其应力变化过程。

三、场地地震反应分析

1.基岩人工地震波的合成

根据地震危险分析结果，选用50年超越概率0.1作为人工合成地震动的危险水平。

关于地震持续时间，根据Shannon等的统计结果有：

$$T^{\frac{1}{4}} = 1.589 + 0.061R^{\frac{1}{2}} + 0.103V - 0.158S \qquad (例2\text{-}14)$$

式中　T ——持续时间（s）；

R ——震中距，(km)；

$V = 0$ 或 1，分别代表水平向或垂直向振动；$S = 0$ 或 1，分别代表土层或基岩。如式中考虑震级的影响则回归系数略有不同，结果相差10%。

另外，Chang等人根据美国西部1933年～1971年25个地震的107条记录统计得出近场条件的持续时间与震级的关系，如例表2-4所示。

持续时间(s)与震级的关系　　例表 2-4

震　级 M		5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5
持续时间	基　岩	4	6	8	11	16	22
	土　层	3	12	16	22	32	44

我们取$R = 50$km，$M = 7$作为基本估计，分别按（例2-14）式及例表2-4的结果进行平均，得本场址基岩地震持续时间 $T \approx 15$s。

（2）人工合成方法简述

采用通常三角级数方法，以拟合目标谱合成基岩加速度时程曲线。令

$$u_1(t) = I(t) \sum_{k=1}^{n} A_k \sin(\omega_k t + \phi_k) \qquad (例2\text{-}17)$$

式中

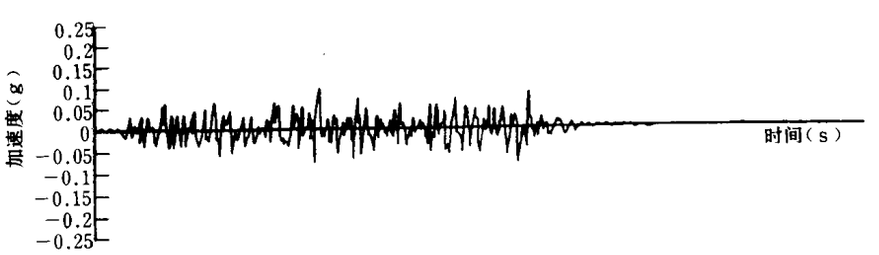
$$A_k = A(\omega_k) = [4S(\omega_k)\Delta\omega]^{1/2},\quad \omega_k = k\Delta\omega$$

$$S(\omega_k) = \frac{2}{\pi\omega_k} SA^2(\omega_k) \Big/ \left\{ -2\ln\left[-\frac{\pi}{\omega_k T_d} \ln(1-\gamma) \right] \right\}$$

其中：$a = 2$，$b = 10$，$c = 3$；$a = 1.15$。随机相角ϕ_k在（$0, 2\pi$）之间均匀分布。目标谱取基岩反应谱，迭代过程采用如下形式：

$$A_1(\omega) = A_0(\omega)[SA_1(\omega)/SA_0(\omega)]^2 \qquad (例2\text{-}18)$$

例图2-7是合成后的一条加速度时程，例图2-8为拟合反应谱与目标谱的比较。



例图 2-7　人工合成基岩加速度时程

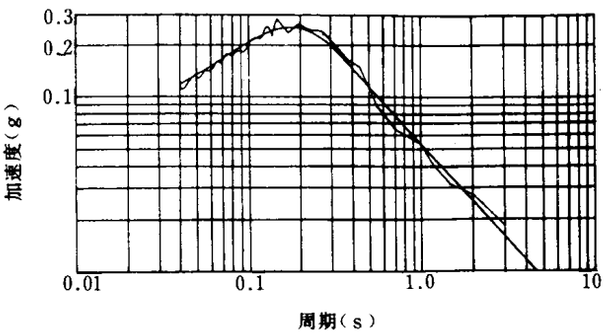
（3）加速度反应的计算方法

以合成的人工地震波由基岩输入，计算任意土层的地震反应。采用一维多质点体系。

假定体系由$N=1$个质点组成。t时刻的速度$u_i(t)$已知，则有：

$$u_i(t)=\left[u_i\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)-u_i\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)\right]/\Delta t$$

$$u_{i+1}(t)=\left[u_{i+1}\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)-u_{l+1}\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)\right]/\Delta t$$



（例2-19） 例图 2-8 人工拟合谱(粗线)与目标谱(细线)的比较

$$\Delta y_i\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)=[u_{l+1}(t)-u_1(t)]\Delta t/n$$

将上述$\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)$时刻第$i$层的应变增量$\Delta y_i\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)$加于该层模型，即可求得相应时刻的应力增量$\Delta\tau_i\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)$。它除了取决于模型元件本身的参数外，还与附加阻尼及附加的方式有关。本文采用并联方式附加粘性阻尼，阻尼系数取0.05。应力增量求得后，即可计算下个时刻$(t+\Delta t)$质点i的新速度：

$$u_1(t+\Delta t)=u_1(t)+\frac{\Delta t}{m_1}\left[\tau_1\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)-\tau_{l-1}\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)\right]1<i<N+1 \quad (例2-20)$$

其中m_1为第i个质点的质量。根据顶层表面的边界条件，上式应取如下形式：

$$u_1(t+\Delta t)=u_1(t)+\frac{\Delta t}{m_1}\tau_1\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right) \quad (例2-21)$$

对于底层边界面质点m_{N+1}，情况稍具复杂。假定第N层及其下卧层半空间的应力分别用τ_N及τ_0表示，则第$N+1$个质点的加速度可表示为：

$$u_{N+1}\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)=\left[\tau_0\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)-\tau_N\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)\right]/m_{N+1} \quad (例2-22)$$

令垂直向上的入射波以及下卧层边界面上的反射波位移分别为：

$$u_1=u_1(z+v_1t);\quad u_s=u_s(z+v_st) \quad (例2-23)$$

则其边界面处的剪应变及剪应力为：

$$r_1=\frac{u_1}{z}=u_1/v_s\quad r_s=\frac{u_s}{z}=u_k/v_s$$

$$\tau_s=G_{N+1}(u_1-u_k)/v_s \quad (例2-24)$$

令 $U_s=U_1+U$，则有：

$$\tau_s=G_{N+1}(2u_1-u_s)/v_s$$

据此，可得到基底边界处的速度；稍经整理后可表示为：

$$u_{N+1}(t+\Delta t)=\left[1-\frac{1}{1+\rho v_s\Delta t/m_{N+1}}\right]\left\{2u_1(t+\Delta t)-\frac{1}{\rho v_s}\cdot\left[\tau_N\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)-\frac{u_{N+1}(t)}{\Delta t/m_{N+1}}\right]\right\} \quad (例2-25)$$

计算时从$t=0$开始，假定系统初始条件为：

$$u_1 = u_2 = \cdots = u_{N+1}\big|_{t=0} = 0$$

$$\tau_1 = \tau_2 = \cdots = \tau_N\big|_{t=0} = 0$$

则自下而上可逐个计算每一时间步长的速度反应。

（4）饱和孔隙水压的计算

动载下孔压变化可由式（例2-5）求得：

$$\frac{\gamma_u}{N} = \frac{1}{a\pi N_u} \frac{1}{\cos\frac{\pi\gamma_u}{2}} [(N/N_u)^{1/2a}]^{1-2a} \qquad (例2-26)$$

在土层地震反应计算过程中，必要时应对该类层位进行孔隙压的计算，以检验其液化敏感程度。一般在低烈度区，地表15～20m以下，孔隙水压的累积不易达到液化。

经过对全区内选用的9个地震钻孔及14个工程地质钻孔计算了地震反应，得到如例图2-9及例图2-10所示的地震反应与地面反应谱。计算表明，具有较厚淤泥层的地表谱形“宽平”，而波速较高的粉土则使地表谱形“高尖”。

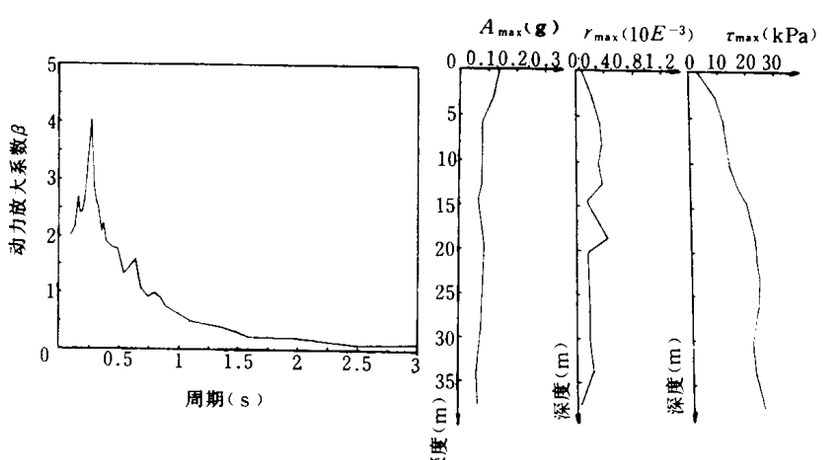
对于10～15m以内的液化敏感层，若计算的孔压比达到0.99，预示地基将液化失效。设计上应考虑措施。

四、设计地震动参数小区划

在全区12km^{2}范围内按钻孔网点计算结果划区。软土及液化的影响则分别讨论。

1.地面最大加速度

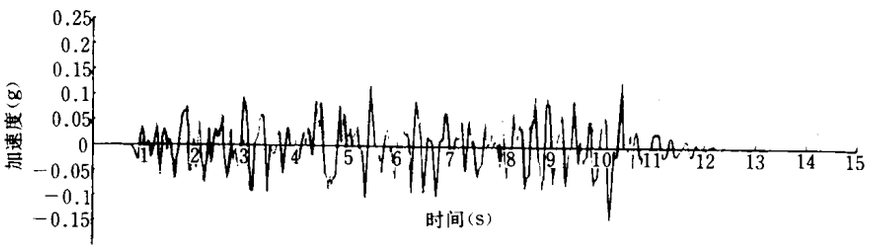
全区地面最大加速度在（0.11～0.17）g之间，相差不到一度，反映了土层的相对均匀性。按此分为两档：低档为（0.1～0.14）g，高档为（0.14～0.17）g。根据峰值加速度的变化，给出其相应的地震系数K，如例表2-5，相当于7度强。



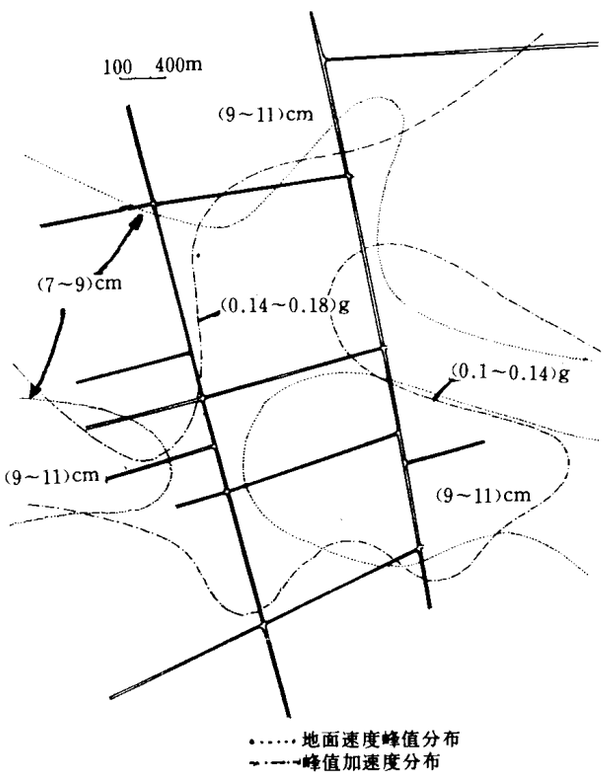
例图 2-9　典型加速度反应谱及沿深度的反应
（孔DA—GANG5）

2.地面最大速度

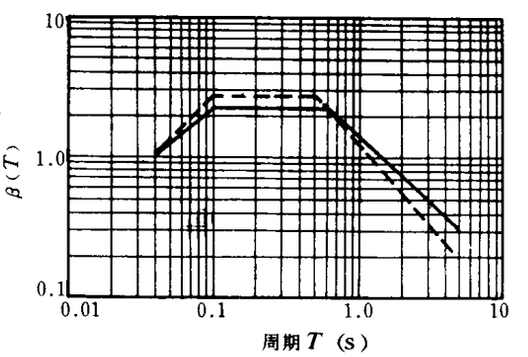
地区内地面峰值速度的分布见例图2-11。全区速度值在7.7～10.4cm/s间变化，相差不到一倍。将全区又分为两区，低值区为7～9cm/s，高值区为9～11cm/s。场区内速



例图 2-10 加速度时程曲线（孔DA—GANG5）



例图 2-11 地面速度及加速度的峰值区划图



例图 2-12 设计规准谱（┈DG—A；——DG—B）

度相当于7度弱。

3.规准加速度谱及土层最大应变。

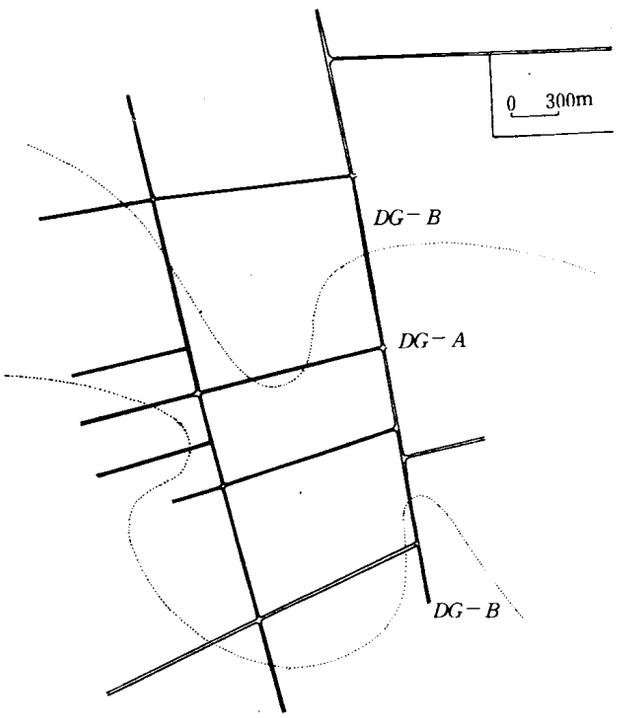
为了反映场地不同点的情况，给出了各计算点的“相对谱”，即规准加速度反应谱（β谱），它反映结构质点加速度相对于地面加速度的放大作用，其值在2～4之间，符合一般常规。将全区23个计算点的规准谱“叠合”后发现有两类谱型：一簇较“尖窄”，另一簇较“宽平”。现分称为DG—A及DG—B，经统计平滑后表示如下（例图2-12及例图2-13）。

$$\beta_8(T)=\begin{cases}2.65(0.10/T)^{-1.084} & 0.04\leqslant T\leqslant 0.10\text{s}\\ 2.65 & 0.10\leqslant T\leqslant 0.52\text{s}\\ 2.65(0.52/T)^{1.084} & T>0.52\text{s}\end{cases}\qquad\text{(例2-27)}$$

以及

$$\beta_8(T)=\begin{cases}2.28(0.1/T)^{-0.890} & 0.04\leqslant T\leqslant 0.10\text{s}\\ 2.28 & 0.10<T\leqslant 0.63\text{s}\\ 2.28(0.63/T)^{0.084} & T>0.63\text{s}\end{cases}\qquad\text{(例2-28)}$$

关于土层在地震时产生的最大应变；计算表明，淤泥层的应变比其他层大。最高可达13×10^{-4}量级。按最大应变将全区分为二档次：$(8\sim12)\times10^{-4}$为高应变区，$(4\sim8)\times10^{-4}$为低应变区。最大应变标法土层的稳定性，变形大即表示在未来的地基情况下亦易失稳。高应变



例图 2-13　加速度规准反应谱(β谱)区划图

区主要分布在场区中部并出现于淤泥层中。

场区内地震系数分区值　例表 2-5

加速度峰值（g）	0.10～0.14	0.14～0.18
地震系数K	0.13	0.16

上面给出的地面最大加速度和规准反应谱的分区特征，是直接用于抗震设计的重要依据。规准谱的拐点周期，表征场地地面的卓越周期（例图2-12），对二个区分别为0.52s及0.63s。至于二个区的地震影响系数，可由下面推出。“地震影响系数“α定义为：

$$\alpha(T) = k\beta(T) \qquad (例2-29)$$

式中T为结构自振基本周期，K为例表2-5的地震系数值，$\beta(T)$则为式（例2-27）或（例2-28）确定的值。现仅研究最大地震影响系数α_{max}（反应谱的“平台”值）：

$$\alpha_{max} = K\beta_{max} \qquad (例2-30)$$

综合前述的K值及例图2-12中最大的β值，得四种组合如例表2-6。由此表可见场地最大地震影响系数α_{max}在0.296～0.424之间，相当于7～8度。但这是最严重的情况，若就T=1s及软土而言则达不到此水平。从例图2-11中不难看出，例表2-6中的最大值主要分布在场区的中南部，低值区主要在最南端，其余部分为中等值。

最大地震影响系数α_{max}　例表 2-6

K \ β_{max}	2.28	2.65
0.13	0.296	0.345
0.16	0.365	0.424

五、液化判别及危险性预测

本场区砂层较少，主要为粉土层。唐山地震时，场区及其周围广大地区出现喷冒现象，喷出物为粉土。由于砂土只以很薄的透镜体形式存在，故液化评价只考虑粉土。

1.初评

根据我国文献记载，5级地震（7度）即可喷冒，本场烈度为7度，属可液化范围。

液化地层多属全新世沉积，而场区全新世地层的底界为20m左右，故须判别。

按抗震规范初判标准，本场地粉土的粘粒含量ρ_c=7～9%，少于规范对7度区所要求的10%，不满足。地下水埋深更不满足初判不液化的要求。因此应按标贯值作进一步判别：

实测标准贯入锤击数$N_{63.5}$值小于下式的N_{cr}值时，则判为液化。

$$N_{cr} = N_0\,[0.9 + 0.1(d_s - d_u)]\sqrt{3}/\rho_c \qquad (例2-31)$$

式中　d_s——标准贯入点深度（m）；

d_w——地下水埋深（m）；

ρ_c——粘粒含量百分率；

N_{cr}——液化临界标准贯入锤击数；

N_0——当d_s = 3 m，d_w=2m，ρ_c（%）≤3时的液化临界标准贯入锤击数，对7度区取6（近震）或8（远震）。本场属近震，取6。

根据上式的判别结果见例表2-7。此外，对一些未作颗粒分析的土样，按冶金部抗震规范（草案）提出的判别公式判别：

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1 (d_s - d_w)] a_k \qquad (例2-31)$$

式中 a_k——粘粒含量系数，对7度区取0.68。计算结果见例表2-7。

液化判别结果 **例表 2-7**

钻孔编号	土类	地下水位 (m)	顶板埋深 (m)	层厚 (m)	实测标贯 深度 (m)	实测标贯 $N_{63.5}$	临界标贯 N_{cr}	是否液化
Z_5	粉土	1.0	5.00	2.50	5.15	4	4.83	是
Z_6		0.7	4.50	4.50	6.85	11	5.91	否
Z_1		0.8	6.00	1.80	7.60	5	5.50	是
Z_2		0.7	4.00	4.40	5.10	4	4.90	是
Z_9		1.0	4.15	5.65	7.10	5	5.53	是
Z_8		1.1	4.00	7.00	5.10	4	4.76	是
Z_7		1.3	5.45	2.55	6.30	7	5.12	否
Z_1		1.0	3.45	4.85	6.85	5	5.44	是
G_7	粉土	0.45	4.0	4.4	7.65	16	4.86	否
G_4		0.4	5.0	1.4	5.70	4.6	5.83	是
G_{14}		1.0	7.7	1.45	8.30	3	6.65	是

