

目 录

第一章 桥梁抗震概论	(1)
1.1 引 言	(1)
1.2 桥梁结构的震害	(4)
1.3 桥梁抗震计算的地震力理论及抗震设计方法的演变	(22)
第二章 桥梁结构抗震动力学基础	(33)
2.1 概 述	(33)
2.2 桥梁振动的有限元分析方法	(33)
2.3 桥梁结构的振动阻尼	(42)
2.4 地震动作用下结构运动方程	(45)
2.5 线性振动方程求解的振型叠加方法	(48)
2.6 线性振动方程求解的数值积分法	(51)
第三章 桥梁地震反应分析的反应谱方法	(57)
3.1 概 述	(57)
3.2 地震反应谱	(58)
3.3 大跨度桥梁的反应谱方法	(63)
3.4 非弹性反应谱	(66)
3.5 桥梁按弹性反应谱理论的简化计算方法	(70)
第四章 桥梁结构空间非线性地震反应时程分析方法	(76)
4.1 概 述	(76)
4.2 桥梁非线性因素的主要来源	(76)
4.3 缆索单元的非线性刚度矩阵	(77)
4.4 考虑大变形的塔、梁、柱单元的切线刚度矩阵	(78)
4.5 空间混凝土梁弹塑性单元	(80)
4.6 空间支座或伸缩缝连接单元	(84)
4.7 动坐标法考虑大位移对结构刚度的影响	(89)
4.8 桩土结构相互作用模型及地基土层非线性	(91)
4.9 地震作用下桥梁结构地震反应及行波效应	(94)
4.10 运动方程的数值解法	(97)

第五章 大跨度桥梁地震反应分析	(106)
5.1 设计概率水准的确定	(106)
5.2 桥址区地震危险性分析	(108)
5.3 桥梁结构地震反应分析方法	(108)
5.4 地震荷载的组合	(114)
第六章 大跨度斜拉桥地震反应分析	(117)
6.1 动力计算模式	(117)
6.2 动力特性	(123)
6.3 斜拉桥地震反应分析	(142)
第七章 大跨度悬索桥地震反应分析	(155)
7.1 动力计算模式	(156)
7.2 动力特性	(156)
7.3 悬索桥基频的近似计算公式	(164)
7.4 悬索桥地震反应分析	(165)
第八章 大跨度拱、梁结构地震反应分析	(176)
8.1 大跨度拱桥的动力特性	(176)
8.2 大跨度拱桥的地震反应分析	(186)
8.3 预应力混凝土连续-刚构桥地震反应分析	(194)
第九章 城市高架桥与立交桥地震反应分析	(205)
9.1 橡胶支座减震、隔震性能	(206)
9.2 高架桥非线性地震反应分析	(215)
9.3 立交桥非线性地震反应分析	(226)
9.4 上海成都路延安路立交桥结构的试验研究	(232)
第十章 桥梁延性抗震设计	(240)
10.1 引言	(240)
10.2 延性的初步介绍	(241)
10.3 破坏准则	(247)
10.4 延性抗震设计方法简介	(250)
10.5 单调荷载作用下钢筋混凝土墩柱延性的计算方法	(259)
10.6 约束混凝土墩柱延性的解析分析	(264)
10.7 反复周期荷载作用下结构延性的实验研究	(273)

第十一章 桥梁减震、隔震和结构控制	(281)
11.1 引 言	(281)
11.2 结构被动控制(隔震、减震)	(282)
11.3 结构主动控制	(303)
11.4 混合控制系统	(305)
后 记	(308)

第一章 桥梁抗震概论

1.1 引言

我国是世界上的多地震国家之一。图 1.1.1 所示为我国地震活动带分布示意图(包括 1966~1976 年八大地震位置),它大致可划分为六个地震活动区:① 台湾及其附近海域;② 喜马拉雅山脉地震活动区;③ 南北地震带;④ 天山地震活动区;⑤ 华北地震活动区;⑥ 东南沿海地震活动区。从 1966 年至 1976 年,我国大陆发生的八大地震均具有强度大、频度高、震源浅的特点。从地质构造上看,都是断裂剧烈活动的地区。近十年来,我国地震活动较为频繁,因而,城市抗震防灾尤为重要。

远在 3000 多年前,我国就有关于地震的记载,到明、清两代,关于地震的记载和地震灾害的描述就更为详尽。公元 605~617 年,隋代著名工匠李春所建的赵州桥位于多地震地区,虽经多次地震,依然完好无损。1966 年邢台地震(M7.2)时,震中离桥位不到 40km,赵州桥又一次经受了地震的考验。这表明历代劳动人民在与地震自然灾害斗争的过程中,已积累了不少的抗震经验。

近代,随着社会发展,人口逐渐发展聚集于城市,目前全世界的半数人口集中在不到 0.7% 的陆地面积中,达 1000 万以上人口的城市到本世纪末将增至 25 个。世界上多次破坏性地震都集中在城市,如 1906 年美国旧金山大地震(M8.3)、1923 年日本关东大地震(M8.2)、1960 年智利南部大地震(M8.5)、1964 年美国阿拉斯加大地震(M8.4)、1968 年日本十胜冲大地震(M8.0)、1976 年中国唐山大地震(M7.8)、1989 年美国洛马·普里埃塔地震(M7.0)、1994 年美国诺斯雷奇地震(M6.7)、1995 年日本阪神大地震(M7.2)。这些城市在地震中均遭到严重甚至是毁灭性的破坏,经济损失惨重。地震灾害不仅是因其巨大能量造成大量地面构筑物和各种设施的破坏与倒塌;而且随着城市现代化与经济高度发展,次生灾害中因交通及其他设施的毁坏造成间接的经济损失也十分巨大。图 1.1.2 所示为 1960 年以来大地震所造成的经济损失,反映出平均经济损失每十年几乎翻一番,个别的地震灾害的经济损失更是巨大(图中还不包括 1995 年 1 月 17 日的日本阪神地震,它的总损失为 1000 亿美元)。

如文献[4]指出:我国唐山地震,城市人口 150 万,在遭遇 M7.8 地震的袭击下,整个城市毁于一瞬间,人员死亡近 24 万,经济损失超过 100 亿人民币。但是,1985 年智利拥有 100 余万的整个帕莱索市遭受同样强度的地震,却只有 150 人死亡,不到一周,城市功能恢复原状。如日本,政治、经济、文化、教育、国际、贸易中心的首都——东京在吸取 1923 年关东大地震的教训后,在建设中十分注意城市抗震设防,要求能抗御 8 级大地震。因而在 1986 年东京遭受 6.2 级地震时,一座千万以上人口的城市仅死亡 2 人,城市几乎未遭损坏。1988 年 12 月 7 日,前苏联的阿美尼亚共和国遭受一次 M6.8 地震的袭击,位于震中的斯皮塔克(Spitak)全城毁灭,距震中 40km 的列宁纳坎(Leninakan)市约有 80% 的建筑物毁坏,更远的基洛伐克(Kirovakan)市也有将近一半的建筑物倒塌或严重破坏,死亡总人数为 4~5 万人。

随着现代化城市人口的大量聚集和经济的高度发展,城市防灾问题更为突出。特别是

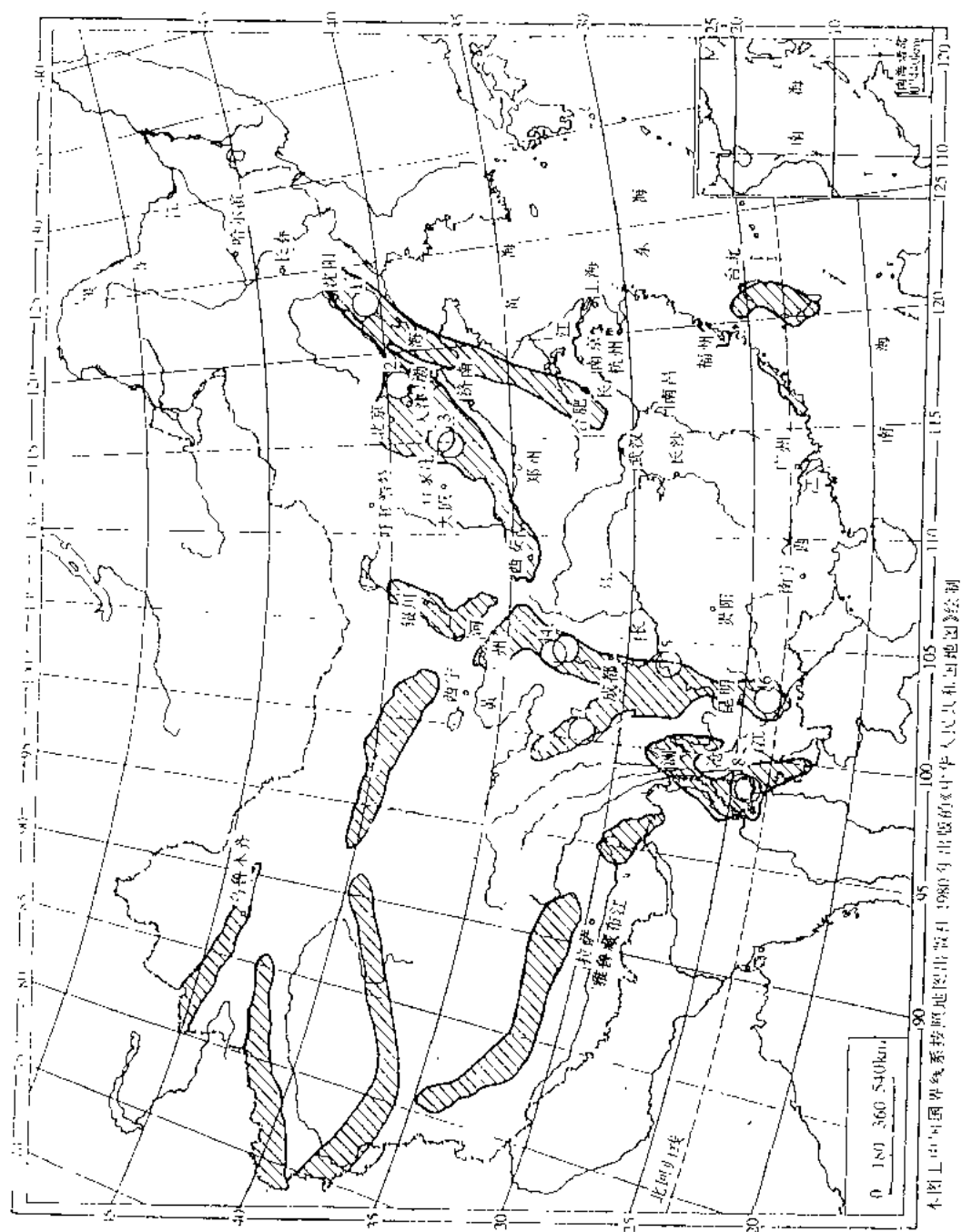


图 1.1.1 我国地震活动带分布示意图

- 1—海城地震(1975, M7.3); 2—唐山地震(1976, M7.8); 3—邢台地震(1966, M6.8); 4—松潘地震(1976, M7.2);
5—昭通地震(1974, M7.1); 6—通海地震(1970, M7.7); 7—祁连山地震(1973, M7.9); 8—龙陵地震(1976, M7.4)

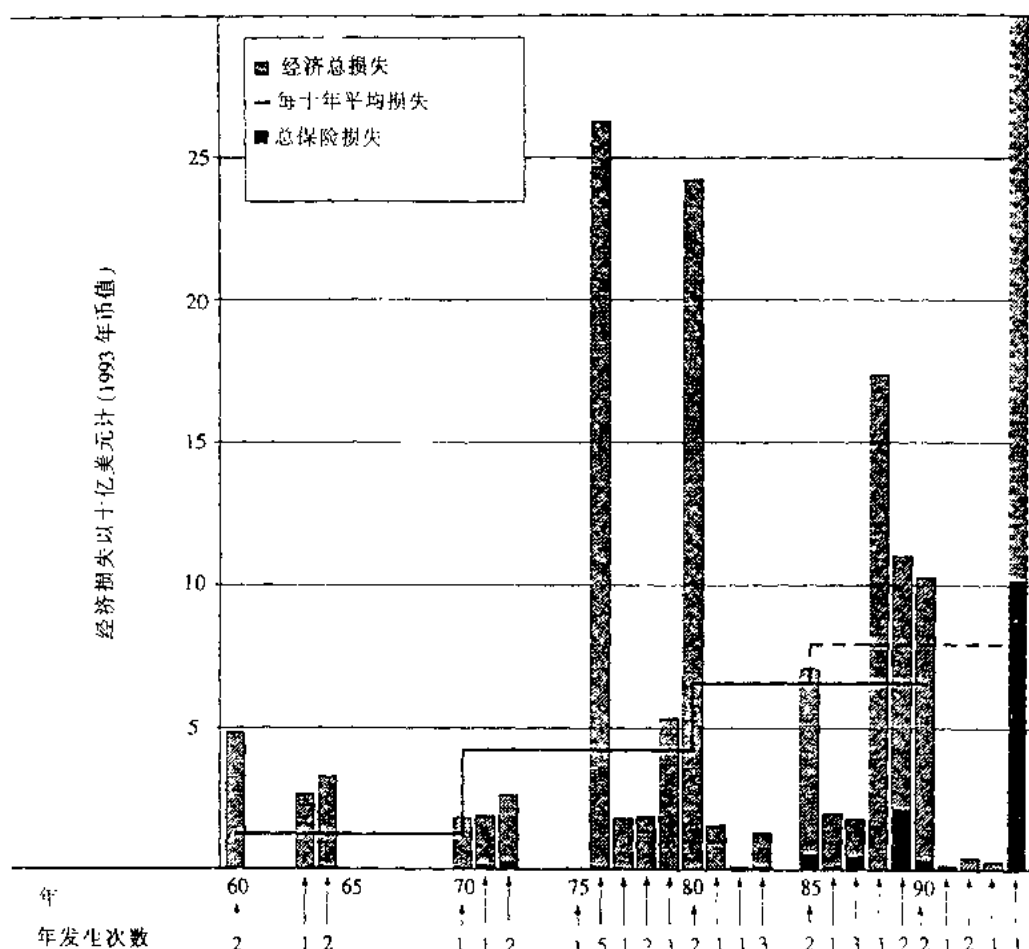


图 1.1.2 1960 年以来的重大地震灾害损失

90 年代开展“国际减灾十年”活动以来,各发达国家十分重视。我国虽处于发展中国家,经济实力尚不雄厚,但对城市的防灾减灾还是相当重视。

在城市防灾减灾的研究中,重要的一环是生命线工程的防灾减灾研究,其中特别是交通线上的枢纽工程——桥梁。近 20 年,由于地震震害的教训,使各国学者对桥梁抗震十分重视,开展了广泛研究。从 1971 年美国圣费南多(San Fernando)地震,仅 6.6 级就显示出生命线工程破坏的严重后果;接着 1989 年美国洛马·普里埃塔(Loma Prieta)地震,为 7.0 级,桥梁破坏的后果再次告诫人们,现代城市交通网络中断的危害性;1994 年诺斯雷奇(Northridge)地震,亦仅 6.7 级,同样造成洛杉矶市高速公路上多座桥梁坍塌,严重的交通中断造成巨大的经济损失;最近的日本阪神地震,6.9 级,也仅是一个中等强度的地震,却造成大量高速公路及高速铁路桥隧的毁坏,使经济遭受巨大损失。如都以当时的币值为准,这四次中等强度的地震导致城市经济总损失(以美元计)分别为:10,70,200,1000 亿元。

1.2 桥梁结构的震害

桥梁工程为生命线工程之一,而生命线工程(一般指城市供水、供电、供气、电信、交通等基础设施)的破坏造成震后救灾工作的巨大困难,使次生灾害加重。特别是对现代化城市,将影响其生产的运转,导致巨大的经济损失。调查与分析桥梁的震害及其产生的原因是建立正确的抗震设计方法、采取有效抗震措施的科学依据。

以我国为例,20世纪以来,大约平均每三年发生两次七级以上地震,而两次地震中几乎就有一次酿成重灾。特别是从1966年至1976年期间,发生了十多次七级以上的大地震,大多在东经 98° 以东的人口稠密地区。其中唐山地震(M7.8)发生在现代城市地区,不但地震震害严重,更因生命线工程遭受破坏,次生灾害加重了震情,一次死亡约24万人,损失极为惨重。

正因为历史上发生的大地震(7~8级)所带来的巨大生命财产损失,促使人们去研究和了解这种特殊的自然灾害,探讨减轻震害的对策和方法。至60年代,世界性的地震工程研究与结构抗震理论研究已取得较大进展,大多数国家根据本国国情,制定了相应的结构抗震设防原则与抗震设计规范。我国在60年代初已有了“地震区建筑设计规范”(草案),1971年颁发了铁路工程抗震设计规范,1977年颁发了公路工程抗震设计规范。1976年唐山地震给桥梁带来巨大的震害推动了桥梁抗震研究工作的迅速开展,并对铁路工程抗震设计规范、公路工程抗震设计规范作了修改,并于80年代末公布。但是,应注意到,1971年圣费南多地震(M6.6)、1989年美国洛马·普里埃塔地震(M7.0)、1994年诺斯雷奇地震(M6.7)以及1995年日本阪神地震(M7.2),均为中等强度的地震,桥梁破坏却十分严重。这已普遍引起全世界地震工作者的关注,并纷纷对过去相关的抗震规范予以反省,对结构的抗震设防标准与抗震设计原则提出一系列新的观点。本节简要介绍以上各次地震中的桥梁震害情况。

1.2.1 1971年圣费南多地震

美国圣费南多地震发生在1971年2月9日上午6时07分,震级为M6.7。震中位置在北纬 $34^{\circ}24.0'$,西经 $118^{\circ}23.7'$,震源深度约为13km。图1.2.1所示为该地震位置及烈度分布。对近代结构震后修复与结构抗震设计的研究而言,这是一次非常重要的地震。地震震级虽不高,位于极震区(MM烈度Ⅲ至Ⅺ度)发生了很大的地面变形和强烈的地面运动,导致高层结构、桥梁倒塌以及生命线工程的毁坏。死亡64人,经济总损失近10亿美元(1971年币值)。

虽然此次地震是中等强度的,但从被破坏的桥梁结构的严重灾情观察,估计地面加速度值相当高。最大记录是在靠近桥台附近的石脊上得到的,地面水平加速度峰值(PGA)为 $1.26g$,垂直加速度峰值达 $0.72g$,这数值大于以前任何记录,也可能是由于地面破裂的局部影响所引起的。在毁坏的五座高速公路桥桥址场地,判断其地面加速度峰值约为 $0.60g$,接近那次地震作用的上限。

在桥梁震害中,最大的经验教训是两座互通式立交工程严重倒塌毁坏。一是金州(Golden State)高速干道5与州际干道210的立交枢纽;另一是金州高速干道与州际高速公路14号的立交枢纽。图1.2.2所示为上下跨立交的梁部结构毁坏倒塌的情况。

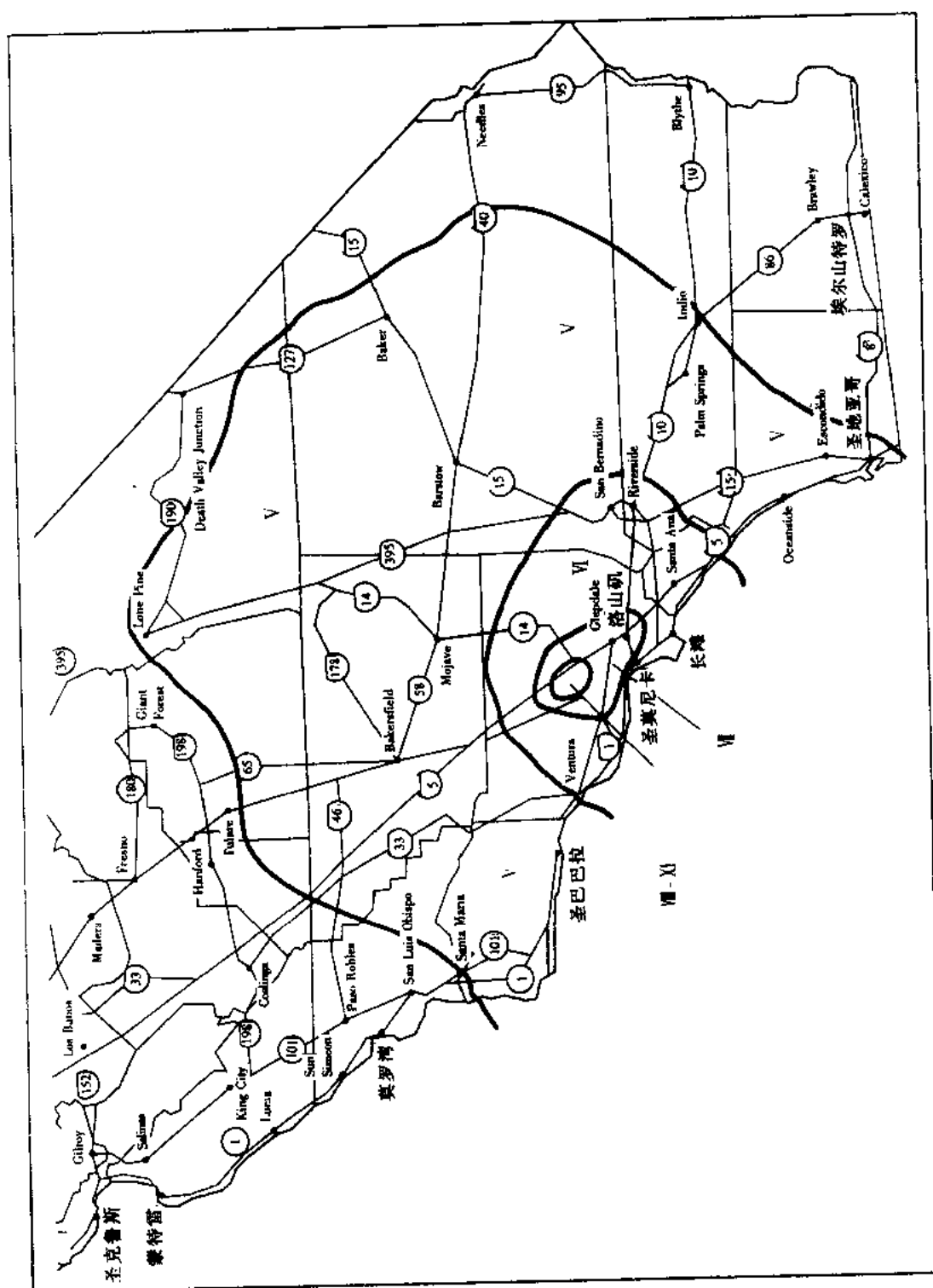


图 1.2.1 1971 年圣费南多地震位置(图上罗马数字表示修正的麦卡利烈度)

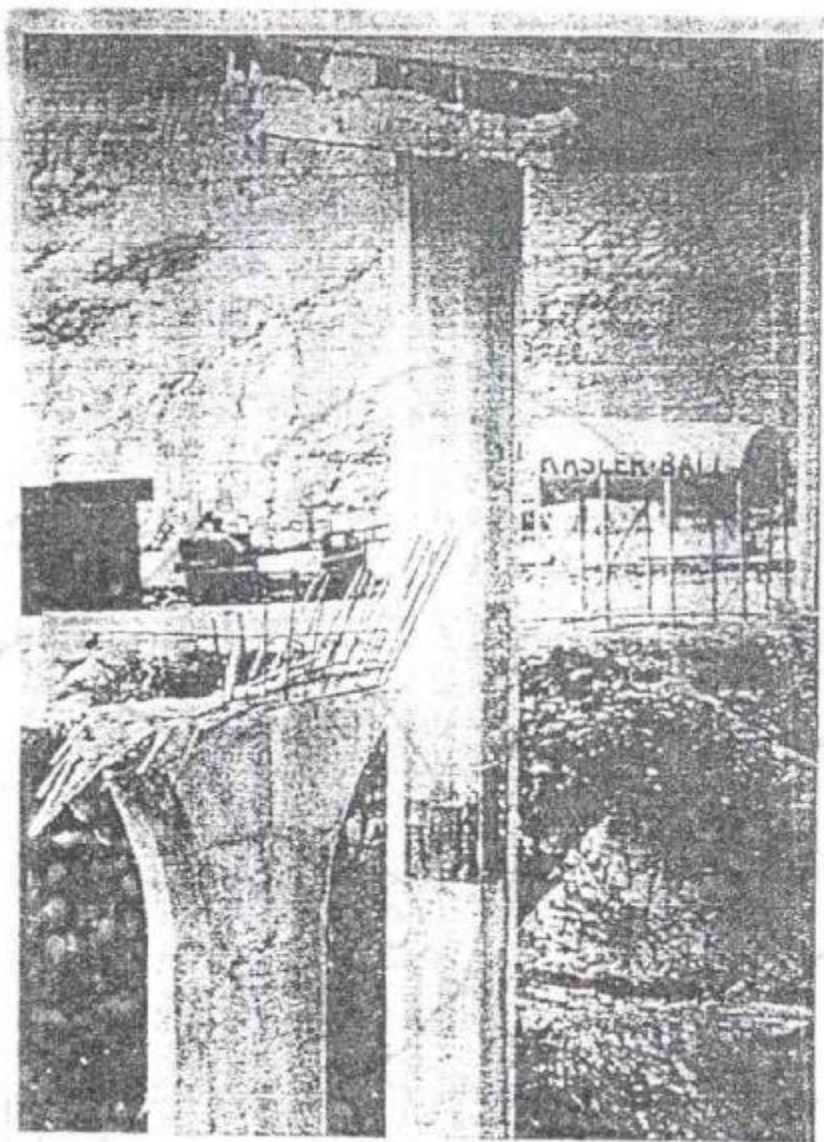


图 1.2.2 金州高速干道和 14 号州际公路立交处上跨交叉落梁倒塌

分析上下跨立交工程倒塌的主要外因可能是:①台墩间、墩柱间的过大的相对地面位移;②强烈的水平加速度与垂直加速度导致上部结构较大的振动。结构本身内因:在使用逐跨建造法中,设计了过窄的支承面,包括梁墩间、梁与梁的牛腿连接处。其次,钢筋混凝土墩柱单纯从强度考虑,没有配置足够的箍筋,导致结构延性较差。较高的墩柱大多弯曲破坏。较矮的墩柱大多是剪切破坏。这两种情况,横向箍筋的明显不足是导致毁坏的主要内因。对于桥梁结构如何适应较大的地面相对位移,这必须加强结构延性以及反复循环下的变形能力。

如以往地震中的桥梁震害早已指出的一样,结构间的支承连接常常是结构稳定的保证。连接破坏引起结构塌落毁坏已是屡见不鲜的惨重教训。

1971 年的圣费南多地震对美国桥梁抗震设计规程的研究与发展是一个主要转折点,经过十年的研究工作,1981 年出版了《桥梁抗震设计指南》,又经过十年的应用与修改,于 1992

年,桥梁抗震规程正式收入了美国各州公路运输工作者协会(AASHTO)编辑的美国《公路桥梁标准规范》,俗称 AASHTO 规范。这次地震震害,迫使人们从单一强度抗震原则转入结构强度与延性抗震双原则的研究,并进一步开展结构减、隔震的研究。随后又提出结构振动控制(Structural Vibration Control)研究。

1.2.2 1976 年唐山地震

我国唐山地震发生在 1976 年 7 月 28 日北京时间凌晨 3 时 42 分,震级为里氏 7.8 级,震中位置在市区东南部,震源深约 11km,有明显的地震断裂带贯通全市。图 1.2.3 所示为唐山 7.8 级地震烈度分布。从图中可见市区大部分陷入地震烈度高达Ⅺ度的极震区,结构物普遍倒塌,所剩无几,震害极为严重,为世界地震史上所罕见。此次地震死亡人数约 24 万,重伤约 16 万,经济总损失约在百亿人民币以上。其重要的内因是唐山市对地震没有设防,结构物都未经过抗震设计,以致在强烈地震作用下酿成大灾,这是一个极为惨重的教训。

在Ⅺ度及Ⅹ度区内,公路、铁路桥梁普遍倒塌或严重破坏;在Ⅸ度区,桥梁破坏较重;在Ⅷ度区,多数桥梁受到不同程度的损坏,少数破坏,个别倒塌;在Ⅶ度区,少数桥梁遭到严重破坏,部分桥梁中等破坏或轻微损坏。

在Ⅶ至Ⅺ度区内的 130 座大、中型钢筋混凝土梁式桥的震害,据统计倒塌 18 座,占 13.6%;严重破坏 20 座,占 15.36%;中等破坏 34 座,占 26.15%;轻微损坏 25 座,占 19.23%;完好或基本完好 33 座,占 25.38%。这倒塌的 18 座桥中,有 15 座主要是由于不同程度的岸坡滑移、地基失效等原因造成的。其余三座主要是由于桥墩断裂、支座破坏、梁体碰撞、相邻墩发生过大相对位移所造成的。图 1.2.4 为唐山市滦县滦河大桥的震害。该桥为一座 35 孔简支梁桥(总长 789m)。主震后,大桥已遭受损坏,但尚能慢行通车。当日下午发生 7.1 级余震时,全桥震毁,其中 23 孔落梁,部分墩身全部倒塌,梁体最大错位在 0.5m 以上。大桥震毁的原因是多种因素的组合,如摆动支座倾倒,梁体过大错位与碰撞,桥墩损伤积累等。在未落梁的桥孔,梁体也都已搁在墩帽边上,岌岌可危。

由于桥梁基础严重破坏导致桥梁倒塌,往往在震后难以修复使用。如我国公路桥中广泛采用灌注桩,由于配筋率低,桩身弯曲破坏大多在地面以下 1~3m 处。石砌或混凝土桥墩墩身震害大多从施工接缝处的轻微裂缝开始,继而扩展至四周造成剪断面破坏,进而导致墩身移位或断落,呈现矮粗桥墩剪切型破坏的典型例子。钢筋混凝土桥墩常出现受压区混凝土崩溃,钢筋裸露屈曲,从而导致变形过大而破坏。钢筋混凝土较高柔的桥墩破坏型式一般都为弯曲型的。

唐山地震中,位于Ⅷ度区的许多单孔石拱桥和双曲拱桥,在地基良好的条件下,即使是延性很差的圬工拱桥,也都具有良好的抗震能力,大多基本完好或仅有轻微损伤。但地基较差条件下的单孔拱桥和采用柔性桩墩的多孔连拱桥,震害较严重,主要表现为拱上建筑腹拱破坏,拱圈在拱脚、拱顶产生破损裂缝,拱圈整个隆起变形,甚至倒塌。图 1.2.5 所示为宁河县小薄庄桥的震害。该桥位于Ⅸ度区,为 10 孔 22m,矢跨比 $f/L = 1/7$,墩高 9m 的空腹式双曲拱和双柱式柔性桥墩的连孔拱桥。震后,9 孔落拱,交通中断。从落拱的纵向移位观察,该桥第 10 孔拱可能首先倒塌,引起连锁效应相继落拱。该桥柔性桥墩较高,纵向刚度较小,柱体与台帽未加强连接,其震害特点是支承拱脚的墩帽与柱体大多产生断裂。

所调查的 32 座拱桥的震害,其中倒塌六座,占 18.75%;严重破坏两座,占 6.25%;中等

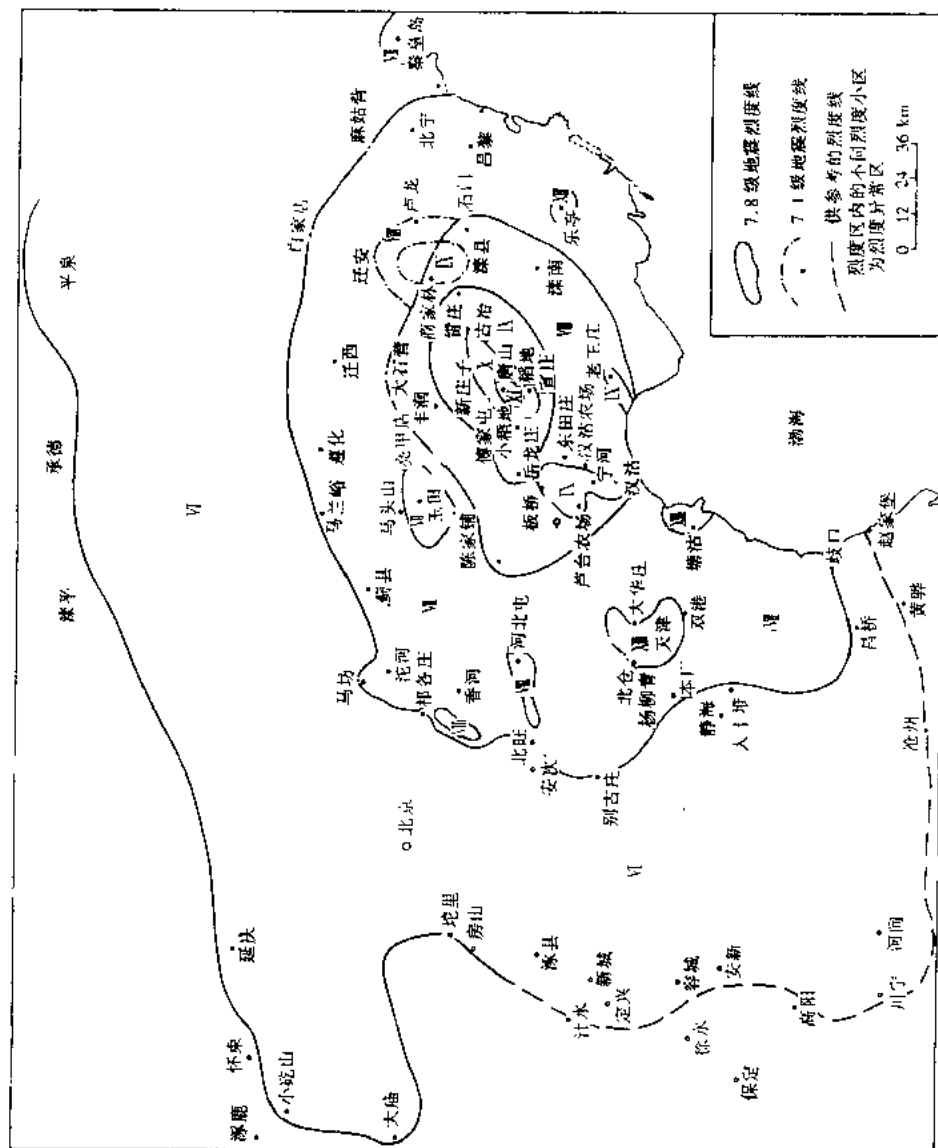


图 1.2.3 唐山 7.8 级地震烈度分布

二、震中距很近(震中距 100km) 强震普遍造成人员伤亡, 其中, 人 50 多人死亡, 房屋倒塌 1000 多间, 经济损失 100 多万元。(前年 1981) 元美 5) (前年 1981) 元美 5) (前年 1981) 元美 5)

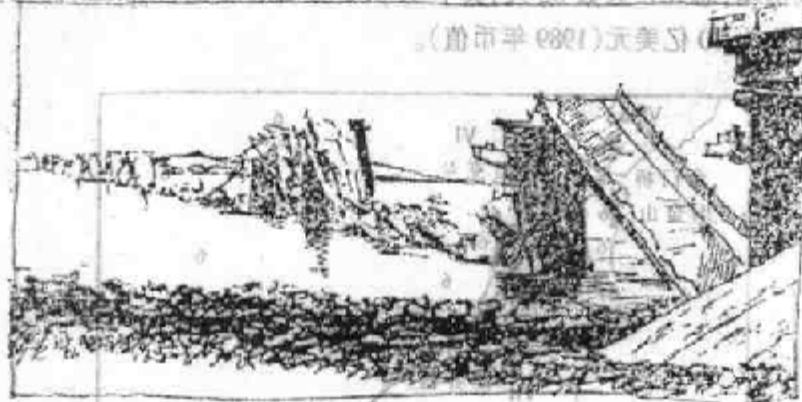


图 1.2.4 滦河大桥震害

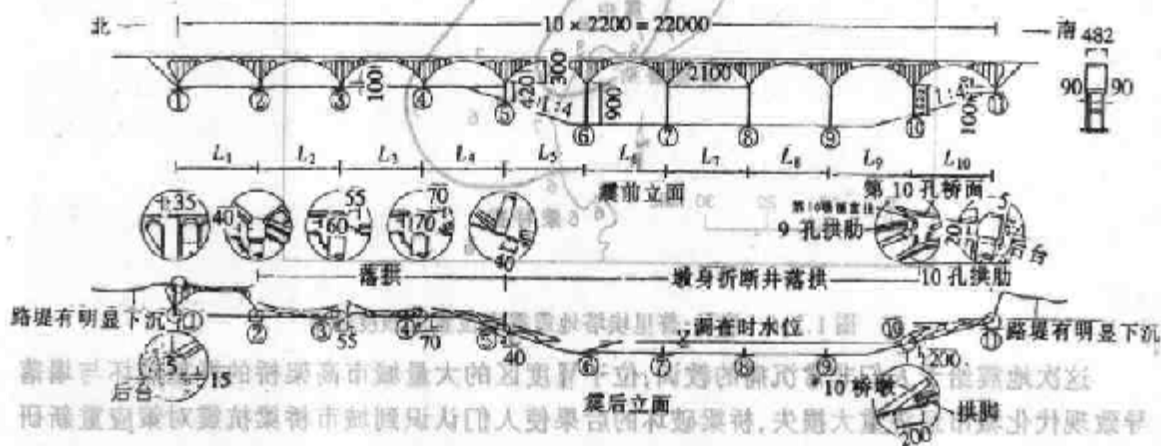


图 1.2.5 宁河县薄庄桥震害

破坏八座, 占 25%; 轻微损伤六座, 占 18.75%; 基本完好十座, 占 31.25%。可见震后需要重建或修复的拱桥占 50%。而梁桥的震害调查结果, 需重建及修复的占 55.59%。

唐山地震中, 遭受震害的铁路桥梁占总数的 39.3%, 其中严重破坏的占 45%, 致使京山铁路中断; 公路桥梁遭受不同程度破坏的总长占唐山地区桥长总数的 62%; 天津地区遭到中等以上破坏程度的桥梁占该地区桥梁总数的 21%。如津榆公路上的芦台蓟运河大桥和滦河大桥的倒毁, 切断了唐山与天津、沈阳之间的公路交通, 给救灾带来了极大困难。

唐山地震给桥梁带来巨大危害推动了桥梁抗震研究工作的迅速开展。20 年来, 在桥梁抗震方面取得了丰硕的成果, 我国在 1989 年颁布了新的铁路工程抗震设计规范(国标), 1990 年颁布了公路工程抗震设计规范(部标)。唐山地震后, 我国桥梁抗震研究工作才得到重视, 也是一个转折点。

1.2.3 1989 年洛马·普里埃塔地震

美国洛马·普里埃塔地震发生在 1989 年 10 月 17 日太平洋夏令时间 17 时 04 分, 震级为 M7.0, 震中位于旧金山市南约 96km 处。图 1.2.6 所示为该地震位置及烈度分布。最高烈度为修正麦加利Ⅷ度, 记录到的最大水平加速度为 0.47 ~ 0.55g, 接近震中处的地震仪上测

到的竖向加速度为 $1g$, 强震时间不超过 $10s$, 但还是引起大范围的震害, 特别是城市高架桥的严重破坏或倒塌, 总死亡人数 62 人, 其中 41 人是在赛普里斯(Cypress)高架桥坍塌中死亡的。经济总损失为 70 亿美元(1989 年币值)。

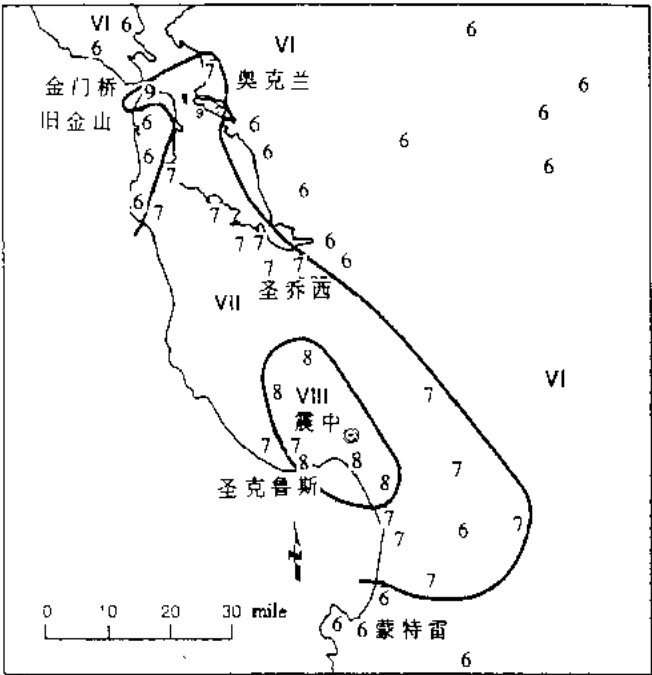


图 1.2.6 洛马·普里埃塔地震震中位置及烈度分布

这次地震给予人们非常沉痛的教训, 位于Ⅶ度区的大量城市高架桥的严重破坏与塌落导致现代化城市经济重大损失, 桥梁破坏的后果使人们认识到城市桥梁抗震对策应重新研讨。特别是在现代化大城市, 再不能单纯研究单体结构物的抗震, 而应发展为城市综合抗震, 对于交通问题再次反映出在地震区形成出入通道的网络及地震备用道的重要性。

图 1.2.7 为奥克兰海湾大桥引桥公路桥面脱落示意图。主要原因是地震引起相邻桥墩

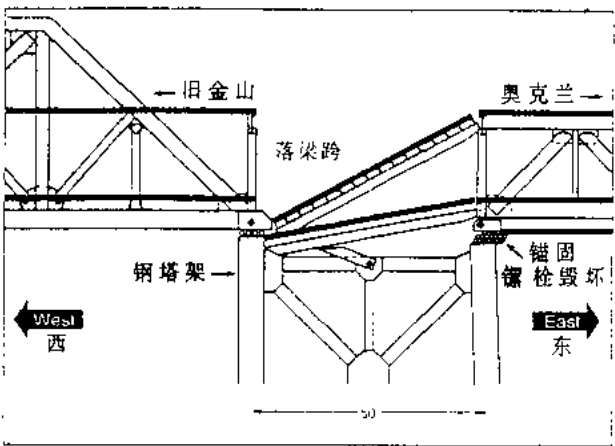


图 1.2.7 奥克兰海湾桥引桥公路桥面大梁脱落

过大的相对位移。图 1.2.8 为旧金山部分高速公路高架桥毁坏位置(大多位于填海的陆地上)。如埃巴凯德罗(Embarcadero)高架桥和中央高架桥(Central Viaduct)的柱体与框架毁坏;终点分道高架桥(Terminal Separation Viaduct)钢桥跨的支座毁坏;蔡纳贝新(China Basin)高架桥和南方高速公路(Southern Freeway)高架桥的框架破坏;亚力曼内(Alemany)高架桥柱体毁坏。92 号与 101 号高速公路立交工程发生支座、伸缩缝、基础与柱体的破坏。最严重的震害是旧金山市区的赛普里斯高架桥(图 1.2.9),其中 800m 长双层高架桥的上层公路桥面由于柱体断裂塌落在下层桥面上,框架与上层柱体完全毁坏。主要原因是结构上梁柱结点配筋不足,垂直柱体配筋连续性和横向箍筋不足。这次地震最高烈度区仅为 8 度,大多数建筑物的情况良好,这使美国建筑抗震规范信誉倍增,并使人们认识到拟订和执行抗震规范的重要性。在 1989 年,美国只有桥梁抗震设计指南,尚没有统一的桥梁抗震规范。

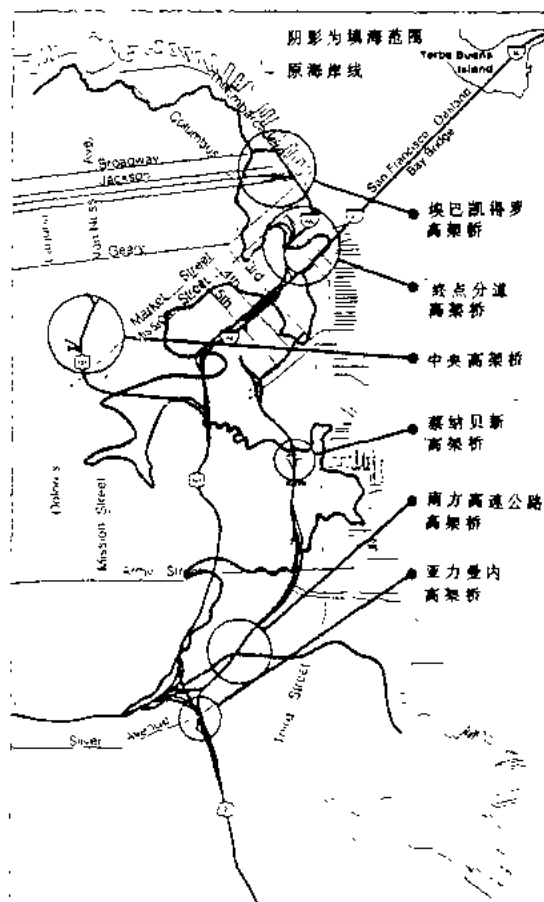


图 1.2.8 旧金山高速公路高架桥毁坏位置

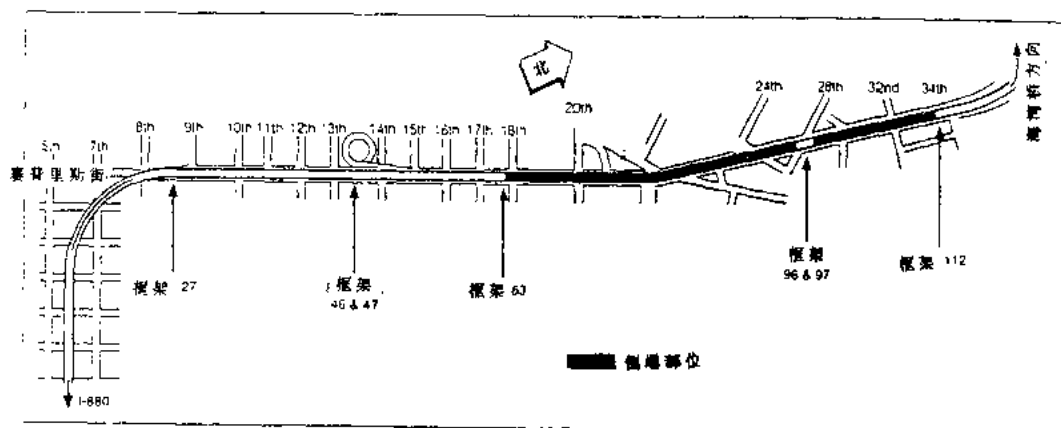


图 1.2.9 赛普里斯高架桥在洛马·普里埃塔地震中倒塌部位示意图

1.2.4 1994 年诺斯雷奇地震

美国诺斯雷奇地震发生在 1994 年 1 月 17 日当地时间凌晨 4 时 31 分,震中在洛杉矶与圣费南多山谷北部,震级 M6.7,震源深度为 16km。这虽是一次中等强度的地震,而其最大

梁体坍塌。图 1.2.12 所示为 SR-14 与 I-5 高速公路立交枢纽,因短柱剪切破坏导致落梁。

图 1.2.13 所示为诺斯雷奇地震时在新厅和圣莫尼卡站的地震加速度记录。可见地震波加速度的垂直分量较大,有时在水平分量有瞬时的脉冲高峰。图 1.2.14 所示为加利福尼亚州运输部制定的抗震设计准则上的标准反应谱与诺斯雷奇地震时的强震记录所得的反应谱的比较(在上质场地,冲积层厚 3 ~ 24m)。可见,在短周期部分(正是中小跨高架桥、立交桥的振动特性的第一周期范畴),其实际的动力放大作用比设计准则选用的要大得多。

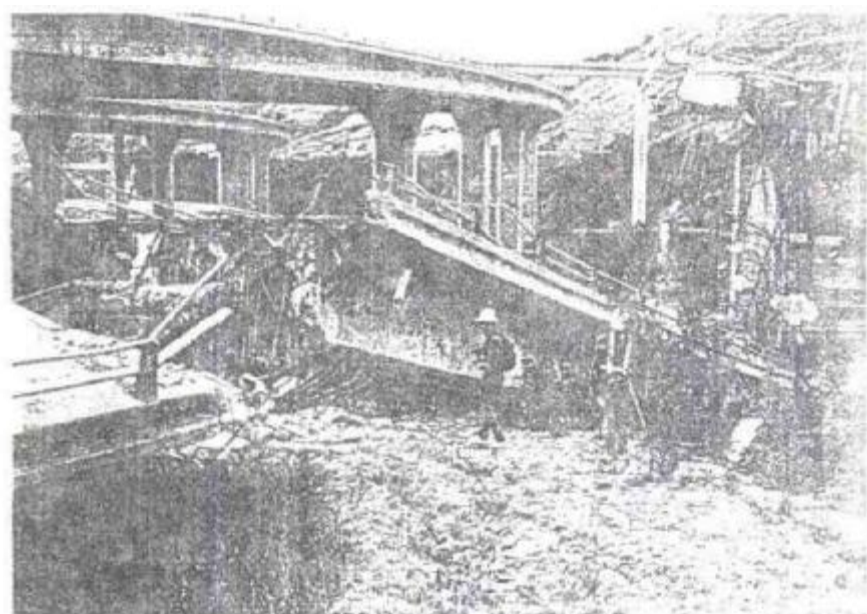


图 1.2.12 SR-14/I-5 高速公路立交枢纽工程落梁震害

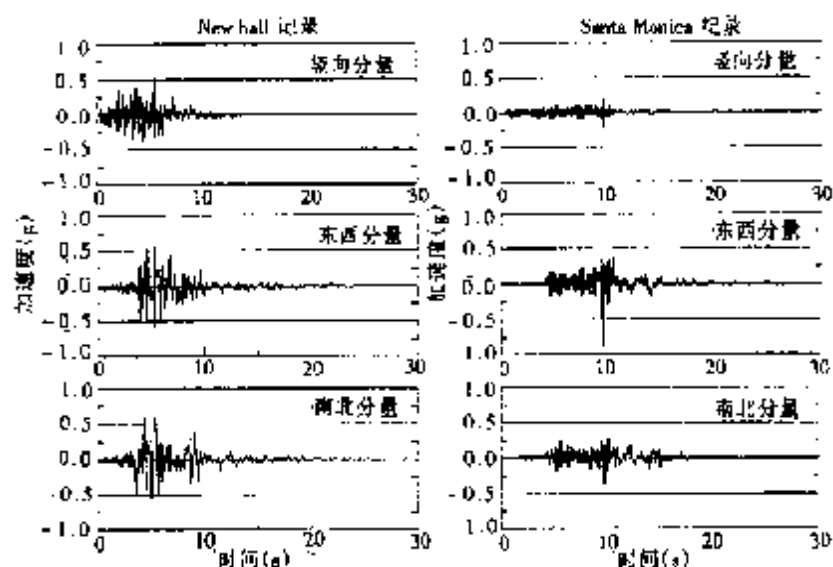


图 1.2.13 诺斯雷奇地震时,新厅和圣莫尼卡车站的地震加速度记录

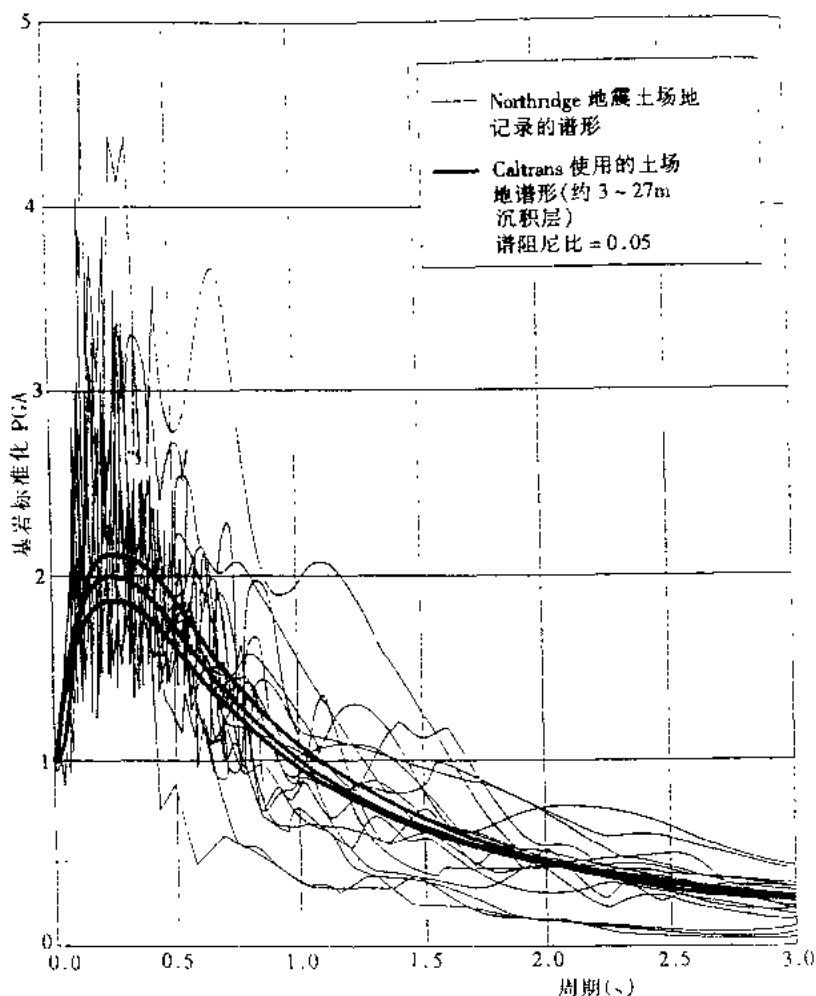


图 1.2.14 标准反应谱与记录加速度相应反应谱的比较

这次地震再次告诫人们,要重视城市桥梁抗震设计,特别是高架桥与立交枢纽工程。洛杉矶的巨大震害损失,原因之一即是重要的交通运输网络被切断。因此,再次唤醒人们要注意延性抗震,结构要有相适应的变形能力与弹塑性耗能能力;再次警告因逐跨施工法的预应力梁体采用狭缝小牛腿连接的危险性;又一次反映了地震震害中垂直地震惯性力的作用。

1.2.5 1995 年阪神地震

日本阪神地震发生在 1995 年 1 月 17 日晨 5 时 46 分,震源位置为北纬 $34^{\circ}34'$,东经 $135^{\circ}00'$,即在淡路岛北部离神戸市区西部 10km 处,震源深度 20km,里氏震级 7.2。阪神地震属浅源直下型地震,地震产生的地层断裂沿阪神大阪一带延伸长达 8km,裂缝宽 0.2m。日本是多地震国家,而且地震遍及全国,但关西地区一直被认为是地震少发区,故城市抗震设防标准过低。因此,阪神地震是日本自 1923 年关东大地震以来伤亡最重(死亡 5466 人)、经济损失最大(约 1000 亿美元)的一次破坏性地震。它给人们留下许多惨重的教训。图 1.2.15 所示为该地震震中位置和日本烈度表Ⅶ度区域分布。日本烈度表见表 1.2.1。阪神

地区激震区(Ⅶ度)分布成条带状,它位于活动断层的南侧。Ⅳ度以上的余震有七次,其分布与活动断层分布一致。

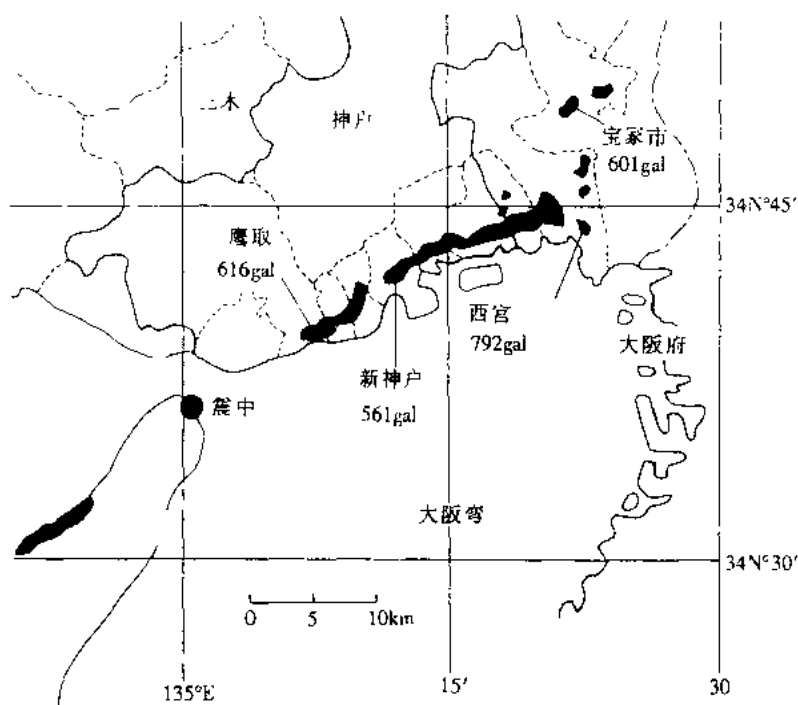


图 1.2.15 日本阪神地震震中位置和日本烈度表Ⅶ度区域分布

表 1.2.1

日本地震烈度表(1949 年)

烈度	名称	内 容	加速度(gal)
0	无感	地震计能记到,人体无感	0.0~0.8
I	微震	静止的人或对地震动敏感的人有感	0.8~2.5
II	轻震	大部分人有感,并能感到日本住宅的户障的抖动声	2.5~8.0
III	弱震	住宅振动,户障发出声响,房内挂吊物品摆动,容器内的水晃动	8.0~25
IV	中震	住宅激烈振动,花瓶倾倒,器皿里的水溢出,步行的人亦有感,许多人逃出户外	25~80
V	强震	墙壁开裂,墓石、石灯笼倒塌,烟囱等破损	80~250
VI	烈震	木制住房倒塌率 30% 以下,出现滑坡、地裂缝,许多人站立不稳	250~400
VII	激震	木制住房倒塌 30% 以上,出现滑坡、地裂缝和断层出露	400 以上

日本在阪神地区共设置了 723 个强震测点,地震时记录了加速度、速度时程曲线,其中在神户海洋气象台所记录到的最大水平加速度南北向为 833gal,东西向为 617gal,垂直向为 332gal,见图 1.2.16。根据富立叶谱和反应谱分析结果,震中附近的加速度时程的卓越周期分布范围为 0.3~2s。这次强震观测记录的主要特征有:①近场得到水平加速度最大值达 600~800gal,峰值速度达 0.55m/s;②竖向加速度峰值超过 300gal;③近场地震持续时间在 10~15s 之间;④卓越周期因场地而异,分布范围在 0.3~2s 之间,大多在 1s 之内;⑤受地形影响有明显反映。

阪神大地震给现代化的神户市带来了毁灭性的灾难。由于新干线、高速道路、高架铁路、地下铁道、高架桥的倒塌、倾斜及严重破坏,港口、码头下沉倾斜,导致交通除航空港外几

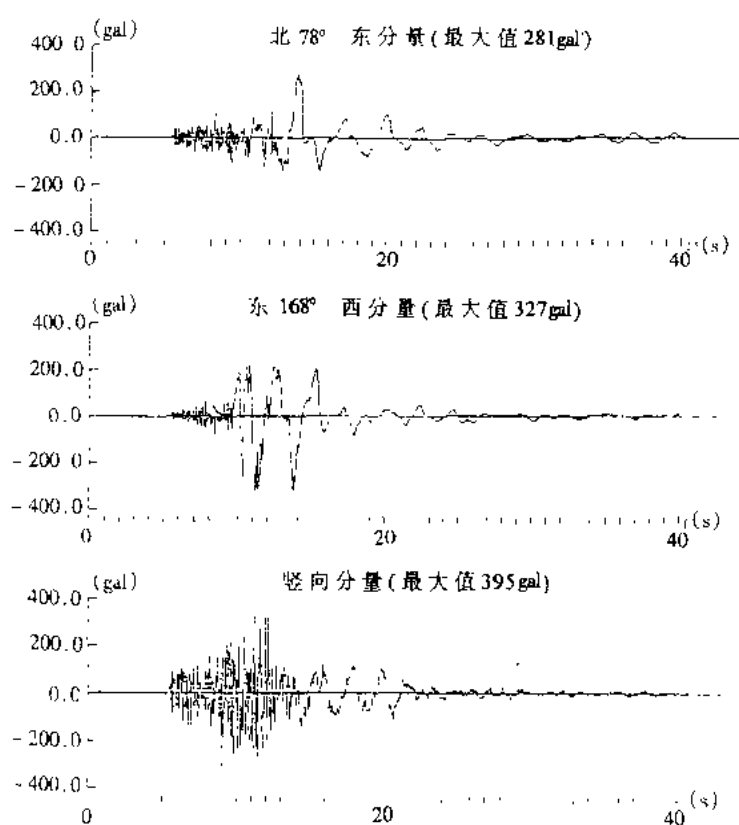


图 1.2.16 神户海洋气象台的地震加速度记录

乎全部被切断。图 1.2.17 所示为阪神地区高速道路的毁坏分布,其中包括大阪神户高速道路、名神高速道路、第二神明线、湾岸线、近畿自动车道等。在同一地区的铁路线被破坏的有

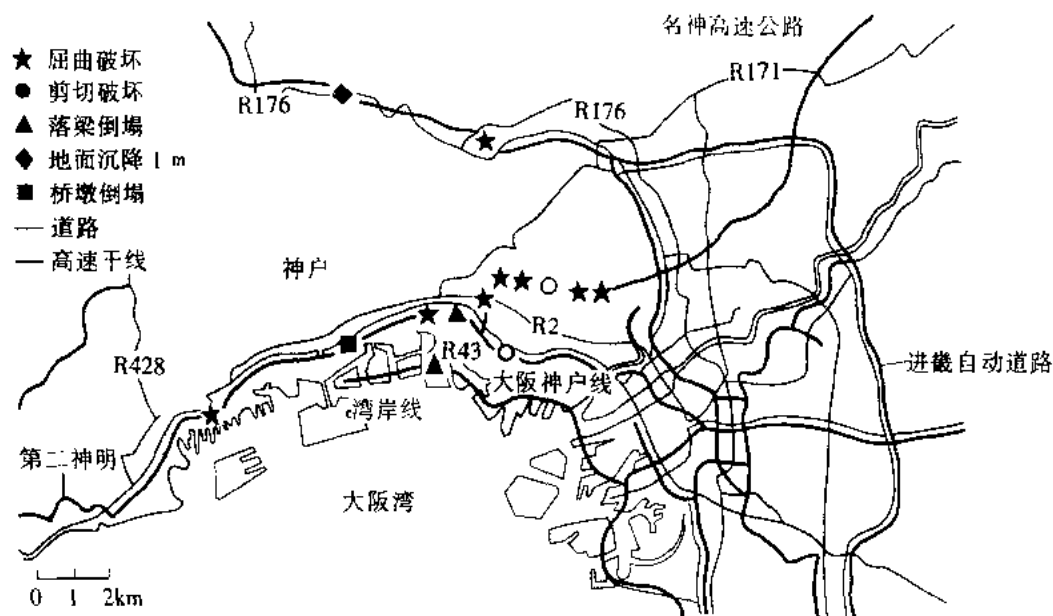


图 1.2.17 阪神地区高速道路的毁坏分布

山阳新干线、东海道本线(JR 神户线)、阪神电铁神户线和阪神电铁本线。破坏的主要部分是高架桥,破坏形式与高速道路相同。如桥墩破坏导致落梁和桥的倾侧、桥面塌垮、桥墩剪切或弯压破坏、桥梁横向错位和沉降不均以致桥面屈曲不平或倾侧等。地铁出现大规模破坏是世界地震史上少见的,值得注意的是这次受灾的地铁都是浅埋和开挖施工的地下结构。

阪神大地震是继 1971 年圣费南多地震,1989 年洛马·普里埃塔地震和 1994 年诺斯雷奇地震后,城市公路、铁路高架桥破坏范围最广、灾情最严重的一次。

图 1.2.18、图 1.2.19 所示为钢筋混凝土桥墩(一为实体墩,一为独柱墩)剪切破坏的示

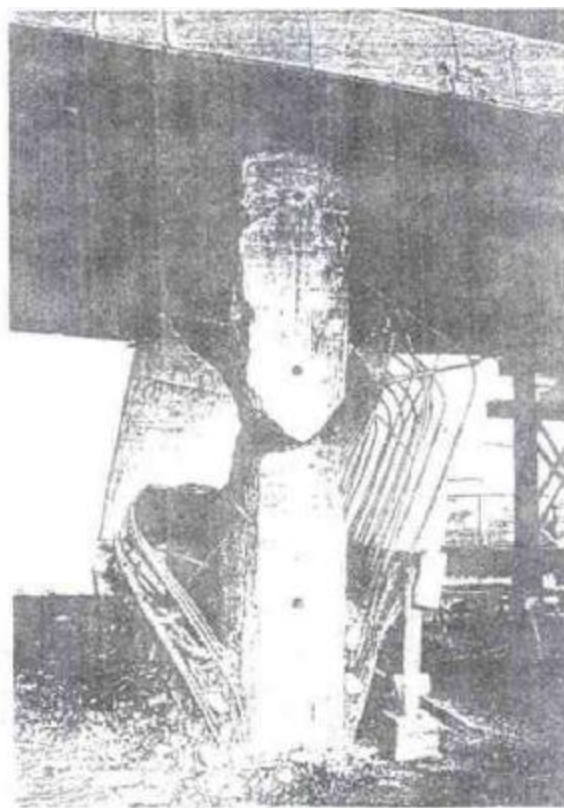


图 1.2.18 名神高速道路上钢筋混凝土墙式墩剪切破坏

例。图 1.2.20 为阪神高速线在神户市内高架桥的倒毁。一共有 18 根独柱墩剪断,长 500m 左右的梁部侧向倾倒。这些墩柱正在进行抗震加固,已采用钢板外包柱体加固的桥墩,在地震中完好如初。震后日本研究了阪神高架桥的破坏机理^[14],用三维有限元作非线性分析(图 1.2.21)。结果表明,独柱墩剪切破坏导致重量较大的梁部倾倒。阪神地震桥梁破坏形态主要有:①桥墩破坏产生落梁和桥的倾侧;②横向变位过大桥面产生横向扭曲错位;③钢筋混凝土桥墩的剪切破坏,压弯破坏,压溃破坏;④地基液化,桥墩沉降不均,致使桥面屈曲不平,甚至倾侧;⑤钢梁与钢桥墩的屈服变形;⑥大量的铸钢支座破坏。

神户地区有多座大桥的震害,如双层中承式钢拱的铸钢辊轴支承破坏;又西宫港大桥为钢系杆拱,引桥第一跨因相对位移过大而滑落(图 1.2.22)。最受世人瞩目的是位于震中附近正在建设的明石海峡大桥。地震时,1990m 的悬索桥主缆已架好,正待吊设钢梁。图 1.2.23 为明石海峡大桥各塔和锚台的震后位移分布,塔基的各向转角都很小。幸运的是,

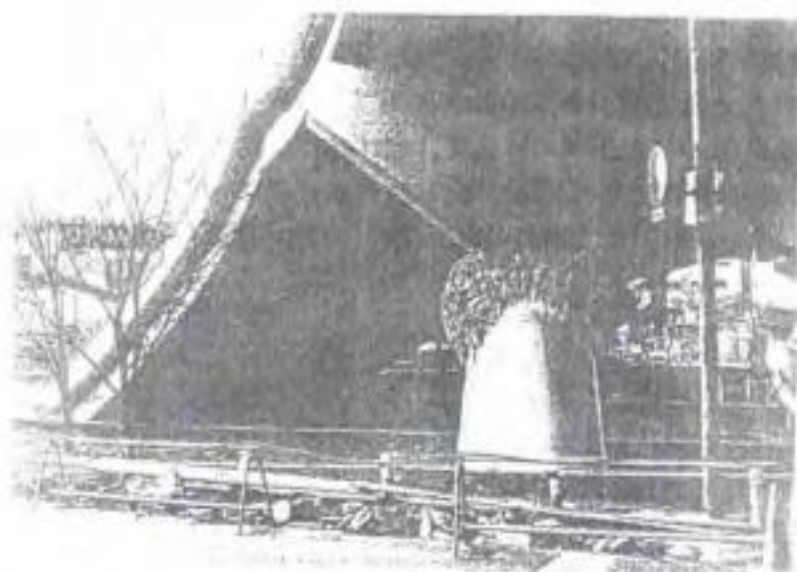


图 1.2.19 阪神高速线匝道上钢筋混凝土独柱墩剪切破坏

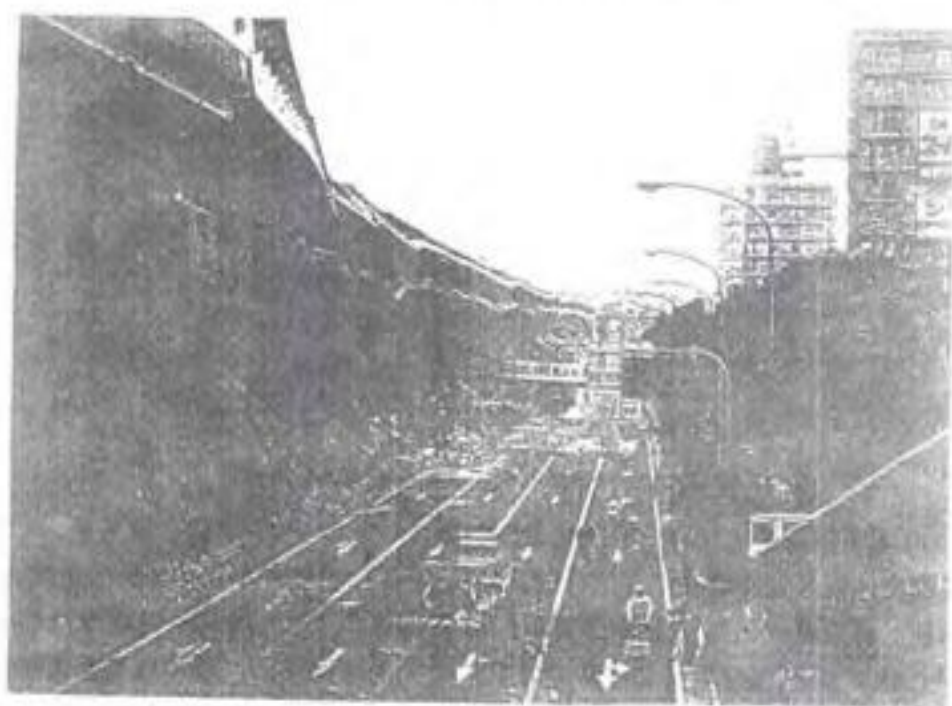


图 1.2.20 阪神高速线在神戸市区内高架桥倒塌

塔、锚台由于地面运动导致的位移并不大(相对于主跨 1990m),原结构基本完好。如果全桥已合拢通车,在强震下会发生什么情况,可待模拟分析进行研究。

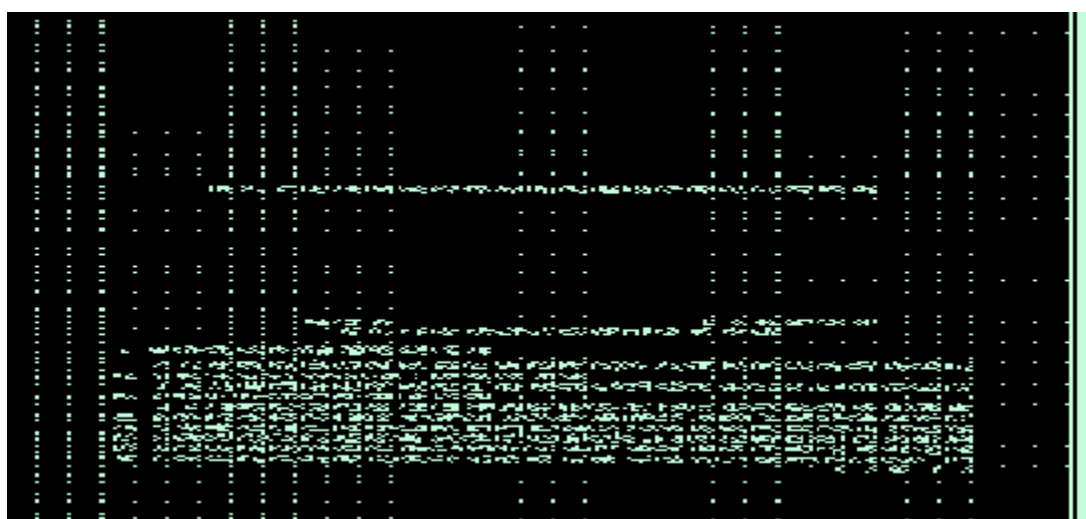
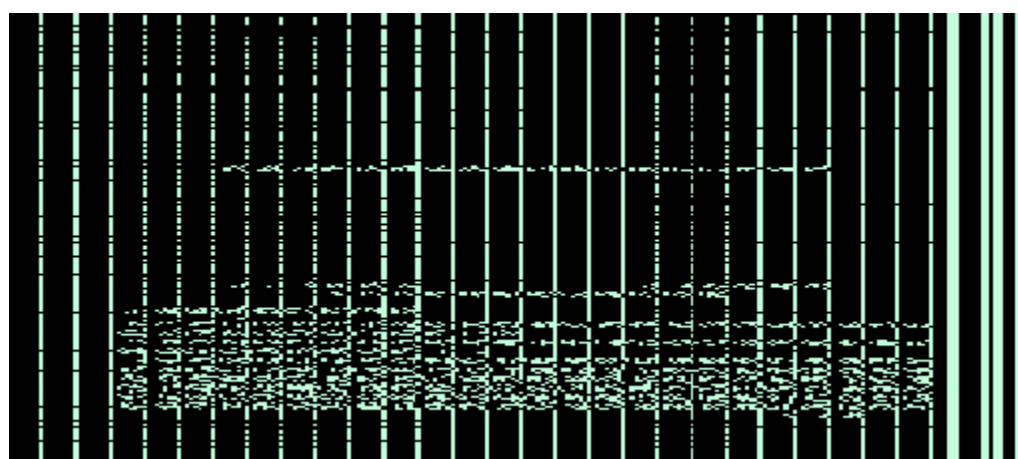


图 1.2.21 阪神大地震线在神户市区内高架桥结构示意区及三维有限元计算图式



(a) 全景

(b) 桥梁滑落

图 1.2.22 阪神高速道路西宫港大桥钢梁滑落

1.2.6 20 年来桥梁震害的教训

桥梁工程为生命线工程之一,调查与了解桥梁的震害及其产生的原因是建立正确的抗震设计方法,采取有效抗震措施的科学依据。

近百年来,国内外发生的大地震灾害都说明了科学合理的结构抗震设计与抗震构造措施是减轻地震灾害的最有效措施。

从桥梁的震害来分析,从 1971 年圣费南多地震、1976 年唐山地震、1989 年洛马·普里埃塔地震、1994 年诺斯雷奇地震到 1995 年阪神地震,地震震级除唐山地震外,其余都低于 7 级,乃中等强度地震。由于这些地震具有震源浅,震中都在城市区域,大多是属于浅源直下型地震,震级虽不高,但强度很大,在极震区有Ⅷ至Ⅸ度烈度区域。在高烈度区域内,桥梁大多毁坏和严重破坏。最典型的破坏性的桥梁震害是阪神地震。极震区日本烈度Ⅷ区(相当于我国烈度表Ⅷ至Ⅸ度)呈狭长地带,夹于神户市海岸线与山区之间,所有高速公路、高速铁

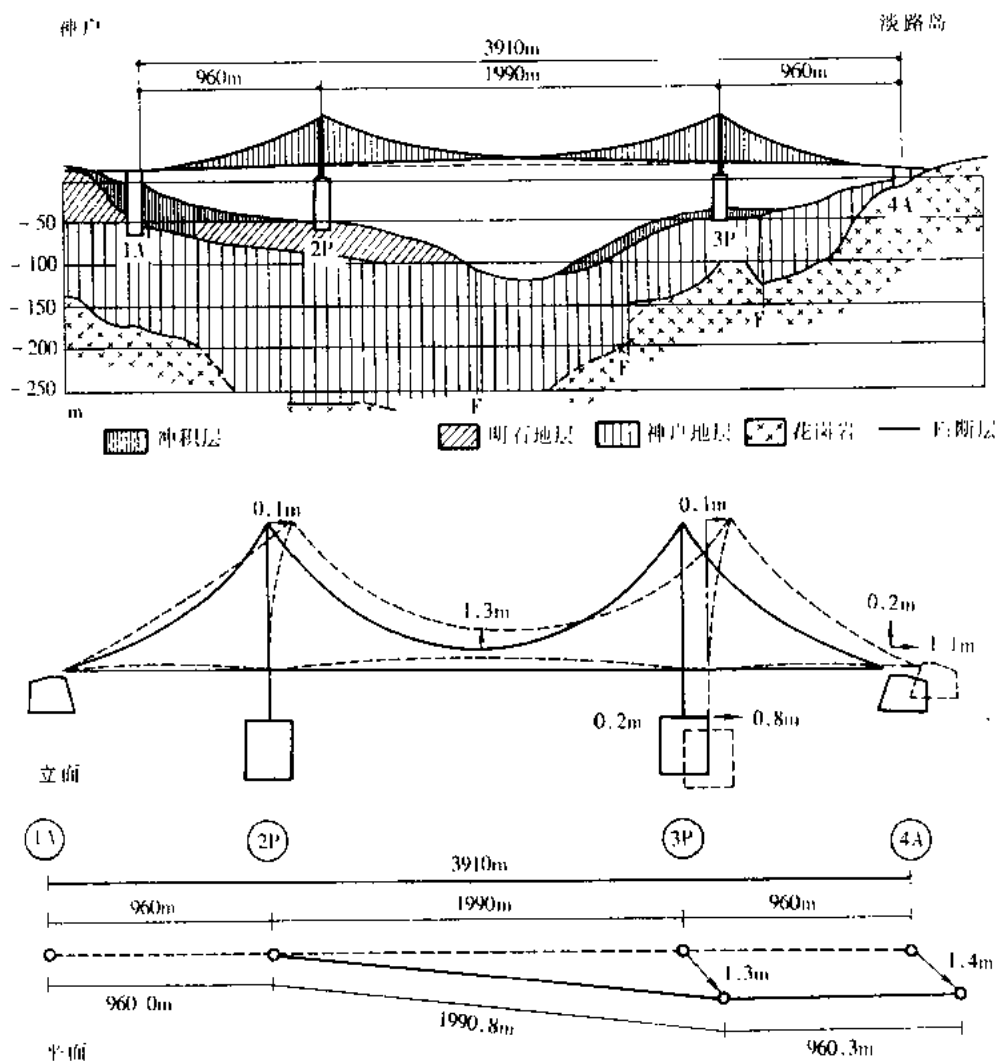
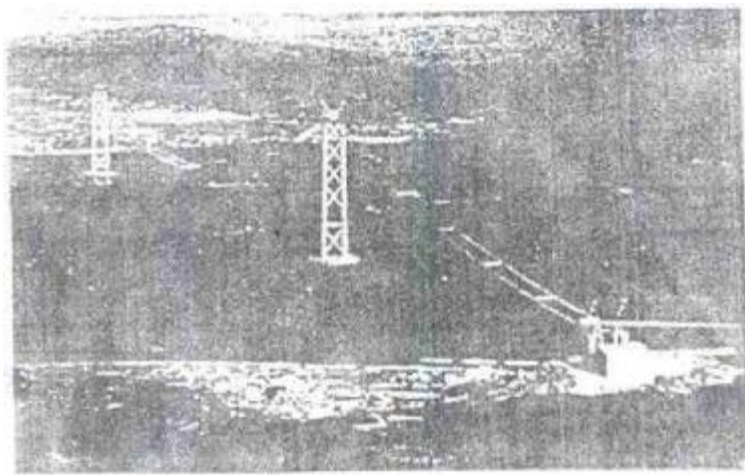


图 1.2.23 明石海峡大桥各塔和锚台震后位移分布

路、地下铁路等交通网络的大部被此狭长带覆盖。更要注意的是,这次地震波卓越震动周期

约在 $0.3 \sim 2\text{s}$ 之间,也覆盖了城市高架桥、立交工程结构的自振第一周期。其次,在上述这些地震中都发现竖向地震加速度峰值相当大。

地震中,桥梁支座的震害极为普遍,它历来被认为是桥梁整体抗震性能上的一个薄弱环节。其原因主要是支座设计没有充分考虑抗震的要求,构造上连接与支挡等构造措施不足,某些支座型式和材料上的缺陷等因素。破坏形式主要表现为支座锚固螺栓拔出剪断、活动支座脱落及支座本身构造上的破坏等。然而,在较强的水平地震波与竖直地震波共同作用下(更因其加速度峰值的时位接近),支座破坏更为严重。在阪神地震中,各种铸钢支座都遭到不同程度的破坏。图 1.2.24 所示为阪神高速线上的主跨 485m 的钢斜拉桥边墩上的钢摇轴栓钉脱落。