液化危害分析按下式确定的液化指数进行：

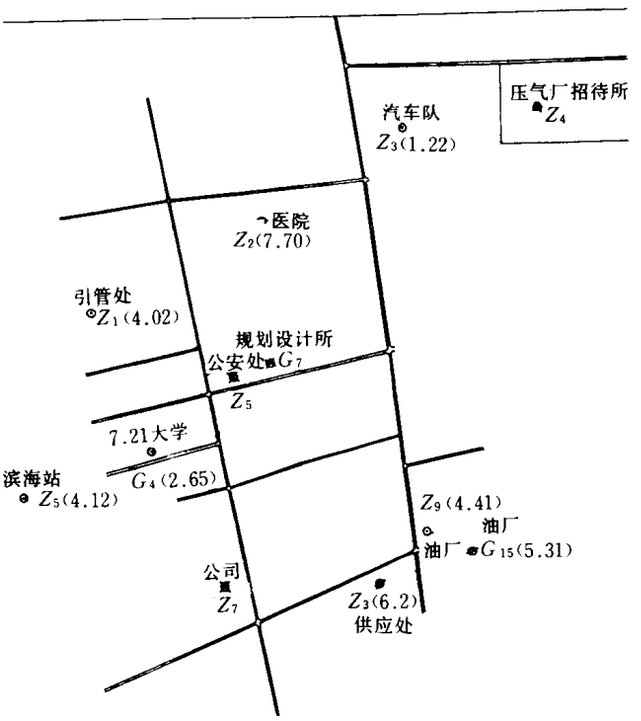
$$P_L = \sum_{i=1}^{n} \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}}\right) d_i w_i \qquad (例2-31)$$

计算结果见例表2-8。按此资料作出了液化危险度预测图（例图2-14），并作几点说明：1.大部地区为轻微液化区，个别为中等液化区如医院，油厂、供应处等地；2.压气站为非液

液化等级判定 **例表 2-8**

钻孔编号	钻孔位置	土类	层厚 (m)	实际标贯 深度 (m)	实际标贯 $N_{63.5}$	实际标贯 权函数值	临界标贯	液化指数	液化等级
Z_5	滨海站	粉土	2.50	5.15	4	9.7	4.83	4.12	I
Z_3	汽车队	粉土	1.80	7.60	5	7.5	5.50	1.22	I
Z_2	医院	粉土	4.40	5.10	4	9.7	4.90	7.70	II
Z_9	油厂	粉土	5.65	7.10	5	7.8	5.53	4.41	I
Z_3	供应处	粉土	7.00	5.10	4	9.7	4.76	6.20	II
Z_1	引管处	粉土	4.85	6.85	5	8.3	5.44	4.02	I
G_4	七二一大学	粉土	1.40	5.70	4.6	9.0	5.83	2.65	I
G_{14}	油厂	粉土	1.45	8.30	3	6.7	6.65	5.31	II

化区；3.唐山地震时研究院等地相当于中等液化，此次因无资料未能判别，建议按中等液化考虑。规划院和公安处此次按公式判为非液化，但唐山地震时该处场地实际却是中等液化，建议施工时再作标贯判别或按中等液化处理。



例图 2 14　液化指数的分布情况（括号内数字为液化指数）

实例3　多层砖房基底水平地震力计算(基底剪力法)❶

建筑抗震设计规范GBJ11-89规定，只有当建筑物高度低于40m，层刚度，质量沿高度分布均匀，且以剪切变形为主时，方允许采用基底剪力法进行计算，基底剪力法的优点是由于只近似考虑第一振型的影响，可采用近似方法计算结构的基本周期，因而可以按手算法进行计算，又可迅速地估计出结构在水平地震作用下的总基底剪力及地震作用的沿高分布。

某六层砖混住宅，其平、剖面见例图3-1，建于Ⅱ类场地，设防烈度为8度，试求其基底剪力及各楼层之水平地震力。

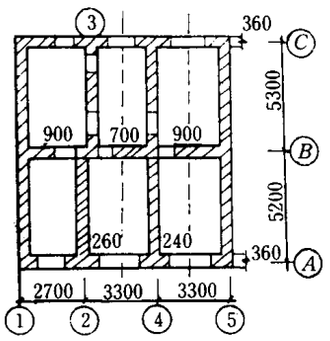
假设除顶层外，其他各层构造相同。结构计算简图如例图3-2。取代表性单元进行计算（图3-1中虚线所示）各质点的重量按下法求得：

$$G_i = \text{楼层自重} + \text{规定的活荷载} + \text{上下相邻层的}\frac{1}{2}\text{的墙重}$$

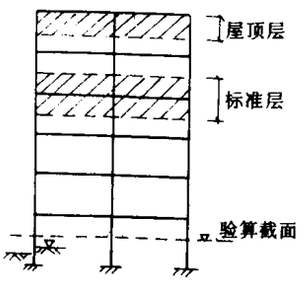
$$G_6 = \text{屋盖重} + \text{立荷载} + \frac{1}{2}\text{顶层的墙重}$$

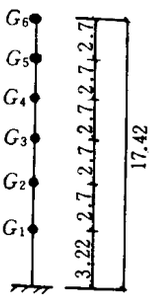
如此求得：

❶ 本例摘自魏链编，“建筑结构抗震设计”，万国学术出版社，1991。



例图 3-1　结构剖面及平面简图





例图 3-2　计算简图

$$G_1 \sim G_5 = 1330\text{kN}$$

$$G_6 = 820\text{kN}$$

结构总重力荷载：

$$G = \sum_{1}^{6} G_i = 1330 \times 5 + 820 = 7470\text{kN}$$

地震时，取85%的重力荷载作为等效重力荷载：

$$G_{eq} = 0.85G = 6350\text{kN}$$

按抗震规范，对多层砖房不需由结构自振周期查反应谱以求得地震影响系数，而是直接用相当于多遇小震烈度（比基本烈度约低1.55度）的地震影响系数α_{max}即可，α_{max}之值见下表。

多遇小震烈度时的α_{max}　　**例表 3-1**

设防烈度	6	7	8	9
小震烈度的α_{max}	0.04	0.08	0.16	0.32

对8度区，小震烈度的$\alpha_{max} = 0.16$，故基底地震剪力应为：

$$F_{Ek} = \alpha_{max} G_{eq} = 0.16 \times 6350 = 1016\text{kN}$$

各楼层的地震作用力则按下式计算：

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\Sigma G_i H_i} = 1016 \times \frac{G_i H_i}{\Sigma G_i H_i}$$

计算结果列于例表3-2。

各楼层水平地震作用及楼层地震剪力计算　　**例表 3-2**

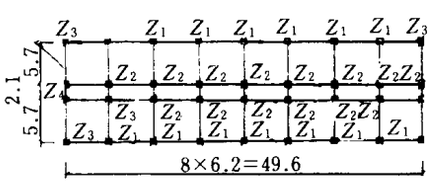
层次 \ 分项	H_i(m)	G_i(kN)	$G_i H_i$	$G_i H_i / \sum_1 G_i H_i$	F_i(kN)	$V_{i\,k}$(kN)
6	17.42	820	14270	0.187	190	190
5	14.72	1330	19580	0.257	261.1	451.1
4	12.02	1330	15990	0.210	213.4	664.5
3	9.32	1330	12400	0.163	165.6	830.1
2	6.62	1330	8800	0.115	116.8	946.9
1	3.92	1330	5210	0.068	69.1	1016
Σ	—	7470	76250	1.000	1016	-

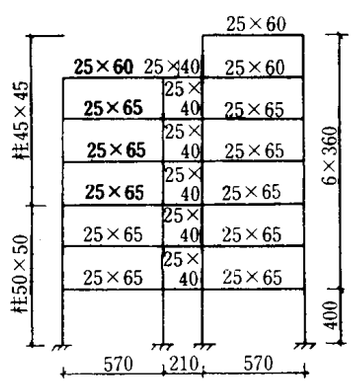
实例4　钢筋混凝土框架房屋的地震水平力计算(基底剪力法)❶

某六层钢筋混凝土框架，建于Ⅱ类场地上，设防烈度为8度，近震。框架的平、剖面见例图4-1。要求用基底剪力法求作用于基础的地震力。

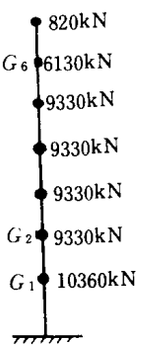
1.基本自振周期计算

为求得结构基本自振周期，需求出以重力G_i为侧力时的各楼层位移。计算过程此处略去，将计算结果列于例表4-1。由例表4-1得到：





例图 4-1　框架平、剖面



例图 4-2　楼层重力荷载代表值

楼层位移计算　　**例表 4-1**

层　号	G_i(kN)	ΣG_i (kN)	位移Δ_i(m)
6	820+6130	6950	0.3329
5	9330	16280	0.3176
4	9330	25610	0.2833
3	9330	34940	0.2293
2	9330	44370	0.1694
1	10360	54630	0.0935

$$\Sigma G_i \Delta_i^2 = 6950\times 0.3329^2 + 9330\times(0.3176^2 + 0.2833^2 + 0.1293^2 + 0.1694^2) + 10360\times 0.0935^2$$
$$= 3309.01$$
$$\Sigma G_i \Delta_i = 12608.58$$

故基本周期
$$T_1 = 2a_0\sqrt{\Sigma G_i \Delta_i^2 / \Sigma G_i \Delta_i}$$
$$= 2\times 0.6\sqrt{3309.01 / 12608.58}$$
$$= 0.615\ (\text{s})$$

式中，a_0为周期折减系数，本例取0.6。

2.基底水平地震作用标准值计算

对8度近震Ⅱ类场地，由建筑抗震设计规范(GBJ11-89)的反应谱可查得：

$$a_{max} = 0.16$$

❶ 与实例3摘自同一书。

$$T_g = 0.3$$

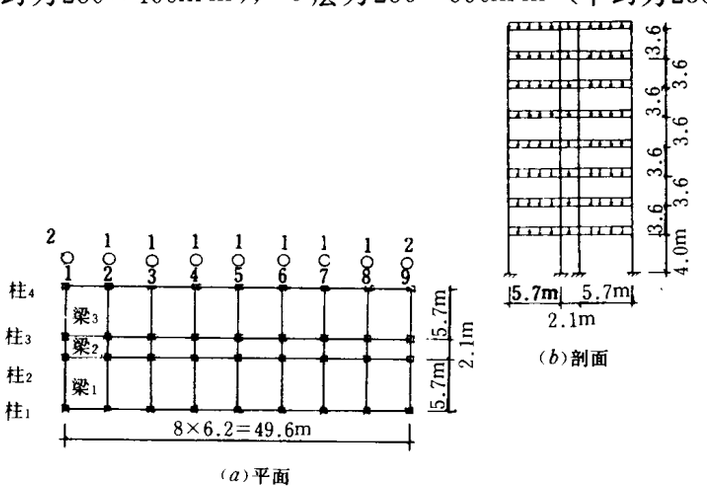
地震系数　$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \alpha_{max} = \left(\frac{0.3}{0.615}\right)^{0.9} \times 0.16 = 0.0839$$

故得房屋的总基底剪力为:

$$F_{ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.0839 \times 0.85 \times 54630 = 3896\text{kN}$$

实例5　钢筋混凝土框架房屋地震水平力计算(振型分解法)❶

用振型分解法及SCDB.90.1程序对某六层钢筋混凝土框架进行抗震计算。按程序要求对各榀平面框架进行分类和编号,共两类七榀如例图5-1所示。框架建于8度近震Ⅱ类场地,梁柱尺寸见图,梁混凝土强度等级C 20,柱混凝土强度等级C 25。主筋采用Ⅱ级变形钢筋,箍筋为Ⅰ级钢筋各层楼层处重量为G_1 = 1057.14kN, $G_2 \sim G_5$ = 952.041kN, G_6 = 625.51kN 柱截面尺寸, 1 ~ 3 层为500×500mm; 4 ~ 6 层为450×450mm; 梁截面尺寸 1 ~ 5 层为250×650mm (中跨为250×400mm); 6 层为250×600mm (中跨为250×400mm)



(a)平面　(b)剖面

例图 5-1　结构简图

信息表填写

根据SDCB.90.1程序使用说明和已知各项数据填写信息表如下:

总　信　息

189001, 6, 1, 1, 1, 0, 2, 2, 9, 0, 2, 3, 1, 1, 15,

.EOF

层高信息 (自上而下)

5 × 3, 6.4

各类框架数据信息

第一类框架信息

6, 6, 9, 4, 4, 1,

1, 2, 2, 3, 3, 4,

❶ 本例与实例3摘自同一书。

地信网论坛
BBS.3S001.COM


```
2,5.7,0,0,2,25,.60,
2,5.7,0,0,1,25,.40,
2,2.1,0,0,2,.25,.40,
2,5.7,0,0,2,.25,.65,
2,0,0,0,1,.45,.45,
2,0,0,0,1,.50,.50,
0,81,0,0,140,0,0,241,0
0,123,0,0,227,0,0,136,0
2,28.4,0,2,43.2,0,2,47.7,0,
3,20,2,1-7,3,-7,1,-7,
4,25,2,0,1,1,5,2,2,5,3,3,5,4,4,5,1,2,2,1,
2,20,2,4-8.,3-8,4,-8,
4,25,2,0,1,1,5,2,2,5,3,3,5,4,4,5,4,3,3,4,
3,20,2,4,-8,3,-8,4,-8,
4,25,2,0,1,1,6,2,2,6,3,3,6,4,4,6,4,3,3,4,
3,20,2,4,-9.3,-9,4,-9,
4,30,2,0,1,1,6,2,2,6,3,3,6,4,4,6,6,5,5,6,
.EOF
```

第二类框架信息

```
6,6,9,4,4,1,
1,2,2,3,3,4,
2,5.7,0,0,1.5,.25,.60,
2,5.7,0,0,1,.25,.40,
2,2.1,0,0,1.5,.25,.40,
2,5.7,0,0,1.5,.25,.65,
2,0,0,0,1,.45,.45,
2,0,0,0,1,.50,.50,
0,40.5,0,0,70,0,0,107,0,
0,61.5,0,0,113.5,0,0,68,0,
2,14.2,0,2,21.6,0,2,23.85,0,
3,20,2,1,-7,3,-7,1,-7,
4,25,2,0,1,1,5,,2,2,5,3,3,5,4,4,5,1,2,2,1
3,20,2,4,-8,3,-8,4,-8,
4,25,2,0,1,1,5,2,2,5,3,3,5,4,4,5,4,3,3,4,
3,20,2,4,-8,3,-8,4,-8,
4,25,2,0,1,1,6,2,2,6,3,3,6,4,4,6,4,3,3,4,
3,20,2,4,-9,3,-9,4,-9,
4,30,2,0,1,1,6,2,2,6,3,3,6,4,4,6,6,5,5,6,
.EOF
```

地信网论坛
BBS.3S001.COM

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

各榀框架位置信息

```
1,2,0,0,6.3,1,6.3,
1,3,0,0,12.6,1,12.6,
1,4,0,0,18.9,1,18.9,
1,5,0,0,25.2,1,25.2,
1,6,0,0,31.5,1,31.5,
1,7,0,0,37.8,1,37.8,
1,8,1,0,44.1,1,44.1,
2,-9,0,0,50.4,1,50.4,
2,-1,1,0,0,1,0,
.EOF
```

地震作用数据信息

```
8,2,1,.60,1,7,2,1,0,1,0,
1,3,
6130,0,1,25.2,
9330,0,1,25.2,
10360,0,1,25.2,
1 2,2,2,2,3
.EOF
```

计算求得结构总刚矩阵诸元素K_{ij}如下（自左至右排列次序为$i=1$，$j=1$；$i=1$，$j=1$，$i=2$，$j=1$；$i=1$；$j=3$，$i=2$，$j=3$，$i=3$，$j=3$；……）

489.802900	-611.654800	1289.520000	133.331500
-886.753700	1648.277000	4.303437	-27.188810
4.008610	-32.242330	272.958300	-1222.923000
-819.498300	1388.320000	-17.248180	165.473300
212.607300	-1147.891000	1939.752000	.847176
1928.162000			

周期与振型计算结果

按程序SCDB.90.1程序在微机上进行电算，考虑周期折减系数为0.6求得各阶周期为(s)

$T_1=0.714$，　$T_4=0.095$，

$T_2=0.239$，　$T_5=0.074$，

$T_3=0.137$，　$T_6=0.060$，

各阶振型位移X_{ji}（$j=1,2;\cdots6$；$i=1,2,\cdots6$）计算结果如下

第一振型X_{1i}	第二振型X_{2i}	第三振型X_{3i}
1.000	1.000	1.000
.933	.515	-.167
.802	-.220	-.933
.611	-.805	-.269
.407	-.886	.640
.186	-.524	.734

第四振型 X_{4i}	第五振型 X_{5i}	第六振型 X_{6i}
.947	-.650	.121
-.851	1.000	-.260
-.306	-.926	.500
1.000	.260	-.841
.010	.526	1.000
-.966	-.659	-.641

$(i = 1, 2\cdots\cdots 6)$

各振型参与系数为

$$\gamma_1 = 1.316 \qquad \gamma_4 = 0.173$$
$$\gamma_2 = 0.483 \qquad \gamma_5 = 0.101$$
$$\gamma_3 = 0.282 \qquad \gamma_6 = 0.093$$

由此可见，高振型的影响迅速衰减，对于一般情况采用前三个振型的影响是合适的，这从下面各振型地震作用及相应的基底剪力值也可清楚地看出。

各振型地震作用及基底剪力为

第一振型 F_{1i}	第二振型 F_{2i}	第三振型 F_{3i}
591.56	-478.53	276.37
840.08	-374.94	-70.06
722.41	160.55	-392.63
550.21	586.34	-113.15
366.56	644.95	269.11
185.54	423.90	342.74
$F_{1Ek} = 3256.36$	$F_{2Ek} = 962.26$	$F_{3Ek} = 312.39$
第四振型 F_{4i}	**第五振型 F_{5i}**	**第六振型 F_{6i}**
-156.75	55.18	-8.64
214.17	-129.14	28.13
76.94	119.61	-54.14
-251.80	-33.63	90.98
-2.57	-67.89	-108.18
270.02	94.49	76.95
$F_{4Ek} = 150.00$	$F_{5Ek} = 38.62$	$F_{6Ek} = 25.09$

$(i = 1, 2\cdots\cdots 6)$

为了观察各振型的影响，列出基底剪力的计算结果以资比较：

只考虑第一振型时

$$F_{Ek} \approx F_{1Ek} = 3256.36$$

当计入前三个振型影响时

$$F_{Ek} = \sqrt{F_{1Ek}^2 + F_{2Ek}^2 + F_{3Ek}^2} = 3409.95$$

当计入全部振型影响时

$$F_{Ek}=\sqrt{\sum_j F_{jEk}^2}=3413.50$$

实例6　太原市19层职工教育中心大楼地基抗震设计❶

一、工程概况

该楼位于汾河低阶地上，抗震设防烈度 8 度。楼高 69 .9m，共20层，地上19层，地下一层。建筑面积10700m²，建筑平面为三角形。场地土属三类。土层较弱且不均匀。地下的粉土及中砂为可液化土，液化深度达16 .5m，为保证地基稳定性，采用箱基和桩、桩尖深入稳定土中2. 5m。设计时不计桩在液化土中的摩阻力。工程于1985年动工，1987 年完工。

抗震设计规范按当时有效的1978年规范进行。

二、地质条件、液化判别及单桩试验

典型地质剖面如例图6-1所示。一般在地下0～10m为填土，容许承载力50kPa～70kPa。地表10～15为粉土，稍密，容许承载力为120kPa。地下15～20m为中砂，中密，标贯值18～32。其下为粉质粘土夹层，厚 2 ～ 3 m，软塑，地下23～35m为细砂，中密。地下41m以下为 4 ～ 5 m厚的卵石。地下水位 - 4. 5m，对混凝土有弱侵蚀性。

1. 场地卓越周期测定

为了选择合适的结构基本自震周期，对场地的卓越周期进行了测定。采用脉动法，记录了地表常时微动记录（位移及速度）。按频谱曲线峰点判定卓越周期。为免除干扰，测试在午夜进行。共布了四个测点，分别测其东西及南北向振动。按分析结果，地面卓越周期可定为：

$$T_g=0.49\text{s}$$

再用填土层的厚度对上述结果进行复核。填土的波速V_s值为100m /s，其土层厚度可由下式计算：

$$d=\frac{T_gV_s}{4}=\frac{0.49\times100}{4}=12.2\text{m}$$

填土的实际厚度为10m，与计算值12 .2m相近，说明T_g值大致可信。

2. 液化判别

（1）填土——成分杂，含碎砖，炉灰等生活垃圾。在 4 ～ 5 m以下的颗粒组成主要由0. 01～0. 05mm的粉土粒构成。根据例图6-2可知，此土基本处于易液化土范围内。

（2）粉土——颗粒分析见例表6-1。可以看出大于0. 05mm的土粒占51 .5%，大于40%，故按现行工业与民用建筑抗震设计规范（TJ11-78）应进行液化判别。判别式为❷：

$N'=\overline{N}[1+0.125(d_i-3)-0.05(d_w-2)]$。对深度为10m及15m的点临界标贯值为：

$$N'_{15}=10[1+0.125(15-3)-0.05(4.3-2)]=23.85>N_{63.5}=5.3$$

---

❶ 本例摘自魏琏主编“高层及多层钢筋混凝土建筑抗震设计手册”，1985。

❷ 当时尚无对粉土的液化判别式，故沿用砂土的。

$$\overline{N}'_{10} = 10[1 + 0.125(10 - 3) - 0.05(4.3 - 2)] = 17.6 > 3.4$$

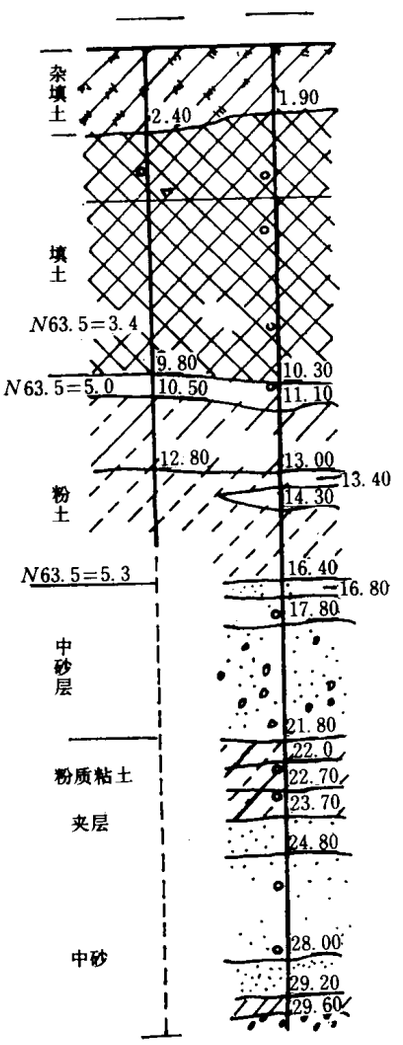
式中　$\overline{N}' = 10$（相应于8度）；

d_s——饱和土所处深度；

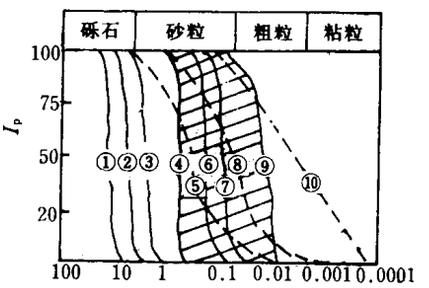
$d_w = 4.3$m（地下水位）；

实际贯入击数：10m处为$N_{63.5} = 3.4$；15m为$N_{63.5} = 5.3$

故该土层属可液化土。

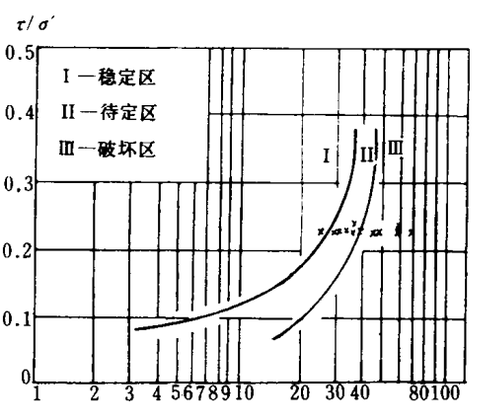


例图 6-1　典型柱状图



例图 6-2　液化判别图

（阳影部分为最易液化上）



例图 6-3　Castro的修正标贯值

粉土粒径分析表　　例表 6-1

粒径（mm） / 取样深度（m）	>0.1	0.05～0.005	<0.005
10.6	48%	50%	2%
13.5	50%	41%	9%
14.4	65%	33%	2%
15.0	34%	53%	4%
平　均　值	51.5%	44.25%	4.25%

（3）砂层——按工业与民用建筑工程地质勘察规范（TJ21-77）121条规定，对桩基液化判别深度应适当深于15m。因之有必要对此层进行液化判别。但因15m以下已无适用的规范液化判别公式，故需另外进行综合判别。

日本建筑学会《建筑物基础结构设计标准（1974）》对地震加速度$a_{max}=0.2g$时液化砂层判定标准为：

①砂层深度$h\leqslant 15\sim 20m$；

②粘粒含量$<10\%$；

③平均粒径$d_{50}=0.075\sim 2.0mm$，尤其$d_{50}=0.15\sim 1.0mm$；

④不均匀系数$C_u<10$，尤其$C_u<5$。

该砂层的$d_{50}=0.27$，$C_u=4.6$，埋藏深度14.4～21.8m。按上述标准，应对其作液化判定，判定深度定为20m。

在此用H B.Seed液化剪应力判别法、G.Castro判别法和J.T Chirstian法等方法进行液化综合判定分析。

（*a*）H.B.Seed抗液化剪应力判别法：

地震剪应力　$$\tau_d=0.65\sigma_v\frac{a_{max}}{g}\gamma_d$$

土的抗液化强度　$$\tau_l=\frac{\sigma_a}{2\sigma_0}\cdot\overline{\sigma_v}\cdot\frac{D_r}{50}\cdot C_r$$

为了求出砂土的相对密度D_r，采用经验公式由静探q_c求之：

$$D_r=0.689\log q_c-0.768\quad(r=0.989)$$

再按例表6-2给出的数据求出所考虑深度的地震剪应力τ_{dn}与该处的抗液化强度τ_L，当$\tau_d>\tau_L$时，定为可液化；$\tau_{dn}<\tau_L$时，不液化。从例表6-2看出，该砂层16.5m以上属于可液化土层。

（*b*）G.Castro判别法：

G.Castro根据地震现场调查资料，利用N和有效覆盖压力σ_v'之间的关系，将不同深度的N值折算到给定σ_v时的N'值（例图6-3和例表6-3）。例图6-3中有3个区域，从例表6-3中最后一栏可见，地表下15m以上均属破坏区和待定区。

（*c*）J.T.Christian判别法：

按G.Holtz提供的关系式确定砂的相对密度。详细计算见例图6-4及6-5和例表6-4。例图6-5中P表示误判的概率。各种土重度如下：填土$\gamma=17.9kN/m^3$（厚9.7m），粉土$\gamma=19.5kN/m^3$（厚4.7m）中砂$\gamma=20.0kN/m^3$，地下水位4.3m，$a_{max}=0.2g$。

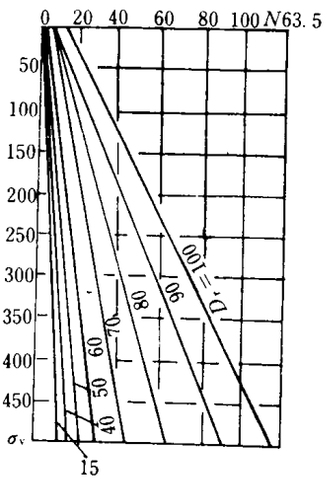
若以误判的概率$P=0.15$为准，则地面下16m以上的土层为液化层。

总之，本工程地面以下16.5m以上的填土、粉土及砂土均为可液化层，处理的方法是采用桩基，穿透所有可液化土层，伸入稳定土层。

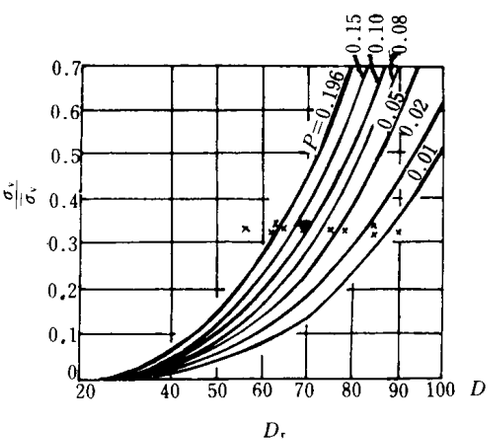
3.场地类别

本场地地面覆盖软弱的厚层填土，地下水位高，填土下有软塑至流塑的粉土层，液化深度达16.5m，因此本场地土划为Ⅲ类。但场地卓越周期脉动实测值仅为0.49s，尚不是很软弱的土层，在考虑结构的地震荷载时可适当考虑这一因素。

4.试桩



例图 6-4 G.Holtz N值(D_r为相对密度,%)



例图 6-5 $\frac{\sigma_v'}{\sigma_v}$ ~ D_r曲线

H.B.Seed抗液化剪应力判别 **例表 6-2**

深 度 (m)	锥尖阻力 q_c (MPa)	相对密度 D_r = %	总覆盖压力 σ_v (kPa)	深度折减系数 k	等效均匀循环剪应力 τ_{dn}	有效覆盖压力 σ_v' (kPa)	液化应力比 $\sigma_{dc}/2\sigma_0$ (D_r = 50)	折减系数 C_r	τ_L	结 论
14.5	4.61	38	267.3	0.8	27.8	165.3	0.25	0.55	17.3	液 化
15.0	6.71	49	277.3	0.78	28.1	170.3	0.25	0.55	22.9	液 化
15.5	6.04	46	287.3	0.76	28.4	175.3	0.25	0.55	22	液 化
16.0	7.75	53	297.3	0.74	28.6	180.3	0.25	0.55	26	液 化
16.5	6.25	47	207.3	0.72	28.8	185.3	0.25	0.55	23.6	液 化
17.0	9.70	60	317.3	0.70	28.9	190.3	0.25	0.55	31.3	不液化
17.5	9.69	60	327.3	0.68	28.9	195.3	0.25	0.55	32.2	不液化
18.0	13.21	69	337.3	0.66	28.9	200.3	0.25	0.55	36.9	不液化
18.5	14.25	72	348.3	0.64	28.9	205.3	0.25	0.55	40.6	不液化
19.0	16.75	76	357.3	0.62	28.9	210.3	0.25	0.55	44	不液化
19.5	13.67	70	367.3	0.61	28.9	215.3	0.25	0.55	41	不液化
20.0	14.67	72	77.3	0.60	29.0	220.3	0.25	0.55	43.6	不液化

注：$\tau_{dn} = 0.55\sigma_v\frac{a_{maxk}}{g}k$；$\tau_L = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_0}\overline{\sigma_v}\frac{D_r}{50}C_r$

采用350×350mm²截面、13～19m长度的钢筋混凝土预制方桩。

①水平荷载试验。水平荷载试验是模拟往复的水平地震惯性力，于桩顶地面处施加一等效的静态水平力，实行循环加卸荷载。用200kN千斤顶施加水平力，试桩按四只百分表及游标尺，测读变形。按每级荷载值5kN循环加卸载5次。加载后4分钟，然后卸荷至零，停2分钟各测读水平位移一次，循环加卸载5次后再进行下一级荷载试验。当桩身折断，桩侧地表出现明显裂缝或隆起或水平位移达2cm时即可停止试验。

②单桩振动测试。在单桩静荷载试验前后各进行一次。

先做单桩振动测试，其次进行单桩垂直荷载试验，单桩水平荷载试验，最后再进行一次振动测试。试桩在桩打入土中7天后进行。

2号桩试验结果，极限荷载可达2400kN。

G.Castro判　别　法　　例表 6-3

深　度 (m)	$\overline{\sigma_v'}$ (kPa)	$\frac{\sigma_v}{\overline{\sigma_v'}}$	N	N'	$\frac{\tau}{\overline{\sigma_v'}}$	区　间
14.5	235	1.62	20.8	31.0	0.227	Ⅱ
15.0	242	1.63	17	24.9	0.228	Ⅰ
15.5	249	1.64	20.7	29.7	0.230	Ⅱ
16.0	256	1.65	25.3	35.5	0.231	Ⅱ
16.5	264	1.66	28	38.5	0.232	Ⅱ
17.0	271	1.67	34.3	46.2	0.234	Ⅲ
17.5	278	1.68	26.5	35.1	0.235	Ⅱ
18.0	285	1.68	26	33.7	0.235	Ⅱ
18.5	292	1.69	45.6	58.2	0.237	Ⅲ
19.0	299	1.70	54	67.7	0.238	Ⅲ
19.5	309	1.71	39	48.0	0.239	Ⅲ
20.0	313	1.71	49	59.3	0.239	Ⅲ

注：$N'=500N/(\overline{\sigma_v}+100)$；$\frac{\tau}{\overline{\sigma_v}}=0.7\frac{a_{max}}{s}\cdot\frac{\sigma_v}{\overline{\sigma_v}}$

J.T.Christian判　别　法　　例表 6-4

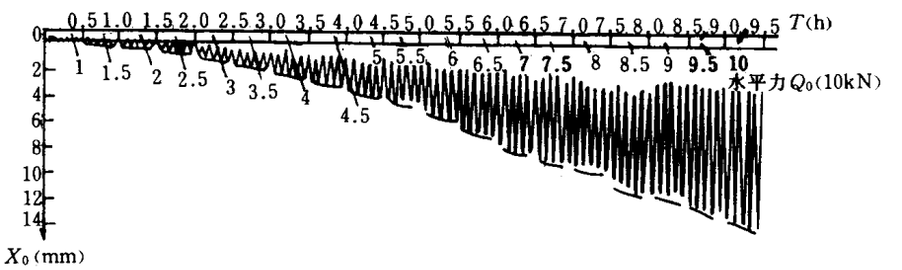
深　度 (m)	有效覆盖压力$\overline{\sigma_v}$ (kPa)	标贯值	相对密度 D_r (%)	总覆盖压力 σ_v (kPa)	$\frac{\sigma_v}{\overline{\sigma_v}}$	A	误判概率 P		
							$P=0.15$	$P=0.10$	$P=0.05$
14.5	165.3	20.8	62	267.3	1.62	0.324	液　化		
15.0	170.3	17	55	277.3	1.63	0.326	液　化		
15.5	175.3	20.7	62	287.3	1.64	0.328	液　化		
16.0	180.3	25.3	65	297.3	1.65	0.330	液　化		
16.5	185.3	28	70	307.3	1.66	0.332	非	液　化	
17.0	190.3	34.3	75	317.3	1.67	0.334	非	非	液　化
17.5	195.3	26.5	68	327.3	1.68	0.336	非	液　化	
18.0	200.3	26	67	337.3	1.68	0.336	非	液　化	
18.5	205.3	45.6	85	347.3	1.69	0.338	非	非	非
19.0	210.3	54	90	357.3	1.70	0.340	非	非	非
19.5	215.3	39	78	367.3	1.71	0.342	非	非	非
20.0	220.3	49	85	377.3	1.71	0.342	非	非	非

注：$A=\frac{\sigma_v}{\overline{\sigma_v}}\times\frac{a_{max}}{g}$。

例图4-8为2号桩水平静荷载试验的Q_u-T-x_0曲线，各段荷载位移包络线均未出现下凹，说明两根试桩未到破坏荷载。从图看出桩的水平允许承载力可定为50kN。

三、基础方案

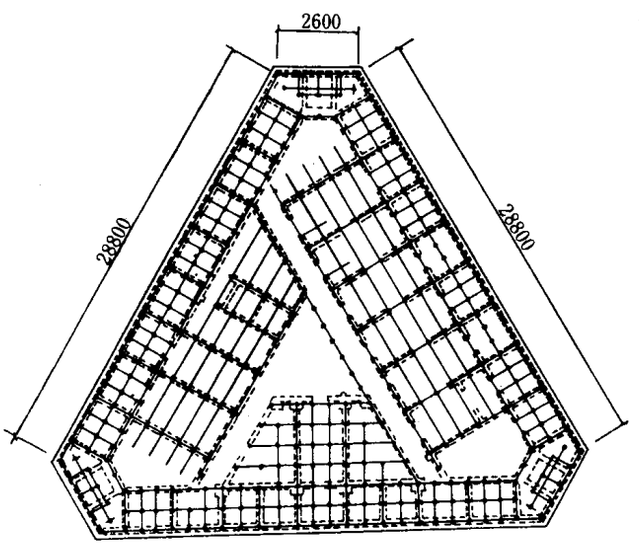
为保证结构的整体性及抗震安全性，基础采用桩箱复合基础，桩尖穿过液化层以下2.5m。根据计算结果得到结构x与y方向的基本自振周期分别为0.542s及0.681s。自振周期低，且两向自振周期差别较大，说明结构刚度过大，且不均匀。对于Ⅲ类场地土，结构将产生过大的地震力，因而采用了一系列措施以减弱结构刚度，改善结构自振周期。如：墙厚减薄5cm；柱厚度由80cm改为50cm；梁高由1.8m改为0.6m。采用轻质填充墙；剪力墙上设洞；降低混凝土标号等。这样处理后，x、y二个方向的刚度接近。基本自振周



例图6-6 2号桩的Q_0-T-x_0曲线

期分别为1.18s及1.1s。地震力比最初方案降低了50%，结构自重减少了20%。总重为158120kN。

箱基平面采用三角形，每边比上部结构外缘突出3 m以扩大承载面。因土软桩孔不易成型，因而采用400号预制混凝土方桩，截面35×35cm²，桩长13.8m，桩尖埋深19m（由液化层深16.5m加2.5m伸过长度确定），桩尖支承在稳定密实的下卧砂土层上。桩群布置如例图6-7，总桩数为382根。



例图6-7 桩群布置图

桩的布置外密内疏，以更好地抵抗外边缘的较大竖向力。此外，桩要尽可能布置在箱基有剪力墙的部位，避免将桩顶直接布置在底板中间区域。

四、桩箱复合基础的设计与计算

上部结构主楼及附楼的竖向荷载计163910kN，见例表6-5。

箱型基础重量

$$G = 59890\text{kN}\ （计算略）$$

（1）箱基底（标高－6.90m处）的竖向荷载：

$$N + G = 163910 + 59890 = 223800\text{kN}$$

（2）水平荷载：

$$Q_1\ （风）= 1640\text{kN},\ Q_2\ （地）= 13460\text{kN}$$

（3）倾覆力矩：

箱形基础高度为5.7m，

风荷载组合时，

$$M_1 = 60330 + (1640 \times 5.7) = 69680\text{kN}\cdot\text{m}$$

地震荷载组合时，

$$M_2 = 580200 + (13460 \times 5.7) = 656920\text{kN}\cdot\text{m}$$

根据《高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ6-80）》第4-0-1条，基底平面形心与结构竖向静荷载重心偏心距不宜大于0.1ρ。现假设偏心距为0.1ρ计算附加弯矩：

$$e_0 = 0.1\rho = 0.1W/F = 0.58\text{m}\quad 取 e_0 = 0.60\text{m}$$

$$\Delta M = 163910 \times 0.60 = 98350\text{kN}\cdot\text{m}$$

竖向荷重对箱基底部形心有0.60m的偏心距后，箱基底部的内力组合如例表6-6所示。

上部结构传来的水平荷载及倾覆力矩　　例表 6-5

荷　载	地震荷载	风荷载	地震荷载/风荷载
底部剪力 Q_0(kN)	13460	1640	8.21
倾覆力矩 M(kN·m)	580200	60330	9.62

箱基底部的内力　　例表 6-6

内　力	风荷载组合 (W)	地震荷载组合 (E)
N(kN)	223800	223800
Q(kN)	1640	13460
$M+\Delta M$(kN·m)	168030	755270

箱基底板的几何特性

箱底面惯性矩　　$I_x = 66509.1\text{m}^4$

$I_y = 66307.2\text{m}^4$；

箱底面积　　$F = 864.54\text{m}^2$

5.单桩容许承载力：

由试桩得　　$P_a = 1100\text{kN}$

由于试桩比实际工程桩高出 6 m，所以除去上部 6 m高的桩侧摩擦力后，工程桩的实际垂直容许承载力为

$$[P_a] = 1100 - (40 \times 0.35 \times 6) \times 2.0 = 1100 - 168 = 932\text{kN}$$

计算中采用　　$[P_a] = 900\text{kN}$

土的摩擦力　　例表 6-7

土　层	深　度 (m)	计算厚度 (m)	摩阻力 (kPa)	桩尖承载力 (kPa)	说　明
填　土	9.7	—	—	—	
土	14.4	4.7	25	—	
中　砂	19	3.6	30	—	18m上，$f=3$
		1.0	35	2700	18m下，$f=3.5$

单桩承载力按地基基础设计规范经验公式估算如下：

$$P_u = \Sigma fF + R_j A$$
$$= 0.35 \times 40 \times [(4.7 \times 2.5) + (3.6 \times 3.0) + (1.0 \times 3.5)] + 2700 \times 0.35$$
$$= 696\text{kN}$$

液化部分摩擦力为（表6-7）

$$F = 0.35 \times 40 \times [(4.7 \times 2.5) + (2.1 \times 3.0)]$$
$$= 253\text{kN}$$