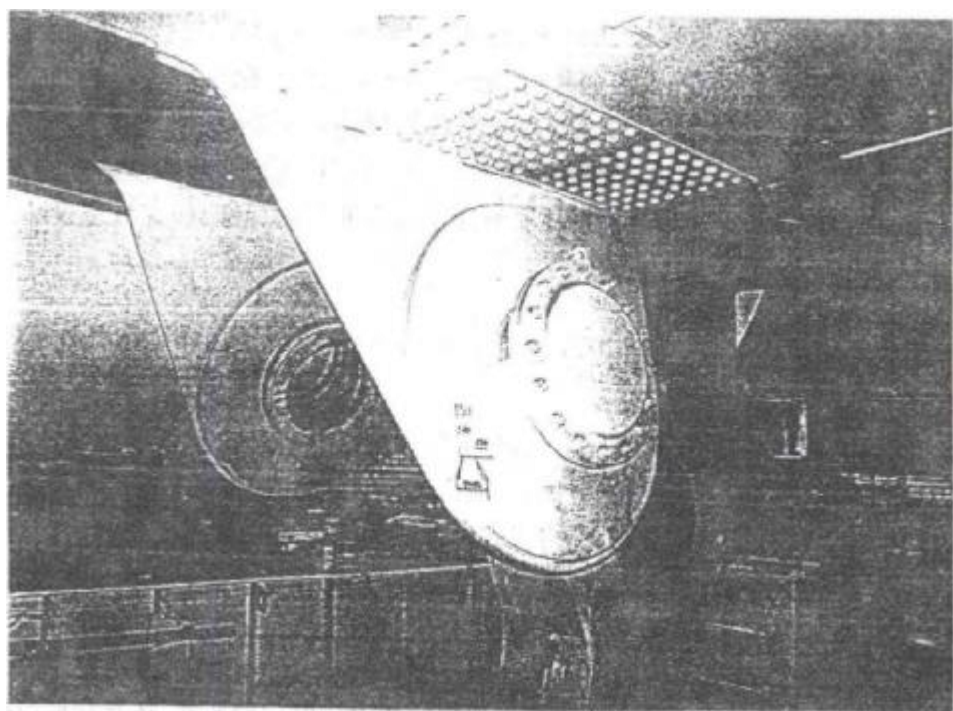


图 1.2.24 阪神高速线上的主跨 485m 钢斜拉桥上钢摇轴栓钉脱落

在过去的地震灾害中,都已发现城市高架桥或公路上梁桥的钢筋混凝土墩柱的屈曲、开裂,混凝土剥落、压溃、剪断,钢筋裸露断裂的震害,故各国专家对钢筋混凝土结构的延性抗震做了大量研究工作。那些已增加箍筋配置约束混凝土核心的墩柱震害虽稍轻一些,但是这种混凝土桥墩柱断裂等较大塑性变形的震害还是时有发生。这说明极限位移或延性抗震设计在目前的规范中尚不完善。根据最近几次地震的极震区的烈度来考虑,局限于被动的结构抗震设防将愈来愈困难。因为我们不可能盲目提高设防烈度去设计抗震的钢筋混凝土墩柱。目前,各国地震工作者除了在讨论科学合理的工程抗震设防标准(如我国是以区域基本烈度设防)外,并对结构本身如何利用新的复合材料或具有抗震能力强的结构型式进行深入的研讨。作者认为:地震区的桥梁结构选型应首先进行动力概念设计,随后是结构抗震的能力分析——强度与位移控制(延性设计)。

随着经济的高速发展,桥梁的跨径愈来愈大,大跨度斜拉桥、悬索桥是否会产生上部结

构因地震作用力而毁坏,是为桥梁工程师所关心的问题。日本在建设本州四国联络线时,花了近 20 年时间进行了悬索桥的抗震设计研究,汇编成《本州四国联络桥抗震设计指南》。然而,在阪神地震前甚少见到大跨桥梁震害的实例。1989 年美国洛马·普里埃塔地震时,金门大桥(主跨 1298m 的钢悬索桥)已服务了 52 年,虽位于Ⅶ度烈度震区,大桥并没有损坏。而旧金山至奥克兰的海湾大桥因引桥脱落关闭了一个月。阪神地震时,神户地区有多座大桥的震害教训,如一座大跨下承式钢拱桥,也因引桥孔脱落而交通中断,另一座大跨中承式三跨钢拱桥的铸钢支座移位损坏,图 1.2.24 所示的为 485m 钢斜拉桥的钢摇轴支座损坏。然而这些大桥主结构在地震中基本完好无损,原因之一,这些大桥近代都进行谨慎小心的抗震设计,而且作为专题研究,保证结构有较安全的抗震能力;其次,具有长周期的柔性结构在地震中问题更突出的应是位移控制;之三,对主结构上一些连接构造,支座或所相连的辅助结构或引桥结构较为注意。我国近 20 年来,在开放改革政策的鼓舞下,经济快速发展,交通事业以极迅猛的势头遍地开花,大跨斜拉桥、悬索桥的建设举世瞩目。主跨 1385m 的悬索桥(江阴长江公路大桥)正在兴建。现代化城市的建设促使高架桥、快速干道亦纷纷上马。因此,当前世界上发生的地震的震害都是我们的学习教科书,我们要吸取惨重经验教训,根据桥梁震害的科学分析制定我国的科学合理的桥梁抗震的设防标准,研究抗震设计的原则与方法。

1.3 桥梁抗震计算的地震力理论及抗震设计方法的演变

桥梁工程抗震设防标准、抗震计算的地震力*理论与桥梁抗震设计的破坏准则,这三者是密切相关的。桥梁工程抗震设防标准,通俗地讲,即如何确定地震荷载的标准。荷载定得过大,即抗震设防标准要求愈高,结构在它寿命时间为抗震设计需要所投入的费用愈大。然而,结构在它寿命期何遭遇抗震设防标准所期望的地震总是少数。这就是决策的矛盾点。一方面要求保证结构抗震安全,另一方面又要适度投入抗震设防的费用,使投入费用取得最好的效益。我国政府于 1994 年确定了今后十年防震减灾的工作目标,即期望我国大中城市人口稠密、经济发达地区具有抗御 6 级左右地震的能力。但问题所在,还是如何根据政府提出的目标来制定工程抗震设防标准。根据近十年的几次地震,强度都未超过 7 级,但其极震区的烈度分布,最大可达Ⅶ至Ⅺ度。而目前无论是铁路、公路工程抗震规程,都是按我国地震区划图上所规定的基本烈度作为设计烈度。铁抗规规定要对重要结构物可提高一度设防,公抗规则采用结构重要性系数,分类后取 1.7,1.3,1.0 或 0.6。其次,当前规程中的抗震设防原则仅是针对单体结构的抗震安全去要求减轻人员伤亡,减少财产损失,保证结构在地震时发生最低程度的损坏,使之修复,并继续运行等。80 年代以来,我国许多城市逐步向现代化城市发展,但城市桥梁尚没有制定相应的抗震设计规程。目前,城市桥梁抗震设计都是借用公路、铁路工程抗震规程,不可能满足现代化城市的综合抗震设防的要求。总之,低估了工程抗震设防标准,会导致如唐山地震、阪神地震那样的惨重损失;高估了设防标准则为结构抗震要求投入过大的费用,从投资角度讲,这将是没有丝毫效益的浪费。当前世界上多

* 地震力一词具有广义涵意,在此仅讨论地面运动对结构的力学作用,不涉及地震对地下结构的力学作用,如应力被作用或其他复杂的力学作用。

地震国家的地震学者,根据近 20 年来地震震害的经验正深入探讨这一课题。本书主要介绍桥梁抗震设计理论与计算方法,对此不作深入讨论,因为这不单是工程地震学的问题,它还涉及到地质学、工程学、社会学、经济学。

1.3.1 桥梁抗震计算的地震力理论

地震力理论也称地震作用理论,它研究地震时地面运动对结构物产生的动态效应。地面运动现可用强震仪以加速度时程曲线(两个水平、一个竖向)的形式记录,在工程应用中简称地震波记录。结构在地震波激励下的强迫振动是随机振动,求解结构地震反应是相当复杂的。在桥梁抗震计算中,早期采用简化的静力法,50 年代后发展了动力法的反应谱理论,近 20 年来对重要结构物采用动力法的动态时程分析法。

1. 静力法 最早在 1899 年,日本大房森吉提出静力法的概念。它假设结构物各个部分与地震动*具有相同的振动。此时,结构物上只作用着地面运动加速度 δ_g 乘上结构物质量 M 所产生的惯性力,把惯性力视作静力作用于结构物作抗震计算。惯性力计算公式为

$$\begin{aligned} F &= \delta_g M = \delta_g \frac{W}{g} \\ &= KW \end{aligned} \quad (1.3.1)$$

式中, W 为结构物各部分重量, K 为地面运动加速度峰值与重力加速度 g 的比值。

日本大正四年(1915 年),佐野倡导震度法,即根据静力法的概念提出以结构的 10% 的重量作为水平地震荷载,于 1923 年关东大地震后的次年建立了最早的桥梁下部结构工程的抗震方法。随后于 1926 年,又对汽车荷载,包括地震荷载都作了明文规定,汇编成了《关于公路桥梁细则草案》。它按不同地区把地震荷载系数分为 0.15~4。美国在 1906 年旧金山大地震后,将风力增加至 30lb/ft²(约 15kN/m²)作为设计地震荷载,于 1927 年也引入规范。

从动力学的角度,把地震加速度看作是结构地震破坏的单一因素有极大的局限性,因为它忽略了结构的动力特性这一重要因素。只有当结构物的基本固有周期比地面运动卓越周期小很多时,结构物在地震振动时才可能几乎不产生变形而可以被当作刚体,静力法才能成立。如果超出这个范围,就不可能适用。

静力法以地震荷载代替结构在地震强迫振动下的激励外因,作用于结构的计算静力效应代替结构在地面运动激励下的动力效应。显然,对工程设计人员来说,很容易接受地震荷载这一量度,但它常导致对结构抗震能力的错误判断。

2. 动力法——反应谱理论 众所周知,一个单自由度振动体系在周期外力作用时,它的振动振幅 y_{\max} 将如图 1.3.1 所示, β 为阻尼比, ω_0 为体系的固有频率, ω 为振动外力的频率。当体系固有频率接近振动外力的频率时,共振现象是十分明显的。地震是一种随机现象,地震波是频率成分十分复杂的波,其中含有一定的卓越频率,所以当地震的卓越频率与结构的固有频率相一致时,结构物的动力反应就要放大。虽然震度法的发展也凭经验与理论推断,根据不同地震区域、不同的地基条件,取用不同的设计震度,但它没有科学地考虑地面运动的特性与结构物的动力特性。美国在 1925 年圣巴巴拉(San Babara)地震后提出了地震系数的概念,1933 年长滩(Long Beach)地震后颁布了抗震设计的侧力系数,1937 年进行了

* 地震动指地震发生后,地震波传播在沿途地基上所产生的振动。

修改与补充,逐步考虑动力特性,但也还是静力法的模式。那时,因多次地震灾害已使人们认识到,查明地震动力特性是确立合理抗震计算理论必不可少的依据。

1931年,美国开始进行强震观测网的布置,在1940年,美国英佩里亚尔谷(Imperial Valley)地震成功地收集了包括埃尔森特罗(El-Centro)地震在内的大量地震加速度记录资料,为抗震计算动力法的建立提供了宝贵的科学资料。1943年,M. A. Biot 提出了反应谱概念,给出世界上第一个弹性反应谱,即一个单质点弹性体系对应于某一个强震记录情况下,体系的周期与最大反应(加速度、相对速度、相对位移)的关系曲线。1948年,G. W. Housner 提出基于反应谱理论的抗震计算的动力法。至1958年,第一届世界地震工程会议后,这方法被许多国家采纳在相应的工程结构抗震设计规范中。

(1)反应谱基本原理

一单质点振子体系见图1.3.2,由于地面运动位移 δ_g 引起的单质点振子的地震振动方程为

$$m(\ddot{\delta}_g + \ddot{y}) + c\dot{y} + ky = 0 \quad (1.3.2)$$

上式乃根据达朗贝尔(D'Alembert)原理,惯性力(取决于绝对加速度 $\ddot{\delta}_g + \ddot{y}$)、阻尼力(与相对速度 \dot{y} 成比例)和弹性恢复力 ky (与相对位移 y 成比例)应保持平衡。整理后,可得

$$\ddot{y} + 2\xi\omega_0\dot{y} + \omega_0^2 y = -\ddot{\delta}_g \quad (1.3.3)$$

式中,阻尼比 $\xi = c/2\sqrt{km}$,无阻尼圆频率 $\omega_0 = \sqrt{k/m}$ 。

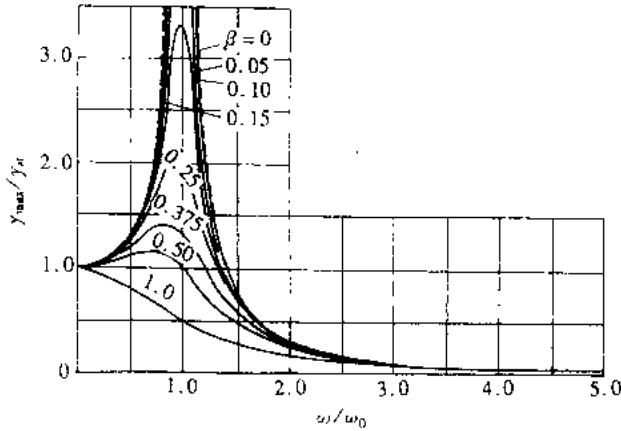


图 1.3.1 共振曲线

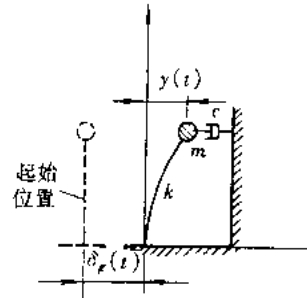


图 1.3.2 单质点振子的力学图式

则单质点振子的地震相对位移反应的杜哈美(Duhamel)积分式为

$$y = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t e^{-\xi\omega(t-\tau)} \ddot{\delta}_g(\tau) \sin\omega_d(t-\tau) d\tau \quad (1.3.4)$$

式中,有阻尼圆频率 $\omega_d = \sqrt{1-\xi^2}\omega_0$ 。

对式(1.3.4)微分一次、二次即可得到单质点振子地震相对速度和相对速度反应积分公式,一般情况下,阻尼比数值很小,积分式可简化为

$$\dot{y} = -\int_0^t e^{-\xi\omega(t-\tau)} \ddot{\delta}_g(\tau) \cos\omega_d(t-\tau) d\tau \quad (1.3.5)$$

$$\ddot{y} = \omega_d \int_0^t e^{-\xi \omega_d (t-\tau)} \ddot{\delta}_g(\tau) \sin \omega_d (t-\tau) d\tau - \ddot{\delta}_g(t) \quad (1.3.6)$$

由于地震加速度 $\ddot{\delta}_g$ 是不规则的函数, 一般可采用数值积分法求出反应的时间变化规律, 即反应时程曲线。如图 1.3.3 所示, 对不同单质点体系 (不同的圆频率 ω_i 或以周期表示 T_i

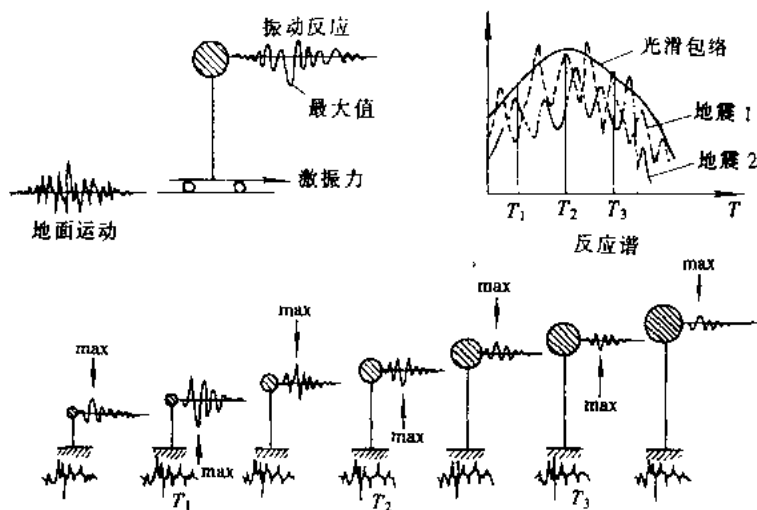


图 1.3.3 不同单点体系计算反应最大值示意图

$= 2\pi/\omega_i$, 不同的阻尼比 ξ_i 值) 在选定的地震加速度 $\ddot{\delta}_g$ 输入下, 可获得一系列的相对位移 y , 相对速度 \dot{y} , 绝对加速度 $\ddot{\delta}_g + \ddot{y}$ (绝对加速度乘单质点质量 m , 即地震惯性力) 的反应时程曲线, 并可从中找到它的最大值, 即 $y_{\max}, \dot{y}_{\max}, |\ddot{y} + \ddot{\delta}_g|_{\max}$ 。以不同单质点体系的周期 T_i 为横坐标, 以不同阻尼比 ζ 为参数, 我们就能绘出 $y_{\max}, \dot{y}_{\max}, |\ddot{y} + \ddot{\delta}_g|_{\max}$ 的谱曲线, 简称反应谱。图 1.3.4 所示为 El-Centro 波求得的 \dot{y}_{\max} 的反应谱。如定义 $S_D = y_{\max}$ 为相对位移谱 (简称位

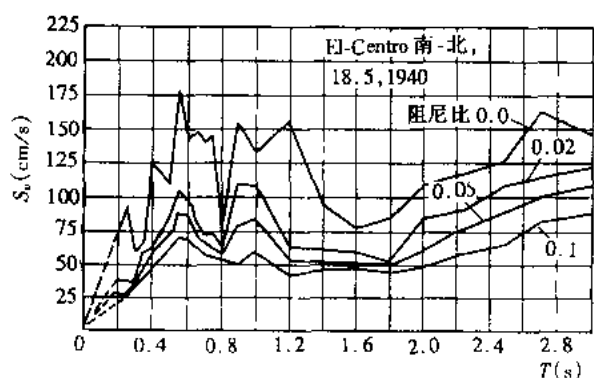


图 1.3.4 EL-Centro(南北水平分量) 波的 \dot{y}_{\max} 反应谱

移反应谱)、 $S_V = \dot{y}_{\max}$ 为拟速度反应谱和 $S_A = |\ddot{y} + \ddot{\delta}_g|_{\max}$ 为拟加速度反应谱 (分别简称速度或加速度反应谱)。 S_V 和 S_A 的词义上加上“拟”, 因式 (1.3.5), (1.3.6) 都忽略 ζ 值较小的影响。比较式 (1.3.4), (1.3.5), (1.3.6), 并近似认为式 (1.3.4) 与式 (1.3.5) 的积分式 (内分别含有 $\cos \omega_d (t-\tau)$ 与 $\sin \omega_d (t-\tau)$ 项) 的积分等效。这样, 就可以得到三个谱之间存在下列关系:

$$\begin{cases} S_D = \frac{1}{\omega_d} S_V \approx \frac{1}{\omega} S_V \\ S_A = \omega_d^2 S_D \approx \omega^2 S_D = \omega S_V \end{cases} \quad (1.3.7)$$

显然,在式(1.3.7)中,如阻尼比 ζ 为0, $S_A = \omega^2 S_D$ 是绝对正确的。式(1.3.7)的三个谱关系是近似的,对于中频及高频体系,拟速度差不多等于最大相对加速度,但对于频率很低的体系,两者差别甚大。

从低频到高频,拟加速度与最大加速度之间的差别都不大。三个谱可以采用四对数坐标系(S_D, S_V, S_A, ω)绘在一张图上,图1.3.5所示为El-Centro地震作用下的单质点体系的三坐标反应谱。

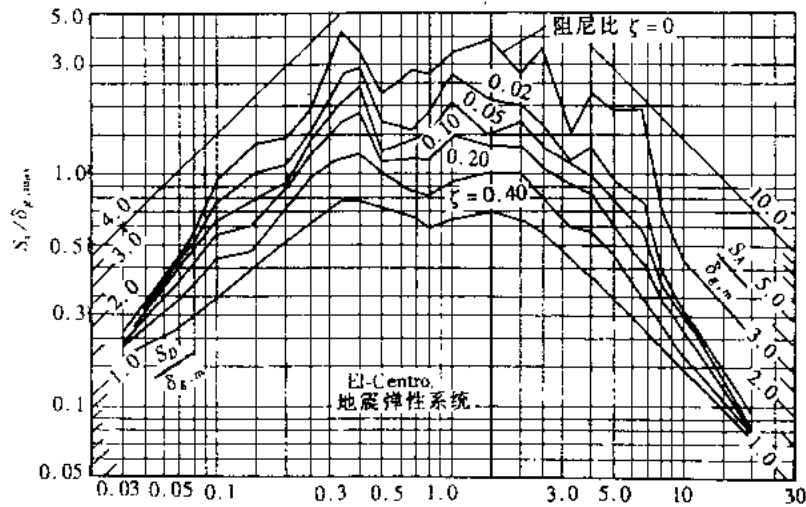


图 1.3.5 单质点体系在 EL-Centro 地震作用下的三坐标反应谱

从图中明显可看出,对于接近刚性的体系, ω 趋近 ∞ ,最大加速度反应 S_A 趋近 δ_g ;对于接近高柔体系, ω 趋近零,最大相对位移 $S_D = \delta_{g,max}$;在其间,体系反应均将大于地面运动相应最大值,若以 a_0, v_0, d_0 表示 $\delta_{g,max}, \dot{\delta}_{g,max}, \ddot{\delta}_{g,max}$,即 $S_D > d_0, S_V > v_0, S_A > a_0$,则放大倍数随阻尼比增加而递减。

(2) 反应谱理论的地震力计算

对结构抗震计算来说,最关心的是地震力的最大值。上述单质点体系,最大地震力的计算式为

$$\begin{aligned} P &= m |\ddot{\delta}_g + \ddot{y}|_{\max} \\ &= mg \left(\frac{|\ddot{\delta}_g|_{\max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{|\ddot{\delta}_g + \ddot{y}|_{\max}}{|\ddot{\delta}_g|_{\max}} \right) \\ &= k_H \beta W \end{aligned} \quad (1.3.8)$$

式中, g 为重力加速度, W 为体系的总重量。

k_H 定义为水平地震系数:

$$k_H = \frac{|\ddot{\delta}_g|_{\max}}{g}$$

β 定义为动力放大系数:

$$\beta = \frac{S_A}{a_0} = \frac{|\ddot{\delta}_g + \ddot{y}|_{\max}}{|\ddot{\delta}_g|_{\max}}$$

式(1.3.8)为反应谱理论计算水平地震力的一般公式。在实际应用中,要解决以下若干问题:

① 水平地震系数的取值,应根据结构抗震设防的烈度水准选用。根据我国铁路工程抗震规范(国标)规定:设计烈度Ⅶ度以上才进行抗震设防,相应于Ⅶ、Ⅷ和Ⅸ度, k 分别为0.1、0.2和0.4。

② β 谱曲线如何确定

图1.3.3右上角表示的即是不同单质点体系的两个选定的地震加速度 $\ddot{\delta}_g$ 输入后的最大绝对加速度 S_A 的谱曲线。显然,对特定某一地震波而言, S_A 的反应谱总是成锯齿状,其次,一个反应谱总相应于一定的体系阻尼比的。因为地震波是随机的,所以,只有在大量的地震加速度记录输入后绘制的众多反应谱曲线的基础上,经过平均与光滑化后,才可得到平均地震反应谱。图1.3.6所示为Honsuer在1959年发表的平均地震 $\beta = S_A/a_0$ 反应谱。将此图与图1.3.1对照,可看出它与强迫振动的 μ 与 ω/ω_0 关系图非常相似,其反应峰值位置乃相对于地震波的卓越周期。所以,结构地震反应从动力学观点,是以卓越周期为主要成份的地震波对支承激励下的结构强迫振动。

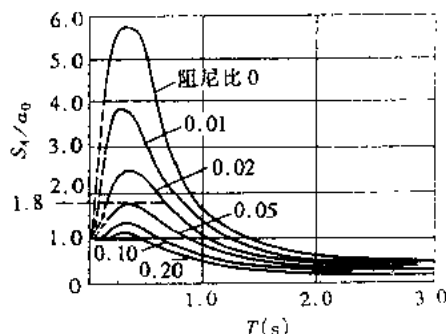


图 1.3.6 平均地震 S_A/a_0 反应谱

图1.3.7所示为不同卓越周期的平均地震 β 反应谱的比较,明显反映出不同场地土对反应谱的影响。结构物所处的场地土特性是不相同的,因而规范在制定标准 β 反应谱时,必须根据场地土分类,分析相应于场地土分类的平均 β 反应谱的规律(在三坐标反应谱上可清楚分辨),作出他们的平均或外包的谱曲线。图1.3.8所示为我国《铁路工程抗震设计规范》所采用的标准 β 谱曲线。共分三类场地土,Ⅰ类为岩石地基,Ⅱ类为一般地基,Ⅲ类为软弱地基。这三类场地土经分析,最大 β 值都较接近,约为2.25,最小值限于0.45。谱曲线的阻尼比采用0.05。

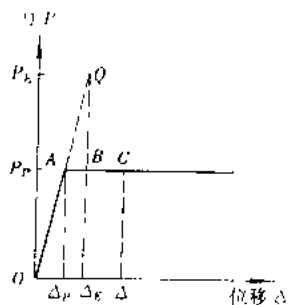
(3) 引入结构综合影响系数 C_z^*

上述讨论的反应谱是以弹性体系为讨论对象,所以称为弹性反应谱理论。结构在地震作用下,一般均进入弹塑性阶段,有不少学者也致力于研究弹塑性反应谱。但至今各国规范主要应用的是弹性反应谱理论。结构在地震作用下,进入塑性阶段,结构的延性将起耗能作用,会减弱地震反应。因而在地震力计算中引入结构综合影响系数 C_z ,以反映理论计算与震害

* 单质点体系,理想弹性时地震力 P_E ,理想弹塑性时地震力 P_P ,则修正系数 $C_z = P_P/P_E$ 。高频(周期小于0.03~0.05s)时,相当于刚性结构, $C_z = 1$ 。中频(周期0.05至0.5s)时,弹塑性体系与理想弹性体系的最大相对速度接近相等,以动能转化为变形能也相等。即 $OAC\Delta$ 与 $OQ\Delta_E$ 的面积相等。

$$\frac{1}{2} P_P \Delta_P + P_P (\Delta - \Delta_P) = \frac{1}{2} P_E \Delta_E$$

以 $\Delta_C = (P_E/P_P)\Delta_P$ 和 $\mu = \Delta/\Delta_P$ 代入,得 $C_z = 1/\sqrt{2\mu-1}$ 。低频(周期 > 0.5s)时,两体系的位移接近相等,即 $P_P/P_E = \Delta_P/\Delta_E$,可得 $C_z = 1/\mu$ 。



注图 1

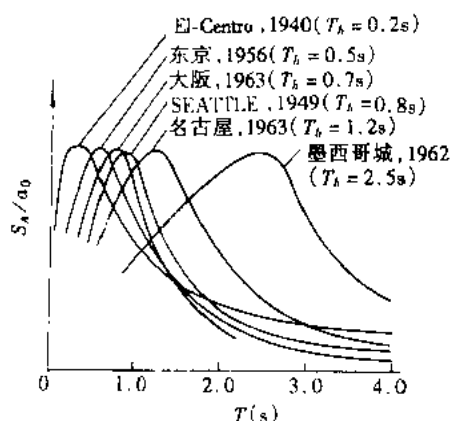


图 1.3.7 不同地震波的平均 S_A/a_0 反应谱

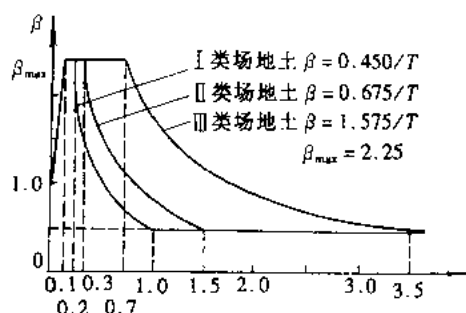


图 1.3.8 《铁路工程抗震设计规范》
标准 β 反应谱

现象的差异,但主要是考虑结构的延性耗能作用。各国规范对 C_z 的取值大约在 $1/\mu$ 与 $1/\sqrt{2\mu-1}$ 之间, μ 为延性系数。

我国桥梁抗震有关规范对单质点体系采用反应谱理论的地震力计算公式的一般形式为

$$P = C_z k_H \beta W \quad (1.3.9)$$

(4) 多质点体系的地震力计算公式

多质点体系可以应用单质点体系的设计标准 β 反应谱计算地震力。当 n 个质点体系地震振动时,其振动方程可类似式(1.3.2),而用矩阵式表达:

$$\mathbf{M}\ddot{\delta} + \mathbf{C}\dot{\delta} + \mathbf{K}\delta = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{s}_g \quad (1.3.10)$$

式中, \mathbf{M} , \mathbf{C} 和 \mathbf{K} 分别为 n 质点体系的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵, δ 为质点对地面的相对位移矢量,为时间 t 的函数。上述联立微分方程组通常可用振型分解法求解,即利用振型的正交特性,将联立微分方程组一个个地分解为相互独立的振动方程,将多质点的复杂振动,分解为按各个振型 ϕ_i 的独立振动的叠加,在求解过程中,引入第 i 振型的振型参与系数:

$$\gamma_i = \frac{\phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{I}}{\phi_i^T \mathbf{M} \phi_i} \quad (1.3.11)$$

由此可推得,第 j 质点水平方向上,由第 i 振型所引起的、按地震反应谱理论计算的最大地震力为

$$P_i = k_H \beta \gamma_i \phi_{ji} W_i \quad (1.3.12)$$

同理,在引及结构综合影响系数 C_z 后,在桥梁抗震相关的规范中所表达的计算式为

$$P_i = C_z k_H \beta \gamma_i \phi_{ji} W_i \quad (1.3.13)$$

需要注意的是,以各个振型为独立振动方程所求得各项反应最大值的时刻并不都是相同的,因此各个振型上所求得的最大反应值是不能直接求代数 and 的。一般采用统计理论上的平方和开方的形式近似求得多质点体系的各项反应值,如以 R_{\max} 表示广义的最大反应值,

注 本书凡大黑正体表示矩阵,小黑正体表示向量。

则

$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_{i,\max}^2} \quad (1.3.14)$$

3. 动力法——动态时程分析法 60年代后,重要的建筑物、大跨桥梁和其他特殊结构物采用多节点、多自由度的结构有限元动力计算图式,把地震强迫振动的激振 - 地震加速度时程直接输入,对结构进行地震时程反应分析,这通称为动态时程分析。这将在下面章节介绍。

地震荷载输入可以直接选用强震仪记录的地震加速度时程,它有两个水平分量(南 - 北,东 - 西)和一个竖直分量。国内常用的有 1975 年海城波、1976 年天津波、美国 1940 年的 El-Centro 波及 1952 年的 Taft 波。选用实际观测记录的地震加速度时程作为输入,不可能完全符合被输入结构的场地土情况,因而近 20 年来,地震危险性分析*的研究得到了很快的进展,它可以提供基岩而、覆盖土层任何深层上和地面的人工地震波加速度时程。近年,国内重要的建筑物、大跨桥梁或特殊结构的抗震计算,大多进行了地震危险性的分析,以人工地震加速度时程作为结构的地震输入荷载。

地震危险性分析理论的发展更推动了基于基岩面的地震力理论的发展。

动态时程分析法可以精确地考虑结构、土和深基础相互作用,地震波相位差及不同地震波多分量多点输入等因素建立结构动力计算图式和相应地震振动方程。同时,考虑结构几何和物理非线性以及各种减震、隔震装置非线性性质(如桥梁特制橡胶支座、特种阻尼装置等)的非线性地震反应分析更趋成熟与完善。

4. 抗震设计方法的演变 鉴于早期结构抗震计算采用的是静力理论,即忽略了地面运动特性与结构的动力特性的因素,简单地把结构在地震时的动力反应看作是静止的地震惯性力(作为地震荷载)作用下结构的内力;并以结构强度作为破坏准则,即以结构的荷载效应小于结构的抗力效应时认为安全的,一般称为一阶段抗震设计方法。对地面运动的强弱、场地地基的好坏、结构的重要性与破坏程度的设防标准,通常在地震荷载中以某一系数的大小来反映。

随后的地震震害资料的分析和对地震作用的深入研究,抗震计算的静力法愈来愈暴露出它的不合理程度。在本世纪 40 年代,对地震作用提出了反应谱理论,在 50 年代后已被各国的抗震设计规范**所应用,设防标准采用烈度或加速度峰值来表示。结构抗震计算采用动力法 - 反应谱理论代替静力法计算最大地震力,虽已反映了地面运动和结构动力的特性,但其采用的形式还是“地震荷载”的概念,因而有的文献称之“动静法”。结构在强震作用下,通常都进入弹塑性范围,产生较大的塑性变形,从而逐步认识到结构延性对抗震的作用。反应谱理论计算地震力时引入结构综合影响系数 C_s 来考虑塑性变形的影响,作为反映结构延性抗震能力的一个折减系数。由于结构延性不但与结构的力学特性、构造布置合理程度、杆件的延性性质、杆件的材料特性等等都有关系,但目前 C_s 取值依据尚欠科学,取值的分类过于

* 地震危险性分析是从地震作用随机性出发研究一个国家、一个地区,甚至是一个建设场地,在今后一定时间内可能发生不同强烈程度的地震作用和可能导致的不同程度的工程破坏及经济损失的发生概率。它还可提供岩面上地运动参数,生成人工地震时程曲线。

** 多数地震国家的有关桥梁抗震设计规范至今仍采用反应谱理论计算地震力。公式中各系数表达方式上并不一样,取值也不相同。近十余年,以大量抗震记录的分析数据,经统计研究,并结合地震震害调查, k, β 取值都有所提高。

笼统,不可能确切反映上述影响结构延性的各种因素。因而,在采用反应谱理论计算地震力时,设计过程仍是静态方法,还是以强度破坏为准则,仍是一阶段抗震设计方法。这往往给设计人员造成一种错觉,即不要提高结构延性能力,而只要增加结构的强度的方法即可提高结构的抗震能力,这是一阶段抗震设计方法最主要的缺陷。

此外,反应谱理论无法反映许多实际的复杂因素,诸如大跨桥梁的地震波输入相位差、结构的非线性二次效应、地震振动的结构-基础-土的共同作用等等问题。因而,随着强震记录的增多(不但是数量,而且反映着各类不同场地土影响,近震或远震的影响等),计算机技术的广泛应用,发展了直接求解结构地震强迫振动方程的研究,建立了动力法——动态时程分析法。目前,大多数的国家除对常用的桥梁结构型式的中、小跨桥梁仍采用反应谱理论计算外,对重要、复杂、大跨的桥梁抗震计算都建议采用动态时程分析法。

动态时程分析法可以考虑各种不同因素,使结构抗震计算分析的结果更加符合实际震害现象。其次,由于发展了动态时程分析方法,使桥梁抗震计算从单一强度保证转入强度、变形(延性)的双重保证。使结构工程师更清楚结构地震动力破坏的机理和正确提高结构抗震能力的途径,也为发展二阶段抗震计算方法提供了分析基础。

近20年来,美国、日本等一些国家的地震工程专家先后提出了分类设防的抗震设计思想,即“小震不坏、中震可修、大震不倒”。由于中、小地震发生的频率高,可能性大,为了不使结构因累积损伤而影响其使用功能,故要求在常发地震处,结构处于弹性范围内工作,以强度破坏作准则。而大地震在结构使用寿命期内发生的概率较小,如是一种突发的特殊荷载,要结构弹性地抵抗它,既不经济也不现实,可以允许结构产生塑性变形和有限度的损伤,以结构的延性(常用的定义是结构弹塑性最大变形值与结构屈服极限变形之比)作为破坏准则,以达到“大震不倒”的要求。我国工业与民用建筑抗震规范已采用二阶段抗震设计方法实现三个准则的要求。

新西兰也是多地震国家,近十余年来在著名的 R. Park 教授的领导下,对桥梁不同形式柱、墩的延性性能作了深入研究,并提出了提高结构和杆件延性的途径,以及对结构减震、隔震耗能技术的研究,已取得了42座桥的实践经验。反映在他们的桥梁抗震设计规范中,采用了分级地震进行桥梁抗震设计,即中等地震(Moderate Earthquake)、设计地震(Design Earthquake)和超设计地震(Shaking Exceeding Design Earthquake)三级来考虑。中等地震只发生轻微的损伤,基本上在弹性范围内,在桥梁使用寿命(假定100年)中约可出现两次。设计地震发生的损伤应保证在地震后几小时内,应急抢修即可供紧急车辆临时通过,在桥梁使用寿命中出现的概率为50%,即150年出现1次。超设计地震发生时,桥梁不可避免地要发生破坏,但任何部分都不能出现崩溃。实际上此相当于“小震不坏、中震可修、大震不倒”三个水准抗震设防的三阶段抗震设计方法。

结构抗震设计方法的演变与改进是人们对工程抗震深入研究和科学认识的过程,是不断总结历次大地震的经验教训和努力减轻地震灾害的过程。显然,以静力法(如日本的震度法)为依据的一阶段抗震设计方法是人们对地震时结构振动机理还不十分清楚情况下的结构抗震设计的初级阶段。但应指出,这个方法至今对刚性结构物还是适用的,如实体挡土墙、桥台和坝体等结构。进而以反应谱理论动力法依据的一阶段抗震设计方法,实际上已考虑结构在强烈地震下进行弹塑性地震反应,引入结构综合影响系数粗略地体现结构塑性变形对地震作用的影响。使一阶段的强度验算隐含变形要求。随着各种型式的结构向大跨度超高度

方向发展,虽然对 C_s 系数愈分愈细,但都难以科学地来确定。

随着以概率可靠度为基础的结构极限状态设计方法和结构设计安全概念的改进,结构抗震设计以结构抗震动力学理论和概率可靠度理论为基础,提出了分级水准设防思想的二阶段或三阶段抗震设计方法。一般讲,小震、中震、大震是反映不同超越概率的各级水准烈度。各个阶段设计的承载力和结构延性或韧度的验算,在各国规范或研究报告中有不同的划分和要求。如新西兰对桥梁抗震计算时,将构件的强度考虑其概率曲线的偏差分布和应变硬化的影响,取用三种强度,即理论强度(Idea Strength 或 Probable Strength)、可靠强度(Dependable Strength 或 Sure Strength)及超强度(Overstrength)。对第三水准烈度的第三阶段设计往往需要以构造措施或避震设计来满足其要求。必须指出,以概率可靠度为基础的多系数设计方法必须以大量的结构或构件实验研究为依据。

由于结构类型的复杂性、地震与场地土的随机性,以及其他因素的不确定性,国内外学者近年来提出以模糊指标的可靠度设计方法,研究模糊随机事件的模糊概率论方法,提出以模糊目标函数的结构模糊优化设计方法。采用这个方法求出结构在“小震不坏、中震可修、大震不倒”这类模糊准则下的动力可靠度。这个方法尚处在研究阶段。

近十年来,由于现代化城市地震震害的惨重教训,各国专家对一系列问题进行了新的探讨,为如何减轻地震灾害和科学的防御措施作了深入的研究。如地震危险性分析、地震破坏分析、结构破坏分析与试验、地震灾害预测与评估、城市综合防灾与震害控制、结构震后修复技术、结构振动控制技术等等。此外,各国专家对现行各国抗震规范展开了新的讨论。

目前,国内铁路或公路工程抗震设计规范仍采用以反应谱理论为依据的第一阶段抗震设计方法,并正在开展深入研究,向二阶段设计方法过渡,同济大学土木工程防灾国家重点实验室已接受了编制《城市桥梁抗震设计规程》(草案)的研究任务。

参 考 文 献

- [1] 李国豪. 工程结构抗震动力学. 上海:上海科学技术出版社,1980
- [2] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京:中国铁道出版社,1992
- [3] Gerhard Berz, Anselm Smolka. Urban earthquake loss potential: Economic and insurance aspects, 10th European Conference on earthquake engineering, Proceedings, 1995, Balkema, Rotterdam
- [4] 谢礼立, 张晓成, 周雍年. 论工程抗震设防标准. 地震工程与工程振动, Vol. 16, No. 1, 1996
- [5] 范立础. 城市高架桥抗震设防对策. 建设部城市综合防灾减灾战略与对策研讨论文集, 1995
- [6] George W. Housner, The Continuing Challenge—Report on the Northridge Earthquake of January 17, 1994, by the state of California, Department of Transportation, 1994
- [7] 上海科学技术情报研究所主编. 国外桥梁抗震译文集. 1980
- [8] 刘恢先. 唐山大地震震害, 第一册, 第三册. 北京:地震出版社, 1986
- [9] 中国建筑工业出版社编. 唐山地震抗震调查总结资料选编. 北京:中国建筑工业出版社, 1977
- [10] 日本建筑学会. 兵库县南部地震灾害调查紧急报告会. 1995
- [11] 清水建设株式会社技术研究所. 1995年兵库县南部地震调查报告书. 1995
- [12] 那向谦等. 阪神-淡路大震灾考察报告. 1995
- [13] 李腾雁等. 日本阪神大地震概要. 工程抗震. 1996. 1
- [14] Maekawa K, Shawky A A. Collapse Mechanism of Hanshin RC Bridge Piers, EASEC-5, Proceedings, Griffith

University Gold Coast Campus, Australia, 1995

- [15] Tada K etc. Effect of the Southern Hyogo Earthquake on the Akashi-Kaikyo Bridge, Structural Engineering International, 1995 No. 3, edited by IABSE
- [16] Takashi Iijima, Tomonobu Nakaoka. Yasuyuki Koga (Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan), The 1995 HYOGOKEN NANBU earthquake, Proceedings of the 27th Joint Meeting of the U.S.-Japan Cooperation Program in Natural Resources, 1996
- [17] 蒋筠秋. 世界地震工程 100 年(1891 ~ 1991) 编年简史. 世界地震工程, 1992; (1 ~ 4), 1993; (1)
- [18] Harles Heim, Hantiago Rodriguez. Golden Gate Bridge Seismic Retrofit Project: A reference for approaching the seismic aspect of the Gibraltar Strait Bridge, proceedings of the 10th WCEE, 1992

第二章 桥梁结构抗震动力学基础

2.1 概 述

为建立科学和实用的桥梁抗震设计理论,首先要研究桥梁结构的动力特性及其在地面运动作用下反应的计算方法。地面运动作为动力作用,其引起的结构动力反应遵循一般的结构动力学原理。但由于地面运动又有别于一般的时变荷载,因此,地震地面运动作用下桥梁结构的动力反应分析必然有它的特殊之处。本章将叙述桥梁结构抗震分析和设计问题所必备的结构动力学的基础知识。

结构动力分析方法可分为解析法和数值法两类。解析法建立在对结构充分简化的基础之上。此法发展历史较长,可溯源于古典玄、杆振动理论。从目前《公路工程抗震设计规范》(JTJ004-89)来看,普通的简支梁和拱桥的地震力计算方法仍是基于解析法。这主要有以下几个方面的原因:

1. 简化模型的确抓住了一些控制桥梁结构动力安全的主要因素。

2. 过去的数十年中,各种桥型的经典振动分析理论都得到了充分的研究。人们在处理梁、拱及其简单组合体系方面已经建立起了一套较为完整的动力分析近似解析方法,并为工程师们所熟悉。

3. 不可否认,直到不久以前,人们对复杂动力结构体系的计算能力还很弱,以致于无法以更接近于实际的复杂的结构模型为基础进行桥梁的抗震分析和计算。

然而,近十年来,随着电子计算机技术和结构有限元理论的长足发展,使得分析和计算复杂结构体系的能力得到极大的增强,人们可以选择更接近于实际结构的力学模型进行分析。即使对于经典的简化理论和抗震规范,通过计算机技术也将大大提高设计人员的工作效率。有鉴于此,本章的内容安排如下:

1. 关于桥梁振动分析的经典理论及其在当前《公路工程抗震设计规范》中的应用,在很多文献,如文献^{[2],[3]}中已经得到了详细的论述,本书不再复述。尽管近代分析方法主要采用有限元方法,即将结构以有限单元组成离散系统,建立相应地震振动方程,用数值积分法求解结构地震反应,但应予强调的是:结构连续系统的地震动微分方程是动力模型试验的基础,因动力相似条件必须通过量纲分析从这些微分方程导出。

2. 重点介绍桥梁抗震分析和设计的有限元理论。除简要叙述必备的一般的有限元理论外,强调桥梁结构地震反应有限元分析的特点,主要叙述常用的单元形式、离散形式的桥梁结构地震动方程,以及方程的求解方法。本章所介绍的桥梁结构地震动力学基础仅限于线性情形。关于非线性地震反应分析的基本理论将在后面几章作详细介绍。

2.2 桥梁振动的有限元分析方法

2.2.1 离散体系的动力学方程式

1. 动力问题 Hamilton 原理 动力问题 Hamilton 原理可表示如下:具有完整约束的动力学系统,在满足协调性条件、约束条件或边界条件,同时满足起始 t_1 与结束 t_2 时刻条件的可能的位移随时间变化的形式中,真实解对应的那种变化形式使 Lagrange 泛函 L 取最小值,即

$$\delta \int_{t_1}^{t_2} L dt = 0 \quad (2.2.1)$$

Lagrange 泛函定义为

$$L = T - U - W \quad (2.2.2)$$

式中, T 为系统的动能; U 为系统的弹性势能; W 为外力势能。系统的动能为

$$T = \iiint_V \frac{1}{2} \rho \dot{\mathbf{u}}^T \dot{\mathbf{u}} dV \quad (2.2.3)$$

式中, ρ 为质量密度, \mathbf{u} 为位移列向量, $\dot{\mathbf{u}}$ 为 \mathbf{u} 对时间 t 的一阶导数。系统的弹性势能为

$$U = \iiint_V \frac{1}{2} \boldsymbol{\epsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dV = \iiint_V \frac{1}{2} \boldsymbol{\epsilon}^T \mathbf{D} \boldsymbol{\epsilon} dV \quad (2.2.4)$$

式中, $\boldsymbol{\epsilon}$ 为结构应变列量, $\boldsymbol{\sigma}$ 为结构应力列量, \mathbf{D} 为弹性常数矩阵。不包括阻尼力的外力势能为

$$W = \iiint_V \mathbf{F}_V dV + \iint_S \mathbf{F}_S dS + \mathbf{F}_P \quad (2.2.5)$$

式中, \mathbf{F}_V 为体力向量; \mathbf{F}_S 为面力向量; \mathbf{F}_P 为集中力向量。

2. 结构体系的动力学方程 对于一个结构单元,在等参元分析中有

$$\mathbf{u} = \mathbf{N} \mathbf{u}_e \quad (2.2.6)$$

$$\boldsymbol{\epsilon} = \mathbf{B} \mathbf{u}_e \quad (2.2.7)$$

式中, \mathbf{u}_e 为单元结构位移向量, \mathbf{N} 为单元形函数矩阵; \mathbf{B} 为应变矩阵。将式(2.2.6)和式(2.2.7)代入式(2.2.3) ~ 式(2.2.5),可分别写出 T , U 及 W 的表达式,然后代入式(2.2.2)和式(2.2.1),经过简单的演算可得到

$$\int_{t_1}^{t_2} [\delta \mathbf{u}_e^T] [\mathbf{M}_e \ddot{\mathbf{u}}_e + \mathbf{K}_e \mathbf{u}_e - \mathbf{R}_e] dt = 0 \quad (2.2.8)$$

式中, \mathbf{M}_e , \mathbf{K}_e 分别称为结构的单元质量和刚度矩阵, \mathbf{R}_e 称为单元的时变节点力,它们的具体算式如下:

$$\mathbf{M}_e = \iiint_V \rho \mathbf{N}^T \mathbf{N} dV \quad (2.2.9)$$

$$\mathbf{K}_e = \iiint_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV \quad (2.2.10)$$

$$\mathbf{R}_e = \iiint_V \mathbf{N}^T \mathbf{F}_V dV + \iint_S \mathbf{N}^T \mathbf{F}_S dS + \mathbf{F}_P \quad (2.2.11)$$

由于单元节点位移 \mathbf{u}_e 的变分 $\delta^T \mathbf{u}_e$ 是任取的,由式(2.2.8)可得到结构单元的动力学方程为

$$\mathbf{M}_e \ddot{\mathbf{u}}_e + \mathbf{K}_e \mathbf{u}_e = \mathbf{R}_e \quad (2.2.12)$$

上式是结构单元在局部坐标系下的动力方程。通常,关于单元的特性,首先在单元的局部坐标系下计算。为完成结构的总体动力分析,需要将所有的单元特性在一个统一的坐标系下进行描述,这就是结构的总体坐标系。记单元局部坐标系和总体坐标系之间的变换关系为

$$\mathbf{u}_e = \mathbf{T} \mathbf{u}_e^s \quad (2.2.13)$$

式中, \mathbf{T} 为单元坐标变换矩阵。将式(2.2.13)代入式(2.2.12)可得到

$$\mathbf{M}_e \ddot{\mathbf{T}} \mathbf{u}_e^s + \mathbf{K}_e \mathbf{T} \mathbf{u}_e^s = \mathbf{T} \mathbf{R}_e^s \quad (2.2.14)$$

用 \mathbf{T}^{-1} 乘方程(2.2.14)两端得到

$$\mathbf{M}_e^s \ddot{\mathbf{u}}_e^s + \mathbf{K}_e^s \mathbf{u}_e^s = \mathbf{R}_e^s \quad (2.2.15)$$

式中, $\mathbf{M}_e^s = \mathbf{T}^{-1} \mathbf{M}_e \mathbf{T}$, $\mathbf{K}_e^s = \mathbf{T}^{-1} \mathbf{K}_e \mathbf{T}$ 分别为总体坐标系下的单元质量矩阵和单元刚度矩阵, \mathbf{R}_e^s 为总体坐标系下单元的节点力。实际上 \mathbf{T} 就是联系局部和总体坐标系的方向余弦所构成的矩阵,变换矩阵 \mathbf{T} 是正交的,从而有

$$\mathbf{T}^{-1} = \mathbf{T}^T \quad (2.2.16)$$

这样, \mathbf{M}_e^s 和 \mathbf{K}_e^s 按下式计算:

$$\mathbf{M}_e^s = \mathbf{T}^T \mathbf{M}_e \mathbf{T} \quad (2.2.17)$$

$$\mathbf{K}_e^s = \mathbf{T}^T \mathbf{K}_e \mathbf{T} \quad (2.2.18)$$

在总体坐标系中,节点位移有一个总的排序,记单元位移与总体位移间的对应关系为

$$\mathbf{u}_e^s = \xi_e \mathbf{u} \quad (2.2.19)$$

式中, \mathbf{u} 为总体坐标系下节点位移列向量, ξ_e 为 $\mathbf{u} \rightarrow \mathbf{u}_e^s$ 的对应关系矩阵(由0和1构成),则式(2.2.15)可进一步表示为

$$\mathbf{M}_e^s \xi_e \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_e^s \xi_e \mathbf{u} = \xi_e \mathbf{R}_e^s \quad (2.2.20)$$

利用式(2.2.20)对所有结构单元进行简单的累加即可得到总体坐标系下结构的无阻尼动力学方程为

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{R} \quad (2.2.21)$$

式中, $\mathbf{M} = \sum_e \mathbf{M}_e^s \xi_e$, $\mathbf{K} = \sum_e \mathbf{K}_e^s \xi_e$, $\mathbf{R} = \sum_e \xi_e \mathbf{R}_e^s$ 。

工程结构中总是存在振动阻尼,通常假定为与结构速度反应成正比的粘滞阻尼,此时可以得到包括阻尼在内的离散结构体系的振动方程:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{R} \quad (2.2.22)$$

关于阻尼矩阵 \mathbf{C} 的具体构造方法将在2.3节中叙述。

2.2.2 桥梁结构线性动力有限元分析的基本单元

在这一小节里,将介绍在桥梁结构地震反应计算中常用的一些有限单元形式,包括:二节点等参直杆和直梁单元,二节点等参曲梁单元,柔索单元和薄壁梁单元。

1. 二节点等参直杆单元 二节点等参直杆单元是有限元单元中讨论得十分清楚的单元形式,这里不加推导地直接给出结果。

局部坐标系下的单元质量矩阵为

$$\mathbf{M}_e = \frac{\rho A l}{6} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \quad (2.2.23)$$

局部坐标系下单元刚度矩阵为

$$\mathbf{K}^e = \frac{EA}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.2.24)$$

局部坐标与整体坐标的转换矩阵为

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} l_{ij} & m_{ij} & n_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & l_{ij} & m_{ij} & n_{ij} \end{bmatrix} \quad (2.2.25)$$

式中, l_{ij} , m_{ij} 和 n_{ij} 分别表示杆单元在总体坐标下的三个方向余弦,按下式计算

$$l_{ij} = \frac{x_j - x_i}{l} \quad m_{ij} = \frac{y_j - y_i}{l} \quad n_{ij} = \frac{z_j - z_i}{l} \quad (2.2.26)$$

总体坐标系下的单元刚度为

$$\mathbf{K}_e^s = \mathbf{T}^T \mathbf{K}^e \mathbf{T} \quad (2.2.27)$$

2. 二节点等参直梁单元^[1] 一个空间二节点等参直梁单元有 12 个自由度,六个平移和六个转动。

局部坐标系下的单元质量矩阵:

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{3} & & & & & & & & & & & \\ 0 & \frac{13}{35} + \frac{6I_z}{5Al^2} & & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & \frac{13}{35} + \frac{6I_x}{5Al^2} & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{I_z}{3A} & & & & & & & & \\ 0 & 0 & -\frac{11I_z}{210} + \frac{I_x}{10Al} & 0 & \frac{I^2}{105} + \frac{2I_x}{15A} & & & & & & & \\ 0 & \frac{11I_z}{210} + \frac{I_x}{10Al} & 0 & 0 & 0 & \frac{I^2}{105} + \frac{2I_z}{15A} & & & & & & \\ \frac{1}{6} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{3} & & & & & \\ 0 & \frac{9}{70} - \frac{6I_z}{5Al^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{13I_z}{420} - \frac{I_x}{10Al} & 0 & \frac{13}{35} + \frac{6I_z}{5Al^2} & & & & \\ 0 & 0 & \frac{9}{70} - \frac{6I_x}{5Al^2} & 0 & -\frac{13I_z}{420} + \frac{I_x}{10Al} & 0 & 0 & 0 & \frac{13}{35} + \frac{6I_x}{5Al^2} & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{I_z}{6A} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{I_z}{3A} & & \\ 0 & 0 & \frac{13I_z}{420} - \frac{I_x}{10Al} & 0 & -\frac{I^2}{140} - \frac{I_x}{30A} & 0 & 0 & 0 & \frac{11I_z}{210} + \frac{I_x}{10Al} & 0 & \frac{I^2}{105} + \frac{2I_x}{15A} & \\ 0 & -\frac{13I_z}{420} + \frac{I_x}{10Al} & 0 & 0 & 0 & -\frac{I^2}{140} - \frac{I_z}{30A} & 0 & -\frac{11I_z}{210} - \frac{I_z}{10Al} & 0 & 0 & 0 & \frac{I^2}{105} + \frac{2I_z}{15A} \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \text{对} \\ \\ \\ \text{称} \end{matrix} \quad (2.2.28)$$

局部坐标系下的单元刚度:

$$\begin{bmatrix}
 \frac{EA}{l} & & & & & & & & & \\
 0 & \frac{12EI_z}{l^3(1+\phi_z)} & & & & & & & & \\
 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3(1+\phi_y)} & & & & & & & \\
 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{l} & & & & & & \\
 0 & 0 & \frac{-6EI_y}{l^2(1+\phi_y)} & 0 & \frac{(4+\phi_y)EI_y}{l(1+\phi_y)} & & & & & \\
 0 & \frac{6EI_z}{l^2(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_z)EI_z}{l(1+\phi_z)} & & & & \\
 -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & & & \\
 0 & \frac{-12EI_z}{l^3(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 & \frac{-6EI_z}{l^2(1+\phi_z)} & 0 & \frac{12EI_z}{l^3(1+\phi_z)} & & \\
 0 & 0 & \frac{-12EI_y}{l^3(1+\phi_y)} & 0 & \frac{6EI_y}{l^2(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3(1+\phi_y)} & \\
 0 & 0 & 0 & -\frac{GI}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{l} \\
 0 & 0 & \frac{-6EI_z}{l^2(1+\phi_z)} & 0 & \frac{(2-\phi_z)EI_z}{l(1+\phi_z)} & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{l^2(1+\phi_z)} & 0 & \frac{(4+\phi_z)EI_z}{l(1+\phi_z)} \\
 0 & \frac{6EI_z}{l^2(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 & \frac{(2-\phi_z)EI_z}{l(1+\phi_z)} & 0 & \frac{-6EI_z}{l^2(1+\phi_z)} & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_z)EI_z}{l(1+\phi_z)}
 \end{bmatrix}
 \quad \begin{matrix} \text{对} \\ \\ \\ \text{称} \end{matrix}
 \quad (2.2.29)$$

总体坐标系下的单元质量和单元刚度为

$$\mathbf{M}_e^s = \mathbf{T}^T \mathbf{M}^e \mathbf{T} \quad (2.2.30)$$

$$\mathbf{K}_e^s = \mathbf{T}^T \mathbf{K}^e \mathbf{T} \quad (2.2.31)$$

式中, 转换矩阵 \mathbf{T} 为

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \mathbf{t} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{t} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{t} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{t} \end{bmatrix} \quad \mathbf{t} = \begin{bmatrix} l_x & m_x & n_x \\ l_y & m_y & n_y \\ l_z & m_z & n_z \end{bmatrix} \quad \mathbf{0} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.2.32)$$

l_x, m_x, n_x 表示局部 x 轴的方向余弦; l_y, m_y, n_y 表示局部 y 轴的方向余弦; l_z, m_z, n_z 表示局部 z 轴的方向余弦。

3. 薄壁直梁单元* 桥梁工程中广泛使用薄壁结构。在某些条件下, 比如构件截面特征尺寸与长度之比较小, 可以处理为薄壁梁。薄壁梁在荷载作用下的变形比较复杂, 除了具有通常梁的变形分量外, 还可能发生不可忽略的翘曲和畸变。此外, 有些情况下可能还要考虑剪力滞的影响。这些因素的影响导致曲梁的精确分析十分复杂, 有关理论尚在发展之中, 还没有形成像通常直梁单元那样成熟的有限单元。本节只介绍仅考虑翘曲变形的梁单元。

记考虑翘曲变形的曲梁单元节点位移和力矢量为

$$\delta^e = \{u_{1i}, u_{2i}, u_{3i}, \theta_{1i}, \theta_{2i}, \theta_{3i}, \omega_i; u_{1j}, u_{2j}, u_{3j}, \theta_{1j}, \theta_{2j}, \theta_{3j}, \omega_j\} \quad (2.2.33)$$

* 参见同济大学硕士论文(1995): 空间曲梁分析(作者袁建兵)。

$$\mathbf{R}^e = \{F_{1i}, F_{2i}, F_{3i}, M_{1i}, M_{2i}, M_{3i}, M_{\omega i}; F_{1j}, F_{2j}, F_{3j}, M_{1j}, M_{2j}, M_{3j}, M_{\omega j}\} \quad (2.2.34)$$

式中, ω_i, ω_j 为梁端翘曲变形, $M_{\omega i}, M_{\omega j}$ 为与 ω_i, ω_j 相对应的力矩。则 δ^e 与 \mathbf{R}^e 间的关系可写为

$$\mathbf{R}^e = \mathbf{K}^e \delta^e$$

\mathbf{K}^e 为局部坐标系下的单元刚度矩阵。 \mathbf{K}^e 可分为两部分, 第一部分为扭转情况下的刚度矩阵, 第二部分为其他情况下的刚度矩阵。

扭转情况下的刚度矩阵 \mathbf{K}_1 :

$$\begin{Bmatrix} M_{1i} \\ M_{\omega i} \\ M_{1j} \\ M_{\omega j} \end{Bmatrix} = \mathbf{K}_1 \begin{Bmatrix} \theta_{1i} \\ \theta_{\omega i} \\ \theta_{1j} \\ \theta_{\omega j} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} & & & \\ & -\mathbf{K}_{21}^{-1}\mathbf{K}_{22} & & \mathbf{K}_{21}^{-1} \\ & & & \\ -\mathbf{K}_{11}\mathbf{K}_{21}^{-1}\mathbf{K}_{22} + \mathbf{K}_{12} & & \mathbf{K}_{11}\mathbf{K}_{21}^{-1} & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{1i} \\ \theta_{\omega i} \\ \theta_{1j} \\ \theta_{\omega j} \end{Bmatrix}$$

式中各子矩阵如下:

$$\mathbf{K}_{11} = \begin{bmatrix} -1 & 0 \\ -\frac{C_s \text{sh} \lambda l}{\lambda} & -\text{ch} \lambda l \end{bmatrix}; \quad \mathbf{K}_{12} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \frac{C_s G J \text{sh} \lambda l}{\lambda} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_{21} = \begin{bmatrix} \frac{C_s \text{sh} \lambda l}{\lambda} - l & \text{ch} \lambda l - 1 \\ 1 - \text{ch} \lambda l & -\lambda \text{sh} \lambda l \end{bmatrix}; \quad \mathbf{K}_{22} = \begin{bmatrix} l & \frac{C_s \text{sh} \lambda l}{\lambda} \\ 0 & \text{ch} \lambda l \end{bmatrix}$$

式中, $\lambda^2 = C_s G J / EI_{\omega}$ 。

其他情况下的刚度矩阵 \mathbf{K}_2 :

$$\{F_{1i}, F_{2i}, F_{3i}, M_{2i}, M_{3i}; F_{1j}, F_{2j}, F_{3j}, M_{2j}, M_{3j}\}^T = \mathbf{K}_2 \{u_{1i}, u_{2i}, u_{3i}, \theta_{2i}, \theta_{3i}; u_{1j}, u_{2j}, u_{3j}, \theta_{2j}, \theta_{3j}\}^T$$

式中, \mathbf{K}_2 与二节点直梁单元刚度矩阵对应的元素相同。将两部分刚度按式(2.2.33)和式(2.2.34)的对应关系组合起来即可得到单元的刚度矩阵。单元质量矩阵可以用堆聚质量法求得。

文献[4]还给出了简单曲梁(不考虑翘曲和畸变)和薄壁曲梁(考虑翘曲但不考虑畸变)的有限单元刚度矩阵, 结果比较复杂, 这里就不列出了。

4. 索单元 悬索与斜拉桥的主要构件之一是柔性索, 计算分析时要考虑索自重引起的几何非线性的影响。一般通过修正弹性模量来计入缆索重度的影响。修正弹性模法最早由 Ernst 提出, 其修正公式为

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{(\gamma L_H)^2 E}{12 \sigma_0^3}} \quad (2.2.35)$$

式中, E_{eq} 为索的等效弹性模量, E 为索的材料弹性模量, γ 为索的容量, L_H 为索的水平投影长度, σ_0 为索的初应力。Ernst 公式得到的等效弹性模量为一常数, 简化了计算。在对索的弹模进行修正之后, 索即可按通常的二力杆或梁处理。

采用 Ernst 修正模量法, 为保证计算精度, 单元长度不能很大, 同时也不能满足工程控制

计算等方面的需要,为此建立了小应变弹性悬链线有限单元^{*}。假定索单元平面为竖平面,记为 $Y-Z$ 平面, Z 为竖向坐标轴,则可以得到单元节点力增量 $\delta \mathbf{F}^e$ 和单元节点位移增量 $\delta \mathbf{d}^e$ 之间的关系为

$$\delta \mathbf{F}^e = \mathbf{K}^e \delta \mathbf{d}^e$$

式中

$$\mathbf{K}^e = \begin{bmatrix} -F_1/H & 0 & 0 & F_1/H & 0 & 0 \\ & -a_1 & -a_2 & 0 & a_1 & a_2 \\ & & -a_4 & 0 & a_2 & a_4 \\ & & & -F_1/H & 0 & 0 \\ \text{对称} & & & & -a_1 & -a_2 \\ & & & & & -a_4 \end{bmatrix} \quad (2.2.36)$$

式(2.2.39)中的元素得不到显式表达,需迭代计算。需要的已知参数为:单位无应力长度索的重量 W ,索材料的弹性模量 E ,索无应力横截面积 A ,索单元无应力长度 L_u ,索单元 I 节点坐标 (X_I, Y_I, Z_I) ,索单元 J 节点坐标 (X_J, Y_J, Z_J) 。迭代过程如下:

(1) 计算单元平面上的截距

$$\begin{aligned} \sin \beta &= (X_J - X_I) / [(X_J - X_I)^2 + (Y_J - Y_I)^2]^{1/2} \\ \cos \beta &= (1 - \sin^2 \beta)^{1/2} \\ H &= X_J \sin \beta + Y_J \cos \beta - (X_I \sin \beta + Y_I \cos \beta) \\ V &= Z_J - Z_I \end{aligned}$$

(2) 计算迭代初始值

$$\begin{aligned} \lambda^0 &= \begin{cases} 0.2, & H = 0 \text{ 或 } L_u < (H^2 + V^2)^{1/2} \\ [3(L_u^2 - V^2)/H^2 - 1]^{1/2}, & \text{其他} \end{cases} \\ F_1^0 &= -WH/2\lambda^0 \\ F_2^0 &= \frac{W}{2} \left[-V \frac{\cosh \lambda^0}{\sinh \lambda^0} + L_u \right] \end{aligned}$$

(3) 计算如下变量

$$\begin{aligned} F_4 &= -F_2 + WL_u \\ F_3 &= -F_1 \\ T_I &= (F_1^2 + F_2^2)^{1/2} \\ T_J &= (F_3^2 + F_4^2)^{1/2} \end{aligned}$$

(4) 计算如下参数

$$\xi_1^i = \frac{H^i}{F_1^i} + \frac{1}{W} \left[\frac{F_4^i}{T_J^i} + \frac{F_2^i}{T_I^i} \right]$$

* 参见同济大学博士论文(1996年5月):悬索桥的几何非线性静力分析及工程控制(作者潘永仁)。

$$\xi_2^i = \xi_3^i = \frac{F_1^i}{W} \left[\frac{F_4^i}{T_J^i} - \frac{F_2^i}{T_I^i} \right]$$

$$\xi_4^i = -\frac{L_u}{EA} - \frac{1}{W} \left[\frac{F_4^i}{T_J^i} + \frac{F_2^i}{T_I^i} \right]$$

$$a_1^i = \xi_4^i/d_i, \quad a_2^i = a_3^i = -\xi_3^i/d_i, \quad a_4^i = \xi_1^i/d_i, \quad d_i = a_1^i a_4^i - a_2^i a_3^i$$

(5) 计算误差

$$HAX = -F_1 \left[\frac{L_u}{EA} + \frac{1}{W} \log \frac{F_4 + T_J}{T_I - F_2} \right]$$

$$VAX = \frac{1}{2EA W} (T_J^2 - T_I^2) + \frac{T_J - T_I}{W}$$

$$\delta H = H - HAX$$

$$\delta V = V - VAX$$

(6) 若 δH 和 δV 满足精度要求, 则由式(2.2.39) 计算索单元刚度矩阵, 否则返回步骤(3)。

在以上迭代式中, H 为索在 Y 方向的投影长度, V 为索在 Z 方向的投影长度; F_1 为单元 I 端索张力在 Y 方向的分量, F_2 为单元 I 端索张力在 Z 方向的分量; F_3 为单元 J 端索张力在 Y 方向的分量, F_4 为单元 J 端索张力在 Z 方向的分量; T_I 为单元 I 端索张力, T_J 为单元 J 端索张力; β 为索单元平面与结构坐标中 $Y-Z$ 平面的夹角。

获得了局部坐标系下的单元刚度矩阵后, 通过坐标转换即可以得到总体坐标系下的索单元刚度矩阵:

$$\mathbf{K}_s^e = \begin{bmatrix} \mathbf{C} & -\mathbf{C} \\ -\mathbf{C} & \mathbf{C} \end{bmatrix} \quad (2.2.37)$$

其中

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} -\frac{F_1}{H} m^2 - a_1 l^2 & \frac{F_4}{H} l m - a_1 m & -a_2 l \\ & -\frac{F_1}{H} l^2 - a_1 m & -a_2 m \\ \text{对称} & & -a_4 \end{bmatrix}; \quad l = \sin \beta, m = \cos \beta$$

索单元的质量矩阵可以用堆聚质量法求得。

5. 关于结构质量矩阵的处理^{[1],[2]} 在有限元法中, 单元的质量矩阵表示为式(2.2.9), 将其重写如下:

$$\mathbf{M}_e = \iiint_V \rho \mathbf{N}^T \mathbf{N} dV$$

总质量矩阵 \mathbf{M} 即由各单元矩阵经坐标变换聚合而成。由此得到的结构质量矩阵称为一致质量矩阵, 其意为在建立质量矩阵时应用了与刚度矩阵一致的位移模式。一致质量矩阵为一个非对角矩阵。在实际的结构动力分析中, 一般都根据力学判断, 按一定的方法, 直接将单元的质量人为地集中在单元的节点上, 因此得到的单元和结构的质量矩阵为一个对角矩阵, 称为对角质量矩阵。

一些对比研究表明:

(1) 一致质量矩阵比对角质量矩阵的计算量大。

(2) 虽然一致质量矩阵的计算和刚度矩阵的计算使用了一致的位移模式,但前者的计算用的是 N , 后者的计算用的是 N'' 。显然 N'' 的精度比 N 差。因而采用一致质量矩阵时,由于结构质量矩阵与刚度矩阵的精度不同,导致结构频率计算值偏高。

(3) 对于大量应用梁单元的结构,如桥梁,应用集中质量矩阵时,节点的转动自由度上无惯性力,可通过静力凝聚方法使结构的动力方程的阶数降低一半,可以减少很多计算量。

由于采用集中质量矩阵计算结构动力特性的结果与实验值相比并不一定比采用一致质量矩阵时差,有时甚至还要更好一些,而相应的计算量却少,因而计算机的舍入误差也就小,所以在实际的结构动力分析中,一般都采用集中质量矩阵。

2.2.3 结构体系的振动频率与振型

1. 频率与振型 在 2.2.1 已经导出了离散有限元结构体系的振动方程。当结构无外力作用且阻尼为零时,在非零的初始条件下可得到振动方程

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (2.2.38)$$

的非零解。此时自由振动解反映的是结构本身固有特性,即自由振动频率和振型。设结构作简谐振动,则其位移运动可表示为

$$\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\phi} \sin(\omega t + \theta) \quad (2.2.39)$$

式中, ω 为振动频率, $\boldsymbol{\phi}$ 为与时间无关的向量, θ 为初始相角, t 为时间。将 $\mathbf{u}(t)$ 及其两阶导数代入式(2.2.38) 可得到如下方程:

$$\mathbf{K}\boldsymbol{\phi} = \lambda \mathbf{M}\boldsymbol{\phi} \quad (2.2.40)$$

式(2.2.40) 称为结构体系的频率方程。式中 $\boldsymbol{\phi}$ 称为振型向量(特征向量), $\lambda = \omega^2$ 称为特征值, ω 称为结构的自由振动频率。

数学上已经证明,如果 \mathbf{M} 和 \mathbf{K} 都是实对称矩阵,且二者中至少有一个是正定矩阵,则式(2.2.40) 的全部特征值一定是实数。进一步,如果 \mathbf{M} 为对称正定的,而 \mathbf{K} 是对称正定或对称半正定,则全部特征值都是非负实数。用有限单元法作结构动力分析时, \mathbf{K} 和 \mathbf{M} 能满足上述条件。当 \mathbf{M} 为半正定矩阵时,可用静力凝聚方法化为正定矩阵。在这种情况下,由于所有的特征值都是正实数,故总可以按它们的大小排成序列 $0 \leq \lambda_1 \leq \lambda_2 \leq \cdots \leq \lambda_n$, 对应的矩阵表示为

$$\boldsymbol{\Phi} = [\boldsymbol{\phi}_1, \boldsymbol{\phi}_2, \cdots, \boldsymbol{\phi}_n] \quad (2.2.41)$$

$$\boldsymbol{\Lambda} = \text{diag}(\lambda_i) \quad (2.2.42)$$

则可将 $m < n$ 个特征对用一个方程写出:

$$\mathbf{K}\boldsymbol{\Phi} = \mathbf{M}\boldsymbol{\Phi}\boldsymbol{\Lambda} \quad (2.2.43)$$

由方程(2.2.40) 可知,若 $\boldsymbol{\phi} = \boldsymbol{\psi}_i$ 能满足此方程,则 $\alpha\boldsymbol{\psi}_i$ (α 为任意非零常数) 也满足此方程。当 \mathbf{M} 正定时,记

$$\boldsymbol{\psi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\psi}_i = m_{ii} > 0$$

则可以找到一个对应的 $\boldsymbol{\phi}_i$

$$\boldsymbol{\phi}_i = \boldsymbol{\psi}_i / \sqrt{m_{ii}}$$

使得

$$\phi_i^T M \phi_i = 1 \quad (2.2.44)$$

满足上式中的 ϕ_i 称为关于质量矩阵 M 的归一化特征矢量。由于引用了式(2.2.44)的条件, 归一化特征矢量是唯一的。此时

$$\phi_i^T K \phi_i = \lambda_i \quad (2.2.45)$$

还可以证明, 特征向量质量矩阵和刚度矩阵是加权正交的, 即

$$\Phi^T M \Phi = E \quad (2.2.46)$$

$$\Phi^T K \Phi = \Lambda \quad (2.2.47)$$

2. 频率与振型的求解方法 从数学上来说, 求解矩阵特征值的方法很多, 并已经用多种计算机语言程序化了。从工程应用方面来看, 若结构的自由度较少, 求解全部频率与振型不需要很多时间, 通常采用 Jacobi 方法。然而实际工程结构经有限元离散后有几千甚至几万个动力自由度, 求解全部频率与振型将耗费大量时间。从土木工程结构的动力反应的特点来看, 动力作用(如地震、风等)主要激发结构的少数低振型的反应, 高于一定频率值的振型对结构动力反应的贡献很小, 可以略去。这样, 实际需要求解的只是结构的少数低阶振型。从数学上已经给出了满足这一要求的特征值求解方法, 应用最多的是子空间迭代法。SAP-V, ADINA 等大型结构静、动力分析程序都采用了此法。此外, 行列式搜索法也被用来求解大型特征值问题, 如 ADINA 程序。

2.3 桥梁结构的振动阻尼

我们知道, 若无外部能源, 则任何原来振动的物理系统都会随着时间的增长趋于静止。这是因为系统的能量会因为某些原因而耗散。产生振动系统能量耗散的原因称为阻尼。任何现实的建筑结构系统都具有振动阻尼。阻尼产生的原因主要有结构材料的粘性, 构件接触面(或点)的摩擦, 为控制结构振动所加于结构的人工耗能装置等。对于地震问题还有由于结构基础反射作用产生的输入地震动的能量的损失, 称其为辐射阻尼。本节将叙述有关结构阻尼的研究结果。

2.3.1 正交阻尼

应当说, 人们关于结构振动的耗能机理并不十分清楚, 一般认为是由于材料分子间相对运动引起的摩擦产生的能量耗散。已经提出了许多材料阻尼的数学模型, 但无论哪一种阻尼模型, 都有其适应范围和局限性。由于结构的阻尼机制十分复杂, 从实用的角度出发, 常采用简单的正交阻尼模型(比例阻尼, 经典阻尼)。其中广泛应用的是正交阻尼模型的一个特例——Rayleigh 阻尼模型, 其数学表达式如下:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (2.3.1)$$

式中, a_0, a_1 称为 Rayleigh 阻尼常数。由于振动系统无阻尼振型矩阵关于 M 和 K 的权正交关系可知

$$\Phi^T C \Phi = a_0 E + a_1 \Lambda = \text{diag}[2\xi_i \omega_i] \quad (2.3.2)$$

即 $\Phi^T C \Phi$ 为对角矩阵, 其第 i 个对角元素为 $2\xi_i \omega_i$ 。由式(2.3.2)可得到

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{a_0}{\omega_i} + a_1 \omega_i \right) \quad (2.3.3)$$

式 ξ_i 称为第 i 振型阻尼比。由式(2.3.3)可知,若已知任意两阶振型的阻尼比 ξ_i 和 ξ_j ,则可定出阻尼常数

$$\begin{cases} a_0 = \frac{2(\xi_i \omega_j - \xi_j \omega_i) \omega_i \omega_j}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \\ a_1 = \frac{2(\xi_i \omega_i - \xi_j \omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \end{cases} \quad (2.3.4)$$

确定了 a_0, a_1 之后,即可由式(2.3.3)确定出各阶振型的阻尼比,由式(2.3.1)确定阻尼矩阵。

有时也采用只与质量或刚度成正比的阻尼模型,即在式(2.3.1)中让 $a_0 = 0$, 或 $a_1 = 0$ 。此时有:

$$\xi_i = \frac{a_0}{2\omega_i} \quad \text{或} \quad \xi_i = \frac{a_1 \omega_i}{2} \quad (2.3.5)$$

由式(2.3.3)和式(2.3.5)表达的阻尼比与频率的关系示于图 2.3.1。

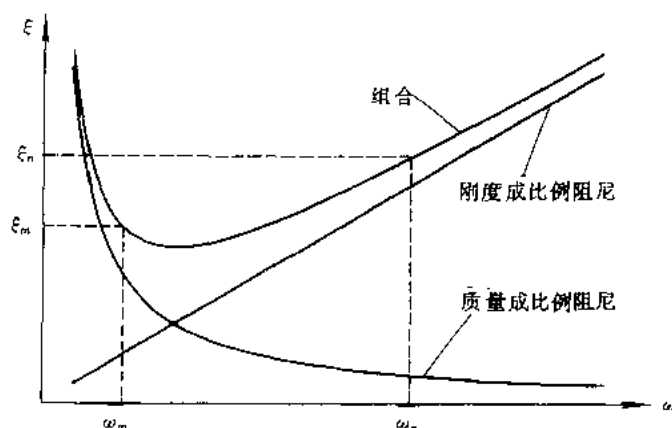


图 2.3.1 阻尼比与频率的关系(选自文献[5]图 12-2)

Rayleigh 阻尼模型只是正交阻尼模型的一个特例,从数学上可以找到一个更一般的表达式^[1]:

$$\mathbf{C} = \sum_b a_b [\mathbf{M}^{-1} \mathbf{K}]^b \sum_b \mathbf{C}_b \quad (2.3.6)$$

使结构的无阻尼振型矩阵关于 \mathbf{C} 加权正交。式中 a_b 为常数。当 $b = 0, 1$ 时即为 Rayleigh 阻尼模型。实际上,此时可以证明振型的阻尼比可以表示为

$$\xi_j = \frac{1}{2\omega_j} \sum_b a_b \omega_j^{2b} \quad (2.3.7)$$

利用式(2.3.7),可以由给定的某几阶振型的阻尼比确定 a_b ,再由式(2.3.6)确定 \mathbf{C} 。

同济大学桥梁试验室^[2]曾对三座斜拉桥的振型阻尼比值进行了测量,原文献阻尼比数据以列表形式给出。为更直观地观察振型阻尼比的变化,这里将表格数据绘成图形,见图 2.3.2。

由图可见,混凝土斜拉桥横向(H)和竖向(V)振动的振型阻尼比随频率增加有减小的

趋势,扭转(T)振动三阶振型的阻尼按顺序为小 \rightarrow 大 \rightarrow 小变化。不过由于测到的横向与扭转振动的振型数较少,只有两三个点,若要得到更肯定的结论,还需更多的实验证明。竖向分量的振型数较多(五个点),图中所显示的结论应当是比较可信的。钢桥所测得的振型数少,尚不足以归纳出一般的结论。

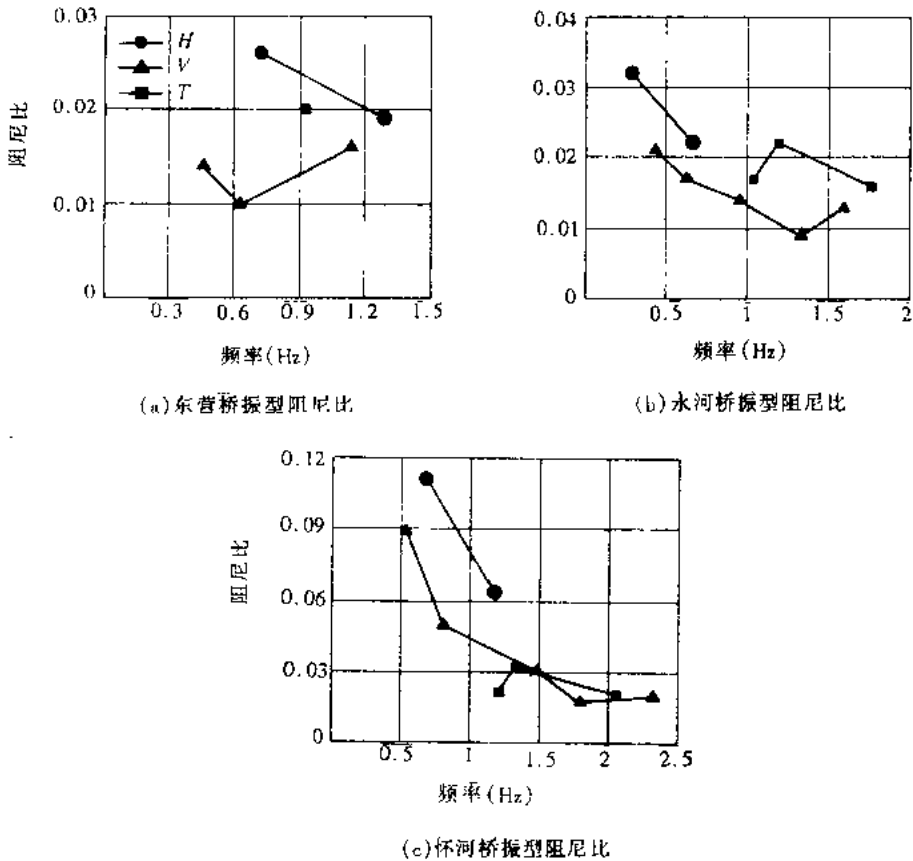


图 2.3.2 桥梁实测振型阻尼比

总的来说,由三座桥的实测结果可看出,对于跨径 200 ~ 300m 的斜拉桥振动阻尼比约在 0.01 ~ 0.10 之间,且随振型频率增加有减小趋势或不变。由式 (2.3.3) 可知,当阻尼矩阵只正比于结构质量时,振型阻尼比与振型频率成反比,结构的高阶振型的阻尼比较小。从前面两座斜拉桥的振动实验结构来看,水平与竖向振动的阻尼似乎符合与质量成比例的阻尼假定。当阻尼矩阵只正比于刚度矩阵式,阻尼比正比于频率,结构高振型的阻尼大,高振型结构动力反应的贡献弱、甚至消失。但从前面几个测试数据看不出这种趋势。但应注意,文献 [2] 振型阻尼比的测试结果是在弱振动下测得的,在强烈地震作用下结构阻尼会增大,振型阻尼的变化规律也会与微振动时不同。不过,一般情况下,结构的动力响应的卓越频率较低,主要由较低的几阶振型控制,实用中对于材料阻尼采用 Rayleigh 阻尼模型是可以接受的。

2.3.2 非正交阻尼

一般认为^{[1],[5]},正交结构阻尼模型适用于阻尼特性分布较均匀的工程结构。但在下面几种情况下,结构的阻尼可能呈现出明显的非均匀分布:① 明显的非均质结构。即结构的不同部分有不同的阻尼特性;② 有集中阻尼或摩擦阻尼存在。如在结构的某些部位上加有人