液化后单桩承载力为

$$[P_a]' = 696 - 253 = 443\text{kN}$$

试桩得到的容许承载力与按规范算得的容许承载力之比为90/69.6 = 1.293，按此比例，则液化后有：

$$[P_a]' = 443 \times 1.293 = 570\text{kN}$$

桩对 x 轴的几何特性 例表 6-8

桩数 n	y_i(m)	y_i^2	ny_i^2	桩数 n	y_i(m)	y_i^2	ny_i^2
5	20.65	426.42	2132.10	1	12.40	153.76	153.76
5	19.30	372.49	1862.45	1	12.20	148.84	148.84
2	18.35	336.72	673.44	2	12.15	147.62	295.24

表注：此表只列出部分桩的特性，其他桩的计算与之类似，为压缩篇幅未列入。

桩对 y 轴的几何特性 例表 6-9

n	x_i(m)	x_i^2	nx_i^2	n	x_i(m)	x_i^2	nx_i^2
2	5.70	32.49	64.98	1	1.20	1.44	1.44
2	7.60	57.76	115.52	2	10.00	100.00	200.00
1	3.20	10.24	10.24	1	3.25	10.56	10.56

表注：同例表6-8的注。

桩的平面布置如例图6-7，实际桩数为379根。

6.桩基的抗震验算（竖向）：由例表6-8和6-9的计算结果

最终 $\Sigma y_i^2 = 33573.76\text{m}^2$ $\Sigma x_i^2 = 33056.8\text{m}^2$

计算各桩所受的荷载Q_i：

$$Q_i = \frac{N+G}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\Sigma y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\Sigma x_i^2}$$

抗震验算仅在一个方向进行即可，因两个方向的地震倾覆力矩基本相等。

①地震阶段（只考虑最大地震力，不考虑液化引起桩侧摩擦力的减少）：

$$Q_{iy} = \frac{N+G}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\Sigma y_i^2}$$

单桩所受的力：

$$Q_{y.max} = \frac{223800}{379} + \frac{755270 \times 20.82}{33573.76} = 1058.9\text{kN} < 1.5[P_a]$$

$$= 1350\text{kN}$$

$$Q_{ymin} = \frac{223800}{379} - \frac{755270 \times 20.82}{33573.76} = 122.1\text{kN} > 0$$

②震后阶段（考虑桩侧摩擦力的减少，同时考虑一定的风荷载或地震荷载组合）：风荷载组合

$$Q'_{y.max} = \frac{223800}{379} + \frac{(69680 + 98350) \times 20.82}{33573.76} = 694.7\text{kN}$$

$$= 1.22[P_a]' < 1.5[P_a]' = 855\text{kN}$$

考虑7度地震组合

$$Q''_{y.max} = \frac{223800}{379} + \frac{(0.5 \times 656920 + 98350) \times 20.82}{33573.76}$$

$$= 1.5[P_a]' = 855\text{kN}$$

可见最大地震荷载作用时各桩的力（各桩位置参见群桩图）及液化后各桩上的力均未超过容许值。

7.基底剪力验算

按地震荷载组合，最大剪力为13460kN。

箱基侧壁的水平土抗力按静止土压力计算。静止土压力系数取0.4，侧壁宽39m。

箱侧总静止土压力：

$$E = \left[\left(\frac{1}{2} \times 27.52 \times 4.3\right) + (27.52 \times 1.7) + \left(\frac{1}{2} \times 4.08 \times 1.7\right)\right] \times 39 = 4270\text{kN}$$

（2）桩的抗水平荷载能力：

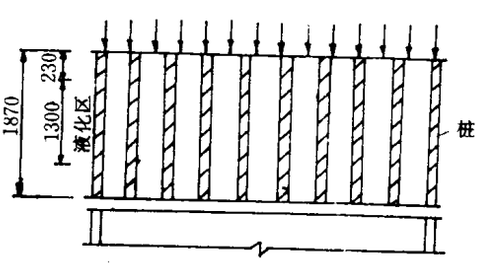
$$T = 379\,[T_a] = 379 \times 30 = 11370\text{kN}$$

（3）总抗力：$E + T = 4270 + 11370 = 15640 > Q_u = 13460\text{kN}$，满足要求：

8.群桩验算

在砂土中打桩，由于出现击实土核，群桩的效应系数$\eta > 1$。因此，可假定群桩的效应系数$\eta = 1$这样对垂直承载力的验算不再复核。

此外，应把群桩与桩间土看作一个假想的实体基础，以桩尖平面的深度作为假想基础的埋置深度，验算这个假想基础的地基强度（图6 8）。



例图 6 8　实体深基础地基强度验算模型

桩间土的平均重度为18kN m³。

实体基础自重为：

$(0.35 \times 0.35 \times 13 \times 379 \times 2.5) \times 10 + (864.54 - 0.35 \times 0.35 \times 379) \times 13 \times 1.80$

$= 15090 + 191438 = 206528\text{kN}$

实体基础底部内力为

$$N = 223800 + 206528 = 430330\text{kN}$$

$$M = 580200 + (13460 \times 18.7) + 98350 = 930250\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Q = 13460\text{kN}$$

经深度和宽度修正后的地基土承载力为

$$R = [R] + m_B \gamma\,(B - 3) + m_D \gamma_P\,(D - 1.5)$$

$$= 300 + 20 \times (18 - 10) \times (6 - 3) + 2.5 \times 13 \times (19 - 1.5)$$

$$= 917\text{kPa}$$

$$\sigma_{y.max} = \frac{430330(N)}{864.54(F)} + \frac{930250(M) \times 20.9(y_{max})}{66509.(I_x)}$$

$$= 791.0\text{kPa} < 917\text{kPa}，\text{满足要求}$$

$$\sigma_{y.min} = \frac{430330(N)}{864.54(F)} - \frac{930250(M) \times 20.9(y_{max})}{66509.1(I_x)}$$

$$= 205.5\text{kPa} > 0，\text{满足要求}$$

说明：（1）本工程处于8度地震区，Ⅲ类场地土，按现行《78抗震规范》规定，设计反应谱的平台拐弯点位于周期$T = 0.7$s处。经过多方考虑，本工程的地基土尚不是Ⅲ类场

地土中很软弱者，土样试验及实测脉动地表卓越周期为0.49s均说明土层有一定硬度。打桩时土又被大大挤密，也对改善场地土性质有利。为此本工程将设计反应谱平台拐点移前至周期为0.6s处，这样处理，可使计算地震荷载降低约15%。

（2）验算桩基时，要保证在液化土层失去摩擦力后桩基仍有足够的承载能力以确保上部结构的安全，本工程采用在液化层范围内取摩擦力$f=0$。对于地震力则考虑地基土喷冒滞后现象，采用两阶段计算方法，即第一阶段，当按设计烈度地震力取用时，不考虑地基液化的影响，按一般正常情况下验算桩基，在第二阶段考虑土液化时，采用正常静力组合的桩的工作荷载并扣除液化层及地面下4 m范围内的非液化层的摩擦力（考虑桩上部桩身与土间的缝隙）的算法，也有采用最小地震力（$0.2a_{max}$）组合的算法，本工程既考虑风荷载组合的桩基验算，又考虑7度地震荷载组合的桩基验算。

实例7 液化判别、液化等级确定和处理方案

某厂位于8度区，钻孔N_1的柱状图如例图7-1所示。在此饱和砂土地基上已有乙、丙类建筑。要求对砂土进行液化可能性判别并选择处理方案。

一、液化可能性初判

按建筑抗震设计规范初判标准，当饱和砂土层上覆非液化土层厚度不小于7 m，或地下水位不高于6 m，可不考虑液化影响。本工程场地第一土层为砂土，无上覆非液化土层，地下水位为1 m。故应根据标准贯入试验进行液化判别。

二、用标贯试验判别液化

将不同深度处的标贯实测数（未经杆长修正的），代入式（7-19），求出临界标贯值如下：

$d_s=1.4$ m：

$$N_{cr}=\overline{N}[1+0.1(d_s-3)-0.1(d_w-2)]\times 1$$

$$=10[1+0.1(1.4-3)-0.1(1-2)]=9.4>N=4$$，可液化

$d_s=4$：$N_{cr}=10[1+0.1(4-3)-0.1(1-2)]=12<15$，不液化

$d_s=5$：$N_{cr}=13>8$，可液化

$d_s=6$：$N_{cr}=14<16$，不液化

$d_s=7$：$N_{cr}=15>12$，可液化

以上计算说明$d_s=1.4$、5和7 m的三个标贯点均属可液化。

三、判定液化等级

只需计算三个可液化的标贯点，其他标贯点不必算。计算结果见例表7-1。根据此表可得到该钻孔的土层液化指数I为：

$$I=\sum_1^3\left(1-\frac{N_i}{N_{icr}}\right)D_iW_i$$

$$=\sum_1^3 ①\times⑦\times⑨$$

$$=0.57\times1.1\times10+0.38\times1\times10+0.2\times1.5\times7.75$$

$$=6.25+3.8+2.32$$

$$= 12.37$$

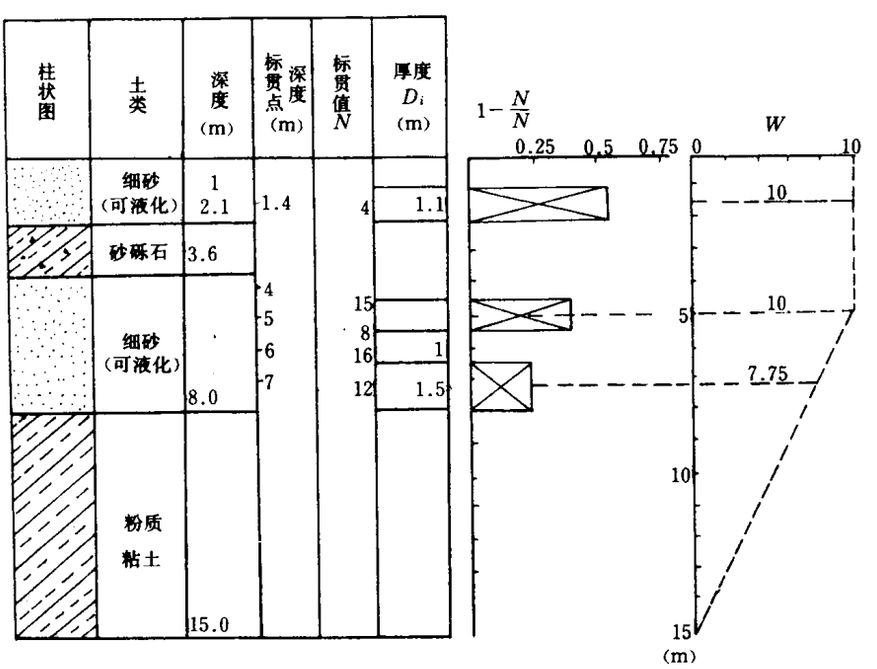
场地上另外三个钻孔算出的液化指数分别为：13.5、11.6、11.8，故场地的平均指液化数为：

$$I_0 = (12.37 + 13.5 + 11.6 + 11.8)\frac{1}{4} = 12.4$$

因$I_0 < 15$，故属中等液化危害场地。

可液化土层的液化等级计算　　例表 7-1

标贯点深度(m)	标贯值N	临界标贯N_{cr}	$1-\frac{N}{N_{cr}}$	标贯点所代表土层			h中点的深度Z_0(m)	与Z_0对应的权函数W	各层液化指数I=④×⑦×⑨	总液化指数$I=\Sigma$⑩
				上界面(m)	下界面(m)	厚度h(m)				
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
1.4	5	9.4	0.57	地下水位：1	2.1	1.1	1.55	10	6.25	6.25
5	8	13	0.38	$\frac{5+6}{2}=5.5$	$\frac{6+7}{2}=6.5$	1	5	10	3.8	10.05
7	12	15	0.2	$\frac{6+7}{2}=6.5$	8	1.5	7 25	7.75	2.32	12.37



例图 7-1　土层剖面及标贯值(钻孔N_1)

四、地基处理方案

根据表9-1，对乙类建筑考虑处理可液化地基的方案，将可液化层处理为不液化层。可考虑的方案有：

1.在基础下或基础旁设排水桩，鉴于地表下有一砂砾石层，渗透系数大，可利用此层为天然排水层，对排水桩更为有利，排水效果比无砂砾层时更好。排水桩深至－8.0m，基底下铺设20～30cm厚的砂砾层使各排水桩横向相连。

2.强夯加固　因液化层为砂层且在地表下8m以内，用强夯法易于加固，故若四周无

怕噪音或振动的精密仪表车间或居民点，可考虑采用强夯。夯击能量应比非液化土强夯时选得较大，以满足8度区抗液化的要求，使8 m深度内加固后的标贯值均大于临界标贯。

3.碎石桩 采用振冲碎石桩或沉管碎石桩均可。加固深度达到－8 m。加固后桩间土的标贯值应不小于8度区的临界标贯值。

对于丙类建筑，按第7章的处理原则宜优先考虑结构构造处理，只有在认为不能实施或不够可靠时再考虑地基加固。本例的液化指数虽属“中等”危害，但较接近“严重危害”等级。因此地基加固可能仍须考虑。现作下列分析：

1.在二层可液化土中危害最大的是第一层，如将它加固成非液化的，则液化危害可大大减轻，可将第一层液化层采用换土或表面夯实等简易方法进行处理或加密使达到不液化要求，而基础则尽量浅埋使第二层液化层处于地基主要受力范围（对单独基础不小于基础长边对条形基础不小于5 m）以下，此时，未处理的液化层的液化指数按例表7-1约为6.1，稍高于规范要求，在上部结构刚度较高时，可认为这样的处理原则上可以了。

2.对上部结构刚度不好的单层厂房等结构，加强上部刚度缺乏良策，宜适当提高地基加固的要求，例如采用较深的加固深度，使残余的液化层的液化指数小于4～5或一直加固到－m8 。在有残留液化层时，尚应考虑结构适应不均匀液化沉降的措施，如调整吊车轨道的可能等。

3.采用排水法 将地下水位由－1.0m降至－2.1m以下则第一层土排除了液化可能。应考虑建厂后水位降低的可能（在厂内用水为抽水井供水时常有此情况）或采用环绕建筑物或场区的排水沟网将水引向别处以降低第一层土中的水位。

实例8 软土震陷计算[1]

现选塘沽新港地区望海楼和建港村两个住宅区作为研究对象。

望海楼区内共有24幢建筑物，均为砖混结构，天然地基和筏型基础。筏基埋深约0.6m，设计地基承载力55～60kPa。其中10幢高四层，典型剖面如例图8-1所示，另外14幢高三层。在唐山地震中四层建筑物震陷值的变化范围为16.7～29.3cm，平均22cm。三层建筑物的分别为14.4～21.4cm和17.3cm。

建港村住宅区内有7幢建筑物都是三层砖混结构和天然地基，钢筋混凝土条形基础，埋深1.1m，设计地基承载力为50kPa典型建筑剖面与例图8-1类似。7幢建筑物震陷值的变化范围为4～15cm，平均7.8cm。

需说明一点，各建筑物的震陷值是不均匀的，有的倾斜甚至很明显，但上述给出的震陷值是该建筑物各测点上观测值的平均值。

一、地基土层情况

塘沽新港位于天津东南，海河入海口。地形平坦，地势很低，地质年代属于新生代第四纪全新世；第四纪沉积物厚达1～2km以上。

望海楼住宅区的地基土层为：地表下3 m范围内是软粘土，下面几乎都是淤泥质土。建港村住宅区的地基土层为：地表下2.9m范围内为人工填土，下有2 m厚的粘土，再以下为淤泥粘土等。两个住宅区在－3～－20m之间均为浅海堆积层，但建港村住宅区的土层

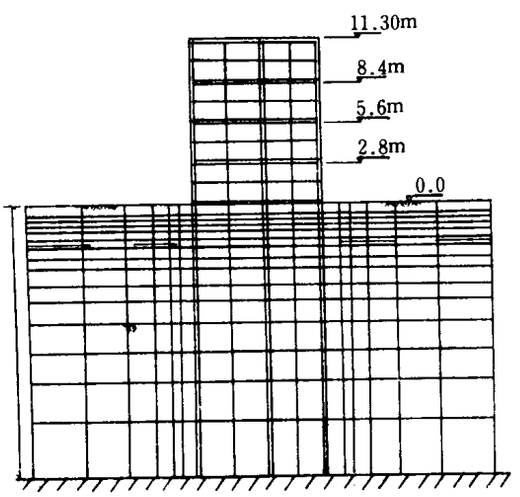
[1] 摘自石兆吉等人成果。

刚硬一些，如例图8-2及例表8-1中所示。图中给出典型压缩模量值随深度的变化。

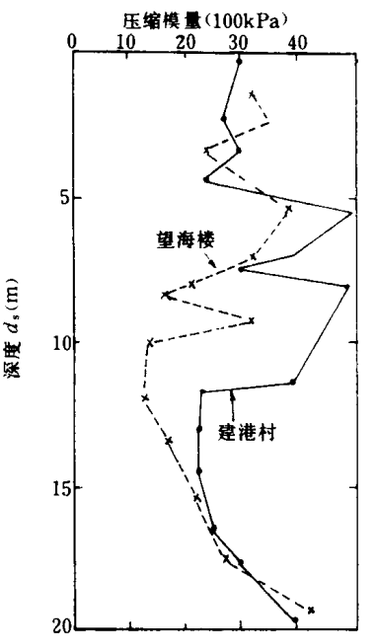
二、计算方法

1.土层的计算分层

由于实际土层分层很复杂，若对单个建筑一一计算不仅工作量大且似无必要，应从平均意义上加以研究。



例图 8-1　四层砖混结构、筏基剖面和单元划分



例图 8-2　压缩模量随深度的变化

而且只对典型的土层、结构、基础类型进行计算分析。分析中取：

（一）两个住宅区取相同的土层结构。

（二）沿深度把土层分成四类：

Ⅰ类土：埋深 1 ～ 3 m，黄褐粘土，

Ⅱ类土：埋深 3 ～ 6 m，灰褐色淤泥质土，

Ⅲ类土：埋深 6 ～10m，灰褐色淤泥质土，

Ⅳ类土：埋深10～50m，灰褐色淤泥。

（三）四种建筑物和基础类型：四层砖混结构和筏基；三层砖混结构和筏基；三层砖混结构和条基以及四层砖混结构和条基。前三种类型均有实测震陷值可资比较。例图8-1。给出筏基剖面图和有限元网格图。

2.计算原理和框图：

震动的主要效果是土壤变软，模量降低，因而产生震陷值。设震动前的土模量为E_i，与震动作用相应的拟割线模量定义为$E_p=\sigma_d\ \varepsilon_p$，$\sigma_d$为动应力，$\varepsilon_p$为残余应变。这样，就可得到软化后土的模量

$$E_{ip}=\frac{1}{\frac{1}{E_i}+\frac{1}{E_p}} \qquad (例8-1)$$

进行两次静力有限元分析。第一次用E_i，第二次用E_{ip}，两次静力分析求得的位移之差即为待求的震陷值。

望海楼和建港村住宅区地基土层 **例表 8-1**

望海楼住宅区					建港村住宅区				
土层成因	层厚(m)	层位深度(m)	土类	土质描述	土层成因	层厚(m)	层位深度(m)	土类	土质描述
人工堆积	1.0	1.0	素填土	灰色稍湿以粉质粘土为主，含杂质	人工堆积	2.3	2.3	素填土	褐色，粘土成分为主，含少量炉灰碴，白灰碴、腐殖物
冲积	1.3	2.3	粘 土	褐黄色，饱和，可塑，质匀，腐殖物					
湖沼沉积	1.0	3.3	淤泥质粘 土	灰黑流塑，质匀，大量有机质	冲积	1.4	3.7	淤泥质粘 土	棕褐，流塑，土质匀，块状，氧化铁质，腐殖物
浅海堆积	1.0	4.3	淤泥质粘 土	灰褐，流塑，质匀，含少量腐殖物	浅海堆积	0.6	4.3	粘 土	褐灰色软塑，有机质
	0.7	5.0	粉 质粘 土	灰褐，软塑，质匀，含有机质		2.7	7.0	粉 质粘 土	褐灰，软塑，具层理结构，含少量有机质，碎贝壳
	0.3	5.3	粘 土	灰褐，软塑，质匀，含有机质		0.3	7.3	淤 泥粘 土	灰褐，流塑
	1.7	7.0	淤泥质粉质粘土	褐灰，流塑，含有机质，少量贝壳					
	1.0	8.0	淤泥质粘 土	褐灰，流塑，含有机质，少量腐殖物					
	0.3	8.3	淤 泥	褐灰，流塑，有机质		4.2	11.5	粉 质粘 土	灰褐，软塑，夹轻亚粘土微薄层，含有机质，碎贝壳
	0.7	9.0	粉 质粘 土	褐灰，可塑，质匀，含有机质					
	0.3	9.3	淤泥质粘土	流塑，余同上		0.3	11.8	淤 泥	褐色，流塑
	0.4	9.7	粉质粘土	褐灰，软塑，有层理					
	3.6	13.3	淤 泥	褐灰，流塑，含有机质、碎贝壳		4.5	16.3	淤泥质粘 土	灰褐，流塑，有层理，含少量腐殖物，碎贝壳
	2.3	15.3	淤泥质粘 土	灰褐，流塑，含少量腐殖物碎贝壳					
	2.2	17.5	粘 土	灰褐，可塑，土质较匀，含少量腐殖物，碎贝壳					
	0.3	17.5	淤泥质粘土	灰褐，流塑，含贝壳		3.4	19.7	粘 土	灰褐，可塑，土质匀，含腐殖物，贝壳
	1.15	18.95	粉 质粘 土	灰褐，可塑，粘性大，含腐殖物，碎壳					
冲积		19.3	粘 土	灰黑，灰褐色，可塑，质匀，含碎石，有机质	冲积		20.0	粘 土	褐黑，硬塑，含有机物