工阻尼装置或结构的某些相互接触构件间存在相对运动;③当以等效刚度和阻尼(称之为辐射阻尼)描述土-结构互相作用体系时。

对于第一种情况,可以对结构的不同部分应用求比例阻尼的方法求出各自的阻尼矩阵,然后叠加得到总阻尼矩阵。但应注意,此时无阻尼振型矩阵关于总阻尼矩阵不存在类似于式(2.3.2)的加权正交关系,因此,称之为非正交阻尼(非比例阻尼,非经典阻尼)。

桥梁结构的人工阻尼是和桥梁结构的减震联系在一起的,就是在桥梁结构中加入一些耗能材料或装置。其意图就是通过精心设计的阻尼装置,尽可能多地耗散结构振动的能量。人工阻尼器的类型很多,比如铅-橡胶滞回阻尼支座、铅挤压阻尼器等等。这些阻尼装置一般都具有非线性恢复力特性,将在以后各章介绍。

界面阻尼是指互相接触的部件间发生相对运动时,由于摩擦而产生的具有非线性性质的能量耗散。在桥梁结构中,主要的界面阻尼是支座的摩擦阻尼。分析结果表明,摩擦阻尼不改变体系的自振周期,更不同于某种弹性支承。为了应用上的方便,常将非线性界面阻尼等效为粘性阻尼。这样近似处理之后,相当于在两个构件之间加了一个集中阻尼器。

土-结构互相作用将改变结构的动力特征。重要工程结构(如大跨度桥梁,核电厂结构)抗震设计可能成为整个结构设计中的一个重要环节,而需要仔细的加以分析。在这种情况下,土-结构互相作用问题就显得十分重要。建筑结构的尺度与地球介质的尺度相比很小,可以看成是半无限空间(无论是均匀弹性,还是其他复杂情况)。但就工程分析而言,我们只能较为实际地处理成一个较小的有限空间问题。也就是从半空间中取出有限的区域加以研究。为考虑有限区域边界以外的介质对区域介质的作用,发展了多种人工边界。通常在边界上加弹簧和阻尼器,它的常用的特殊情况就是半空间介质简化成弹簧和阻尼器加在结构基础之上。我们知道,当地震波传至结构与半空间接触面时,一部分能量传给了结构,另一部分能量反射回半空间(有限区域以外)。为了在有限域界面上模拟半无限空间中地震波动的这一性质,需要加上人工吸能装置,即前面所说的阻尼器。此项阻尼称为辐射阻尼。显然此项阻尼与其他结构阻尼的意义不同。

最后,关于阻尼矩阵有一点需要说明,形成非正交阻尼矩阵比形成正交阻尼矩阵复杂。实际工程结构振动分析中是否要使用非正交阻尼矩阵除考虑振动的阻尼特性是怎样分布的,更重要的是考虑采用不同阻尼矩阵给计算结果带来的影响。当使用正交阻尼模型能较好地预测结构的动力反应时,首先考虑使用正交阻尼矩阵。否则应考虑使用非正交阻尼矩阵。实际上,在地震、风等动力作用下,结构的动力反应只由少数低阶振型控制,Rayleigh 阻尼假定能满足多数工程结构动力分析的需要。因此,通常结构振动分析中广泛采用的是简单的 Rayleigh 阻尼模型。

2.4 地震动作用下结构运动方程

2.4.1 刚性基础一致地震动输入下的地震动方程

在地震动作用下,刚性基础的运动状态需要六个独立的运动参数描述,即三个平移运动自由度和三个旋转自由度,如图 2.4.1 所示。

由于基础是刚性的,结构各支点之间不发生任何相对运动,结构内力完全由其动力反应

产生。记结构相对于一个不动的体系的总位移为 \mathbf{u}^t , 则其可以表示为

$$\mathbf{u}^t = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^t \\ \mathbf{u}_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^s \\ \mathbf{u}_b^s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^d \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.4.1)$$

式中, 第一项为拟静力位移, 可按刚体运动学方法求解:

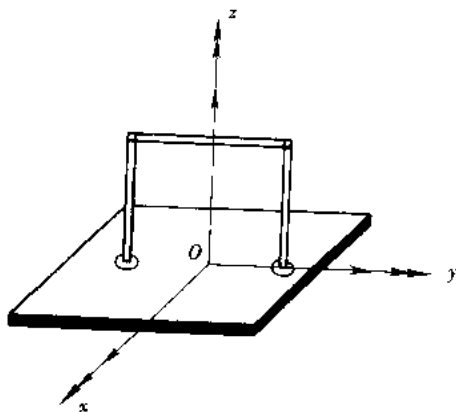


图 2.4.1 结构体系与基础运动

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^s \\ \mathbf{u}_b^s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_s \\ \mathbf{R}_b \end{bmatrix} \mathbf{u}_{bg} = \mathbf{R} \mathbf{u}_{bg} \quad (2.4.2)$$

式中, $\mathbf{R}_s, \mathbf{R}_b, \mathbf{R}$ 为影响系数矩阵, \mathbf{u}_{bg} 为基础参考输入点的运动位移向量。考虑到振动阻尼的作用, 根据达朗伯原理可写出结构在基础运动作用下的运动方程为

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{K}\mathbf{u}_s^d = \mathbf{0} \quad (2.4.3)$$

式中, $\mathbf{M}, \mathbf{C}, \mathbf{K}$ 分别为结构体系的质量、阻尼和刚度矩阵。注意, 当基础有旋转运动输入时, 式 (2.4.3) 已略去了与地面旋转输入速度有关的项, 否则将导致一个十分复杂的动力学方程^[10]。将式 (2.4.1) 的第一式代入式 (2.4.3) 并利用关系式 (2.4.2) 可得到

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{K}\mathbf{u}_s^d = -\mathbf{M}\mathbf{R}_s\ddot{\mathbf{u}}_{bg} \quad (2.4.4)$$

一般情况下, \mathbf{u}_{bg} 有六个分量:

$$\mathbf{u}_{bg} = \{u_x, u_y, u_z, \theta_x, \theta_y, \theta_z\}^T \quad (2.4.5)$$

记结构内部自由度为 n_s , 结构与基础的接触自由度为 n_b , $n = n_s + n_b$, 则 \mathbf{R} 为 $n \times 6$ 的常矩阵, \mathbf{R}_s 为 $n_s \times 6$ 的常矩阵, \mathbf{R}_b 为 $n_b \times 6$ 的常矩阵。 \mathbf{R} 的构造如下:

当只有某一方向 (比如 x 方向) 的平移地震动作用时, \mathbf{R} 中与 x 方向相对应的行以及此方向相对应的列 (对于 x 方向为第一列) 取值为 1, 其余元素为零。此时 \mathbf{R} 可以用一个 $n \times 1$ 的列向量等效地表达。此时的振动方程常写为

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{K}\mathbf{u}_s^d = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{u}_{bg}$$

式中, \mathbf{I} 即为按前述规则构成的列向量。

当有三个方向平移地震动作用时, 可按着相同的规则构成 \mathbf{R} 。此时 \mathbf{R} 为一个 $n \times 3$ 矩阵, 元素由 0, 1 组成。

当有旋转地震动输入时,则表明我们要以这种方式考虑在基础范围内地震动的空间变化特征,此时基础上各点的运动不相同。为此需要确定一个参考输入点,记其坐标为 $P(x_0, y_0, z_0)$ 。式(2.4.5)中 u_x, u_y 和 u_z 应是 P 点的平移运动, θ_x, θ_y 和 θ_z 应是绕以 $P(x_0, y_0, z_0)$ 为原点的三正交轴系的旋转运动。此时 \mathbf{R} 的构造为:

\mathbf{R} 的前三列构造方法同前。

在与 x 方向自由度相对应的行和第 5 列上的元素为 $y - y_0$, 第 6 列为 $z - z_0$ 。

在与绕 x 轴转动自由度相对应的行和第 4 列上的元素为 1。

在与 y 方向自由度相对应的行和第 4 列上的元素为 $x - x_0$, 第 6 列为 $z - z_0$ 。

在与绕 y 轴转动自由度相对应的行和第 5 列上的元素为 1。

在与 z 方向自由度相对应的行和第 4 列上的元素为 $x - x_0$, 第 5 列为 $y - y_0$ 。

在与绕 z 轴转动自由度相对应的行和第 6 列上的元素为 1。

其余元素为零。

当我们不考虑某一输入分量时,即可将 \mathbf{R} 中对应的列删除。

2.4.2 刚性基础非一致地震动输入下的地震动方程

当结构的各支点的运动不同时,如图 2.4.2 所示,方程(2.4.3)不适用描述结构的运动状态。此时结构体系运动的控制方程可如下导出。

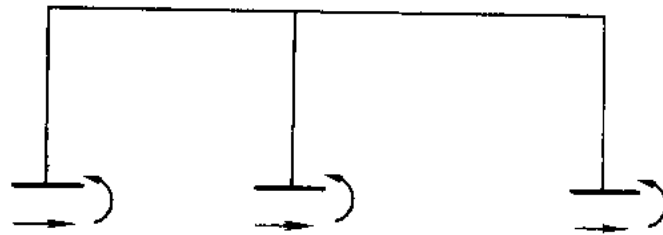


图 2.4.2 刚性基础非一致地震动输入下的结构体系与基础运动

结构体系相对于不动参考体系的总位移向量表示为

$$\mathbf{u}^t = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^t \\ \mathbf{u}_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^s \\ \mathbf{u}_{bg} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^d \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.4.6)$$

式中, \mathbf{u}_{bg} 为结构支撑点处的基础位移运动,为已知。 \mathbf{u}_s^s 为结构的拟静力位移反应, \mathbf{u}_s^d 为结构的动力位移反应。系统的运动方程可写为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sb} \\ \mathbf{M}_{bs} & \mathbf{M}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_s^t \\ \ddot{\mathbf{u}}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sb} \\ \mathbf{C}_{bs} & \mathbf{C}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s^t \\ \dot{\mathbf{u}}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sb} \\ \mathbf{K}_{bs} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^t \\ \mathbf{u}_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{p}_b \end{Bmatrix} \quad (2.4.7)$$

式中, \mathbf{p}_b 为基础作用于结构上的力。由式(2.4.7)的前一组方程可得到

$$\mathbf{M}_{ss}\ddot{\mathbf{u}}_s^t + \mathbf{C}_{ss}\dot{\mathbf{u}}_s^t + \mathbf{K}_{ss}\mathbf{u}_s^t = -\mathbf{M}_{sb}\ddot{\mathbf{u}}_b^t - \mathbf{C}_{sb}\dot{\mathbf{u}}_b^t - \mathbf{K}_{sb}\mathbf{u}_b^t \quad (2.4.8)$$

结构的拟静力反应 \mathbf{u}_s^s , 可由式(2.4.8)略去与动力反应有关的项而得到

$$\mathbf{K}_{ss}\mathbf{u}_s^s = -\mathbf{K}_{sb}\mathbf{u}_{bg} \quad (2.4.9)$$

即

$$\mathbf{u}_s^d = \mathbf{R}_s \mathbf{v}_{bg} \quad \mathbf{R}_s = -\mathbf{K}_{ss}^{-1} \mathbf{K}_{sb} \quad (2.4.10)$$

将式(2.4.6)代入式(2.4.8),并利用式(2.4.10)可得到结构动力反应的控制方程为

$$\mathbf{M}_{ss} \ddot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{C}_{ss} \dot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{K}_{ss} \mathbf{u}_s^d = -(\mathbf{M}_{ss} \mathbf{R}_s + \mathbf{M}_{sb}) \ddot{\mathbf{v}}_{bg} - (\mathbf{C}_{ss} \mathbf{R}_s + \mathbf{C}_{sb}) \dot{\mathbf{v}}_{bg} \quad (2.4.11)$$

对于通常的工程结构,阻尼对上式右端项的贡献很小,可以略去。这样就得到了求解 \mathbf{u}_s^d 的二阶动力学方程为

$$\mathbf{M}_{ss} \ddot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{C}_{ss} \dot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{K}_{ss} \mathbf{u}_s^d = -(\mathbf{M}_{ss} \mathbf{R}_s + \mathbf{M}_{sb}) \ddot{\mathbf{v}}_{bg} \quad (2.4.12)$$

利用式(2.4.10)和式(2.4.12)求得 \mathbf{u}_s^d 和 \mathbf{u}_b^d 后,即可由式(2.4.6)求得 \mathbf{u}^d ,进而可以求得任何感兴趣的结构内力。值得指出的是,影响矩阵 \mathbf{R} 的物理意义是:结构与基础接触的某一自由度发生一个单位变位引起的其他结构自由度上的变位。因此 \mathbf{R} 也可以按这一物理意义通过求解多个静力支座位移问题得到。对于仅有某一方向平移输入的情形,从基本的结构力学知识可知:

$$\sum_{j=1}^m \mathbf{R}(i, j) = 1, \quad i = 1, 2, n_s$$

从而式(2.4.12)就化为式(2.4.4)。这一点在物理概念上是十分清楚的。

2.5 线性振动方程求解的振型叠加方法

2.5.1 实振型叠加法

对于一致地震动输入情况,假定结构具有正交阻尼,则振动方程式(2.4.4)可用实振型解耦为多个独立的广义单自由度体系。方法如下:

作变换

$$\mathbf{u}_s^d = \Phi \mathbf{q} \quad (2.5.1)$$

式中, Φ 为结构无阻尼实振型矩阵。将式(2.5.1)代入式(2.4.4),前乘 Φ^T , 利用实振型矩阵关于 \mathbf{M}, \mathbf{C} 和 \mathbf{K} 的加权正交关系可得到

$$\ddot{q}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = \gamma_i \ddot{u}_g \quad (2.5.2)$$

式中, γ_i 为第 i 振型参与系数向量。

$$\gamma_i = [\gamma_{i1}, \gamma_{i2}, \dots, \gamma_{im}] \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.5.3)$$

式中, m 为地震动输入的维数。式(2.5.2)可以采用多种方法求解。利用 Duhamel 积分, q_i 可表达为

$$q_i = \sum_{r=1}^m \gamma_{ir} \int_0^t \ddot{u}_{gr}(\tau) h(t - \tau) d\tau \quad (2.5.4)$$

式中, 脉冲响应函数 $h(t)$ 为

$$h(t) = \frac{1}{\omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}} e^{-\xi_i \omega_i t} \sin \sqrt{1 - \xi_i^2} \omega_i t \quad (2.5.5)$$

时域计算时,通常采用数值算法求解式(2.5.2),极少直接计算 Duhamel 积分。

对于线性结构体系,任意反应量 \mathbf{z} 与结构位移反应之间存在着线性关系:

$$\mathbf{z} = \mathbf{Q} \mathbf{u} = \mathbf{G} \mathbf{q} \quad (2.5.6)$$

式中, \mathbf{Q}, \mathbf{G} 为常数实矩阵。 \mathbf{z} 的任一分量 z_k 可表示为

$$z_k(t) = \sum_{i=1}^n g_{ki} q_i(t) \quad (2.5.7)$$

显然,结构反应量的计算归结为广义坐标 $q_i(t)$ 的计算。

对于非均匀地震动输入情况,由式(2.4.6)、式(2.4.10)和式(2.5.1)可知:

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^t \\ \mathbf{u}_b^t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_s \\ \mathbf{R}_b \end{bmatrix} \mathbf{u}_{bg} + \begin{bmatrix} \Phi \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \mathbf{q} \quad (2.5.8)$$

此种情况下,式(2.4.12)的求解方法与式(2.4.4)的求解方法完全相同。

2.5.2 复振型叠加法

若结构阻尼不能用正交阻尼模型描述,则方程(2.4.4)不能用实振型解耦。但可以用复振型方法将其解耦。为此将式(2.4.4)化为如下状态方程:

$$\mathbf{A}\dot{\mathbf{v}} + \mathbf{B}\mathbf{v} = - \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{MR}_s \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_{bg} \quad (2.5.9)$$

式中

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{M}_{ss} \\ \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{C}_{ss} \end{bmatrix} \quad \mathbf{B} = \begin{bmatrix} -\mathbf{M}_{ss} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{ss} \end{bmatrix} \quad \mathbf{v} = \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \mathbf{u} \end{Bmatrix} \quad (2.5.10)$$

其余符号意义同前。状态方程(2.5.9)所对应的齐次方程为

$$\mathbf{A}\dot{\mathbf{v}} + \mathbf{B}\mathbf{v} = \mathbf{0} \quad (2.5.11)$$

式(2.5.11)所对应的特征值问题为

$$[\lambda \mathbf{A} + \mathbf{B}] \boldsymbol{\phi} = \mathbf{0} \quad (2.5.12)$$

在亚临界阻尼条件下,由式(2.5.12)的特征解是其共轭成对出现的,且其特征值均具有负实部,其特征值矩阵为

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{\Lambda} & \\ & \mathbf{A}^* \end{bmatrix} \boldsymbol{\Lambda} = \text{diag}(\lambda_i), \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.5.13)$$

特征向量矩阵为

$$\begin{bmatrix} \Phi \boldsymbol{\Lambda} & \Phi^* \boldsymbol{\Lambda}^* \\ \Phi & \Phi^* \end{bmatrix} \quad (2.5.14)$$

且有如下加权正交关系:

$$\begin{bmatrix} \Phi \boldsymbol{\Lambda} & \Phi^* \boldsymbol{\Lambda}^* \\ \Phi & \Phi^* \end{bmatrix}^T \mathbf{A} \begin{bmatrix} \Phi \boldsymbol{\Lambda} & \Phi^* \boldsymbol{\Lambda}^* \\ \Phi & \Phi^* \end{bmatrix} = \text{diag}(\alpha_i, \alpha_i^*) \quad (2.5.15)$$

$$\begin{bmatrix} \Phi \boldsymbol{\Lambda} & \Phi^* \boldsymbol{\Lambda}^* \\ \Phi & \Phi^* \end{bmatrix}^T \mathbf{B} \begin{bmatrix} \Phi \boldsymbol{\Lambda} & \Phi^* \boldsymbol{\Lambda}^* \\ \Phi & \Phi^* \end{bmatrix} = \text{diag}(\beta_i, \beta_i^*) \quad (2.5.16)$$

和

$$\lambda_i = -\frac{\beta_i}{\alpha_i} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.5.17)$$

λ_i 可以写成如下形式:

$$\begin{cases} \lambda_i = (-\xi_i + i\sqrt{1-\xi_i^2})\omega_i \\ \xi_i = -\text{Re}(\lambda_i)/\omega_i \quad \omega_i = |\lambda_i| \end{cases} \quad (2.3.18)$$

ξ_i 和 ω_i 可分别称为第 i 振型的阻尼比和频率。将式 **A**, **B** 代入式 (2.5.15) 和式 (2.5.16) 中, 可得到复振型的加权正交关系为

$$\begin{cases} \phi_i^T (\lambda_i + \lambda_j) \mathbf{M} + \mathbf{C} \phi_j = \lambda_i \delta_{ij} \\ \phi_i^T \lambda_i \lambda_j \mathbf{M} + \mathbf{K} \phi_j = -\beta_i \delta_{ij} \end{cases} \quad (2.5.19)$$

显见, 复特征向量关于 \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} 不单独正交, 而是与它们的两种组合正交。

当 \mathbf{C} 符合 Rayleigh 阻尼假定时, 即 $\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + b_1 \mathbf{K}$, 此时可证明

$$\begin{aligned} \phi_i^T \mathbf{M} \phi_j &= m_i \delta_{ij} \\ \phi_i^T \mathbf{K} \phi_j &= k_i \delta_{ij} \end{aligned}$$

关于复振型的物理意义及其与实振型的统一性可参见文献[6]。

作变换

$$\mathbf{v} = \begin{bmatrix} \Phi \Lambda & \Phi^* \Lambda^* \\ \Phi & \Phi^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x} \\ \mathbf{y} \end{Bmatrix} \quad (2.5.20)$$

则式 (2.5.9) 可解耦为

$$\begin{cases} \dot{x}_i - \lambda_i x_i = \gamma_i \ddot{v}_{bg} \\ \dot{y}_i - \lambda_i^* y_i = \gamma_i^* \ddot{v}_{bg} \end{cases} \quad (2.5.21)$$

物理位移向量 \mathbf{u}_s^d 可以表达为

$$\mathbf{u}_s^d = \Phi \mathbf{x} + \Phi^* \mathbf{y} \quad (2.5.22)$$

结构的任一反应量 \mathbf{z} 可表示为

$$\mathbf{z} = \mathbf{Q} \mathbf{u}_s^d = \mathbf{G} \mathbf{x} + \mathbf{G}^* \mathbf{y} \quad (2.5.23)$$

式中, \mathbf{Q} 为实常数矩阵, \mathbf{G} 为复常数矩阵。 \mathbf{z} 的任一分量 z_k 可写为

$$z_k(t) = \sum_{i=1}^n (g_{ki} x_i(t) + g_{ki}^* y_i(t)) \quad (2.5.24)$$

式 (2.5.21) 的解可写为

$$\begin{cases} x_i = \sum_{r=1}^m \gamma_{ir} \int_0^t \ddot{u}_{gr}(\tau) h_x(t-\tau) d\tau \\ y_i = \sum_{r=1}^m \gamma_{ir}^* \int_0^t \ddot{u}_{gr}(\tau) h_y(t-\tau) d\tau \end{cases} \quad (2.5.25)$$

式中, 脉冲响应函数:

$$h_x(t) = e^{\lambda_i t}, \quad h_y(t) = e^{\lambda_i^* t} \quad (2.5.26)$$

式 (2.5.26) 的积分一般要用数值方法求解。

对于非正交阻尼结构体系, 当其自由度数很多时, 直接应用前述的复振型叠加法求动力反应要解一个阶数很高的广义特征值问题, 运算量很大。对实际工程结构而言, 少数低阶振型控制结构的反应, 并不需要解算所有振型。因此可以用下面的方法减少计算量。首先计算式 (2.4.4) 对应的实特征值, 得到前 p 阶特征对, $\omega_i, \phi_i, i = 1, 2, \dots, p, p \ll n$ 。作变换:

$$\mathbf{u}_s^d = \Phi \mathbf{q}, \quad \Phi = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_p] \quad (2.5.27)$$

则式 (2.4.4) 可以化为

$$\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}_q \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}_q \mathbf{q} = \mathbf{D} \ddot{\mathbf{u}}_{bg} \quad (2.5.28)$$

式中, $\mathbf{C}_q = \Phi^T \mathbf{C} \Phi$, $\mathbf{K}_q = \Phi^T \mathbf{K} \Phi$, $\mathbf{D} = \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R}_s$ 。然后将式(2.5.28)化为状态方程:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{E} \\ \mathbf{E} & \mathbf{C}_q \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{q}} \\ \dot{\mathbf{q}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} -\mathbf{E} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_q \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{q}} \\ \mathbf{q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{D} \ddot{\mathbf{u}}_{bg} \end{Bmatrix} \quad (2.5.29)$$

式(2.5.29)应用通常复振型叠加法求解。但注意式(2.5.29)的阶数为 $2p$, 一般远小于 $2n$ 。

2.6 线性振动方程求解的数值积分法

对于一般的工程结构而言,应用有限元方法将导致一个阶数很高的二阶微分方程组。加之地震动过程十分复杂,不能用简单的解析函数描述,因此得不到结构地震反应的解析表达。为满足结构动力有限元方程求解的需要,已经提出了多种数值求解方法。实际上,数值方法是求解结构振动方程的主流方法。因为数值方法不仅数学格式统一,而且既适用于线性结构体系的动力反应计算也适用于非线性结构体系的动力反应计算。

从数学观点看,结构动力反应分析所要处理的是一个二阶微分方程组,因此,原则上那些在数学上适用于求解二阶微分方程组的数值方法都适用于求解有限元振动方程。但工程问题的特点是方程的阶数通常很高(几千阶甚至几万阶),一般的数学方法变得不实用。在工程结构有限元动力分析中,人们采用的是几个有效的数值算法,如中心差分法、Newmark- β 法、Wilson- θ 法等。这几种方法在大型结构分析程序 SAP-V, ADINA 等中使用。

根据建立方法的思路,这些算法可分为两类。一类是差分算法(如中心差分法),另一类是积分算法(如 Newmark- β 法)。但不论是哪种算法都遵循以下几个基本步骤:

1. 将求解的时间段 $[0, T]$ 分为多个离散点, $0, \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots, t, t + \Delta t, \dots$
2. 在这些离散的时间点上引用动力平衡方程(这意味着只要求在这些离散的时间点上动力平衡方程得到满足)。
3. 在 Δt 微小时间段内,假定某些反应量的变化规律。
4. 假定 t 时刻的位移、速度和加速度已知,从 1, 2 和 3 出发给出 $t + \Delta t$ 时刻位移、速度和加速度反应的计算方法。

本节将介绍以上三种算法。

2.6.1 中心差分法

单自由度体系的振动方程可以写为

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p \quad (2.6.1)$$

如图 2.6.1 所示,首先将 $t - \frac{1}{2}\Delta t$ 和 $t + \frac{1}{2}\Delta t$ 时刻的速度表示为如下差分形式:

$$\dot{u}^{t-\frac{1}{2}\Delta t} \approx \frac{u^t - u^{t-\Delta t}}{\Delta t}, \quad \dot{u}^{t+\frac{1}{2}\Delta t} \approx \frac{u^{t+\Delta t} - u^t}{\Delta t} \quad (2.6.2)$$

t 时刻的加速度由下面的差分表达式表示:

$$\ddot{u}^t \approx \frac{\dot{u}^{t+\frac{1}{2}\Delta t} - \dot{u}^{t-\frac{1}{2}\Delta t}}{\Delta t}$$

将式(2.6.2)代入上式得到

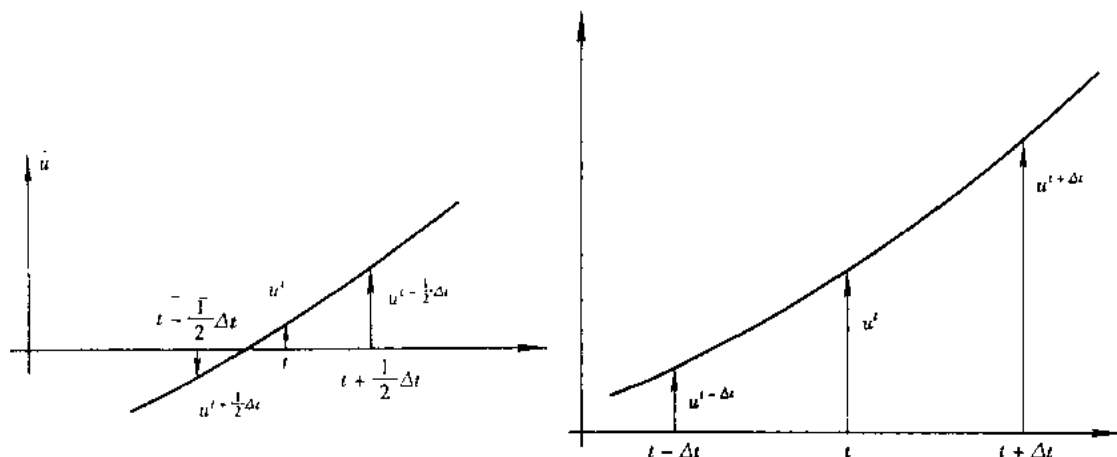


图 2.6.1 中心差分法图示(参照文献[5] 图 7-2)

$$\ddot{u}^t = \frac{1}{\Delta t^2} (u^{t+\Delta t} - 2u^t + u^{t-\Delta t}) \quad (2.6.3)$$

由式(2.6.1)可以得到

$$\ddot{u}^t = \frac{1}{m} (p^t - c\dot{u}^t - ku^t) \quad (2.6.4)$$

将式(2.6.3)代入式(2.6.4)得到

$$u^{t+\Delta t} = \frac{\Delta t^2}{m} (p^t - c\dot{u}^t - ku^t) + 2u^t - u^{t-\Delta t} \quad (2.6.5)$$

上式中, $u^{t-\Delta t}$ 可利用下式求得:

$$\dot{u} \approx \frac{u^{t+\Delta t} - u^{t-\Delta t}}{2\Delta t}$$

即

$$u^{t-\Delta t} = u^{t+\Delta t} - 2\Delta t \dot{u}^t$$

将上式代入式(2.6.5), 得到 $t + \Delta t$ 时刻的位移:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta t \dot{u}^t + \frac{\Delta t^2}{2m} (p^t - c\dot{u}^t - ku^t) \quad (2.6.6)$$

为了计算 $t + \Delta t$ 时刻的速度, 假定 t 和 $t + \Delta t$ 时刻速度的平均值等于此时间步内的速度的差分表达式:

$$\frac{1}{2} (\dot{u}^t + \dot{u}^{t+\Delta t}) = \frac{u^{t+\Delta t} - u^t}{\Delta t}$$

由此得到

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \frac{2}{\Delta t} (u^{t+\Delta t} - u^t) - \dot{u}^t \quad (2.6.7)$$

$t + \Delta t$ 时刻的加速度由式(2.6.4)计算。

应用式(2.6.6) 和式(2.6.7) 就可以从已知的初始条件和外部作用出发, 求出方程在给离散时间上的解。

从以上的推导过程可以看到, 中心差分法的建立过程就是不断地用差分近似代替导数

的过程。由此很容易联想到,用不同的差分格式代替导数将给出不同的差分方法。这里介绍的中心差分法只是较常用的一种。

2.6.2 Newmark-β 法

Newmark-β 法属于积分法的一种,其基本概念可由如下两式表达:

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \int_t^{t+\Delta t} \ddot{u}(\tau) d\tau \quad (2.6.8)$$

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \int_t^{t+\Delta t} \dot{u}(\tau) d\tau \quad (2.6.9)$$

即 $t + \Delta t$ 时刻的速度表示为 t 时刻的速度加上加速度在 t 到 $t + \Delta t$ 时间段上的积分。位移与此类似。各种积分方法都是设法处理式(2.6.8)和式(2.6.9)中的积分项。

Newmark 建议将式(2.6.8)和式(2.6.9)表示为如下形式:

$$\ddot{u}^{t+\Delta t} = \ddot{u}^t + (1 - \gamma)\Delta t \ddot{u}^t + \gamma\Delta t \ddot{u}^{t+\Delta t} \quad (2.6.10)$$

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta t \dot{u}^t + (0.5 - \beta)\Delta t^2 \ddot{u}^t + \beta\Delta t^2 \ddot{u}^{t+\Delta t} \quad (2.6.11)$$

式中,参数 γ 控制积分区间的起始加速度和终了加速度对速度变化过程的影响;参数 β 则控制这两个加速度对位移变化过程的影响。 $t + \Delta t$ 时刻的动力平衡方程为

$$m\ddot{u}^{t+\Delta t} + c\dot{u}^{t+\Delta t} + ku^{t+\Delta t} = p^{t+\Delta t} \quad (2.6.12)$$

联立求解式(2.6.10)、式(2.6.11)和式(2.6.12)可得到以位移为基本未知数的求解格式:

$$\bar{k}u^{t+\Delta t} = \bar{p}^{t+\Delta t} \quad (2.6.13)$$

$$\ddot{u}^{t+\Delta t} = a_0(u^{t+\Delta t} - u^t) - a_2\dot{u}^t - a_3\ddot{u}^t \quad (2.6.14)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + a_6\ddot{u}^t + a_7\ddot{u}^{t+\Delta t} \quad (2.6.15)$$

式中

$$\bar{k} = k + a_0m + a_1c$$

$$\bar{p}^{t+\Delta t} = p^{t+\Delta t} + m(a_0u^t + a_2\dot{u}^t + a_3\ddot{u}^t) + c(a_1u^t + a_4\dot{u}^t + a_5\ddot{u}^t)$$

$$a_0 = \frac{1}{\gamma\Delta t^2}, a_1 = \frac{\beta}{\gamma\Delta t}, a_2 = \frac{1}{\beta\Delta t}, a_3 = \frac{1}{2\gamma} - 1$$

$$a_4 = \frac{\beta}{\gamma} - 1, a_5 = \frac{\Delta t}{2}(\frac{\beta}{\gamma} - 2), a_6 = \Delta t(1 - \beta), a_7 = \beta\Delta t$$

当 $\gamma = 1/2, \beta = 1/4$ 时, Newmark-β 法就是常加速度法;当 $\gamma = 0.5, \beta = 1/6$ 时, Newmark-β 法就是线性加速度法。与这两种方法对应的 t 到 $t + \Delta t$ 时间段内反应的加速度、速度位移的变化规律见图 2.6.2 和图 2.6.3。

可见,常加速度法假定在 t 到 $t + \Delta t$ 时间段内反应的加速度为常值。而线性加速度法则假定在 t 到 $t + \Delta t$ 时间段内反应的加速度呈线性变化。 γ 和 β 取其他值的情况,本质上也是对反应加速度的变化规律作了某种假定,但要复杂一些。

2.6.3 Wilson-θ 法

与 Newmark-β 法一样, Wilson-θ 法也是一种积分法。具体地说,它是线性加速度法的扩展。线性加速度法假定在 t 到 $t + \Delta t$ 时间段内反应的加速度呈线性变化,而 Wilson-θ 法则是

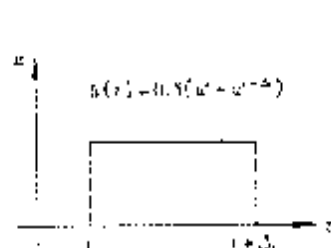


图 2.6.2

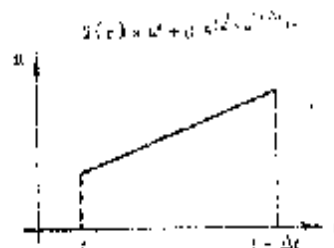


图 2.6.3

假定反应的加速度在 t 到 $t + \theta\Delta t$ 时间域内反应的加速度呈线性变化,如图 2.6.4 所示。

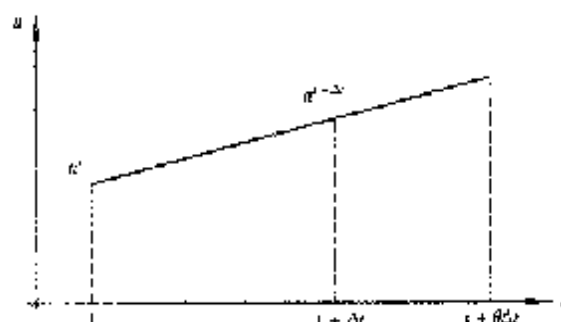


图 2.6.4

从这一假定出发,可以导出 Wilson- θ 法的积分公式为

$$\dot{k}u^{t+\theta\Delta t} = \dot{p}^{t+\theta\Delta t} \quad (2.6.16)$$

$$\ddot{u}^{t+\Delta t} = a_4(\ddot{u}^{t+2\Delta t} - \ddot{u}^t) + a_5\ddot{u}^t + a_6\ddot{u}^t \quad (2.6.17)$$

$$\ddot{u}^{t+\Delta t} = \ddot{u}^t + a_7(\ddot{u}^{t+\Delta t} + \ddot{u}^t) \quad (2.6.18)$$

$$\ddot{u}^{t+\Delta t} = \ddot{u}^t + \Delta t\ddot{u}^t + a_8(\ddot{u}^{t+\Delta t} + 2\ddot{u}^t) \quad (2.6.19)$$

式中

$$\dot{k} = k + a_0m + a_1c$$

$$\dot{p}^{t+\theta\Delta t} = \dot{p}^t + \theta(\dot{p}^{t+\Delta t} - \dot{p}^t) + m(a_0\ddot{u}^t + a_1\ddot{u}^t + 2\ddot{u}^t) + c(a_1\ddot{u}^t + 2\ddot{u}^t + a_2\ddot{u}^t)$$

$$a_0 = \frac{6}{(\theta\Delta t)^2}, a_1 = \frac{3}{\theta\Delta t}, a_2 = 2a_1, a_3 = \frac{\theta\Delta t}{2}, a_4 = \frac{a_0}{\theta}$$

$$a_5 = -\frac{a_2}{\theta}, a_6 = 1 - \frac{3}{\theta}, a_7 = \frac{\Delta t}{2}, a_8 = \frac{\Delta t^2}{6}$$

显然,当 $\theta = 1$ 时, Wilson- θ 法就是线性加速度法。与 Newmark- β 法不同, Wilson- θ 法的基本未知数不是待求时刻的位移,而是 $t + \theta\Delta t$ 时刻的位移。

有效的求解高阶微分方程组的数值方法是动力有限元方法得以应用的一个重要基础。这方面的工作一直受到重视,并处于不断的发展和完善之中。如文献[7],[8],[9]提出了一种适用于线性体系的称为 2^N 类的算法。此法将二阶常微分方程组化为一阶常微分方程组,然后利用矩阵指数函数的运算特点得到解的递推表达式。 2^N 类算法的最主要的优点是计算

精度高。有兴趣者可参阅前面所列文献。

2.6.4 关于数值算法的几点说明

前面针对线性单自由度体系介绍了三种振动方程求解的数值算法,但只要将质量、阻尼和刚度系数理解为矩阵,将位移和外部作用理解为向量,就可以简单地得到适用于线性多自由度体系的求解格式。建立各种数值算法的目的是在得不到精确解的情况下寻求原问题的良好近似解。为了能正确使用这些方法,需要对数值方法的特点有一个基本的了解。

收敛性 无论是中心差分法,还是 Newmark- β 法、Wilson- θ 法都满足收敛性要求。即当 $\Delta t \rightarrow 0$ 时,由上述数值算法得到的数值解趋于准确解。这已为大量的研究与应用所证实。

稳定性 数值算法的稳定性是指,在某一步上产生的误差不会在后续的计算中无限制地被放大。中心差分法的稳定性与时间步长 Δt 有关。当 Δt 小于一个临界步长 Δt_c 时,中心差分法是数值稳定的,否则将导致数值发散。中心差分法临界步长可以用下式估算:

$$\Delta t_c = \frac{T_n}{\pi} \quad (2.6.20)$$

式中, T_n 为有限元系统的最小周期。

Newmark- β 法和 Wilson- θ 法是无条件稳定的,即无论 Δt 取多大的值,都不会导致数值发散的后果。但算法的无条件稳定,并不意味着在计算中步长 Δt 可以任意取大。

时间步长 Δt 的选取要考虑下列两个因素:① 外部作用的变化程度。 Δt 必须小到足以准确地描述外部作用的时间变化过程;② 体系自振周期的长短。步长的取值必须能反映结构反应的周期变化,否则用若干步长连成的结构反应曲线将是失真的,因此,计算中所选用的时间步长常比结构的自振周期小很多,例如取 $\Delta t = T/10$ 才能保证必要的精度。这样,对多自由度体系地震振动方程进行数值求解等于只考虑前几个低阶振型的振型叠加分析,高振型的影响已被人为地滤掉了。显然, Δt 越小,结果越精确。

最后需要指出的是,中心差分法、Newmark- β 法和 Wilson- θ 法既适用于线性结构体系求解,也适用于非线性结构体系求解,本节针对线性结构体系介绍了它们具体的求解格式。对于非线性结构体系,具体处理手法上有所不同,有关内容将在第四章详细介绍。

参 考 文 献

- [1] 李国豪主编. 工程结构抗震动力学. 上海:上海科学技术出版社,1980
- [2] 李国豪主编. 桥梁结构的稳定与振动. 北京:中国铁道出版社,1992
- [3] 项海帆,刘光栋. 拱结构的稳定与振动. 北京:人民交通出版社,1991
- [4] 李惠生,张罗溪. 曲线梁桥结构分析. 北京:中国铁道出版社,1992
- [5] Clough R W, Penzien J. Dynamics of Structures, McGraw - Hill, Inc., New York, 1993
- [6] 李德保. 关于复模态理论的数学方法、物理概念及与实模态理论的统一性. 清华大学学报, Vol. 25, No. 3, 1985
- [7] 钟万勰. 结构动力方程的精细积分方法. 大连理工大学学报, 34(2), 1994
- [8] 林家浩,沈为平,威廉斯 F W. 受演变随机激励结构响应的精细逐步积分法. 大连理工大学学报, 35(5), 1995
- [9] 钟万勰等. 计算结构动力学与最优控制. 大连:大连理工大学出版社,1993

- [10] 刘 季. 在多维地震动复合作用下结构的反应和建筑结构的扭转反应. 哈尔滨建筑工程学院学报, 1986 年 2 期

第三章 桥梁地震反应分析的反应谱方法

3.1 概 述

反应谱方法是目前结构抗震设计中广泛使用的方法。反应谱方法用于抗震设计包括两个基本步骤:第一步是根据强震记录统计用于设计的地震动反应谱;第二步是将结构振动方程进行振型分解,将物理位移用振型广义坐标表示,而广义坐标的最大值由第一步中的设计反应谱求得。最后,反应量的最大值可通过适当的方法将各振型反应最大值组合起来得到。

反应谱方法的优点是,第一步工作只需进行一次。目前《公路工程抗震设计规范》分四类场地给出设计反应谱。一旦设计反应谱确定后,反应谱法的计算工作只限于第二个步骤的内容上。此外,地震动的能量主要集中在 20Hz 以下的频带,激发的建筑结构反应的振动频率较低。应用反应谱法,只取少数几个低阶振型就可以求得较为满意的结果,计算量少。再者,反应谱法将时变动力问题转化为拟静力问题,易于为工程师所接受。反应谱法的最大缺点是原则上只适用于线性结构体系的抗震设计。但结构在强烈地震中一般都要进入非线性状态,弹性反应谱法不能直接使用。目前,《公路工程抗震设计规范》中通过一个综合影响系数来考虑非线性因素。另外,地震反应谱失掉相位信息,经叠加得到的结构反应最大值是一个近似值,尽管可能是一个很好的近似值。反应谱的各种叠加方案都有一定的局限性,不是在任何情况下都能给出满意的结果。

从 80 年代以来,大跨度桥梁的建造在我国开始起步,并得到了迅速发展。已建成或正在施工的主跨 500m 以上的桥梁有多座,如上海的杨浦大桥、汕头海湾大桥、虎门大桥以及江阴长江大桥等。而且发展势头有增无减。目前,我国桥梁抗震设计规范只适用于 150m 以下的梁桥和拱桥,不适用于大跨斜拉桥与悬索桥的抗震设计。国外的情况也基本如此。尽管大多数工程抗震设计规程都指出对大跨度桥梁要进行特殊抗震设计,应采用动态时程分析法,但反应谱法在大跨桥梁抗震设计中还是有应用价值的。原因主要是:① 大跨度桥,如大跨度斜拉桥、悬索桥等,造价很高,而且一般均为交通干道的枢纽。此类桥梁结构若在地震中发生大的破坏将导致巨大的经济损失。② 若主体结构,如桥塔发生过大的非弹性变形,修复起来十分困难。因此我们认为,大跨度桥梁的主体结构应在未来地震中不发生大的破坏,基本在弹性或轻微非弹性状态下工作。但边跨以及附属构件应容许发生较大的破坏,可以应用延性设计概念。若上述观点能被接受,则反应谱法原则上就可以作为大跨度桥梁的抗震设计方法之一,至少在初步设计时可以使用。接下来要做的事情是要针对大跨桥梁的特点,建立合适地震动反应谱和反应谱组合方案,后面我们将对有关问题作一些具体的说明。

历次大地震震害调查结果表明,绝大多数工程结构在强烈地面运动作用下都发生了不同程度的破坏。由于强烈地震是罕遇事件,从经济上讲,要求工程结构在强烈地震中不发生任何破坏是不可取的,也是难于做到的。因此,目前各国的抗震设计规范都允许建筑结构在强烈地震作用下发生一定程度的破坏,利用其非线性抗震能力。在结构进入非线性状态时,

其动力学性能十分复杂,目前相对可靠的方法是应用数值积分法求解结构动力反应时间过程。然而,数值积分法将耗费大量的时间,对于同一工程结构,往往需要对不同的地震动输入和可能的结构形式反复计算,产生大量的不便分析和应用的数据。这对于常规的工程结构抗震设计来说显然是难于接受的。因此,研究人员和工程师一直在寻找一种简单的、便于工程应用的、考虑非线性地震反应特征的结构抗震设计方法。

实际上,在弹性反应谱的概念提出不久,人们就试图将这样一种简捷的方法应用到结构的非线性地震反应分析中去,提出了非弹性反应谱的概念。20多年来,这方面的研究取得了一些成果。但非弹性反应谱并未在抗震设计中获得直接应用,至多只能说是以一种间接的方式体现在现行的各种抗震设计规范中。近几年,由于人们开始强调结构物的延性或能力设计,使对非弹性地震反应谱的兴趣逐渐增强,讨论这方面问题的文献也在增多。本章将介绍这方面的一些主要研究成果。

3.2 地震反应谱

3.1.1 反应谱的定义

广义线性单自由度体系

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.2.1)$$

的相对位移、相对速度和绝对加速度反应为

$$u(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_d(t-\tau) d\tau \quad (3.2.2)$$

$$\dot{u}(t) = -\frac{\omega}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos[\omega_d(t-\tau) + \alpha] d\tau \quad (3.2.3)$$

$$\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t) = \frac{\omega^2}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin[\omega_d(t-\tau) + 2\alpha] d\tau \quad (3.2.4)$$

式中, $\omega_d = \sqrt{1 - \xi^2}\omega$, $\tan\alpha = \xi/\sqrt{1 - \xi^2}$ 。通过数值积分法,由式(3.2.2), (3.2.3), (3.2.4)可以得出 $u(t)$, $\dot{u}(t)$ 和 $\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)$ 的时间过程,并从中找出它们各自的最大值, $SD(\xi, \omega) = |u(t)|_{\max}$, $SV(\xi, \omega) = |\dot{u}(t)|_{\max}$, $SA(\xi, \omega) = |\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)|_{\max}$ 。它们分别称为与阻尼比 ξ 、自振频率 ω 相对应的相对位移、相对速度和绝对加速度反应谱值。对于确定的阻尼比 ξ ,变动 ω ,可以得到三条 SD , SV , SA 曲线,即为地震动反应谱曲线。可以给出对应不同阻尼比的反应谱曲线。一般情况下,阻尼比 ξ 很小,式(3.2.3)和式(3.2.4)中的 α 和 2α 可以略去,这样得到的相对速度和绝对加速度反应谱分别称为拟相对速度反应谱和拟绝对加速度反应谱,记为 PSV , PSA 。显见:

$$PSA = \omega^2 SD \quad (3.2.5)$$

过去一直还使用下式:

$$PSV = \omega SD \quad (3.2.6)$$

式(3.2.6)是将式(3.2.3)中的 $\cos\omega_d(t-\tau)$ 换成 $\sin\omega_d(t-\tau)$ 后得到的。这一近似处理在低频和高频区将导致很大的误差。现在看来没有什么令人信服的理由继续使用式(3.2.6)。若

需要的话,直接计算 PSV 如同计算 SD 一样方便。但式(3.2.5)的精度很高。

工程抗震设计中使用的一个重要概念是动力放大系数,或称标准化反应谱。其定义如下:

$$\beta(\omega, \xi) = \frac{PSA(\xi, \omega)}{\ddot{u}_{g, \max}} = \frac{|\ddot{u} + \ddot{u}_g|_{\max}}{\ddot{u}_{g, \max}} \quad (3.2.7)$$

一般抗震设计规范中给出的都是规范化的动力放大系数作为地震荷载的描述。由式(3.2.2)~(3.2.4)可知,反应谱有以下两条基本特性:

1. 绝对刚性结构

$$SD(\omega \rightarrow \infty) = 0, \quad SV(\omega \rightarrow \infty) = 0, \quad SA(\omega \rightarrow \infty) = \ddot{u}_{g, \max}$$

2. 无限柔结构

$$SD(\omega \rightarrow 0) = u_{g, \max}, \quad SV(\omega \rightarrow 0) = \dot{u}_{g, \max}, \quad SA(\omega \rightarrow 0) = 0$$

3.2.2 规范反应谱

一个场地记录到的地震动与多种因素有关,主要包括:① 场地条件;② 震中距和震源深度;③ 震级;④ 震源特性;⑤ 传播路径。由于诸多随机因素的影响,使得由不同记录计算得到的反应谱具有很大的随机性,如图3.2.1所示。图中虚线为我国台湾 SMART-1 台网第五次地震 C-00 台的记录。由图还可以看到与某一条地震记录对应的反应谱呈锯齿状。

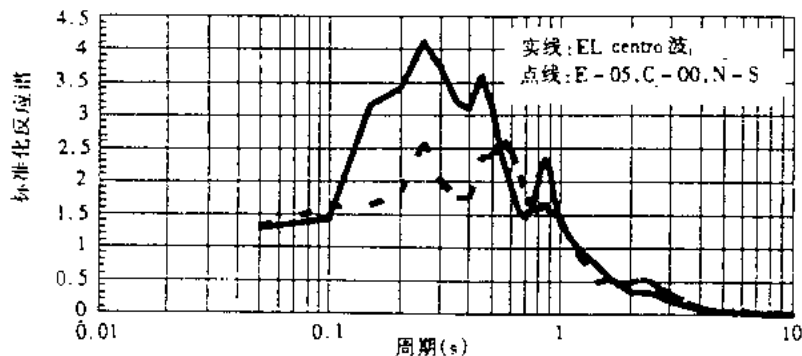


图 3.2.1 由地震记录计算得到的标准化反应谱

局部场地特性对反应谱的影响已经得到了长时间的研究,成果写入了有关的抗震设计规范,如我国 1964 年以后修订的建筑抗震设计规范^[4],我国目前使用的铁路、公路工程抗震设计规范^[5,6]等。但正如所知,局部场地条件只是影响地震反应谱的一个因素,还有其他因素影响地震反应谱的特性。图 3.2.2 给出了我国台湾 SMART-1 台网第 5 次、第 39 次和第 45 次地震的场地平均反应谱曲线。可见在场地确定以后,由于震中距等因素的影响,地震反应谱仍表现出非常大的差别。

目前,建筑结构抗震设计规范给出的地震反应谱考虑了场地条件和震中距两个因素的影响,见图 3.2.3。对应的反应谱分类见表 3.2.1,表 3.2.2。公路工程抗震设计规范仍只考虑场地条件一个因素的影响,见图 3.2.4。

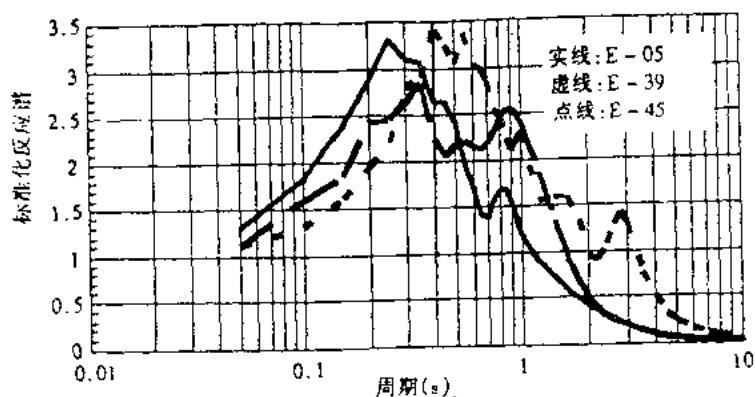


图 3.2.2 同一场地不同地震的反应谱

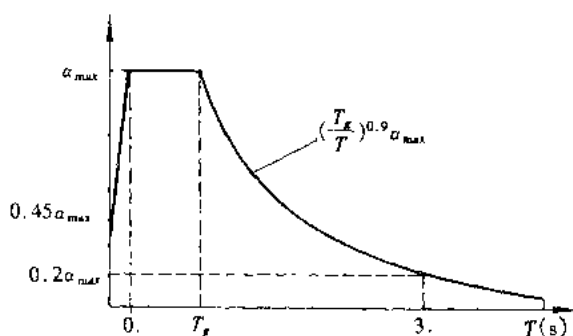


图 3.2.3

表 3.2.1 特征周期 T_g (s) 值

近、远震	场 地 类 别			
	I	II	III	IV
近 震	0.20	0.30	0.40	0.65
远 震	0.25	0.40	0.55	0.85

表 3.2.2 截面抗震验算水平地震影响系数最大值

烈 度	VI	VII	VIII	IX
α_{max}	0.04	0.08	0.16	0.32

阻尼比是影响反应谱值的一个重要参数。当结构阻尼较小时,其变化会显著地改变反应谱值,从而影响结构所受地震力的大小。一般规范设计反应谱均以一个标准阻尼比值(通常取 0.05)为基准,当结构主要振型的阻尼比偏离此标准值较多时,需要对设计反应谱进行修正。根据大量的计算统计结果,提出的反应谱修正公式为:

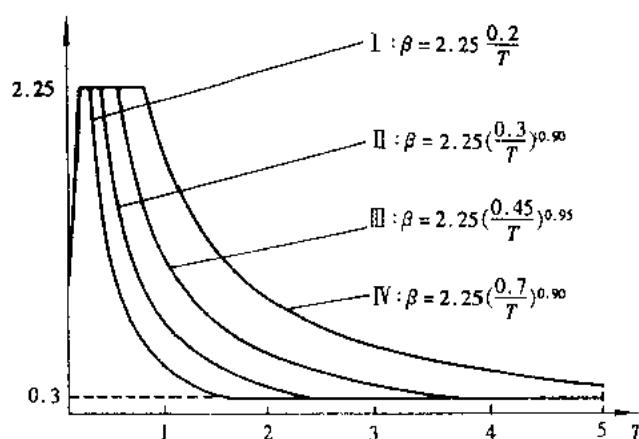


图 3.2.4

$$\beta(T, \xi) = \frac{\beta(T, 0.05)}{\lambda(T, \xi)} \quad (3.2.8)$$

式中

$$\lambda(T, \xi) = \sqrt[3]{16.6\xi + 0.16} \left(\frac{0.8}{T} \right)^\alpha, \quad \alpha = \frac{0.05 - \xi}{0.156 + 3.38\xi}$$

3.2.3 反应谱组合方法

由振型分解法可将多自由度线性振动体系分解为多个独立的广义单自由度振子。广义单自由度振子的最大反应可由谱曲线查出。但一般情况下,广义单自由度振子的最大反应不同时发生,因此需要以适当的方式将它们组合起来,以得到工程设计所关心的反应量最大值的一个近似估计值。已经建议了多种反应谱组合方法,从目前情况看,应用广泛的是基于随机振动理论所提出的各种组合方案,如 CQC 方法等。CQC 法表达式为

$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} R_{i, \max} R_{j, \max}} \quad (3.2.9)$$

式中, ρ_{ij} 为模态组合系数。对于所考虑的结构,若地震动可看成为宽带随机过程(通常的结构可以近似满足这一要求),则白噪声下的 ρ_{ij} 值是实际情况下的一个良好近似,此时:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j} \omega_i \omega_j (\xi_i \omega_i + \xi_j \omega_j) \omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 + \omega_j^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \omega_i^2 \omega_j^2} \quad (3.2.10)$$

体系的自振频率相隔越远,则 ρ_{ij} 值越小。如当

$$\frac{\omega_i}{\omega_j} < \frac{0.2}{\xi_i + 0.2} \quad i < j \quad (3.2.11)$$

则 $\rho_{ij} < 0.1$, 便可以认为 ρ_{ij} 近似为零。此时式(3.2.9)变为

$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_{i, \max}^2} \quad (3.2.12)$$

这就是所熟知的 SRSS 方法。

CQC 法来源于随机振动理论,它有三条基本假定:

(1) 地震动为平稳随机过程;

(2) 地震动为宽带过程;

(3) 平稳随机过程的性质对其峰值因子的影响不显著。

地震动过程是强烈非平稳的,平稳性假定是对地震动过程的一个简化的描述。尽管如此,基于此假定还是能够满意地解决一些实际的工程问题。反应谱法关心的只是结构反应的最大值,只要影响结构反应的主要振型的周期小于或不比地震动强震持时大得太多,则平稳性假定对此问题可以接受。大多数工程结构都可以满足这一要求。但对于柔性结构,如大跨度桥梁,可能要重新考虑这一假定。第二条假定在通常情况下也是可以接受的,但软弱场地、远距离浅源地震以及柔性结构等情况则要排除在外。第三条假定导致对低阶振型贡献的低估和对高阶振型贡献的高估,两者可部分抵销,一般认为不会产生大的误差,但未见翔实的论证。

3.2.4 多维地震动输入下的振型组合方法

前面介绍的地震动反应谱及振型组合方法是对一个方向地震动输入而言的。从目前大多数学者的观点看,基本认为地震动水平分量对结构物的破坏起主要作用。在大多数相关的抗震规范中只考虑水平地震动的作用,较详细地给出其参数。但在三维介质中传播的地震波引起三个方向的振动,当考虑其波动性质时,空间的每一点还有三个旋转运动分量。一些研究结果表明,考虑多个地震动分量输入时,结构的地震反应可能增加 10% ~ 30%。但关于竖向地震动分量在结构破坏中所起的作用、旋转地震动的工程重要性以及水平地震动的方向性等问题目前尚在研究之中,没有达成共识。本小节不拟对这些问题进行全面的介绍和讨论,仅涉及在应用弹性反应谱法计算三平移地震动分量作用下结构反应时遇到的几个问题。

1. 水平地震动反应谱的方向性和竖向地震动反应谱 应用反应谱法计算结构在多分量地震动下的反应,第一个步骤是获得各地震动分量的反应谱。一般认为,两个水平地震动分量的反应谱在形状上大体一致,不过谱坐标值可能有一定的差别。与水平地震动分量的反应谱相比,竖向地震动反应谱曲线向高频区偏移,这与竖向地震动分量包含更多的高频成分有关。竖向地震动反应谱坐标值一般比水平地震动分量小许多。为了说明地震动反应谱的上述特征,这里给出几个例子,见图 3.2.5。

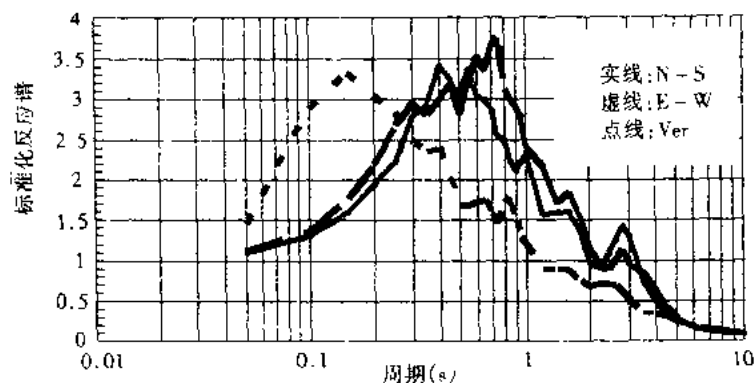


图 3.2.5 地震动三分量反应谱

2. 地震动的强度变化过程 我们知道,单分量地震动作用下,应用平稳随机过程理论

得到了 CQC(SRSS) 振型组合方法。一般说来,两个水平地震动分量的强度变化过程基本一致,应用同样的方法可以得到类似的两个水平地震动作用下的振型组合方法。但竖向地震动分量的强度变化过程与水平分量有所不同,其强震段前移。此时,应用平稳随机过程方法得到的三平移地震动分量作用下的振型组合方法可能给出十分粗糙的结果。一些研究者已经注意到这个问题。但就工程应用而言,过分强调这个问题也许有些学究气了。因此这里不再对这个问题进行讨论。

3. 振型组合方法 在多个分量地震动作用下,应用反应谱方法计算结构的地震反应涉及到两个组合问题。其一是在每一分量下的振型组合问题,其二是不同地震动分量引起的结构地震反应的组合问题。前一个问题已经得到了较好的研究,主要的组合方法前面已经介绍了。后一个问题解决得不如前一个那样好。从现有的研究结果看,分量反应的组合方法主要有以下几种:

(1) 各分量反应最大值绝对值之和(SUM)。给出反应最大值的上限估计值。

(2) 各分量反应最大值平方和的平方根(SRSS)。

(3) 各分量反应最大值中的最大者加上其他分量最大值之和乘以一个小于1的系数 α_c 。

这三种方案都是经验组合方法。虽然 SRSS 方法可以在假定各地震动分量互不相关的条件下,基于平稳随机过程理论推出。但研究表明,三个平移地震动分量间存在一定的相关性,在低频段相干函数值可以达到 0.5 ~ 0.7,即中等以上的相关性。

对于需要考虑竖向地震动的情形,建筑抗震设计规范规定,竖向地震动加速度反应谱值取水平向的 65%。因为实际记录到的竖向和水平加速度的平均值之比接近 2/3。特别是在震中区,竖向加速度有时接近甚至超过水平加速度。1995 年日本阪神地震的震害调查结果证实了在极震区竖向地震动对结构的破坏起了重要的作用。

一些学者强调竖向地震动对结构破坏的重要性。虽然这并不是大多数研究者的观点,但为了可以合理地解释震害现象、合理地进行结构的抗震设计,搞清楚这个问题不是没有实际意义的。对于旋转地震动分量也是如此。因为多次实际震害调查结果表明,仅基于一个水平地震动分量难于解释一些重要的震害现象。关于这些问题的研究超出了本书的范围,因此不再作进一步的讨论。

3.3 大跨度桥梁的反应谱方法

3.3.1 长周期反应谱

地震动反应谱是反应谱法进行抗震设计的地震动输入形式。大跨度斜拉桥和悬索桥第一阶主要自振周期都很长,为使用反应谱法进行大跨度桥梁的抗震设计,首先要解决地震动长周期反应谱问题。我们知道,设计反应谱来源于强震记录的统计分析,因此,真实地记录到长周期地震动特性乃是基础。过去大多使用的是模拟式强震仪,在长周期部分严重失真。近十几年来,数字化强震仪增多,并拿到了一定数量的记录资料。据对仪器特性的分析,认为数字化强震仪可以较为可信地提供直到 10s 的地震动信息。应当以此为基础统计长周期反应谱。目前,《公路工程抗震设计规范》(JTJ-89) 提供的设计反应谱最长周期为 5s,尚不能满足大跨度桥梁抗震设计的需要。此外,《规范》中较长周期,比如 2 ~ 5s 的反应谱值的合理性也是值得研究的。

我国学者项海帆教授很早就注意到了长周期反应谱的问题^[7],并针对 1977 年的《公路工程抗震设计规范》提出了修正意见,见图 3.3.1。图 3.3.2 是目前公路工程抗震设计规范反应谱与 SMART-1 几次地震反应谱计算结果的对比。

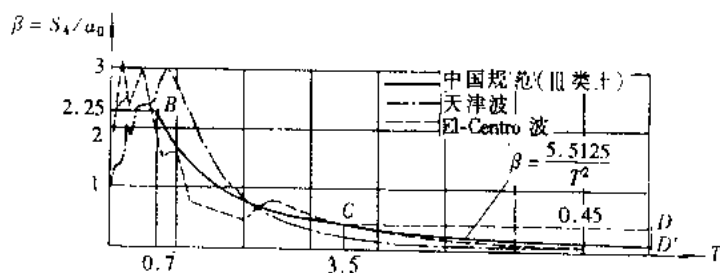


图 3.3.1 规范反应谱与计算地震反应谱的对比(文献[10]图 1)

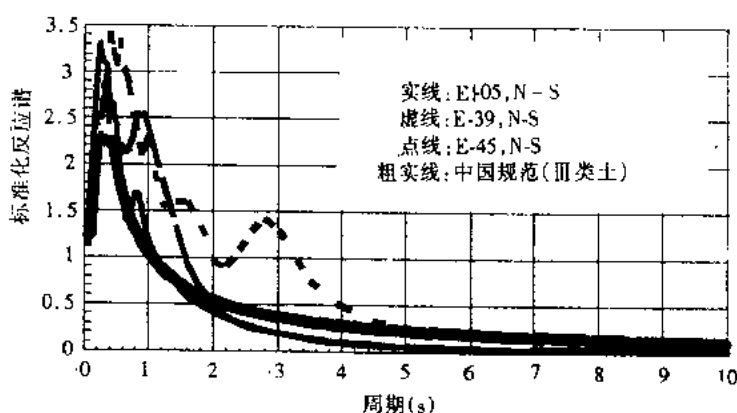


图 3.3.2 规范反应谱与计算地震反应谱的对比

3.3.2 非均匀地震动输入下的反应谱方法

大跨度桥梁的地震问题与小跨度桥梁有所不同。原因是对于大跨度桥梁结构地震动空间变化的影响不可忽略。地震动空间变化主要来自以下几个方面的原因:① 地震波的非竖向传播效应;② 地震波在介质中的复杂的反射与散射;③ 震源的有限性;④ 局部场地效应。由于众多复杂随机因素的作用,地震动空间变化表现出强烈的随机性。用确定性理论处理这一问题十分困难,因此,研究者们大多采用随机方法,形成了随机地震场理论。由于上述原因,前面介绍的反应谱方法不适合大跨度桥梁抗震设计,需要探索新的反应谱组合方法。已经提出了几个考虑地震动空间变化的反应谱组合方法,其中基于与 CQC 法类似的假定得到的多点地震动输入下列反应谱法的计算公式为^[18]:

$$R_{\max} = \left\{ \sum_{r=1}^m \sum_{s=1}^m a_{kr} a_{ks} \rho_{grgs}^{DD} u_{gr,\max} u_{gs,\max} + 2 \sum_{r=1}^m \sum_{s=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n a_{kr} b_{kjs} \rho_{grjs}^{DD} u_{gr,\max} D_s(\xi_j, u_j) \right. \\ \left. + \sum_{r=1}^m \sum_{s=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{kr} b_{kjs} \rho_{irjs}^{DD} D_r(\xi_i, \omega_i) D_s(\xi_j, \omega_j) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (3.3.1)$$

式中, $u_{gr,\max}$ 为地面运动位移最大值的平均值; $D_r(\xi_i, \omega_i)$ 为通常的均值地震动位移反应谱; ρ_{grgs}^{DD} , ρ_{grjs}^{DD} , ρ_{irjs}^{DD} 为三个组合系数,其定义涉及随机地震动场的有关知识,这里不作进一步的解

释。

需要指出的是,大跨度桥梁一般均为柔性结构,这一特点可能使式(3.3.1)得到简化。以大跨度拱桥为例(参见文献[9]),式(3.3.1)中交叉项(即第二项)对拱脚弯矩的影响见图3.3.3。可见交叉项的贡献很小。对于较柔的拱,如基频小于0.5Hz,其误差小于5%。若这样的误差是容许的,则式(3.3.1)可以简化为

$$R_{\max} = \left\{ \sum_{r=1}^m \sum_{s=1}^m a_{kr} a_{ks} \rho_{kgrs}^{DD} u_{gr, \max} u_{gs, \max} + \sum_{r=1}^m \sum_{s=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{kir} b_{kjs} \rho_{urjs}^{DD} D_r(\xi_i, \omega_i) D_s(\xi_j, \omega_j) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (3.3.2)$$

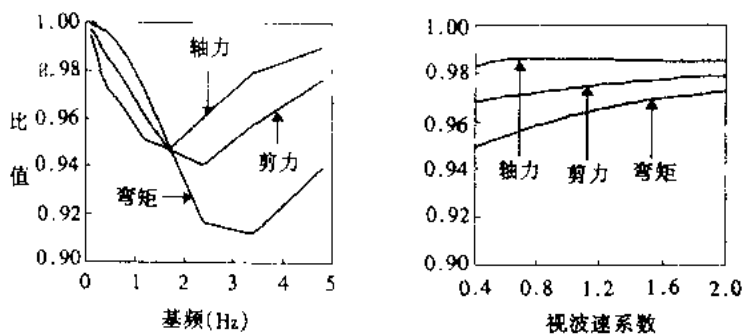


图 3.3.3 交叉项对拱脚弯矩的影响(文献[9]图7)

进一步,图3.3.4给出了拱脚处的动内力反应和静内力反应占总反应的比例。可见,动力反应占总反应的比例随结构刚度(图中以结构基频表达)的增加而减少,而拟静力反应占总反应的比例变化则与之相反。当结构基频小于0.5Hz时,从图3.3.4可以看到,动力反应占总反应的比例已经达到90%。对于柔性更大的拱,这一比例还要增加。也就是说,对于柔性大的拱结构,忽略与拟静力反应有关的项不会带来大的误差。有鉴于此,略去式(3.3.1)中的前两项则可以得到如下反应的简化表达式:

$$R_{\max} = \sum_{r=1}^m \sum_{s=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{kir} b_{kjs} \rho_{urjs}^{DD} D_r(\xi_i, \omega_i) D_s(\xi_j, \omega_j) \quad (3.3.3)$$

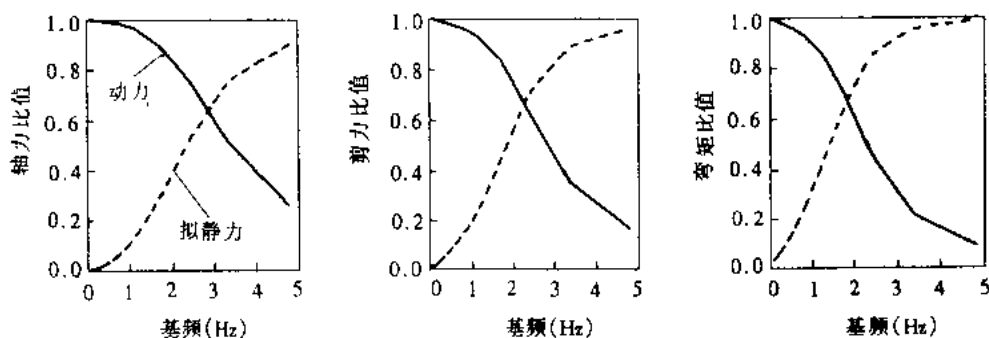


图 3.3.4 拟静力反应、动力反应占总反应的比例(文献[9]图5)

对于其他大跨度桥梁结构,可举一反三,但要作进一步分析。

3.3.3 几个需要解决的问题

1. 低频设计反应谱 我们知道,反应谱法要解决的基本问题之一是设计反应谱。为将反应谱方法应用于大跨度桥梁结构的地震反应分析和设计,首先要解决地震动长周期反应谱值的准确估计问题。从根本上讲,用于结构抗震设计的地震动反应谱只能来自大量强震记录资料的统计。目前,人们拿到的强震记录中,大多数是模拟式强震仪的记录结果,低频失真严重,不能用来估计长周期段的反应谱值。数字化强震仪的低频性能较好,其记录可以作为长周期段反应谱值的统计依据。只是数字化强震仪布设的时间较短,获得的记录资料有限,尚不足以满足工程设计的需要。在此情况下,也可以考虑应用理论方法对现有设计反应谱进行低频扩充^[10]。

2. 便于工程应用的考虑地震动空间变化的反应谱组合方案 对于大跨度桥梁,地震动空间变化效应是不可忽略的。虽然基于平稳随机地震动场和随机振动理论已经提出了几个考虑地震动空间变化的反应谱组合方案,但这些组合方案还只是形式上的。就设计应用而言,尚有许多问题需要解决。首先,基于平稳随机地震动场和随机振动理论建立反应谱方法只是手段之一,还可以从其他途径来建立反应谱组合方案。其次,基于平稳随机地震动场和随机振动理论建立的反应谱组合方案(如前介绍)中,组合系数依赖于随机地震动场模型,设计工程师难以接受。从工程设计考虑,在反应谱法中找到一种计入地震动空间变化之主要结构效应的简单方式是必要的。

3. 考虑地震动空间变化的大跨度桥梁的地震反应特性 根据前面介绍的结构动力学知识,在非均匀地震动作用下,结构的地震反应可表达为拟静力反应和动力反应之和。与常规反应谱组合方案相比,考虑地震动空间变化时,组合方案中多了两项,计算较繁。但大跨度桥梁多为柔性结构,拟静力反应和动力反应对结构总反应的贡献大小不同,比如一般拟静力反应对结构内力反应贡献较小。但这样的结论是否对所有的桥型都存在,是否对所有关心的反应量都存在,都是需要进一步讨论的问题。

3.4 非弹性反应谱

3.4.1 弹塑性单自由度体系的地震反应谱

非弹性反应谱承袭了弹性反应谱的概念。弹性反应谱对应着式(2.2.1)的各种最大值的绝对值,而非弹性反应谱则对应着如下非线性单自由度体系的各种最大值:

$$\ddot{u}(t) + g(\dot{u}, u) = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.4.1)$$

式中, $g(\dot{u}, u)$ 为非线性恢复力函数。

非弹性反应谱在具体运用上与弹性反应谱有很大的不同。首先,式(3.4.1)的 $g(\dot{u}, u)$ 可以有不同的具体的非线性形式,如理想弹塑性、双线性、三线性等等。在相同的地面运动作用下,所得到的非弹性反应谱曲线不相同。这使得非弹性反应谱缺少通用性。其次,非线性体系的地震反应不满足叠加原理,在得到各种非线性形式的非线性反应谱后,如何将它们用于工程结构的非线性地震反应计算仍是一个十分困难的问题。所幸的是,对于工程结构抗震设计并不要求一个过分精确的结果,简单情况下的研究结果往往就可以解决实际工程设计的

需要。

对应非弹性地震反应谱,首先得到研究的,也是研究得最多的是理想弹塑性单自由度体系,其动力学方程可写为

$$\text{弹性段} \quad \ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.4.2)$$

$$\text{一般情况} \quad \dot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + F(t) = -\dot{u}_g(t) \quad (3.4.3)$$

可以定义多种非弹性反应谱^[14],但常用的是屈服位移谱。假定已经得到了弹性状态下的反应谱 $SD(\xi, \omega)$ 则希望通过对 $SD(\xi, \omega)$ 乘以一个适当的系数得到非弹性屈服位移谱 $SD(\xi, \omega, \mu)$, 即

$$SD(\xi, \omega, \mu) = \phi(\xi, \omega, \mu) SD(\xi, \omega) \quad (3.4.4)$$

式中, $\phi(\xi, \omega, \mu)$ 称为折减系数, μ 为延性系数, 定义为

$$\mu = \frac{|u|_{\max}}{u_y} \quad (3.4.5)$$

对于折减系数已经有了一些研究结果^{[12]~[14]}, 我们将其汇于表 3.4.1。可见, 不同研究者得到的 $\phi(\xi, \omega, \mu)$ 值都是稳定的, 且具有非常好的一致性。这表明, 只要适当地得到 $\phi(\xi, \omega, \mu)$ 就可以利用现有的弹性反应谱的统计结果得到理想弹塑性体系的屈服位移反应谱。由表 3.4.1 可以看到, 折减系数 ϕ 受延性系数 μ 的影响很大。

表 3.4.1 折减系数 ϕ 的研究结果

谱 域	延 性 μ	Wu's		Riddell's		Nau's
		周期	ϕ	周期	ϕ	ϕ
加速度	1	0.10 ~ 0.72	1.000	0.125 ~ 0.35	1.000	1.00
	1.5	0.01 ~ 0.60	0.738	0.125 ~ 0.32	0.716	0.71
	2	0.01 ~ 0.45	0.638	0.125 ~ 0.29	0.610	0.59
	3	0.01 ~ 0.40	0.538	0.125 ~ 0.26	0.488	0.47
速 度	1	0.53 ~ 2.85	1.000	0.31 ~ 2.78	1.000	1.00
	1.5	0.47 ~ 2.79	0.519	0.28 ~ 2.70	0.648	0.67
	2	0.43 ~ 2.67	0.406	0.26 ~ 2.56	0.509	0.51
	3	0.36 ~ 2.45	0.281	0.24 ~ 2.38	0.365	0.36
位 移	1	2.60 ~ 10.0	1.000	2.50 ~ 10.0	1.000	1.000
	1.5	2.58 ~ 10.0	0.624	2.44 ~ 10.0	0.633	0.620
	2	2.48 ~ 10.0	0.461	2.33 ~ 10.0	0.467	0.444
	3	2.25 ~ 10.0	0.292	2.13 ~ 10.0	0.311	0.300

3.4.2 非线性多自由度体系地震反应分析的非弹性反应谱方法

将非弹性地震反应谱用于结构的非线性地震反应计算一直是一个重要而又未得到很好解决的问题。最近, 一些学者在这方面做了一些工作, 这里主要介绍文献[15]的研究结果。

1. 非线性单自由度体系的最大反应

考虑一个单自由度体:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + f(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.4.9)$$

将非线性恢复力表示为

$$f(t) = ku(t) - \Delta f(t) \quad (3.4.10)$$

式中, k 为体系的初始刚度, $ku(t)$ 为弹性分量, $\Delta f(t)$ 为校正力。将式(3.4.10)代入式(3.4.9)可得到

$$u(t) + 2\zeta\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_{eff}(t) \quad (3.4.11)$$

式中, $\omega = \sqrt{k/m}$ 是体系的自振频率, $\zeta = c/2m\omega$ 是体系的阻尼比。

$$\ddot{u}_{eff}(t) = \ddot{u}_g(t) - \frac{1}{m}\Delta f(t) \quad (3.4.12)$$

也就是说, 将非线性单自由度体系的振动处理为一个线性单自由度体系的振动, 但其右端项由式(3.4.12)决定。式(3.4.11)的解可用 Duhamel 积分表示为

$$u(t) = \frac{1}{\omega'} \int_0^t [\ddot{u}_g(\tau) - \frac{1}{m}\Delta f(\tau)] h(t-\tau) d\tau \quad (3.4.13)$$

式中, $\omega' = \omega\sqrt{1-\zeta^2}$, $h(t) = e^{-\zeta\omega t} \sin\omega' t$, $u(t)$ 的最大值的绝对值就代表了非线性体系式(3.4.9)对应于自振频率 ω , 阻尼比 ζ 和一个给定屈服变形的反应谱值, 即

$$SD(\omega, \zeta, u_y) = \max |u(t)| \quad (3.4.14)$$

式(3.4.14)可以看成是非线性反应谱的解析表达式, 将在后面非线性多自由度体系地震反应计算时用到。应当注意, 式(3.4.13)右端项中的 $\Delta f(t)$ 是未知的, 不能直接用其去计算反应谱坐标值 $SD(\omega, \zeta, u_y)$ 。但后面将会看到, 式(3.4.14)的右端项可以容易地从非线性地震反应谱得到。

2. 非线性多自由度体系的振型分解 考虑如下非线性多自由度振动体系:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{f}(t) = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (3.4.15)$$

参照前面非线性单自由度体系的处理方法, 将式(3.4.15)写为

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) + \Delta\mathbf{f}(t) \quad (3.4.16)$$

式中, \mathbf{K} 为体系的初始刚度矩阵。

$$\mathbf{f}(t) = \mathbf{K}\mathbf{u}(t) - \Delta\mathbf{f}(t) \quad (3.4.17)$$

记式(3.4.16)线性振动体系对应的振型矩阵为 Φ , 作变换 $\mathbf{u}(t) = \Phi\mathbf{q}(t)$, 则式(3.4.16)可表达为:

$$\ddot{q}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{q}_i(t) + \omega_i^2 q_i(t) = -\ddot{u}_g(t) + \frac{1}{m_i}\phi_i^T\Delta\mathbf{f}(t) \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.4.18)$$

式中, n 为体系自由度数; m_i 为第 i 振型广义质量。式(3.4.18)代表了一个在虚拟地震动作用下的线性单自由度体系, 其解可用 Duhamel 积分表示为

$$q_i(t) = -\frac{1}{\omega_{i0}} \int_0^t [\ddot{u}_g(\tau) - \frac{1}{m_i}\phi_i^T\Delta\mathbf{f}(\tau)] h(t-\tau) d\tau \quad (3.4.19)$$

式中, $h(t)$ 为线性单自由度体系的传递函数, 而

$$\Delta\mathbf{f}_i(t) = \phi_i^T\Delta\mathbf{f}(t) \quad (3.4.20)$$

比较式(3.4.20)和式(3.4.13)就会发现, $q_i(t)$ 最大的绝对值可表示为

$$\max |q_i(t)| = SD(\omega_i, \xi_i, u_{yi}) \quad (3.4.21)$$

式中, u_{yi} 表示振型广义屈服位移, 后面将给出计算方法。仿照线性多自由度体系反应谱的 SRSS 方法, 将非线性多自由度体系(3.4.15)位移最大值写为

$$\|u(t)\|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n [\phi_i SD(\omega_i, \xi_i, u_{yi})]^2} \quad (3.4.22)$$

写出式(3.4.22)是基于这样的想法,即将非线性方程(式(3.4.15))变换为一个受假想等效地震力作用的线性体系(式(3.4.16))后,适用于线性体系的有关准则也适用于现在的线性体系。这样一个处理方法意味着非线性的全部影响均包含在非线性反应谱之中。

3. 振型屈服变形 在式(3.4.22)中需要定义一个振型屈服变形以确定相应振型的非线性反应谱值。振型屈服位移可以完全类比非线性单自由度体系的屈服位移来定义。对于一个理想弹塑性单自由度体系,其屈服位移可写为

$$u_y = \frac{\max f(t)}{K} \quad (3.4.23)$$

式中, $f(t)$ 表示在体系屈服前的最大恢复力。与此类似,第 i 阶广义理想弹塑性振子的屈服位移定义为

$$u_{yi} = \frac{\max f_i(t)}{K_i^*} \quad (3.4.24)$$

式中, K_i^* 为第 i 振型的广义刚度。根据式(3.4.15) ~ 式(3.4.17), 式(3.4.18) 还可表示为

$$m\ddot{q}_i(t) + c\dot{q}_i(t) + \phi_i^T f(t) = -\phi_i^T M \ddot{u}_g(t) \quad (3.4.25)$$

由此可知,第 i 振型的广义恢复力为

$$f_i(t) = \phi_i^T f(t) \quad (3.4.26)$$

当没有任何屈服发生时,体系处于线性状态,此时第 i 振型的广义恢复力可以写为

$$f_i(t) = \phi_i^T f(t) = \phi_i^T K u(t) = K_i^* q_i(t) \quad (3.4.27)$$

由此,第 i 阶振型的屈服位移可写为

$$u_{yi} = \frac{\max K_i q_i(t)}{K_i^*} = \max q_i(t) \quad (3.4.28)$$

这样,第 i 阶振型的屈服位移可以由此振型在任何屈服发生前的最大振型位移分量来决定。 $q_i(t)$ 的最大值可按如下方法计算。当结构以它的第 i 阶振动时,物理位移可以写为

$$u(t) = \phi_i q_i(t) \quad (3.4.29)$$

结果第 r 个单元的内力可以写为

$$P_r(t) = K_r T_r u_r(t) = K_r T_r \phi_{ir} q_i(t) \quad (3.4.30)$$

式中, K_r 表示第 r 单元在局部坐标系下的刚度矩阵; $u_r(t)$ 是总体坐标系下第 r 单元的物理位移。 ϕ_{ir} 是第 i 振型 ϕ_i 中与 u_r 相对应的部分; T_r 是第 r 单元局部坐标到整体坐标的转换矩阵。在给定单元屈服准则的前提下,由式(3.4.30)即可算出与之对应的振型坐标 $q_i(t)$ 的最大值的绝对值 $\max |q_i(t)|$ 。一般说来,不同结构单元的屈服强度不同,且受力情况也不同。因此,不同的结构单元将有不同的 $\max |q_i(t)|$ 。因此,定义其中的最小者作为第 i 振型的广义屈服位移,即

$$u_{yi} = \min \{ \max |q_{i1}(t)|, \max |q_{i2}(t)|, \dots, \max |q_{im}(t)| \} \quad (3.4.31)$$