3.输入地震

根据天津医院记录到地面运动时程，利用反演的方法求得埋深50m处的运动时程。把这一运动时程作为输入地震运动。

4.结构单元的划分

取楼板的重度为2.5kN/m³，墙体的重度为19kN/m³。由楼板和墙围成的单元为空单元，其重度可按下式估算：

$$\gamma_{空}=\frac{\text{各横墙的重量}+\text{活载}}{\text{楼层总体积}} \qquad \text{(例8-2)}$$

计算得到居住间一侧的重度为2.3kN/m³，楼梯间一侧的重度为1.7kN/m³。

5.结构刚度的确定

土壤、楼板和墙的刚度按其材料估算。空单元的刚度，是由楼板 墙组成的框架的刚度，估算比较困难，幸好空单元的刚度对震陷计算中关键性参数—最大动主应力σ_{1d}的影响很小。故在正式计算中，把楼板和墙的压缩模量一律取为1.8×10^5kPa，空单元为8×10^4kPa。

6.土壤参数的确定

动模量和阻尼比随剪应变的变化关系列于例表8-2。Ⅰ～Ⅳ类土的剪切波速值分别为92，96，119和134m/s。静力有限元分析所需要的邓肯参数列于例表8-3中。割线模量形式下的邓肯公式为：

$$E_5=K_5(\sigma_3)^{n_3}\left[1-\frac{(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)R_f}{2\cdot C\cdot\cos\phi+2\sigma_3\sin\phi}\right] \qquad \text{(例8-3)}$$

式中　E_5——土壤的割线模量；

φ、C——土的粘聚力和内摩擦角；

σ_1、σ_3——最大和最小静主应力；

K_5、n_3、R_f——试验参数（例表8-3）。

作震陷分析时采用下列震陷试验经验表达式：

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_p&=10\left[\frac{\sigma_d}{\sigma_3}\frac{1}{C_5}\right]^{\frac{1}{S_5}}\left(\frac{N}{10}\right)^{\frac{S_1}{S_2}}\\C_5&=C_6+S_6(K_c-1)\\S_5&=C_7+S_7(K_c-1)\end{aligned}\right\} \qquad \text{(例8-4)}$$

式中　ε_p——残余应变；

σ_d——动应力；

K_c——固结主应力比；

N——循环次数，计算中取$N=20$；

S_1、C_6，C_7，S_6，S_7——试验参数，四类土的这些参数值均列于例表8-4中。

7.修正系数的确定

由于计算方法中有许多假定，土工试验技术的不完善，以及取用的是平均意义上的实测震陷值等，因此，计算和实测结果之间肯定会有误差。消除这种差别的一种方法是，在计算中取某个修正系数C_r：

$$C_r=\frac{\sigma_d}{\sigma_{1d}} \qquad (5)$$

模量比、阻尼比与剪应变的关系 例表 8-2

剪应变 γ (%)	G/G_{max}				阻尼比 (λ)			
	土类				土类			
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
5×10^{-4}	0.997	0.997	0.997	0.997	0.008	0.006	0.010	0.008
1×10^{-3}	0.994	0.994	0.994	0.994	0.010	0.008	0.013	0.010
5×10^{-3}	0.969	0.972	0.969	0.970	0.0113	0.010	0.015	0.0126
1×10^{-2}	0.940	0.946	0.939	0.942	0.0175	0.0175	0.0225	0.020
5×10^{-2}	0.760	0.777	0.755	0.763	0.0625	0.080	0.0625	0.060
1×10^{-1}	0.612	0.635	0.606	0.617	0.0925	0.0925	0.090	0.090
5×10^{-1}	0.240	0.258	0.235	0.244	0.175	0.183	0.205	0.215
1.0	0.136	0.148	0.133	0.139	0.180	0.225	0.260	0.270

静力邓肯参数 例表 8-3

土类	K_s (100kps)	n_s	φ (度)	c (100kpa)	R_r
Ⅰ	1.52	1.0	23.8	0.05	0.364
Ⅱ	3.96	0.729	22.9	0.20	0.402
Ⅲ	12.37	0.465	23.2	0.38	0.478
Ⅳ	4.22	0.665	21.5	0.10	0.447

震陷参数 例表 8-4

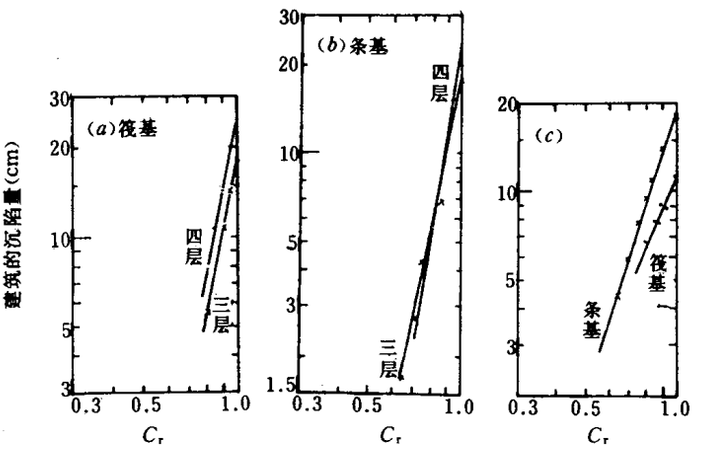
土类	S_1	C_6	C_7	S_6	S_7
Ⅰ	-0.128	0.61	0.186	0.208	0.0
Ⅱ	-0.145	0.53	0.178	0.240	0.0
Ⅲ	-0.203	0.38	0.150	0.350	0.0
Ⅳ	-0.159	0.49	0.160	0.220	0.0

很明显，若σ_{1d}值一定，则在不同的C_r值下就可获得不同的σ_d，ε_p和E_{ip}，这样，就可得到不同的随C_r值而变的计算震陷值。

三、计算结果与分析

对四种结构和基础型式分别在不同的C_r值下进行了计算，得到建筑物震陷值与C_r值之间的关系，如例图8-3所示。图a为筏基的结果。可以看出，C_r值愈大，震陷量也愈大，而且四层的震陷量比三层的大，根据实测平均震陷值可从图中查得C_r值的变化范围：四层时C_r平均0.98，三层时C_r平均0.99。可以认为，筏基的C_r值与层数关系不大。图b是条基的结果。实测震陷值的C_r值变化于0.76～0.97之间，平均为0.86。这一结果表明，若取C_r= 1(筏基）或0.9（条基），则本文方法可以比较好地估算出四层左右一般砖混结构的平均震陷值。

图c给出了地表震陷值与C_r值之间的关系。取C_r = 1.0（筏基）和0.9（条基），从图上可得到相应的地表震陷值11～13cm，这个数字与塘沽新港地区的地表震陷观测值相差不大，据新港建港指挥部资料报导，自然地面的震陷值约为8cm塘沽北塘糖果食品库震后桩头露出地表约12cm（原先与地面平）。

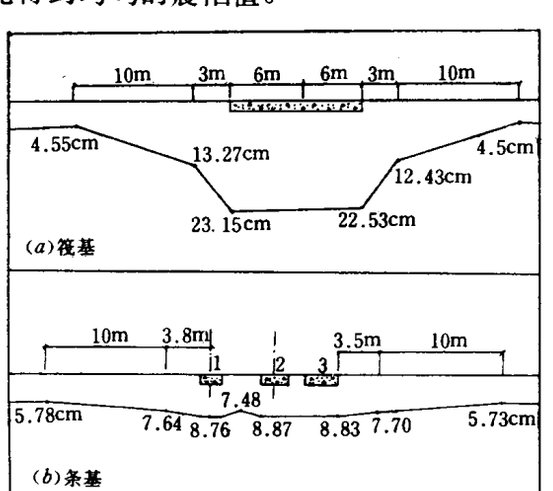


例图 8-3　修正系数C_r与震陷量的关系

由于计算中采用了等效荷载，以作用N次，幅值为σ_{1d}的等幅动荷载来代替不规则的地震荷载，没有考虑地震荷载的不对称性，故只能得到均匀的震陷值。

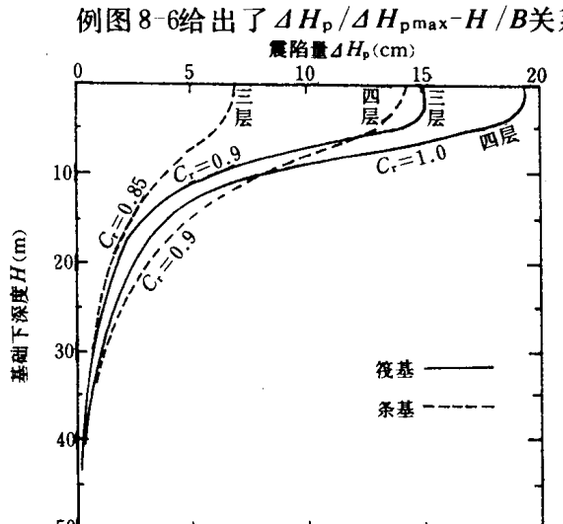
由例图8-5，可以看出在基础下10m范围内，筏基的震陷量要比条基的大许多。原因是基础下10m范围内的土遭到明显的震陷作用。而条基受到明显震陷作用的土体积小，故震陷值也小。

在工程上，2cm的震陷对建筑物来讲似乎无大害。以此为准，从例图8-5上求得震陷的影响深度，即震陷值为2cm处的深度。震陷影响深度H_{cri}与基础类型的关系似不大，而与建筑物高度有关。三层建筑物的H_{cri}约为19m，四层的约为24m。分别为2.1B和2.6B（B—建筑物宽度）。

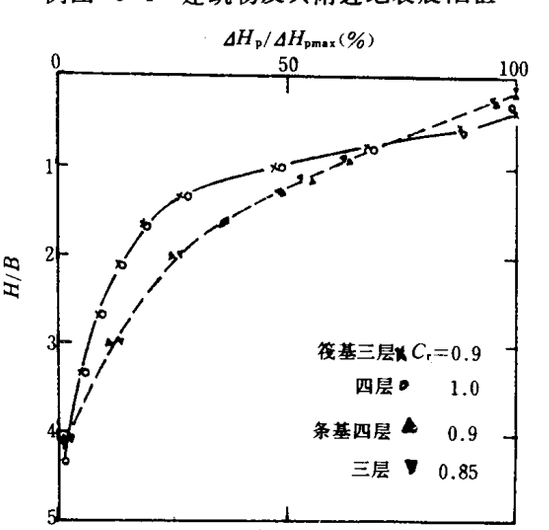


例图 8-4　建筑物及其附近地表震陷值

例图8-6给出了$\Delta H_p/\Delta H_{pmax}$-$H/B$关系



例图 8-5　震陷值随深度的变化



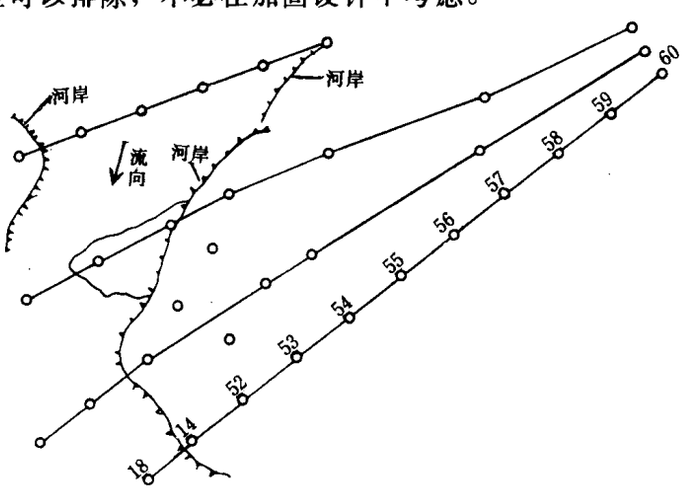
例图 8-6　$\Delta H_p/\Delta H_{pmax}$-$H/B$关系曲线

曲线，ΔH_p为某深度处的震陷值，ΔH_{pmax}为基础底面处的最大震陷值，H为沿基础底面算起的深度。可以看出，变化规律只与基础类型有关，与层数关系不大。其次，在贴近筏基和条基底面下都有一层未压缩(震陷)层筏基下的较厚，约2m有余，条基的较薄，不到2m，此外，条基的震陷沿深度衰减较慢而筏基在10m深度以内的衰减也较慢，超过10m后，很快衰减。看来在8度情况下，对基础下1B范围内的软弱土层进行加固，将会显著减少建筑物的震陷值。

实例9 已有地下水管的抗液化设计[1]

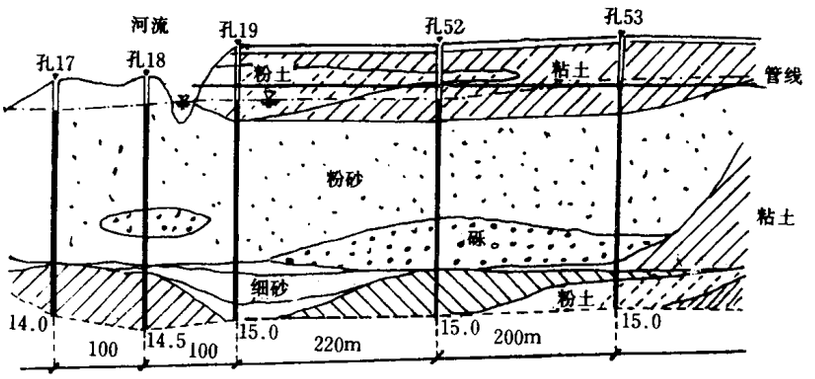
某大型企业的生产、生活用水的水源地位于黄河边。属8度地震区，由于该供水泵站是全厂唯一的水源，一旦遭到地震破坏，将造成生产停顿及重大次生灾害，损失难以估计。该线路已服务多年，原设计来考虑抗震设防，故在1985～1990年进行了对地下供水网络的抗震加固。设防烈度为8度。管线位置一般在自然地表下1.1m(至管顶)管线穿越的地区，地质条件有多种：基岩、粘性土、砂层、滑坡等。在典型的抗震不利地段，地表层为可塑-软塑的粉质粘土、粉土和中密以下的粉细砂，下部为粗、砾砂。除粗、砾砂外，均为软弱层，钻进极易。承载力基本值为：粉砂和粉土为10kPa；细砂及粉质粘土为15kPa；粗砾砂为30kPa以上。地下水位埋藏浅，使粉、细砂饱和，钻进时呈稀释悬浮状，粘性土扰动后呈流动状。经标贯及波速测定，粉、细砂及粉土属8度时可液化土。例图9-1及9-2为河岸边的地质剖面及平面。例图9-3为连结井处的地质剖面。管线全长12km左右。有4km左右处于可液化土中。液化将对管线及闸井等构筑物产生上浮、倾斜、侧推，不均匀沉降及地震反应与非液化土不同等等地震效应。对上述各项效应，经过分析采用不同的处理方法：

1.地震力引起的内力在非液化土与液化土的交界处较大，用地下管线地震反应分析程序分析的结果说明，这种动应力虽然较非液化土中的为大，但它还未曾超出管线的承受能力，因而这个潜在危险可以排除，不必在加固设计中考虑。

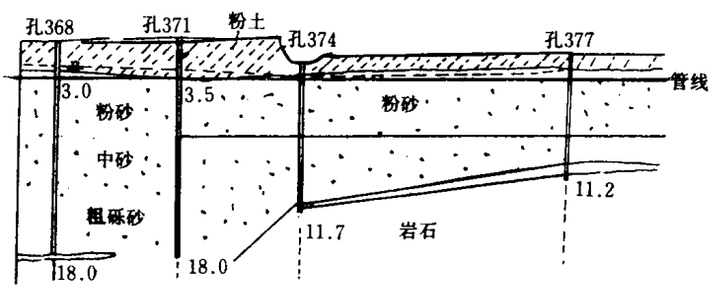


例图 9-1 水源地钻孔布置

[1] 本例摘自冶金部建筑研究院抗震所"××工程设计计算,1990"。



例图 9-2　地质剖面之一



例图 9-3　地质剖面之二

2.侧向位移：管线的侧向位移主要来自两方面原因，一是当管线位于液化土中或液化土上的非液化土中时，由于液化土液化后的侧向扩展，液化土及上覆非液化层产生水平永久位移而使管线位移；第二个原因是液化不均匀沉降或上浮使管线同时产生水平位移。侧向扩展引起的水平位移无疑其量值要比后一种原因产生的位移更大，但由于经费的限制，勘察工作只能沿线布点，无力进行更大范围内的勘察，而为了查清是否有可能产生侧向扩展须查清液化土的分布、层面倾斜、厚度等。由于原来的勘察资料没有考虑抗震，因而这些资料均须重头开始建立，这就使勘察费用无法承担。因此目前暂不考虑液化侧扩的影响。所幸根据现有资料看出液化层在近河岸处厚度不大，层底亦不是始终倾向河心，也许侧向扩展的危险并不存在。

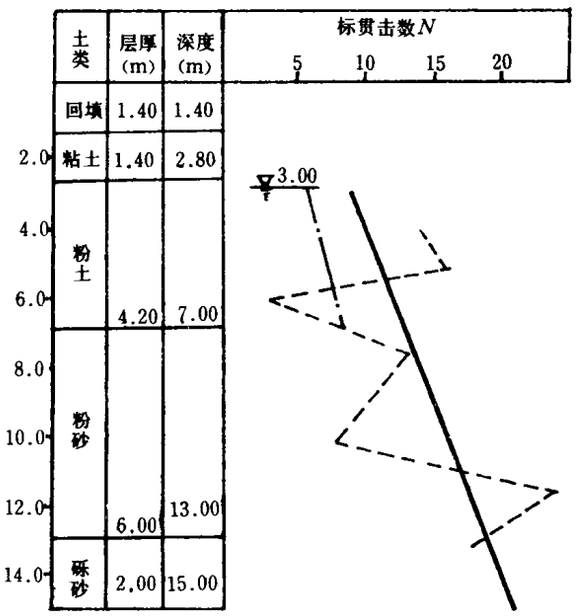
3.本次加固的重点在防止液化后管线的上浮，飘移及在与非液化土的交接处的不均匀变形。

所供水钢管的抗液化上浮措施如下：

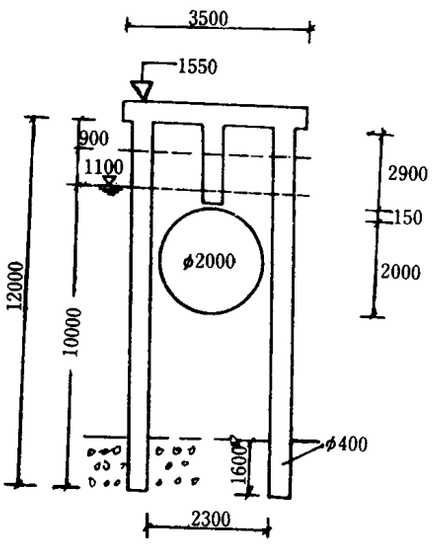
供水钢管直径 2 m，有421m的长度位于液化土中。液化深度一般在地下－8m以内，如例图8-4所示。