式中, m 为结构单元总数。

文献[15]作者给出了两个算例说明其方法的精度。一个是三层剪切型建筑,另一个是六层平面框架。结果列于表 3.4.2 和表 3.4.3。

表 3.4.2

三层剪切结构

振型屈服位移(in)	第一振型		第二振型	第三振型
	0.625		0.431	0.968
非线性反应谱坐标(in)	$\xi = 0.05$ $\omega = 3.310$ $SD = 1.750$		$\xi = 0.054$ $\omega = 8.955$ $SD = 0.097$	$\xi = 0.078$ $\omega = 12.904$ $SD = 0.039$
结构最大位移反应(in)	层 序	第一层	第二层	第三层
	反应谱	0.644	1.368	2.131
	Drain-2D	0.639	1.440	2.050
	比 值	1.010	0.950	1.040

表 3.4.3

单跨六层平面框架结构

振型屈服位移(in)	第一振型		第二振型			第三振型	
	1.325		0.940			1.130	
非线性反应谱坐标(in)	$\xi = 0.05$ $\omega = 1.139$ $SD = 2.76$		$\xi = 0.08$ $\omega = 3.256$ $SD = 0.536$			$\xi = 0.13$ $\omega = 5.582$ $SD = 0.167$	
结构最大位移反应(in)	层 序	第一层	第二层	第三层	第四层	第五层	第六层
	反应谱	0.644	1.368	2.131	2.751	3.310	3.641
	Drain-2D	0.639	1.440	2.050	2.400	2.720	2.910
	比 值	1.010	0.950	1.040	1.150	1.220	1.250

通过与非线性动力分析程序 Drain-2D 计算结果的对比可以看到,本节介绍的非线性多自由度体系的非线性反应谱方法具有较高的精度。将非线性反应谱方法用于桥梁结构抗震设计,尚需作进一步的研究工作。

3.5 桥梁按弹性反应谱理论的简化计算方法

将实际桥梁结构模型化为有限动力自由度体系之后,就可以按照前面所介绍的一般的反应谱方法进行其地震力计算。不过长期以来,对于小跨径的梁桥和拱桥已经发展了一套完整的更为简单的反应谱计算方法,并被写入《公路工程抗震设计规范》(JTJ-89),本节将对此作简单的介绍。

3.5.1 桥梁按反应谱的简化计算方法

1. 桥墩的振动特性^[3] 对于简支梁桥,抗震设计的重点在桥墩。实体简支梁桥墩可以简化为如图 3.5.1 所示的伸臂梁。其弯曲振动方程为

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI(x) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \right] + \frac{\rho(x)A(x)}{g} \cdot \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (3.5.1)$$

变截面伸臂梁的自由振动解比较复杂,这里只介绍等直伸臂梁的解法。对于等直伸臂梁,式(3.5.1)化为

$$EI \frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^4} - \frac{\rho A}{g} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (3.5.2)$$

其对应的本征方程为

$$EI \frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4} - \omega^2 \frac{\rho A}{g} \phi(x) = 0 \quad (3.5.3)$$

引入无量纲参数 $\xi = x/H$, 则方程(3.5.3)化为

$$\frac{\partial^4 \phi(\xi)}{\partial \xi^4} - \gamma^4 \phi(\xi) = 0 \quad (3.5.4)$$

式中

$$\gamma^4 = \frac{\rho A}{g} \frac{\omega^2 H^4}{EI} \quad (3.5.5)$$

根据边界条件可得到特征方程(3.5.4)对应的频率的方程为

$$\operatorname{ch} \gamma \cos \gamma = -1 \quad (3.5.6)$$

从式(3.5.5)可得到自振频率的计算公式为

$$\omega_i = \frac{1}{\gamma_i^2} \sqrt{\frac{\rho A H^4}{EI g}} \quad (3.5.7)$$

其中前五阶 γ_i^2 值见表 3.5.1。精确的振型表达式比较复杂,研究结果表明,不论是等截面墩还是变截面墩,在实际有意义的结构尺寸范围内,可以根据墩身的底面尺寸按等截面墩来计算其第一频率,而第一振型可以用余弦函数

$$\phi_1(\xi) = 1 - \cos \frac{\pi x}{2H} \quad (3.5.8)$$

来很精确地描述。

表 3.5.1 等直伸臂梁前五阶 γ_i^2 值

γ_1^2	γ_2^2	γ_3^2	γ_4^2	γ_5^2
1.875	4.694	7.855	10.996	14.137

2. 桥墩的地震力 在求得振型和频率后,便可以计算各振型的地震荷载,然后进行组合。对于等截面伸臂桥墩,振型关于质量和刚度的加权正交关系为

$$\begin{cases} \int_0^H \rho \phi_i \phi_j dx = m_i \delta_{ij} \\ \int_0^H EI \phi_i'' \phi_j'' dx = K_i \delta_{ij} \end{cases} \quad (3.5.9)$$

将式(3.5.8)代入式(3.5.9)可得到墩的第一振型的广义质量和广义刚度为

$$m_1 = \rho \int_0^H \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2H}\right)^2 dx = 0.226 \rho H \quad (3.5.10)$$

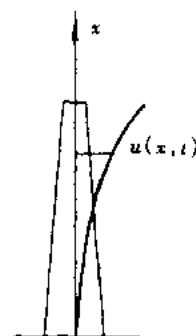


图 3.5.1

$$K_1 = EI \int_0^H \left(\frac{\pi^2}{4H^2} \cos \frac{\pi x}{2H} \right)^2 dx = 3.04 \frac{EI}{H^3} \quad (3.5.11)$$

第一振型参与系数为

$$\gamma_1 = \rho \int_0^H \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2H} \right)^2 dx = 0.363 \rho H \quad (3.5.12)$$

以上诸式中, m 为墩的质量密度。第一振型分布地震力为

$$q(x, t) = \rho \phi_1(x) \ddot{y}_1(t) = \rho \phi_1(x) \frac{\gamma_1}{m_1} \ddot{y}(t) \quad (3.5.13)$$

式中, $\ddot{y}_1(t)$ 为第一振型加速度反应, $\ddot{y}(t)$ 为与地震反应谱相对应的广义单自由度振子的反应。 $q(x, t)$ 关于时间的最大值为

$$q_{\max}(x) = \rho \phi_1(x) \frac{\gamma_1}{m_1} SA(\omega_1, \xi_1) \quad (3.5.14)$$

式中, $SA(\omega_1, \xi_1)$ 为地震加速度反应谱。从而墩底剪力为

$$Q = \int_0^H q(x) dx = \frac{\gamma_1^2}{m_1} SA(\omega_1, \xi_1) \quad (3.5.15)$$

将上式用规范的形式写出如下:

$$Q = C_i C_s K_h \beta g \frac{\gamma_1^2}{m_1} \quad (3.5.16)$$

式中, C_i 为结构重要性系数, C_s 为综合影响系数, K_h 为水平地震力系数, β 为标准化地震反应谱, g 为重力加速度。

当墩为变截面时(有收坡),一般应按多质点体系求解。但研究表明,对大多数实际的变截面桥墩,可以根据基底截面尺寸计算基本频率,仍使用式(3.5.8)近似描述基本振型。当墩上部有集中质量,或需要考虑土-结构相互作用,或需作整体结构分析等较复杂情况时,宜按离散多自由度体系求解,《规范》^[6] 对此给出了详细的算法。

3.5.2 单孔桥反应谱的简化计算

根据 20 ~ 100m 单孔拱桥基频的实测统计,基频均在 2.5 ~ 3.3Hz 以上,属于刚性结构。从单拱的振型序列看,第一振型是反对称的,第二、第三振型是对称的,第四振型是反对称的。在纵向水平地震动作用下,对称的第二、第三振型对拱结构的地震反应无贡献。第四振型虽是反对称的,但频率已较高,对拱地震反应的贡献相对较小。因此,有可能仅用第一振型来近似表达拱结构的动力响应。分析表明^[1] 这样做的误差不大。因此主要问题是确定拱的第一振型和频率。

除等截面圆弧拱外,拱的振动问题难于得到解析表达式。即使能得到,也十分复杂,不便应用。实际的拱轴线一般不是圆曲线,但实践表明,对于拱桥的地震反应分析,用矢跨比相同的圆弧拱代替是足够精确的。

1. 拱桥的振动特性^{[1],[2]} 如图 3.5.2 所示,假定拱轴线不可压缩则可以得到^[1] 单拱振动频率的表达式为:

$$\omega_i^2 = \frac{EI \int_0^L \left[\frac{d^2 v_i}{ds^2} + \frac{v_i}{R^2} \right]^2 ds}{m \int_0^L [\xi_i^2(s) + \eta_i^2(s)] ds} \quad (3.5.17)$$

第 i 振型参与系数为

$$\gamma_i = \frac{\int_0^L \xi_i(s) ds}{\int_0^L [\xi_i^2(s) + \eta_i^2(s)] ds} \quad (3.5.18)$$

ξ_i, η_i 和 v_i, w_i 和的关系为

$$\begin{cases} \xi_i = v_i \sin(\varphi_0 - \varphi) + w_i \cos(\varphi_0 - \varphi) \\ \eta_i = v_i \cos(\varphi_0 - \varphi) - w_i \sin(\varphi_0 - \varphi) \end{cases} \quad (3.5.19)$$

对无铰圆弧拱, 满足边界条件的第一振型函数可以近似取为

$$\begin{cases} v(s) = A \left[\left(1 - \frac{2s}{L}\right) - 3 \left(1 - \frac{2s}{L}\right)^3 + 2 \left(1 - \frac{2s}{L}\right)^4 \right] \\ w(s) = A \frac{L}{2R} \left[\frac{2}{20} - \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2s}{L}\right)^2 + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{2s}{L}\right)^4 - \frac{3}{5} \left(1 - \frac{2s}{L}\right)^5 \right] \end{cases}$$

2. 拱桥的地震力 按照反应谱理论, 拱的地震荷载应包括水平和竖向两个方向。若仅考虑第一振型, 单拱桥的水平 and 竖向分布地震作用为

$$\begin{cases} p_\xi(s) = C_z K_H \beta \gamma_1 \xi(s) g(s) \\ p_\eta(s) = C_z K_H \beta \gamma_1 \eta(s) g(s) \end{cases} \quad (3.5.20)$$

式中, $\xi(s), \eta(s)$ 分别为水平和竖向振型位移, 可按式(3.5.19)换算。 $g(s)$ 为 s 点的拱单位长度的重量。

由于拱桥为超静力结构, 设计手册中无水平荷载作用下的影响线表, 因此, 即使给出 $\gamma_1, \xi(s)$ 和 $\eta(s)$ 的数值, 由地震荷载计算地震动反应内力还是不方便。可以通过积分直接给出拱圈各控制截面的内力反应。截面 j 点的弯矩反应为

$$M_j = \int_0^L [p_\eta(s) y_j^M(s) + p_\xi(s) x_j^M(s)] ds \quad (3.5.21)$$

式中, $y_j^M(s)$ 为 j 截面在单位竖向荷载作用下的弯矩影响函数, 即大家熟知的拱的弯矩影响线。 $x_j^M(s)$ 为 j 截面在单位水平荷载作用下的弯矩影响函数, 其计算公式不难由力法求得。

将式(3.5.20)代入式(3.5.21), 得到等截面拱($g(s) = \text{常数}$)的弯矩反应:

$$M_j = C_z K_H \beta m_j W l \quad (3.5.22)$$

式中, $W = gl$, 为全桥总重; l 为拱桥计算跨度; m_j 为 j 截面第一振型弯矩反应系数:

$$m_j = \frac{\gamma_1}{L} \int_0^L \left[\eta(s) \frac{y_j^M}{l} + \xi(s) \frac{x_j^M}{l} \right] ds$$

同理可得剪力

$$Q_j = C_z K_H \beta q_j W \quad (3.5.23)$$

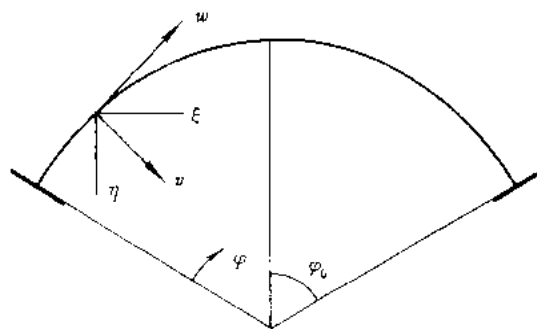


图 3.5.2 单拱纵向振动

式中, q_j 为 j 截面第一振型剪力反应系数:

$$q_j = \frac{\gamma_i}{L} \int_0^l \left[\eta(s) \frac{\gamma_j^Q}{l} + \xi(s) \frac{x_j^Q}{l} \right] ds \quad (3.5.24)$$

轴力反应

$$N_j = C_s K_H \beta n_j W \quad (3.5.25)$$

式中

$$n_j = \frac{\gamma_i}{L} \int_0^l \left[\eta(s) \gamma_j^N(s) + \xi(s) x_j^N(s) \right] ds \quad (3.5.26)$$

前叙方法可以变成计算各内力反应系数与矢跨比 f/l 的关系, 应用十分方便。例如, 对于无铰拱, 最大内力反应控制截面在拱脚, 其三个内力反应系数见表 3.5.1。

表 3.5.2 无铰拱拱脚内力反应系数

$\frac{f}{l}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$
m_k	0.0405	0.0283	0.0218	0.0177	0.0150	0.0130	0.0115	0.0102
q_k	0.256	0.198	0.0159	0.133	0.114	0.099	0.088	0.079
n_k	0.067	0.055	0.042	0.033	0.026	0.021	0.017	0.014

前面简单地介绍了简支梁桥和单孔拱桥地震反应分析的简化反应谱方法。实际上还提出了考虑简支梁桥各跨间相互作用和地基土影响的简化算法, 对于连拱桥也是如此。这些方法已详细写入公路工程抗震设计规范^[6]。多跨简支梁桥和连拱桥的简化计算方法较为复杂, 而且应用起来有局限性。实际上, 相应的工作可以基于形式统一的数值求解方法通过计算机来完成。当然, 简化算法抓住了问题的主要特征, 而且便于从物理概念和定性方面检查计算结果, 作为基本知识应被设计和科研人员掌握。

参 考 文 献

- [1] 李国豪主编. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 中国铁道出版社, 1992
- [2] 项海帆, 刘光栋. 拱结构的稳定与振动. 北京: 人民交通出版社, 1991
- [3] 何度心等编著. 桥梁抗震计算. 北京: 地震出版社, 1991
- [4] 建筑抗震设计规范(GBJ11-89). 1990
- [5] 铁路工程抗震设计规范. 北京: 中国铁道出版社, 1989
- [6] 公路工程抗震设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1990
- [7] 项海帆. 斜张桥在行波作用下的地震反应. 同济大学学报, 1983 年第 2 期
- [8] Kiureghian, A. D et al, Response spectrum method for multi-support seismic excitations, EESD, 21(8), 1992, pp. 713-740
- [9] 王君杰, 王前信, 江近仁. 大跨拱桥在空间变化地震动下的响应. 振动工程学报, 1995 年第 2 期
- [10] Trifunac M D Response spectra of strong motion acceleration; Extension to high and low frequency, IOECEE, Duma(ed,), 1995, Balkema, Rotterdam
- [11] 胡聿贤. 地震工程学. 北京: 地震出版社, 1988

- [12] Wu J and Hanson R D. Study of inelastic spectra with high damping, *J. SE.* , 115, 1989, pp. 1412-1431
- [13] Riddell R and Newmark N M. Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes, *Civ. Engrg. Studies.* , *Struct. Res. Series.* , 468, Univ. of Illinois, Urbana, Ill. , May.
- [14] Nau J M and Hall W J. An evaluation of scaling methods for earthquake response spectra, *Civ. Engrg. Studies.* , *Struct. Res. Series.* , 499, Univ. of Illinois, Urbana, Ill. , Aug.
- [15] Villaverde R. Improved response spectrum method for seismic analysis of nonlinear multi-degree-of-freedom structures, *Duma(cd,)* , 1995, *Balkema*, Rotterdam

第四章 桥梁结构空间非线性地震反应时程分析方法

4.1 概 述

国内自1975年至今,已修建了40余座预应力混凝土斜拉桥,一座钢斜拉桥,两座复合斜拉桥。其中上海杨浦大桥,主跨602m为世界记录,目前,建成的主跨超过400m的或在设计、施工中的大跨斜拉桥有八座。自80年代末起,在我国沿海海湾口或长江中已建成和正在修建的大跨悬索桥有五座,其主跨分别为452m,888m,900m,900m和1385m。其中,大多数桥梁都位于地震烈度Ⅶ度以上地区,必须进行抗震设计。目前,我国铁路工程抗震设计规范(国标)和公路工程抗震设计规范(部标)只适用于主跨150m以下的梁桥和拱桥,不适用于大跨斜拉桥与悬索桥的抗震设计。国外大多数桥梁工程抗震规范亦只适用于中等跨径的桥梁,不适用于拱桥、斜拉桥和悬索桥,例如1992美国AASHTO规范第15版^[1]中地震设计篇中规定,该规程只适用于钢与混凝土主梁与箱梁式桥,主跨不超过500ft(152.4m)。唯有欧洲规范第8部分桥梁篇^[2]规定可适用于梁桥、拱桥和斜拉桥,但悬索桥除外。因此,对大跨斜拉桥和悬索桥抗震设计,至今未有专门的规范,但如日本针对大桥工程有专用的抗震设计指南。在大多数工程抗震设计规范中都指出对大跨桥梁要进行特殊抗震设计,采用动态时程分析法。

自1943年M. Biot提出反应谱的概念,以及1948年G. W. Housner提出基于反应谱理论的抗震计算动力法以来^[3],反应谱分析方法在结构抗震领域得到不断完善与发展,并在工程实践中得到广泛应用。可是,由于反应谱仅能给出结构各振型反应的最大值,而丢失了与最大值有关且对振型组合又非常重要的信息,如最大值发生的时间及其正负号,使得各振型最大值的组合陷入困境。对大跨结构即使结构是处于线弹性状态,反应谱方法仍不能代替时程分析方法。目前,反应谱分析方法,包括CQC法,对悬索桥的抗震分析结果仍出现了较大的误差。与时程法相比,塔根弯矩要低20%~40%,位移要小30%~35%^{[10],[11]}。这表明,诸如斜拉桥、悬索桥这种大跨桥梁结构,现行的反应谱分析方法有待于进一步发展。

对于许多大型桥梁空间结构来说,采用线性结构分析不再认为是以获得真实且安全的设计。1989年发生的美国洛马普里埃塔地震(7级)中,旧金山高速公路两层立交桥的上层桥孔因立柱破坏部分(约800m范围)倒塌造成较大伤亡。1994年美国诺斯雷奇地震(6.7级)中,洛杉矶市的破坏极为严重。1995年日本阪神大地震(7.2级)中,高速公路、国道,包括断干线在内的桥梁结构遭到严重破坏。由于交通中断造成直接、间接经济损失巨大。因而,为了进一步了解地震作用下桥梁结构的性能,考虑结构材料的塑性及几何改变的非线性已是不可避免的^[12]。

4.2 桥梁非线性因素的主要来源

桥梁抗震设计,特别是超大跨悬索桥和斜拉桥的发展,由于它们固有的几何和结构特征使非线性分析已不可避免。延性及隔震已是现代桥梁抗震的重要手段与方法,加上基础土壤

及桥梁支座、伸缩缝固有的非线性特征.因此,桥梁结构非线性主要来自以下几个方面:

1. 由于自重引起的斜向缆索的非线性轴力与伸长量的关系;
2. 大变形引起的塔、梁和柱单元轴力、弯矩相互作用;
3. 梁、柱单元的材料非线性;
4. 大位移引起的几何改变;
5. 桥梁支座、伸缩缝、挡块等边界及连接单元的非线性;
6. 地基土壤的非线性。

4.3 缆索单元的非线性刚度矩阵^[17]

4.3.1 等效弹性模量

在斜拉桥或悬索桥中,缆索垂度影响缆索表观刚度,随着缆索张力的增加,垂度减少,倾斜缆索的轴向表观刚度增加.考虑这一影响的一个简便方法是 Ernst 等效弹性模量方法,其表达式为

$$E_{eq} = \frac{E}{\left[\frac{(WL)^2 AE}{12T^3} \right] + 1} \quad (4.3.1)$$

式中, E_{eq} 为等效模量, E 为缆索材料的有效模量, L 为缆索的水平投影长度, W 为缆索单位长度的重量, A 为缆索的横截面面积, T 为张力。

式(4.3.1)给出了缆索张力为 T 时等效模量的切线值,如果缆索拉力在施加某一荷载增量过程中从 T_i 增加到 T_j ,那么在荷载增量范围内等效割线弹性量可表达为

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \left[\frac{(WL)^2 (T_i + T_j) AE}{24T_i^2 T_j^2} \right]} \quad (4.3.2)$$

4.3.2 缆索单元割线刚度矩阵

缆索全长为 L_c , 截面面积为 A , 索中拉力由 T_i 至 T_j 的变化过程中的割线刚度矩阵可用长度为 L_c , 截面为 A 的杆单元的弹性刚度矩阵来表达,其弹性模量用式(4.3.2)得到,因此局部坐标下的刚度矩阵可用下式表达:

$$\mathbf{K}_{Ec} = \frac{AE_{eq}}{L_c} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.3.3)$$

式中,下标 c 表示缆索。

4.3.3 缆索单元的切线刚度矩阵

如图 4.3.1 和图 4.3.2 所示,弦长为 L_c , 截面为 A , 轴向拉力为 T 的缆索单元的切线刚度等于长度为 L_c , 截面为 A , 轴向拉力为 T 的杆单元的刚度,其弹性模量按式(4.3.1) 计算,杆单元的切线刚度矩阵通常表示为

$$\mathbf{K}_{Tc} = \mathbf{K}_{Ec} + \mathbf{K}_{Gc} \quad (4.3.4)$$

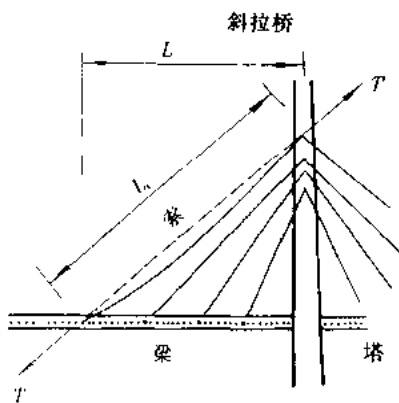


图 4.3.1 斜拉桥倾斜拉索单元

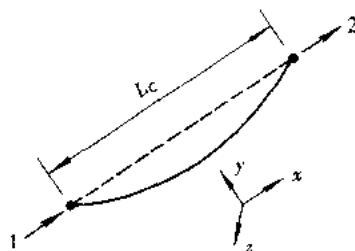


图 4.3.2 索单元局部坐标系的自由度

式中, \mathbf{K}_{T_c} 为局部坐标下单元切线刚度阵, \mathbf{K}_{E_c} 为弹性刚度阵, 其形式如式(4.3.3), 但等效弹性模量按式(4.3.1)求得, \mathbf{K}_{G_c} 是杆单元的几何刚度矩阵, 且有

$$\mathbf{K}_{G_c} = \begin{bmatrix} \mathbf{G}_c & -\mathbf{G}_c \\ -\mathbf{G}_c & \mathbf{G}_c \end{bmatrix}_{6 \times 6} \quad (4.3.5)$$

其中, 子矩阵 \mathbf{G}_c 为

$$\mathbf{G}_c = \frac{T}{L_c} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.3.6)$$

4.4 考虑大变形的塔、梁、柱单元的切线刚度矩阵

小变形情况下, 弯曲单元的轴向和弯曲刚度可认为是不耦合的。然而, 当变形较大情况下, 同时遭受轴力和弯矩时, 单元中轴向和弯曲变形则产生耦合作用, 结果, 对于受压构件有效弯曲刚度减少, 对于受拉构件有效弯曲刚度增加, 同样由于弯矩的存在也影响构件的轴向刚度, 在通常传统线性结构中, 这种相互作用是忽略的。然而, 对大跨柔性结构如悬索桥、斜拉桥, 这种相互作用可能是非常重要的, 在非线性分析中应予以考虑。

推导考虑大变形的塔、梁、柱单元的切线刚度矩阵的方法很多^[21], 如用非线性几何方程和总势能驻值条件等, 将单元节点位移列阵记为

$$\mathbf{q}^e = [\mathbf{q}_i^e \mathbf{q}_j^e] \quad (4.4.1)$$

即

$$\mathbf{q}^e = [u_i, v_i, w_i, \theta_{vi}, \theta_{vi}, \theta_{xi}, u_j, v_j, w_j, \theta_{vj}, \theta_{vj}, \theta_{xj}]^T \quad (4.4.2)$$

相应梁端力向量

$$\mathbf{g}^e = [N_i, Q_{yi}, Q_{zi}, M_{xi}, M_{yi}, M_{zi}, N_j, Q_{yj}, Q_{zj}, M_{xj}, M_{yj}, M_{zj}]^T \quad (4.4.3)$$

可用图 4.4.1 表示出来。

用大变形理论和非线性应变 - 位移关系可导出切线刚度矩阵的一般公式为

$$\mathbf{K}_{Tb} = \mathbf{K}_{Eb} + \mathbf{K}_{Gb} \quad (4.4.4)$$

式中, \mathbf{K}_{Tb} 为梁单元切线刚度矩阵, \mathbf{K}_{Eb} 为梁单元弹性刚度矩阵, \mathbf{K}_{Gb} 为梁单元几何刚度矩

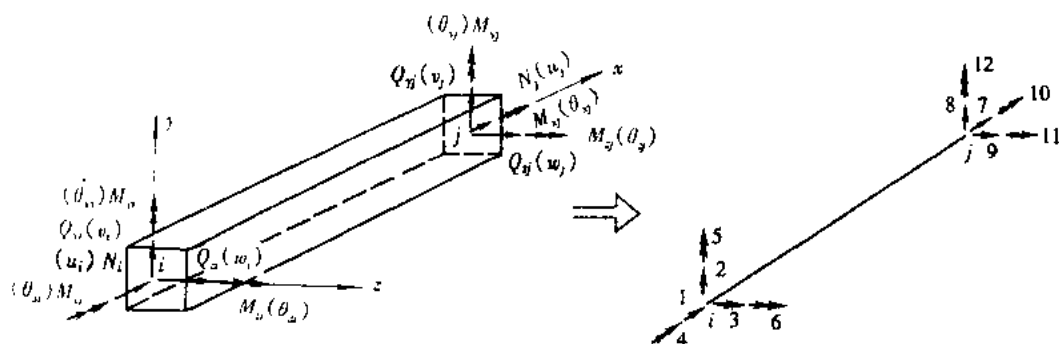


图 4.4.1 单元坐标系中空间梁单元的杆端力正方向图

阵:

$$\mathbf{K}_{\text{Eb}} = \begin{bmatrix} C & & & & & & & & & & \\ 0 & QI_z & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & QI_y & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & D & & & & & & & \\ 0 & 0 & -BI_y & 0 & EI_y & & & & & & \\ 0 & BI_z & 0 & 0 & 0 & EI_z & & & & & \\ -C & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C & & & & \\ 0 & -QI_z & 0 & 0 & 0 & -BI_z & 0 & QI_z & & & \\ 0 & 0 & -QI_y & 0 & BI_y & 0 & 0 & 0 & QI_y & & \\ 0 & 0 & 0 & -D & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D \\ 0 & 0 & -QI_y & 0 & FI_y & 0 & 0 & 0 & BI_y & 0 & FI_y \\ 0 & BI_z & 0 & 0 & 0 & FI_z & 0 & -BI_z & 0 & 0 & FI_z \end{bmatrix} \quad (4.4.5)$$

其中, J, I_y, I_z 分别是梁单元的抗扭和绕 y, z 轴的抗弯惯矩。

$$Q = 12E/L^3; \quad B = 6E/L^2; \quad C = EA/L$$

$$D = GJ/L; \quad F = 2E/L$$

$$\mathbf{K}_{\text{Gb}} = \frac{N}{30L} \begin{bmatrix} 0 & & & & & & & & & & \\ 0 & 36 & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 36 & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & & & & & & & \\ 0 & 0 & -3L & 0 & 4L^2 & & & & & & \\ 0 & 3L & 0 & 0 & 0 & 4L^2 & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & & & \\ 0 & -36 & 0 & 0 & 0 & -3L & 0 & 36 & & & \\ 0 & 0 & -36 & 0 & 3L & 0 & 0 & 0 & 36 & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\ 0 & 0 & -3L & 0 & -L^2 & 0 & 0 & 0 & 3L & 0 & 4L^2 \\ 0 & 3L & 0 & 0 & 0 & -L^2 & 0 & -3L & 0 & 0 & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (4.4.6)$$

4.5 空间混凝土梁弹塑性单元^{[16],[28]}

在弹塑性地震反应分析中,通常使用的是 Clough 并列式梁单元模型和 Takizawa 串联塑性铰单元梁模型,但它们仅限于平面结构的弹塑性分析。随着桥梁抗震研究的不断深入,只分析平面内的地震反应是不全面的。对于大跨桥梁来说,有时出平面的地震反应可能控制设计,由于钢筋混凝土梁单元在不同的轴力水平下屈服弯矩亦是不同的,因而不能采用二维模型进行出平面的地震反应分析。Powell 和 Chen(1986) 在 Takizawa 的二维串联塑性铰单元模型的基础上,直接借用金属材料的塑性理论,特别是 Mroz 理论,发展了三维梁单元模型,采用了包括两向弯矩、轴力和扭矩在内的三维屈服函数,但在具体应用中仍没有考虑扭矩的联合作用,对于工程应用来说,采用轴力 - 弯矩相互作用图作为屈服面是容易接受的。扭矩和剪力引起单元的屈服是可以通过截面的合理设计来避免的。Bresler 建议的恒定轴力作用下的相互作用曲线已由许多学者引用,并被许多国家的规范所采纳。本节对于钢筋混凝土梁、柱弹塑性单元的空间模型,将采用 Bresler 建议的恒定轴力作用下的相互作用曲线,该相互作用曲线沿轴力的变化采用三次抛物线拟合的办法来描述。

4.5.1 基本假定

由上可知,钢筋混凝土梁、柱通过适当的设计可以保证在轴力、弯矩作用下具有足够的延性。钢筋混凝土剪切塑性变形通常导致脆性破坏,因此,一般均应通过设计来避免剪切破坏(如增加截面的尺寸等)。

在模拟空间钢筋混凝土单元(图 4.5.1)时,采用以下基本假定:

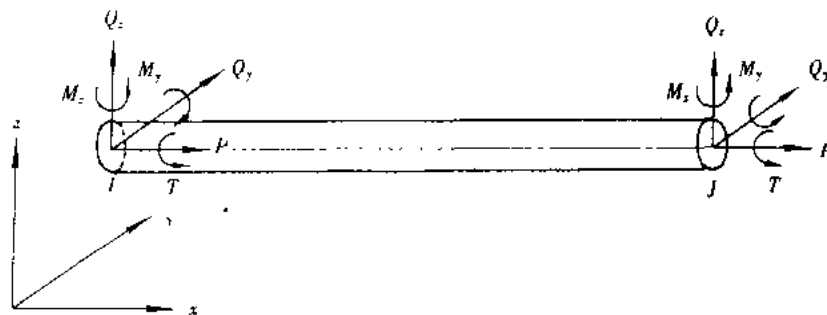


图 4.5.1 梁柱单元端力的局部坐标系

1. 假定钢筋混凝土单元具有通常理想弹塑性单元的弯矩与曲率关系,塑性铰仅发生在单元的两端节点处,节点间单元保持弹性,不考虑塑性铰附近的塑性区长度。
2. 屈服的剪切强度 Q_{yu} 和 Q_{zu} 以及屈服抗扭强度 T_u 是充分大。
3. 屈服轴力 P_u , 屈服弯矩 M_{yu} 和 M_{zu} , 根据屈服条件下的截面法向应力分布来确定, 而与 Q_y , Q_z 和 T 所引起的剪切应力无关。
4. P_u , M_{yu} 和 M_{zu} 之间的相互作用可以用 P_u , M_{yu} 和 M_{zu} 构成的三维标准屈服面来表示。
5. 几何非线性可以通过几何刚度矩阵来反映,几何刚度特性表示结构在轴向荷载分量

作用下引起的屈曲趋势,它不仅依赖于结构的外形,而且还依赖于荷载条件,在本文的讨论中,假设动力加荷期间引起屈曲趋势的力是不变的,也就是说,假定它们是由独立的静荷载引起的,结构的动力反应对它的影响不大。

4.5.2 钢筋混凝土梁单元梁端屈服面

屈服强度 P_u , M_{yu} 和 M_{zu} 之间相互作用的屈服面,本文采用 Bresler 建议的形式,若 P_u 为定值,则双轴弯矩的相互作用曲线近似有下述关系:

$$\left| \frac{M_{yu}}{M_{y0}} \right|^a + \left| \frac{M_{zu}}{M_{z0}} \right|^b = 1 \quad (4.5.1)$$

式中, a, b 是取决于截面形状的常数, M_{yp} 和 M_{zp} 分别为令 $M_{yu} = 0$ 和 $M_{zu} = 0$ 时相应于 P_u 绕 y 轴和绕 z 轴的屈服弯矩, M_{yp} 和 M_{zp} 可以近似用三次多项式来表达:

$$\left| \frac{M_{yp}}{M_{y0}} \right| = 1.0 + a_1 \left(\frac{P_u}{P_0} \right) + a_2 \left(\frac{P_u}{P_0} \right)^2 + a_3 \left(\frac{P_u}{P_0} \right)^3 \quad - P_0 < P_u < P_t \quad (4.5.2)$$

$$\left| \frac{M_{zp}}{M_{z0}} \right| = 1.0 + b_1 \left(\frac{P_u}{P_0} \right) + b_2 \left(\frac{P_u}{P_0} \right)^2 + b_3 \left(\frac{P_u}{P_0} \right)^3 \quad - P_0 < P_u < P_t \quad (4.5.3)$$

式中, P_t 为单轴屈服拉力, P_0 为单轴屈服压力, M_{y0} 是绕 y 轴的纯弯屈服弯矩, M_{z0} 是绕 z 轴的纯弯屈服弯矩, a_1, a_2, a_3, b_1, b_2 和 b_3 是常数。结合上述两式,屈服面函数可以标准化为

$$f(\tilde{P}_u, \tilde{M}_{yu}, \tilde{M}_{zu}) = \left| \frac{\tilde{M}_{yu}}{1 + a_1 \tilde{P}_u + a_2 \tilde{P}_u^2 + a_3 \tilde{P}_u^3} \right|^a + \left| \frac{\tilde{M}_{zu}}{1 + b_1 \tilde{P}_u + b_2 \tilde{P}_u^2 + b_3 \tilde{P}_u^3} \right|^b = 1 \quad (4.5.4)$$

式中, $\tilde{P}_u = P_u/P_0$, $\tilde{M}_{yu} = M_{yu}/M_{y0}$, $\tilde{M}_{zu} = M_{zu}/M_{z0}$ 。

对于椭圆形、矩形截面通常取 $a = b = 2$, 对于窄长截面可取 $a = b = 1.0$, $P_0, M_{y0}, M_{z0}, a_1, a_2, a_3, b_1, b_2$ 和 b_3 这些参数可以通过求出两个主轴的轴力 - 弯矩相互作用图的几个控制点并利用线性拟合而获得。

例如,上海南浦大桥塔根截面的屈服面,采用文献[17]方法确定轴力 - 弯矩相互作用图,然后进行曲线拟合,结果示于图 4.5.2。

4.5.3 解弹塑性问题的增量——切线刚度法

对于一端或两端屈服的弹塑性弯曲柱单元来说,单元力增量 ds 与单元节点位移增量 dr 的关系可以近似表达为

$$ds = K_t^{EP} dr \quad (4.5.5)$$

式中

$$ds = \begin{Bmatrix} ds_i \\ ds_j \end{Bmatrix}; dr = \begin{Bmatrix} dr_i \\ dr_j \end{Bmatrix} \quad (4.5.6)$$

$ds_k, dr_k (k = i, j)$ 是相应于节点 k 的单元力增量和节点位移增量的矢量, K_t^{EP} 为弹塑性切线刚度矩阵。

假设单元变形增量能分解为弹性分量和塑性分量,则单元节点位移增量 dr 可表达为:

$$dr = dr^E + dr^P \quad (4.5.7)$$

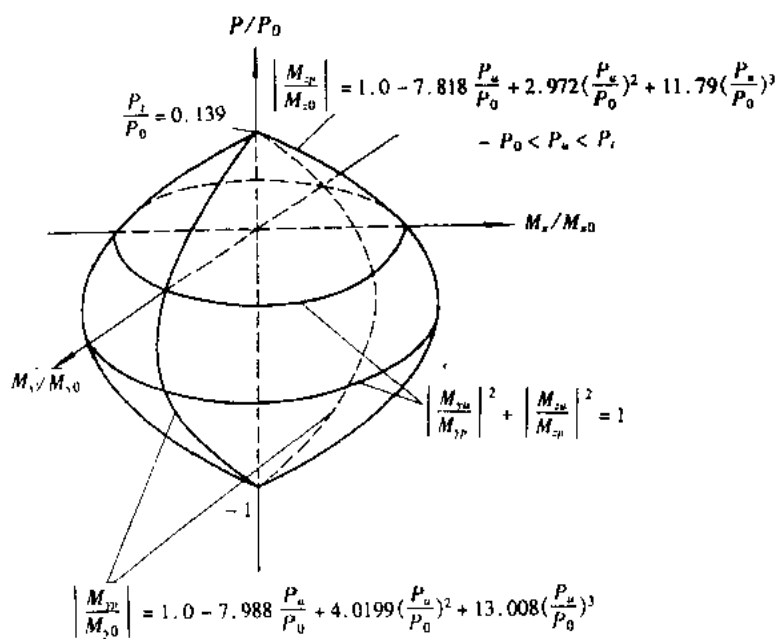


图 4.5.2 典型混凝土柱截面的屈服面

式中

$$\mathbf{dr}^E = \begin{Bmatrix} \mathbf{dr}_i^E \\ \mathbf{dr}_j^E \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{dr}^P = \begin{Bmatrix} \mathbf{dr}_i^P \\ \mathbf{dr}_j^P \end{Bmatrix} \quad (4.5.8)$$

$\mathbf{dr}_k^E (k = i, j)$ 为节点 k 弹性位移增量矢量, $\mathbf{dr}_k^P (k = i, j)$ 表示由 K 节点的集中塑性变形引起塑性位移增量矢量, 单元力由单元弹性节点位移确定, 即

$$\mathbf{S} = \mathbf{K}^E \mathbf{r}^E \quad (4.5.9)$$

则

$$\mathbf{ds} = \mathbf{K}^E \mathbf{dr}^E \quad (4.5.10)$$

式中, \mathbf{K}^E 为单元弹性刚度阵。

根据弹塑性的流动法则, 对于一个特定截面 k , 塑性变形增量 \mathbf{dr}_k^P , 由下式确定:

$$\mathbf{dr}_k^P = \left[\frac{\partial f}{\partial \mathbf{s}_k} \right] d\lambda_k \quad (4.5.11)$$

式中, $d\lambda_k$ 是正比例常数, 可以根据下述屈服条件确定, 即

$$f(\mathbf{s}_k) = 1, \quad df = \left[\frac{\partial f}{\partial \mathbf{s}_k} \right]^T d\mathbf{s}_k = 0 \quad (4.5.12)$$

式中, T 表示转置。注意, 如果截面不发生屈服, 方程(4.5.11) 仍然有效, 只要令 $\partial f / \partial \mathbf{s}_k = 0$ 即可。

令 $k = i, j$, 则流动法则可写成

$$\mathbf{dr}^P = \begin{Bmatrix} \mathbf{dr}_i^P \\ \mathbf{dr}_j^P \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{s}_i} & 0 \\ 0 & \frac{\partial f}{\partial \mathbf{s}_j} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\lambda_i \\ d\lambda_j \end{Bmatrix} = \left[\frac{\partial f}{\partial \mathbf{s}} \right] d\lambda \quad (4.5.13)$$

相应的屈服条件写成

$$f = \begin{Bmatrix} f(s_i) \\ f(s_j) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix}, \quad (4.5.14)$$

$$df = \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial s_i} & 0 \\ 0 & \frac{\partial f}{\partial s_j} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} ds_i \\ ds_j \end{Bmatrix} = \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T ds = 0 \quad (4.5.15)$$

$$ds = K^E dr^E = K^E (dr - dr^P) \quad (4.5.16)$$

上式左乘 $\left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T$ 并利用式(4.5.15) 可得

$$\left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T ds = \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T K^E (dr - dr^P) = 0 \quad (4.5.17)$$

将式(4.5.13) 代入式(4.5.17) 可得

$$\left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T K^E \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right] d\lambda = \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T K^E dr \quad (4.5.18)$$

由上式得:

$$d\lambda = \left\{ \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T K^E \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right] \right\}^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T K^E dr \quad (4.5.19)$$

将上式代入式(4.5.13) 可得

$$dr^P = \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right] \left\{ \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T K^E \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right] \right\}^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T K^E dr \quad (4.5.20)$$

将上式代入式(4.5.16) 可得

$$ds = (K^E - K_t^P) = K_t^{EP} dr \quad (4.5.21)$$

式中

$$K_t^P = K^E \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right] \left\{ \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T K^E \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right] \right\}^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial s} \right]^T K^E \quad (4.5.22)$$

矩阵 K_t^P 其物理意义表示屈服导致的单元弹性刚度的损失,弹塑性切线刚度矩阵 K_t^{EP} 表示折减了的弹性刚度矩阵。

式(4.5.22) 中 s 为单元端部力矢量,利用式(4.5.4) 定义的屈服函数,则 $\frac{\partial f}{\partial s_k} (k = i, j)$ 可表示为

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial f}{\partial P_u} \\ \frac{\partial f}{\partial Q_y} \\ \frac{\partial f}{\partial Q_z} \\ \frac{\partial f}{\partial T} \\ \frac{\partial f}{\partial M_{yu}} \\ \frac{\partial f}{\partial M_{zx}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -2 \frac{AP_u^2}{AP_u^3} - 2 \frac{BP_u^2}{BP_u^3} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 2 \times \frac{\tilde{M}_{yu}}{(1 + a_1 \bar{P}_u + a_2 \bar{P}_u^2 + a_3 \bar{P}_u^3)^2 M_{y0}} \\ 2 \times \frac{\tilde{M}_{zx}}{(1 + b_1 \bar{P}_u + b_2 \bar{P}_u^2 + b_3 \bar{P}_u^3)^2 M_{z0}} \end{Bmatrix} \quad (4.5.23)$$

上式中

$$AP_u^2 = \tilde{M}_{yu}^2 (a_1 + 2a_2 \bar{P}_u + 3a_3 \bar{P}_u^2)$$

$$AP_u^3 = (1 + a_1 \bar{P}_u + a_2 \bar{P}_u^2 + a_3 \bar{P}_u^3)^3 P_0$$

$$BP_u^2 = \tilde{M}_{zu}^2 (b_1 + 2b_2 \bar{P}_u + 3b_3 \bar{P}_u^2)$$

$$BP_u^3 = (1 + b_1 \bar{P}_u + b_2 \bar{P}_u^2 + b_3 \bar{P}_u^3)^3 P_0$$

式(4.5.21)和式(4.5.22)的计算可通过计算机程序进行,由此即可对已屈服单元的刚度矩阵作出修正。理论上说,确定了屈服面上的单元力的屈服点,弹塑性切线刚度矩阵 \mathbf{K}_t^{EP}

就可求出。实际上,由于地震荷载是反复荷载,在荷载增量中,单元从弹性进入塑性或卸载后再加载的情况,简单地按前述方法形成单元刚度矩阵会引起相当大的误差。为了正确地处理这个问题,通常是在每一步时间间隔内采用反复迭代来解决,这样会花费大量机时。为了避免反复迭代,下面介绍 Chi 和 Powell 提出的一种近似方法。

如图 4.5.3 所示,假设梁单元在时间 t 为弹性(A 点),对于时间增量 Δt 单元节点位移增量矢量 $\Delta \mathbf{r}_t$ 和新的单元力矢量 $\bar{\mathbf{s}}_{t+\Delta t}$ 可根据下式确定:

$$\bar{\mathbf{s}}_{t+\Delta t} = \mathbf{s}_t + \Delta \mathbf{s}_t^E = \mathbf{s}_t + \mathbf{K}^E \Delta \mathbf{r}_t \quad (4.5.24)$$

并且 $f(\bar{\mathbf{s}}_{t+\Delta t}) > 1$

在荷载增量作用后,内力变化从 A 点到 B 点,引入比例乘子 $\mu_1, 0 \leq \mu_1 \leq 1$ 使得 $f(\mathbf{s}_t + \mu_1 \Delta \mathbf{s}_t^E) = 1$,则可以定出 C 点,一个新的单元力矢量(D 点)可由下式求出:

$$\bar{\mathbf{s}}_{t+\Delta t} = \mathbf{s}_t + \mu_1 \Delta \mathbf{s}_t^E + (1 - \mu_1) \mathbf{K}_t^{EP} \Delta \mathbf{r}_t \quad (4.5.25)$$

由于屈服面是外凸的,一般 D 点也在屈服面的外侧,引入第二个比例乘子 $\mu_2, 0 \leq \mu_2 \leq 1$,使得 $f(\mu_2 \bar{\mathbf{s}}_{t+\Delta t}) = 0$,则最后的单元力矢量(E 点)可以求得

$$\bar{\mathbf{s}}_{t+\Delta t} = \mu_2 \bar{\mathbf{s}}_{t+\Delta t} \quad (4.5.26)$$

根据 E 点的力矢量 $\mathbf{s}_{t+\Delta t}$ 可求出切线刚度矩阵作为下个时间间隔计算的单元刚度矩阵。

4.6 空间支座或伸缩缝连接单元

支座历来是桥梁结构最易受地震作用损害的部位之一。因支座破坏而产生的落梁事故是很多的。支座及其他连接部件的力学性能和构造特点也直接影响到桥梁主体结构的地震反应和抗震性能。桥梁减震、隔震研究也往往侧重于支座以及其他连接部位的减震耗能作用。因此,正确地描述支座的特性在桥梁地震反应分析中是十分重要的。

作者通过大量的试验,建立了各种桥梁橡胶支座的非线性平面模型和弧形钢板条耗能

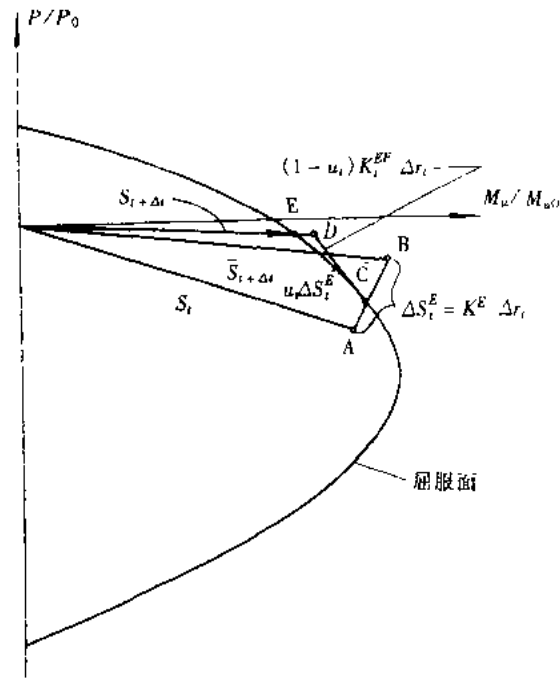


图 4.5.3 Chi 和 Powell 确定屈服点的方法

器的双线性平面模型^[19]后,发展成带有限位装置和耗能器的非线性桥梁支座的空间模型^[28](参见第九章)。

4.6.1 基本假定

支座简图示于图 4.6.1,在支座局部坐标系下支座单元示于图 4.6.2。并采用下述假定:

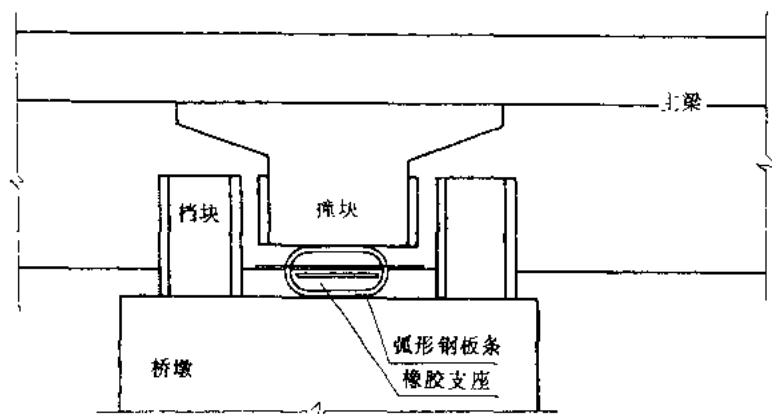


图 4.6.1 桥梁支座系统

1. 支座单元两端分别与梁和墩刚性连接;
2. 支座的竖向高度和纵向长度不计,横向宽度为 d ;
3. 支座单元两端在纵向可以相对滑动与变形;
4. 纵向弧形钢板条和挡块设置在支座两侧,且横向距离为 d ;
5. 支座的横向受到刚度为 K_y 的挡块约束,支座的竖向在 A 点和 B 点处由刚度为 K_v 的竖向弹簧连接;
6. 为了使支座单元更具有--般性,因而允许支座横向的轴与桥轴不垂直。

4.6.2 一般单元局部坐标系与支座局部坐标系

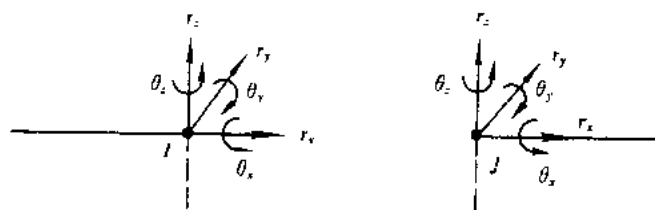
为了使计算程序编写方便、规范,本文采用将支座局部坐标系下的支座单元模拟为一般单元局部坐标系下的支座单元。因而有必要说明一般单元局部坐标系与支座局部坐标系的转换关系。

如图 4.6.2 所示,在支座局部坐标系中,单元位移坐标 \bar{r} 为

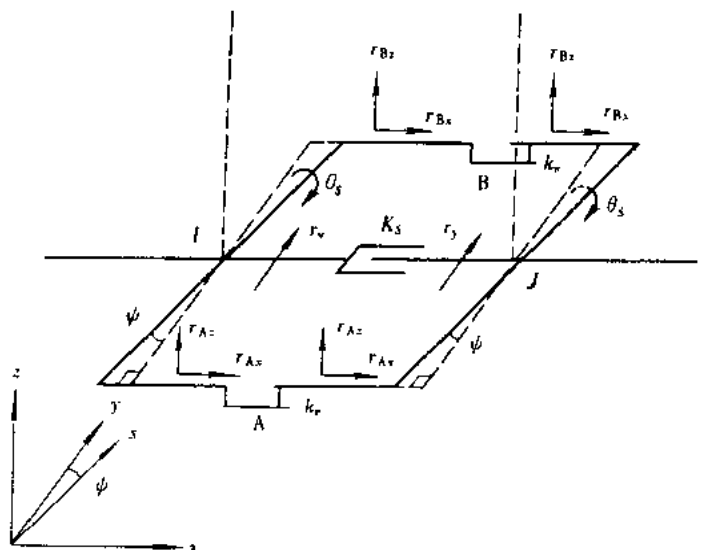
$$\bar{r} = \begin{Bmatrix} \bar{r}_i \\ \bar{r}_j \end{Bmatrix}, \quad \bar{r}_k = \begin{Bmatrix} r_{Ax} \\ r_y \\ r_{Az} \\ r_{Bz} \\ \theta_s \\ r_{Bs} \end{Bmatrix} \quad (k = i, j) \quad (4.6.1)$$

θ_s 是支座两端绕支座横向中心轴 s 的转角(s 轴可有倾斜角 ϕ)。

在一般单元局部坐标系中,支座单元位移坐标为



(a)一般单元局部坐标系



(b)连接单元坐标系

图 4.6.2 支座伸缩缝连接单元坐标系

$$\mathbf{r} = \begin{Bmatrix} \mathbf{r}_i \\ \mathbf{r}_j \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{r}_k = \begin{Bmatrix} r_x \\ r_y \\ r_z \\ \theta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \end{Bmatrix} \quad (k = i, j) \quad (4.6.2)$$

因此, $\bar{\mathbf{r}}$ 与 \mathbf{r} 的关系为

$$\bar{\mathbf{r}} = \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{r}}_i \\ \bar{\mathbf{r}}_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{a} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{a} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{r}_i \\ \mathbf{r}_j \end{Bmatrix} = \mathbf{A} \mathbf{r} \quad (4.6.3)$$

转换矩阵 \mathbf{A} 为

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & \frac{d}{2} \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -\frac{d}{2} & \frac{d}{2}\tan\phi \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{\cos\phi} \\ 0 & 0 & 1 & \frac{d}{2} & -\frac{d}{2}\tan\phi \end{bmatrix} \quad (4.6.4)$$

相应支座局部坐标系的单元力为

$$\bar{\mathbf{s}} = \begin{Bmatrix} \bar{s}_i \\ \bar{s}_j \end{Bmatrix} \quad \bar{\mathbf{s}}_k = \begin{Bmatrix} s_{Ax} \\ s_y \\ s_{Ax} \\ s_{Bx} \\ M_s \\ s_{Bx} \end{Bmatrix}_k \quad (k = i, j) \quad (4.6.5)$$

相应于一般单元局部坐标系的支座单元力为

$$\mathbf{s} = \begin{Bmatrix} s_i \\ s_j \end{Bmatrix} \quad \mathbf{s}_k = \begin{Bmatrix} s_x \\ s_y \\ s_z \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix}_k \quad (4.6.6)$$

可以证明, $\bar{\mathbf{s}}$ 与 \mathbf{s} 的关系为

$$\mathbf{s} = \begin{Bmatrix} s_i \\ s_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{a}^T & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{a}^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{s}_i \\ \bar{s}_j \end{Bmatrix} = \mathbf{A}^T \bar{\mathbf{s}} \quad (4.6.7)$$

4.6.3 支座单元刚度矩阵及力增量的确定

桥梁支座除承受结构的竖向荷载外,还需要有剪切变形能力以适应温度变形的要求,在减震、隔震研究中以及在抗震措施中常采用挡块、耗能器和摩擦滑动支座等装置。但这些装置的本构关系是不同的,因此为了使所发展的支座单元有较大的通用性,就必须把这些装置的特点考虑在内。

支座单元包括四种基本装置:① 普通板式橡胶支座;② 滑板橡胶支座(四氟板式或盆式);③ 弧形钢板等耗能器;④ 挡块或预应力拉索。普通板式橡胶支座的恢复力特性为线弹性,滑动支座和弧形钢板条耗能器均采用图 4.6.3 中的理想弹塑性材料的恢复力模式,对于滑动支座模式的屈服力亦即最大滑动摩擦力,考虑它随相应的正压力的变化。挡块或预应力

拉索采用图 4.6.3 的模式。

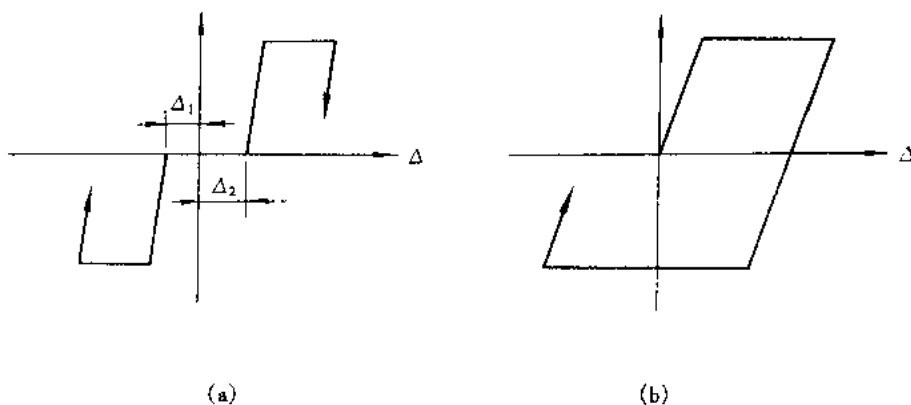


图 4.6.3 挡块、支座恢复力简化曲线

对于支座单元,可以用力与位移关系曲线来描述其力增量 $\Delta \bar{s}$ 与相应的位移增量 $\Delta \bar{r}$ 在每一步时间间隔内的关系:

$$\Delta \bar{s} = \bar{K}_i^{EJ} \Delta \bar{r} \quad (4.6.8)$$

其中, \bar{K}_i^{EJ} 是 t 时刻位移矢量 \bar{r} 的函数。

刚度矩阵 \bar{K}_i^{EJ} 的元素可以根据支座单元中支座单元两端的相对位移 \bar{u} 来确定。且

$$\bar{u} = \begin{Bmatrix} u_{Ax} \\ u_y \\ u_{Az} \\ u_{Bx} \\ u_s \\ u_{Bz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r_{Ax} \\ r_y \\ r_{Az} \\ r_{Bx} \\ \theta_s \\ r_{Bz} \end{Bmatrix}_j - \begin{Bmatrix} r_{Ax} \\ r_y \\ r_{Az} \\ r_{Bx} \\ \theta_s \\ r_{Bz} \end{Bmatrix}_i \quad (4.6.9)$$

相应的支座单元两端间的变形力 \bar{F} 定义为

$$\bar{F} = \begin{Bmatrix} F_{Ax} \\ F_x \\ F_{Az} \\ F_{Bx} \\ F_s \\ F_{Bz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} S_{Ax} \\ S_y \\ S_{Az} \\ S_{Bx} \\ M_s \\ S_{Bz} \end{Bmatrix} = \bar{S}_j = -\bar{S}_i \quad (4.6.10)$$

支座单元力增量与支座节点间的位移增量关系为

$$\Delta \bar{F} = \bar{K} \Delta \bar{u} \quad (4.6.11)$$

式中, \bar{K} 可以表示为

$$\bar{\mathbf{K}} = \begin{bmatrix} K_A & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_S & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_V & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_B & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_R & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_T \end{bmatrix} \quad (4.6.12)$$

其中, K_S, K_V, K_R 和分别为横向挡块的剪切弹簧、支座的竖向弹簧和转动弹簧, 均为线弹性。 K_S 和 K_V 通常置一个较大的数, K_R 通常置零。 K_A 和 K_B 按支座单元中包含的四种基本装置的恢复力模型取值。

由上可知, 支座单元刚度矩阵为

$$\bar{\mathbf{K}}_i^{EJ} = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{K}} & -\bar{\mathbf{K}} \\ -\bar{\mathbf{K}} & \bar{\mathbf{K}} \end{bmatrix} \quad (4.6.13)$$

在支座局部坐标系中的支座单元刚 $\bar{\mathbf{K}}_i^{EJ}$ 可转化为一般单元局部坐标系中的单元刚 \mathbf{K}_i^{EJ} , 即

$$\Delta \mathbf{S} = \mathbf{K}_i^{EJ} \Delta \mathbf{r} \quad \mathbf{K}_i^{EJ} = \mathbf{A}^T \bar{\mathbf{K}}_i^{EJ} \mathbf{A} \quad (4.6.14)$$

然后将一般单元局部坐标系中的单元刚 \mathbf{K}_i^{EJ} 转化为整体坐标系的单元刚, 再叠加进入总刚矩阵。

上述支座单元可用于分析伸缩缝、挡块及其他桥梁连接单元。

4.7 动坐标法考虑大位移对结构刚度的影响^[20]

大位移对结构刚度的影响, 也就是说平衡应建立在变形后的状态上。对于杆系分析中比较容易的方法是拖动坐标法, 即将局部坐标“捆”在单元上, 随单元的刚体运动而运动。对于三维结构则还拖动一个刚体扭转角来大致反应扭转对结构几何形状的改变。因此, 动坐标法是通过不断修正单元局部坐标到新的位置上, 而修正了单元的坐标转换矩阵, 从而将结构由于位移产生的几何特性变化能随时反应到结构刚度矩阵中去。

以平面梁为例, 如图 4.7.1 所示, 从单元坐标转换到整体坐标系中的转换矩阵是

$$\mathbf{t} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.7.1)$$

其中

$$\cos \alpha = (x_j - x_i) / L;$$

$$\sin \alpha = (y_j - y_i) / L$$

$$L = [(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2]^{1/2}$$

(4.7.2)

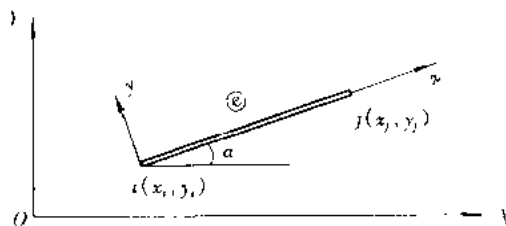


图 4.7.1 平面梁单元的坐标转换示意图

因为节点 i, j 坐标是位移的函数, 比如设

$$\mathbf{q}^e = \{u_i \quad v_i \quad \theta_i \quad u_j \quad v_j \quad \theta_j\}^T \quad (4.7.3)$$

发生 \mathbf{q}^e 后, i, j 坐标分别为 (x_i', y_i') 及 (x_j', y_j')

则新的坐标:

$$\begin{aligned}x'_j &= x_j + u_j; & x'_i &= x_i + u_i; \\y'_j &= y_j + v_j; & y'_i &= y_i + v_i;\end{aligned}\quad (4.7.4)$$

而新的单元长度为

$$\begin{aligned}L' &= [(x_j - x_i + u_j - u_i)^2 + (y_j - y_i + v_j - v_i)^2]^{1/2} \\ \cos \alpha' &= (x_j - x_i + u_j - u_i)/L' \\ \sin \alpha' &= (y_j - y_i + v_j - v_i)/L'\end{aligned}\quad (4.7.5)$$

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \mathbf{t} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{t} \end{bmatrix} = \mathbf{T}(\mathbf{q}) \quad (4.7.6)$$

\mathbf{T} 是位移向量 \mathbf{q} 的函数。另外,单元长度的变化也将影响到单刚的数值,故而由 N 个单刚集结成的总刚为

$$\mathbf{K} = \sum_{i=1}^N \mathbf{T}^T \mathbf{K}_e^i \mathbf{T} = \mathbf{K}(\mathbf{q}) \quad (4.7.7)$$

\mathbf{K} 也是位移的函数。

空间梁单元坐标转换矩阵通常采用二次转换,完成单元坐标系向整体结构坐标系的变换工作。第一次是参考坐标系向整体坐标系转换,第二次是单元局部坐标系向参考坐标系转换。第一次变换阵的元素完全由单元轴线方向余弦决定,即由单元端点 i, j 的坐标决定,所以 \mathbf{t}_1 阵是节点线位移的函数;而 \mathbf{t}_2 阵类同式(4.7.1),因为参考坐标系中一轴垂直于另一条局部坐标轴,至于其两对轴间的夹角 θ 可通过参考点坐标确定。因为三维梁单元拖动时对刚体扭转角也要计入,所以 θ 值中要计入绕梁单元轴线的平均扭转角的影响,这样就有 \mathbf{t} 的表达式:

$$\mathbf{t} = \mathbf{t}_1 \mathbf{t}_2 \quad (4.7.8)$$

即

$$\mathbf{t} = \begin{bmatrix} L_1 & -(M_1 B + L_1 N_1 A)/C & (M_1 A - L_1 N_1 B)/C \\ M_1 & (L_1 B - M_1 N_1 A)/C & -(L_1 A + M_1 N_1 B)/C \\ N_1 & AC & AB \end{bmatrix} \quad (4.7.9)$$

式中

$$A = \sin \theta; \quad B = \cos \theta; \quad C = (L_1^2 + M_1^2)^{1/2} \quad (4.7.10)$$

其中, L_1, M_1, N_1 分别是单元轴线在结构坐标系中的方向余弦, θ 是单元 y 轴同参考的 y' 轴间的夹角。

对于 L_1, M_1 全为零,即单元轴线平行于 z 轴时,以上式子不适用,这时有简化形式:

$$\mathbf{t} = \begin{bmatrix} 0 & -\sin \theta & -\cos \theta \\ 0 & \cos \theta & -\sin \theta \\ 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.7.11)$$

而单元转换矩阵为(参见图 4.7.1)

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \mathbf{t} & & & \\ & \mathbf{t} & & \\ & & \mathbf{t} & \\ & & & \mathbf{t} \end{bmatrix}_{12 \times 12} \quad (4.7.12)$$

4.8 桩土结构相互作用模型及地基土层非线性

4.8.1 土 - 结构相互作用的概念及分析的处理办法

为了表征土 - 结构相互作用的主要特征,将建在基岩的建筑物与建在土壤中的相同建筑物作一定性的比较。假定两个相同的建筑物基础是刚性的(见图 4.8.1),两建筑物的距离很小,因此,可假定到达两结构物所在基岩上点的入射波是相同的。为了简化起见,选择竖直入射的水平运动,控制点选在基岩的自由表面 A 点上。实际上通过基岩的运动 B 点与 A 点是相同的。

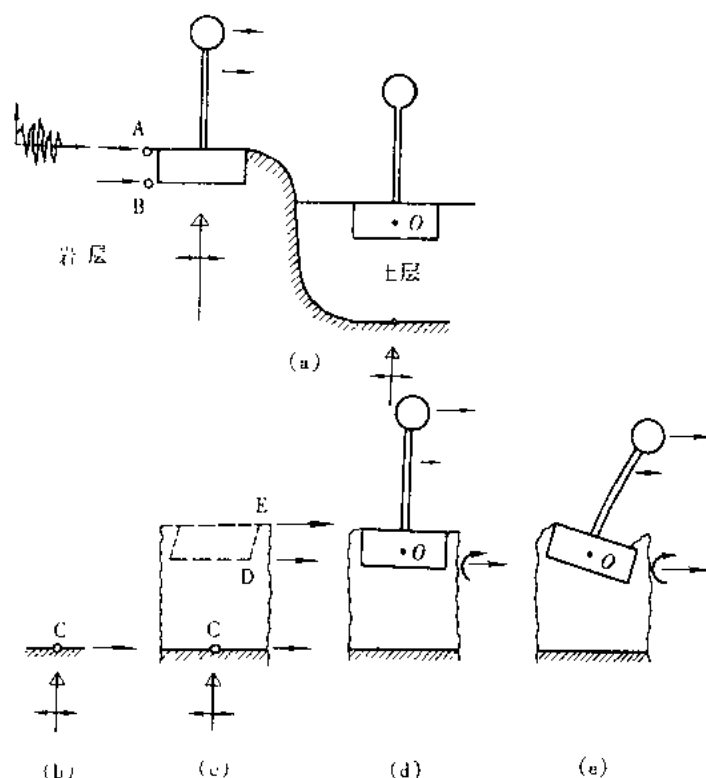


图 4.8.1 基岩和土层上结构地震反应

对于基岩上的建筑来说,这种水平运动直接作用在结构的基础上,输入加速度产生的惯性荷载,沿结构的高度与质量有相同的乘子。由于基岩是非常坚硬的,地震时在基础产生倾覆弯矩和横向剪力,这两种力的合力不会导致基础产生任何附加的变形,因此基础产生的水平位移等于控制点的运动;基础也不会产生摇摆运动。对于给定的运动,结构的地震反应仅依赖于结构的特性。

对于建在软土上的建筑,由于土 - 结构的耦合作用,结构基础(点 O)的运动与控制点 A 的运动是不同的。为了弄清土壤怎样影响结构的动力反应,可从以下三个方面来分析:首先,未建造建筑物前场地的运动(自由场运动)改变了(图 4.8.1c)。若在基岩点上没有土层,在假想的基岩露出部位的运动与控制点 A 没有什么不同,而土层的存在减少了点 C 的运动,该波竖直入射进入土层,导致 D 点和 E 点的运动与 C 点不同。D 和 E 是自由场中的点,同时也

是上层与结构基础接触界面上的点(当建筑物存在时)。一般来说,场地运动是放大的,但也不一定(主要取决于它的频率含量)。因此,越接近场地表面,产生的水平位移越大。第二,开挖并建造刚性基础将改变场地的运动(图 4.8.1d),刚性基础将受到平均的水平位移和摇摆分量的作用。这种刚体运动导致结构的加速度沿高度发生变化,与建在基岩上的建筑相比,这种地震输入运动的几何平均是由于所谓的运动相互作用引起的。第三,作用在结构上的惯性荷载会在 O 点产生倾覆弯矩与横向剪力。这些将导致土层变形,从而再一次改变了基础的运动。这种作用称作惯性相互作用。应该指出:运动相互作用和惯性相互作用是基于结构工程师习惯将地震惯性荷载施加到结构所有节点上进行地震分析而提出来的。它对于弄清相互作用的概念是有益的。

图 4.8.1 同时也表明了考虑土 - 结构相互作用的主要影响:① 作用在结构物上的地震输入改变(图 4.8.1d)。由于自由场反应使得基础的平动分量不同于控制点,而且对于埋置的基础通常伴有摇摆分量;② 在最终的动力模型中(图 4.8.1e),由于覆盖土层的存在使得结构体系变柔,从而降低了体系的固有频率;③ 离开结构物的扩散波的能量辐射会导致最终动力体系阻尼增加(图 4.8.1e)。这种作用只在结构很刚,而土层很柔的情况下才会明显,也就是说,对于大跨长周期结构,这种作用是可以忽略的。

由此可见,土 - 结构相互作用,主要包括:① 自由场地反应分析;② 对于考虑了土壤对结构的弹性约束作用的结构模型(即建在自由场中的结构及基础周围土壤)进行相互作用分析。对于桥梁结构桩 - 土结构相互作用来说,则是自由场地地震反应加上考虑土壤对桩基约束作用的多点激励下的桥梁结构地震反应^[16]。

4.8.2 大跨桥梁桩基计算模型

众所周知,土壤的非线性特征是控制土动力作用的最重要因素,因此,在桩 - 土结构相互作用中必须考虑,至少应近似考虑与应变水平有关的土壤性质。

为了分析核电站建筑土 - 结构相互作用中土非线性的作用,Kausel(1976)做了一项极有意义的工作。他根据土非线性在相互作用分析中的差异,将其分为主要非线性和次要非线性两类。其中主要非线性是由于竖向入射的地震波通过土层引起自由场运动产生的,而次要非线性是指结构基础周围的土在土 - 结构相互作用中产生的非线性。他通过大量的计算分析发现,虽然次要非线性对基础周围土的模量和应变有很大的影响,但对结构反应的附加影响是很小的。他认为实际上仅考虑主要非线性(一维非线性场地地震反应)已是足够的。

由于非线性计算可以借用迭代法通过调整土层的刚度来达到,而桩周土刚度局部作些改变并不影响结构的整体反应计算结果。因此,在大跨度桩基桥梁非线性地震反应分析中,桩基周围土的约束作用可以用等代土弹簧来代替。

本节用一个单质点体系来代表桥梁上部结构。借鉴 J. Penzien 的方法,用一个质量 - 弹簧体系来代表桩基础和地基,建立了如图 4.8.2 和图 4.8.3 所示的桩基桥梁平面和空间杆系有限元力学模型。

本节在使用集中质量法时还作了如下两个方面的处理:

1. 假定土壤是有均匀各向同性的线弹性的水平层且阻尼与频率无关,各层土壤的性质可以是不同的,侧向上的性质在两个正交方向彼此无关,土抗力在轴向、侧向和扭转方向不耦合,且属于小位移问题。

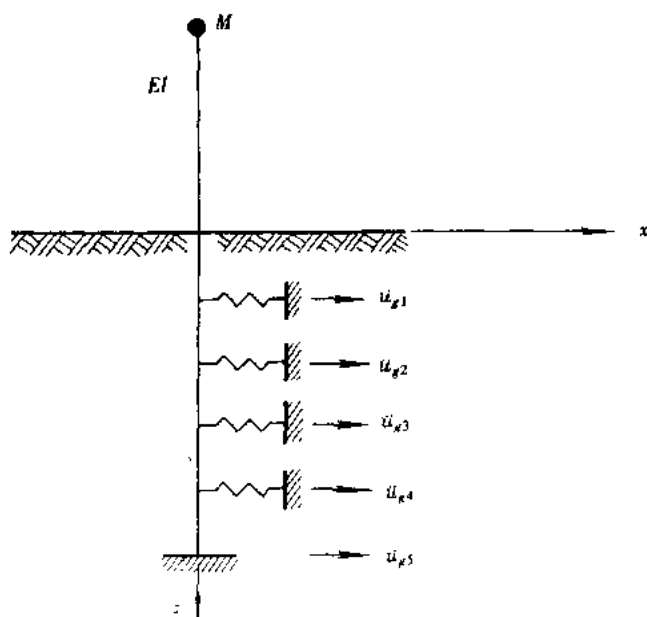


图 4.8.2 桩基桥梁平面杆系有限元模型

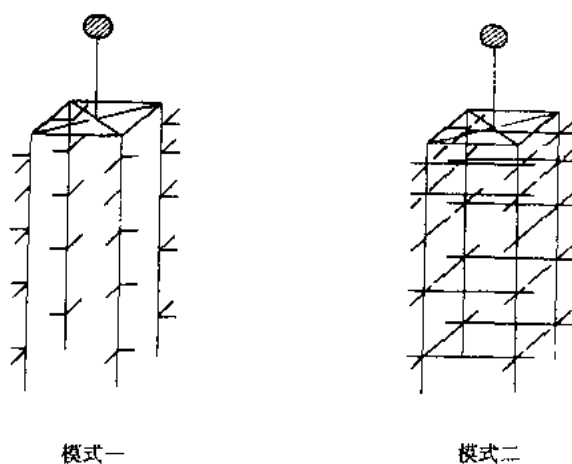


图 4.8.3 桩基两种空间计算模式简图

2. 等代土弹簧的刚度由土介质的 m 值计算。“ m 法”是我国公路桥梁设计部门常用的一种桩基静力设计方法,所使用的土层的 m 值有实测数据为根据,其定义如下式所示:

$$\sigma_{zx} = mzx_z \quad (4.8.1)$$

式中, σ_{zx} 是土体对桩的横向抗力, z 为土层的深度, x_z 为桩在 z 处的横向位移(即该处的土的横向变位值),由此可求出等代土弹簧的刚度 k_s :

$$k_s = \frac{P_s}{x_z} = \frac{1}{x_z} A \sigma_{zx} = \frac{1}{x_z} (ab_p)(mzx_z) = abpmz \quad (4.8.2)$$

其中, a 为土层的厚度, b_p 为桩柱计算宽度,按照规范的有关规定取值。

从(4.8.2)式中可以看出, k_s 不是 x_z 的函数,即不含有关于 x_z 的因子,因此,不存在通常

有限元法求解结构 - 地基相互作用问题时所遇到的用有限区域模拟无限区域的问题。由于这一明显的优越性,本节采用表征土介质弹性性质的 m 参数来计算等代土弹簧的刚度。

桩基抗震研究中,一般的处理方法是 将桩视为弹性地基上的连续梁,而将桩群周围的土按照等刚度原则简化为抗压弹簧,弹簧的一端固定,另一端与桩相连,并没有考虑桩群中的各桩之间因土的共同振动而导致的相互影响。这种计算模式即为桩土连续梁模式(这种模式称为模式一)。这种简化的计算模式在一定的条件下是可行的,但由于这种模式没有考虑桩间土共同振动的影响,因而导致桩与土的整体刚度降低,计算出的地震力响应值一般偏小。因而,对于打入式密桩群,我们应考虑各桩之间因桩间土的共同振动而导致的相互影响,桩间的土可以按等刚度原则模拟为二力杆。这样在桩群之中,桩与桩之间就有了纵横向的连接,从而把整个桩土结构模拟成了一个空间刚架,只是土模拟成二力杆而不能抗弯而已,此模式即为桩土的空间刚架模式(这种模式称为模式二)。

研究比较结果表明:

1. 计算时采用模式一或模式二对于计算出的墩中的地震响应力(弯矩)影响较小,两者的差别总在 5% 以内。计算的结果还显示出随着桩径的增大,第二种模式与第一种模式中的墩中的弯矩的百分差趋于增大。

2. 两种模式中,桩中的弯矩差别较大,特别是在桩底处两者计算结果的差别可达到近十倍,但由于我们设计桩时是以桩中出现的最大弯矩控制的,所以近桩顶处出现的弯矩的最大值的差别是我们所关心的。一般情况下,桩中弯矩的最大值均是第二种模式较第一种模式稍大,特别是在桩数偏少或桩数偏多的情况下更为显著。因此,对于桩的抗震设计,当桩间距较小、特别是打入桩时,采用模式二较接近实际情况;当桩间距较大、特别是钻孔灌注桩时,采用模式一更为合理。

4.9 地震作用下桥梁结构地震反应及行波效应

4.9.1 地震作用下桥梁结构运动方程

桥梁结构在各支承处受到地而运动的作用,其运动方程为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}_s \\ \ddot{\mathbf{y}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_s & \mathbf{C}_{sb} \\ \mathbf{C}_{sb}^T & \mathbf{C}_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{y}}_s \\ \dot{\mathbf{y}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_s & \mathbf{K}_{sb} \\ \mathbf{K}_{sb}^T & \mathbf{K}_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{y}_s \\ \mathbf{y}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{F}_b \end{Bmatrix} \quad (4.9.1)$$

式中, $\ddot{\mathbf{y}}_s, \dot{\mathbf{y}}_s, \mathbf{y}_s$ 分别是非支承处自由度的绝对加速度、速度和位移向量; $\mathbf{M}_s, \mathbf{C}_s, \mathbf{K}_s$ 是相应的质量、阻尼和刚度矩阵; $\ddot{\mathbf{y}}_b, \dot{\mathbf{y}}_b, \mathbf{y}_b$ 分别为支承处自由度的绝对加速度、速度和位移向量; $\mathbf{M}_b, \mathbf{C}_b, \mathbf{K}_b$ 为相应的质量、阻尼和刚度矩阵。 \mathbf{F}_b 为支承反力。

基于拟静力位移的概念,多点激振下的总结构反应位移可分离为动力反应位移和拟静力位移,可表示为

$$\mathbf{y} = \begin{Bmatrix} \mathbf{y}_s \\ \mathbf{y}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^d \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{y}_s^s \\ \mathbf{y}_b \end{Bmatrix} \quad (4.9.2)$$

对于给定地面运动位移 $\mathbf{y}_b, \mathbf{y}_b^s$ 可由下式求得:

$$\mathbf{y}_s^s = -\mathbf{K}_s^{-1} \mathbf{K}_{sb} \mathbf{y}_b = \mathbf{R} \mathbf{y}_b \quad (4.9.3)$$

式中, \mathbf{R} 称为影响矩阵。

忽略由于支承运动速度 $\dot{\mathbf{y}}_b$ 产生的阻尼力, 则式 4.9.1 可简化为

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{K}_s \mathbf{u}_s^d = -\mathbf{M}_s \mathbf{R} \ddot{\mathbf{y}}_b \quad (4.9.4)$$

由于结构是非线性的, 因此, \mathbf{C}_s , \mathbf{K}_s 和 \mathbf{R} 均是时间的函数, 为了便于分析, 式(4.9.4) 用增量方程的形式给出:

$$\mathbf{M}_s \Delta \ddot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{C}_s \Delta \dot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{K}_s \Delta \mathbf{u}_s^d = -\mathbf{M}_s \mathbf{R} \Delta \ddot{\mathbf{y}}_b = \Delta \mathbf{p}(t) \quad (4.9.5)$$

由上式采用逐步积分法可求出节点的动力位移及加速度增量, 节点的总位移为节点的动力位移与拟静力位移之和。每一步单元内力亦是动力位移量引起的内力与拟静力位移引起的内力之和。

4.9.2 地面运动输入^[12]

在大跨桥梁抗震设计中, 建立多节点自由度的结构空间非线性有限元动力计算图式, 把地震强迫振动的激振 - 地震加速度时程直接输入, 应用专用计算程序对结构进行空间非线性地震时程反应分析, 首要问题是地面运动输入, 即地震加速度输入。从 70 年代初以来, 各国在地震加速度输入方式上大约有下列几种:

1. 国际上常用的地震加速度记录, 例如 El-Centro 波、Taft 波等;
2. 建桥桥址附近同类地质条件下的强震记录;
3. 采用规范中设计反应谱拟合成人工地震波;

4. 采用建桥桥址场地地震危险性分析, 提供基岩面上地运动参数(地震加速度峰值, 反应谱及持续时间等), 生成基岩面上人工地震波。如桥梁墩或塔柱基础采用群桩基础不直接支承于基岩上, 可通过覆盖层自由场地地震动反应获得沿桩长土层中的输入加速度记录。

一般说, 采用国际上常用的地震加速度记录, 必须注意测得该记录所在地的场地地质条件, 如 El-Centro 波的反应谱约居于我国铁路工程抗震设计规范设计反应谱中 II 类及 III 类场地土之间; 如采用设计反应谱拟合的人工地震波只能作比较分析, 因为设计反应谱是不同单质点振子应用许多地震波作反应分析, 然后以光滑包络而成。又因反应谱在长周期部分精度不高, 所以拟合人工地震波也易失真。因而, 如能获得桥址场地附近同类地质条件下的强度记录为最佳选择。近 20 年来, 由于实际观测记录的地震加速度数量大大增加, 地震危险性分析的研究得到很快进展, 它可以提供比较合理的人工地震波。考虑到土动力特性参数比较复杂, 在地震危险性分析中所应用的一些主要参数均有一定区间, 因此, 建议地震危险性分析所提供的人工地震波不能少于三组。