初步方案拟采用旋喷桩加固，旋喷桩嵌入砾砂层中，借旋喷桩自重与砾砂的摩阻力抵消上浮力。旋喷桩每隔20m设一对。此方案经过旋喷桩现场试验后被否决，主要因砾砂层中旋喷桩成形不理想，整体性无法保证。

最终加固方案如例图9-5及9-6所示。用机械挖孔灌注桩及横梁组成框架来固定管子。横梁中部设一短柱顶在钢管上。浮力通过短柱传至横梁及配筋的灌注桩上，由桩的抗拉力及砾石层中的摩阻力抵抗浮力。桩径取D = 400m m，桩长12 .0m，伸入砾石层中 1.6 m 。在此情况下验算浮力：



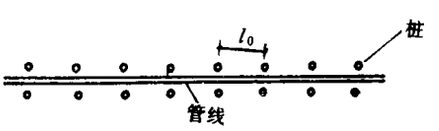
例图 9-4　典型的标贯资料



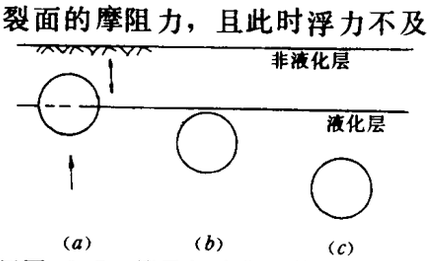
例图 9-5　用灌注桩加固管道

1.最不利情况

当管子在液化土中上浮时，上覆非液化土层的阻力是否能利用应视管子的位置而定。当管子处于例图9-7中a的情况时，可以利用土的沿破裂面的摩阻力，且此时浮力不及例图



例图 9-6　抗浮灌注桩的平面布置



例图 9-7　管子与液化层的相对位置

9-7b及c大，因之是不危险的，例图9-7b中管子浮力与c一样但却有土的阻力可以利用；例图9-7c是最危险的，因为不能利用土的摩阻力。因此管子可以上浮至最大限度，此情况应做为设计时的依据。

2.抗浮计算

每延米钢管的上浮力为：

$$F = \gamma_s \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot 1 - W$$

式中　F——每延米钢管的上浮力，kN/m；

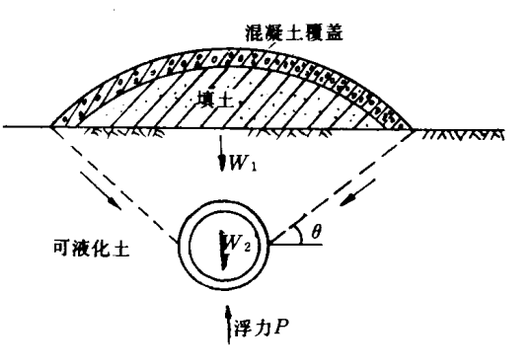
W——每延米钢管及水的总重量。

W = 39kN/m；

γ_s——可液化土的饱和重度，按20kN/m³计；

D——管径，D = 2.0m。

将诸值代入后得每延米的浮力为：



例图 9-8　用填土抗管子上浮（W_1、W_2 —重力）

$$F = 20 \cdot \frac{\pi D^2}{4} - W = \frac{20 \times 2^2}{4} - 39 = 62.8 - 39 = 23.8\text{kN/m}$$

抗浮力计有框架体系的自重（水下扣去浮力）P_1及砾石层内桩周摩阻力P_{z0}根据已有资料知：

$$P_1 = 2 \times \frac{\pi D^2}{4}[l\gamma_c - 10\gamma_0] + \frac{\pi D_1^2}{4} l_1 \gamma_c + D_1^2 \times l_1 \gamma_c$$

$$= 2 \times \frac{0.4^2 \times \pi}{4}[12 \times 24 - 10 \times 10] + \frac{0.2^2 \cdot \pi}{4} \times 2.9 \times 24$$

$$+ 0.4^2 \times 3.5 \times 24$$

$$= 2[36.19 - 12.56] + 8.75 + 13.44 = 69.45\text{kN}$$

$$P_2 = \pi D_1 f_1 l_2 = \pi \times 0.4 \times 60 \times 1.6 = 120.64\text{kN}$$

式中 l 为桩长；l_1为短柱长；l_2为桩伸入砾砂层中的距离；γ_c及γ_0为混凝土及水的重度；f_c为砾石层的桩周摩阻力，在得到实测资料前按照60kPa计算。

设桩间距为l_0，则

$$l_0 = \frac{P_1 + P_2}{1.1F} = \frac{190}{1.1 \times 23.8} = 7.25\text{m}$$

上述计算中未考虑液化层以上的桩周摩阻力及非液化土层对管子上浮的阻力。因无详细地质资料。在施工前应复查加固地段的地质条件和砾砂层的位置，以校核桩的长度及间距。为节省投资，在有条件时宜考虑液化层以上的桩周摩阻力及土对管子上浮的阻力。

在液化上浮力不大的地段（如管子半埋于液化土中）则用如例图9-8所示的填土压重法以平衡管子上浮力。填土上面覆盖混凝土地面以保护填土不遭附近农民破坏（管子所在地为农田）。日久尘土堆积在混凝土地面的侧面，混凝土亦将得到土和野草的保护。在得不到这种保护时，可将混凝土地面按抗低温裂缝要求配纵横向钢筋。此情况下抗浮的受力平衡方程为：

$$F = (W_0 + 2T\sin\theta)\frac{1}{1.1}$$

式中　F——每延米管子所受的浮力，kN/m；

W_0——混凝土地面所罩的土及混凝土的重量，kN/m；

T——沿假想破裂面的土的摩擦力，kN/m²；

θ——破裂面的倾角；1.1为安全系数。

调整W_0与θ之值，使之满足上式。

实例10　灰坝地震稳定分析[1]

一、概况

某电厂灰场高33m，拟堆高9m。加高以后能否在地震时或在静力下保持稳定，实属疑问，为此，进行了这一分析论证。

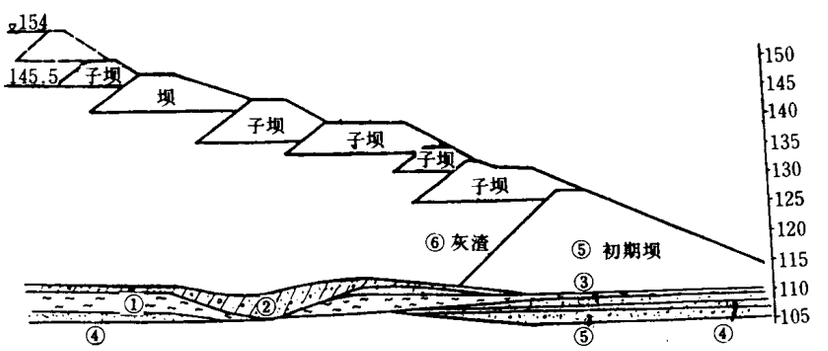
---

[1] 本例摘自沈珠江等，辽宁电厂一灰场静力与地震稳定分析，1989。

灰场的典型断面如例图10-1所示，底部为砂砾石，含粘土砂砾石和淤泥互层，总厚度约4～6 m，以下为风化混合岩。初期坝及各级子坝大部由含粘性和砾石的风化混合岩填筑，透水性较差。

二、土料特性

粉煤灰的粒径为d_{50} = 0.043mm，平均干密度为1.21g/cm³，渗透系数10^{-4}～10^{-3}cm/s，压缩系数a_v为0.09 (MPa)$^{-1}$，有效内摩擦角34°～36°。典型的三轴排水试验结果如例图10-2。



例图 10-1 主坝断面

①淤泥；②砾砂混粘土；③砾砂；④砂；⑤填料；⑥灰渣

坝基淤泥实际上是中等压缩性的粘性土，孔隙比0.53～0.66，压缩系数a_v=0.22～0.28 (MPa)$^{-1}$，有效内摩擦角和粘聚力分别为φ' = 25°～30°，c' = 4～25kPa。其它土料颗粒极不均匀，土性相差很大。

对灰土和坝基淤泥还进行了动三轴试验以测定其抗液化强度及动模量。灰土试样是扰动土按干密度0.80g/cm²制备的，淤泥则用原状土样。试验结果表明。灰土30次液化动强度比τ_d/σ_3 = 0.13。属中等，灰土的力学特性并不太差。由于动力试验是用扰动土样制备的，估计得出的动模量和动强度还可能偏低。但破坏时的孔隙压力也可能偏小。

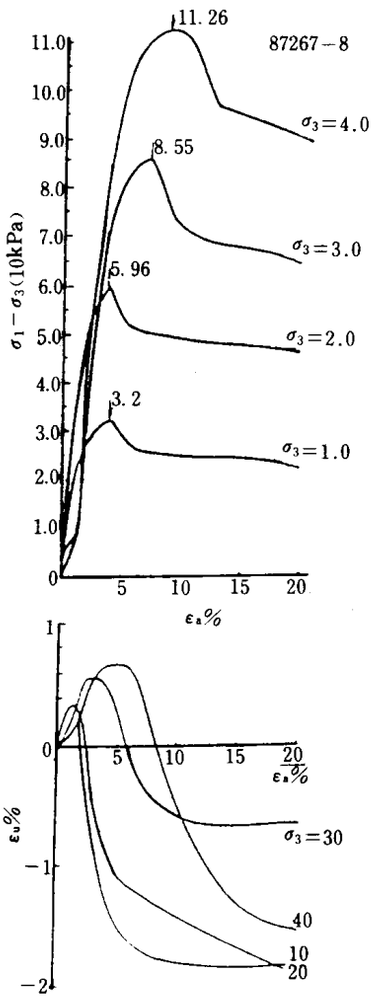
三、分析方法和计算参数

地震液化分析用自编有效应力程序EFESD进行方法的要点是，先按Biot固结理论进行模拟施工顺序的静力计算，得出各个阶段的坝体变形、应力和孔隙压力分布。然后假设某一时刻发生地震，把地震持续时间分成10个时段，对每一时段先进行动力分析，求出各点的加速度和动应力、应变，并用经验公式求得残余应变和振动孔隙压力增量，然后按Biot固结理论进行一次静力计算，得出变形和孔隙水压力的发展，再转入下一时段的计算，如此反复进行，直到地震结束。各个时刻的孔隙水压力分布求出后，即可用Bishop的简化有效应力法考虑孔压但不考虑地震力进行抗滑稳定分析，获得相应的安全度评价。

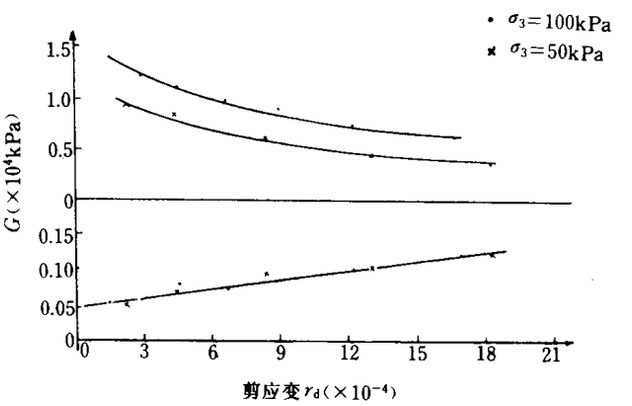
静力计算中用下式计算切线模量E_t和侧限压缩模量M_t：

$$E_t = \mathrm{kPa}\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n (1 - R_s)^2 \qquad \text{(例10-1)}$$

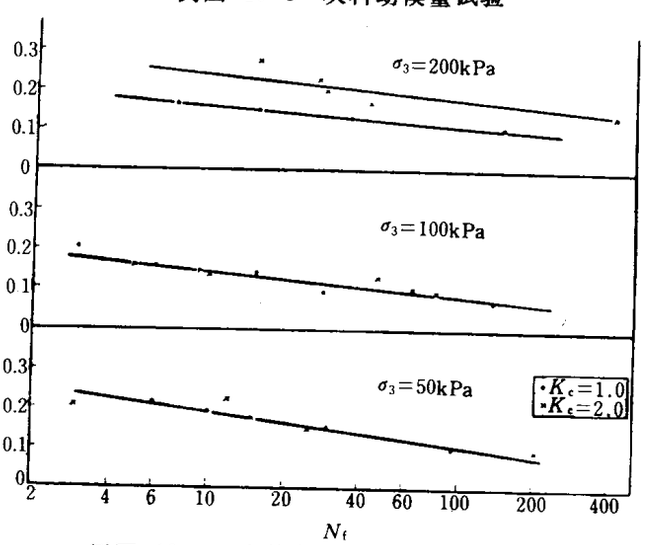
$$M_t = k_m p_a \left(\frac{\sigma_1}{p_a}\right)^m \qquad \text{(例10-2)}$$



例图 10-2　灰渣三轴试验曲线



例图 10-3　灰料动模量试验



例图 10-4　动剪应力比与破坏周数关系曲线

其中σ_1和σ_3为大小主应力（有效应力），p_a为大气压力，而

$$R_s=\frac{R_f}{2}\quad\frac{(\sigma_1-\sigma_3)(1-\sin\phi)}{c\cos\phi+\sigma_3\sin\phi}\qquad\text{(例10-3)}$$

至于c、ϕ、R_f、K、n和K_m、m为7个计算参数。前面5个由三轴试验测定，后面2个由压缩试验测定。上述非线性模型未能考虑土的剪缩特性，为此另外再引入一个剪切孔隙压力系数a。

动力计算中用下列两式（例10-4）和(例10-5)计算动剪切模量G和阻尼比λ根据实际土的动力试验资料，此处G与λ的表达形式与式（7-96)～式（7-99）稍有不同：

$$G=\frac{k_2(\sigma_s')^{n_d}}{1+k_i\gamma_d(\sigma_s')^{n_d-1}}\qquad\text{(例10-4)}$$

$$\lambda=\lambda_{max}\frac{k_1\gamma_d(\sigma_s')^{n_d-1}}{1+k_i\gamma_d(\sigma_s')^{n_d-1}}\qquad\text{(例10-5)}$$

动力计算每一时段结束后按经验公式(例10-6)和(例10-7)计算残余体积和剪切应变增量

地信网论坛
BBS.3S001.COM

$$\Delta\varepsilon_v = c_1 (\gamma_d)^{c_2} \exp(-c_3 R_s^2) \frac{\Delta N_l}{1+N_l} \quad (例10-6)$$

$$\Delta\gamma_s = c_4 (\gamma_d)^{c_5} R_s^2 \frac{\Delta N_l}{1+N_l} \quad (例10-7)$$

其中 ΔN_l 和 N_l 为等效振动次数的增量和累加量，c_1、c_2、c_3、c_4、c_5为5个计算参数，c_1根据等向固结土样振动10次液化的动应力比确定，c_3和c_4则根据不等向固结土样振动10次破坏时的动应力比确定，$c_2 = 0.75$，$c_5 = 1$为经验常数。振动孔隙水压力按式(例10-8)推算

$$\Delta u = K_u \Delta\varepsilon_v \quad (例10-8)$$

K_u为回弹模量（见例表10-1）。

静力和动力参数如例表10-1，石料的静力和动力参数系根据经验假定。输入地震为1976年的松潘地震记录，最大加速度调整到0.1g，卓越周期从0.12s放长到0.24s，持续时间20s。坝内浸润线的位置由渗流计算得出。

四、主坝断面计算

断面的单元划分如例图10-6中实线所示。包括将来填高到154m高程，总单元数为252个，结点数275个。静力计算模拟1960年开始的填筑过程，直到将来继续加高。共分17级计算，动力计算分10个时段进行。

例图10-7为填筑到最后高程154m时的应力水平等值线，可见初期坝附近有一大片破坏区。(应力水平等值线为1.0)预示着坝坡的稳定性较差。

静力计算结果无明显的超静孔隙水压力。例图10-8为地震结束时的残余孔隙水压力分布，最大孔隙压力2.18米水柱，表层一排单元发生液化。输入地震及坝顶190结点的反应加

地信网论坛 BBS.3S001.COM

分析中所用的参数 例表 10-1

土类	渗透系数 k (cm/s)	竖向与水平向K值之比R_k	饱和密度 ρ (g/cm³)	粘聚力 C' (kPa)	有效摩擦角 φ'	破坏比 R_f	杨氏模量系数 K	压缩模量系数 K_m
灰土	2.5×10^{-3}	2	1.54	0	34	0.8	125	77
填土	4.9×10^{-4}	1	2.05	25	34	0.8	165	123
坝基砂砾	4.5×10^{-4}	1	2.14	24	35	0.8	370	122
坝基淤泥	5×10^{-6}	1	1.90	25	28	0.7	140	56
加固石料	—	—	2.10	0	40	0.7	200	140

土类	卸荷量模 k_{mu} (MPa)	幂次 n	幂次 m	剪切孔压系数 a	动模量系数 k_2	动模量系数 k_1	动体变及剪切变形参数 c_1	c_3	c_4
灰土	22.0	1	0.35	0.3	261	10.6	0.0056	1.1	0.1
填土	20.0	0.6	0.34	0.2	600	6	0.001	1.6	0.1
坝基砂砾	40.0	0.29	0.33	0.13	1000	6	0.001	1.6	0.1
坝基淤泥	18.0	1	0.4	0.2	359	7.7	0.001	2.0	0.1
加固石料	30.0	0.3	0.2	—	400	6	0.0002	1.0	0.02

顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

速度示于例图10-9中，最大反应为0.69m s^{-2}，放大系数小于1，这与坝身的自振周期（约2.5～5s）远大于输入地震的卓越周期有关。

根据上述静力分析和停震时孔隙压力分布，进行Bishop的简化有效应力法滑弧稳定验算，得出静安全系数为：现有高度——1.10，加高后——0.95；地震时的安全系数为：现高——0.98，加高后——0.79。滑弧位置如例图10-10，说明滑弧的大部通过初期坝。静力安全系数1.10，刚够稳定，如果继续加高或遇到地震和暴雨，就有可能滑坡，因而必须加固。

五、主坝加固断面计算

建议在现有边坡外侧加筑保护壳，把外坡由1:2.25放缓至1:3。保护壳可用碎石或堆石堆筑。保护壳与原坝体之间设置一层排水的土工织物以保护壳内的干燥。加固断面的单元划分也表示在例图10-5中，静力计算得出的填到154m高程后的应力水平等值线与例图10-6相比，下部破坏区明显缩小，而在加固壳体中则没有破坏区，应力水平普遍较低。地震结束时的最大孔隙压力2.89米水柱，而顶部的液化区范围与未加固的情况基本一致。加固后的坝顶反应加速度示于例图10-8中，最大值为0.82m s^{-2}。

加固前后的最危滑弧示于例图10-9中。可见加固壳的存在使滑弧向上移动。静力条件下的安全系数为：现有高——2.13加高后——1.93，地震时安全系数为：现有高——1.95，加高后——1.89。说明建议的加固措施是十分有效的。

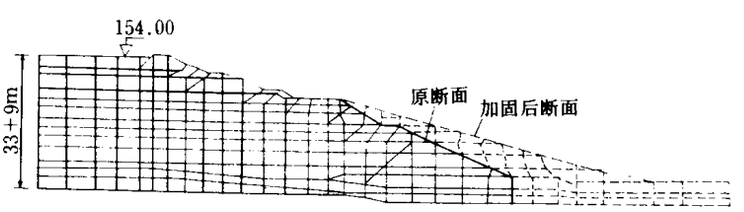
以上计算分析所采用的参数均系实验室试验所得。考虑其与实际情况的差异，以及模型本身的误差，进行了稳定补充计算。计算中把灰土的内摩擦角由34°减小为30°。

计算结果见例图10-10。加固前，静安全系数为：现坝高——1.02，加高后——0.88，地震时的安全系数、现坝高——0.86，加高后——0.74。加固后。静力时：现坝高——1.83，加高后——1.74。地震时：现坝高——1.60，加高后——1.52。

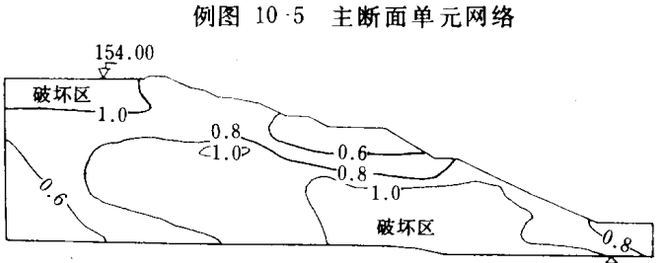
我们认为，把上述的安全系数值，作为对主坝的安全性评价是合适的。

六、结论

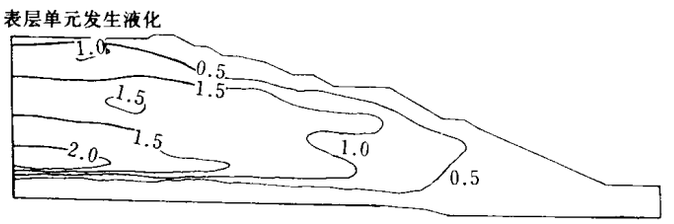
灰场现有断面不够稳定，7°地震时有滑坡的危险。因此，建议在外坡加筑保护壳，把边坡放缓至1:3，并同时采取有效的排水措施保证壳内无水。此时，加高后安全系数可以提高到1.50以上，满足了稳定的要求。