4.9.3 地震运动的空间变化与桥梁结构的行波表达

通常桥梁结构的地震反应分析是假定所有桥墩底的地面运动是一致的, 实际上, 由于地震机制、波的传播特征、地形、地质的不同, 入射地震波在空间上是变化的。对于长跨桥梁, 在桥长范围内, 各墩基础类型和周围土质条件可能有较大差别, 因此各墩的地震波的幅值是不同的, 甚至波形亦有变化。欧洲规范在規定地震作用时考虑了空间变化的地震运动特征, 并指出在下面两种情况下考虑地震运动的空间变化: ① 桥长大于 200m, 并且有地质上的不连续或明显的不同地貌特征; ② 桥长大于 600m。A, B 两站(A 站作为参考点) 间地震振动 $U_i(t)$

波的传播可表达为^[2]

$$U_i^b(t) = \gamma_i U_i^a(t + d/c) \quad (4.9.6)$$

式中, $U_i^b(t)$ 和 $U_i^a(t)$ 为 B, A 两点振动的时间历程, d 为两站间的距离, c 为波速, γ_i 为 B, A 两站波的幅值比, 表征振动衰减 ($d \rightarrow \infty, \gamma_i \rightarrow 0$)。

Harichandran 等人 (1986) 根据台湾 SMART-1 密集台网的强震观测资料, 提出了半经验空间时间地面运动的概率模型。假设 A, B 两地加速度的谱密度函数 $S_{\ddot{u}_r}(\omega)$ 相同, 互谱密度函数表示出^{*}:

$$S_{\ddot{u}_r \ddot{u}_s}(\omega) = S_{\ddot{u}_r}(\omega) \rho(d, f = \frac{\omega}{2\pi}) e^{-i\omega d/c} \quad (4.9.7)$$

其中

$$\rho(d, f) = A \exp\left[-\frac{2d}{\alpha\theta(f)}(1 - A + \alpha A)\right] + (1 - A) \exp\left[-\frac{2d}{\theta(f)}(1 - A + \alpha A)\right] \quad (4.9.8)$$

$$\theta(f) = k \left[1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^b\right]^{-1/2} \quad (4.9.9)$$

式中, $A = 0.736, \alpha = 0.147, k = 5, 210, f_0 = 1.09, b = 2.78, f$ 为线性频率功率谱密度函数, 对于长周期结构可采用与经过长周期范围修正的我国的抗震设计谱相一致的规范化单边功率谱密度函数, 其形式为:

$$S_{\ddot{u}_r}(\omega) = \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\zeta_g^2\left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} S_0 \quad (4.9.10)$$

图 4.9.1 反应了规范化功率谱密度函数 (曲线 N) 与金井清, 田治见宏模型曲线 (曲线 K) 之间的差别。考虑到这两条曲线峰值的改变是为了保证输入的地震总能量不变而调整的, 这两条曲线之间最大的差别就是长周期范围内的不同, 如图中阴影部分所示。

根据均方加速度与规范化功率谱密度函数之间的关系:

$$\sigma_{\ddot{u}_r}^2 = 2 \int_0^\infty S_{\ddot{u}_r}(\omega) d\omega = \left(\frac{\bar{a}_m}{P_g}\right)^2 \quad (4.9.11)$$

可进一步得出地震加速度峰值的均值 \bar{a}_m 与平稳化白噪声强度 \bar{S}_0 之间的关系式为

$$\bar{S}_0 = \frac{2\xi_1 \bar{a}_m^2 \zeta_g \sqrt{1 - \zeta_g^2}}{p_g^2 \omega_g \left(\frac{\pi}{2} - \arctg \frac{2\zeta_g^2 - 1}{2\zeta_g \sqrt{1 - \zeta_g^2}} \right)} \quad (4.9.12)$$

式中, p_g 为地震加速度峰值因子, ξ_1 为将非平稳地震输入等效平稳化的因子, ω_g, ζ_g 分别为

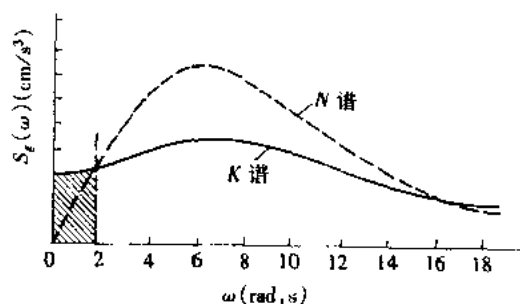


图 4.9.1 功率谱密度函数

* 参见同济大学博士论文 (1987.12): 桩基础桥梁的场地判别和地震反应计算的实用简化方法 (作者杨昌众)。

地基土的卓越圆频率与相应的阻尼比,它们反应了场地土类型。

4.9.4 考虑行波效应地震反应的振型叠加法

如前所述,对于线性结构可采用振型分析法求解,为分析各阶振型在考虑行波效应的特点,对于线性结构情况,方程式(4.9.4)的解可用振型叠加法获得

$$\mathbf{u}_s^d = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (4.9.13)$$

式中, ϕ_n 为第 n 阶振型, $q_n(t)$ 为第 n 阶广义坐标, N 为自由度总数,将上式代入式(4.9.4)并采用正交条件,第 n 阶广义坐标的运动方程则为

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = \alpha_n \ddot{y}_b \quad n = 1, 2, 3, \dots, N \quad (4.9.14)$$

式中

$$\alpha_n = \frac{-\phi_n^T \mathbf{M}_s \mathbf{R}}{\phi_n^T \mathbf{M}_s \phi_n} \quad (4.9.15)$$

在两桥墩对称结构的情况下:

$$\text{令} \quad \ddot{\mathbf{y}}_b = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_{b1} \\ \ddot{y}_{b2} \end{Bmatrix} \quad (4.9.16)$$

可得到

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = \frac{\phi_n^T \mathbf{M}_s \mathbf{I}}{\phi_n^T \mathbf{M}_s \phi_n} \cdot \frac{1}{2} (\ddot{y}_{b1} + \ddot{y}_{b2}) \quad (4.9.17)$$

(对于所有反对称振型)

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = \frac{\phi_n^T \mathbf{M}_s \mathbf{I}}{\phi_n^T \mathbf{M}_s \phi_n} \cdot \frac{1}{4} (\ddot{y}_{b1} + \ddot{y}_{b2}) \quad (4.9.18)$$

(对于所有对称振型)

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = \frac{\phi_n^T \mathbf{M}_s \mathbf{I}}{\phi_n^T \mathbf{M}_s \phi_n} \cdot \frac{1}{4} (\ddot{y}_{b1} - \ddot{y}_{b2})$$

众所周知,在同步激振的情况下,由于水平地面运动的反对称性质,将只有反对称振型的贡献,而所有对称振型的参与系数将等于零。然而,在非同步激振的情况下,不但反对称振型,而且对称振型都有贡献。结构的动力反应是两部分的叠加,此外还要加上结构的拟静力反应。

4.10 运动方程的数值解法

对于非线性体系的动力分析,最有效的方法是数值的逐步积分法。这种方法把反应的时间划分为短的、相等的(也可以不相等)时段,对每一个时段,按照线性体系来计算其反应。这个线性体系的特性是时段开始时刻限定的特性,时段结束时的特性按照那时体系的变形和应力状态来修正。这样,非线性分析就近似为一系列依次变化的线性体系的分析。

为了讨论和表达方便起见,本文采用与式(4.9.5)相类似的单自由度质量系统增量形式运动方程式(4.10.1)来介绍几种常用有效的数值积分方法:

$$M \Delta \ddot{\mathbf{y}}(t) + C(t) \Delta \dot{\mathbf{y}}(t) + K(t) \Delta \mathbf{y}(t) = \Delta P(t) \quad (4.10.1)$$

4.10.1 线性加速度方法^[23]

有很多方法可以用来对增量形式方程(4.10.1)进行数值积分。但各种数值积分都有一个相同的基本思想,这就是把式(4.10.1)这种增量微分方程转换成代数方程式,而后用代数运算方法求解。为此,必须在 Δt 时间间隔内,在位移、速度和加速度之间引入一个简单的合理的关系,由此使得用三个未知增量表示的方程,只保留一个未知增量,从而可以用代数方法求解。下面要介绍的是线性加速度法,这个方法的基本假设是在每个时间增量 Δt 内:

1. 加速度为线性变化;
2. 阻尼和刚度特性保持常量。

图4.10.1表示质量在 Δt 时间间隔内的运动情况,根据线性加速度假设,可表达为变量 τ 的一次方程:

$$\ddot{y}(t+\tau) = \ddot{y}(t) + \frac{\Delta \ddot{y}}{\Delta t} \tau \quad (4.10.2)$$

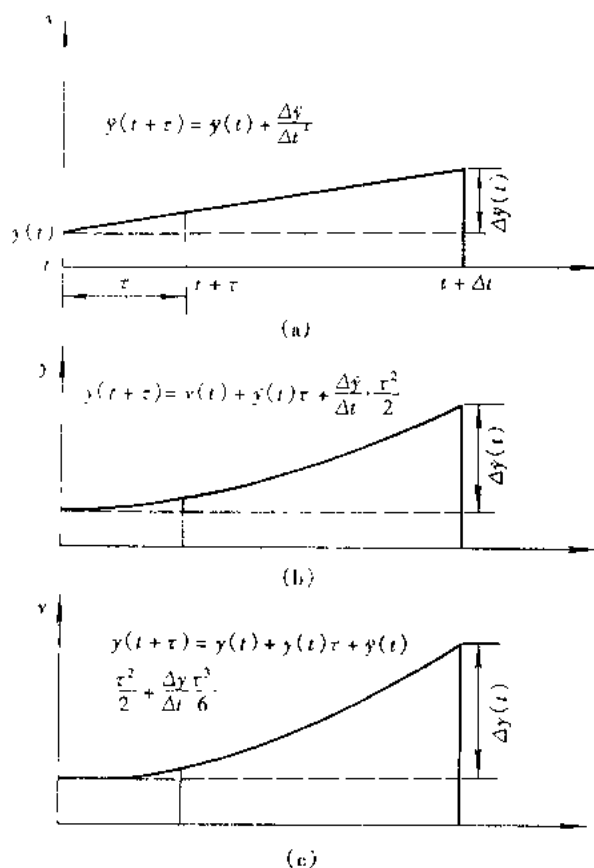


图 4.10.1 Δt 时段内线性加速度的运动状态

式中, τ 是时间间隔 Δt 范围内局部时间坐标,它的变化范围在 $0 \sim \Delta t$ 之间

将式(4.10.2)对变量 τ 积分一次,得到速度的二次方程

$$\dot{y}(t+\tau) = \dot{y}(t) + \ddot{y}(t)\tau + \frac{\Delta \ddot{y}}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^2}{2} \quad (4.10.3)$$

将式(4.10.3)对变量 τ 再积分一次,得到位移的三次方程

$$y(t + \tau) = y(t) + \dot{y}(t)\tau + \ddot{y}(t) \frac{\tau^2}{2} + \frac{\Delta \ddot{y}}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^3}{6} \quad (4.10.4)$$

由式(4.10.3)和(4.10.4)可求得,当 $\tau = \Delta t$,即在 $t + \Delta t$ 时刻的速度和位移的增量为

$$\Delta \dot{y}(t) = \ddot{y}(t)\Delta t + \Delta \ddot{y}(t) \frac{\Delta t}{2} \quad (4.10.5)$$

$$\Delta y(t) = \dot{y}(t)\Delta t + \ddot{y}(t) \frac{(\Delta t)^2}{2} + \Delta \ddot{y}(t) \frac{(\Delta t)^3}{6} \quad (4.10.6)$$

现将位移增量 $\Delta y(t)$ 作为基本变量,也即以它来表达加速度增量 $\Delta \ddot{y}(t)$ 和速度增量 $\Delta \dot{y}(t)$ 。

由式(4.10.6)可得

$$\Delta \ddot{y}(t) = \frac{6}{(\Delta t)^2} \Delta y(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{y}(t) - 3\ddot{y}(t) \quad (4.10.7)$$

将式(4.10.7)代入式(4.10.5)整理后得

$$\Delta \dot{y}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta y(t) - 3\dot{y}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{y}(t) \quad (4.10.8)$$

将式(4.10.7)和(4.10.8)代入式(4.10.1)整理后得

$$\begin{aligned} & \left[K(t) + 6 \frac{M}{(\Delta t)^2} + 3 \frac{C(t)}{\Delta t} \right] \Delta y(t) \\ &= \Delta P(t) + M \left[6 \frac{\dot{y}(t)}{\Delta t} + 3\ddot{y}(t) \right] + C(t) \left[3\dot{y}(t) + \frac{1}{2} \ddot{y}(t) \Delta t \right] \end{aligned} \quad (4.10.9)$$

或写成

$$\bar{K}(t) \Delta y(t) = \Delta \bar{P}(t) \quad (4.10.10)$$

式中

$$\bar{K}(t) = K(t) + 6 \frac{M}{(\Delta t)^2} + 3 \frac{C(t)}{\Delta t} \quad (4.10.11)$$

$$\Delta \bar{P}(t) = \Delta P(t) + M \left[6 \frac{\dot{y}(t)}{\Delta t} + 3\ddot{y}(t) \right] + C(t) \left[3\dot{y}(t) + \frac{1}{2} \ddot{y}(t) \Delta t \right] \quad (4.10.12)$$

分别称为等效刚度和等效增量荷载。

由式(4.10.10)可解得

$$\Delta y(t) = \frac{\Delta \bar{P}(t)}{\bar{K}(t)} \quad (4.10.13)$$

将求得的 $\Delta y(t)$ 代入式(4.10.8)可得速度增量 $\Delta \dot{y}(t)$ 。这样就得到一下时段的起始值 $y(t + \Delta t)$ 及 $\dot{y}(t + \Delta t)$;为了消除近似法的累积误差,不是从式(4.10.7)求 $\Delta \ddot{y}$,而由 $y(t + \Delta t)$, $\dot{y}(t + \Delta t)$ 的值直接代入 $t + \Delta t$ 时刻的动力平衡方程类似于式(4.9.4),求得加速度起始值 $\ddot{y}(t + \Delta t)$,则这一时间间隔内的计算结束。

现在把线性加速度积分方法的步骤归纳如下:

1. 已知起始条件 $y(t)$ 和 $\dot{y}(t)$,或是从初始时刻 $t = 0$ 时的 $y(0)$, $\dot{y}(0)$ 算起,或是从上一步的终点值 $y(t)$ 和 $\dot{y}(t)$ 算起。
2. 根据上述已知条件,确定 t 时刻的阻尼系数值 $C(t)$ 和刚度系数值 $K(t)$ 。
3. 由瞬时动力平衡方程式(4.9.4)计算 t 时刻的起始加速度。
4. 由式(4.10.11)和(4.10.12)算出等效刚度 $\bar{K}(t)$ 和等效荷载增量 $\Delta \bar{P}(t)$ 。

5. 按式(4.10.13) 计算位移增量 $\Delta y(t)$ 。

6. 按式(4.10.8) 计算速度增量 $\Delta \dot{y}(t)$ 。

7. 有了 $\Delta y(t), \Delta \dot{y}(t)$, 又可计算作为下一步起始条件的位移和速度:

$$y(t + \Delta t) = y(t) + \Delta y(t) \quad (4.10.13a)$$

$$\dot{y}(t + \Delta t) = \dot{y}(t) + \Delta \dot{y}(t) \quad (4.10.13b)$$

如此, 一个时间步长计算完毕。重复以上步骤, 可以一步一步地计算下去, 到所需时程范围为止。

线性加速度法的精度, 取决于三个因素:

1. 干扰力的变化率;
2. 非线性刚度和非线性阻尼的复杂程度;
3. 时间步长 Δt 与体系自振周期 T 的比值。

如果加载过程简单, 精度主要取决于 $\Delta t/T$ 的比值。

这个方法是有条件稳定的, 如果所取的时间步长 Δt 超过自振周期之半, 就可能发散。时间步长若能小于自振周期的 $1/10$, 则可获得可靠的结果。

4.10.2 常加速度方法^[25]

常加速度方法在非线性时程分析中应用很广, 因为它有一个优点: 无条件稳定。所有条件稳定方法均要求很短的时间积分步长以避免高阶模态反应的不稳定。

常加速度的假设导致速度矢量的线性变化和位移矢量的二次变化, 很容易导出增量的拟静力平衡方程为

$$\bar{K}(t)\Delta y(t) = \Delta \bar{P}(t) \quad (4.10.14)$$

其中有效刚度为

$$\bar{K}(t) = K(t) + \frac{2}{\Delta t}C(t) + \frac{4}{(\Delta t)^2}M \quad (4.10.15)$$

有效增量荷载为

$$\Delta \bar{P}(t) = \Delta P(t) + 2C(t)\dot{y}(t) + M\left[\frac{4}{\Delta t}\dot{y}(t) + 2\ddot{y}(t)\right] \quad (4.10.16)$$

根据上述方程式可解出位移增量 $\Delta y(t)$, 对于多自由度的非线性问题, 每一步要求分解有效刚度阵。根据位移增量可求出速度增量

$$\Delta \dot{y}(t) = \frac{2}{\Delta t}\Delta y(t) - 2\dot{y}(t) \quad (4.10.17)$$

为了解时间 $t + \Delta t$ 的反应, 将 t 时的反应作为下一步的初量, 然而为了减少误差, 每一步的初始加速度直接由平衡方程求得, 即

$$\ddot{y}(t) = M^{-1}[P(t) - C\dot{y}(t) - Ky(t)] \quad (4.10.18)$$

对于多自由度系统, 由于质量阵 M 的逆阵每一步均需要, 因此, 开始就应用程序计算好并储存待用。

4.10.3 纽马克法

前面介绍的线性加速度法, 计算比较简便, 但是有条件稳定的, 即 $\Delta t/T$ 的值必须满足

一定条件,才能保证计算的稳定性。另外,计算表明,用线性加速度法算得的位移偏大于精确解,而算得的速度则偏小于精确解。为了提高计算的精度和稳定性,发展了许多逐步积分法。事实上,在逐步积分过程中,对时间间隔 Δt 范围内的加速度采用不同的近似假定,就有各种不同的数值积分法。如后面介绍的 Wilson- θ 法用延伸时间步长 $\tau = \theta \cdot \Delta t$ ($\theta > 1.37$) 范围内,加速度按线性变化的假定进行逐步积分,并证明了该法是无条件稳定,即 $\Delta t/T$ 的值不受限制,可保证数值积分的稳定性。这里介绍的纽马克方法,用两个参数 β, γ 分别对线性加速度法中的位移增量式,速度增量式进行修正,以期提高计算的精度。纽马克方法中设:

$$\Delta \dot{y}(t) = \Delta \ddot{y}(t) + \gamma \Delta t \Delta \ddot{y}(t) \quad (4.10.19)$$

$$\Delta y(t) = \Delta \dot{y}(t) + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{y}(t) + \beta (\Delta t)^2 \Delta \ddot{y}(t) \quad (4.10.20)$$

其余运算步骤与 4.10.1 节中的线性加速度法完全类似,即从式(4.10.19), (4.10.20) 中可求得

$$\Delta \ddot{y}(t) = \frac{1}{(\beta \Delta t)^2} \Delta y(t) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{y}(t) - \frac{1}{2\beta} \ddot{y}(t) \quad (4.10.21)$$

$$\Delta \dot{y}(t) = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta y(t) - \frac{\gamma}{\beta} \dot{y}(t) - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta \ddot{y}(t) \quad (4.10.22)$$

将式(4.10.21), (4.10.22) 代入增量平衡方程式(4.10.1) 中可得完全类似于式(4.10.10) 的公式:

$$\bar{K} \Delta y(t) = \Delta \bar{P}(t) \quad (4.10.23)$$

式中

$$\bar{K} = K(t) + \frac{M}{\beta (\Delta t)^2} + \frac{\gamma C(t)}{\beta \Delta t} \quad (4.10.24)$$

$$\Delta P = \Delta P(t) + M \left[\frac{1}{\beta \Delta t} \dot{y}(t) + \frac{1}{2\beta} \ddot{y}(t) \right] + C(t) \left[\frac{\gamma}{\beta} \dot{y}(t) + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta \ddot{y}(t) \right] \quad (4.10.25)$$

由式(4.10.23) 求出位移增量 $\Delta y(t)$ 后,就可由式(4.10.22) 求得速度增量 $\Delta \dot{y}(t)$,于是可得下一时段的起始值

$$y(t + \Delta t) = y(t) + \Delta y(t) \quad (4.10.26)$$

$$\dot{y}(t + \Delta t) = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta y(t) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{y}(t) - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \cdot \ddot{y}(t) \quad (4.10.27)$$

这样,可按 4.10.1 节中归纳的那样,继续运算下去。

纽马克方法中关键是先取 β, γ 值,其中 γ 控制人工阻尼,当 $\gamma = \frac{1}{2}$,无人工阻尼,当满足 $\gamma \geq \frac{1}{2}, \beta \geq \frac{\gamma}{2}$,纽马克法是无条件稳定,通常取 $\gamma = \frac{1}{2}$,通过调整 β 值以期达到对加速度的各种修正,故也可以称为纽马克 β 法。当 $\beta = \frac{1}{6}$ 时即为线性加速度法。当 $\beta = \frac{1}{4}$ 时即为常加速度法。

以上是纽马克法的显式计算式,它较隐式计算式使用方便,有些情况使用合适的 β, γ 能得到稳定解,但并不一定能获得精确解。纽马克法的隐式计算式通常能获得较满意的结果。下面仅列出其计算步骤:

对于每一时间步长 Δt :

1. 计算有效刚度矩阵: $\bar{K} = K_{i-1} + M/\beta(\Delta t)^2$

2. 计算有效增量荷载矢量 $\Delta \bar{P} = P_i - F_{i-1} + MQ_{i-1}$

(其中 F_{i-1} 为结构恢复力和阻尼力之和, P_i 为外部节点荷载作用矢量, Q_{i-1} 由上一时间步所求得, 如第一步 $F_0 = 0, Q_0 = \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)} \right] \dot{y}_0 + \left[\frac{1}{2\beta} - 1 \right] \ddot{y}_0$)

3. 分解有效刚度矩阵 $\bar{K} = U'U$

4. 求解增量位移 Δy

$$U' \Delta y_i^* = \Delta \bar{P}_i$$

$$U \Delta y_i^* = \Delta y_i^*$$

5. 计算位移和加速度

$$\left. \begin{aligned} y_i &= y_{i-1} + \Delta y_i \\ \ddot{y}_i &= \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta y_i - Q_{i-1} \end{aligned} \right\}$$

6. 如不考虑平衡迭代, 转到 13 步; 否则令 $j = 0$, 继续

7. 开始第 j 步迭代: $j \leftarrow j + 1$

8. 计算失衡荷载矢量

$$\hat{P}_i^j = P_i - M\ddot{y}_i^{j-1} - F_i^{j-1}$$

9. 第 j 步修正位移增量

$$\left. \begin{aligned} U' \Delta(\Delta y_i)^j &= \hat{P}_i^j \\ U \Delta(\Delta y_i)^j &= \Delta(\Delta y_i)^j \end{aligned} \right\}$$

10. 计算新的位移

$$\left. \begin{aligned} \Delta y_i^j &= \Delta y_i^{j-1} + \Delta(\Delta y_i)^j \\ y_i^j &= y_{i-1} + \Delta y_i^j = y_i^{j-1} + \Delta(\Delta y_i)^j \end{aligned} \right\}$$

11. 计算新的加速度

$$\ddot{y}_i^j = -Q_{i-1} + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta y_i^j$$

12. 确定迭代精度, 如果 $\|\Delta(\Delta y_i)^j\| / \|y_i^j\| \leq$ 给定精度, 转到第 13 步, 或者如果 $j \geq$ MNIT 转到第 13 步, 否则如果 $j \leq$ MNIT 转到第 7 步, 其中 MNIT 为最大迭代次数。

13. 计算速度和 Q_i 列阵

$$\dot{y}_i = \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{y}_{i-1} + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{y}_{i-1} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta y_i^j$$

$$Q_i = \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{y}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{y}_i$$

4.10.4 威尔逊- θ 法

这个方法是 4.10.1 节线性加速度法的一种修正形式。它的基本假设仍然是加速度按线性变化, 但其范围延伸到时间步长 Δt 之外, 即设

$$\tau = \theta \Delta t, \quad \theta > 1.37 \quad (4.10.28)$$

若取 $\theta = 1$, 这就是线性加速度法。由于线性加速度法不能保证无条件稳定, Wilson- θ 法为此作了图 4.10.2 所示的修正。把线性加速度法中的式(4.10.5), 式(4.10.6) 的 Δt 置换为这里的 τ 就可写出经过时间 τ 之后的速度增量和位移增量

$$\hat{\Delta}\dot{y}(t) = \tau\ddot{y}(t) + \frac{\tau}{2}\hat{\Delta}\ddot{y}(t) \quad (4.10.29)$$

$$\hat{\Delta}y(t) = \tau\dot{y}(t) + \frac{\tau^2}{2}\ddot{y}(t) + \frac{\tau^2}{6}\hat{\Delta}\ddot{y}(t) \quad (4.10.30)$$

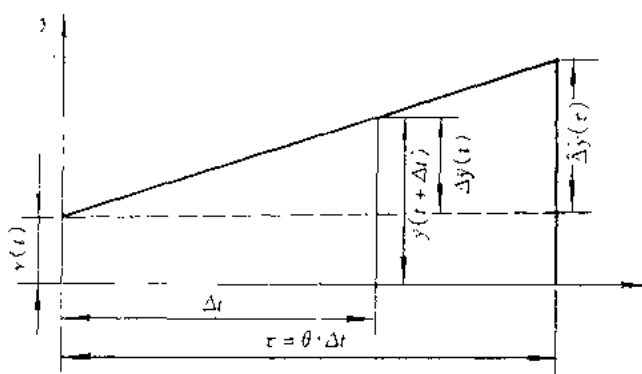


图 4.10.2 加速度在 τ 范围内线性变化

式中, 符号 $\hat{\Delta}$ 表示对应于时间步长 τ 的增量。同样, 把式(4.10.10) 中的 Δt 置换为 τ 可得

$$\bar{K}(t)\hat{\Delta}y(\tau) = \hat{\Delta}\bar{P}(\tau) \quad (4.10.31)$$

式中

$$\bar{K}(t) = K(t) + \frac{6}{\tau^2}M + \frac{3}{\tau}C \quad (4.10.32)$$

$$\hat{\Delta}\bar{P}(\tau) = \hat{\Delta}p(t) + M\left[\frac{6}{\tau}\dot{y}(t) + 3\ddot{y}(t)\right] + C(t)\left[3\dot{y}(t) + \frac{\tau}{2}\ddot{y}(t)\right] \quad (4.10.33)$$

从式(4.10.31) 可算出位移增量 $\hat{\Delta}y(\tau)$ 为

$$\hat{\Delta}y(\tau) = \frac{\hat{\Delta}\bar{P}(t)}{\bar{K}(t)} \quad (4.10.34)$$

利用这个位移增量及 t 时刻的速度 $\dot{y}(t)$ 、加速度 $\ddot{y}(t)$, 由式(4.10.30) 得到经过 τ 时间的加速度增量为

$$\hat{\Delta}\ddot{y}(\tau) = \frac{6}{\tau^2}\hat{\Delta}y(t) - \frac{6}{\tau}\dot{y}(t) - 3\ddot{y}(t) \quad (4.10.35)$$

而后, 用直线内插法, 计算 Δt 时间步长的加速度增量为

$$\Delta\ddot{y}(t) = \frac{1}{\theta}\hat{\Delta}\ddot{y}(\tau) \quad (4.10.36)$$

有了 $t + \Delta t$ 时刻的加速度增量, 就可按线性加速度法计算对应这一时刻的速度增量和位移增量, 由式(4.10.29), 式(4.10.30) 并将 τ 换成 Δt , 可得

$$\Delta\dot{y}(t) = \Delta t \cdot \ddot{y}(t) + \frac{\Delta t}{2}\Delta\ddot{y}(t) \quad (4.10.37)$$

$$\Delta y(t) = \Delta t\dot{y}(t) + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{y}(t) + \frac{(\Delta t)^2}{6}\Delta\ddot{y}(t) \quad (4.10.38)$$

从而求得了

$$\left. \begin{aligned} y(t + \Delta t) &= y(t) + \Delta y(t) \\ \dot{y}(t + \Delta t) &= \dot{y}(t) + \Delta \dot{y}(t) \end{aligned} \right\} \quad (4.10.39)$$

式(4.10.39)作为下一步运算的起始条件,如同4.10.1节中所归纳那样,继续运算下去。

威尔逊- θ 法的稳定性分析表明,当 $\theta > 1.37$ 时,它是无条件稳定的。在大多数情况下,取 $\theta = 1.40$ 左右,可望得出很好的结果。

4.10.5 β - θ 法

通过对上述各种方法比较研究,把这些显式计算式都归纳在一起,作者提出了 β - θ 法^[27]。即

$$\left. \begin{aligned} \Delta y(t) &= \tau \dot{y}(t) + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{y}(t) \tau^2 + \beta \ddot{y}(t + \tau) \tau^2 \\ \Delta \dot{y}(t) &= \tau \ddot{y}(t) + \frac{\tau}{2} [\ddot{y}(t + \tau) - \ddot{y}(t)] \\ \tau &= \theta \cdot t \end{aligned} \right\} \quad (4.10.40)$$

对一些复杂的结构,可以选择不同的 β, θ 参数值和恰当的步长,寻求稳定的数值解。上式包括下述各种方法:

- $\theta = 1, \beta = \frac{1}{6}$, 即符合线性加速度的假定;
- $\theta = 1, \beta = \frac{1}{4}$, 即符合等加速度的假定;
- $\theta = 1, \beta = \frac{1}{5}$, 即 Newmark- β 法建议的方法;
- $\theta = 1.37, \beta = 0$, 即 Wilson- θ 法所建议的方法。

参 考 文 献

- [1] Standard specification for highway bridges. (1992), 15th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D. C.
- [2] Eurocode 8: Structures in Seismic Regions Design, Part 2: Bridges, (draft) April 1993
- [3] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 中国铁道出版社, 1992
- [4] 李国豪. 工程结构抗震动力学. 上海: 上海科学技术出版社, 1980
- [5] Rosenblueth and Elorduy J, Response of Linear System to Certain Transient Disturbance, Proc. the World Conf. on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1969
- [6] Carr A J, Dynamic analysis of Structures, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 27, No. 2, June 1994
- [7] Kiureghian A D, A Response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDF Systems, Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol. 9, p419-435, 1981
- [8] Gupta K. Model Combination in Response Spectrum Method, Proc. 8th World Conf. on Earthquake Engineering, 1984
- [9] Kiureghian A D and Yutaka Nakamura. CQC Model Combination Rule for High-frequency Models, Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol. 22, p943-956, 1993

- [10] Tsai C. A New Method for spectral Response Analysis, Proc. 8th World Conf. on Earthquake Engineering, 1984
- [11] Yuan W, Wang S and Fan L. Response Spectrum Method for Aseismic Design of Suspension Bridges", Proc. of Bridges into 21th Century. Hongkong, 1995. 10
- [12] Nakamura Y, Kiureghian A D and Lin D. Multiple-support Response Spectrum Analysis of the Golden Gate Bridge, Report No. UCB/EERC-93/05, Earthquake Engineering Research Centre, University of California at Berkley, 1993
- [13] 范立础等. 大跨桥梁抗震设计若干建议. 第十一届全国桥梁学术会议. 1994. 12, 广东汕头
- [14] Kanok-Nukulcha W, Yiu P K and Broton D M. Mathematical Modelling of Cable-Stayed Bridges, IABSE Publications Committee, 1992, Vol. 2p108-113
- [15] 胡世德, 范立础. 斜拉桥动力计算有限元模式的讨论. 同济大学学报, 1993 增刊
- [16] Xiang H and Zhu L. Triple-Girder Model for Dynamic Analysis of Cable-Stayed Bridges, Proceedings, EASEC-4 Seoul, Korea, 1993
- [17] Nazmy A S and Abdel-Ghaffar A M. Three Dimensional Nonlinear Static Analysis of Cable-Stayed Bridges, Computers & Structures, Vol. 34, No. 2, pp257-271, 1990
- [18] Tseng W and Penzien J. Analytical Investigations of the Seismic Response of Long Multiple-Span Highway Bridges, Earthquake Engineering Research Center, PB-227816, 1973
- [19] 范立础, 袁万城. 桥梁橡胶支座减隔震性能研究, 同济大学学报, 1989 年第 17 卷第 4 期
- [20] 谢贻权等. 弹性和塑性力学中的有限单元法. 北京: 机械工业出版社
- [21] Wolf, John P., Dynamic Soil-Structure Interaction, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, 1985
- [22] Ronald S. Harichandran, Response of Simple Beam to Spatially Varying Earthquake Excitation, ASCE(EMG), Vol. 114, 1988
- [23] 李瑞霖, 项海帆. 悬浮体系斜张桥抗震动力可靠性的近似方法. 中国土木工程学会桥梁及结构工程学会第七届学术会议论文集, 1987
- [24] 张相庭等. 结构振动力学. 上海: 同济大学出版社, 1994
- [25] Clough R W and Joseph Penzien J. Dynamics of Structures, Second Edition, McGraw-Hill, Inc, New York, 1993
- [26] Hojjat Adel et al., Algorithms for Nonlinear Structure Dynamics, ASCE(ST2), Vol. 104, 1978
- [27] 范立础. 梁桥非线性地震反应分析. 土木工程学报, 1981 年第 1 期
- [28] 袁万城, 范立础, 项海帆. 大跨桥梁空间非线性地震反应分析. 同济大学学报第 19 卷 1991 年增刊

第五章 大跨度桥梁地震反应分析

近半个世纪以来发生的几次强烈地震使人们对结构的抗震设计越来越重视,尤其是作为生命线工程的桥梁,抗震设计已成为桥梁设计中不可缺少的部分,各有关国家都制定了相应的规范。然而,这些规范都有一定的适用范围,如:

- 美国 AASHTO 编制的公路桥梁设计规范,在抗震设计部分中规定:“应用于普通的钢与混凝土梁与箱梁,主跨不大于 152.4m,不适用于悬索桥、斜拉桥、拱桥、活动桥的抗震设计,在规范说明中的一般原则可以参考”。

- 欧洲规范草案(Eurocode8-2 桥梁):“应用于主要受水平地震作用,具有竖直墩或接近竖直墩台体系的桥梁,包括拱桥、刚架桥、系杆拱桥和斜拉桥”,规定中无明显的跨径限制。

- 日本道路桥梁规范(抗震设计篇):“适用于跨径小于 200m 的桥梁,对超过 200m 跨径的桥梁可以参考使用本篇有关规定”。

- 我国《公路工程抗震设计规范》(第四章 桥梁):“本章适用于跨径不超过 150m 的钢筋混凝土和预应力混凝土梁桥、圬工或钢筋混凝土拱桥的抗震设计”。

- 我国《铁路工程抗震设计规范》中对跨径没有规定,但说明“对特殊抗震要求的建筑物和新型结构应进行专门研究设计”。

对于大跨度桥梁抗震设计,日本在修建本州-四国联络线时制定一个有关指南,美国土木工程学会斜拉桥委员会在 90 年代编制了斜拉桥设计指南,其中第六章为斜拉桥的抗震设计若干规定,但这些规定还是显得较为粗浅,工程师们很难参照执行。我国对大跨度桥梁抗震设计尚未制定相应规范,但自 80 年代初以来,随着国家经济建设飞跃发展,大跨度桥梁的建设如雨后春笋,方兴未艾,许多大桥位于地震区,必须进行抗震设计。土木工程防灾国家重点实验室桥梁抗震学科组在近十年来承担了我国 20 余座大桥的抗震研究工作,我们建议:对于大跨度桥梁,从方案的可行性研究开始就要对方案的抗震性能进行评估,一旦方案成立,即把结构的抗震性能研究单独立项深入地进行专题研究,以确保生命线工程的安全。

图 5.1.1 所示为大跨度桥梁抗震设计流程图。

本章对上述设计步骤中有关问题,简要介绍我们在研究工作中的收获与体会。

5.1 设计概率水准的确定

实际上,各国规范已在设防标准中普遍认可结构重要性系数(尽管表达方式不一)和抗震设计中二级或三级的多级设防目标。在我国公路工程抗震设计规范中,虽然保留了以设防烈度为设防标准,但已摒弃了对重要结构提高设防烈度的设防目标。对一般桥梁结构物引入了结构重要性系数,对修建特别重要的特大桥,提出了对桥址场地宜*进行烈度复核或地震危险性分析。但对大跨度桥梁的抗震设防标准并未作明确规定。我们在承担的大跨度

* “宜”即表示在条件许可时,首先应这样做的用词。

桥梁抗震研究项目中吸取了国外少数国家的建议与规定,即根据结构物的重要性,确定和提出不同的超越概率的地震动参数作为设防标准,同时也考虑了我国“建筑抗震设计规范”(GBJ11-89)的设防标准和三级抗震设计目标的思想。

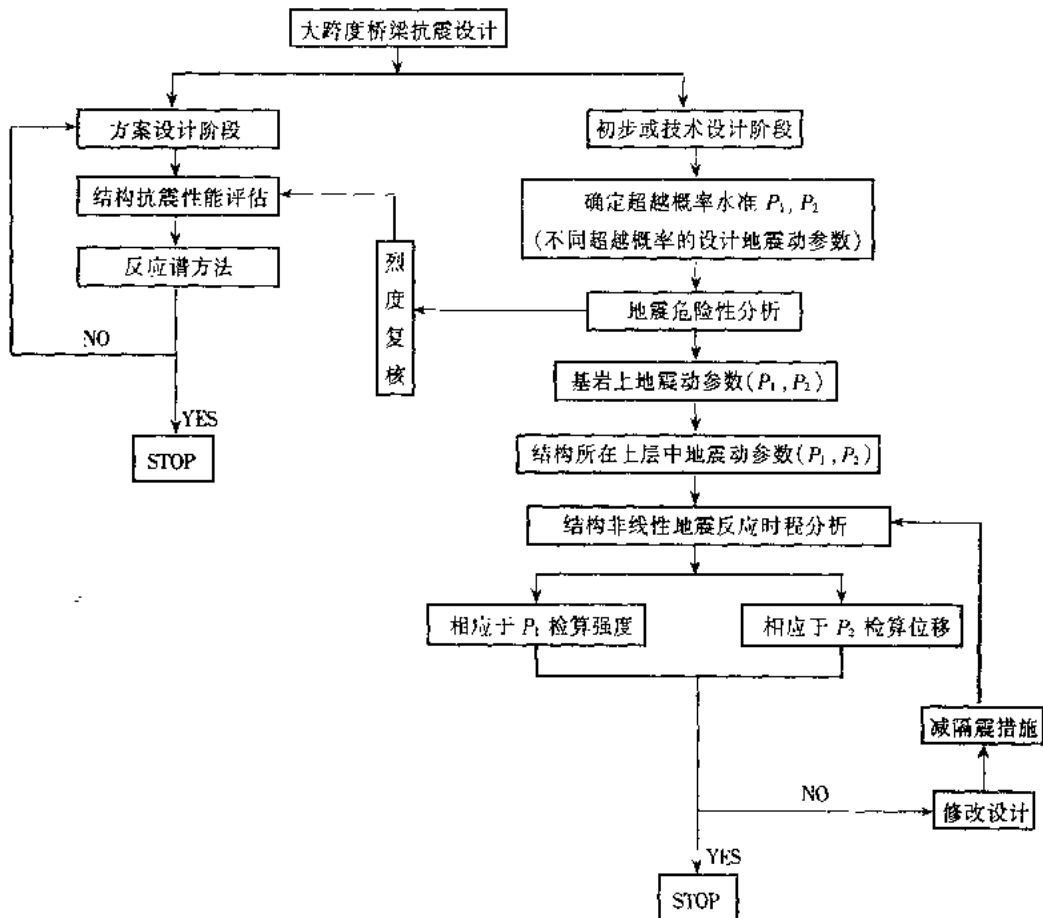


图 5.1.1 大跨度桥梁抗震设计流程图

建筑震规就我国现有的科学水平和经济条件,根据“小震不坏,大震不倒”的抗震设防为指导思想,在对建筑物抗震设防时考虑基准期 50 年,从而选择了 50 年超越概率 63%,10% 和 3% 三个不同的抗震设计目标。其中 50 年超越概率 63% 相当于常遇地震,即小震;50 年超越概率 10% 相当于偶遇地震,即中震;50 年超越概率 3% 相当于罕遇地震,即大震或强震。设计要求结构在小震时处于弹性工作状态;中震时允许在控制截面开裂进入塑性工作状态,但要便于修复,以保证震后在短期内恢复交通;而在强震时结构可以遭受破坏,但不能倒塌。

我们在大跨度桥梁抗震设计中所提出的设防标准列于表 5.1.1,乃采用不同超越概率的设计地震动参数进行设防。在抗震设计中,可采用反应谱方法在方案设计阶段作大桥抗震性能的评估。在初步或技术设计阶段应根据设计地震动参数* 进行结构空间非线性地

* 结构的地震反应分析首先要确定的是设计地震动参数的相应概率水准。一般应根据桥址所处的地震环境,结合工程不同的使用期限、工程的重要性、投资效益及所允许的风险水平来确定。因为现在尚无相应规程作规定,大桥设计地震动参数相应的超越概率水准应由大桥上级主管部门核准。

震反应时程分析,相应于 P_1 则检算结构物强度;相应于 P_2 则检算结构物位移(变形能力)。 P_1 相当于中震; P_2 相当于大震。表中列出的两个不同 P 值的水准,可根据地震环境与结构物的重要性选用。

表 5.1.1 设计地震动参数的超越概率标准

P_1	P_2	
50 年基准期超越概率 10%	100 年基准期超越概率 10%	50 年基准期超越概率 3%

5.2 桥址区地震危险性分析

地震危险性分析的主要内容是,首先对以桥址为中心的大约 250~300km 的区域内的地震构造和地震活动进行调查,了解大地构造情况及该区域中活动断裂带的分布;这些断裂带的活动性以及历史上在该区域中地震活动的空间分布及时间分布的特征,在此基础上进一步对桥址小区范围内作这方面的详细调查以判明潜在震源区的位置、规模和地震活动频度以及给出可能的震源模式,确定各潜在震源的发震率,然后根据地震动衰减规律和地震危险性概率模型计算得不同概率的基岩地震动参数(主要包括基岩目标反应谱、地震动峰值加速度和地震持续时间)。在此基础上用平稳随机过程的数学模式计算基岩加速度时程曲线,并将它们作为基岩地震输入,进行土层的地震反应计算。土层的反应主要和土的动剪切模量、阻尼比和动剪切应变有关。这些基本的土的动力性能资料可根据波速测定以及从钻孔中取若干土样进行土的动力性能的室内试验取得。然后用一维或二维波动模型计算土层的地震反应,从而取得土层的峰值加速度、土层设计反应谱及有关参数,同时取得土层的人工地震波时程。由于地震发生的随机性,进行土层地震反应计算时要取桥址附近多个钻孔资料的试验结果作为计算依据。

地震危险性分析及土层地震反应提供结构地震反应分析计算所需的各项设计地震动参数及人工地震波时程。我们在项目的研究中,为保证结构抗震分析的可靠性,要求承担此项研究任务的单位对大桥主墩、辅墩或桥台(锚台)的位置上,都要提供基岩人工地震波时程及其覆盖土层中不同土层的地震动参数和人工地震波时程(即是土层地震反应时程)。根据所选择参数在上下幅变动取值,从而每个点上都要提供一组(一般三条)人工地震波时程,每一人工地震波时程包括水平向与竖直向两种,为在桥梁结构空间非线性地震反应分析中考虑多点激振、波相位差以及桩-土-结构共同作用提供足够的地震动输入时程。

5.3 桥梁结构地震反应分析方法

5.3.1 反应谱方法

反应谱方法用于大跨桥梁方案设计阶段,对各方案的抗震性能进行较粗略的评估。

反应谱是不同频率的单质点体系在一定阻尼系数的条件下输入不同地震而运动后得到的位移反应、速度反应和加速度反应最大值的外包络曲线。应用反应谱计算结构地震反应首先要计算结构的动力特性和各阶振型参与系数,然后按各阶振型对某项反应的贡献程度进

行线性叠加,得出这项反应的最大值。因此,反应谱理论是建立在以下基本假定的基础上:

- (1) 结构的地震反应是线弹性的,可以采用叠加原理进行振型组合;
- (2) 结构物所有支承处的地震动完全相同;
- (3) 地震动的过程是平稳随机过程。

反应谱方法的整个计算过程目前均由计算机程序实现,现在最成熟的、应用最广泛的是 SAPV 程序和美国地震研究中心编制的 NEABS(Nonlinear Earthquake Analysis of Bridge Systems) 程序。

反应谱方法的特点是可以较少的计算量获得结构的最大反应值。它的不足之处,主要表现在:

(1) 在所有的支承处只能假定地震动完全相同,不能考虑多点激励,这对于复杂地质条件的大跨度桥梁将带来局限性。如主墩设在不同地质条件的地基上或主墩之间的距离较大时,所有支承输入相同的地面运动是不恰当的。

(2) 不能进行非线性地震反应分析。到目前为止,反应谱理论只限于线弹性范围,还没有真正意义上的弹塑性谱曲线。结构进入塑性范围后,承载能力的降低仅仅体现在结构综合影响系数 C_s 上,而 C_s 系数的含义比较含糊,规范对它的解释是“用以反应实际构造物的地震反应与现行地震荷载计算理论之间的差异的协调值”。在现行规范中给出的 C_s 值亦仅限于常用的梁式桥墩台和拱桥,从这个意义上讲,用反应谱理论进行深入的地震反应分析是不可能的。

(3) 计算结果只能给出最大反应值,而不能给出发生反应的全过程。在抗震设计中最大的内力反应是最受关注的,但相邻截面的最大反应或即使在同一截面上各个内力的最大反应发生的时刻各不相同,在结构强度或应力验算中应取发生在同一时刻的反应值,如最大弯矩相应的轴力和剪力,或最大轴力相应的弯矩和剪力等。这一点反应谱无法做到。

(4) 长周期结构采用规范设计反应谱或由地震危险性分析给出的场地设计反应谱(有的也限于 $5s$ 以内)计算所得的地震反应结果偏大。这一点对于大跨度飘浮体系斜拉桥尤为突出。因为这种体系具有两个特点:① 基本周期很长,如上海南浦大桥第一频率 $f_1 = 0.1486\text{Hz}$ ($T_1 = 6.73s$);上海杨浦大桥 $f_1 = 0.0781\text{Hz}$ ($T_1 = 12.8s$);上海徐浦大桥 $f_1 = 0.0942\text{Hz}$ ($T_1 = 10.62s$);它们的基本周期均超过 $6s$ 。② 第一振型对主塔弯矩反应的贡献占绝对优势。因此,在计算中长周期部分的动力放大系数 β 的合理取值对主塔的验算有很重要的意义。

为安全起见,规范对 β 的最小值作了限制。在公路震规中规定 $\beta_{\min} \geq 0.3$;在铁路震规中规定 $\beta_{\min} \geq 0.45$,这对长周期结构显然过于保守。文献[15]对规范反应谱长周期部分的合理修正做了工作,在铁路震规反应谱(修改前的公路震规也取这一谱曲线)的基础上建议:

① 对于Ⅲ类场地土, $T > 3.5s$ 的长周期范围以曲线 $\beta_{cd} = \frac{5.5125}{T^2}$ 代替 $\beta_{cd} = 0.45 = \text{常数}$ 。② 对于Ⅰ类和Ⅱ类场地土可偏安全地将原有公式延长使用,直至与Ⅲ类土的修正公式相交为止。

下面以南浦大桥主塔地震反应估算为例,说明设计反应谱长周期修正的必要性。

南浦大桥半桥重量约 $3.2 \times 10^5 \text{kN}$,其中桥面系重约 $1.25 \times 10^5 \text{kN}$,以Ⅶ度地震烈度设防, $K_h = 0.1$,根据上海的地质条件,确定桥址处为Ⅲ类场地土。

如前所述,该桥 $f_1 = 0.1486\text{Hz}$, $T_1 = 6.73\text{s} > 3.5\text{s}$, 应进行长周期修正。

$$\beta = \frac{5.5125}{T^2} = \frac{5.5125}{6.73^2} = 0.1217$$

用悬臂墩方法估算主塔塔根截面的最大弯矩。由于是飘浮体系,假定桥面系重量通过斜拉索集中于主塔锚索区重心处,该重心位置距桥面约 130m;主塔的重量可用悬臂墩的折算方法集中于塔顶。塔顶距桥面约 150m。

如取修正后的 β 值 ($\beta = 0.1217$), 则每个塔柱塔底弯矩 $M = 1.353 \times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$

如取公路震规的 β 值 ($\beta = 0.3$), 则每个塔柱塔底弯矩 $M = 3.335 \times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$

如取铁路震规的 β 值 ($\beta = 0.45$), 则每个塔柱塔底弯矩 $M = 5.002 \times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$

三者的差有 1~2 倍。可见用规范的 β 值计算飘浮体系斜拉桥的主塔反应过于保守。

(5) 当所取的频率阶数不足时会使得某些截面的反应值失真,导致不安全的结果。这种情况发生在对结构某些部位的反应贡献最大的振型出现在高阶范围时,如飘浮体系斜拉桥的锚墩的横向地震反应。

表 5.3.1 所示为某大桥锚墩的横向地震反应值取前 20 阶和取前 70 阶计算结果的对比。

表 5.3.1 取不同频率阶数时锚墩横向地震反应计算结果

截面位置 \ 内力	取前 20 阶			取前 70 阶		
	M_{\max} ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	N_{\max} (kN)	Q_{\max} (kN)	M_{\max} ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	N_{\max} (kN)	Q_{\max} (kN)
北锚墩墩底	6320	718	437	7261	931	487
南锚墩墩底	104	486	10	12330	1528	873

从表中可见,北锚墩的反应值相差不大,而南锚墩的反应值相差很大,几乎相差两个数量级。这是因为对北锚墩贡献最大的频率出现在第 11 阶,而对南锚墩贡献最大的频率出现在第 22 阶。如果只计算到 20 阶,则没有把贡献最大的频率包括进去,会导致危险的结果。因此,在软件和硬件条件许可的情况下,频率阶数应尽可能多取一些,以保证反应值的正确性。

总的来说,如果注意到反应谱方法的以上这些特点,则在中、小桥的抗震设计和大跨度桥梁的地震反应估算中,反应谱方法仍然不失为是一种简便有效的方法。

5.3.2 时程分析法

时程分析法是建立在结构的动力平衡方程的基础上,一般多自由度体系在地震力作用下的结构振动方程为

$$\mathbf{M}\ddot{\delta} + \mathbf{C}\dot{\delta} + \mathbf{K}\delta = -\mathbf{M}\mathbf{I}_x\ddot{\delta}_g(t) \quad (5.3.1)$$

方程的右端项为地震水平地面加速度引起的激振力, $\ddot{\delta}_g(t)$ 为地面加速度时程。因此时程分析法的关键是要知道桥址区在相应的设计概率水平时会发生多强的地震,地震发生的能量衰减规律,地震发生的持续时间及场地的加速度时程等。考虑到地震发生的随机性,这些参数通常用确定性或概率论方法估计。这部分研究工作即所谓“桥址区地震危险性分析”或称“地震安全性评估”,通常由国家地震局或省级地震局等专业单位承担。

目前,时程分析中的计算程序不少,如 SAPV 程序中的动力分析部分可进行反应谱分析计算、强迫振动分析、振型叠加分析及时程分析等,但它们均限于线弹性分析。

桥梁结构空间非线性地震反应分析亦可应用 ADINA(美国麻省理工学院 K. J. Bathe 教授主编),NONSAP(美国加利福尼亚大学贝克莱分校 K. J. Bathe, E. L. Wilson 和 R. H. Iding 编制)等比较流行的结构非线性分析程序。但在边界条件处理上缺少桥梁上常用的橡胶支座、橡胶伸缩缝等线性或非线性模块。

我国唐山地震后,在 80 年代初,作者在李国豪教授的指导下开发了梁桥非线性地震反应程序 ERPB,考虑 $P-\Delta$ 效应,并采用了作者提出的 Newmark- β 参数和 Wilson- θ 参数的改进拟静力法求解结构的动力平衡方程。作者用此程序对唐山地震中倒塌的老滦河大桥作了震害分析。对南宁邕江大桥(悬臂梁,沉并基础的双柱式墩)和天津华北桥(连续梁,桩基实体墩)作了抗震分析,并建议了加固方案。ERPB 程序仅适用于梁桥,亦未考虑橡胶支座等模块。

由土木工程防灾国家实验室桥梁抗震学科组在研究了国内外结构非线性分析程序的基础上,编制了专用于桥梁空间非线性地震反应分析的软件,即 NSRAP 程序,其主要特点是:

- (1) 有多点激励功能,可以在不同基础位置及不同土层深度输入不同波形的地震波。这一点对地质条件复杂的大跨度桥梁具有很重要意义。
- (2) 可对结构进行非线性分析,主要指结构的几何非线性和材料非线性。
- (3) 可考虑桩-土-结构相互作用。
- (4) 带有橡胶支座、伸缩缝单元线性和非线性模块。

图 5.3.1 为 NSRAP 的程序框图。

在 80 年代初,美国地震研究中心 W. S. Tseng, J. Penzien, R. Imbsen, W. D. Liu 等研究员和加利福尼亚大学土木工程系(贝克莱分校)的教授们编制了桥梁体系非线性地震分析软件,即 NEABS 程序。此程序可应用于大跨或多跨桥梁体系的非线性动力分析,在国外应用相当广泛。1993 年在美国地震研究中心公布的软件单上的版本是最新发展的版本。表 5.3.2 为我国 NSRAP 程序与美国 NEABS 程序的功能比较。

表 5.3.2 NSRAP 程序与 NEABS 程序功能的对比

功 能	NSRAP	NEABS
三维梁、柱线性与非线性单元	✓	✓
橡胶支座线性与非线性单元	✓	
橡胶伸缩缝线性与非线性单元	✓	✓
三维曲梁线性与非线性单元	✓	✓
多点激励功能	✓	
桩-土-结构相互作用	✓	
基础线弹簧单元	✓	✓
约束混凝土梁端屈服面参数及截面延性转角分析	✓	

NSRAP 程序编制后,在使用中经结构模型地震模拟试验验证,并经国内专家评审,论证了它的正确性与可靠性。为了配合大跨度桥梁抗震设计,大桥的引桥与相应的立交桥工程

大跨桥梁空间非线性地震反应分析

多点激励的大跨桥梁空间非线性地震反应

钢筋混凝土、约束钢筋混凝土、梁单元梁端屈服面参数及截面的延性转角确定

混凝土、约束混凝土应力应变关系、截面几何数据、纵向钢筋应力应变关系 (输入数据)

确定空间梁单元、梁端屈服面参数

根据逐级增加截面转角的办法确定截面的转角延性

对比分析确定结构的安全性

线性、非线性空间梁单元、线性、非线性支座单元、非线性边界弹簧单元

组合屈服面

输入基本数据

形成总刚度矩阵、质量矩阵、拟静力影响阵

求结构的动力特性

形成静力荷载项

静力求解

形成空间梁单元几何刚度矩阵

形成地震力荷载项

修改总刚度、拟静力影响阵、阻尼阵

满足迭代条件

满足计算总步数

输出截面内力、节点位移、加速度时程及最大值

结束

维非线性场地地震反应

输入人工地震波的合成

输出主层的自由场非线性材料地震反应计算

加速度、速度、位移反应的零线调整

输出指定七层的加速度时程

图 5.3.1 NSRAP 的程序框图

的抗震设计亦必须予以重视。我们在原开发的梁桥非线性地震反应分析程序 ERPB 的基础上,发展了 CGB-RB-1, CGB-RB-2 程序,于 90 年代初完善了多项功能的 NRGBQ 程序问世,并经受了结构模型地震模拟试验的验证。

“NRGBQ”软件是在 CGB-RB-2 基础上发展而重新开发编制的专门针对梁式桥的平面非线性地震反应分析软件,它的主要特点是:

- (1) 具有考虑橡胶支座、伸缩缝等非线性元件作用的地震反应分析功能;
- (2) 可考虑杆件材料的非线性;
- (3) 可考虑箍筋的约束作用对混凝土强度和延性的影响;
- (4) 可采用交互式技术计算不同形状截面的桥墩的屈服面以鉴别桥墩墩底截面是否达到屈服;
- (5) 通过人机对话自动修改截面参数;
- (6) 原始数据的输入和计算结果的输出图形化。

本程序由五大部分组成——前处理模块、地震反应计算模块、屈服面计算模块、桥墩横截面及立面修改模块、后处理模块,五个部分由主菜单串连起来,并通过公用的数据库传递数据,结构总图见图 5.3.2。

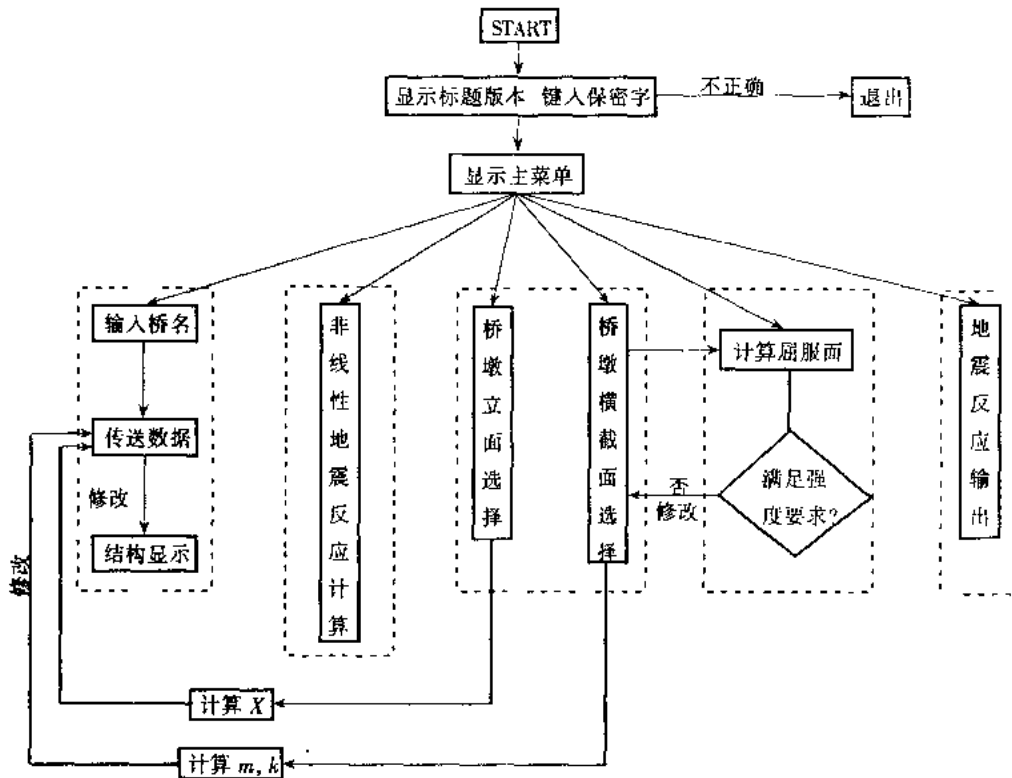


图 5.3.2 NRGBQ 程序结构总图

前处理模块:允许用户定义数据文件名,自动将数据读入变量并根据用户所填数据显示结构图形,这三个工作实际上设计为主菜单中的三个选择项。

地震反应计算模块:考虑了桥墩、橡胶支座、橡胶伸缩缝和挡块的非线性,采用 Wilson- θ 法进行计算。

桥墩屈服面计算模块:计算桥墩截面屈服面并将实际的墩底弯矩地震反应极值与计算所得屈服面绘制成图,以供用户进行截面强度验算之用。

桥墩横断面、立面修改模块:为用户提供几种常见的及自定义的桥墩横断面、立面形式,以供用户选择,使用户不用退出本环境即可进行参数修改(图 5.3.3)。

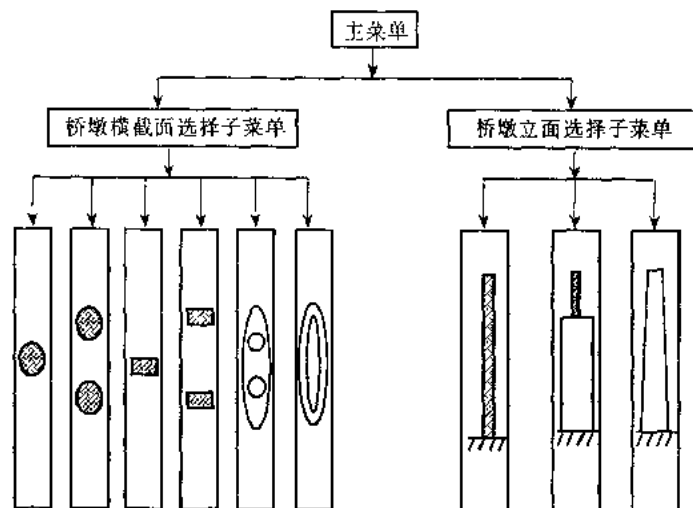


图 5.3.3 菜单流程总图

后处理模块:依次显示主梁与桥墩位移反应图、主梁与桥墩加速度反应图、桥墩墩底弯矩图。

NRGBQ 软件功能针对性强,最突出的是图形前后处理功能强,而且通过人机对话可达到自动修改截面参数的目的,具有初步 CAD 的功能,界面十分友善。但是,它不能考虑桩-土-结构共同作用,而且仅限于结构平面非线性地震分析。因此,在上海市内环线工程高架桥的地震反应分析中,我们还使用了 NSRAP 软件进行验算。

5.4 地震荷载的组合

由于地震的发生在时间上和空间上的随机性,因此要确定一种使结构产生最大反应的地震荷载作用方向是困难的,目前在分析中大多采用三个正交方向即顺桥轴方向、垂直于桥轴方向和竖直方向的地震荷载的组合,但组合系数在各国规范中有所不同。

5.4.1 美国

在《美国公路桥梁抗震设计准则》(1991 年)中规定两正交方向的弹性地震力和力矩应合并成两种荷载形式:

第一种荷载情况:杆件上每一主轴方向的地震力和弯矩是由 100% 正交向(纵向)的地震分析所产生的杆件弹性地震力和弯矩的绝对值加上 30% 第二正交向(横向)的地震分析所产生的弹性地震力和弯矩的绝对值来获得。

第二种荷载情况:杆件上每一主轴方向的地震力和弯矩将为 100% 在第二正交向(横向)的地震分析所得到的弹性地震力和弯矩的绝对值加上 30% 第一正交向(纵向)的分析所

得到的弹性地震力和弯矩的绝对值。

对于多数桥梁,运动的竖向分量效应不重要,不需要做详细的竖向分析。但是,对于设计水准要求较高的桥梁上所有支承处和连续结构的铰上应考虑竖向地震力所产生的上拔力的作用,从而决定是否需要设置锚定装置。

5.4.2 日本

在 1971 年 1 月日本道路协会出版了现行的《公路桥梁抗震设计规范》,该规范适用于高速公路、国道、区域公路和主要的城市公路上的跨径不超过 200m 的桥梁。

规范要求采用地震系数法,并提出了两种确定地震系数的方法。一种是适用于刚性结构物,其水平地震系数取决于桥址处的地理位置、地基条件和桥梁重要性;另一种是适用于柔性结构,其水平地震系数取决于基本自振周期。竖向设计地震系数一般可为零,但对于一些特殊构件部分,例如支座则属例外。该规范中未提及正交地震力的合成问题。

但在日本的其他规范,如《日本公路公共公司抗震设计标准》中提出竖向地震系数一般采用 0.1。在日本土木工程师协会的《木州-四国桥梁规范》中提出竖向地震系数取水平地震系数的 0.5。在《日本工程师协会的铁路桥梁抗震设计标准》中提出竖向地震系数是在设计过程中各种情况下,按照水平地震系数的一半取用。但在这些规范中均未提及三向正交地震荷载的组合。

5.4.3 欧洲

在 1993 年起草的《欧洲规范》第八章第二部分“桥梁”中有关条文叙述了有关地震力的组合问题:作为在设计中采用的地震作用力,其最不利的组合为

$$\begin{aligned} & E_X + 0.30E_Y + 0.30E_Z \\ & 0.30E_X + E_Y + 0.30E_Z \\ & 0.30E_X + 0.30E_Y + E_Z \end{aligned}$$

式中, E_X, E_Y, E_Z 是分别代表作用于顺桥向(X),横桥向(Y)和竖直(Z)方向的地震力。

对竖向地震力 E_Z 另有规定:

(1) 在桥墩中竖向地震力一般可不考虑,除非当桥墩承受由桥面系产生的永久性的高的弯曲应力状态。

(2) 预应力混凝土桥面应考虑竖向分量的影响。

(3) 对于支座和连接部位应考虑竖向分量的影响。

5.4.4 中国

在我国《公路工程抗震设计规范》的总则中规定:“验算构造物地震作用时,竖向地震系数取水平地震系数的 1/2”。在第四章“桥梁”篇中规定“应分别考虑顺桥和横桥两个方向的水平地震荷载。对于位于基本烈度为Ⅷ度区的大跨径悬臂梁桥,还应考虑上、下两个方向竖向地震荷载和水平地震荷载的不利组合”。

在我国《铁路工程抗震设计规范》中规定“设计烈度为Ⅷ度的悬臂结构和预应力混凝土刚构桥等,还应计入竖向地震作用,并按水平和竖向地震作用同时发生的最不利情况组

合。竖向地震作用可取结构恒载和活荷载的 7%,有条件时也可按竖向地震系数 K_v 等于 0.2 进行计算”。

基于近年来发生的几次地震所测得的竖向地震分量的加速度峰值非常大,如日本阪神地震测得最大水平加速度为 $833\text{gal}(\text{cm/s}^2)$,最大竖向加速度为 $332\text{gal}(\text{cm/s}^2)$,洛杉矶 Northridge 地震后在 Newhall 测得地震记录中东西向、南北向以及竖向分量都达到了 $0.6g$,具有同等强度。因此,在我们承担的大跨度桥梁的抗震项目中都考虑了竖向分量的影响,竖向地震系数取 $1/2 \sim 2/3$ 。

一座大桥的抗震设计,必须配合做好大桥引桥的抗震设计,它们都应在同一个抗震设防水准上。这一点常常为人们所忽略,因为在当前大桥的震害中,未见主桥的严重震害,而却在引桥上发生落梁坍塌的震害。

参 考 文 献

- [1] 李国豪. 工程结构抗震动力学. 上海:上海科学技术出版社,1980
- [2] 黄龙生等. 新的《公路工程抗震设计规范》简介. 世界地震工程,1990 年第 3 期
- [3] 王广军. 抗震规范中结构影响系数 C_z 的应用及变迁. 世界地震工程,1991 年第 1 期
- [4] 范立础. 桥梁非线性地震反应分析. 土木工程学报,1981 年第 2 期
- [5] 范立础,杨十全. 邕江大桥地震反应分析及其加固. 同济大学学报,1984 年第 1 期
- [6] 范立础. 我国桥梁结构抗震研究. 唐山地震 10 周年《中国抗震防灾论文集》,1986 年
- [7] 项海帆,范立础. 中国工程抗震研究四十年(1949~1989). 1989 年
- [8] 袁万城,范立础,项海帆. 大跨径桥梁空间非线性地震反应分析. 同济大学学报(桥梁、结构版),1991 年增刊
- [9] 胡世德,袁伟,范立础. 连续梁桥抗震 CAD. 同济大学学报(桥梁、结构版),1991 年增刊
- [10] NISEE/Computer Applications, Earthquake Engineering Research Center, Computer Software for Earthquake Engineering. Funded by National Science Foundation, University of California, Berkeley, 1993
- [11] 交通部公路规划设计院. 公路工程抗震设计规范(JTJ 004-89). 北京:人民交通出版社,1990
- [12] 中华人民共和国铁道部. 铁路工程抗震设计规范(GBJ111-87). 北京:中国计划出版社,1989
- [13] EUROCODE 8, Structures in Seismic Regions-Design, Part 2: Bridges, Draft April 1993
- [14] [美]应用技术委员会. 美国公路桥梁抗震设计准则. 北京:人民交通出版社,1988
- [15] 上海科学技术情报研究所主编. 国外桥梁抗震译文集. 上海:上海科学技术文献出版社,1979
- [16] 项海帆,陈国强. 规范化的人工地震波. 同济大学学报,1985 年 4 月

第六章 大跨度斜拉桥地震反应分析

现代斜拉桥以瑞典 Strömsund 桥的建成为起始点,发展至今已有 40 年的历史了,主跨从 100m 左右跃进到 900m。目前,世界著名海峡上一些规划方案已提出主跨 1300~3000m 的方案。斜拉桥因其经济上、结构上与建筑造型诸方面的独特优点呈现它的竞标优势,受到桥梁工程界的日益重视。

在一些多地震国家中,斜拉桥最早考虑抗震要求的是 1962 年建成于委内瑞拉的 Maracaibo 桥。在该桥的设计中,为避免由于地震或基础不均匀沉降可能造成的损失,而将五个主跨设计成独塔单拉索悬臂结构和挂孔相结合的多跨斜拉桥。

70 年代,日本提出兴建本州四国联络线。为此,对斜拉桥结构形式及其地震反应的影响展开了研究。世界其他国家的学者对斜拉桥抗震的研究也是因斜拉桥在多地震国家得到应用后才开始的。在我国,斜拉桥建设始于 70 年代初,80 年代进入飞跃发展时期。当时,李国豪教授领导的科研组即对斜拉桥的动力特性与地震反应分析开展了广泛深入的研究。于 90 年代初,同济大学土木工程防灾国家重点实验室桥梁抗震学科组编制了空间非线性大跨度桥梁地震反应分析程序,它的主要成果已应用于我国许多特大跨斜拉桥上,如天津永和桥(主跨 260m),上海南浦大桥(主跨 423m),上海杨浦大桥(主跨 602m),上海徐浦大桥(主跨 590m),汕头岩石大桥(主跨 518m)等,对若干在竞标方案中不同斜拉桥结构体系作了地震反应分析研究。

1978 年建成的美国帕斯卡-开纳维克(Pasco-Kenewick)预应力混凝土斜拉桥是德国莱翁哈特(Leonhardt)教授参与设计的。该桥位于美国强震区,必须进行抗震设计。它是典型三跨斜拉桥结构,桥面连续,主梁在塔柱位置无竖向支承,仅有侧向约束。铅墩一端为固定支座,另一端设置伸缩缝。按抗震设计要求如纵向地面加速度超过规定值,设在固定支座上的竖向钢杆就被剪断,使得整个主梁结构成为飘浮。由于纵向约束的解除,整个斜拉桥结构的基频降低,从而地震反应随之减小。该桥的结构型式与抗震设计思想深深地影响了桥梁工程界。在我国,有一大批斜拉桥结构均直接设计为飘浮体系,即主桥两端均设置无纵向约束的活动支座。

土木工程防灾国家重点实验室桥梁抗震学科组在近十年来承担了我国十余座大跨斜拉桥的抗震研究工作,本章就这些研究工作以及所获得的分析成果作简要介绍。

6.1 动力计算模式

由于地震发生的位置的随机性,因而地震反应分析的计算模式均采用空间有限元分析模式。计算模式的模拟应着重于结构的刚度、质量和边界条件的模拟。它们应尽量和实际结构相符。结构的刚度模拟主要指杆件的轴向刚度、弯曲刚度、剪切刚度、扭转刚度,有时也包括翘曲刚度的模拟以及各杆件之间的相互连接刚度如伸缩缝的模拟等。结构的质量模拟主要指杆件的平动质量和转动惯量的模拟。在有限元计算模式中,平动质量可以采用凝聚

质量或一致分布质量的处理方式,而转动惯量则视桥面系的模拟方式不同而可以自动形成或按实际截面的质量分布情况计算后作为输入数据填入。

边界条件模拟应和结构的支承条件相符。如支座的形式、基础的形式等。

这三个主要因素直接与结构的动力特性有关,而结构的抗震性能和抗风稳定性又是建立在动力特性的基础上的,因此,对它们的处理是否得当对动力计算至关重要。

下面对斜拉桥各组成部分在动力计算模式中的模拟方式作进一步说明。

6.1.1 桥面系

常用的有以下几种模拟方式:

1. 脊梁模式 这是目前计算中使用最多的一种模式,见图 6.1.1。它把桥面系的刚度(竖向、横向挠曲刚度,扭转刚度)和质量(平动质量和转动惯量)都集中在中间节点上,节点和斜拉索之间采用刚臂连接或处理为主从关系。这种模式的优点是主梁的刚度系统和质量系统是正确的。但是横梁的刚度和主梁的翘曲刚度不能充分考虑。如果采用刚臂的连接方式则杆件数增多。同时如果刚臂的刚度取值不当则对自振频率的值会有所影响。

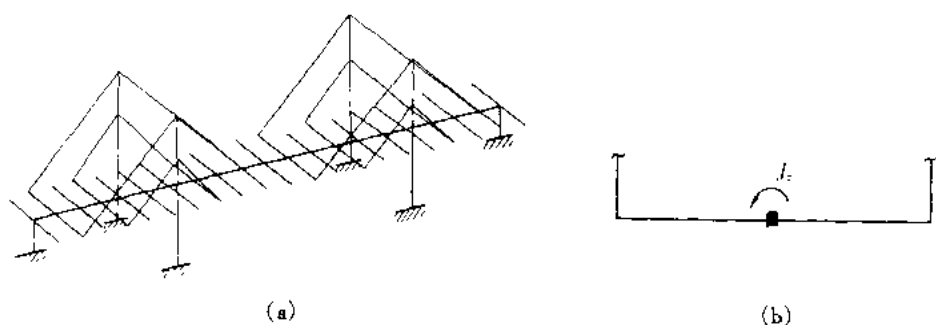


图 6.1.1 脊梁模式

2. Π 形模式 这种模式的特点是把桥面系的刚度系统和质量系统分开处理,把刚度集中在中间节点上,节点位置布置在截面的剪切中心处,而质量分散在左右两个质点上,质点的横向间距取两片边主梁的中心距,质点的竖向位置设在通过截面质心的水平线上,节点和质点之间用水平刚臂和竖向刚臂连接,形成 Π 形,见图 6.1.2。

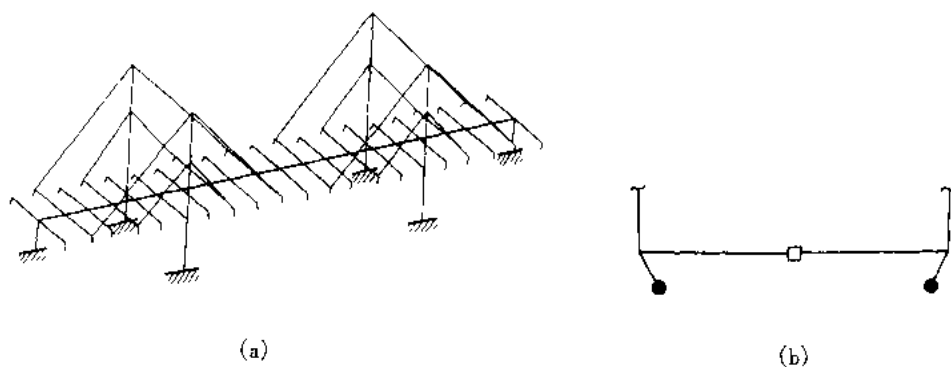


图 6.1.2 Π 形模式

这种模式由于质量分布于两侧,因而能自动形成转动惯量 $J_p = 2Mr^2$ 。式中 M 为堆聚在每个质点上的质量,为全断面质量的 $1/2$ 。 r 为质点到节点之间的距离。由于质点位置和 M 值都是固定值,故 J_p 是个定量,它和实际截面的转动惯量 $J_\xi = \sum (J_{mi} + m_i r_i^2)$ 之间有个差值 Δ ,此差值可直接在节点上输入,但一般 $J_p > J_\xi$, Δ 是个负值,在 SAPV 程序中转动惯量填负值只代表将该值除以重力加速度,不能起到扣除一个值的作用,因此,我们采用了调整 r 的方法,即调整竖直刚臂的角度来实现 $\Delta = 0$ 。

这种模式的优点是把刚度系统和质量系统放在各自的位置上,能比较正确地反映截面的实际受力情况;缺点是节点和杆件数太多,计算工作量大,费机时。如上海杨浦大桥采用此种模式,并利用对称性,采用半结构计算,节点数已达 380,杆件数为 509,方程阶数超过 2000。

以上两种模式由于刚度都集中在一个节点上,故无法考虑截面翘曲刚度的影响。由于截面几何形状的复杂性,截面抗扭刚度的计算是刚度计算中最复杂的一种。下面介绍一种近似的计算方法,这种方法对于 Π 型主梁或由分离式主梁和桥面板组成的组合截面比较适用。

作为一种近似方法,把桥面系横截面简化成开口薄壁 Π 形梁,如图 6.1.3 所示。两端翼缘代表两侧边主梁,其腹板代表桥面板。

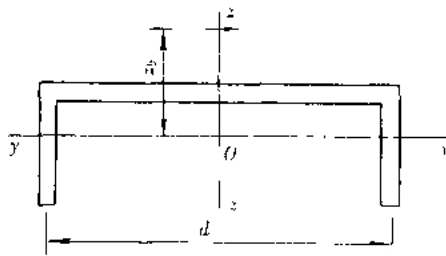


图 6.1.3 开口截面剪切中心位置

Π 形梁的扭转刚度由两部分组成:自由扭转刚度 T_d 和翘曲刚度 T_ω 。

$$\text{自由扭转刚度 } T_d = \sum_{i=1}^n \frac{b_i t_i^3}{3} \quad (6.1.1)$$

翘曲刚度可以从开口薄壁断面的扭转微分方程求得

$$T = GT_d \varphi' - Er \varphi''' \quad (6.1.2)$$

式中 T ——作用的扭矩;

φ ——扭转振型。假定为正弦函数 $\varphi = B \sin\left(\frac{n\pi}{L}x\right)$, B 为振幅, L 为主跨跨长, n 为扭

转振型阶数, r 为翘曲常数。对于 Π 形开口断面, $r = \frac{d^2}{4} \left\{ I_3 + e^2 A \left(1 - \frac{d^2 A}{4 I_2} \right) \right\}$,

其中 d 为两边主梁的中心距, I_3 为截面竖向挠曲惯矩, I_2 为截面横向挠曲惯矩, A 为截面的换算面积, e 为混凝土桥面板的中面到截面中和轴的距离。

用当量扭转刚度 J_{eq} 考虑截面翘曲影响时,有

$$T = GJ_{eq} \varphi' = GJ_d \varphi' - Er \varphi''' \quad (6.1.3)$$

把振型函数 φ 代入(6.1.3)式得 $J_{eq} = J_d + \frac{Er}{G} \left(\frac{n\pi}{L} \right)^2$

(6.1.3)式中右端项即为截面翘曲的影响,计算时可取前三阶扭转振型的平均值,根据我们对杨浦大桥计算的结果,该项影响约占 10%。

开口薄壁 Π 形梁的剪切中心可用下式估算:

$$z_0 = -e \left(1 + \frac{d^2 A}{4 I_2} \right) \quad (6.1.4)$$

式中符号意义同上, z_0 表示剪切中心到截面中和轴的距离。

3. 双主梁模式 这种模式由两片主梁组成, 中间用横梁联系, 主梁间距取两索面的距离, 横梁的间距取索距。每片主梁的面积和竖向挠曲惯矩分别取全断面值的 $1/2$, 横向刚度采用挠度相等原理计算等代刚度。横梁的刚度采用实际刚度 (包括桥面共同作用的部分), 桥面系质量堆聚在两侧主梁和中间横梁上, 通过调整它们之间质量分布的比值, 使平动质量和转动惯量满足全截面值的要求, 见图 6.1.4。

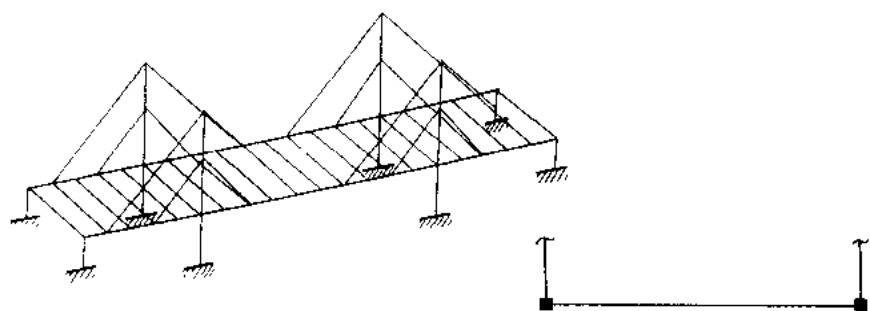


图 6.1.4 双主梁模式

这种模式的优点是横梁刚度自然, 与实际结构比较符合。由于主梁分布在两侧, 可提供部分翘曲刚度, 而且节点数、杆件数少。以杨浦大桥为例, 全桥模型节点数为 370, 杆件数为 755; 缺点是截面的横向刚度失真。这种模式在横向挠曲时相当一剪切型桁架, 但实际截面 (由于有强大的桥面板的联系) 基本为弯曲型, 虽然可以用单位力作用下跨中横向挠度相等的原理求得梁的等代横向挠曲惯矩, 但是仅根据跨中一点的挠度作为计算依据得到的桥面横向挠曲线形状与实际形状并不相同。从杨浦大桥的计算看, 每片主梁的横向等代惯矩约为截面实际惯矩的 1%, 可见模式在横向挠曲时的桁架效应相当明显。其次, 由于主梁在横向采用的是等代刚度, 因此在横向地震力作用下计算主梁的地震反应时有困难, 因为参与受力的部分不明确。

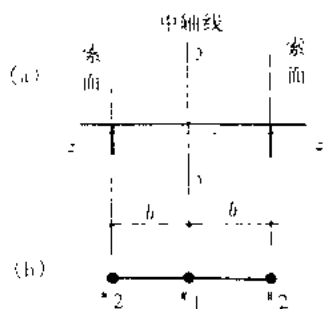


图 6.1.5 三主梁模式

4. 三主梁模式 三主梁模式即由在桥轴线上的中梁和位于索面处的两片边梁组成。三片主梁之间通过刚性横梁或节点间的主从关系连接, 如图 6.1.5 所示。

各片主梁的截面几何特性表示如下:

A_i ——面积;

J_{yi} ——侧向挠曲惯矩;

J_{zi} ——竖向挠曲惯矩;

J_{di} ——自由扭转惯矩。

$i = 1$ 时代表中梁; $i = 2$ 时代表边梁。

(1) 侧向刚度的等效

把原主梁的面积和侧向挠曲惯矩全部集中于中梁上, 即有:

$$\begin{aligned}
A_1 &= A \\
A_2 &= 0 \\
J_{y1} &= J_y \\
J_{y2} &= 0
\end{aligned}
\tag{6.1.5}$$

(2) 竖向刚度的等效

把原主梁的竖向挠曲惯矩分配于三片主梁上, 即有:

$$J_{z1} + 2J_{z2} = J_z \tag{6.1.6}$$

(3) 约束扭转刚度的等效

设主梁截面作刚性扭转, 截面周边不变, 此时约束扭转刚度将由两个边梁的竖向刚度提供, 等效关系如下:

$$2J_{z2}b^2 = J_\omega \tag{6.1.7}$$

式中 J_ω 为主梁约束扭转主扇性惯矩;

b 为边梁到主梁的水平距离。

将式(6.1.7)代入式(6.1.6)得

$$J_{z1} = J_z - \frac{J_\omega}{b^2} \tag{6.1.8}$$

(4) 自由扭转刚度的等效

在刚性扭转的前提下应满足

$$J_{d1} + 2J_{d2} = J_d \tag{6.1.9}$$

(5) 质量系统的等效

可按下述两种方法进行处理:

方法一 全部质量及质量惯矩均集中在中梁上, 两边梁不提供质量。

方法二 质量分配到三片梁上, 质量惯矩由边梁提供:

$$\begin{aligned}
M &= M_1 + 2M_2 \\
I_M &= 2M_2b^2
\end{aligned}$$

式中, I_M 为质量惯矩。

三梁式模型对于自由扭转刚度较小的主梁截面有较大的意义, 如上海南浦大桥主梁为两分离式工字钢梁与预应力混凝土桥面板相结合的叠合梁截面, 自由扭转刚度很小, $I_d = 0.03471\text{m}^4$, 计算结果表明由于三梁式模型能自动考虑主梁约束扭转刚度的贡献, 与单梁模式相比, 一阶扭频提高了 18.3%, 二阶扭频提高幅度更大, 为 37.4%, 使扭频更接近实际情况。但是对于具有全闭口主梁截面或自由扭转刚度较大的开口截面(如实心双主肋型)和体系本身具有较大抗扭刚度如双斜索面斜拉桥等, 则约束扭转刚度对低阶扭频的影响很小(低阶 < 2%, 高阶 < 3%)可忽略。

由上述可见, 三梁式模型的提出对提高斜拉桥扭频的精度有密切的关系, 面对结构的抗震分析影响不大。

6.1.2 索的模式

索通常用桁架单元模拟。在斜拉桥的静力计算中用等效弹性模量考虑索的垂度引起的

非线性影响;但在动力计算中,就目前的跨度而言,索的弹性模量折减与否对动力特性的影响很小,故通常不予折减,而作为线弹性单元处理。

6.1.3 主塔的计算模式

主塔用三维梁单元来描述这是无疑的,这里要提的是塔单元的划分不宜太粗,因为单元划分的粗细决定了堆聚质量的分布、振型的形状和地震力的分布。通过计算比较发现,如单元划分得粗虽然对塔的自由频率和塔根弯矩影响不大(频率降低和塔根弯矩的减小都不到5%),但对塔中间单元弯矩的分布影响较大。

6.1.4 基础模拟

一般对扩大基础、沉井基础、锚碇等的处理比较简单,可视为固端。而桩基础的处理比较复杂,常用的有两种方法:

1. 边界单元模式

用作用于边界元上的六个弹簧刚度等代群桩的作用,见图 6.1.6。这六个弹簧刚度是竖向刚度、顺桥向和横桥向的抗推刚度、绕竖轴的抗扭刚度和绕两个水平轴的抗弯刚度。它们的计算方法与静力计算相同,所不同的仅是土抗力的取值比静力的大,这是考虑到在瞬间荷载作用下的土抗力应比持续荷载作用的大,一般取 $m_{\text{动}} = (2 \sim 3)m_{\text{静}}$ 。

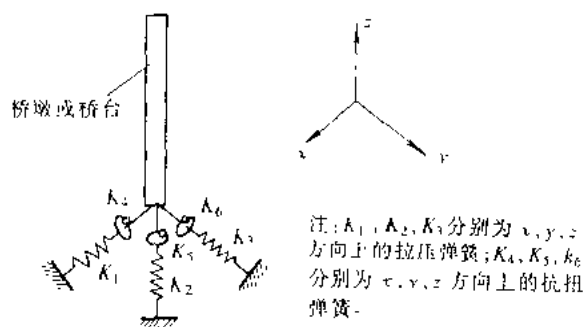


图 6.1.6 边界单元模式

用此模式计算的结构固有频率往往较采用桩基模式的低,如在斜拉桥的动力特性计算中以塔的振动为主的频率值变小,说明边界元的刚度偏小。

在计算桩的反应值时是把边界元的反应值作为群桩承台顶面的作用力然后用静力计算方法分配到每根桩上。这种处理方法实际上没有考虑桩本身动力反应的影响,使计算结果比直接采用桩基模式的反应值小。

2. 桩基模式

在计算图式中,用三维梁单元模拟实际的桩基础,用土弹簧单元模拟桩周围土抗力的影响。基岩或土层的人工地震波从桩端或土弹簧输入,见图 6.1.7。

土弹簧的面积横据土层的性质、厚度求得,土弹簧的设置位置根据土层深度确定。在取用土层的土抗力系数 m 时,同样可采用静力计算值的 2~3 倍。

入土部分的桩基应考虑土的附加质量的影响,浸入水中部分的桩基应考虑振动时水的

附加质量的影响,附加质量的计算方法可参考文献[2]第五章。

当地面以下 20m 范围内的砂土层经判定有液化可能时,应根据判定的液化严重程度按“震规”有关条文对液化层的土抗力、承载能力(包括桩侧摩阻力)、内摩擦角和内聚力等用液化抵抗系数 C_0 予以折减。

6.2 动力特性

结构的动力特性主要指固有频率、振型、阻尼等,是结构本身固有的。它们取决于结构的组成体系、刚度、质量、质量分布以及支承条件等。现代斜拉桥发展至今在桥面系的形式、桥面与主塔的连接方式、塔形、索形、索面布置等方面都有很大发展,其形式多种多样。以桥面系的受力体系划分有飘浮体系、支承体系和刚构体系。桥梁抗震学科组在近十年来所承担的十余座斜拉桥的抗震研究项目有上海南浦大桥、杨浦大桥、徐浦大桥,湖北省黄石大桥斜拉桥方案,天津永和桥,杭州市钱江三桥,广东省汕头市岩石大桥、金马大桥、珠海磨刀门桥比较方案等。其中大部分属于飘浮体系,另外如钱江三桥为刚构体系,磨刀门桥比较方案为斜拉-梁式组合体系,下面选择几座有代表性的桥例对斜拉桥的动力特性作简要介绍。

6.2.1 桥 例

1. 上海南浦大桥

上海南浦大桥是一座双塔双索面斜拉桥,跨径为 $76.5 + 94.5 + 423.0 + 94.5 + 76.5(\text{m})$ 。除两个主塔外,主跨两侧对称布置锚固墩和辅助墩。主塔为 H 型门式塔架,主梁和主塔间无支座连接,仅有挡块限制梁的横向摆动,属飘浮体系。主梁采用工型钢板梁与混凝土桥面结合的复合结构,主梁和锚固墩之间除设有盆式橡胶支座外,另有预埋钢筋锚固,辅助墩采用预应力拉索支座,该支座允许梁自由下沉 0.12m 。斜拉索呈扇形布置,在塔的两侧各有 21 对,中间另有一对 0 号索,故每个主塔有 23 对斜拉索。主塔基础为 98 根直径 0.914m 、长度 51.1m 的钢管桩群。主桥桥面宽为 30.3m ,其中行车道宽 25.0m ,两侧各设宽 2.675m 的人行道。引桥邻孔为预应力混凝土简支梁,通过牛腿搁置在斜拉桥边孔梁端上作为压重。主桥布置示意图见 6.2.1。

因在着手进行该项目研究时对辅助墩上的支座构造尚未作最后确定,故采用了有辅助墩和无辅助墩两种分析模式包络结构的最不利受力情况。为进行对比研究还考虑了两种不同的主塔边界约束处理方式,一种是假定塔底固结,一种是考虑桩土相互作用。

表 6.2.1,表 6.2.2,表 6.2.3 所示为以上几种情况的动力特性对比,图 6.2.2 为该桥振型图。

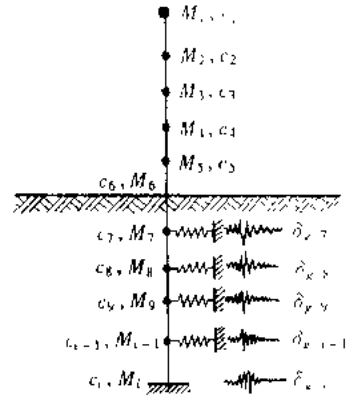


图 6.1.7 桩基模式

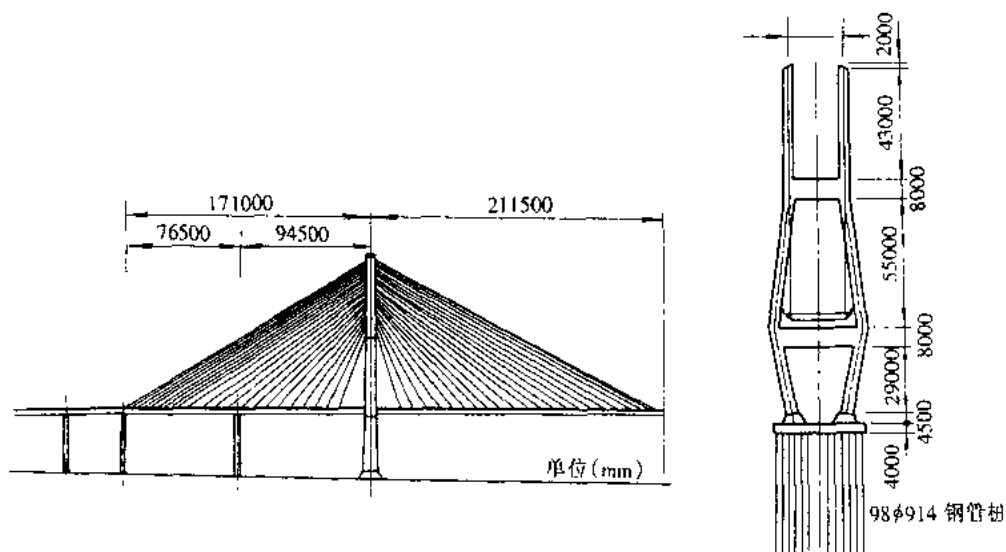


图 6.2.1 上海南浦大桥立面布置示意图

表 6.2.1 按平面杆系结构计算的自振频率 (Hz) (有辅助墩)

频率顺序	考虑桩土相互作用	塔底固结
1	0.13758	0.14302
2	0.35451	0.35580
3	0.44419	0.44731
4	0.62143	0.63370
5	0.76587	0.79439
6	0.84870	0.89486
7	0.92268	0.92350
8	0.92334	0.93117
9	0.97612	1.0433
10	1.0440	1.1052

表 6.2.2 按平面杆系结构计算的自振频率 (Hz) (无辅助墩)

频率顺序	考虑桩土相互作用	塔底固结
1	0.10811	0.11105
2	0.27405	0.27787
3	0.34078	0.34830
4	0.56447	0.57628
5	0.67880	0.69018
6	0.74488	0.74608
7	0.82018	0.83392
8	0.86994	0.91904
9	0.96662	1.0126
10	1.0313	1.0552

表 6.2.3

按空间结构计算的动力特性(Hz)

频率顺序	有辅助墩	无辅助墩
1	0.14255(纵飘)	0.11724(纵飘)
2	0.34306(一阶对称竖弯)	0.28074(一阶对称竖弯)
3	0.34598(一阶对称侧弯)	0.30537(一阶对称侧弯)
4	0.42349(一阶反对称竖弯)	0.34645(一阶反对称竖弯)
5	0.49886(对称扭转)	0.36470(塔反对称侧弯)
6	0.50687(塔反对称侧弯)	0.39860(塔对称侧弯)
7	0.53913(塔对称侧弯)	0.41545(对称扭转)
8	0.61027(反对称扭转)	0.44311(反对称扭转)
9	0.63359(竖弯)	0.50178(侧弯)
10	0.73336(竖弯)	0.59978(侧弯)

* 表中频率值按塔底固结计算。

通过对比可以发现,南浦大桥动力特性的特点为:

(1) 本桥的基本周期为 7.02s(有辅助墩)~8.53s(无辅助墩),属长周期。第一振型为飘浮状,符合飘浮体系斜拉桥的特征,这对减小结构的地震反应是有利的,但将产生较大的结构位移,在设计时应予重视。

(2) 对于全飘浮体系,有辅助墩的频率将高于无辅助墩的。

(3) 在平面的第一扭转频率和第一挠曲频率的比值较小(有辅助墩时为 1.45,无辅助墩时为 1.48),这对本桥的抗风稳定性是不利的,应采取必要的措施。

(4) 从平面杆系结构计算的结果可见,考虑桩土相互作用和塔底固结两种计算模式的频率值比较接近,说明桩基足够强大。

2. 上海杨浦大桥

杨浦大桥主桥结构是一座双塔双斜索面结合梁斜拉桥,主跨 602m,是目前世界上跨度最大的结合梁斜拉桥。结构采用飘浮体系。主桥边跨设置有辅助墩,跨度布置为 99+144+602+144+99(m),桥塔为钻石型,锚索区为独柱式塔柱,桥面以上桥塔呈倒 Y 型,桥塔高 223m,其中桥面以上部分高 167m,主梁为分离式单室钢箱梁,梁高 2.76m,单箱宽 1.5m,预应力混凝土桥面板厚 26cm,桥宽 32.5m。斜拉索每片索面的索数为 31 对,索距 9m,在塔柱与主梁的交界处设置 0 号索。拉索的一端锚固在塔的独柱上,另一端锚在钢箱梁内的横梁上。锚头的横向间距为 25m。

主塔采用钢管桩基础,每个主塔基础由 172 根直径为 0.914m、长 54m 的钢管桩群组成,在桩的上半部分灌有混凝土。

图 6.2.3 为杨浦大桥立面布置图,其动力计算模式见图 6.2.4,图 6.2.5。

表 6.2.4 为杨浦大桥自振频率及振型特性,图 6.2.6 为杨浦大桥振型图,从图表中可见:

(1) 由于杨浦大桥采用飘浮体系,而且跨度很大,故基本周期很长,约 13s,这对结构在地震作用下的反应十分有利。

(2) 由于采用双斜索面,故提高了结构的抗扭刚度,因而使结构的扭转频率和弯扭频率比 ϵ 值也相应提高,这对该桥的抗风稳定性是十分有利的,详见风振研究报告。

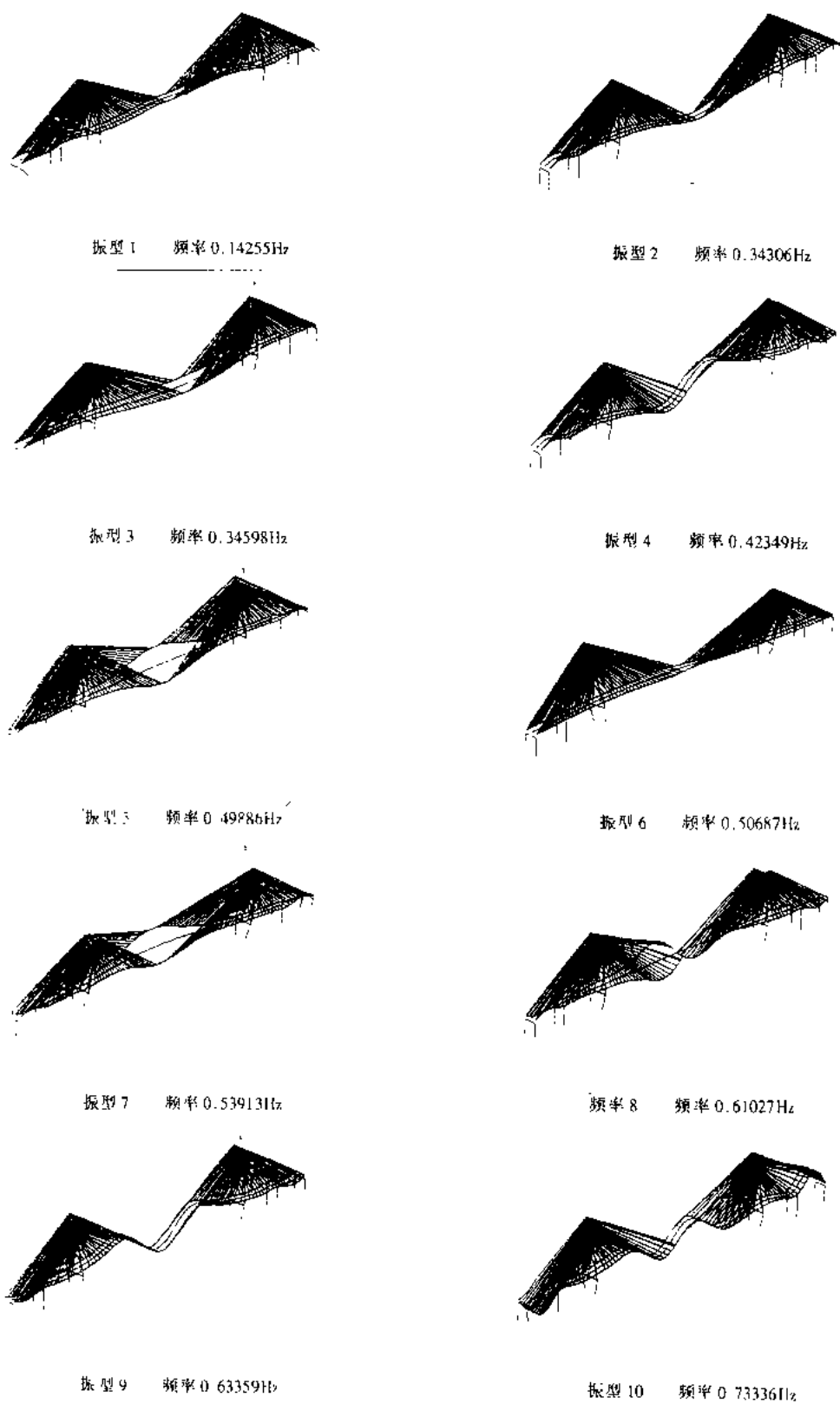


图 6.2.2 南浦大桥振型图

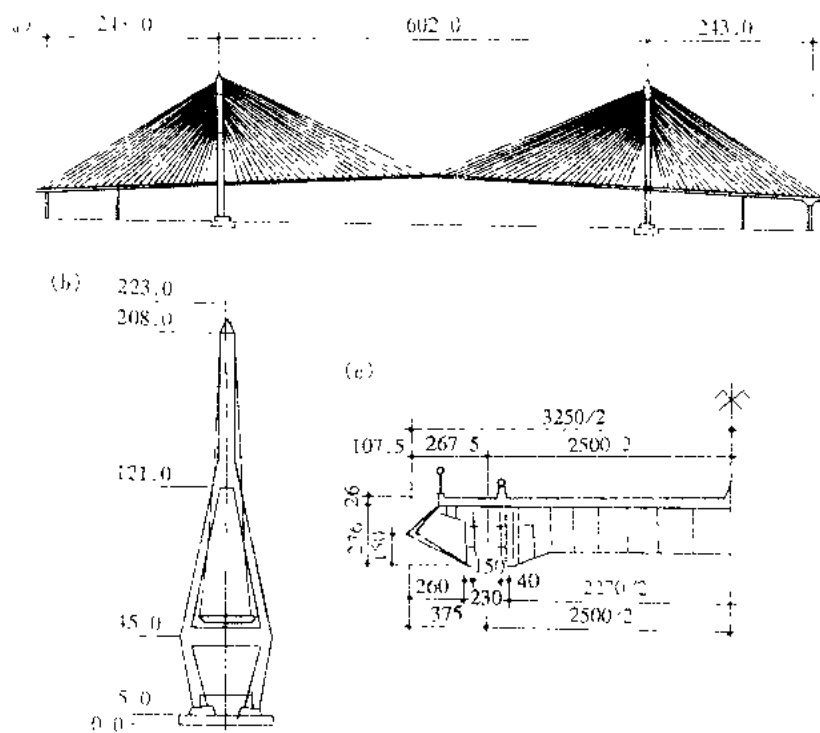


图 5.2.3 杨浦大桥立面布置图

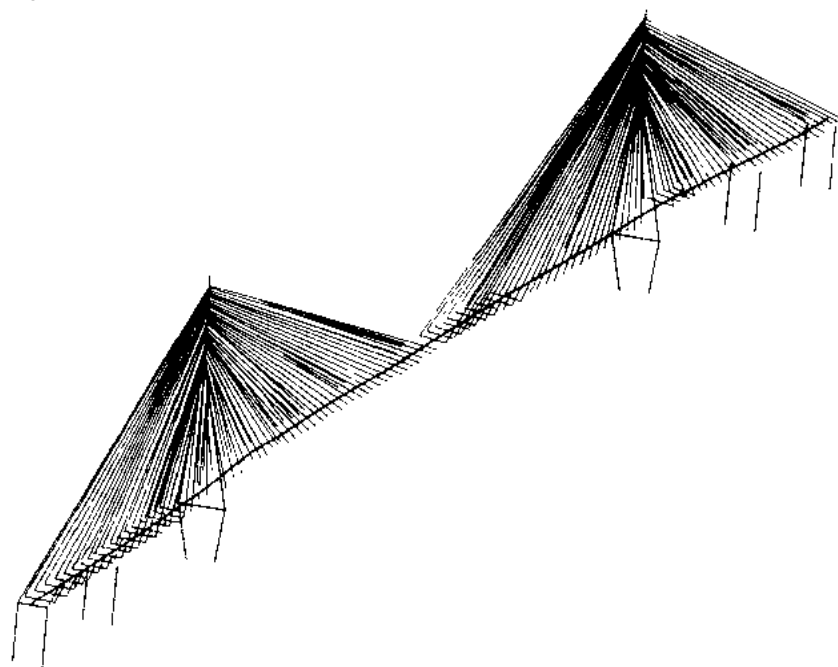


图 6.2.4 杨浦大桥动力计算模式(反应谱法)

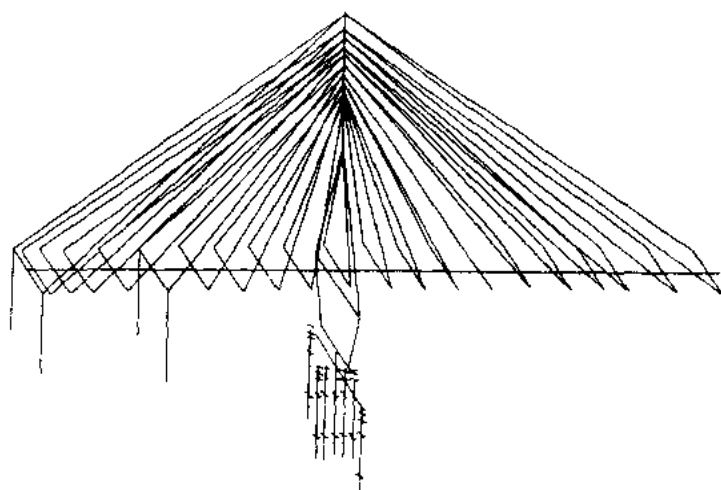


图 6.2.5 杨浦大桥动力计算模式(半桥)(时程分析法)

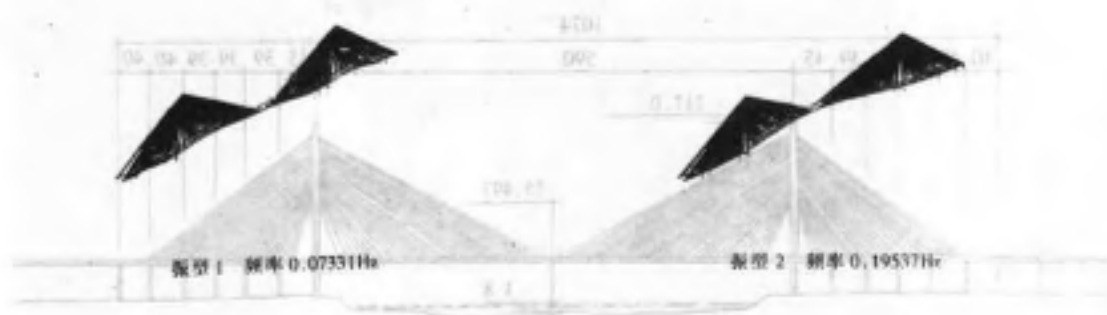
表 6.2.4 杨浦大桥自振频率及振型特性

序号	频率(Hz)	振型
1	0.0733	纵飘
2	0.1954	一阶对称侧弯
3	0.2670	一阶对称竖弯
4	0.3253	一阶反对称竖弯
5	0.4083	主塔侧向对称弯曲
6	0.4099	主塔反对称弯曲
7	0.4680	一阶对称竖弯
8	0.5169	一阶对称扭转
9	0.5284	反对称侧弯
11	0.6210	一阶反对称扭转

3. 上海徐浦大桥

上海徐浦大桥是一座双塔、双斜索面混合式斜拉桥,中跨 590m,边跨设五个边墩形成九孔连续梁,中跨桥面系为结合梁,边跨桥面系为单箱 17 室预应力混凝土箱梁,结合梁与混凝土梁的分界点设在主塔处,主塔为“A”字型。图 6.2.7 为徐浦大桥立面布置图,其支座布置在主塔与锚墩上,为球铰滑动支座,辅助墩上为盆式活动橡胶支座,因此,纵向均可假定为自由滑动。在横向均有挡块,但在辅助墩顶的挡块与梁之间仅有 10~20mm 的缝隙,锚墩顶挡块与梁之间有 200mm 的缝隙,其边界条件处理为假定纵向可以自由滑动,横向在锚墩处自由,在各辅助墩顶,梁与墩主从。图 6.2.8 为动力计算模式。

表 6.2.5 为徐浦大桥自振频率及振型特性,图 6.2.9 为徐浦大桥振型。从图中可见,由于边跨设置了多个辅助墩,对主梁的振动起了强大的约束作用,前 12 阶振型除了第 8 阶发生边墩振动外,其余均以中跨的振动为主,与南浦大桥、杨浦大桥相比,一阶扭频也有很大提高。



振型 5 频率 0.40834 Hz

振型 6 频率 0.40995 Hz

型 号	频率	型 号	频率
振型 7 频率 0.46801 Hz	0.46801 Hz	振型 8 频率 0.51689 Hz	0.51689 Hz
振型 9 频率 0.52839 Hz	0.52839 Hz	振型 11 频率 0.62104 Hz	0.62104 Hz

图 6.2.6 杨浦大桥振型图

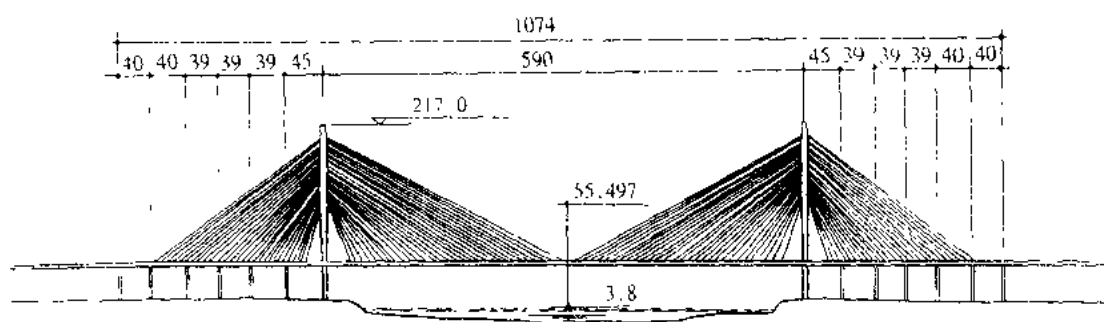


图 6.2.7 徐浦大桥立面布置图

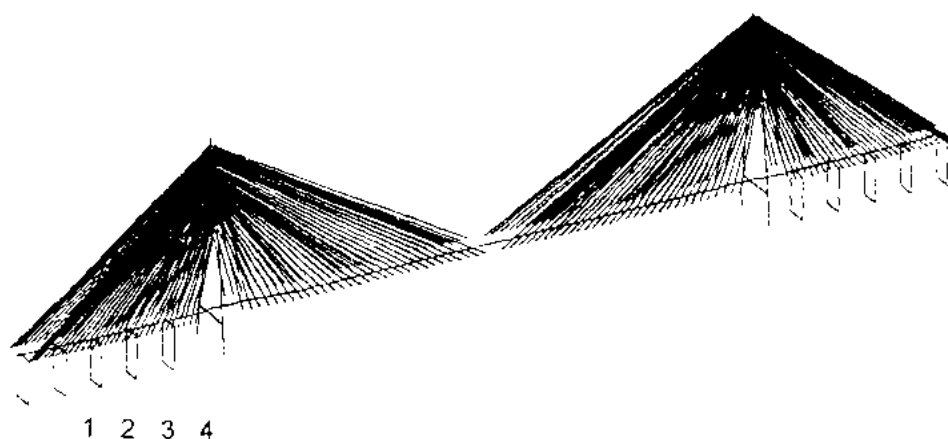


图 6.2.8 徐浦大桥动力计算模式

表 6.2.5

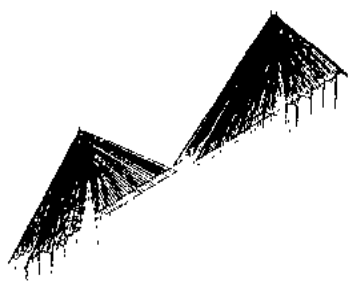
徐浦大桥自振频率及振型特性

序号	频率	振 型
1	0.0739	纵飘
2	0.1884	主塔对称侧弯
3	0.2201	主跨反对称侧弯
4	0.3060	主跨一阶对称竖弯
5	0.3605	主跨一阶对称侧弯
6	0.3694	主跨一阶反对称竖弯
7	0.4958	主跨对称竖弯
8	0.5081	边墩振动
10	0.6154	主跨一阶对称扭转
12	0.6906	主跨一阶反对称扭转

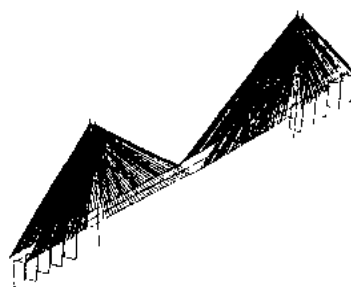
针对该桥的特点,我们分析了桥面系材料的组成及辅助墩的设置对动力特性的影响。

(1) 辅助墩的设置对动力特性的影响

徐浦大桥的两边跨各设置了四个辅助墩。本文改变辅助墩的个数和位置,共考虑了五



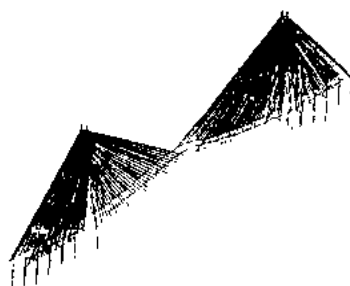
振型1 频率0.07391Hz



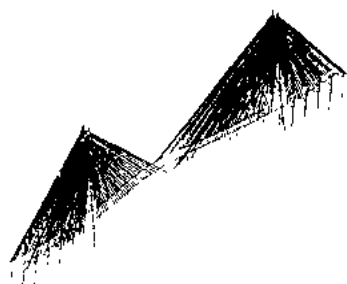
振型2 频率0.18841Hz



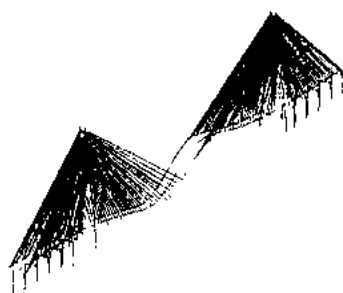
振型3 频率0.2201Hz



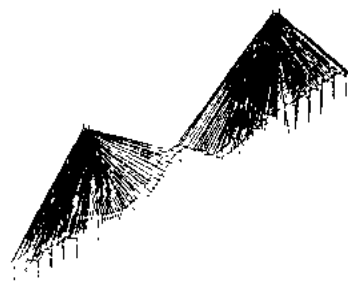
振型4 频率0.30631Hz



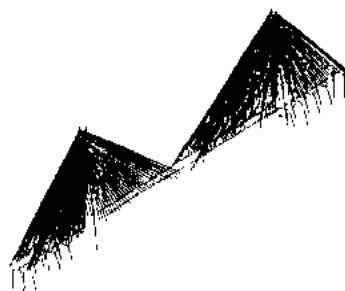
振型5 频率0.36051Hz



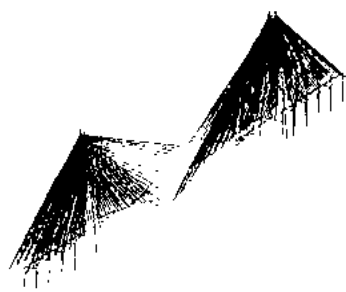
振型6 频率0.3694Hz



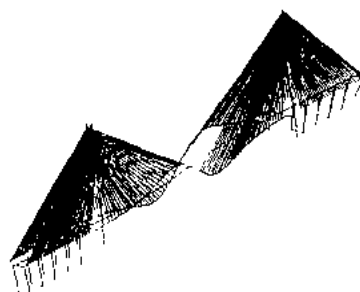
振型7 频率0.49581Hz



振型8 频率0.5081Hz



振型10 频率0.61541Hz



振型12 频率0.6906Hz

图 6.2.9 徐浦大桥振型

种情况:① 不设置辅助墩;② 设一个辅助墩;③ 设两个辅助墩;④) 设三个辅助墩;⑤ 设四个辅助墩。各种情况下辅助墩的位置参见图 6.2.10。

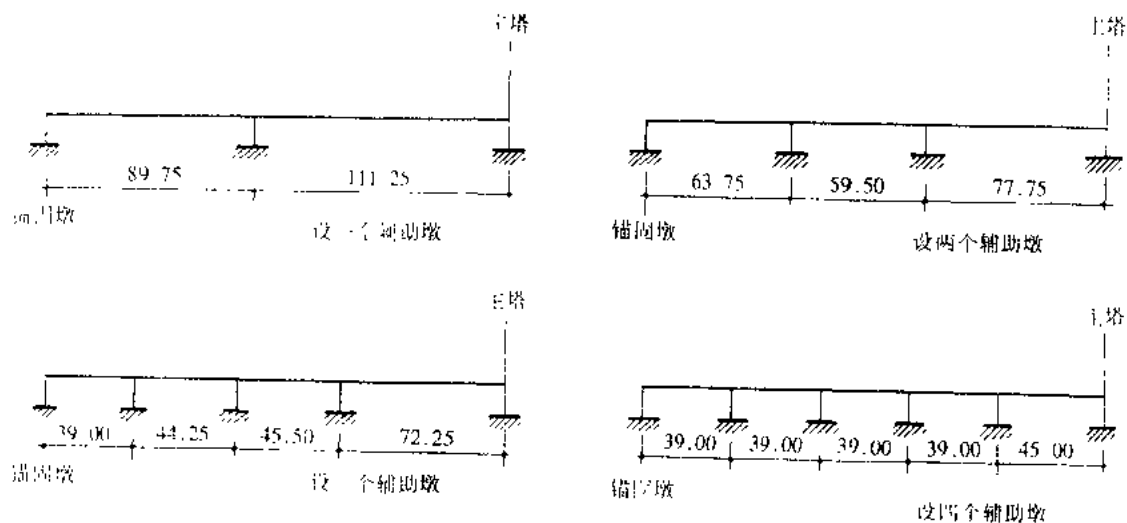


图 6.2.10 几种辅助墩的设置位置

分别采用以上五种辅助墩设置方式,对结构进行动力特性分析,并以曲线显示结构的几阶重要频率随辅助墩个数的变化情况,如图 6.2.11 所示。

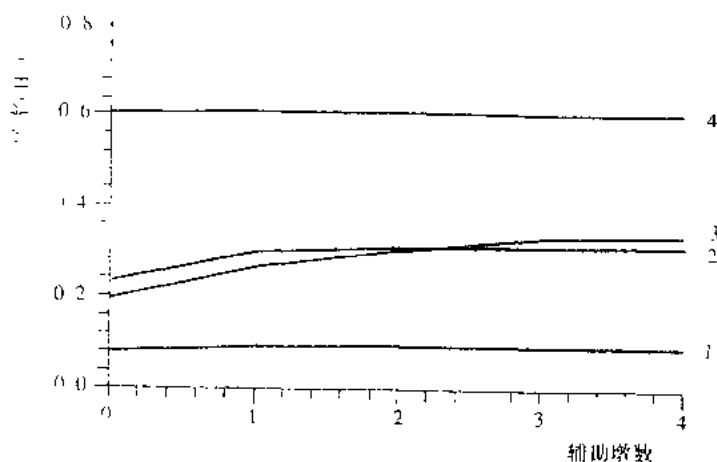


图 6.2.11 频率随辅助墩设置的变化

在图 6.2.11 中,1 为一阶纵飘频率,2 为一阶竖弯频率,3 为一阶侧弯频率,4 为一阶扭转频率。这几阶频率对结构的抗风、抗震性能具有重要的意义。由图中曲线可知:由于飘浮体系斜拉桥的主梁纵向可自由滑动,因而辅助墩的设置方式对一阶纵飘频率影响较小;又由于辅助墩对主梁的横向约束作用,一阶侧弯频率对辅助墩的数目比较敏感;而对于一阶竖弯,当辅助墩从无到有时,结构的频率变化比较显著,但辅助墩的个数对频率影响较小。此外,辅助墩的设置方式对结构的一阶扭转频率影响较小,从而对结构的抗风性能影响较小。

(2) 桥面系材料的组成对动力特性的影响

为了分析主梁材料对斜拉桥动力性能的影响,建立了两种动力分析模式:混合式斜拉桥和结合梁斜拉桥。

模式Ⅰ：混合式斜拉桥，中跨为结合梁，边跨为混凝土梁。

模式Ⅱ：结合梁斜拉桥，全部桥面系均为结合梁。

表 6.2.6 列出了两种不同材料主梁的前十阶频率和振型。从表中可见，由于一阶纵飘振型主要是整个桥面系的刚体振动，而混合式斜拉桥的边跨主梁较重，所以一阶纵飘频率较结合梁的小。而其他以中跨为主的频率和振型两者都非常接近。一阶扭频主要也是发生在中跨，因而两者也非常接近。但以边跨为主的振型，混合式方案的出现在第八阶，结合梁方案的将出现在十阶以后。这是因为边跨主梁为单箱 17 室预应力混凝土箱梁，其质量增大的影响较刚度提高的影响大。

表 6.2.6 动力特性比较

序号	混合结构方案		结合梁方案	
	频率(Hz)	振 型	频率(Hz)	振 型
1	0.0942	主梁纵飘	0.1069	主梁纵飘
2	0.3108	中跨主梁竖弯	0.3082	中跨主梁竖弯
3	0.3386	中跨主梁侧弯	0.3192	中跨主梁侧弯
4	0.3780	中跨主梁竖弯	0.3765	中跨主梁竖弯
5	0.5265	中跨主梁竖弯	0.5258	中跨主梁竖弯
6	0.5703	塔柱侧弯	0.5707	塔柱侧弯
7	0.5725	塔柱侧弯	0.5734	塔柱侧弯
8	0.5991	边墩振动	0.6046	主梁扭转
9	0.6068	主梁扭转	0.6272	中跨主梁竖弯
10	0.6274	中跨主梁竖弯	0.6725	主梁侧弯、扭耦合

4. 杭州钱江三桥

杭州钱江三桥位于杭州市东南，钱塘江下游河段，桥址上距钱江一桥约 8km，下距钱江二桥约 4km，距市区约 3km。桥址区江面宽 1200 余米。

钱江三桥主桥采用两联完全对称的斜拉-连续组合体系，每一联由中间一座斜拉桥和两侧各两跨连续梁组成。跨径划分为 72 + 80 + 168 + 168 + 80 + 72(m)，一联长 640m。主桥由两联组成，总长 1280m(见图 6.2.12)。

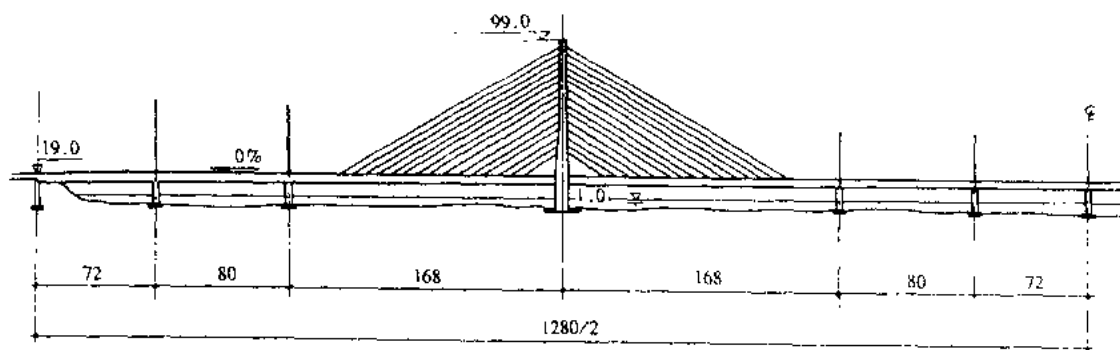


图 6.2.12 钱江三桥立面布置图

斜拉桥采用塔、梁、墩固结体系,独塔,单索面。15对平行斜拉索布置在桥面中间。桥面横向在索面两侧各布置三条车行道,每条车行道宽3.5m,单侧人行道宽1.5m,桥面中间索区范围为3.0m,桥面总宽29.5m。

主梁为单箱五室预应力混凝土箱梁,梁高3.6m。

主塔高88m,横桥向宽3.0m,顺桥向锚束区宽5.6m,锚束区以下从5.6m至8.0m呈直线变化。

连续梁部分,除支点附近梁高局部加宽以外,其余部分为等截面箱梁。其构造尺寸和斜拉桥主梁相同。桥墩部分主墩为8m×16m空心薄壁墩,边墩为2×(6m×3m)分离式双空心薄壁墩。

基础形式为钻孔灌注桩。主墩基础为16m×2.5m钻孔灌注桩,呈圆形布置,边墩基础为12m×1.5m钻孔灌注桩,桩长平均56m。

支座形式:斜拉桥主塔处由于是塔、梁、墩固结体系,故而无支垫。连续梁部分均为聚四氟乙烯滑板橡胶支座。

主桥的动力计算采用一联空间模式进行,如图6.2.13所示。

计算模式中梁、塔、墩、桩采用三维空间梁单元,斜拉索采用空间杆单元。

基础的处理,为了取得在地震荷载作用下桩的反应值和桩顶位移值,在计算图式中保留了主墩下的桩基础。为减小刚度矩阵中的带宽,把设计采用的16根桩并成11根,并桩时保持外围一圈桩的位置基本不变,以保证桩受力的正确性。另外,在每根桩的顺桥向和横桥向沿桩长设置三层土弹簧,模拟土与桩的相互作用。土弹簧的位置根据各土层的厚度确定。边墩下的桩基础用六个弹簧刚度(三个线弹簧,三个转动弹簧)模拟。六个刚度的计算结果分别为:竖向线刚度 $K_1 = 1.056 \times 10^7 \text{ kN/m}$,水平向线刚度 $K_2 = K_3 = 4.2511.332 \times 10^5 \text{ kN/m}$,绕竖轴的扭转刚度 $K_4 = 1.332 \times 10^7 \text{ kN}\cdot\text{m}$,绕横桥向轴的抗弯刚度 $K_5 = 14.17 \times 10^7 \text{ kN}\cdot\text{m}$,绕纵桥向轴的抗弯刚度 $K_6 = 2.94 \times 10^7 \text{ kN}\cdot\text{m}$,边墩下桩的内力是根据这六个边界单元中的力计算得到的。

边界的处理主要是指连续梁部分的实体单元的处理。在本桥的动力计算中采用主梁和墩顶结点自由度之间的主从关系来模拟支座单元的作用。在六个自由度中沿桥轴纵向 x 和竖向挠曲角 θ_z 相对自由,其他四个自由度主从,模拟单向(纵向)滑板支座;仅转角 θ_z 相对自由,其他五个自由度主从,模拟固定盆式橡胶支座。

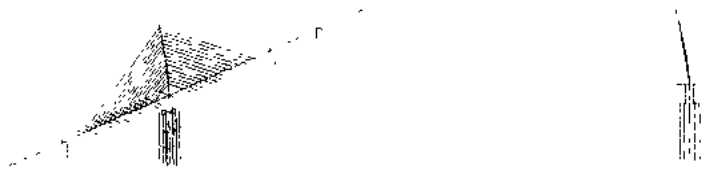
表6.2.7为钱江三桥自振频率及振型特性,图6.2.14为钱江三桥振型。



图 6.2.13 钱江三桥动力计算模式

表 6.2.7 钱江三桥自振频率及振型特性

序号	频率(Hz)	振型(Hz)
1	0.3108	斜拉桥侧弯
2	0.4522	反对称竖弯
3	0.7238	一联纵移
4	0.7479	对称竖弯
5	0.8419	斜拉桥侧弯
6	0.9598	一联反对称侧弯
7	1.3003	反对称竖弯
8	1.3604	一联对称侧弯
9	1.4777	对称竖弯
10	1.6946	主梁扭转



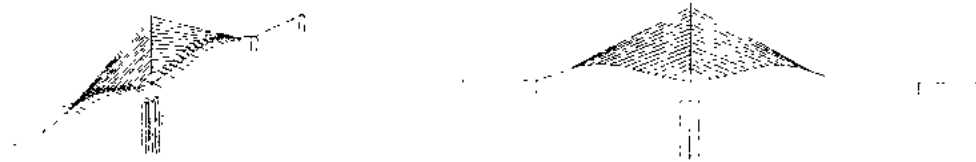
振型1 频率0.31977Hz



振型2 频率0.45219Hz



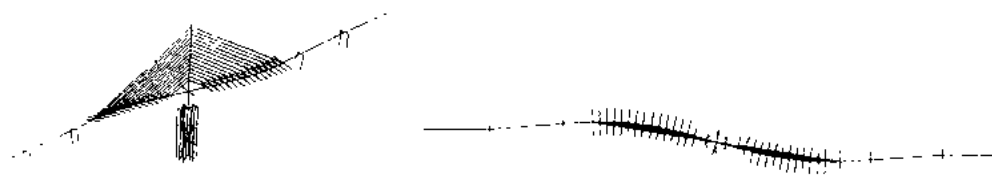
振型3 频率0.72377Hz



振型4 频率0.74786Hz



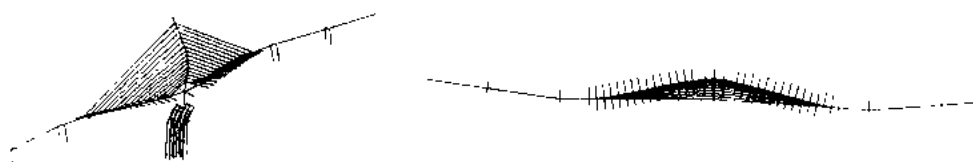
振型5 频率0.84187Hz



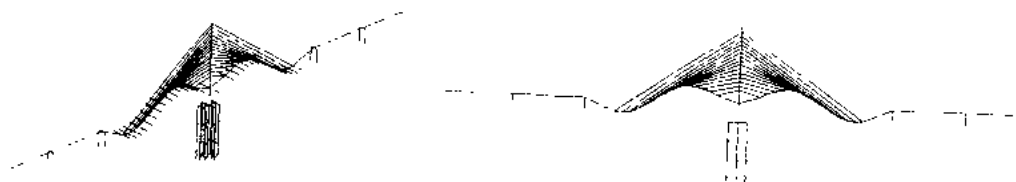
振型 6 频率 0.95977Hz



振型 7 频率 1.30031Hz



振型 8 频率 1.36042Hz



振型 9 频率 1.47769Hz



振型 10 频率 1.69461Hz

图 6.2.14 钱江三桥振型图

5. 珠海磨刀门桥比较方案

近年来,桥梁工程师发展了把主桥斜拉桥和邻孔梁式桥做成连续的组合体系,如 1985 年 8 月建成通车的北美跨越 Ohio 河的 East Huntington 桥就是一例,其立面布置型式见图 6.2.15。这种布置型式既充分发挥了斜拉桥跨越能力大的优势,又达到了经济美观及改善行车条件的目的。该桥在 600m 桥长范围内仅在两端设置两条伸缩缝。

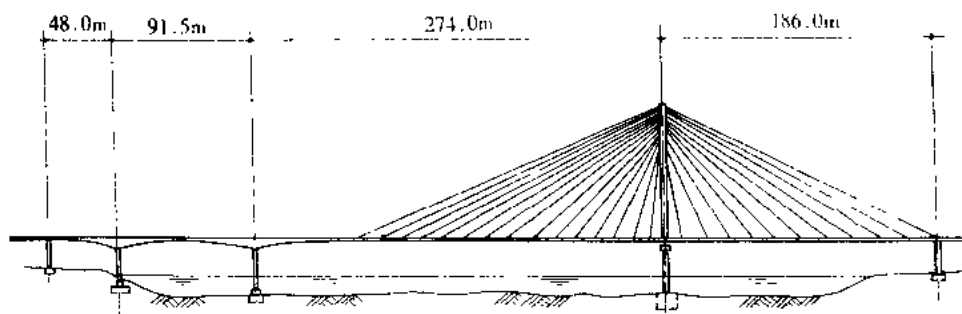


图 6.2.15 East Huntington 桥立面布置型式

最近,已在建造的广东省珠海市磨刀门大桥的比较方案中有一个方案就是采用了这种布置型式,见图 6.2.16。它的主桥布置成三孔 60m + 240m + 140m,桥宽 32.0m。主结构为独塔,单索面斜拉桥与梁式桥的组合体系。主梁为斜腹板式单箱截面,中间设“人”字形加劲斜撑板。在 2 号墩附近区段的主梁,在箱的中间设有一块宽 2m 的实心板,实心板的高度沿顺桥向成三角形变化,在 3 号墩上塔、梁、墩固结,2 号边墩和主梁之间用条形橡胶支座连接。从立面上看,该桥可形象地比喻为“一把大伞(斜拉桥部分)和一把小伞(梁式桥部分)”。

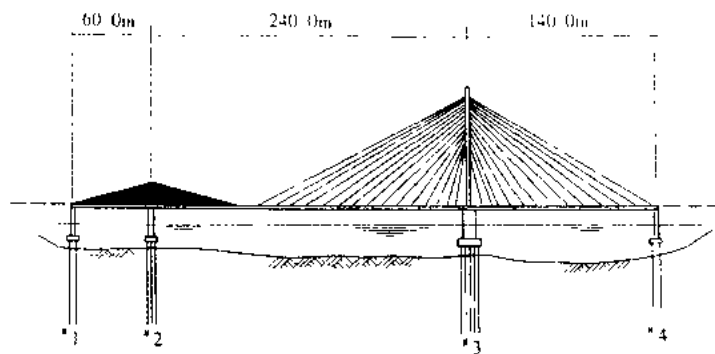


图 6.2.16 磨刀门大桥立面布置型式

对于这种桥型,我们讨论了边墩上采用不同支承条件对结构动力特性的影响。

(1) 边墩支承条件的假定

目前,在我国大、中型公路桥梁中,常用的支座形式为板式橡胶支座和盆式橡胶支座(包括固定的和滑动的),针对这类支座受地震力后的变形情况,在空间动力计算模型中采用了以下几种边界类型,见图 6.2.17。

类型 a 模拟盆式橡胶活动支座,支座顶面和梁底之间通过聚四氟乙烯板和不锈钢板

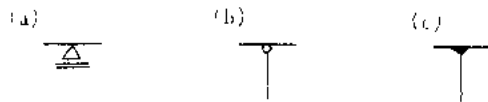


图 6.2.17 边墩的支承类型

接触,它们之间的摩阻系数很小,假定在地震时,梁体在顺桥向和横桥向可相对桥墩自由滑动,并可在桥轴线平面内转动。这样,节点的六个自由度被释放了四个,只剩下梁的竖向位移和绕桥轴线的转角两个自由度。进而假定支座本身的压缩量和桥墩的弹性压缩量很小,可以认为梁在该点的竖向位移受到约束。另外,根据桥墩的具体构造情况分别考虑了约束和不约束两种情况。因此,类型 a 包含约束一个自由度 z 和约束两个自由度 z 和 θ_x 。

类型 b 模拟盆式橡胶固定支座或板式橡胶支座,梁体可绕支座顶面转动但不能相对滑动,在水平地震荷载(顺桥向和横桥向)作用下,梁、墩应该一起振动,桥墩的顺桥向和横桥向的刚度对结构起了弹性约束的作用。

类型 c 模拟梁体和桥墩固结。

以上 a,b 两种支承类型用于 1 号和 4 号桥墩的墩、梁之间的支承形式,b,c 两种支承类型用于 2 号桥墩的墩、梁之间的支承形式。

(2) 结构动力计算模型

本文选取的空间动力计算模式采用堆聚质量的多自由度体系。梁、墩、塔取用空间梁单元,斜拉索为空间杆单元,3 号墩处为塔、梁、墩固结,1,2,4 墩与梁体之间考虑了上述不同的支承条件,结构墩底采用固结和弹簧支承两种不同的边界条件。如结构采用刚性基础,则假设墩底为固结,如采用柔性基础(如磨刀门桥采用深桩基础),则墩底以柔性基础的六个动力弹簧刚度来表示。本文共选择了墩底固结和墩底弹簧支承两大类共 12 种计算模式,如图 6.2.18 所示。为叙述方便起见,下文中墩底固结类称为 A 类,墩底弹簧支承类称为 B 类。

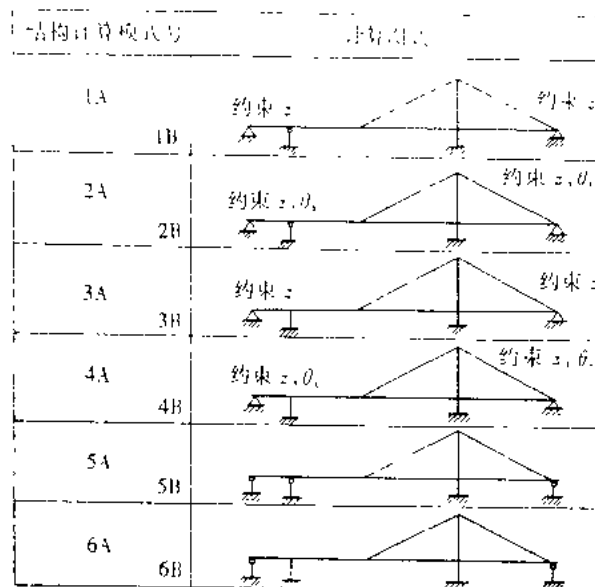


图 6.2.18 结构计算模式

(3) 结构的动力特性

表 6.2.8 中给出了每种计算模式的前六个频率值以及相应振型的性质,从表中可见:

(1) 当计算模式号相同时, A 类和 B 类对应的各阶振型性质相同,排列次序一致,仅 B 类各阶振型的周期较相应 A 类的长 5% ~ 12%。

(2) 支承条件的变化对各种类型振型相应的频率值改变不大,仅影响它们的排列序号。

(3) 改变结构的支承条件对于在平面动力特性影响不大,相对而言,墩底的边界条件和 2 号边墩墩顶的支承条件对在平面动力特性的影响稍大些。

(4) 改变结构的支承条件对出平面动力特性的影响较大,支承的约束越少,前几阶频率中出平面振型的比例越多,如计算模式 2 中,前三阶均为出平面振型,计算模式 2,3,4 中,前二阶为出平面振型,计算模式 5,6 中,仅第一阶为出平面振型。

表 6.2.8 各种计算模式的动力特性

计 算 模 式	频 率 顺 序					
	一	二	三	四	五	六
1 _A	0.377990	0.428300	0.433318	0.537439	0.877027	0.899017
(1 _B)	(0.370962)	(0.420808)	(0.429976)	(0.531888)	(0.840274)	(0.850847)
	0	0	0	I	0	I
2 _A	0.408743	0.433435	0.537439	0.863790	0.899010	0.903609
(2 _B)	(0.396302)	(0.427715)	(0.531888)	(0.800851)	(0.850847)	(0.870761)
	0	0	I	0	I	0
3 _A	0.408913	0.432737	0.542309	0.878788	0.902480	1.015672
(3 _B)	(0.395862)	(0.426448)	(0.538233)	(0.844526)	(0.862021)	(0.879758)
	0	0	I	0	I	0
4 _A	0.410260	0.433869	0.542125	0.879351	0.902031	1.079340
(4 _B)	(0.397587)	(0.427838)	(0.538232)	(0.847957)	(0.862022)	(0.940394)
	0	0	I	0	I	0
5 _A	0.424432	0.539798	0.824053	0.905475	1.002287	1.225116
(5 _B)	(0.413775)	(0.533765)	(0.758023)	(0.851269)	(0.930307)	(1.099844)
	0	I	0	I	0	I
6 _A	0.424436	0.543885	0.908151	0.929345	1.229030	1.258790
(6 _B)	(0.413776)	(0.539284)	(0.832119)	(0.861461)	(1.120853)	(1.172077)
	0	I	0	I	I	0

注:(1) 表中括号中数据为 B 类相应计算模式的频率值。

(2) 表中字母“0”表示出平面振型,字母“I”表示在平面振型。

6.2.2 斜拉桥动力特性的特点

从以上桥例可见:

(1) 飘浮体系斜拉桥是一种长周期结构,其第一振型为纵飘振型,基本周期超过 5s,如南浦大桥 $f_1 = 0.1486\text{Hz}$, $T_1 = 6.73\text{s}$;杨浦大桥 $f_1 = 0.0781\text{Hz}$, $T_1 = 12.80\text{s}$,该振型对主塔顺桥

向地震反应的贡献占绝对优势。

(2) 一阶对称竖向弯曲振型对斜拉桥的地震响应和抗风稳定性有很大影响,同时对车辆振动的反应来说也是基本的。它出现在第二或第三阶主要取决于桥梁的宽跨比,宽跨比小的则一阶侧向挠曲振型出现在前。

(3) 在飘浮体系斜拉桥中,对塔的横向地震反应贡献最大的是以塔的振动为主的振型(塔的对称横向振动和反对称横向振动)。它们一般出现在第四、第五阶上下,频率值 $f = (0.3 \sim 0.4)\text{Hz}$ 。

(4) 一阶扭频是另一被关注的频率,它的大小与斜拉桥的颤振临界风速有很大关系,因为扭转振型将在斜拉桥的颤振中占主要成份。临界风速基本上与扭频成线性关系,即扭频越高,颤振临界风速也越大。在飘浮体系斜拉桥中一阶扭频在 0.5Hz 左右。

(5) 以锚墩振动为主的振型是个高阶振型。当用反应谱进行地震反应估算时,如计算的频率阶数不足时会造成锚墩反应偏小的不安全结果。

(6) 斜拉桥的频率和振型特性与其刚度和质量有关,因此,结构的跨长、塔梁的连接方式,支承条件,主梁的截面形式,索面布置,索形布置,辅助墩的数目和位置,桥面系材料的类型等都会影响结构的动力特性。从理论上分析,主梁的跨长、抗弯刚度及斜拉索的布置形式对竖向挠曲频率有很大关系,这是显而易见的,因为它们都影响了结构的竖向挠曲刚度,如闭口箱梁的竖向挠曲频率较开口截面的高,在其他相同条件下,竖琴式拉索布置的竖向挠曲频率将低于扇形或辐射形布置的。又如钱江三桥,由于采用了刚构体系和单箱五室混凝土箱梁截面,跨度小($l = 168\text{m}$),梁高大($H = 3.6\text{m}$),使结构的刚度很大,总体频率比采用飘浮体系的南浦大桥、杨浦大桥高很多。又由于它截面的抗扭刚度很大($I_T = 66.22\text{m}^4$),使它的一阶扭频高达 1.69Hz ,而南浦大桥采用分离式工字形钢板梁和混凝土桥面板相结合的开口截面,扭转惯矩非常小($I_T = 0.03471\text{m}^4$),索面又呈平行布置,故一阶扭频仅为 0.5Hz 左右。辅助墩的设置对以中跨振动为主的频率振型影响不大,但设置辅助墩对提高一阶竖弯和一阶侧弯频率有作用。

了解了以上这些影响因素后,在设计斜拉桥时就可以在满足静力要求的前提下选择有利因素,改善斜拉桥的抗风和抗震性能。

从抗震要求,希望结构柔一些。因为柔性结构的振动周期长,地震反应较小,但位移反应大,应引起注意。在我国已建的 40 余座斜拉桥中,双塔三跨的大多选用抗震性能好的飘浮体系或取消 0 号索,改用在主塔下横梁上设置滑动支座的半飘浮体系。另外,双斜索面的采用,单索面和箱形截面的结合使用等均能提高结构的抗扭刚度,改善斜拉桥的抗风稳定性。

6.2.3 斜拉桥基频的近似计算公式

如上所述,飘浮体系斜拉桥中的飘浮振型对地震反应的贡献占绝对优势,同时,一阶对称竖弯和一阶对称扭转对斜拉桥的抗风稳定性起决定性作用。为此,这三阶频率的近似计算公式对在初步设计中方便、简捷、合理地估算斜拉桥的抗风、抗震性能具有重要意义。

1. 飘浮频率的近似公式

飘浮体系的基本周期:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{\text{sub}}}{K_T}} \quad (6.2.1)$$

式中 M_{sub} ——塔顶处的全桥集中替代质量;

K_T ——塔顶处的抗推刚度,可考虑塔架变截面的影响。

该公式的简化依据为当斜拉桥作飘浮振动时,桥面以纵向水平刚体运动为主,稍带反对称弯曲,并带动塔架弯曲振动,塔顶的振动位移与桥面刚体位移相近。从而可把桥面的质量集中于塔顶。塔架的质量按悬臂墩的方法换算成等效质量堆聚到塔顶,把斜拉桥简化为一个塔架的单质点振子模型。

2. 一阶竖弯频率近似公式

基于统计资料的经验公式:

$$f_b = \frac{C}{L} \quad (6.2.2)$$

式中 L ——为主跨跨径;

C ——根据对国内外已建成斜拉桥的统计资料:预应力混凝土斜拉桥为 105;钢斜拉桥为 110;边孔设有辅助墩的斜拉桥可提高到 150。

简化计算公式:

$$f_b = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_b}{m}} \quad (6.2.3)$$

$$\text{式中} \quad K_b = \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 (E_g I_g + 2E_t I_t) + \frac{E_c A_c}{2aL_s} \sin^2 \alpha \quad (6.2.4)$$

其中 L ——主跨跨径(m);

E_g ——主梁弹性模量(MPa);

E_t ——桥塔弹性模量(MPa);

E_c ——斜拉索弹性模量(MPa);

I_g ——主梁竖向惯矩(m⁴);

I_t ——桥塔顺桥向惯矩(m⁴);

L_s ——中跨最长拉索的长度(m);

a ——平均索距(m);

α ——中跨最长拉索的倾角(deg);

A_c ——斜拉索截面积(m²)。

3. 一阶扭频近似公式

斜拉桥的扭频主要取决于主梁截面的抗扭刚度、转动惯量及索面布置。估算公式如下:

$$f_T = \frac{C}{\sqrt{L}} \quad (6.2.5)$$

式中 L ——主跨跨径;

C ——与主梁和索面布置有关的系数。可按表 6.2.9 取值。

表 6.2.9

索面	主梁截面形状	钢 桥	混凝土桥
平行索面	开 口	10	9
	半开口	11~13	12
	闭 口		
斜索面	开 口	12	11
	半开口	13~15	
	闭 口	20	

6.3 斜拉桥地震反应分析

6.3.1 天津永和桥

天津永和桥是以美国 Pasko-Kennewick 桥为蓝本设计的飘浮体系预应力混凝土斜拉桥,主跨 260m,梁高 2.13m(图 6.3.1)。

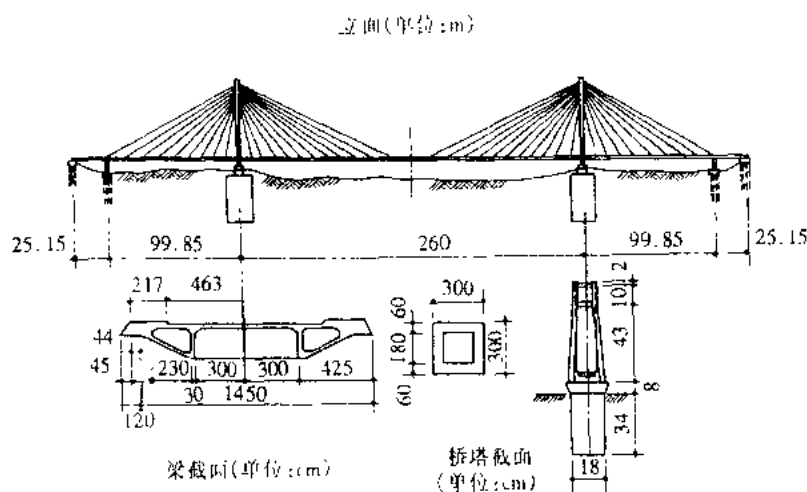


图 6.3.1 天津永和桥

为了解行波效应对斜拉桥地震反应的影响,两桥塔之间以 l/C 的相位差按 $\ddot{\delta}_g$ 被激振。 l 为主跨跨径,即两桥塔之间的距离, C 为面波波速。作用在两桥墩上的加速度为

$$\ddot{\delta}_g = \frac{\ddot{\delta}_{g1}}{\ddot{\delta}_{g2}} \text{ 且 } \ddot{\delta}_{g2}(t) = \ddot{\delta}_{g1}\left(t - \frac{l}{C}\right) \quad (6.3.1)$$

对于反对称振型,运动方程为

$$\ddot{Y}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = -\Gamma_n \frac{1}{2} (\ddot{\delta}_{g1} + \ddot{\delta}_{g2}) \quad (6.3.2)$$

对于对称振型,运动方程为

$$\ddot{Y}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = -\Gamma_n^p (\ddot{\delta}_{g1} - \ddot{\delta}_{g2}) \quad (6.3.3)$$

在同步激振的情况下,由于水平地面运动的反对称性质,将只有反对称振型的贡献。然

而,在非同步激振的情况下,不但反对称振型,而且对称振型都有贡献。结构的动力反应是两部分的叠加,此外还要加上结构的拟静力反应。

图 6.3.2 所示为中国规范谱的人工地震波所计算的三个三坐标反应谱,相位差分别取 $\Delta T = 1\text{s}, 2\text{s}, 3\text{s}$, 即相应的波速为 260, 130, 86.7m/s。很清楚,考虑相位差效应的谱值较小,因而动力位移 δ_B 和相应的内力 S_B 也总是低于不考虑相位差的对应值。这是因为平均的地面加速度 δ_{gn}^p 总是小于 δ_g 。不过,在动力反应值 δ_i 外还要加上拟静力的反应值 δ_{oB} 。

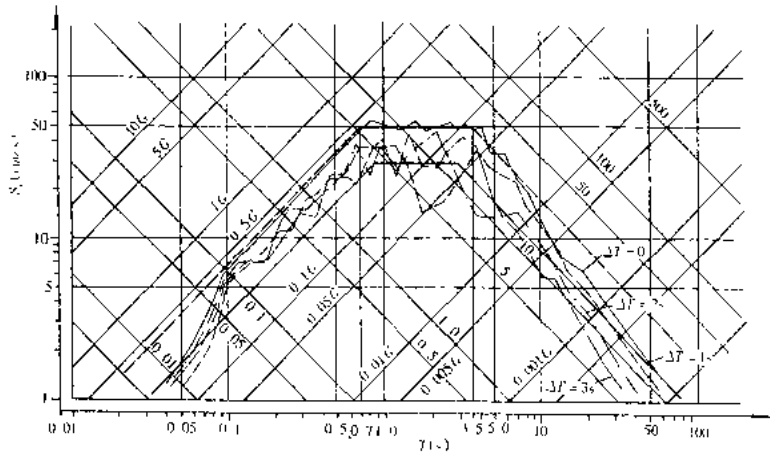


图 6.3.2 考虑相位差效应的三坐标反应谱

对于飘浮体系,塔顶水平位移 d_K 是反映桥塔内力和变形的重要特征值。因此,可从 d_K 的变化来考虑相位差的影响。

表 6.3.1 列出了在人工地震波作用下的两个塔顶的最大和最小位移随相位差 ΔT 的变化情况。

表 6.3.1

相位差 $\Delta T(\text{s})$	波速 $C = \frac{l}{\Delta T}(\text{m/s})$	左桥塔 $d_K(\text{m})$		右桥塔 $d_K(\text{m})$	
		max	min	max	min
0	∞	0.245	-0.25	0.245	-0.25
1	260	0.188	-0.186	0.232	-0.221
1.67	155.7	0.121	-0.133	0.286	-0.175
2	130	0.081	-0.10	0.166	-0.156
3	86.7	0.093	-0.17	0.137	-0.108
4	65	0.183	-0.205	0.130	-0.105
5	52	0.254	-0.203	0.182	-0.194
6	43.3	0.254	-0.229	0.233	-0.248

从表中可以发现塔顶位移 d_K 随相位差的变化具有周期性,其周期相应于结构的基本

周期 5.86s。而且相位差效应对于具有长周期(第一反对称振型)的飘浮体系是有利的。这是因为由于两个支承处的非同步激振,使动力反应部分减少甚多,这一减少主要是振型参与系数占绝对优势的第一反对称振型,其位移反应的谱值从同步激振($\Delta T=0$)时的 27.37cm 下降为当 $\Delta T=3$ s 时的 15cm 左右,使相应的塔顶水平位移反应从 0.245cm 减少为 0.137cm。这样虽然有拟静力反应部分的补充,但叠加以后的总反应仍小于同步激振的情况。

6.3.2 上海南浦大桥

此桥的概况在前面已作了简要的介绍。

1. 动力计算模式

本文中仅讨论南浦大桥纵向水平地震反应,故采用平面杆系力学模式(图 6.3.3),其中模式 I 考虑塔根固结,模式 II 考桩-土-结构相互作用。斜拉索自重引起垂度的非线性采用等效弹性模量的概念来处理;梁、塔柱单元的非线性是用截面的轴力-弯矩相互作用图作为屈服面(图 6.3.4a),并在计算时程中每一步迭代循环之后修改切线刚度矩阵和几何刚度矩阵($P-\Delta$ 效应);辅助墩处的预应力拉索采用图 6.3.4b 所示的力与位移关系来描述(在此 $\Delta_1=0, \Delta_2=0.12$ m)。

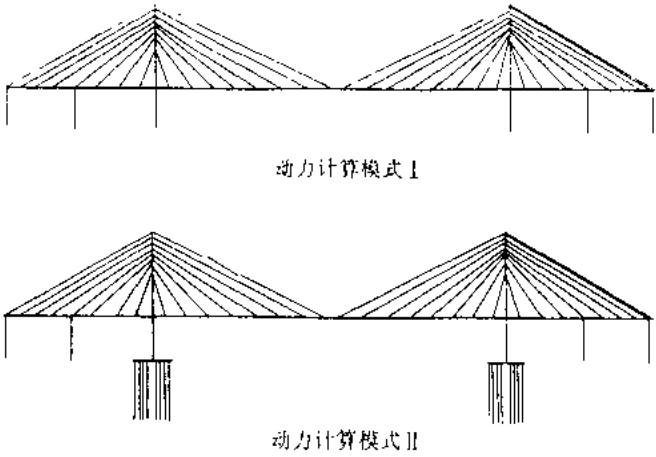


图 6.3.3 南浦大桥动力计算模式

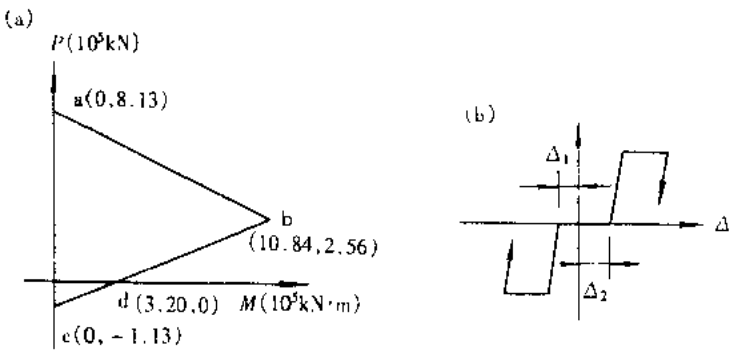


图 6.3.4 主塔截面及预应力拉索的非线性特征

2. 设防标准及地震输入

当时上海地区的基本烈度定为 6 度, 相当于 50 年超越概率 10% 的概率水准。按规定对于重大工程应提高一度设防, 故南浦大桥的设防标准取 7 度, 相当于大震水平。在南浦大桥地震危险性分析时采用了 100 年超越概率 10% 的概率水准, 相当于 50 年超越概率 5%, 比按大震设防的要求低一些。

南浦大桥桥址地震危险性分析由上海地震局承担, 并提供了主桥东塔(位于浦东)和西塔(位于浦西)的三组基岩地震波, 由同济大学结构理论研究所进行了覆盖土层的地震反应分析, 并提供了三组沿覆盖土层深度变化的人工地震波, 图 6.3.5 所示为其中一组的浦东与浦西在土层深度 4m 处的人工地震波时程和沿深度各土层地震波加速度峰值的变化情况。

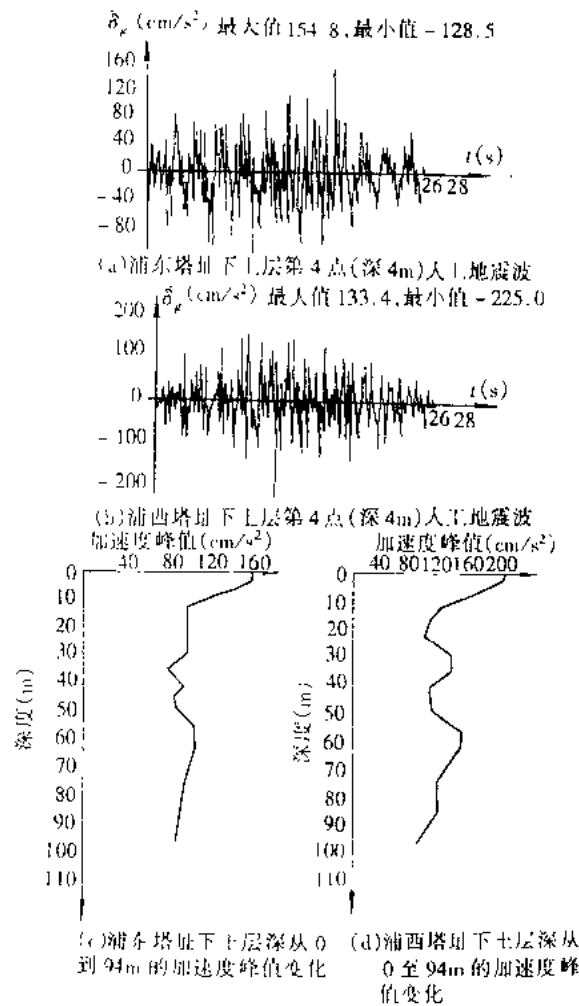


图 6.3.5 地震波加速度峰值沿土层深度的变化

对动力计算模式 II, 用输入沿桩所在各土层的人工地震波的多点激励的办法求解。文中只引用第三组地震波的计算结果作为讨论的依据。

对塔根固结的计算模式 I, 采用每组波的地表波作为地震输入。此外, 还采用了 EL-Centro 波的南北分量来分析南浦大桥的行波效应问题。

为了分析各种情况对南浦大桥地震反应的影响, 作者曾对十余种工况作了分析对比, 限

于篇幅,本文只介绍主要的六种工况的分析结果,这六种工况的特点列于表6.3.2。

计算结果择要列于表 6.3.3,表 6.3.4。

表 6.3.2 南浦大桥地震反应分析工况表

序号	分项	结构体系	辅助墩 支承情况	地震波加速度峰值		地震波输入	反应内容
				浦 东	浦 西		
1		塔根固结	作为竖向连杆	164gal	167gal	第三组地震波的地 表波,浦东、浦西的 波不同	考虑拟静力位移内 力和动力位移内力
2				164gal	167gal		只计动力位移内力
3			考虑拟静力位移内 力和动力位移内力				
4			预应力拉索非 线性元	314gal	314gal	El-Centro 波,浦 东 和浦西同步输入	动力位移内力
5						El-Centro 波,浦 东 和浦西的相位差以 1s 计	考虑拟静力位移内 力和动力位移内力
6		桩-土-结构相 互作用模式	预应力拉索非 线性元	164gal	167gal	第三组地震波沿土 层深度变化,浦 东 浦西不相同	考虑拟静力位移内 力和动力位移内力

表 6.3.3 南浦大桥各种工况地震位移反应最大值

分 项		工 况					
		1	2	3	4	5	6
		反 应 值(m)					
塔顶水平相对位移	浦 东	0.0999	0.1002	0.1083	0.1670	0.1330	0.1363
	浦 西	0.1027	0.1018	0.1038	0.1500	0.1320	0.1415
跨中竖向位移		0.0119	0.0120	0.0494	0.0556	0.1710	0.1378

表 6.3.4 南浦大桥各种工况地震反应最大值

反应值 工况	分项	塔 根 截 面				锚 固 墩 底 截 面			
		弯矩(kN·m)		剪力(kN)		弯矩(kN·m)		剪力(kN)	
		浦 东	浦 西	浦 东	浦 西	浦 东	浦 西	浦 东	浦 西
1		265600	276800	9486	9349	15740	16490	527	561
2		264300	277700	9458	9377	15880	16240	535	552
3		246800	322400	7916	8928	16920	17500	749	684
4		513900	499200	16530	16420	26150	22720	941	858
5		456400	347100	16010	14430	20410	17620	844	619
6		397360	408700	13877	13935	7695	8040	239	249

从分析结果看,1,2 工况均取塔根固结模式,采用第三组地震波的地表波作为输入(浦东与浦西不相同),其拟静力反应很小,其原因是浦东和浦西不同地震波的地表波波形比较相似,而且其加速度峰值亦较接近。

4,5 工况采用 El-Centro 波作为输入,并考虑不计相位差和计入相位差(以 1s 计)作比较,结果是当计入相位差影响时,浦东塔根截面弯矩减少了 11.3%,浦西塔根截面弯矩减少了 30%,见图 6.3.7;浦东塔顶相对水平位移减少了 20%,浦西塔顶相对水平位移减少了 12.1%。因此,对漂浮体系的斜拉桥来说,考虑行波效应对塔顶相对水平位移和塔根截面弯矩都是有益的。但跨中竖向位移增加了 208%,这是应该引起注意的。

从工况 1,3 分析,在辅助墩处采用预应力拉索支座与采用刚性杆约束相比,对塔顶水平位移反应影响较小,但使浦东塔根截面弯矩反应减少 37%,浦西塔根截面弯矩反应增加了 16.5%,见图 6.3.6。而对跨中竖向位移反应增加了 315.3%,可见,预应力拉索支座的使用使漂浮体系斜拉桥地震反应有明显的变化,在抗震设计中应予以注意。

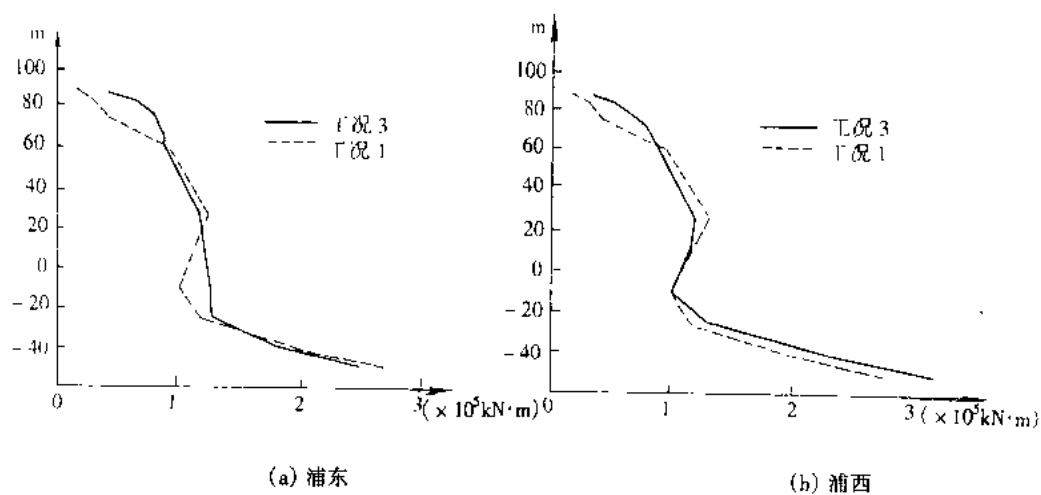


图 6.3.6 主塔地震弯矩反应包络图(工况 1,3)

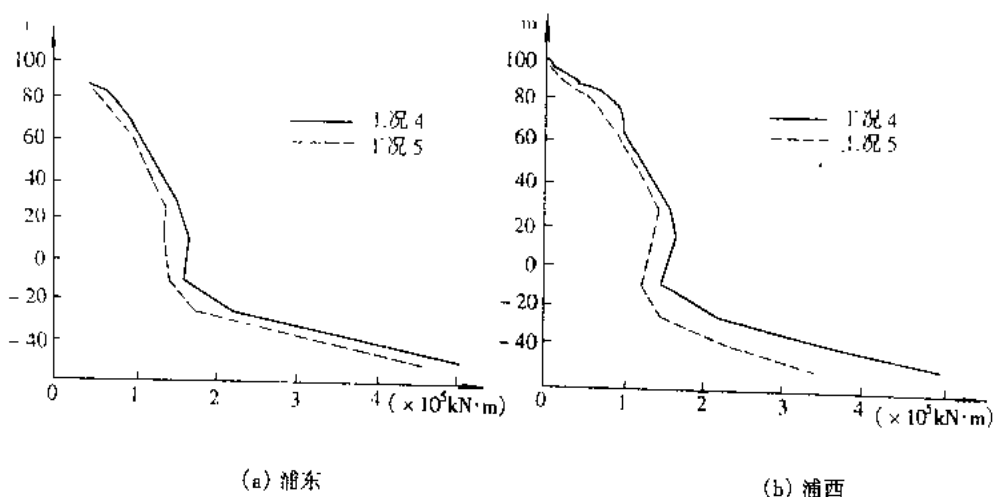


图 6.3.7 主塔地震弯矩反应包络图(工况 4,5)

采用桩-土-结构相互作用模式与塔根固结相比,地震反应普遍增大,其中浦东塔根截面

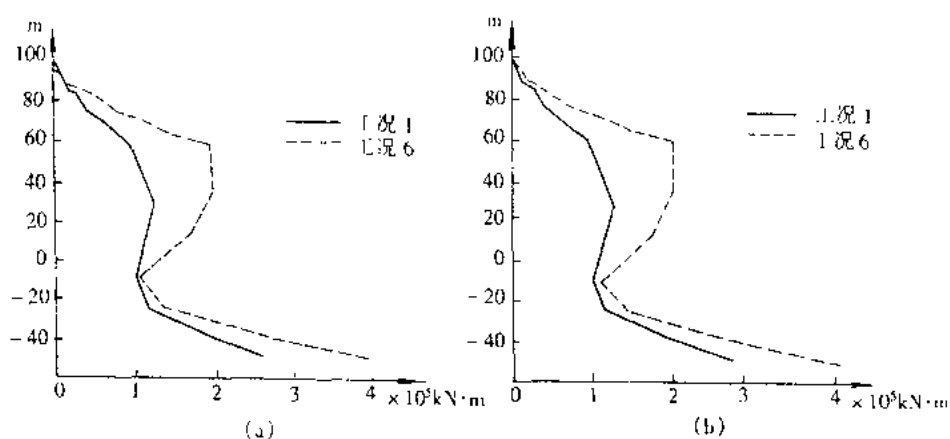


图 6.3.8 主塔地震弯矩反应包络图(工况 1,7)

弯矩增加了 49.6%, 浦西塔根截面弯矩增加了 47.7% 见图 6.3.8。浦东塔顶相对水平位移增加了 36.5%, 浦西塔顶水平相对位移增加了 37.8%, 跨中竖向位移由塔根固结模式的 0.0119m 增加到 0.1378m。究其原因, 主要是由于地震波沿桩深度有一梯度变化, 因而桩及其承台除受到地震波的平动分量外, 还要受到摇摆分量。由此可见, 对深桩基础的漂浮体系斜拉桥, 若不考虑桩-土-结构的相互作用, 而取简化的塔根固结的计算模式, 其结果是偏小的, 会降低抗震设防要求。从多种工况分析表明, 上海南浦大桥的主桥结构在地震作用下是很安全的, 完全满足地震危险性分析所提出的设防要求。

6.3.3 上海杨浦大桥

该桥地震危险性分析采用的设计概率水准与南浦大桥相同, 即 50 年超越概率 10% 和 100 年超越概率 10%。表 6.3.5 给出了浦东岸和浦西岸两种概率的地面加速度峰值。

表 6.3.5 杨浦大桥桥址地面加速度峰值 (gal)

位置 \ 设计概率	50 年超越概率 10% (P_1)		100 年超越概率 10% (P_2)	
	水平	竖向	水平	竖向
浦东岸	140	76	236	130
浦西岸	121	77	222	118

结构地震反应时程分析计算采用前述的“NSRAP”软件。计算结果如图示。

图 6.3.9 表示单根塔柱在 P_1 概率纵向和竖向地震荷载作用下的最大弯矩分布。取阻尼为 3%。

图 6.3.10 表示单根塔柱在 P_1 概率横向和竖向地震荷载作用下的最大弯矩分布。取阻尼为 3%。

图 6.3.11 表示单根塔柱在 P_2 概率纵向和竖向地震荷载作用下的最大弯矩分布。取阻尼为 3%。

图 6.3.12 表示单根塔柱在 P_2 概率横向和竖向地震荷载作用下的最大弯矩分布。

计算结果表明: 杨浦大桥在水平(纵向或横向)和竖向地震荷载作用下, 无论是 P_1 或 P_2

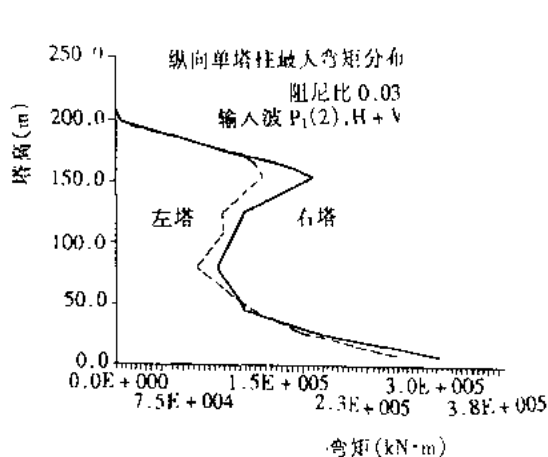


图 6.3.9 杨浦大桥单根塔柱最大弯矩分布(P_1)(纵+竖)

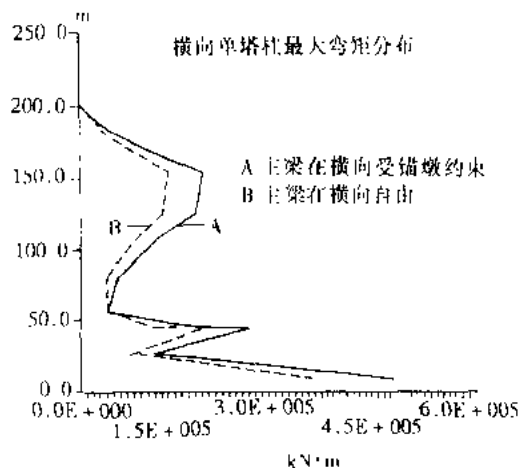


图 6.3.10 杨浦大桥单根塔柱最大弯矩分布(P_1)(横+竖)

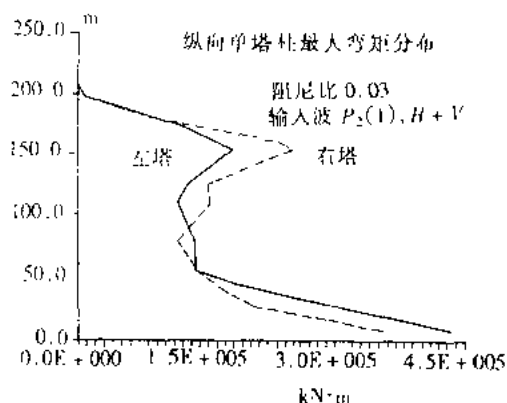


图 6.3.11 杨浦大桥单根塔柱最大弯矩分布(P_2)(纵+竖)

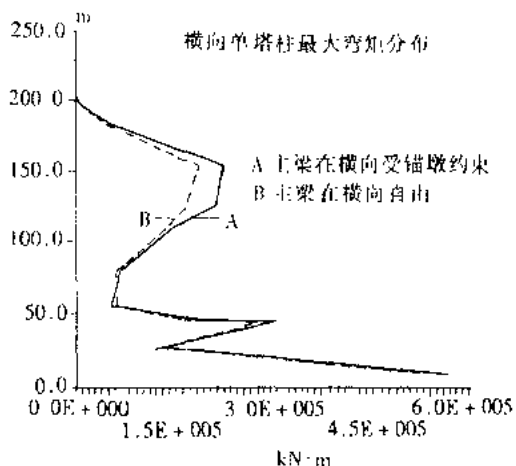


图 6.3.12 杨浦大桥单根塔柱最大弯矩分布(P_2)(横+竖)

概率水准,主塔的塔根弯矩均小于该截面相应的屈服弯矩。但从锚墩的地震反应中发现:由于锚墩与主梁之间在纵向采用滑动支座连接,因此锚墩的纵向地震反应很小;而在横向,锚墩墩顶与主梁之间有挡块挡住,相互约束,此时锚墩的横向地震反应很大,在 50 年超越概率 10% 的地震力作用下弯矩最大值为 $105900\text{kN}\cdot\text{m}$,在 100 年超越概率 10% 的地震力作用下弯矩最大值为 $106200\text{kN}\cdot\text{m}$,均已超过锚墩的横向屈服弯矩 $73750\text{kN}\cdot\text{m}$,此时锚墩已屈服。尽管屈服变形可以利用延性设计来达到,但为了大桥的安全可靠,将大桥锚墩墩顶与主梁端部之间横向设置一根最大拉力为 2000kN 的钢杆,使得在运营荷载和风荷载作用下,梁与锚墩在横向仍然保持有约束状态;而在地震力作用下,当梁端的剪力超过了钢杆的拉力,则钢杆被拉断,锚墩和梁之间的横向约束被释放,使锚墩的横向弯矩和剪力大大减小,即使在 100 年超越概率 10% 的地震力作用下锚墩墩底的横向弯矩也已降至 $47790\text{kN}\cdot\text{m}$ 。保持了锚墩的安全性。但主梁在锚墩顶的横向位移略有增大,其最大值仍为结构所容许。

6.3.4 徐浦大桥

为了解辅助墩的横向约束作用对结构地震反应的影响,计算了四种工况:

1. 四个辅助墩顶对主梁均有横向约束；
2. 2号、5号辅助墩顶对主梁横向约束；
3. 2号、4号、5号辅助墩顶对主梁横向约束；
4. 四个辅助墩顶对主梁全部没有横向约束。

这四种工况的主塔塔根、边墩墩底及主梁和墩顶的最大相对位移列于表 6.3.6。

表 6.3.6 辅助墩横向约束对地震反应的影响

工况	地震反应	1号边墩	2号边墩	3号边墩	4号边墩	5号边墩	主 塔
1	位移(mm)	162	0	0	0	0	
	弯矩(kN·m)	3.71×10^4	1.51×10^5	1.19×10^5	8.84×10^4	5.77×10^4	4.46×10^5
2	位移(mm)	512	392	0	176	0	
	弯矩(kN·m)	3.68×10^4	2.94×10^4	3.26×10^5	2.95×10^4	1.03×10^5	5.55×10^5
3	位移(mm)	522	402	0	183	97	
	弯矩(kN·m)	3.67×10^4	2.92×10^4	3.33×10^5	2.94×10^4	2.95×10^4	5.91×10^5
4	位移(mm)	440	345	250	162	88	
	弯矩(kN·m)	3.41×10^4	2.68×10^4	2.70×10^4	2.70×10^4	2.73×10^4	6.94×10^5

注：(1) 表中各边墩的编号见图 6.2.8, 其中 1 号边墩为锚固墩, 其他为辅助墩；

(2) 表中的位移指墩顶和主梁的最大相对位移, 弯矩指墩底的最大弯矩；

(3) 表中相对位移为 0, 表示该墩顶与主梁主从, 否则为自由。

从工况 1 到 4, 锚固墩顶与主梁的相对位移从 162mm 增至 512mm, 直至 522mm, 然后又减至 440mm。这一似奇怪而又合理的结果, 应从结构的动力特性变化以及所采用的地震波的位移反应谱(见图 6.3.13)来解释。对应于工况 1, 结构以边跨为主的一阶侧弯频率为 0.5959Hz, 周期则为 1.678s。随着辅助墩对主梁横向约束作用的减少, 以边跨为主的一阶侧弯振型的周期必定会逐渐增大。而从图 6.3.13 可见, 位移反应谱曲线是锯齿形的, 周期增大到一定值时位移反而会减少。因此, 随着辅助墩对主梁约束作用的减少, 结构变柔, 但结构的位移并不是越来越大的。

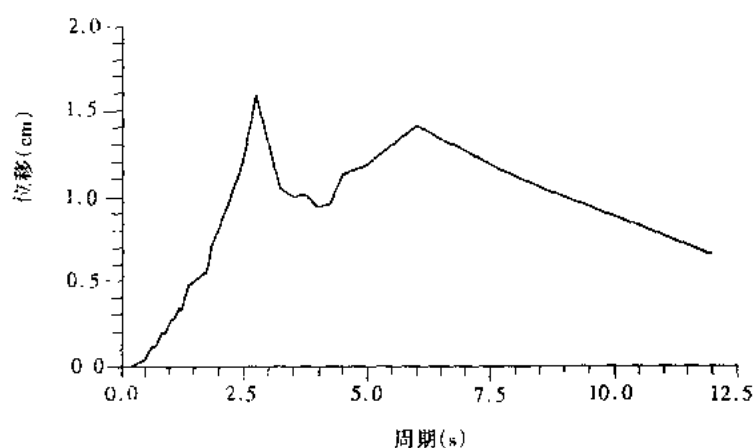


图 6.3.13 地震波的位移反应谱

此外, 从表中还可以看出: 当辅助墩均与主梁横向主从时, 各辅助墩的受力相对比较均

匀;然而,当某辅助墩墩顶横向自由时,它原来分担的弯矩便要由其他辅助墩及主塔共同承担,容易造成有的辅助墩和主塔受力过大。因此,从内力反应来看,当每个墩均对主梁起约束作用时,结构的受力较为有利。

总之,在每个辅助墩上设置横向限位装置,对于结构的变形和受力都较为有利。

6.3.5 汕头市岩石大桥

广东汕头市岩石大桥是一座混合结构斜拉桥,主跨 518m。边跨由三跨组成:47+47+100(m),全桥总长 906m。桥面系由钢箱梁和混凝土箱梁组成,以靠主塔的第一个边墩为分界,中间为钢梁,两侧为混凝土梁。梁高均为 3m。

该桥位于强震区,根据地震危险性分析的结果:大桥工程场地 50 年、100 年三个不同概率水平基岩加速度峰值 PGA 如表 6.3.7 所示。桥址场地地面设计水平地震系数 K_h 数如表 6.3.8 所示。

表 6.3.7 桥址基岩加速度峰值

设防概率 P	$P = 0.632$		$P = 0.1$		$P = 0.02$	
	50 年	100 年	50 年	100 年	50 年	100 年
PGA(cm/s/s)	54.74	79.17	164.81	214.84	287.43	342.37

表 6.3.8 桥址场地地面设计水平地震系数

设防概率 P	$P = 0.632$		$P = 0.1$		$P = 0.02$	
	50 年	100 年	50 年	100 年	50 年	100 年
K_h	0.077	0.119	0.229	0.290	0.411	0.480

场地地震基本烈度判定为Ⅷ度。根据场地波速的测定结果确定桥址场地土为软弱场地土。工程场地类别为Ⅳ类。

南北主塔输入的人工地震波是根据各自塔位附近的钻孔资料计算所得。

为了减小结构的地震反应,设计中采用了纵向弹性约束的措施。即在主塔两侧均设置了一根长 54m 的 55×7φ5 钢绞线,钢索的一端固定在主塔的下横梁上,另一端固定在主梁上。

表 6.3.9 列出了在 P_1 概率纵向水平地震荷载作用下主要截面的内力反应,表 6.3.10 列出了在 P_2 概率纵向水平地震荷载作用下主要节点的位移反应。

从表中可见:在主塔和主梁之间设置纵向弹性约束有利于减小主梁的纵向位移及主梁与边墩的相对位移。但它增大了全桥的纵向刚度,使地震反应有所增大,而且在结构的振动过程中纵向弹性约束力相当于作用于下横梁上的一个集中力,对下横梁以下部分塔柱会产生附加弯矩,因此在斜拉桥中采用这一措施应持谨慎态度。

表 6.3.9 纵向水平地震荷载作用下主要截面的内力反应值

截面位置 \ 内力反应		纵向无约束			纵向有约束			
		M_{\max} (kN·m)	相应 N (kN)	相应 Q (kN)	M_{\max} (kN·m)	相应 N (kN)	相应 Q (kN)	
主塔	南塔塔根	151000	9472	3455	250600	11240	4799	
	北塔塔根	231400	9125	6970	229200	10410	4129	
主梁跨中		21780	2904	882	29290	5783	1044	
边墩墩底	南	S_2	26020	2793	697	28560	1691	750
		S_3	22050	1819	637	23410	2173	654
		锚墩	33050	965	1126	34490	995	1164
	北	N_2	22890	2634	644	24100	2705	681
		N_3	19950	1708	608	20580	1865	636
		锚墩	16050	1058	553	16530	1075	574

表 6.3.10 纵向水平地震荷载作用下主要节点的位移反应值(mm)

节点位置		计算工况	纵向无约束	纵向有约束
南塔塔顶			259	261
北塔塔顶			264	281
主梁跨中			241	199
边墩墩顶与梁的相对位移	S_2		401	332
	S_3		343	337
	南锚墩		467	415
	N_2		447	331
	N_3		434	321
	北锚墩		406	317

6.3.6 日本多多罗桥(Tatara)

文献[9]介绍了日本多多罗桥($l = 890\text{m}$, 组合式斜拉桥, 见图 6.3.14)初步设计方案中的结构反应分析结果。

在初步方案中考虑了主梁在纵向的四种约束工况: ① 无约束; ② 在主塔上设置弹性约束; ③ 在塔上固结; ④ 在一端固结。

由于超长的跨径使纵向风荷载在工况(1)、温度变化在工况(3)时, 在塔根截面产生非常大的弯矩, 工况(4)引起了结构的反对称受力, 最后只有工况(2)(即现在的设计方案)采用的约束条件使结构的受力最合理。研究结果表明, 如果主梁在所有的支座上允许纵向移动, 同时塔和梁之间用适当的弹性约束连接, 则在结构所有的部位均可得到合理的内力分布。图 6.3.15 表示弹性约束常数对结构受力性能的影响。考虑了地震因素, 最后采取在主塔上的每个支承上设置弹簧常数为 3.92MN/m (4000t/m) 的剪切型橡胶装置。

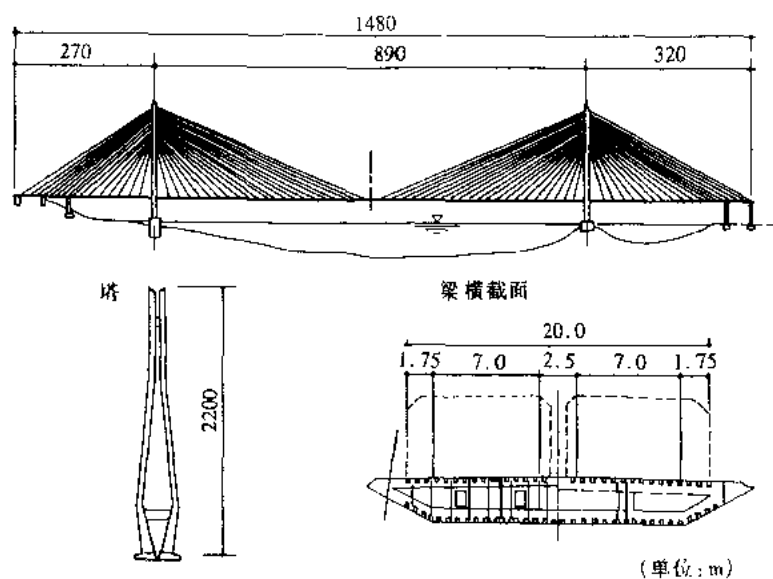


图 6.3.14 多多罗桥的总体布置图

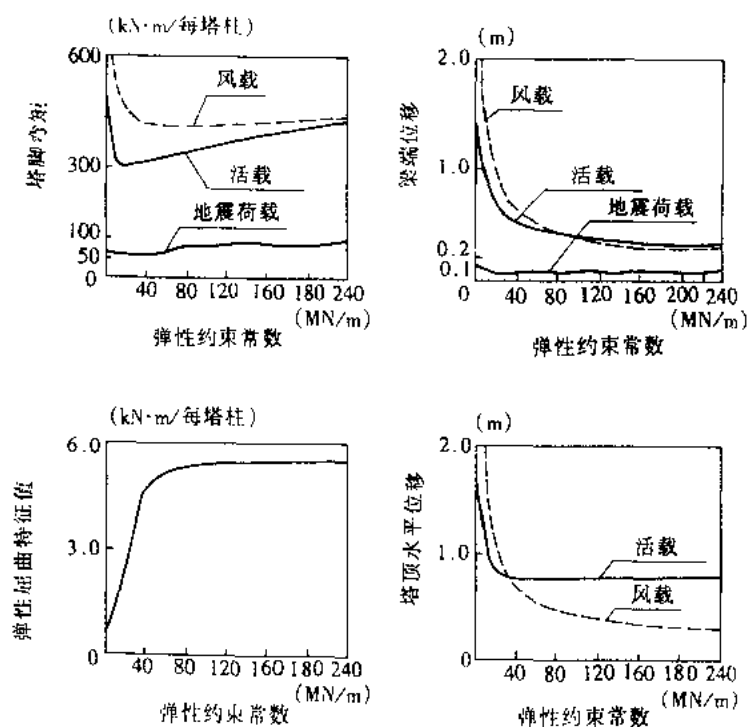


图 6.3.15 弹性约束常数对结构受力的影响

多多罗桥的抗震性能研究用考虑了基础相位差的时程反应分析方法进行,同时用预期最强的地震(重现期 150 年,离震中 200km 处,震级 M8.5)在反应谱的基础上作进一步计算。分析结果发现,由于结构周期较长,故地震作用不是确定结构截面尺寸的决定因素。

综上所述,飘浮体系斜拉桥在地震荷载的作用下,主塔塔根截面的反应很大,但由于静

载和构造上的要求,塔根截面也很大,强度往往能满足要求。容易被忽略的倒是锚固墩,在横向地震荷载作用下,由于梁和墩在横向被限位装置卡住而一起振动,因此产生较大的反应值。而锚墩的截面很小,因此,锚墩墩底的反应可能使截面屈服,应予重视。辅助墩的设置能减小结构的地震反应。大跨度斜拉桥考虑行波效应,对结构的反应是有利的。采用纵向弹性约束等措施,能有效地减小主塔和主梁的位移反应,使结构内力分布更趋合理,不失为一种经济、实用的减震方法。但是约束装置的选用应经过严格的设计计算。

参 考 文 献

- [1] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京:中国铁道出版社,1992
- [2] 李国豪. 工程结构抗震动力学. 上海:上海科学技术出版社,1980
- [3] 袁万城,范立础,项海帆. 大跨度桥梁空间非线性地震反应分析. 同济大学学报增刊(结构、桥梁版), 1991年12月
- [4] 胡世德,范立础. 斜拉桥-梁式组合体系桥梁的抗震性能. 同济大学学报第19卷增刊,1991年12月
- [5] 胡世德,范立础. 上海杨浦大桥动力特性分析. 全国索结构学术会议论文集,1991年
- [6] 项海帆. 斜张桥在行波作用下的地震反应分析. 同济大学学报,1983年第2期
- [7] 项海帆,朱乐东. 考虑约束扭转刚度影响的斜拉桥动力分析模型. 全国桥梁结构学术大会论文集,同济大学出版社,1992年
- [8] 胡世德,范立础. 斜拉桥动力计算有限元模式的讨论. 同济大学学报第20卷增刊,1992年12月
- [9] Manabo Ito, Takeo Endo, The Tatara Bridge-World's Longest Cable-stayed Span, Proceedings of Structure Congress, 1994

第七章 大跨度悬索桥地震反应分析

现代悬索桥的建设历史至今已有 100 余年了,在 20 世纪 30 年代悬索桥的跨径记录就突破千米以上。如主跨为 1280.2m 的美国旧金山金门大桥,1981 建成的英国恒尔比大桥是目前世界上跨度最大的悬索桥。悬索桥为柔性结构,基本周期较长,60 年代前悬索桥地震反应分析大多应用反应谱理论或线弹性理论。70 年代后,日本修建本州-四国联络线,规划了有多座 1000m 以上的悬索桥,其中最大的为明石海峡大桥,主跨 1990m。日本是多地震国家,因而为这些大桥专门研究并制定了悬索桥地震分析的指南。至今,除明石海峡大桥正在建造中外,其他几座悬索桥均已建成通车。1995 年 1 月 17 日阪神地震的震中在淡路岛,位于明石海峡大桥的桥塔附近。当时,该桥已架好主缆,正准备架梁。根据地震记录,该桥位于强震烈度Ⅷ度区,N-S 加速度峰值达 $0.818g$ 。地震后调查了该桥发生的位移情况,如图 7.1.1 所示。

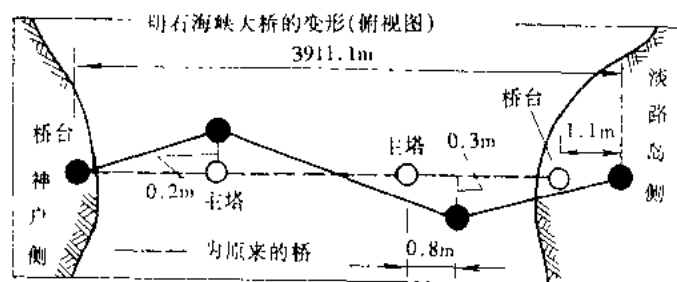


图 7.1.1 明石海峡大桥地震后位移图

虽然,至今未发现地震区悬索桥在强地震时遭到毁坏,但局部性损伤时有发生。近十年来,美国西海岸地震频发,1989 年洛马·普里埃塔地震,金门桥位于Ⅶ度烈度区,但为保证 30 年代的金门大桥能抵御Ⅷ度以上的地震,最近采取了抗震加固措施,特别在支承部分、主缆鞍座等处增设了吸能装置。

我国现代悬索桥从 80 年代开始兴建。第一座主跨 452m 混凝土加劲梁的悬索桥(广东汕头海湾大桥)于 1995 年年底建成通车,此后西陵峡长江大桥(主跨 900m)和广东虎门大桥(主跨 888m)也相继于 1996 年,1997 年建成通车。目前,正在建造中的有:长江江阴公路大桥(主跨 1385m),厦门海沧大桥(主跨 648m)。除汕头海湾大桥外其余四座均为钢悬索桥。我们承担了除西陵峡长江大桥以外的四座悬索桥的抗震研究项目。着重研究了悬索桥的动力特性以及多点激震、行波效应等对悬索桥地震反应的影响,获得了有实用价值的成果。

7.1 动力计算模式

和斜拉桥一样,悬索桥也是由索、梁、塔、墩组成。但它们在各自桥型中的受力情况有所不同。斜拉桥是由索、梁、塔组成的组合体系,共同抵抗外荷载;而悬索桥是以主缆受力为主的结构,跨度越大,主缆的作用越明显。在地震荷载作用下,主缆的强大索力在主缆的大变形和大位移上引起的非线性影响必须考虑。除此以外,在上一章中所述的模拟原则都相同。这里仅就悬索桥的一些特点作简要说明。

7.1.1 桥面系

悬索桥的桥面系主要起传力作用。从我国现有的几座悬索桥来看,加劲梁截面无论是混凝土的或是钢的都采用闭口箱梁。在动力计算模式中一般用前述脊梁式模式模拟。

7.1.2 索

悬索桥的索与斜拉索一样,一般用桁架单元模拟,也可以用刚度为零或无穷小的梁单元模拟。应强调的是,对于主缆和吊索等柔性部件,都要考虑轴向拉力对刚度的贡献,即用几何刚度阵考虑恒载索力的线性二阶影响。否则许多吊索的不真实的局部振动频率将排在频率序列的最前面,掩盖了真实的悬索桥的总体振动频率。

7.2 动力特性

7.2.1 汕头海湾大桥

广东汕头海湾大桥全长 2500m,主跨采用三跨悬索桥结构。跨长 452m,两边孔跨度各为 154m。加劲梁采用鱼腹式钢筋混凝土箱梁。主桥两端各以四孔跨度为 25m 的预应力混凝土 T 梁桥与两岸相接。主桥和引桥之间用伸缩缝断开。两主塔桩基均落在基岩上。桥面与主塔之间在纵向采用两根柔性立柱的弱连接方式,横向和竖向采用横向支座和竖向支座使过渡梁的变形与主塔相同。引桥全部采用板式橡胶支座,主桥的边墩采用拉力支座。图 7.2.1 为汕头海湾大桥的动力计算模式。

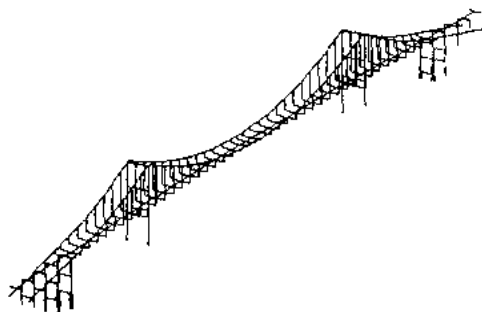


图 7.2.1 汕头海湾大桥的动力计算模式

表 7.2.1 为汕头海湾大桥在主桥和引桥之间考虑伸缩缝刚度和不考虑伸缩缝刚度两种

工况的动力特性表。

表 7.2.1 汕头海湾大桥结构动力特性

考虑伸缩缝刚度			不考虑伸缩缝刚度		
频率 序号	频率 (Hz)	振 型 特 性	频率 序号	频率 (Hz)	振 型 特 性
1	0.2044	反对称竖弯(一阶)	1	0.1917	反对称竖弯(一阶)
2	0.2047	对称竖弯(一阶)	2	0.2048	对称竖弯(一阶)
3	0.2233	侧向一阶振动	3	0.2233	侧向一阶振动
4	0.2990	纵飘与反对称竖弯	4	0.2412	纵飘与反对称竖弯
5	0.3177	二阶反对称竖弯	5	0.3180	二阶反对称竖弯
6	0.3242	边跨一阶反对称振动	6	0.3213	边跨一阶反对称振动
7	0.4081	对称竖弯	7	0.4083	对称竖弯
8	0.4629	反对称竖弯	8	0.4631	反对称竖弯
9	0.4827	二阶反对称侧向振动	9	0.4747	主桥略有反对称侧弯,南引桥纵向弯曲
10	0.5857	二阶反对称侧向振动及南引桥侧向振动	10	0.4872	主桥二阶反对称侧弯,南引桥侧向振动
11	0.5857	一阶扭转振动	11	0.5266	主桥二阶侧弯,南引桥侧向振动
12	0.6378	对称竖弯	12	0.5857	一阶扭转振动

7.2.2 广东虎门大桥

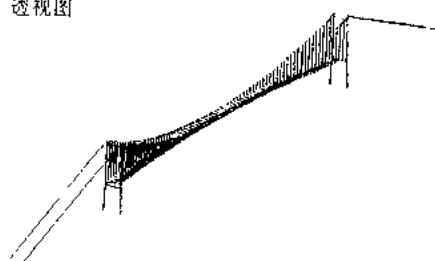
广东虎门大桥主跨 888m,东引桥为 $3 \times 60\text{m}$ 连续梁桥,西引桥为 $9 \times 70\text{m}$ 连续梁桥,全桥总长 1628m。中跨加劲梁为带风嘴扁平闭口钢箱梁,梁高 3.0m,加劲梁两端简支于横梁上,在塔柱与加劲梁之间设有挡块,阻止梁横向移动。吊索间距 12.0m。东、西两座门式塔架构造尺寸相同,塔高 147.552m,每座塔设有上、中、下三道横梁。东、西塔架和锚碇位于不同的地基上。西塔和西锚碇的地基为微风化和弱风化花岗岩;东塔和东锚碇的地基为弱风化泥质风化岩。因此,西塔的基础直接嵌入岩层,并用 $\phi 32$ 钢筋作为锚杆,以加强基础和岩层的固结。东塔基础采用每个塔柱下面 16 根 $\phi 200\text{mm}$,长度为 33.0m 的钻孔灌注桩。表 7.2.2 为虎门大桥前 20 阶频率及振型特性。图 7.2.2 为虎门大桥主要振型图。

表 7.2.2 虎门大桥结构动力特性

频率 序号	频率 (Hz)	振 型 特 性	频率 序号	频率 (Hz)	振 型 特 性
1	0.0910	一阶对称侧弯	11	0.3712	索面振动
2	0.1253	一阶反对称竖弯	12	0.3742	对称竖弯
3	0.1700	一阶对称竖弯	13	0.4662	纵飘
4	0.2263	对称竖弯	14	0.4757	一阶反对称扭转
5	0.2790	反对称竖弯	15	0.4777	对称竖弯
6	0.2974	索面反对称侧向振动	16	0.4980	索面振动
7	0.3310	索面对称侧向振动	17	0.5197	索面振动
8	0.3419	索面振动	18	0.5388	索面振动
9	0.3471	索面振动	19	0.5692	索面振动
10	0.3569	一阶对称扭转	20	0.5920	索面振动

第一振型 频率 0.091009Hz

透视图

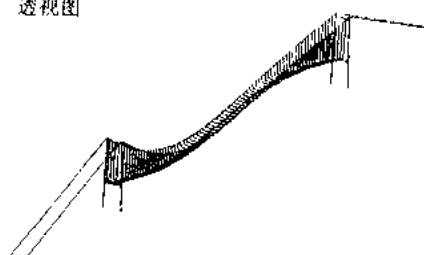


平面图



第二振型 频率 0.125342Hz

透视图

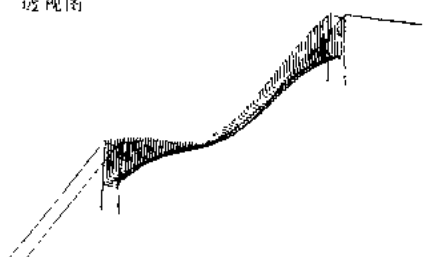


立面图



第三振型 频率 0.170040Hz

透视图

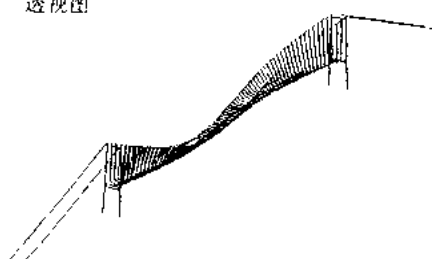


立面图



第六振型 频率 0.297352Hz

透视图



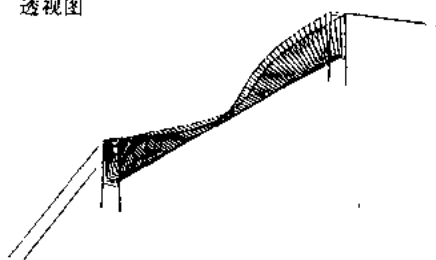
平面图



(a) 虎门大桥主要振型图

第九振型 频率 0.347117Hz

透视图

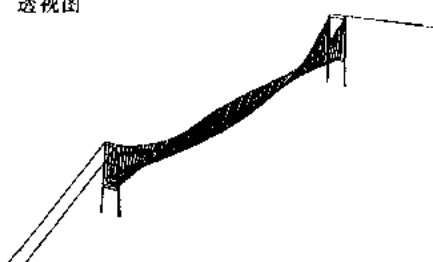


侧面图



第十振型 频率 0.356898Hz

透视图

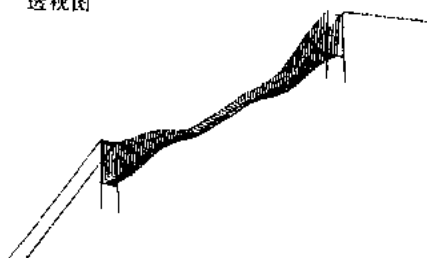


侧面图

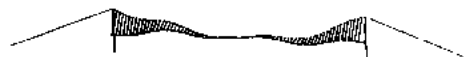


第十二振型 频率 0.466202Hz

透视图

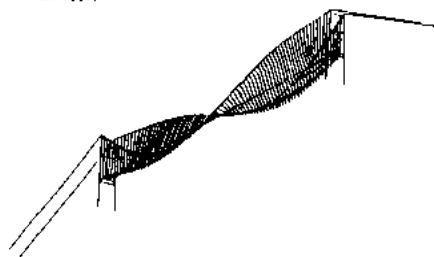


立面图



第十四振型 频率 0.475672Hz

透视图



立面图



(b)虎门大桥主要振型图

图 7.2.2

7.2.3 江阴长江公路大桥

江阴长江公路大桥主跨 1385m,南岸引桥为 41.0m + 44.0m + 44.0m 三孔简支梁(桥面连续);北岸引桥为 71.5m + 70.5m + 74.0m 三孔连续梁桥。主跨采用带风嘴扁平六角形闭口钢箱加劲梁,梁高 3.0m,梁宽 29.5m,加劲梁两端通过活动支座支承于主塔下横梁上,在塔柱与加劲梁之间设置挡块,阻止加劲梁横向移动。南、北两座门塔构造尺寸基本相同,塔高 184m,每座塔设有上、中、下三道横梁。设计选用的西山桥位南、北两岸的场地条件截然不同。南岸为丘陵,能见到岩石露头,而北岸有很厚的覆盖层。地质钻探资料表明,北岸的覆盖层厚度向北逐渐增加,平均厚度为 100m。由于南、北两岸的地质条件不同,故主塔及锚碇的基础型式也不同。南岸主塔采用桩基础,直接支承于岩体上;北岸主塔采用摩擦桩基础(351 根 $\phi 1.0\text{m}$ 钢管桩,后修改为 96 根 $\phi 2.0\text{m}$ 钻孔支承桩,桩长 70m 左右,动力计算模式仍然采用钢管桩基础)。南锚碇采用重力式嵌岩锚;北锚碇采用深沉井基础。

图 7.2.3 为江阴长江公路大桥的动力计算模式。其特点是:①采用全桥空间模式,包括主跨和南、北边跨。主缆和吊索采用空间杆单元;加劲梁、主塔、边墩及桩均采用空间梁单元;②由于主跨和边跨间的连接采用滑板式伸缩缝,计算中假定它们能理想地相对自由滑动,故计算中没有设伸缩缝单元,仅控制地震动作用下主梁和边梁间的最大相对位移量;③南、北锚碇和南塔、边墩均处理为固结,对北塔下的桩基础也作了适当的处理。由于结构的纵向地震反应主要由平面内的各阶振型作贡献,它们和横向挠曲振型、扭转振型不耦合,故在计算纵向地震反应时可将桩在横向进行合并,把横向 25 根桩并成一排,顺桥向 15 排桩的位置保持不变,以减少节点数及缩小刚度矩阵中的带宽。桩与桩之间用土弹簧连接。计算模型节点数为 705 个。

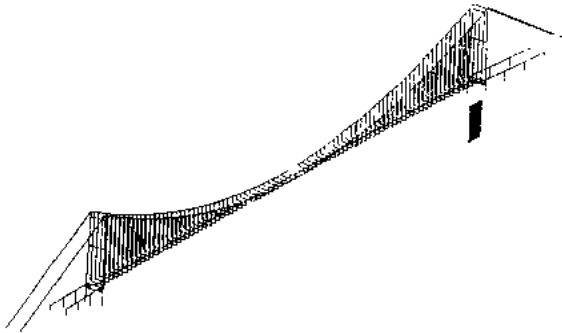


图 7.2.3 江阴大桥动力计算模式

表 7.2.3 所示为江阴长江公路大桥前 20 阶频率和振型特性。图 7.2.4 为大桥主要振型图。

表 7.2.3 江阴大桥结构动力特性					
频率 序号	频率 (Hz)	振 型 特 性	频率 序号	频率 (Hz)	振 型 特 性
1	0.0509	一阶对称侧弯	11	0.2397	索面振动
2	0.0920	一阶反对称竖弯	12	0.2432	索面振动

续表

频率 序号	频率 (Hz)	振 型 特 性	频率 序号	频率 (Hz)	振 型 特 性
3	0.1169	一阶反对称侧弯	13	0.2529	索面振动
4	0.1344	一阶对称竖弯	14	0.2585	对称竖弯
5	0.1365	侧弯	15	0.2625	一阶对称扭转
6	0.1428	纵飘	16	0.2747	一阶反对称扭转
7	0.1827	竖弯	17	0.3114	对称竖弯
8	0.2018	竖弯	18	0.3532	索面振动
9	0.2229	索面振动	19	0.3640	索面振动
10	0.2312	索面振动	20	0.3706	对称竖弯

7.2.4 悬索桥动力特性的特点

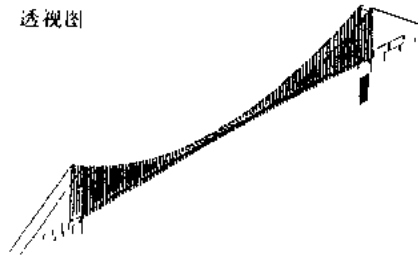
1. 因为是柔性结构,故与飘浮体系斜拉桥一样基本周期很长。如江阴长江公路大桥的第一频率 $f_1 = 0.051\text{Hz}$, $T_1 = 19.6\text{s}$; 广东虎门大桥的第一频率 $f_1 = 0.091\text{Hz}$, $T_1 = 11\text{s}$, 并都为对称侧向挠曲振型。

2. 悬索桥加劲梁的跨度很大,又为悬吊结构,因此以加劲梁振动为主的频率均很低。如虎门大桥的前五阶,江阴大桥的前八阶均为以主梁的振动为主的振型。当加劲梁的两端用活动支座支承于主塔下的横梁上时,结构也出现纵飘的特性,但它不是出现在第一阶,如江阴大桥是出现在第六阶, $f_6 = 0.1428\text{Hz}$, $T_6 = 7.0\text{s}$; 虎门大桥是出现在第 13 阶, $f_{13} = 0.4662\text{Hz}$, $T_{13} = 2.145\text{s}$ 。

3. 在悬索桥的振型中,前面二十几阶振型都是以梁和索的振动为主的振型,除了上面所述的梁的振型外,如江阴大桥的第 10~第 13 阶,第 18~第 24 阶,都是索的振动。而以主塔的振动为主的振型到第 39 阶才出现。这一点对于用反应谱进行地震反应分析时相当重要。

4. 与斜拉桥相比,悬索桥的扭转振型出现较晚,如虎门大桥一阶对称扭转频率出现在第 10 阶, $f_{10} = 0.3569\text{Hz}$; 一阶反对称扭频出现在第十四阶, $f_{14} = 0.4757\text{Hz}$; 江阴桥的一阶对称扭转振型出现在第 15 阶, $f_{15} = 0.2625\text{Hz}$, 一阶反对称扭转振型出现在第 16 阶, $f_{16} = 0.2747\text{Hz}$ 。

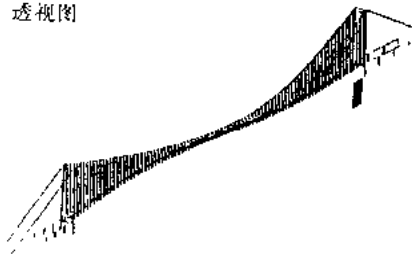
第一振型 频率 0.050942Hz
透视图



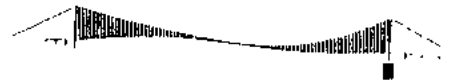
平面图



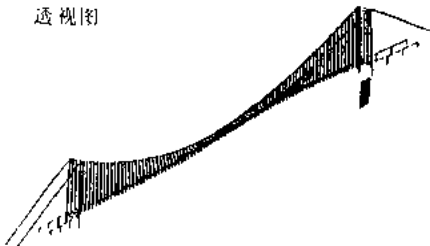
第二振型 频率 0.091980Hz
透视图



立面图



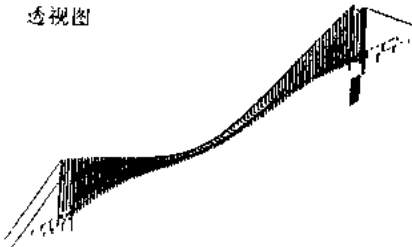
第三振型 频率 0.116865Hz
透视图



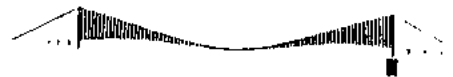
平面图



第四振型 频率 0.134438Hz
透视图

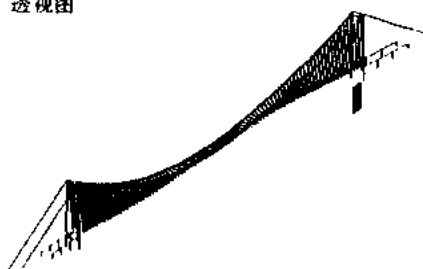


立面图

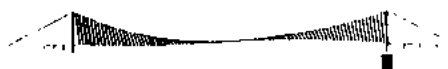


(a) 江阴长江公路大桥主要振型图

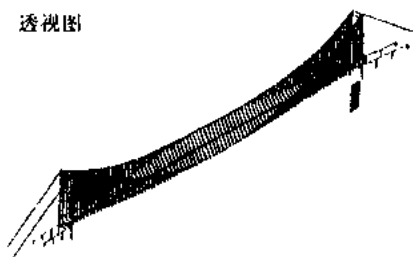
第六振型 频率 0.1427981Hz
透视图



立面图



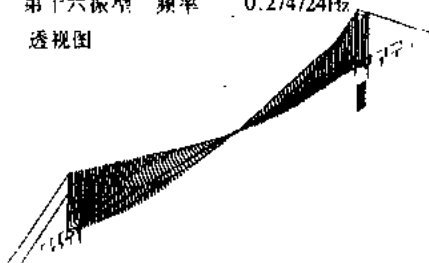
第十五振型 频率 0.262532Hz
透视图



侧面图



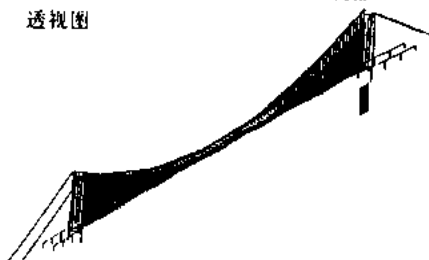
第十六振型 频率 0.274724Hz
透视图



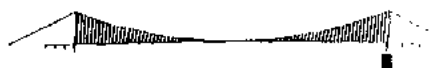
立面图



第三十九振型 频率 0.675935Hz
透视图



立面图



(b) 江阴长江公路大桥主要振型图
图 7.2.4

7.3 悬索桥基频的近似计算公式

7.3.1 一阶反对称竖向弯曲频率

在常用矢跨比范围内,悬索桥的最低固有频率是反对称两个半波形式。

对于中跨加劲梁为简支的悬索桥,一阶反对称竖弯频率的近似公式为

$$f_b^a = \frac{1}{L} \sqrt{\frac{EI + H_g \left(\frac{L}{2\pi} \right)^2}{m}} \quad (7.3.1)$$

式中 L ——中跨跨度(m);

EI ——加劲梁竖弯刚度,可假定为常数($N \cdot m^2$);

H_g ——恒载的主索水平拉力(N);

m ——桥面和主索的单位长度总质量, $m = m_d + m_c$;

m_d ——桥面单位长度质量(kg/m);

m_c ——主缆单位长度质量(kg/m)。

对于 500m 以上的大跨度悬索桥,加劲梁刚度和重力刚度相比一般较小,如果忽略加劲梁刚度的贡献,则(7.3.1)式可简化得

$$f_b^a \approx \frac{1.16}{\sqrt{f}} \quad (7.3.2)$$

式中 f ——主缆矢高。

7.3.2 一阶对称竖向弯曲频率

$$f_b^s = \frac{0.3}{L} \sqrt{\frac{E_c A_c}{W}} \quad (7.3.3)$$

式中 E_c ——主缆弹性模量(N/m^2);

A_c ——单根主缆截面积(m^2);

W ——桥梁单位长度质量(kg/m)。

7.3.3 一阶反对称扭转频率

$$f_T^a = \frac{1}{L} \sqrt{\frac{GJ_d + 2H_w a^2}{J_p}} \quad (7.3.4)$$

式中 L ——主跨跨径(m);

GJ_d ——加劲梁的自由扭转刚度($N \cdot m^2$);

H_w ——单根主缆由恒载引起的拉力的水平分量, $H_w = \frac{WL^2}{16f}$ (W, f 意义同前);

a ——桥宽之半(m), $a = \frac{b}{2}$;

J_p ——总的转动惯量, $J_p = mr^2 + m_c \frac{b^2}{4}$;

mr^2 ——加劲梁的转动惯量；

$m_c \frac{b^2}{4}$ ——缆与吊杆的转动惯量。

7.3.4 一阶对称扭转频率

$$f_T = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{GJ_d + 0.05256 E_c A_c B_c^2}{J_p}} \quad (7.3.5)$$

式中 B_c ——主缆的中心距

其余符号意义同前。

7.4 悬索桥地震反应分析

7.4.1 广东汕头海湾大桥

汕头海湾大桥的地震反应分析着重在以下几个方面：

- (1) 时程分析与反应谱分析的比较；
- (2) 相位差的影响；
- (3) 伸缩缝、减震支座及其他措施的抗震作用。

在此我们着重介绍第(2)、(3)方面。

表 7.4.1 中的反应值是输入桥址基岩人工地震波的计算结果。根据地震危险性的分析结果，基岩人工地震波的峰值为 0.2229g。计算中取引桥每个墩横梁上橡胶支座总的剪切刚度为 $3.0 \times 10^4 \text{ kN/m}$ ，主塔与加劲梁连接处的竖向柔性立柱若改用减震支座代替时，减震支座的设计参数为：弹性刚度为 $3.0 \times 10^5 \text{ kN/m}$ ；塑性刚度为 $3.0 \times 10^4 \text{ kN/m}$ ；屈服位移为 3.3mm，主桥和引桥之间伸缩缝的每延米宽的抗推刚度为 450kN/m，共 26m 宽。

表 7.4.1 不同条件下的纵向弯矩反应对比 (单位: kN·m)

连接方式 位 置	塔、梁纵向连接方式		上、边跨间连接方式		使用减震支座	
	弱连接	减震支座	有伸缩缝	无伸缩缝	同步输入	非同步输入
主塔塔底	166700	131900	166700	186600	153300	131900
引桥墩底	24670	13340	21120	9189	17110	13340

从表值可见：

(1) 用减震支座代替纵向弱连接可以减小主塔和引桥的弯矩反应。

(2) 考虑主梁和边梁之间的伸缩缝刚度作用后，使主塔塔底弯矩减小，但边墩的弯矩增大许多。

(3) 考虑相位差效应以后，主塔弯矩稍有增大，但边墩弯矩增大较多。

另外，从计算分析中也表明：当考虑伸缩缝刚度时，主梁的纵向水平位移减小很多，跨中的纵向水平位移从不考虑伸缩缝刚度的 334.1mm 减小到 193.9mm。用减震支座代替纵向弱连接也可以大大减小大桥的纵向水平位移。在考虑伸缩缝刚度和相位差的前提下，如采用减震支座，则可以使主梁的纵向位移从采用弱连接的 193.9mm 减小到 99.51mm。

通过计算还发现,引桥墩顶与梁之间的相对位移一般都很大,有些已超出支座容许的相对剪切变形,因此需要在墩顶与主梁间加上挡块以防止落梁。如在引桥墩顶采用减震支座并设置挡块,并考虑伸缩缝和相位差的影响,塔根弯矩由 $1.571 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 减至 $2.082 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}$,梁与墩顶间位移可控制在支座的容许变形范围内。

图 7.4.1 表示了相位差效应对主塔(单柱)纵向弯矩的影响。

图 7.4.2 表示了输入不同的地震波对主塔(单柱)横向弯矩的影响。

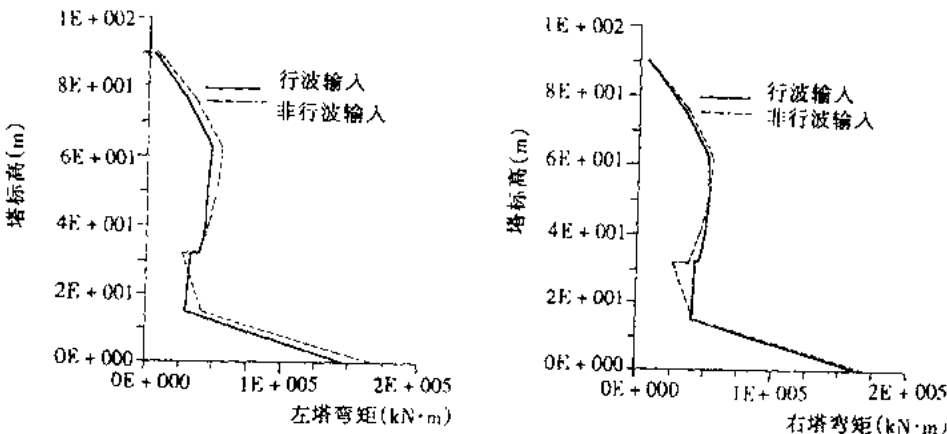


图 7.4.1 汕头海湾大桥主塔(单柱)纵向弯矩反应包络图

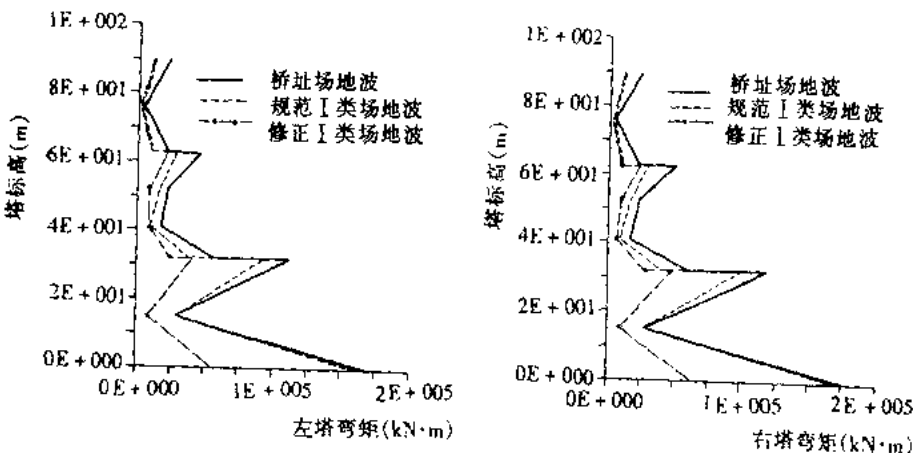


图 7.4.2 汕头海湾大桥主塔(单柱)横向弯矩反应包络图

7.4.2 广东虎门大桥

虎门大桥位于珠江三角洲一带,是东西沿海地震带中地震危险性较高的地段之一。根据概率预测,桥址区 150km 范围内在未来 100 年内发生中强地震的概率较高。经广东省地震局对区域地震活动性、地震地质和新构造运动资料的分析,复合虎门大桥桥址地震基本烈度为Ⅶ度。广东省地震局采用复合概率法计算大桥场址的地震危险性,表 7.4.2 为相应三个不同概率水平的基岩加速度峰值。

表 7.4.2 虎门大桥桥址基岩加速度峰值

发生概率(年限)		63%(50年)	10%(50年)	3%(100年)
PGA (cm/s^2)	S	23.23	68.95	136.34
	M	31.03	85.00	165.13
	L	39.33	101.72	195.68

由于东西主塔和锚碇位于不同的地基上,在进行结构地震反应分析时,东侧取用场地反应后的人工地震波,西侧取用基岩人工地震波。用 10%(50 年)的概率水平(P_1)的内力反应控制结构的强度,用 3%(100 年)的概率水平(P_2)的位移反应控制结构的变形。它们的加速度峰值见表 7.4.3。

表 7.4.3 地震反应分析中采用的加速度峰值

概 率	东侧加速度峰值(cm/s^2)	西侧加速度峰值(cm/s^2)
P_1	157.77	101.72
P_2	319.03	195.68

图 7.4.3 和图 7.4.4 分别表示结构地震反应分析计算中采用的相应于 P_1 概率和 P_2 概率的人工地震波加速度时程曲线。

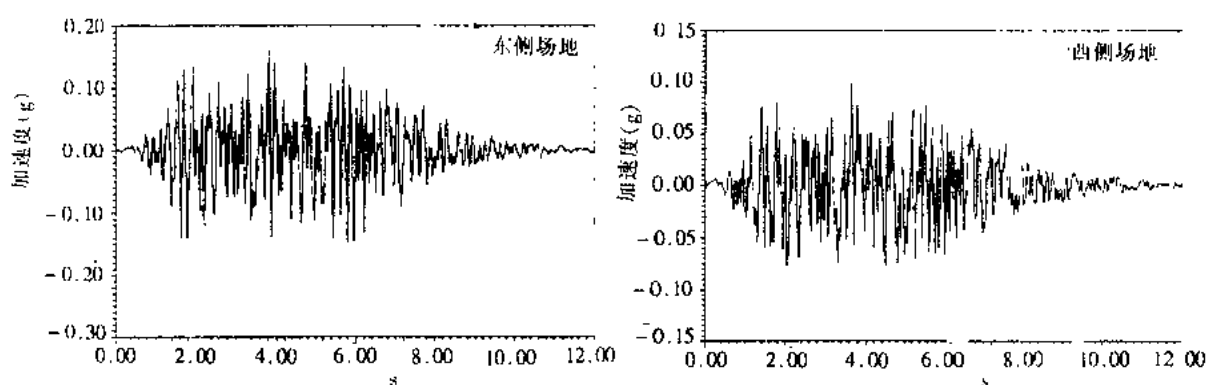


图 7.4.3 虎门大桥场地人工地震波时程(P_1)

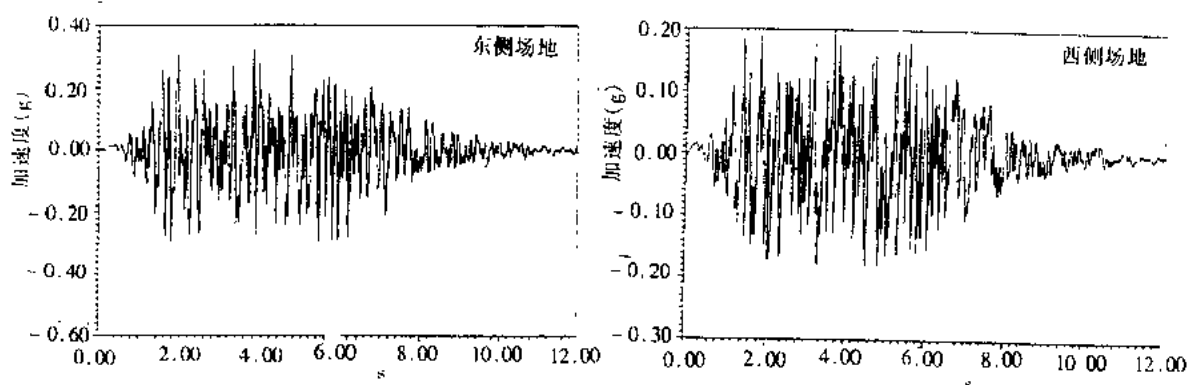


图 7.4.4 虎门大桥场地人工地震波时程(P_2)

图 7.4.5 和图 7.4.6 给出了用 3% 和 5% 两种阻尼比计算的相应于 P_1 概率水平时的主塔弯矩反应包络图; 图 7.4.7 和图 7.4.8 给出了在 P_2 概率水平时, 相应于塔顶最大位移时的主塔纵向和横向位移包络图。由图可见, 在 P_1 概率水平时, 塔根最大弯矩达 $8.5 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 最大横向弯矩反应达 $6.2 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 与其他最不利荷载作用结果相比不起控制作用。

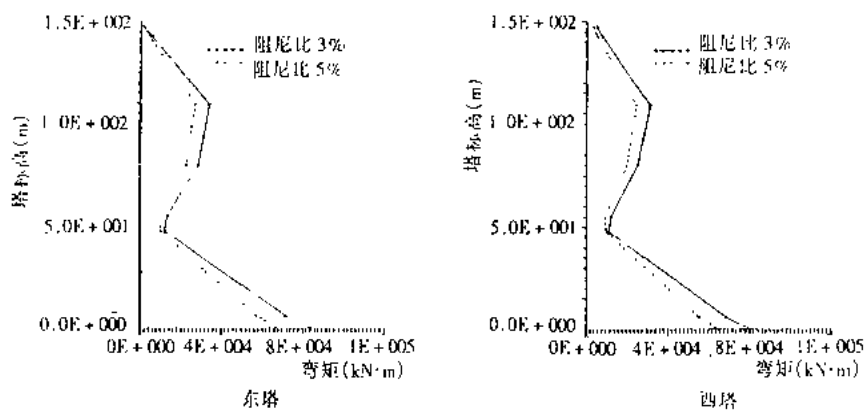


图 7.4.5 虎门大桥主塔(单柱)纵向弯矩反应包络图(P_1)

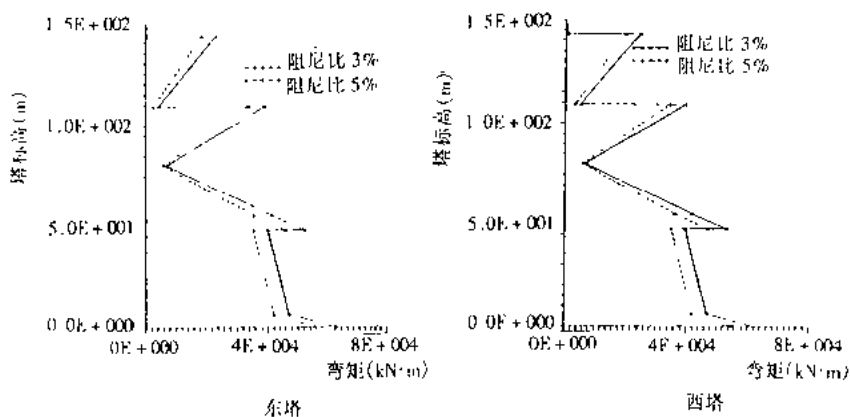


图 7.4.6 虎门大桥主塔(单柱)横向弯矩反应包络图(P_1)

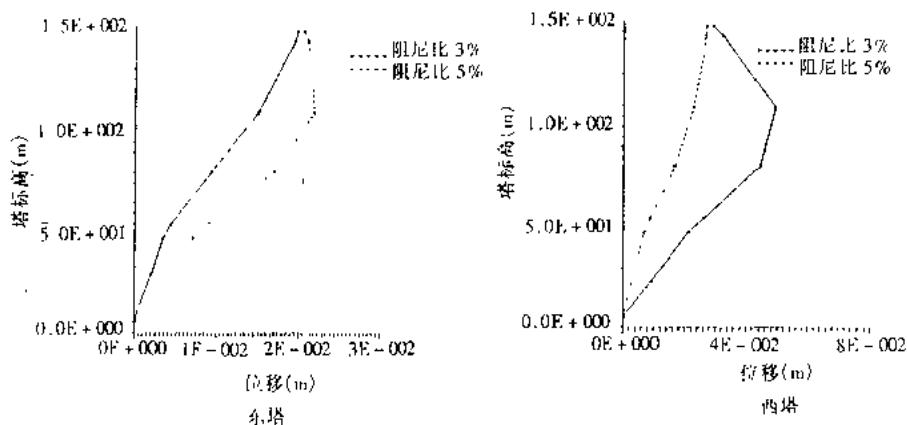


图 7.4.7 虎门大桥主塔纵向位移反应包络图(P_2)

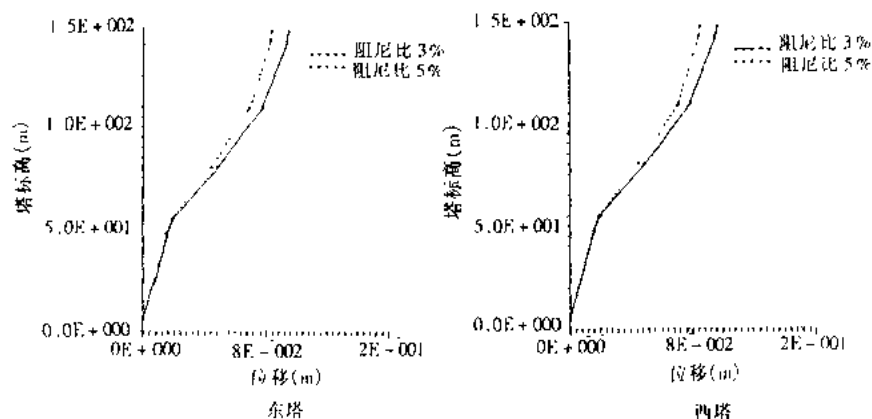


图 7.4.8 虎门大桥主塔横向位移反应包络图(P_2)

7.4.3 江阴长江公路大桥

江阴长江公路大桥是我国目前跨度最长的悬索桥,主跨 1385m。主跨采用带风嘴扁平六角形闭口钢箱加劲梁。加劲梁两端通过活动支座支承于主塔下的横梁上,在塔柱与加劲梁之间设置挡块,阻止梁横向移动。

由于南、北岸的地质条件不同,故两座主塔的基础型式也不同。南岸为岩石露头,故采用扩大基础;北岸为粉质亚粘土、亚粘土、细砂互夹层构成的覆盖土层,故采用桩基础,桩长 70m。

根据江苏省地震局提供的“地震危险性分析报告”,给出了四种不同超越概率的基岩水平加速度峰值及相应的地震烈度,如表 7.4.4 所示。由于烈度只能取整数,所以江阴公路大桥桥址区的地震基本烈度确定为 VI 度。

如前所述,现在设计所取的西山桥位南、北两岸的场地条件是完全不同的,南岸是基岩露头,北岸有很厚的覆盖层,因此南岸的塔、墩、锚碇输入基岩人工地震波,北岸的塔、墩、锚碇输入场地土的人工地震波。

表 7.4.4 四种概率水准的基岩加速度峰值

基准期	50 年			100 年
超越概率	63%	10%	3%	3%
基本烈度	5.1	6.2	6.6	6.8
基岩加速度峰值(g)	0.021	0.050	0.070	0.083

与虎门大桥相同,我们用 P_1 表示 50 年超越概率 10%; P_2 表示 50 年超越概率 3%。

图 7.4.9 和图 7.4.10 分别为 P_1 概率和 P_2 概率的基岩加速度时程和相应的拟合反应谱。

根据北岸土层的钻孔资料进行土层地震反应计算,表 7.4.5 列出了北岸三个钻孔的地面峰值加速度。

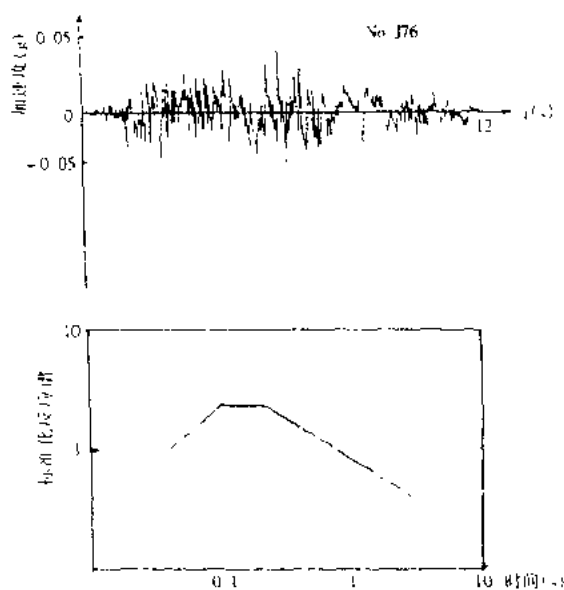


图 7.4.9 江阴长江公路大桥基岩
加速度时程及拟合反应
谱(50 年超越概率 10%)

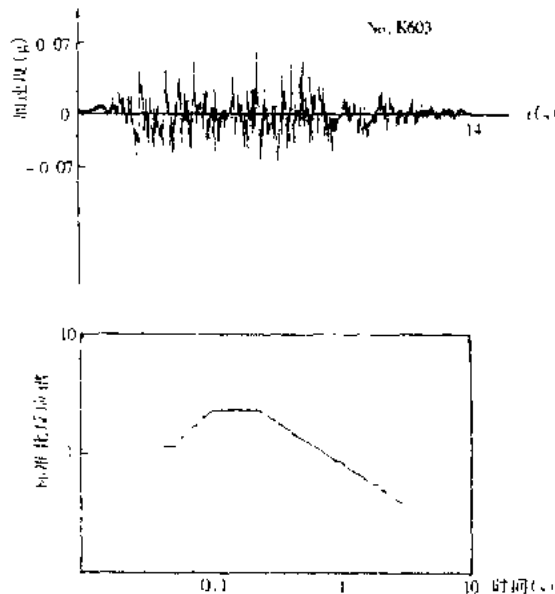


图 7.4.10 江阴长江公路大桥基岩
加速度时程及拟合反应
谱(50 年超越概率 3%)

表 7.4.5 四种概率水准的地面加速度峰值

孔 号	地面峰值加速度 PGA(g)			
	63%(50 年)	10%(50 年)	3%(50 年)	3%(100 年)
ZKC-10	0.031	0.073	0.096	0.116
ZKC-11	0.033	0.077	0.101	0.123
ZKC-12	0.033	0.074	0.099	0.121

图 7.4.11 和图 7.4.12 分别为计算采用的相应于 P_1 概率和 P_2 概率的场地地面加速度时程曲线。

江阴桥的地震反应分析中采用 50 年超越概率 10%(P_1)和 50 年超越概率 3%(P_2)分别控制结构的强度和位移。

为了探索行波效应,桩-土-结构相互作用,竖向地震动对结构地震反应的影响,本文计算了八种工况(见表 7.4.6)。

表 7.4.6 计算工况

行波效应	竖向分量	主塔边界条件	
		南塔固结,北塔桩基础	南、北塔均固结
不计行波效应	计入竖向地震波	工况一	工况二
	不计竖向地震波	工况三	工况四
计入行波效应	计入竖向地震波	工况五	工况六
	不计竖向地震波	工况七	工况八

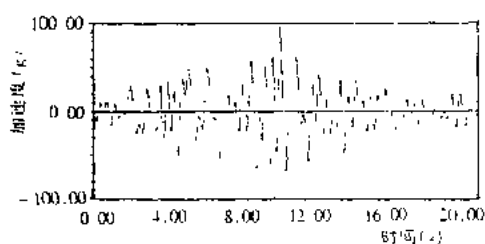


图 7.4.11 江阴长江公路大桥场地
地面加速度时程(50 年
超越概率 10%)

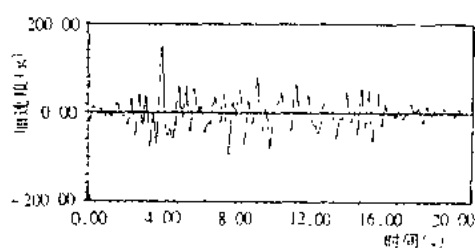


图 7.4.12 江阴长江公路大桥场地
地面加速度时程(50 年
超越概率 3%)

表 7.4.7 南塔固结,北塔采用桩基础时结构的纵向地震反应

截面位置	内力反应	工况一		工况三		工况五		工况七	
		N (kN)	M (kN·m)	N (kN)	M (kN·m)	N (kN)	M (kN·m)	N (kN)	M (kN·m)
主梁	1/4 点 跨中	6.87×10^2	9.83×10^2	7.75×10^2	9.65×10^2	6.86×10^2	9.06×10^2	7.70×10^2	9.80×10^2
		6.70×10	1.04×10^3	7.11×10	6.66×10^2	6.13×10	7.84×10^2	6.76×10	4.42×10^2
主塔 塔底	南 北	5.30×10^3	2.11×10^5	2.97×10^3	2.05×10^5	5.50×10^2	2.01×10^5	2.79×10^3	2.00×10^5
		2.89×10^2	1.84×10^6	2.68×10^3	3.50×10^5	2.95×10^3	1.83×10^6	2.75×10^3	3.56×10^5
主塔 下横梁	南 M_2		1.91×10^3		1.91×10^3		2.01×10^2		1.98×10^3
	南 M_3		1.46×10^2		1.50×10^2		1.50×10^3		1.52×10^2
	北 M_2		1.30×10^2		9.86×10^2		1.30×10^3		9.73×10^2
	北 M_3		7.27×10^2		1.38×10^2		7.11×10^2		1.25×10^2
单桩		11.1×10^3	8.43×10^5	0.84	8.46×10^3	10.7×10^5	8.67×10^3	0.84	8.68×10^3

表 7.4.8 南、北塔均固结时结构的纵向地震反应

截面位置	内力反应	工况二		工况四		工况六		工况八	
		N (kN)	M (kN·m)	N (kN)	M (kN·m)	N (kN)	M (kN·m)	N (kN)	M (kN·m)
主梁	1/4 点 跨中	8.91×10^2	1.78×10^3	8.80×10^2	9.65×10^2	9.18×10^2	1.31×10^3	8.36×10^2	7.51×10^3
		1.01×10^2	1.39×10^3	1.17×10^2	8.20×10^2	1.50×10^2	1.80×10^2	1.07×10^2	6.87×10^2
主塔 塔底	南 北	5.42×10^3	2.59×10^5	3.09×10^3	2.66×10^5	4.82×10^3	2.51×10^3	2.70×10^2	2.41×10^3
		8.56×10^3	5.30×10^5	4.82×10^3	5.22×10^3	8.58×10^3	1.94×10^6	3.46×10^3	1.89×10^3
主塔 下横梁	南 M_2		2.04×10^3		2.05×10^3		1.91×10^2		1.88×10^3
	南 M_3		1.48×10^3		1.54×10^3		1.51×10^3		1.49×10^2
	北 M_2		9.89×10^3		9.88×10^2		9.48×10^3		9.45×10^2
	北 M_3		3.70×10^3		1.02×10^3		3.76×10^3		1.19×10^3

对比表 7.4.7 和表 7.4.8 可见：

(1) 表 7.4.8 中的反应值在绝大多数情况下均大于表 7.4.7 中的反应值, 因为两个主塔均固结后使结构总刚度加大, 频率提高, 反应亦相应提高。因此考虑桩-土-结构相互作用后会使结构的反应减小, 但位移会有所增加。

(2) 在表 7.4.7 中北塔的反应较南塔小, 但在表 7.4.8 中北塔的反应比南塔大。前者是由于北塔采用了桩基础, 相对比南塔柔, 其反应也相应转移到了刚度较大的南塔上。后者虽然两塔均固结了, 但输入的地震波不同, 南塔输入的是基岩波, 加速度峰值相对较小, 而北塔输入的是土层人工地震波, 加速度峰值较大, 因此北塔的反应较南塔大。

(3) 表 7.4.7 中对比工况一与工况五, 工况三与工况七, 可见行波效应对江阴大桥的主塔、主塔横梁和桩的内力反应影响很小, 唯主梁的内力有些变化, 跨中断面的内力减小尤为明显。在表 7.4.8 中, 行波效应使主塔、主塔横梁的内力反应均有所减小, 以北塔塔根断面的弯矩减小最为显著, 其减小幅度已达 65%。产生以上计算结果的原因, 认为主要由于以下几点: ①两岸输入的地震波波形不同。我们亦用不同相位的同一条地震波输入各基础, 其结果除南塔塔根断面的反应略有减小外, 其他各控制断面的反应均有所增大; ②多点激励引起的柔性结构的地震反应中, 拟静力部分占的比例较小, 故行波效应影响不大。

(4) 对照工况一与工况三, 工况五与工况七, 工况二与工况四, 工况六与工况八, 发现地震波的竖向分量对悬索桥的地震反应影响较大, 主要表现在: ①对于塔底为固结边界的主塔轴力增大了 70% ~ 140%; 对于假设桩尖为固结的, 桩内轴力增大得更多, 有四个数量级之差, 但这些杆件的弯矩变化很小; ②对于采用桩基础的主塔则正好相反, 其轴力增大不多, 但弯矩增大了四倍; ③竖向分量对主梁的影响以跨中断面最为明显, 它使跨中断面的弯矩增加了 50% ~ 70%, 如同时再考虑行波效应则增加更多, 而 1/4 断面处弯矩变化不大; ④对于主塔横梁内的弯矩, 竖向地震荷载主要使它在塔平面内的弯矩 M_3 增大了, 对其出塔平面的弯矩 M_2 影响不大。

图 7.4.13 表示主塔基础的不同处理方式对塔的弯矩反应的影响。

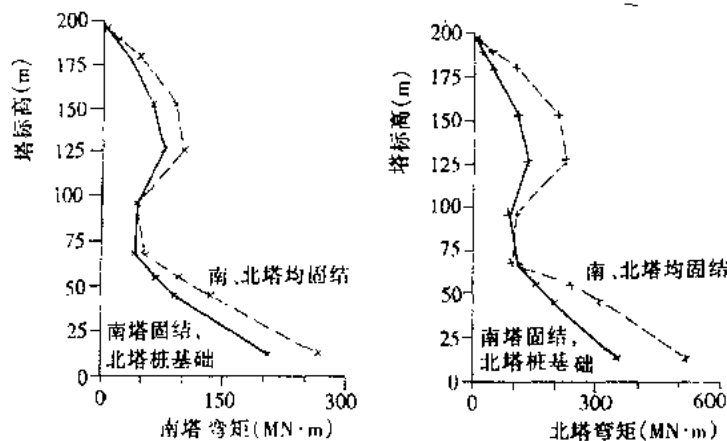


图 7.4.13 主塔(单柱)纵向地震作用下弯矩反应包络图(P_1)

图 7.4.14 表示行波效应对单根桩弯矩反应的影响。

图 7.4.15 表示在 P_1 概率的地震波作用下主塔(单柱)的横向弯矩反应包络图。

图 7.4.16 和图 7.4.17 表示在 P_2 概率的地震波作用下, 主桥两端的主梁和边梁的相对

位移时程曲线。

图 7.4.18 和图 7.4.19 表示在 P_2 概率的地震波作用下南、北主塔塔顶位移的时程曲线。

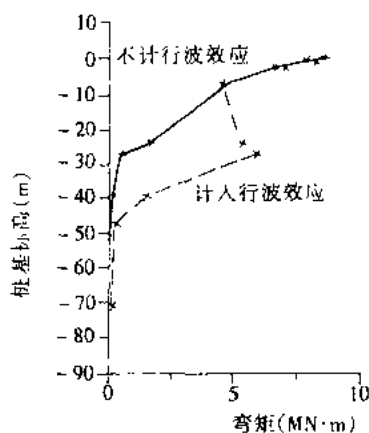


图 7.4.14 单桩纵向水平地震作用下弯矩反应包络图(P_1)

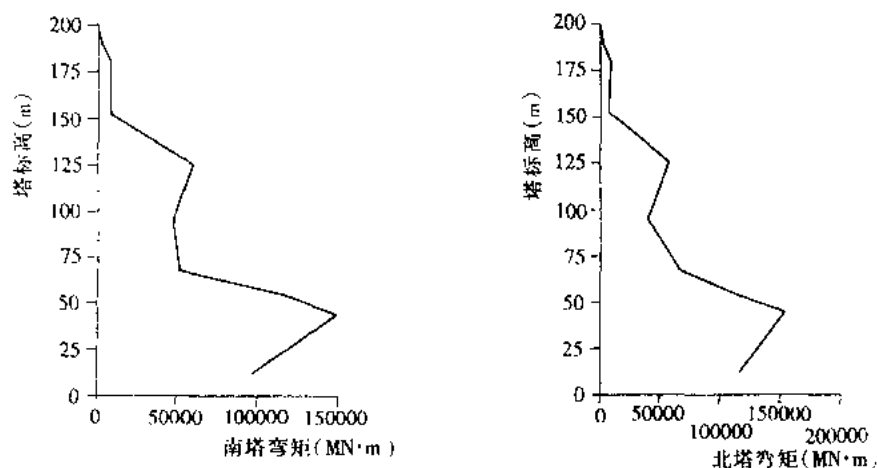


图 7.4.15 主塔(单柱)横向水平地震作用下弯矩反应包络图(P_1)

从以上分析可见：

(1) 在大跨度悬索桥的地震反应分析中,如果采用多点激振输入,则当输入不同相位但波形相同的地震波时,通常会使结构的反应增大;但当场地条件不同,输入地震波的波形不同,同时基础类型亦不相同的复杂情况下,行波效应的影响尚待对多座同类型悬索桥进行研究后再作定论。

(2) 多点激振对悬索桥的地震反应影响较小,因为它产生的拟静力效应在柔性结构的地震反应中所占比例不大。

(3) 竖向地震波会使悬索桥的加劲梁、主塔的弯矩增大,使主塔、桩基础的轴力增大,因此,在计算悬索桥的地震反应时,必须计入竖向分量的作用。

(4) 考虑桩-土-结构相互作用后,结构变柔,内力反应减小,但位移反应增大。

综合以上几座大桥的地震反应分析可认识到,由于悬索桥是柔性结构,因而受地震荷载控制的可能性较小。但是竖向地震分量对加劲梁、主塔横梁弯矩的影响,对塔柱、桩基轴力

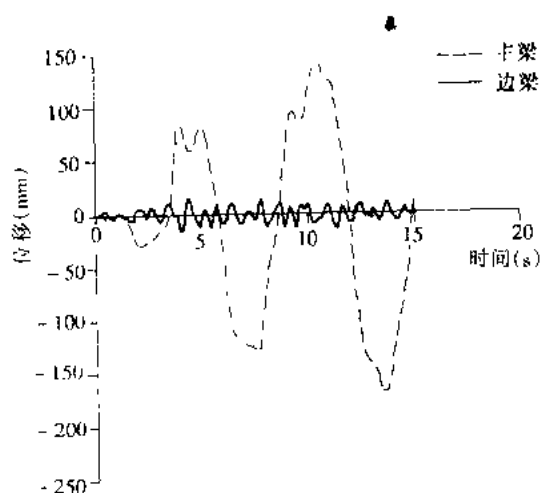


图 7.4.16 P_2 概率纵向地震作用
下主桥南端主梁和边梁
相对位移反应时程

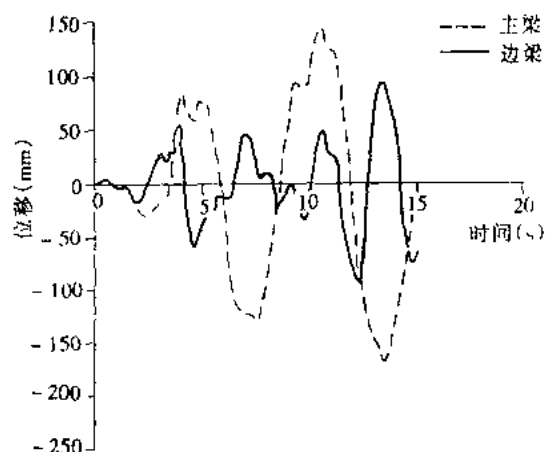


图 7.4.17 P_2 概率纵向地震作用
下主桥北端主梁和边梁
相对位移反应时程

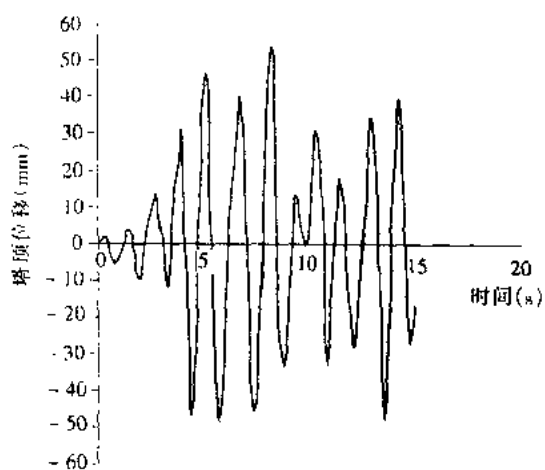


图 7.4.18 P_2 概率纵向地震作用
下南塔塔顶相对位
移反应时程

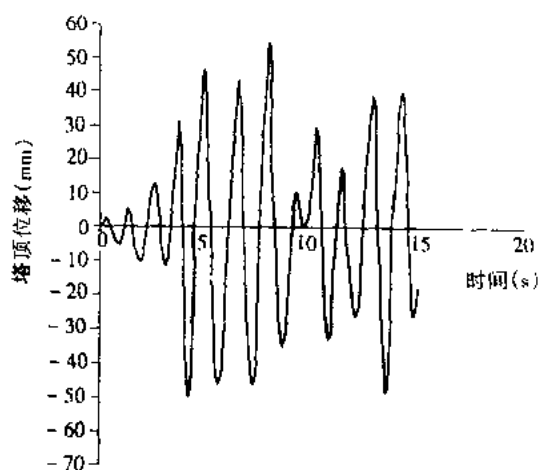


图 7.4.19 P_2 概率纵向地震作用
下北塔处塔顶相对位
移反应时程

的影响应予以重视。加劲梁与边梁间的相对位移较大也是柔性结构的又一特点。保证伸缩缝的作用,设置挡块,设置减震支座都是减小相对位移、防止落梁的较好措施。

参 考 文 献

- [1] 李国豪. 工程结构抗震动力学. 上海: 上海科学技术出版社, 1980
- [2] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 中国铁道出版社, 1992
- [3] 小西一郎. 钢桥, 第五分册. 北京: 人民铁道出版社, 1981