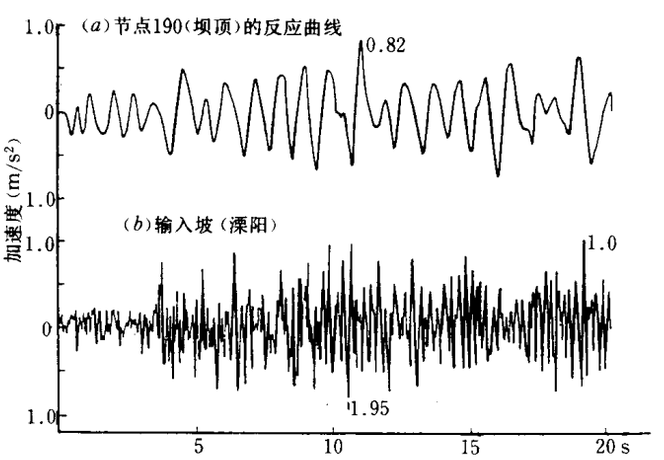
例图 10-5　主断面单元网络



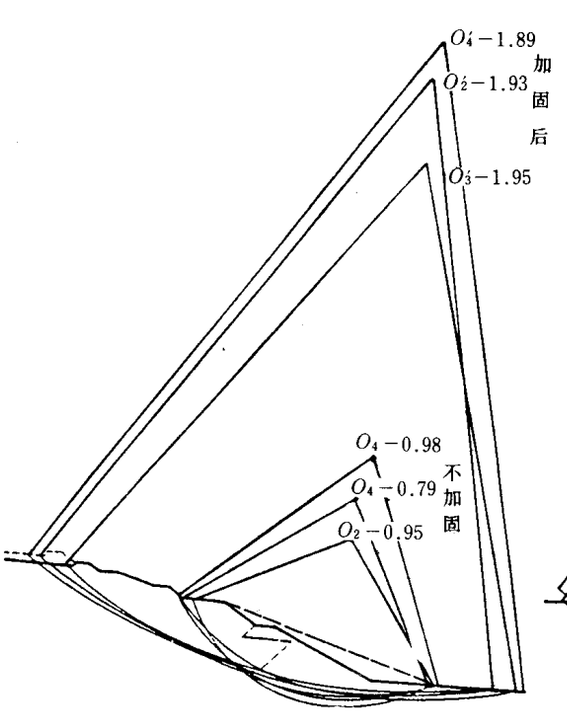
例图 10-6　震前应力水平等值线



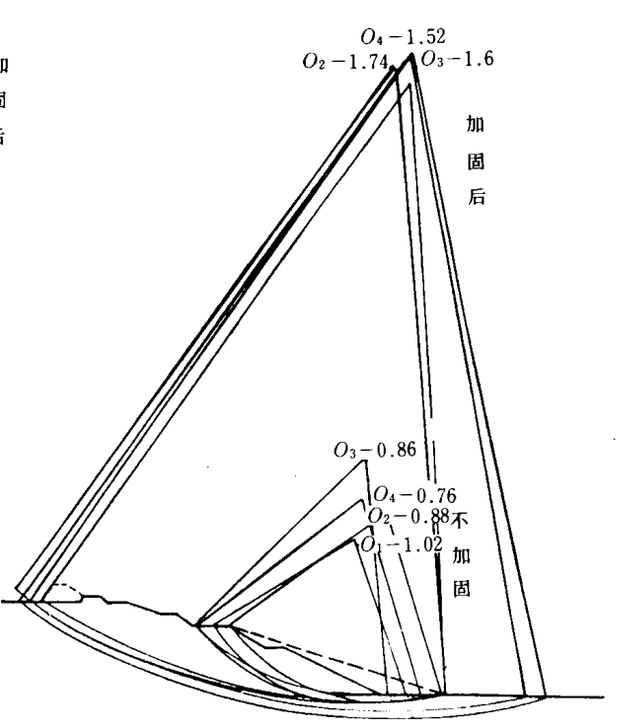
例图 10-7 地震结束时残余孔隙压力（米水柱）



例图 10-8 输入及反应加速度



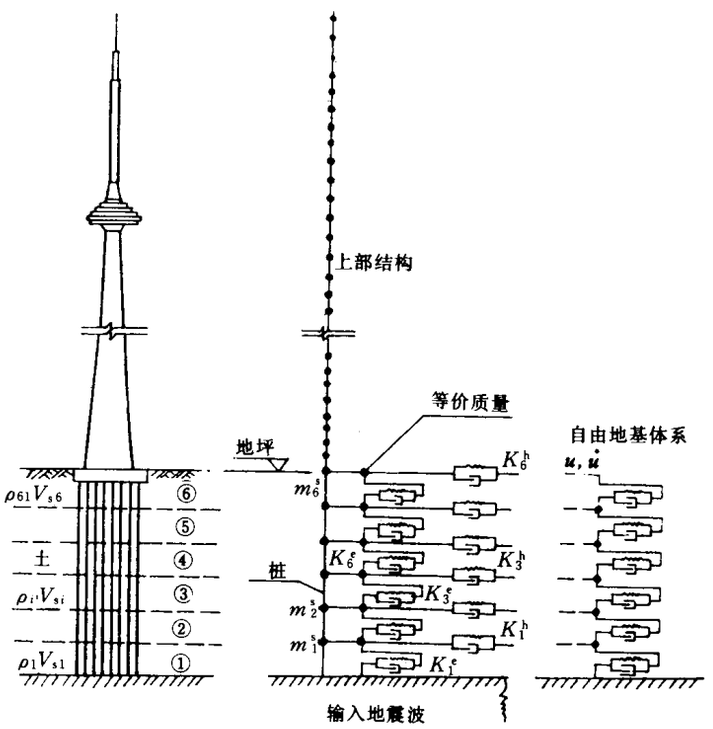
例图 10-9 主断面最危滑弧及安全系数



例图 10-10 主断面补充计算

实例11　天津市电视塔结构桩-土共同作用分析❶

电视塔的结构简图见例图11-1。塔高385m，钢筋混凝土结构，下有560根截面为0.45×0.45m的桩。土层参数见例表11-1，计算中将结构化简为27个集中质量，在桩尖水平处输入迁安地震波。假定桩附近的土与自由场的土的振动相同，这部分土称为等价土体系。它们与自由地基体系间由等价水平弹簧连系。



例图 11-1　结构简图与计算模型

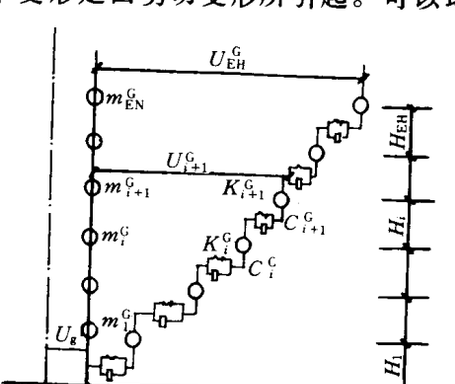
（二）自由场地体系

假定自由地基水平方向是无限的，地震时土的水平变形是由剪切变形所引起。可以取单位面积的土柱按剪切型悬臂多质点系进行分析。离散化后的自由地基体系的运动方程可以写为

$$[m^G]\{\ddot{U}\}+[C^0]\{\dot{U}\}+[K^G]\{U\}=-[m^G]\{E\}\ddot{U}_g \qquad (例11-1)$$

式中 $[m^0]$ 为对角化的质量矩阵；阻尼矩阵 $[C^G]$ 及刚度矩阵 $[K^G]$，均为对角矩阵；$\{U\}$、$\{\dot{U}\}$、$\{\ddot{U}\}$ 分别为位移、速度及加速度列阵。

在底部输入地震波，解上式可得各质点的位移、速度和加速度，通过等价水平弹簧传递给相互作用体系，进而求得电视塔-桩-土相互作用地震反应。



例图 11-2　自由地基体系分析模型

❶ 本例摘自“土木工程学报”1991年8月期，严世超文：电视塔-桩-土相互作用地震反应分析。

（三）等价土体系

为了进行相互作用地震反应分析，要求三组参数：等价土的等价质量M、层间剪切刚度K及等价水平弹簧系数K'。根据明德林公式，可求得在半空间体内一点(x_1, y_1, z_1)处的水平力P作用下，任意点(x, y, z)的水平位移u_i：

$$U_x(x,y,z)=\frac{3P(x_1,y_1,z_1)}{8\pi E}\left[\frac{1}{R_1}+\frac{1}{R_2}+\frac{2zz_1}{R_2^3}+(x-x_1)^2\left(\frac{1}{R_1^3}+\frac{1}{R_2^3}-\frac{6zz_1}{R_2^5}\right)\right] \qquad (例11-2)$$

式经过适当推导，可以计算出一个柔度矩阵$[F]$，求逆后得到等价土体系的刚度矩阵$[K]$：

$$[K]=[F]^{-1}=\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \cdots\cdots & k_{1,EN-1} \\ k_{21} & k_{22} \cdots\cdots & k_{2,EN-1} \\ & \cdots\cdots\cdots\cdots & \\ k_{EN-1,1} & k_{EN-1,2} \cdots\cdots & k_{EN-1,EN-1} \end{bmatrix} \qquad (例11-3)$$

式中EN为土层分层数。由此可求得等价土体系上下质点的剪切弹簧系数：

$$K_i^s=\sum_{j=i+1}^{EN+1} k_{ij} \qquad (i=1,2,\cdots,\ EN) \qquad (例11-4)$$

及等价水平弹簧系数

$$K_i^k=\sum_{j=1}^{EN+1} k_{ij} \qquad (i=1,2,\cdots,\ EN) \qquad (例11-5)$$

当结构不存在时，等价水平弹簧系数应为零，此时其自由振动应与自由地基体系的自由振动完全相同。据此，可以确定等价土体系的等价质量M。

（四）结构及群桩的刚度矩阵

将上部结构简化成集中质量体系和弯剪型杆，考虑杆端有位移及转角，分别建立相应的微分方程，根据边界条件求解，再将两种情形的结果叠加，即为杆端有位移又有转角情形的单元刚度矩阵，按有限元原理组装成上部结构刚度矩阵。

推导群桩的刚度矩阵时，从对称的两根桩的基本情况出发，推导该情况下的等效段单元刚度矩阵，由单元两端有侧移及有转角两种基本情况叠加而得，再推广到n根对称布置的群桩情形，便可得到群桩的力和位移的关系

$$\begin{Bmatrix} Q_j \\ M_j \\ Q_k \\ M_k \end{Bmatrix}=\begin{bmatrix} \frac{12nEI}{(1+\varphi)l^3} & \frac{6nEI}{(1+\varphi)l^2} & -\frac{12nEI}{(1+\varphi)l^3} & \frac{6nEI}{(1+\varphi)l^2} \\ \frac{6nEI}{(1+\varphi)l^2} & \frac{(4+\varphi)nEI}{(1+\varphi)l}+\frac{EJ}{l^2} & -\frac{6nEI}{(1+\varphi)l^2} & \frac{(2-\varphi)nEI}{(1+\varphi)l^2}-\frac{EJ}{l} \\ -\frac{12nEI}{(1+\varphi)l^3} & -\frac{6nEI}{(1+\varphi)l^2} & \frac{12nEI}{(1+\varphi)l^3} & -\frac{6nEI}{(1+\varphi)l^2} \\ \frac{6nEI}{(1+\varphi)l^2} & \frac{(2-\varphi)nEI}{(1+\varphi)l}-\frac{EI}{l} & -\frac{6nEI}{(1+\varphi)l^2} & \frac{(4+\varphi)nEI}{(1+\varphi)l}+\frac{EJ}{l} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} y_f \\ \theta_f \\ y_k \\ \theta_k \end{Bmatrix} \qquad (例11-6)$$

简写为

$$\{F_p\}=[K_p]\{\delta_g\} \qquad (例11-7)$$

式中　n——桩总数；

I——单桩惯性矩；

$$J=\sum_{i=1}^{n}Ay_i^2;$$

A——桩横截面；

y_i——第 i 根桩形心到中轴的距离；

$[K_p]$——群桩的段单元刚度矩阵。

假设桩承台为刚性，根据土的分层将群桩分为若干段单元，对每段形成群桩的等效段单元刚度矩阵，然后再组装成群桩的刚度矩阵。

结构-群桩的总刚度矩阵为一个$2N\times 2N$阶的矩阵。

（五）电视塔-桩-土体系的运动方程[4]

$$[M]\{\ddot{V}\}+[C]\{\dot{V}\}+[K]\{V\}=-[M]\{E\}\ddot{U}_g+a[K^h]\{U\}+[K^h]\{\dot{U}\}\quad(例11\cdot 8)$$

式中　质量矩阵 $[M]=[M^s]+[M^e]$

刚度矩阵 $[K]=[K^s]+[K^e]+[K^h]$

阻尼矩阵 $[C]=a[K^s]+\beta([K^e]+[K^h])$

角标 s 代表结构与桩，e 代表等价土体系，h 代表等价水平弹簧；a 为结构及桩的阻尼系数；β为土的阻尼系数；$\{V\}$、$\{\dot{V}\}$、$\{\ddot{V}\}$分别为结构及桩的水平位移、速度及加速度列阵；$\{U\}$、$\{\dot{U}\}$ 分别为自由地基的水平位移及速度列阵；$\ddot{U}_g$为输入的地震加速度；$\{E\}$为单位列阵。

（六）电视塔 桩 土体系的自振特性

利用传递矩阵法求解体系的自振特性时，首先要确定由状态变量（位移、转角、剪力、弯矩）构成的状态向量 $\{s\}$，通过一系列从上到下“事件”的传递矩阵，将构件两端的状态向量联系起来，根据两端的边界条件得到求解自振频率的方程，解出N个自振频率值。

上部结构的传递矩阵：由节点上力的平衡与位移协调条件导出点传递矩阵P_s，由梁单元刚度矩阵导出域传递矩阵F_s，可得上部结构的传递矩阵

$$T_s=F_sP_s=\begin{bmatrix}1 & 0 & 0 & m\omega^2\\ l & 1 & 0 & ml\omega^2\\ l^2/2EI & l/EI & 1 & ml^2\omega^2/2EI\\ (2-\varphi)l^3/12EI & l^2/2EI & l & (2-\varphi)ml^3\omega^2/12EI\end{bmatrix}\quad(例11\cdot 9)$$

桩与等价土体系的传递矩阵

$$T_p=F_pP_p=\begin{bmatrix}1 & 0 & 0 & m_i\omega^2-K_t^h\\ 12sl[t+sl^2(1+\varphi)]/q & 1+6K^2sl^2q & 12K^csl^2[t+(1+\varphi)sl^2]/q & 12sl[t+(1+\varphi)](m_i\omega^2-K\eta)/q\\ 6sl/q & (12s+K^2)/q & 1+6K^2sl^2/q & 6sl(m_i\omega^2-K\eta)/q\\ [(2-\varphi)sl^2-t]/q & 6sl/q & 12sl[t+sl^2(1+\varphi)]/q & [(2-\varphi)sl^2-t](m_i\omega^2-K\eta)/q\end{bmatrix}$$

（例11·10）

式中　$q=t(12s+K^e)+sl^2[12s(1+\varphi)-K(2-\varphi)]$；$t=EJ/l$；$s=EI_*/(1+\varphi)l^3$；

$\varphi=12EI/GA_sl^2$

自由地基体系的传递矩阵

$$T_F = F_F P_F = \begin{bmatrix} 1 & m_i^G\omega^2 \\ 1/K_i^G & 1 + m_i^G\omega^2/K_i^G \end{bmatrix} \qquad (例11-11)$$

具体计算中先用矩阵乘法得到频率行列式值，然后用对分法搜索求根，实行频率和终端边界条件的双重精度控制，用反算修正迭代来消除误差的传播。

（七）电视塔-桩-土体系的地震反应

将体系的位移向量$\{V\}$写成按振型以广义座标表示的形式

$$\{V\} = [\phi]\{q\} \qquad (例11-12)$$

将上式代入运动方程（例11-8），两边各前乘以矩阵$[\phi]^T$，可得

$$[M^*]\{\ddot{q}\} + [C^*]\{\dot{q}\} + [K^*]\{q\} = \{P^*(t)\} \qquad (例11-13)$$

式中 广义荷载列阵 $[P^*] = [\phi]^T\{P(t)\} = \{P_{p1}, P_{P2}, \cdots, P_{PN}\}^T$，$\{P(t) = -[M]\{E\}\ddot{U}_b + a[K_h]\{U\} + [K_h]\{U\}$；广义质量列阵 $[M^*] = [\phi]^T[M][\phi] = \mathrm{diag}(m_{p1}, m_{p2}, \cdots, m_{pN})$；广义刚度矩阵$[K^*] = [\phi]^T[K][\phi] = \mathrm{diag}(K_{p1}, K_{p2}\cdots, K_{pN})$；广义阻尼矩阵

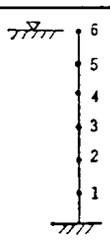
$$[C^*] = [\phi]^T[C][\phi] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & \cdots & C_{1N} \\ C_{21} & C_{22} & \cdots & C_{2N} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ C_{N1} & C_{N2} & \cdots & C_{NN} \end{bmatrix} \qquad (例11-14)$$

计算表明：上式中非对角元素与对角元素值之比不大于20%，故可将非对角元素略去。本例采用Newmark-Wilson θ法求解地震反应。

（八）计算结果

（1）自振周期：由例表11-2看出，当电视塔-桩-土体系情形时，其自振周期比刚性地基情形增大，以基本周期增长最多，达9.7%；

原 始 数 据 例表 11-1

示意图	编号	土层厚度 (m)	重度 (kN/m³)	剪切模量 (MPa)	剪切波速 (m/sec)
	6	7.0	17	29	130
	5	7.0	16	32	140
	4	7.0	15	39	160
	3	7.0	15	39	160
	2	6.0	17	117	260
	1	8.0	18	165	300

自 振 周 期 对 比 例表 11-2

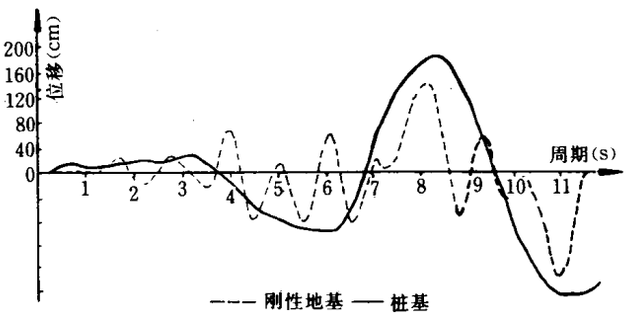
振型	情形	
	刚性地基情形	电视塔-桩-土体系情形
1	6.1346	6.7396
2	1.9251	1.9343
3	1.1159	1.1539
4	0.6902	0.7083
5	0.4834	0.4906
6	0.3747	0.3885
7	0.2640	0.2692

（2）地震反应：由例图11-3及例图11-7可见。

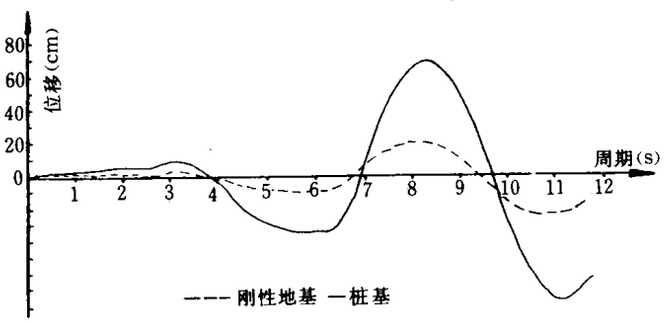
1）电视塔-桩-土体系时，体系柔度大，总位移中包括基础平移和旋转，故比刚性地基大；2）电视塔-桩-土体系的位移曲线变化率小，鞭梢效应没有刚性地基严重，3）刚性地基时塔顶及底部的弯矩和剪力较大。

（三）关于求解地震反应所需振型数的讨论

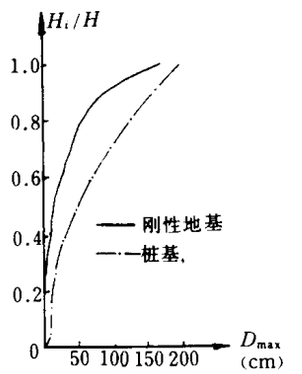
根据计算可以看出，对于刚性地基情形：（1）前七个振型叠加的结果比前三个振型叠加的结果相差较多（表11-3）高振型对塔中部以上的影响较大。所以按刚性地基假定，分析时，需取七个以上的振型。对于电视塔-桩-土体系情形：（1）前三个、七个、十个振型



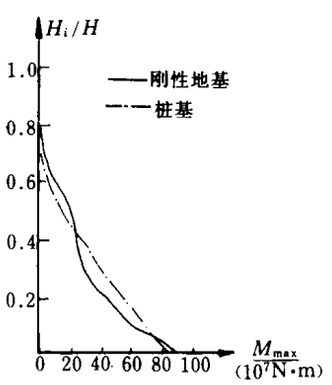
例图 11-3　塔顶位移反应图



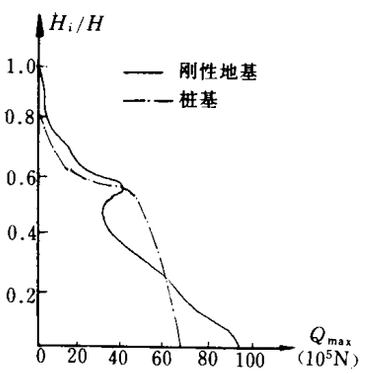
例图 11-4　塔楼位移反应图



例图 11-5　最大位移包络曲线图



例图 11-6　最大弯矩包络曲线图



例图 11-7　最大剪力包络曲线图

的计算值较为接近；考虑相互作用后，低振型的贡献占主要地位。故本例取前三个振型即可。

计算表明，考虑与不考虑等价质量时基本周期之比为0.9313，差别不大。考虑与不考虑等价土剪切刚度时基本周期之比为0.55，说明在分析中应当考虑等价土剪切刚度，否则会导致较大误差。不考虑与考虑等价水平弹簧系数时基本周期之比为0.84，放大两倍与不放大该系数时基本周期之比为0.94，说明其影响不太显著。

四、结论

（1）电视塔基本周期一般大于3s，不适合使用抗震设计规范中的反应谱。因此宜进行电视塔-柱-土体系相互作用地震反应分析。

（2）考虑塔-桩-土相互作用比刚性地基情形的内力一般有所减少，但在部分截面处反而有所增大（具体随不同输入波等因素而异），说明按刚性地基分析并不总是偏于安全。

对于软土上电视塔这类重要高耸结构，除按刚性地基分析外，宜再按电视塔-桩-土体系进行地震反应分析。

（3）刚性地基情形下高振型对电视塔这类高耸结构影响较大，特别是对结构中部以上的影响更为显著。而考虑电视塔-桩-土相互作用后，低振型的贡献是主要的。

（4）刚性地基情形下电视塔的鞭梢效应很显著。而考虑电视塔-桩-土相互作用后，鞭梢效应减轻。

刚性地基和电视塔-桩-土体系情形电视塔各截面的最大弯矩和最大剪力值 **表 3**

截面序号	弯矩（10^7N·m）					剪力（10^5N）				
	考虑叠加的振型数			$\frac{M_7}{M_3}$	$\frac{M_{10}}{M_3}$	考虑叠加的振型数			$\frac{Q_7}{Q_3}$	$\frac{Q_{10}}{Q_3}$
	三	七	十			三	七	十		
	M_3	M_7	M_{10}			Q_3	Q_7	Q_{10}		
33	0 (0)	0 (0)	0 (0)			0.285 (0.025)	0.589 (0.036)	0.662 (0.036)	2.066 (1.440)	2.322 (1.440)
30	0.236 (0.160)	0.362 (0.166)	0.360 (0.166)	1.534 (1.038)	1.525 (1.038)	1.340 (0.160)	1.990 (0.158)	1.980 (0.159)	1.485 (0.998)	1.478 (0.994)
25	1.300 (0.156)	1.370 (0.157)	1.390 (0.157)	1.054 (1.006)	1.069 (1.006)	2.750 (0.810)	3.550 (0.814)	3.220 (0.813)	1.291 (1.005)	1.171 (1.004)
20	2.520 (1.000)	3.860 (1.003)	4.240 (1.004)	1.532 (1.003)	1.683 (1.004)	9.990 (4.910)	13.050 (4.910)	13.090 (4.915)	1.306 (1.000)	1.310 (1.001)
15	20.680 (16.350)	20.880 (16.350)	21.030 (16.350)	1.010 (1.000)	1.017 (1.000)	23.060 (47.900)	26.690 (47.940)	26.340 (47.950)	1.157 (1.001)	1.142 (1.001)
10	38.560 (49.950)	37.730 (49.950)	38.260 (49.950)	0.978 (1.000)	0.992 (1.000)	54.120 (59.980)	54.270 (59.970)	59.250 (59.960)	1.003 (1.000)	1.095 (1.000)
6	84.470 (82.640)	9.3100 (82.640)	93.940 (82.650)	1.102 (1.000)	1.101 (1.000)	65.720 (66.600)	90.800 (66.700)	91.830 (66.730)	1.382 (1.002)	1.397 (1.002)

注：表中括号内为电视塔-桩-土体系情形的值；不带括号的为刚性地基情形的值。

索引(中英对照)

B

饱和度 degree of saturation 94
饱和砂 saturated sand 135
饱和土 saturated soil 92.94.100.135
饱和积砂 saturated loose sand 103
白噪声 white-noise 104
边界条件 boundary conditions 28,82
边坡 slope 225～228
边坡稳定 slope stability 225
变形 deformation 193
标准贯入击数 blow count of SPT, 173
标准贯入试验 standard penetration test (SPT) 76,173
标准应变 standard strain 96
表面振动法 surface vibration technique 74,76
表面波谱分析法 SASW (spectral analysis of surface wave) 77
不排水条件 undrained condition 137
波的反射 wave reflection 15
波的折射 wave refraction 15
波的透射 wave incidence 15
波动方程 wave equation 38
波数 wave number 38
波速试验(波速测试) wave velocity measurement 74
波长 wave length 77
波速 wave velocity 37,74

C

参考应变 refrence strain 91
侧向变形 lateral deformation 279
侧向荷载 lateral load 279
侧向扩展 lateral spread 144,146,148
场地 site 4,6
场地类别 type of site 64
场地土(层) stratum of site 64
超越概率 probability of exceedance 59
超固结 overconsolidation 161
超固结比 over consolidation ratio (OCR) 91
超孔隙水压力 excess pore water pressure 135
承载力 bearing capacity 131
承载力系数 bearing capacity factors 130,132
沉陷 subsidense 320
持力层 bearing stratum 240
持续时间 duration 124
冲击荷载 impact load 124,130
冲剪破坏(刺入破坏) punching failure 130,173
冲积层 fluvial deposit stratum 17
初期坝(尾矿坝) initial start dam 313
初始液化 initial liqucfaction,primary liquifaction 137
触变性 thixotropy 192
传感器 sensor, transducer 82
传递函数 transfer function 41
传递边界 transmitting boundary 110

D

打入桩 driven pile 291
打桩 pile driving 299
滞后 time lag 103,291
单孔上传法 up-hole technique 74
单孔下传法 down-hole techuique 74
单桩承载力 pile capacity 277
单桩极限承载力 ultimate carrying capacity of single pile 278
单桩容许荷载 allowable pile bearing load 277
单自由度弹性体系 elastic system of one-degree of freedom 28
挡土结构 retaining structure 227
挡土墙 bulkhead wall, retaining wall 227
等效振次 equivalant cyclic number 128
等值线 contour line,isoline 167

邓肯-张模型 Duncan-Chang model 199
堤 dike,embankment, levee 318～322
地基 foundation,foundation soil 60,130,206,207,234,303
地基加固 foundation improvement 237
地面峰值加速度 peak acceleration of ground motion 12
地面峰值速度 peak velocity of ground motion 13
地面下沉 ground subsidence,land subsidence 186
地下管道 underground pipeline 302
地下室墙 basement wall 295
地裂缝 ground fissures 149
地震 earthquake, ground shake 1,6
地震反应分析 earthquake response analysis 33,46
地震地面运动 ground motion during earthquakes 14
地震灾害(震害) seismic hargard, earthguake damage 1,16,20,64
地震持时 duration of earhquake 26
地震输入 earhquake input 32,54
地震危险性分析 seismic risk analysis 45,46,47
地震系数 seismic coefficient 60
地震影响系数曲线 earkquake affecting coefficient curve 60
地震波 earthquake wave,seismic wave 2,6,12,14,17
地震波(曲线)记录 seismic record 4
地震反应 seismic response 4
地震反应谱 earthquake respons spectrum 210
地震工程学 earthquake engineering 4
地震荷载 seismic load 209
地震基本烈度 seismic basic intensity 2
地震加速度 seismic acceleration 13
地震剪力 seismic shear force 210
地震力 seismic force 209
地震烈度 earthquake intensity, seismic intensity 1,3,4,7,16,45
地震小区域划分 seismic microzoning 3
地震设计烈度 seismic design intensity 58
地震设计参数 seismic design parameter 3
地震系数 seismic coefficient 210
地震影响系数 coefficient of seismic effect 211
地震震级 earthquake magnitude 7,53
地形 land form,terrain 3,19,45
地貌 geomorphology 3,19,45
地微动 microtremor 104
地质年代 geological age,geological period 172
地质剖面图 geological profile 152,154
地质柱状图 geological column,geological log 335
第四纪 Quaternary period 172
动剪切模量 dynamic shear modulus 3,82
动模量 dynamic modulus 72,76,80,87
动力放大系数 dynamic amplification factor 65
动力载荷试验 dynamic loading test 73,77
动强度 dynamic strength 4,99,100,124～126,129
动强度指标 characteristics of dynamic strength 128
动承载力 dynamic bearing capacity 130
动荷载 dynamic load 124
动抗剪强度 dynamic shear strength 128
断层 broken course, dislocation fault 9～12,22
对数螺线 log spiral 132

F

筏片基础(筏基) mat foundation 120,122
反演(反卷积) deconvolution 110
反应谱 response spectrum 27,31,64
反馈 feedback 18
非线性性质 nonlinear behaviour 111
粉砂 silty sand 134
粉土 mo,silt 134
浮力 buoyancy 215
浮重度 buoyant unit weight, submerged unit weight 215
覆盖层 covering layer 3
复合地基 composite foundation 245
复数 complex 38
复(数)波数 complex wave number 38
复(数)波速 complex wave velocity 38
复(数)模量 complex modulus 38
附加应力 additional stress,superimposed stress 166
富利哀变换 Fourier transformation 41
富利哀级数 Fourier series 105
富利哀积分 Fourier integration 105
富利哀谱(富氏谱) Fourier spectrum 105,106

G

概率密度函数 probability density function 48,54,59
刚度矩阵 rigidity matrix 33,112
刚性地基 rigid foundation 112
高层建筑 high-rise building 295
高桩承台 high-rise pile cap 287
工程抗震 aseismic engineering 2,4
工程勘察 geotechnical investigation 77
工程地质学 engineering geology 2
共振柱试验 resonant column test 73,87
共振作用 resonant effect 18
构造地震 tectonic earthquake 6
固结 consolidation 126
固结比 consolidation ratio, 126
固结试验 consolidation test 90
固有周期 fundamental period 17
故(河)道 ancient stream channel 148～151,222
惯性力 inertial force 28
广义座标 generalized coordinate 34

H

洪积层 diluvial soil stratum 17
宏观震中 damage earthquake center 7
滑动 slide 146
滑动带 sliding zone 146
滑动土体 sliding mass 146
滑坡(地滑) landsilde 21,22,45,226
黄土 huangtu(China),loess 221

J

基本周期 basic period 70,109
基础 footing,foundation 121
基础工程学 foundtion engineering 2
基底剪力 base-shear force 16,60,118
基岩 bedrock,original rock 3,14,68
基岩输入加速度 acceleration input from bedrock 16
极限承载力 ultimate bearing capacity 132
极限平衡 limit equilibrium 101,133
矩阵 matrix 33,43
集中质量法 lumped mass solution 33,111
加速度 acceleration 12,166
加速度时程 acceleration time-history 25,29
加速度矢量 acceleration vector 33
剪切波 shear wave,s wave 37
剪切波速(横波波速) shear wave velociy 3,64
剪切面 shear plane,shear suface 131
剪切模量 shear modulus 82,92,94
剪切破坏 shear failure 132
剪切试验 shear test 73,79
剪应变 shear strain 86,91
剪应力 shear stress 91
剪胀 dilation 137
结构动力学 structure dynamics 3
静力触深 static cone penetration, static cone sounding,static sounding 175
静力触探探头阻力 static point resistance 176

K

抗震(设计)规范 seismic(design)code 5
抗震验算 seismic check 4
抗震能力 seismic capability 2
抗震设计 seismic design 2,4
孔隙比 void ratio 91,93
孔隙水压力 neutral pressure pore water Pressure 90,158,160,
孔压力 pore pressure ratio 137,161,167
孔(隙)压(力)消散 pore pressure dissipation 135,166
跨孔法 cross-hole technigque 74
快速富利哀变换 FFT 41

L

(地震)烈度 (earthquake) intensity 58
基本烈度 basic intensity 58
流滑 liquid flow 146
路堤 earth embankment 318

M

脉冲荷载 impulse load,pulse load 124
锚固 anchoring,bolting 208
锚固长度 anchorage length 208

锚(螺)栓 anchor bolt 208
模量 modulas 14
摩擦阻力(桩) frictional resistance 133

N

内摩擦角 angle of internal friction 131
粘聚力 cohesion 136
粘粒含量 clay content 172
粘性土 clayey soil 90,94,95
粘性阻尼矩阵 viscous-damping matrix 33
粘滞性 viscosity 135
粘滞阻尼 viscous damping 37
粘弹性介质 viscous-elastic medium 38
牛顿第二定律 Newton's Second Law 37

P

排水路径 drainage path 258
排水 drainage 258
排水井 bleeder well,drainage 258
喷水冒砂 sand boil 143
频率 frequency 28
频谱特性 spectral characteristic 11,27
频域 frequeney-domain 14
破坏面 failure surface,failure plane 130,277
破坏模式 failure mode 130,277
破坏标准 failure criterion 101
泊松比 Poisson ratio 44,89

Q

强震 macroseism,strong motion 1
强震仪 seismograph 25
强迫振动 forced vibration 79
桥梁 bridge 318,322
桥梁落梁 bridge fall of superstructure 323
桥梁支座 bridge supports 322
桥台 abutment 322
桥墩 bridge pier 322

R

容许沉降量 allowable settlement 190～193
容许承载力 allowable bearing capacity 133
柔性地基 flexible foundation 112
软土 soft soil 186,191

S

三(对数)座标反应谱 tripartite(logarithmic) response spectrum 32
砂(类)土 sandy soil 21,92,94
上浮力 uplift 215
上游法(尾矿坝) upstream method 314
失重 loss of weight 135
时域 time-domain 14,35,43
设计地震 design earthquake 57,58
设计烈度 design intensity 58
设防烈度 fortify intensity 58
设计地震动 design ground shaking 66
室内试验 laboratory testing 73
试验参数 experimental parameters 196
速度 velocity 7
衰减规律 attenuation law 2,11,13
松砂 loose sand,open sand 158
塑性变形 plastic deformation 27
碎石 broken stone,crushed stone 248
碎石墩 stone pillar 253
碎石(类)土 gravel soil 90
碎石桩 gravel pile,stone pillar, 246,248,249
随机振动 random vibration 124

T

弹簧常数 spring constant 33
弹性波 elastic wave 33
弹性半空间 elastic half-space 109
体积模量 bulk modulus 89
体积应变 volumetric strain 161
土层 soil stratum 68
土坝 earth dam,earthfill dam 309,320
土堤 earth embankment 320
土动力学 soil dynamics 1,4,72
土动力特性 dynamic properties of soils 72,95
土力学 soil mechanics 2,72
土楔 soil wedge 133,228
土压力 earth pressure, soil pressure 326
土压力分布 earth pressure distribution 232
土压力系数 earth pressure coefficient 228,229

地信网论坛
BBS.3S001.COM

土与结构的相互作用 soil-structure interaction 109

W

微分方程 differential equation 28
尾矿坝 tailing dam 313
尾矿库 tailing impoundments 315
尾矿砂 mine tailings,tailings 314,316

X

细砂 fine sand,graining sand 134
谐波 harmonic wave 17,38,41
下游法(尾矿坝) downstream method 314
相对密度 relative density (RD) 92,160
卸荷 decompression,unloading 278
新泻地震 Niigata earthquake 146,155
旋喷 jet grouting 256
虚功原理 virtual work equation 44
循环三轴试验 cyclic triaxial test 73,79
循环直剪试验 cyclic shear test 73,81
循环扭剪试验 cyclic torsional test 73,83

Y

压缩波速(纵波波速) Compression wave velocity 38,64
岩土工程 geotechnique,geotechnical engineering 4
杨氏模量 Young's modulus 44
液化 liquefaction 4,136
液化判别 identification of liquefaction 171～181
液化破坏 liquefaction failure 143
液化势 liquefaction potential 166
液化指数 liquidity index (LI) 234
应变 strain 79,125,161
应力 stress 79
应力-应变关系 stress-strain relationship 4,79
应力比 stress ratio 128
应力重分布 tress redistribution 202
应力路径 stress path 162
应力圆 circle of stress 126
应力历史 stress history 100
有效峰值加速度 EPA (effective peak acceleration) 66
有效峰值速度 EPV (effective peak velocity) 66
有效应力 effective stress 91,162
有效内摩擦角 effective angle of internal friction 128,129
有效应力分析 effective stress analysis 199
有限单元法 finite element method 32,43
有限离散化的富利哀变换 distinct Fourier transfor mation DET 41
约束应力 confining stress 90,93
淤泥 gyttja,mire,muck,slush 319
原位试验 in situ testing 73,74
原型试验 prototype test 276
原状试样 intact specimen 78
圆频率 circular frequency 34,85
圆弧滑动面 circular slip surface,circular sliding surface 226

Z

载荷试验 plate loading test 278
沼泽土 fen soil,marsh soil,moor soil,swamp soil 253
震害 earthquake damage 206,268,302,322
震级 magnitude 1,136
震源 earthquake focus 2,7
震中 earthquake center,epicenter 6
震中距 epicentral distance 7,13,136
震中烈度 epicentral intensity 1
振型 vibration mode 85,119
震陷 seismic depression 4,45,186～203
振动台试验 shaking table test 73,88
振动方程式 vibration equation 33
振动周期 vibration period 124
振动循环次数 cyclic number 125
振幅 amplitude 124
振冲法 vibrofloation method 246
振冲器 vibroflot 247
振冲碎石桩 vibro replacement stone column 248
整体剪切破坏 general-shear failure 132
整体破坏(桩工) block failure 277,292,293
正常固结土 normally consolidated soils 161
置换率 displacement ratio 249
滞回曲线 hysteresis curve 159
滞回环(圈) hysteresis loop 162,164,165

地信网论坛
BBS.3S001.COM
顶级的地质论坛http://bbs.3s001.com/

质量矩阵 mass matrix 33
质量密度 mass density 15
中砂 medium sand 134
中线法(尾矿坝) centerline method 314
重塑土样 remolded soil sample 100
主坝 major dam 374,375
主动土压力 active earth pressure 228,324
主动土压力系数 coefficient of active earth pressure 228,229
柱脚 pedestal 208
桩 pile 268,273
桩基 pile foundation 122,268,284,295
桩承台 pile grid,pile cap 286
桩尖 pile tip, pile point,pile toe 269,270,277
桩距 pile spacing 291
柱群 cluster,pile cluster,pile group 277
桩身 pile shaft,shaft 273,279
桩数 number of piles 291
桩头 butt,pile head 274
桩位布置图 piling plan 292
桩载荷试验 pile load test 275
卓越周期 predominant period 15,47,106
准(拟)静力法 pseudo-static approach 214
自振(自然)频率 natural frequency 28
自振周期 natural period 29～31,120
自由振动 free vibration 79,88
子结构模型 substructure model 109
总应力分析 total stress analysis 199
阻尼 damping 4,18
阻尼比 damping ratio 31
阻尼矩阵 damping matrix 33
阻尼器 dashpot 33