- [4] 小西一郎. 钢桥, 第十分册. 北京: 人民铁道出版社, 1981
- [5] 胡世德, 范立础. 江阴长江公路大桥纵向地震反应分析. 同济大学学报, 抗震、抗风专辑, Vol.22, No.4, 1994 年 4 月
- [6] 袁万城, 范立础, 项海帆. 大跨度桥梁空间非线性地震反应分析. 同济大学学报, 19(增刊), 1991 年
- [7] 山口宏树, 石川. 吊桥的边界条件对固有振动的影响. 埼玉大学工学部建设系研究报告, 第 19 卷, 1989 年
- [8] Abdel-Ghaffar A M, Masri S F. Seismic Performance Evaluation of Suspension Bridge, Earthquake Engineering, Tenth World Conference, 1992 年
- [9] 范立础, 胡世德. Nonlinear Seismic Response Analysis of Long-Span Bridge, The Fourth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, 1993 年 9 月
- [10] 严新育等. 江阴长江公路大桥设计地震工程参数工作研究报告. 江苏省地震局, 1992 年 8 月

第八章 大跨度拱、梁结构地震反应分析

拱桥和梁桥是我国最常用的两种桥型。拱桥以其经济、美观得到人们的喜爱,据不完全统计,在我国公路桥中拱桥占了 70%。梁桥也由于其构造简单,施工方便,造价低廉,易于维修等特点而成为设计中优先考虑的结构体系。所以除特大跨度桥梁外,它们在方案设计中都是非常具有竞争力的。

由于这两种桥型在我国的广泛分布,所以,它们中的很多是建于地震区的。如我国西南地区是一个地震多发地区,但由于地形和地质条件,使拱桥成为该地区的一种主要桥型。又如在我国华北平原的地震区里建有不少多孔连拱跨越宽浅的河流;特别在 60 至 70 年代,双曲拱和柔性桩墩连续拱桥修建甚多。在唐山地震后,所调查的唐山地区 32 座拱桥的震害,其中单孔拱桥 12 座,连续拱桥 20 座,均遭程度不同的损坏,甚至有 6 座倒塌。梁桥在震后的桥墩断裂、支座拉断、落梁等震害现象更是普遍。从 70 年代起,交通部和铁道部对梁桥和拱桥的抗震设计已较为重视,在《公路工程抗震设计规范》中对于跨径不超过 150m 的钢筋混凝土和预应力混凝土梁桥、圬工或钢筋混凝土拱桥的抗震设计都有明确的条文规定。1987 年起又专门立项研究,对规范进行修订,吸收了同济大学范立础教授的带橡胶支座梁式桥的抗震性能研究成果(详见第九章)和同济大学项海帆教授提出的单拱、多孔连拱的地震反应实用公式及内力系数(详见文献[1]和文献[3])。在 80 年代初进行的《铁路工程抗震规范》修订中,吸收了项海帆教授提出的板拱和肋拱的顺桥向和横桥向地震反应内力系数以及肋拱拱脚横向反应实用计算公式(参考文献同上)。为中小跨度梁桥、拱桥的抗震设计提供了科学依据和实用方法。但这些规范至今尚未包括大跨度梁桥、拱桥的抗震设计内容。

从 80 年代开始,随着建筑材料、预应力工艺和桥梁施工技术的发展,这两种桥型的跨度也得到很大发展。在预应力和平衡悬臂施工方法的基础上梁桥又发展了大跨度预应力混凝土连续梁桥和连续-刚构桥。如 1988 年建成的主跨达 180m 的广东省洛溪大桥,1997 年建成的主跨达 270m 的广东省虎门大桥辅航道桥,都是大跨度预应力连续-刚构桥。拱桥也从六七十年代的双曲拱桥、桁架拱桥发展到现在的大跨度钢筋混凝土拱和组合体系拱。如 1996 年竣工的主跨 330m 的贵州省江界河桥即为一座预应力混凝土桁式组合拱,现在正在施工的跨度为 420m 的四川省万县长江大桥建成后将成为世界上跨度最大的钢筋混凝土拱桥。另外,钢管混凝土组合式拱桥主跨也已达到 100 余米。对这些桥梁的抗震性能研究按规范要求应单独立项。作者近年来承担了几座这些类型桥梁的抗震分析研究项目,本章将作简要介绍。

8.1 大跨度拱桥的动力特性

对于以主拱圈受力为主的简单体系拱,其单拱的固有振动频率不难用解析法或有限元法求得。又由于一般的桥梁横截面都是对称的,因此拱在经过桥梁纵向对称轴线的对称平面内的挠曲振动和垂直于该平面的侧向弯曲-扭转振动就可以分开处理。平面挠曲固有振

动的振型序列,一般第一振型总是反对称的,而第二、第三振型都是对称的。但根据模型试验和电算的结果发现:拱的振型序列随矢跨比的减小而发生变化。即随着矢跨比的减小,第一反对称振型的频率逐渐与第一对称振型的频率靠拢。当 $f/l \approx 0.08$ 时两者接近相等。单拱的出平而第一振型一般都是一阶对称侧弯,它在总的频率程序中的位置应视主拱的竖向挠曲刚度和横向挠曲刚度的大小而定。对于连续拱桥的动力特性和反应规律在文献[3]中已有详细分析,下而以几座各种类型的拱桥为例说明各自动力特性的特点。

8.1.1 广东省五羊大桥

广东省五羊大桥为七孔连续钢管混凝土拱桥,跨径布置为 $128 + 3 \times 144 + 336 + 144 + 128(\text{m})$,主跨为 336m 中承式钢管混凝土拱,矢跨比 $f/l = 1/5$,其余六孔为上承式钢管混凝土拱,矢跨比 $f/l = 1/6$ 。

该桥横断面布置为两个分离的拱桥,中间搁置预留的轻轨桥面,每座拱桥的钢管拱肋中心距为 20.4m ,中间轻轨桥面宽 18.8m ,桥面总宽 67.4m 。基础除了*3和*6墩为钻孔灌注桩以外,桥台和其余桥墩均为扩大基础,基础底面落在严重风化岩层上,基础下面用锚桩和岩层嵌固,*3和*6墩的灌注桩支承在中等风化岩层上,桩长 40m 左右。图 8.1.1 为该桥的计算图式。计算采用一侧分离拱圈进行,中间悬挂的轻轨桥面仅计入重量但不计刚度的影响。*3和*6桥墩桩基础的支承作用用弹簧刚度模拟,其余桥墩基础假定为固结。

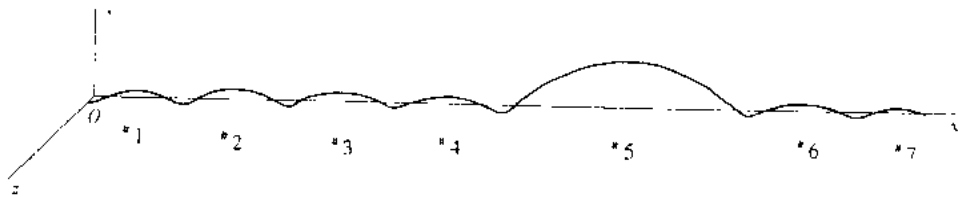


图 8.1.1 五羊大桥计算图式

图 8.1.2 为采用平面模式计算的全桥前五阶振型图。由于计算模式中没有出现桥墩,故振型图中主要为拱的振动。

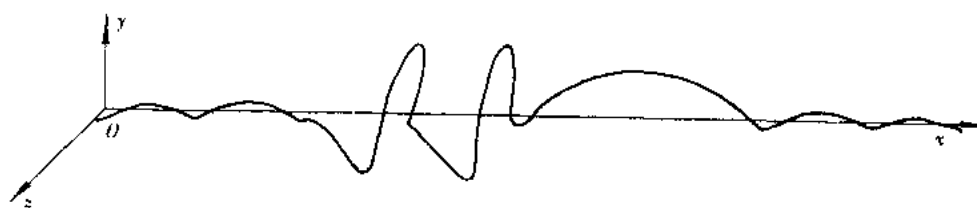
图 8.1.3 为中间主拱的空间计算模式。图 8.1.4 为中间主拱的前五阶振型图。表 8.1.1 列出了两种计算模式的前五阶频率和振型特性。

表 8.1.1 五羊大桥结构动力特性

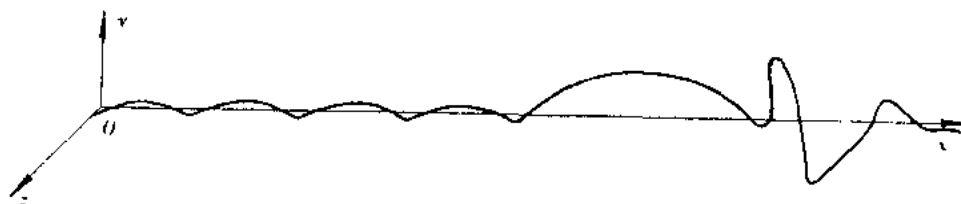
No.	平面模式(全桥)		空间模式(主拱)	
	频率(Hz)	振型特性	频率(Hz)	振型特性
1	0.1647	主拱反对称竖向挠曲振动	0.0918	一阶对称侧向挠曲振动
2	0.6528	*3,*4 拱反对称竖向挠曲振动	0.1647	一阶反对称竖向挠曲振动
3	0.7506	*6,*7 拱反对称竖向挠曲振动	0.1895	两分离拱圈各自竖向反对称振动
4	0.8465	*3,*4 拱反对称竖向挠曲振动	0.3209	两分离拱圈各自竖向对称振动
5	1.2276	*6,*7 拱反对称竖向挠曲振动	0.3258	竖向对称振动



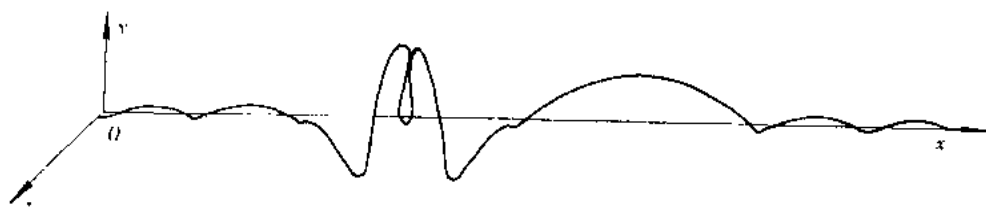
第一振型



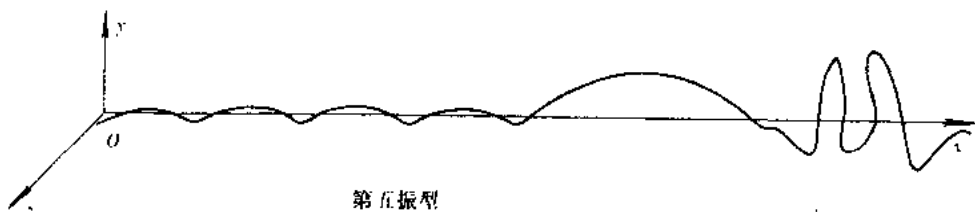
第二振型



第三振型



第四振型



第五振型

图 8.1.2 全桥振型图(平面模式)

从全桥的前五阶振型可见:在不等跨的连续拱中,结构的固有振动首先出现在刚度较小的部位,如主拱的跨度大,刚度较其他拱柔,故第一振型为主拱的反对称竖向挠曲振动,以后四阶均出现于桥墩支承于桩基础的第三、四和第六、七号拱,并均为竖向反对称挠曲振动。可见在常用矢跨比范围内拱的第一振型总为反对称振型。

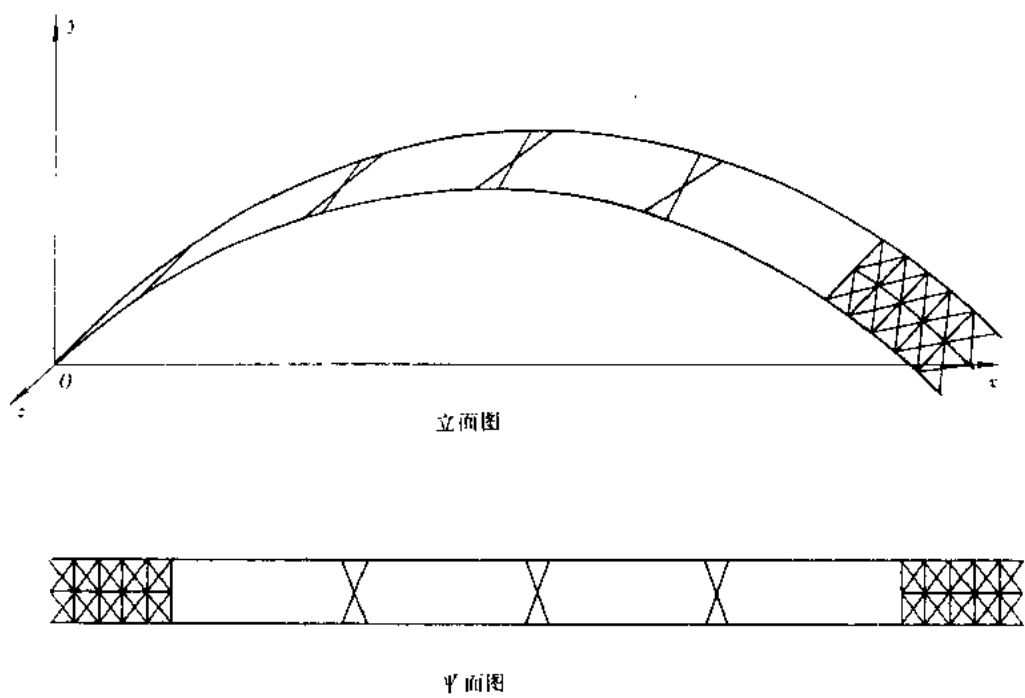
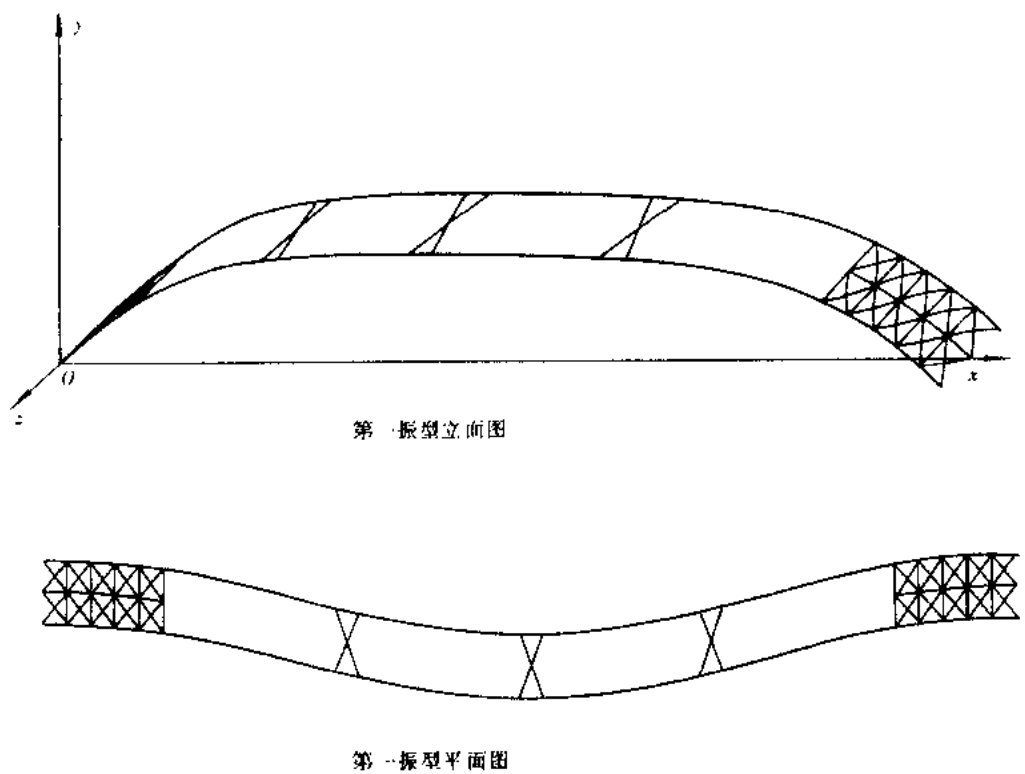
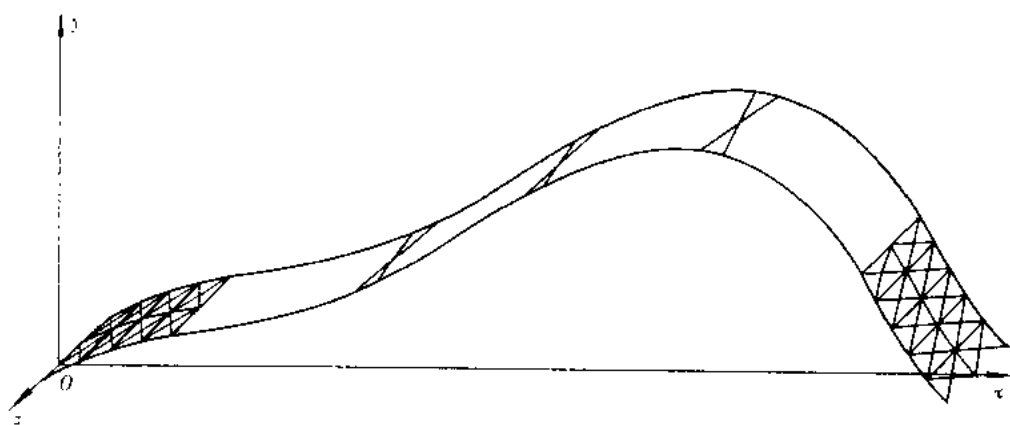


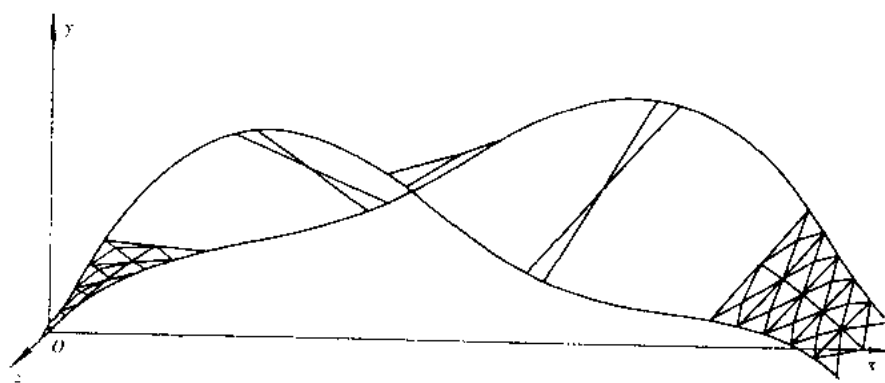
图 8.1.3 主拱空间计算模式



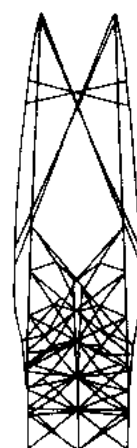
(a) 第一振型(频率:0.0918Hz)



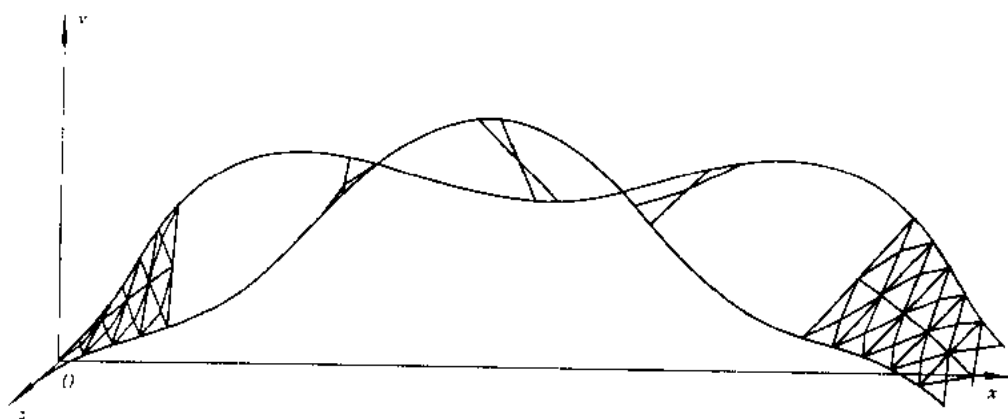
(b) 第二振型(频率:0.1647Hz)



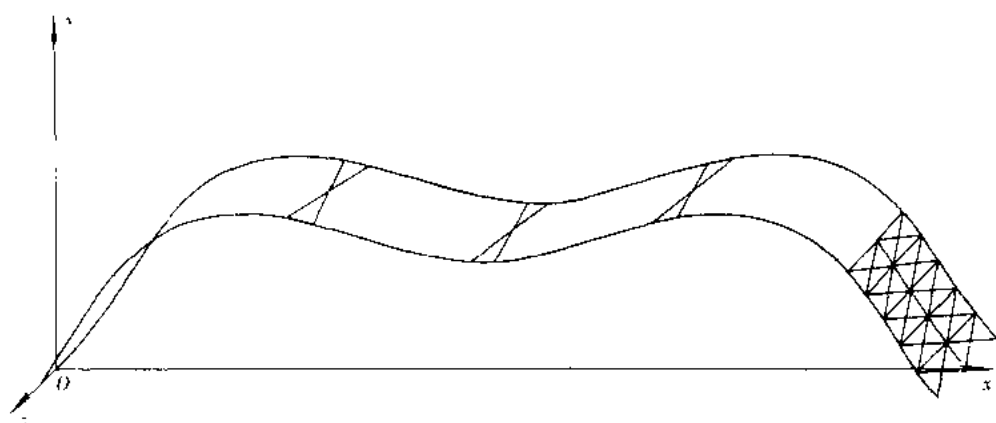
立面图
(c) 第三振型(频率:0.1895Hz)



侧面图



(d) 第四振型(频率:0.3209Hz)



(e) 第五振型(频率:0.3258Hz)

图 8.1.4 主拱振型图

在主拱的振型图中,虽然主拱在拱脚部位、1/4 部位和拱顶均设了风撑,但由于跨度很大,横向刚度相对较柔,故结构的第一振型还是主拱的出平面振动。第二振型为反对称竖向挠曲振动,它与平面模式中的一致。第三和第四振型为两分离主拱圈各自反对称和对称竖向挠曲振型,第五振型为对称竖向挠曲振型。

8.1.2 江门市连海大桥

图 8.1.5 为江门市连海大桥系杆拱方案的计算模式。该桥跨径为 91.6m,矢跨比为 1/7.6,拱轴线为二次抛物线,拱肋为箱形截面,箱高 0.8m,系杆为单腹板钢板梁,梁高 1.8m,全桥宽 18.3m,两片拱肋间设“K”字型风撑。

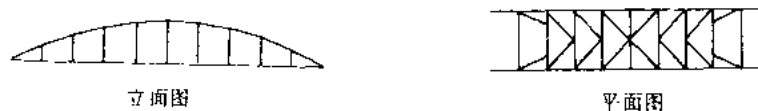


图 8.1.5 连海大桥计算模式

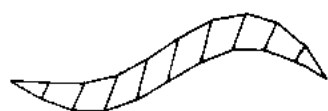
表 8.1.2 给出了该桥前十阶频率值及振型特性,图 8.1.6 为它的前十阶振型。由于采用竖吊杆,故结构受载后的变形和振动特性更接近于简单体系拱。

表 8.1.2 连海大桥动力特性

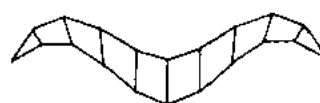
N_0	频率(Hz)	振型特性
1	0.5539	一阶反对称竖向挠曲振动
2	0.9790	对称竖向挠曲振动
3	1.0351	一阶反对称侧向挠曲振动
4	1.5918	对称竖向挠曲振动

续表

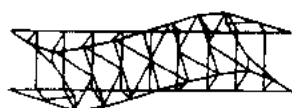
No.	频率(Hz)	振型特性
5	1.6570	一阶对称侧向挠曲振动
6	1.7094	反对称竖向挠曲振动
7	1.8267	对称侧向挠曲振动
8	2.4266	反对称侧向挠曲振动
9	2.5378	对称竖向挠曲振动
10	3.0955	对称侧向挠曲振动



第一振型(0.554Hz)



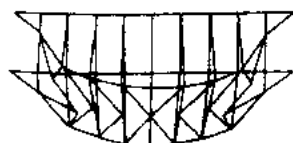
第二振型(0.979Hz)



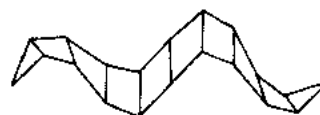
第三振型(1.035Hz)



第四振型(1.592Hz)



第五振型(1.657Hz)



第六振型(1.709Hz)



第七振型(1.827Hz)



第八振型(2.426Hz)



第九振型(2.538Hz)



第十振型(3.095Hz)

图 8.1.6 连海大桥前十阶振型图

从图中可见:第一、二振型和单拱的相同,为一阶反对称竖向挠曲振动和一阶对称竖向挠曲振动,第三振型为一阶反对称侧向挠曲振动,第五振型为一阶对称侧向挠曲振动,其余均为高阶挠曲振动。和前面中承式拱不同的,它没有出现侧向弯扭耦合振动,这和它们的结构体系、横向连接系的设置等有关。

8.1.3 贵州省江界河桥

江界河桥是一座预应力桁式组合拱桥,是我国首创的一种新桥型。主跨 330m,边跨桁架顺着山坡分别为 30+20(m)及 30+25+20(m),全长 461m。桥面为净 9+2×1.5(m)人行道,全宽 13.4m。拱圈高 2.7m($L/122$),宽 10.56m($L/31.3$),矢跨比为 1/6。见图 8.1.7。

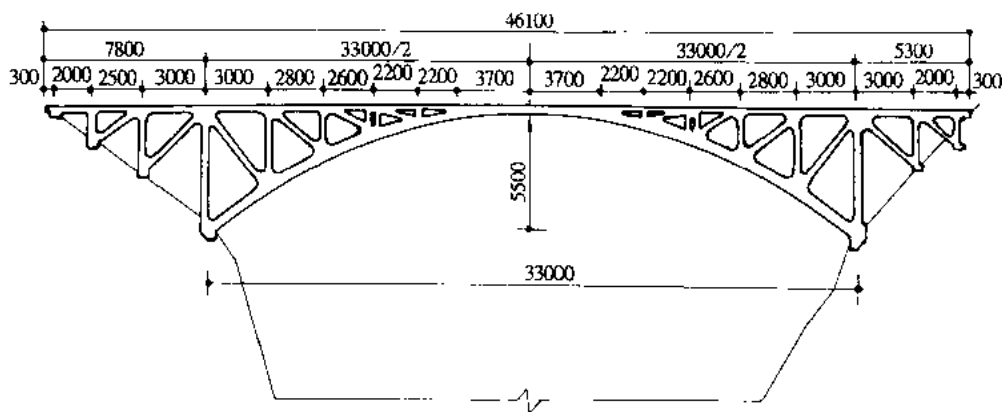


图 8.1.7 江界河桥总体布置图

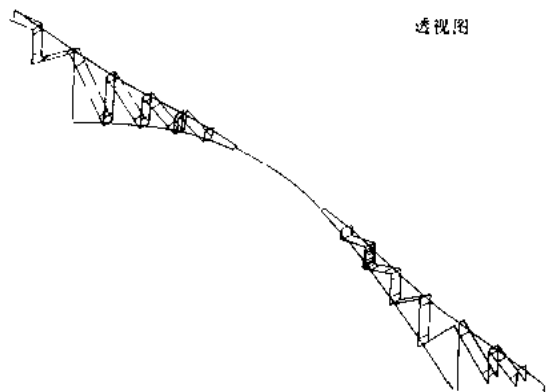
这种结构的特点是上弦杆在墩上柱和拱顶之间的适当位置断开,使两端成为悬臂桁架墩,以支承中间的桁架拱。这种组合式拱桥除保留了桁式拱结构用料省、竖向刚度大等特点外,更具有桁梁的特性。它可以采用悬臂施工方法,在施工阶段的受力与运营阶段一致。图 8.1.8 为该桥的前十阶振型图。

从振型图中可见:由于上弦杆中间是断开的,因此前十阶振型大多以中间小拱的振动为主,带动两侧悬臂桁架一起振动。同时,由于桥面较窄($B/L = 1/31.3$),因此以出平面的侧向挠曲振动为主。

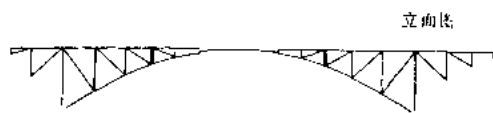
通过以上三座不同类型的拱桥的动力特性分析可见:

(1) 不论那一种类的拱桥,它的第一振型都是全桥的竖向反对称挠曲振动或侧向对称挠曲振动,这取决于竖向挠曲刚度和横向挠曲刚度的大小及全桥的宽跨比。

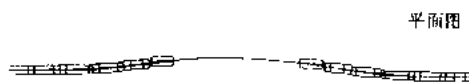
(2) 高阶振型的振动特性比较复杂,因为它们受到了结构形式、杆件之间的连接方式、支承条件等的影响。如五羊桥的主拱为一座中承式无铰拱,跨度较大,由钢管混凝土组成的主拱圈较柔,加之中间横向连接系不强,其振型除第一阶为出平面外,其余均为两分离主拱圈的同步或不同步的在平面竖向挠曲振型。而连海大桥为拱梁组合体系,横向采用密集的“K”型风撑,使横向挠曲刚度和扭转刚度很大,因此出平面的振型出现比较迟。



透视图

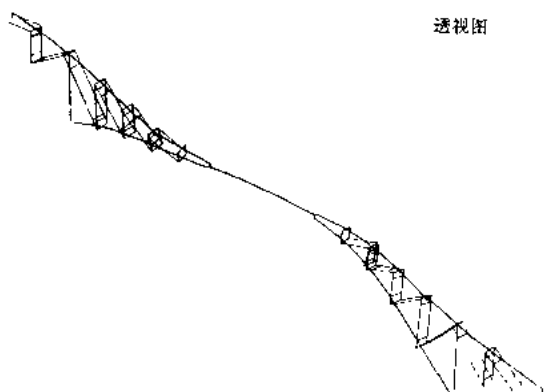


立面图

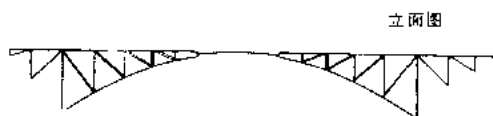


平面图

(a) 第一阶振型(0.307Hz)



透视图

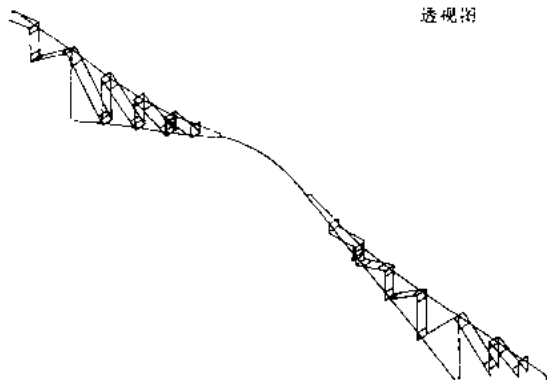


立面图

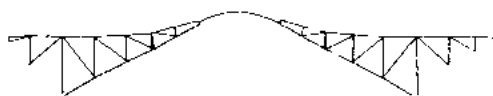


平面图

(b) 第二阶振型(0.668Hz)



透视图

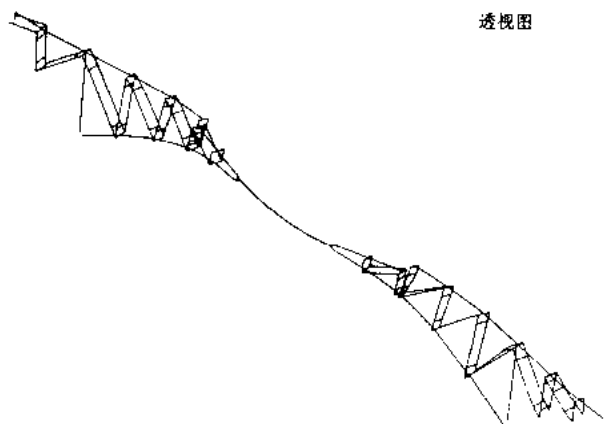


立面图



平面图

(c) 第三阶振型(1.178Hz)



透视图

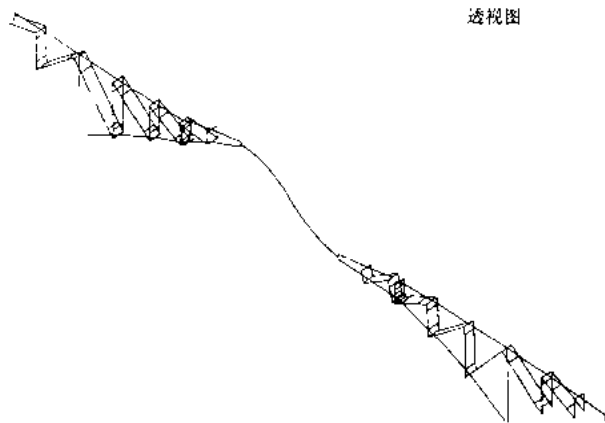


立面图

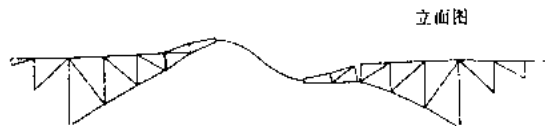


平面图

(d) 第四阶振型(1.841Hz)



透视图

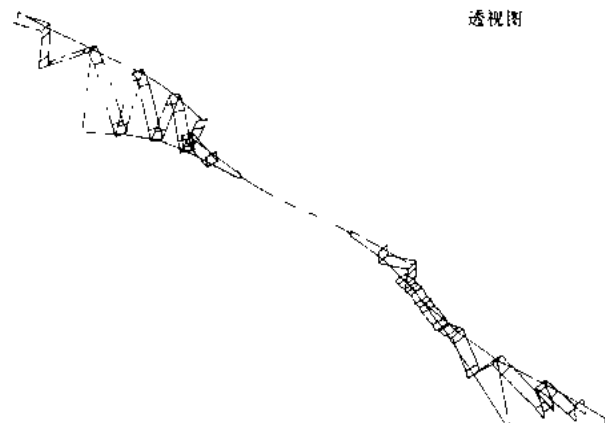


立面图

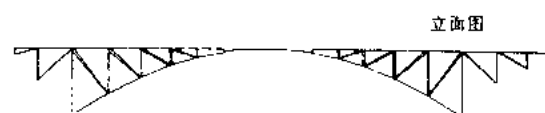


平面图

(e) 第五阶振型(1.234Hz)



透视图

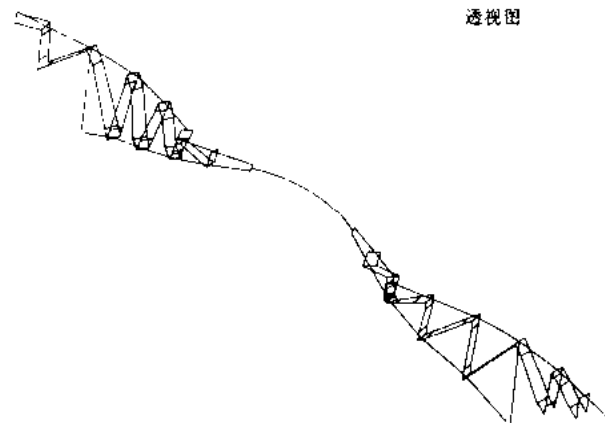


立面图



平面图

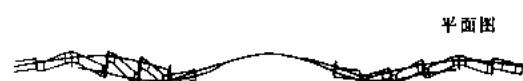
(f) 第六阶振型(1.454Hz)



透视图

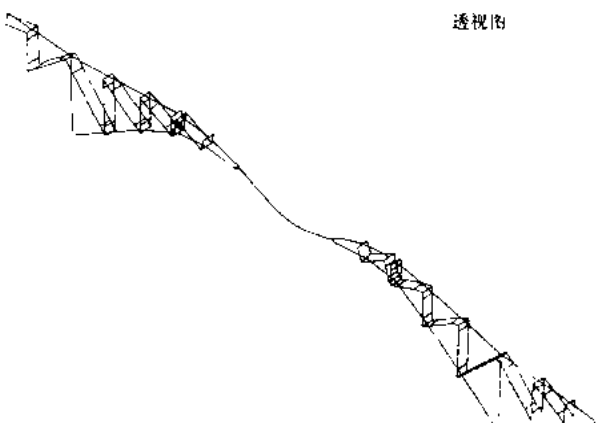


立面图

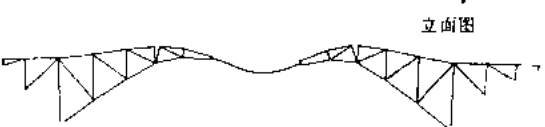


平面图

(g) 第七阶振型(1.789Hz)



透视图



立面图



平面图

(h) 第八阶振型(1.910Hz)

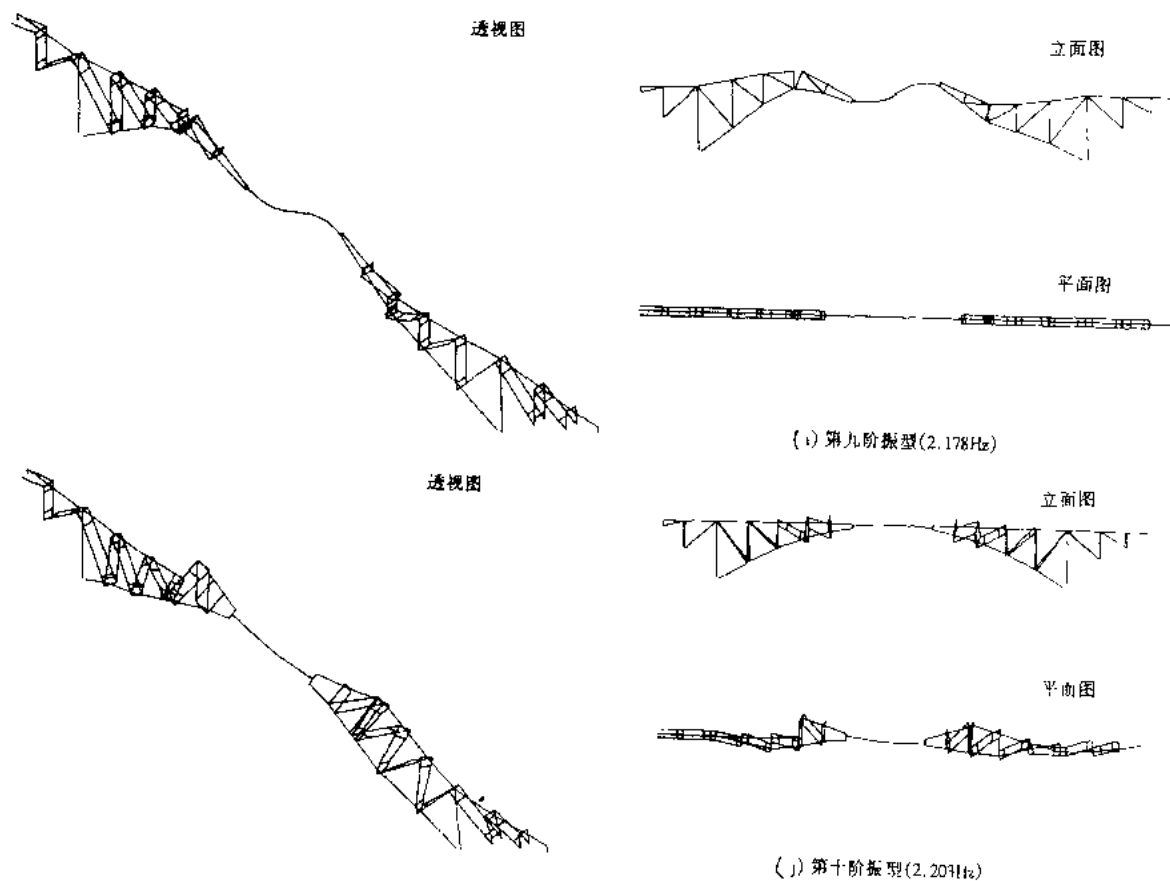


图 8.1.8 江界河桥前十阶振型图

8.2 大跨度拱桥的地震反应分析

在大跨度拱桥的地震反应中,行波效应的影响是最受关注的,它将产生由于拱脚相对位移引起的拟静力作用以及激发起对称振型对地震反应作贡献,从而使地震反应增大。本章将通过几座拱桥的实例分析进行说明。

8.2.1 大洋河桥*

大洋河桥为三跨对称连续拱,中间主孔为变截面悬链线薄壁箱肋无铰拱,净跨径 420m,净矢高 70m,净矢跨比 $f_0/l_0 = 1/6$ 。拱轴系数 $m = 1.347$,变厚系数 $n = 0.683$,两拱肋内倾,在拱顶处并在一起成提篮式。边跨均为净跨 120m 的中承式箱肋无铰拱,净矢高 24m,净矢跨比 $f_0/l_0 = 1/5$ 。

* 本节内容摘自同济大学研究生毕业论文“大跨度拱桥地震反应的行波效应分析”1987 年 3 月,作者—刘吉柱。以下简称“论文”。

桥位地区岩层属于元古界辽河群盖县组变质岩系云母石英片岩,两岸钻孔发现夹有炭质板岩。主孔桥墩即建于云母片岩上。

为进行该桥的地震反应行波效应分析,作了以下假定:

(1) 选用剪切波在岩石里的波速 $1600 \sim 3500\text{m/s}$,考虑到云母石英片岩硬度不高,故选用了较低值 $V = 1600\text{m/s}$ 。

(2) 采用 El-centro 波(N-S 波)作为输入地震波。

为进行分析比较,计算了 $V = 1600\text{m/s}$ 和 $V = \infty$ (相当于同步激振)弯矩反应进行对比。图 8.2.1 为两种工况拱脚弯矩反应的时程曲线。其中实线为 $V = 1600\text{m/s}$ 的反应时程,虚线为 $V = \infty$ 的反应时程。

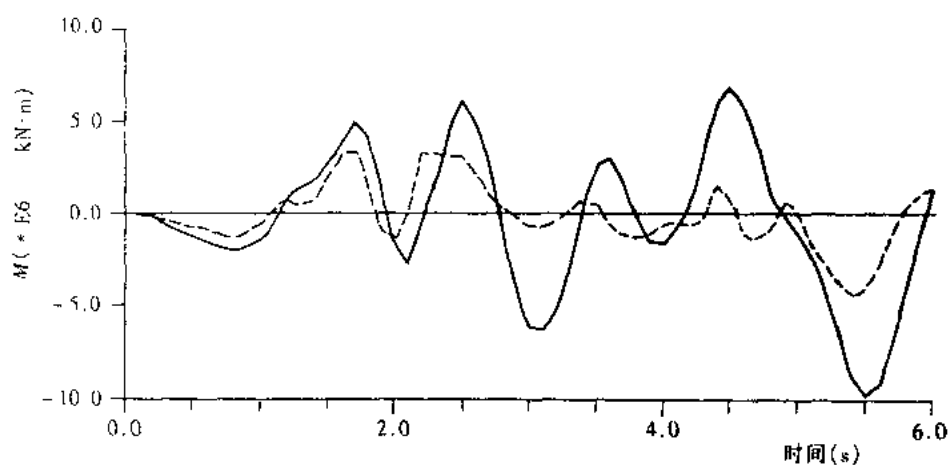


图 8.2.1 考虑行波效应后拱脚弯矩反应对比

从图中曲线可见,考虑行波效应后拱脚的弯矩反应增大了。

表 8.2.1 给出了前八阶振型中相应于每阶振型的拱脚截面拟静力反应的最大值及总反应的最大值。

表 8.2.1 考虑行波效应后拱脚弯矩对比 (kN·m)		
振 型	$V = \infty$	$V = 1600\text{m/s}$
1 (A)	0.2916×10^5	0.2695×10^5
2 (S)	0.0	-0.5254×10^5
3 (A)	-0.2897×10^5	-0.2462×10^5
4 (S)	0.0	0.3929×10^5
5 (S)	0.0	-0.4717×10^5
6 (A)	0.1593×10^5	0.8602×10^4
7 (S)	0.0	-0.8273×10^5
8 (A)	0.1197×10^5	0.5960×10^4
拟静力 S_{\max}	0.0	0.9633×10^4
总反应 M_{\max}	-0.4423×10^5	-0.9728×10^5
达到 M_{\max} 的时刻	5.41	5.52

注:表中(S)表示对称振型;(A)表示反对称振型。

从表中可见,考虑了行波效应以后,拱脚的弯矩反应比同步激振增加了一倍多,这说明对于大跨度拱桥考虑行波效应是非常重要的。与此同时,非同步激振还激起了对称振型的较大反应,并使得反对称振型的贡献减小。还应注意的是,拟静力效应不起控制作用。

以上现象说明考虑行波效应后,使大跨度柔性拱的地震反应增大的主要因素不是拟静力作用,而是对称振型作了较大贡献。这一现象随波速的增大而逐渐消失。当波速达到无穷大时,反对称振型的贡献达到最大,对称振型的贡献减小到零。见表 8.2.2。

表 8.2.2 拱脚截面 P_i 值随波速的变化

振 型	波 速 $V(\text{m/s})$					
	300	500	1600	3500	42300	∞
1(A)	0.0141	0.023	0.0767	0.1615	0.3896	0.4345
2(S)	0.7453	0.7408	0.2918	0.1287	0.0217	0.0000
3(A)	0.0260	0.0117	0.0641	0.1543	0.3845	0.4389
4(S)	0.1584	0.1208	0.1631	0.1162	0.0025	0.0000
5(S)	0.1409	0.0817	0.2352	0.1816	0.0038	0.0000
6(A)	0.0046	0.0080	0.0078	0.0345	0.1159	0.1295
7(S)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8(A)	0.0017	0.0024	0.0038	0.0135	0.0654	0.0732
拟静力	0.0280	0.0240	0.0098	0.0054	0.0000	0.0000

注:表中 $P_i = \left(\frac{M_i}{M_{\max}} \right)^2$, M_i 表示第 i 阶振型的最大弯矩反应, M_{\max} 表示总反应值, $M_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n M_i^2 + S_{\max}^2}$ 。

值得注意的是,在同步激振的状态下,由于只有反对称振型起作用,因此拱顶弯矩为零。但在非同步激振的状态下,对称振型同样起作用,所以对大跨度拱桥进行抗震设计时应注意拱顶内力的变化,必要时应加强拱顶截面的配筋。

8.2.2 广东五羊大桥

五羊大桥桥址区的基本烈度为Ⅶ度,由于该地区尚未做地震危险性分析,因此在抗震验算中借用了邻近的虎门大桥东岸的地震波进行分析计算。

以下进行的讨论是建立在全桥纵向地震反应的基础上,并考虑了相位差的影响。计算中取中等风化岩中的地震波波速 $V = 1200\text{m/s}$ 。表 8.2.3 给出了全桥七个拱的控制截面在考虑和不考虑相位差两种工况的地震反应。表 8.2.4 给出了各跨拱的两个拱脚的相对位移值。

从表 8.2.3 可见,地震波的相位差效应对拱桥的地震反应的影响是不可忽视的,计入相位差效应以后,拱脚的轴力增大两倍以上,弯矩增大 30% ~ 40%。对拱顶断面的影响更为明显,在无相位差情况下拱顶几乎无弯矩反应,轴力也很小,因为此时只有反对称振型起作用;在考虑相位差效应后,拱顶的轴力都在 10^4kN 左右,弯矩也差不多相同数量级,此结果与大洋河桥的相同。从表 8.2.4 中的拱脚相对位移来看,各个拱的相对位移值在 3 ~ 10mm 之间,这也是使截面弯矩反应增大的原因之一。

对于拱桥而言,行波效应的大小不仅与波速的大小有关,而且还和输入的波型、结构本

身的动力特性、结构的静力影响矩阵等因素有关。“论文”中指出,当基本周期较小,拱的刚度较大时,在行波效应的反应中拟静力起控制作用;随着基本周期的增大,拱结构柔性的增加,第二对称振型将取而代之,占主导地位。

表 8.2.3 两种工况中控制截面地震反应的对比

		$V = 1200\text{m/s}$		$V = \infty$	
		$N(\text{kN})$	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	$N(\text{kN})$	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$
*1	左拱脚	1.169×10^4	2.372×10^4	3.578×10^3	1.396×10^4
	拱 顶	1.007×10^4	1.211×10^4	2.254×10^2	2.496×10^0
	右拱脚	1.066×10^4	2.061×10^4	3.578×10^3	1.396×10^4
*2	左拱脚	1.106×10^4	2.223×10^4	4.012×10^2	1.390×10^4
	拱 顶	1.009×10^4	6.368×10^2	2.102×10^2	0.0000000
	右拱脚	1.077×10^4	2.013×10^4	4.012×10^3	1.390×10^4
*3	左拱脚	1.107×10^4	2.271×10^4	4.102×10^2	1.390×10^4
	拱 顶	1.013×10^4	6.229×10^2	2.102×10^2	0.0000000
	右拱脚	1.080×10^4	2.051×10^4	4.012×10^3	1.390×10^4
*4	左拱脚	1.108×10^4	2.332×10^4	4.102×10^3	1.390×10^4
	拱 顶	1.017×10^4	6.336×10^2	2.102×10^2	0.0000000
	右拱脚	1.084×10^4	2.097×10^4	4.102×10^3	1.390×10^4
*5	左拱脚	1.574×10^4	2.004×10^4	7.295×10^3	1.397×10^4
	左 1/4 点	1.447×10^4	8.217×10^2	4.443×10^2	7.278×10^3
	拱 顶	1.248×10^4	1.036×10^4	2.234×10^3	0.0000000
	右 1/4 点	1.122×10^4	1.173×10^4	4.443×10^3	7.278×10^3
	右拱脚	1.372×10^4	2.494×10^4	7.295×10^3	1.397×10^4
*6	左拱脚	1.113×10^4	2.372×10^4	4.009×10^3	1.389×10^4
	拱 顶	1.002×10^4	6.357×10^2	2.058×10^2	0.0000000
	右拱脚	1.045×10^4	2.095×10^4	4.019×10^3	1.385×10^4
*7	左拱脚	1.149×10^4	2.436×10^4	3.589×10^3	1.399×10^4
	拱 顶	9.925×10^2	1.302×10^4	2.347×10^2	0.0000000
	右拱脚	1.065×10^4	1.791×10^4	3.570×10^3	1.012×10^4

表 8.2.4 拱脚相对位移值

拱 号	*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7
拱脚相对位移(mm)	3.78	3.29	4.01	4.73	9.97	5.31	5.19

8.2.3 江界河桥

江界河桥位于贵州省瓮安县,跨越乌江中游峡谷,全桥落在峡谷两岸的山坡上,边坡稳定,岩体整体性好,地基承载力满足设计要求。该地区的地震基本烈度为Ⅵ度,非强震区。但为了研究这种组合体系拱的抗震性能,使得对这种桥型的静、动力特性有全面的了解,我

们承担了该桥的地震反应分析研究项目。

由于该地区不是强震区,因此无地震危险性分析报告,在分析中取《公路工程抗震设计规范》中Ⅰ类场地土的反应谱曲线拟合的人工地震波进行分析计算。图 8.2.2 所示为Ⅰ类场地土的反应谱及相应拟合的人工地震波。人工地震波的加速度峰值分别取 $\delta_g = 0.05g$, $0.1g, 0.2g$, 对应的地震烈度为Ⅵ度,Ⅶ度,Ⅷ度。地震波的输入位置是桥台、边孔腹杆和墩上柱的基础顶面。

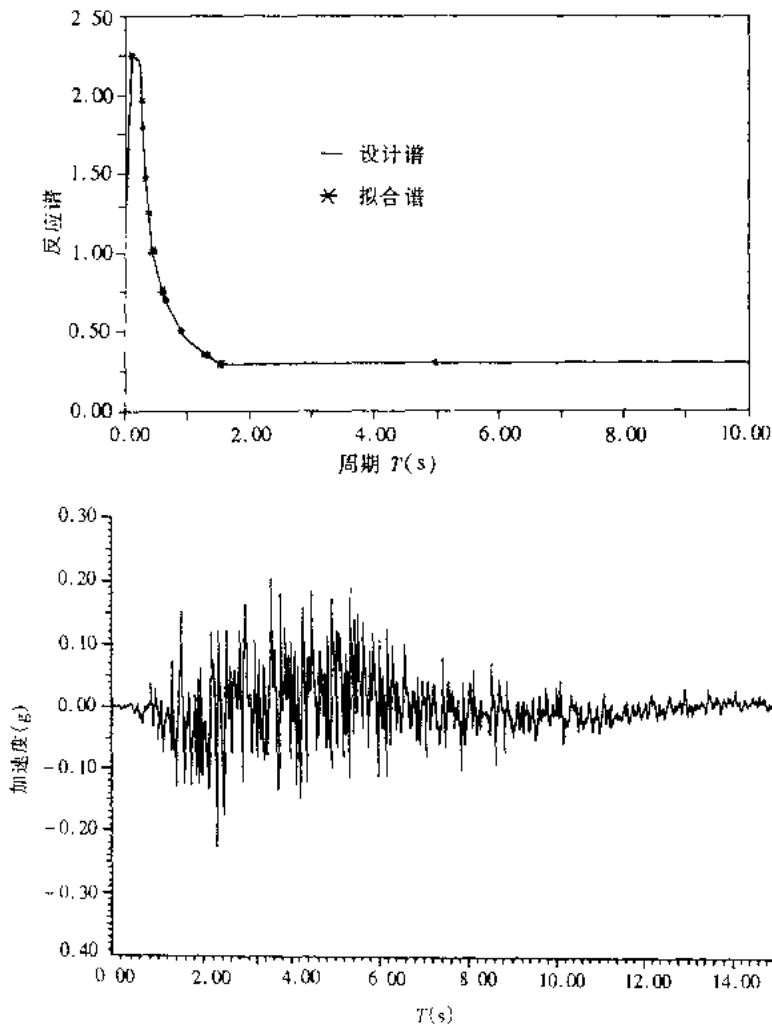
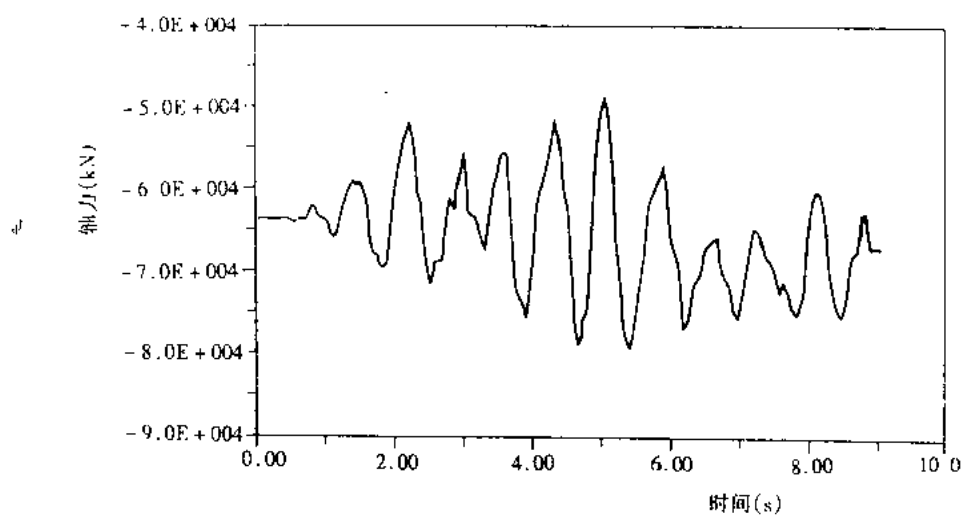


图 8.2.2 规范Ⅰ类场地土反应谱及相应拟合的人工地震波

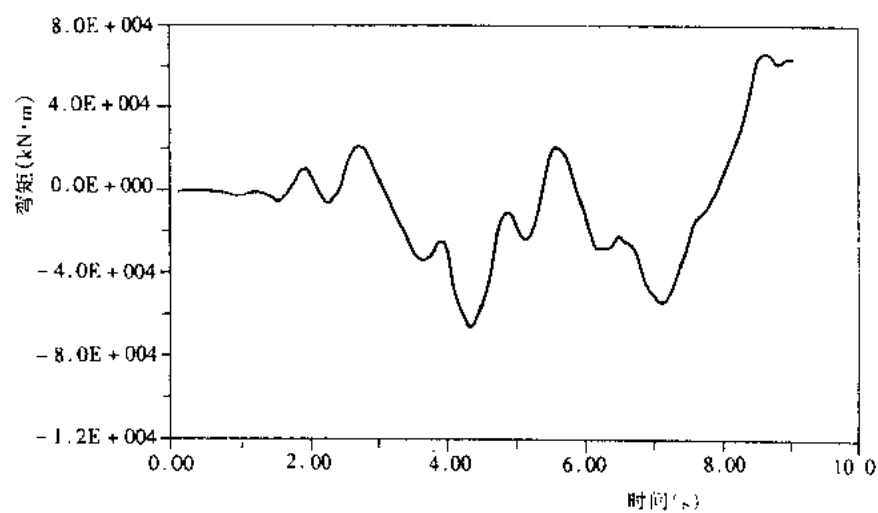
图 8.2.3~图 8.2.6 表示采用加速度峰值 $\delta_g = 0.05g$ 计算所得的拱顶和拱脚截面的内力和位移反应时程。

计算结果表明,在Ⅵ度和Ⅶ度地震荷载作用下结构是安全的,在Ⅷ度地震力作用时上弦杆紧靠墩上柱的截面以及中间小拱靠实腹段的几排竖杆将屈服开裂,设计时应采取措施,如加强这些截面的含箍率,加密箍筋间距,加大箍筋直径等,以提高这些截面的延性。

本节分析的重点是行波效应和竖向分量对主要控制截面地震反应的影响。

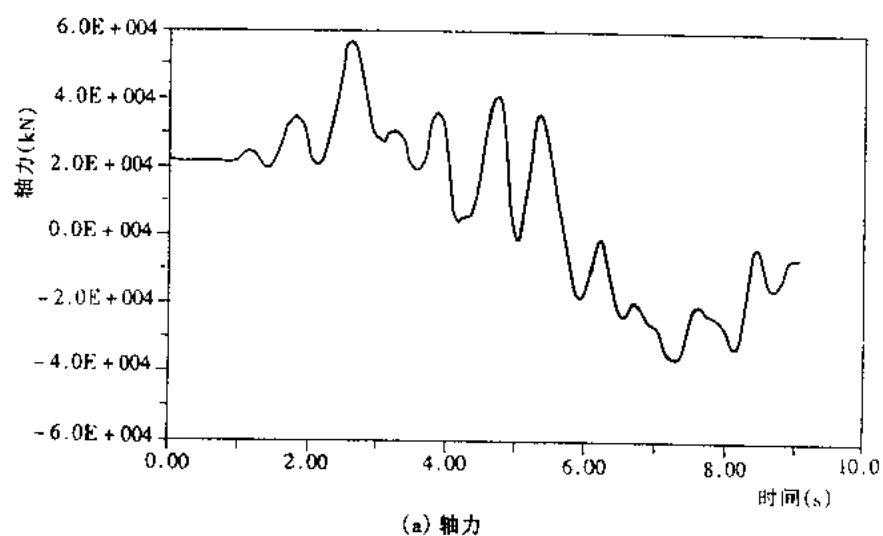


(a) 轴力



(b) 弯矩

图 8.2.3 拱顶截面轴力和弯矩反应时程



(a) 轴力

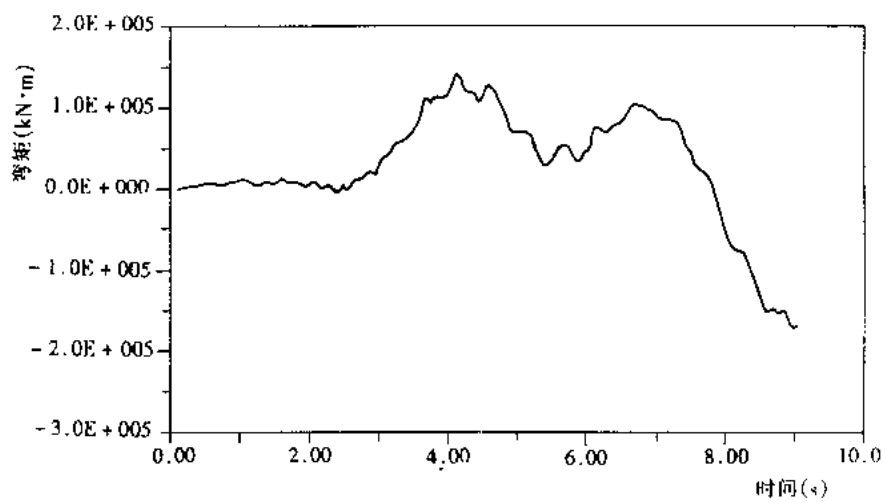


图 8.2.4 拱脚截面轴力和弯矩反应时程

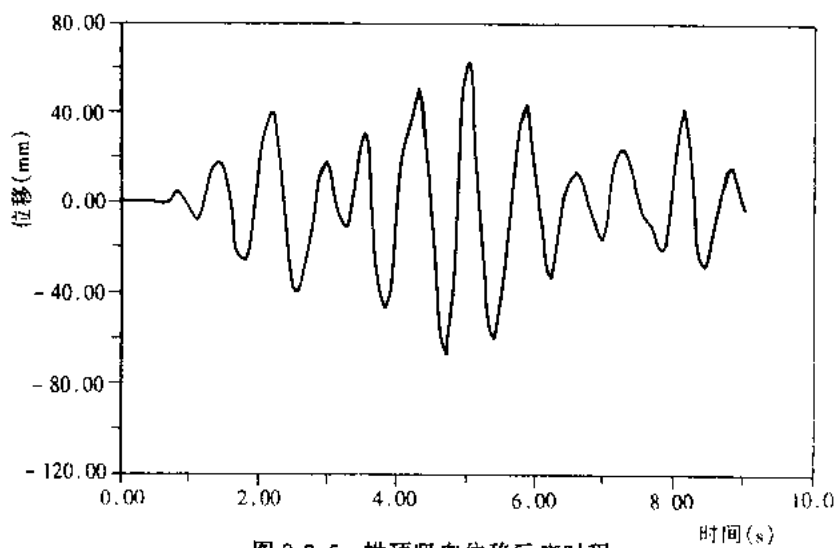


图 8.2.5 拱顶竖向位移反应时程

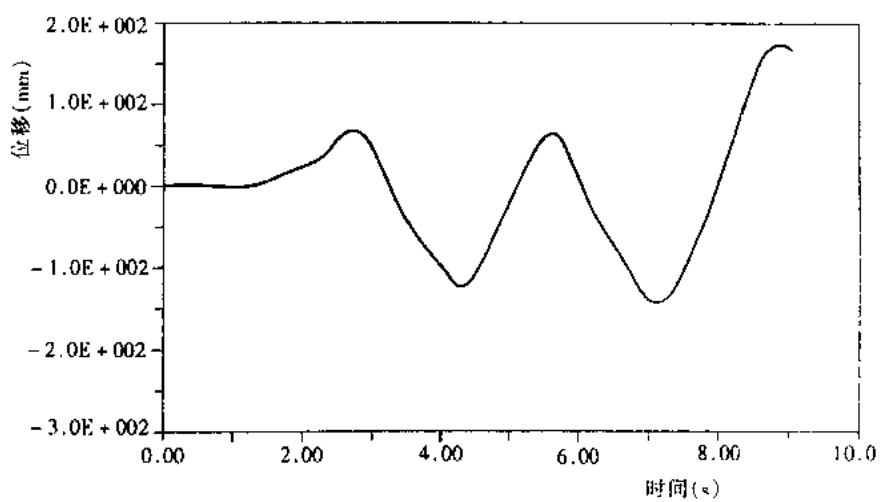


图 8.2.6 拱顶横向位移反应时程

1. 行波效应

水平剪切波在岩石里的传播速度为 $3.0 \sim 5.0 \text{ km/s}$, 该桥主跨为 330 m , 故取两拱脚之间的相位差为 0.3 s 。表 8.2.5 给出了按加速度峰值 $\delta_g = 0.05g$ 计算的考虑和不考虑相位差效应的几个主要控制截面的反应值。截面位置见图 8.2.7。

表 8.2.5 主要截面弯矩反应对比

截面号 No.	不考虑相位差		考虑相位差	
	$N_{\max}(\text{kN})$	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$N_{\max}(\text{kN})$	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$
1	2016	750	2291	885
2	1577	989	2440	1076
3	2616	929	5880	1244
4	3282	1025	5244	1321
5	1507	2439	6522	14530
7	61	161	303	821
8	129	246	279	617

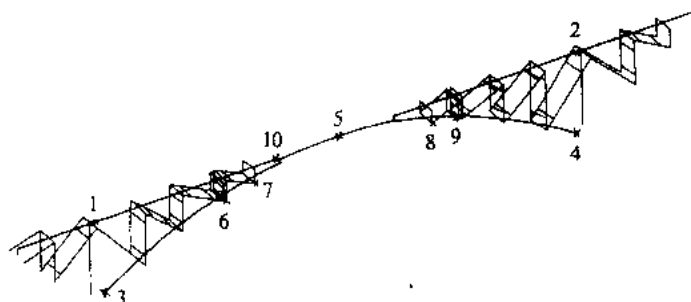


图 8.2.7 江界河桥计算截面位置

从表 8.2.5 可见, 考虑了相位差以后, 几个控制截面的内力明显增大, 拱脚的轴力平均增大了一倍, 中间小拱部分的内力增大更为明显, 拱顶的轴力和弯矩增大 $4 \sim 6$ 倍, 短竖杆的内力也增大了三倍左右。这一方面由于拱式结构对由于相位差引起的拱脚相对位移十分敏感, 但这还不是主要的(从计算结果看此时两个拱脚的相对位移仅 0.2 mm), 更主要的是由于非同步激励使对称振型的贡献大大增大。这一结果和大洋河桥的研究结果相同。

2. 竖向分量的影响

表 8.2.6 和表 8.2.7 中给出了纵向地震输入和横向地震输入考虑和不考虑竖向分量的地震反应对比。表中的反应值是取加速度峰值 $\delta_g = 0.2g$, 并已叠加了恒载产生的初始内力, 计算截面同上。

表 8.2.6 纵向地震输入时竖向分量的影响

截面号 No.	不考虑竖向分量		考虑 2/3 竖向分量	
	N_{\max} (kN)	M_{\max} (kN·m)	N_{\max} (kN)	M_{\max} (kN·m)
1	11670	22760	9467	23030
10	15640	27830	17170	28450
5	79580	60350	79360	60020
4	118800	22160	11780	37170
6	2693	8316	3298	3250
7	1507	2350	1966	2773

表 8.2.7 横向地震输入时竖向分量的影响

截面号 No.	不考虑竖向分量		考虑 2/3 竖向分量	
	N_{\max} (kN)	M_{\max} (kN·m)	N_{\max} (kN)	M_{\max} (kN·m)
1	9110	124600	23600	70540
10	13990	52770	16070	33950
5	63740	99950	68600	68420
4	103600	175700	114100	171700
6	2290	4731	2668	3170
7	5925	1878	6411	1287

从以上两个表中的地震反应值可见,考虑竖向分量后竖杆中的轴力增大但弯矩减小,而对上弦杆、拱脚截面,在纵向水平地震荷载作用下考虑竖向分量后轴力减小但弯矩增大,拱脚截面的受力最为不利。拱顶截面的内力变化不明显。在横向水平地震荷载作用下,考虑竖向分量后这些截面的轴力均增大,弯矩均减小。

总的来看,在同步激励时,江界河桥的纵向地震反应不如横向地震反应大,这是因为该桥前两阶频率均为出平面的缘故。因此,大跨度拱桥横向地震反应在抗震设计中应予重视。在纵向地震荷载作用下,考虑竖向分量对拱脚截面的受力不利,它将使该截面弯矩增大很多。行波效应在拱桥的地震反应分析中必须考虑。

8.3 预应力混凝土连续-刚构桥地震反应分析

中小跨梁式桥的抗震检算在公路震规和铁路震规中都有规定,第九章中对城市高架桥和城市立交桥的抗震性能也作了详细介绍。本节将通过几座实桥的地震反应分析讨论大跨度连续-刚构地震反应的特点和改善结构抗震性能的措施。

8.3.1 西山高架桥等连续-刚构桥

我们曾对京珠国道主干线粤境高速公路上五座连续体系大桥进行了抗震检算,从中对连续-刚构桥的地震反应特点可以得出一些规律性的认识。这五座大桥的概况见表

8.3.1。

表 8.3.1 五座连续体系大桥概况

桥 名	跨径(m)	结构体系	桥宽(m)	主梁断面形式	$H_{支}$	$H_{中}$	最大墩高(m)
双口河大桥 (第二方案)	58+94+58	连续-刚构	11.50	单箱单室箱梁	5.0	2.0	60
西山高架桥	45+3×70+45	连续-刚构	11.25	单箱单室	3.8	2.0	43
武江大桥	30+45+2×70+45 +30+30	连续-刚构	11.75	单箱单室	3.8	2.0	38
双口河大桥 (第一方案)	5×40	连续梁	11.50	装配式 T 型梁 组合梁	2.6	2.6	60.0
长溪河大桥 (第二方案)	3×(3×40)	连续梁	11.25	装配式 T 型梁 组合梁	2.6	2.6	62.5
南水水库特 大桥	65+2×100+65	连续-刚构	11.50	单箱单室	5.5	2.0	26.5

这五座大桥位于丘陵地带,桥位两侧地面标高为 100~400m。长溪河桥河床表面为亚粘土覆盖层,下面为微风化灰岩。双口河大桥河床表面 7m 左右为 $[\sigma]=450\text{kPa}$ 的覆盖层,下面为弱风化和微风化砂岩。西山高架桥表面为亚粘土覆盖层,下面为灰岩。武江大桥在表面覆盖层下为弱风化含砂粗砂岩。南水水库特大桥地质条件不详。

这几座桥的地震反应应用反应谱进行,该地区基本烈度为 VI 度,计算中按 VI 度进行强度验算,按 VII 度进行位移验算。

采用规范 II 类场地土反应谱。

考虑位于国道上,取结构重要性系数为 1.3。

结构综合影响系数 C_z ,对于墩高 $\leq 30\text{m}$ 的桥墩按《公路工程抗震设计规范》中表 4.2.4 取值,对于 $30\text{m} < H \leq 60\text{m}$ 的高墩可按《铁路工程抗震设计规范》取值。

下面以西山高架桥的计算结果为例作具体说明。

图 8.3.1 为西山高架桥的计算图式及控制截面位置。表 8.3.2 为各控制截面的地震反应。

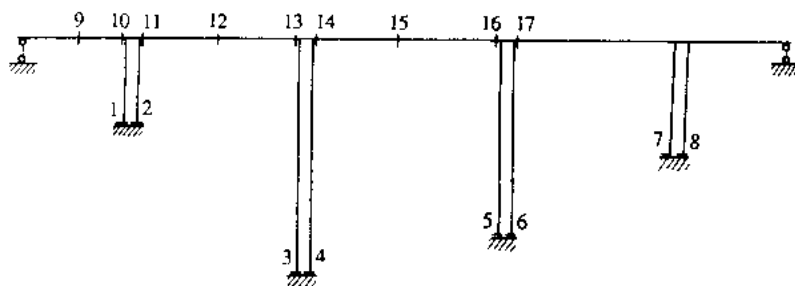


图 8.3.1 西山高架桥的计算图式及控制截面位置

表 8.3.2

西山高架桥控制截面地震反应

截面位置		纵向反应		横向反应	
		$N(kN)$	$M(kN \cdot m)$	$N(kN)$	$M(kN \cdot m)$
主墩	1	2320	6100	1420	7280
	2	2160	6110	1120	11450
	3	460	1310	320	10950
	4	530	1330	370	11710
	5	700	1880	460	14180
	6	550	1700	250	12750
	7	1370	3650	860	9420
	8	1420	3680	960	720
主梁	9	260	1410	40	810
	10	300	6030	50	1198
	11	1110	4480	40	1298
	12	930	1280	50	8010
	13	740	4850	50	8580
	14	610	5100	60	8390
	15	450	1430	60	13740
	16	280	4870	60	5070
	17	180	4500	50	4320

从表 8.3.2 可见,在纵向地震荷载作用下,矮墩的反应比高墩大,因为矮墩的抗推刚度大,墩越矮反应越大。但在横向地震荷载作用下,高墩的反应比矮墩大,一般墩越高反应越大。对于主梁,在纵向地震荷载作用下,墩梁固结处的主梁根部反应比跨中大,但在横向地震荷载作用下,主梁跨中的反应比根部大。因此,在连续刚构体系中,地震反应的控制截面位置在墩底、主梁根部和跨中截面。

其他几座连续-刚构也有相同规律。

8.3.2 广东南澳大桥

广东汕头南澳大桥南起南澳岛,北抵澄海县,中间跨越凤屿岛。以凤屿岛为界分为南桥和北桥两部分:南桥长 2935m;北桥长 1080m。主桥位于南桥部分,为 $130+205+130(m)$ 预应力混凝土连续-刚构。北桥、南桥的引桥分别为 50m,30m 预应力混凝土 T 梁。

该桥桥面宽 17.10m,主桥桥面系采用单箱单室预应力混凝土箱梁,主墩为钢筋混凝土双薄壁墩,墩身为 $2.5m \times 9.0m$ 的实体矩形截面,引桥墩身为预应力混凝土预制拼装工字形截面。

主墩基础为每墩 $18\phi 2.5m$ 钻孔灌注桩;引桥基础采用 $1.8m$ 钻孔灌注桩和 $0.6m \times 0.6m$ 的预应力混凝土打入桩。

国家地震局地球物理研究所承担了该桥“地震危险性分析”研究项目,提供了“汕头南澳跨海大桥桥址地震安全性评价报告”(以下简称“报告”),给出了四种概率水平(50 年超越概

率63%,10%,2%和100年超越概率3%)的地震烈度值及基岩水平加速度峰值(见表8.3.3)和相应的反应谱。

表 8.3.3 四种超越概率的地震烈度

50年超越概率(%)	63	10	2	1.5
烈度(度)	5.9	7.7	8.5	8.6
加速度(gal)	42	201	355	392

从表 8.3.3 可见,该地区的基本烈度已接近Ⅷ度,属强震区。在历史上,桥址区附近也出现过两次Ⅷ度以上的地震,因此南澳大桥的抗震性能分析应予以重视。

在计算分析中用 50 年超越概率 10%(以下简称 P_1)的设计参数和人工地震波进行结构强度控制;用 50 年超越概率 2%(以下简称 P_2)的设计参数和人工地震波进行结构位移控制(即延性控制)。

国家地震局地球物理研究所还提供了主墩位置 13 号和 16 号钻孔处基岩以上不同土层中的水平地震加速度时程。图 8.3.2~图 8.3.5 表示这两个钻孔两种概率的地面波加速度时程曲线。表 8.3.4 表示它们的加速度峰值。

表 8.3.4 场区地表加速度峰值(gal)

钻 孔 位 置	P_2 概 率		P_1 概 率	
	平均值	设计值	平均值	设计值
# 13	490	445	291	270
# 16	465	445	276	270

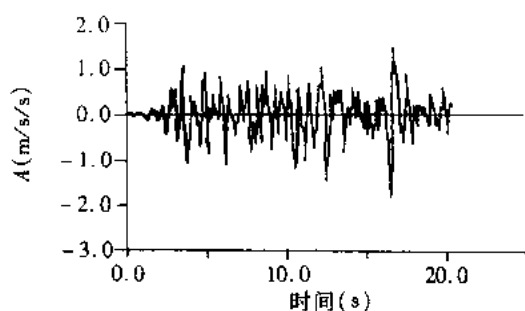


图 8.3.2 13号孔人工波(P_1)

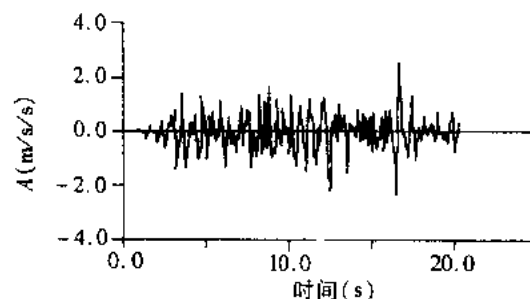


图 8.3.3 16号孔人工波(P_1)

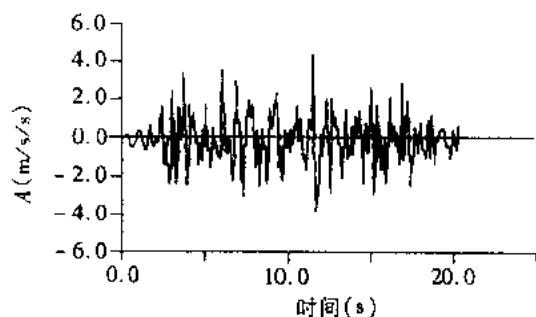


图 8.3.4 13号孔人工波(P_2)

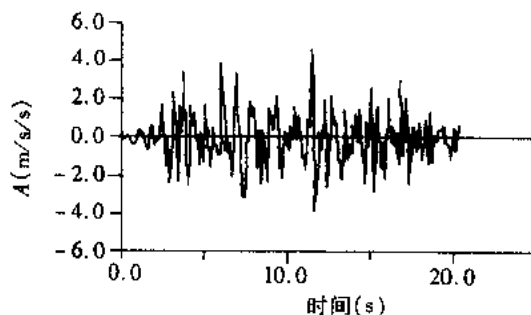


图 8.3.5 16号孔人工波(P_2)

图 8.3.6 为结构计算模式。

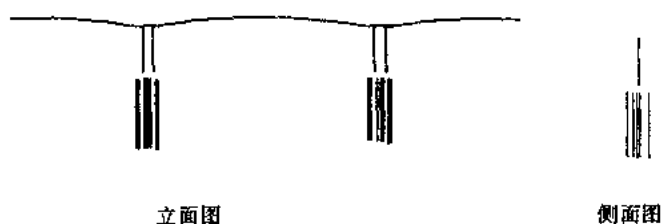


图 8.3.6 结构计算模式

表 8.3.5 给出了控制截面内力反应值。

表 8.3.5 控制截面内力反应值

位 置 \ 工 况		纵 向			横 向			
		M_{max} (kN·m)	相应 N (kN)	相应 Q (kN)	M_{2max} (kN·m)	相应 M_3 (kN·m)	相应 N (kN)	相应 Q (kN)
主 梁		277000	4520	37	486000	217000	6790	526
主 墩	靠跨中	263000	52400	15500	819000	56000	90600	22500
	靠边跨	231000	107000	12900	732000	33300	37300	20900
单 桩		21600	5640	13250	19920	11	2800	7066

图 8.3.7, 图 8.3.8 所示为在 P_1 概率纵向和横向地震力作用下结构的轴力和弯矩包络图。

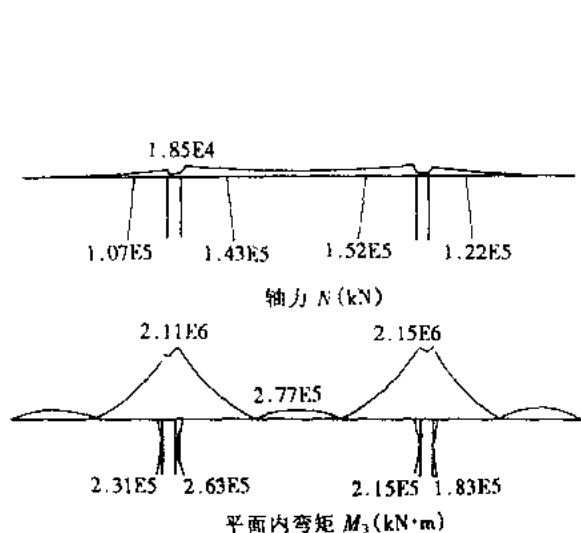


图 8.3.7 纵向地震荷载作用下
内力反应包络图

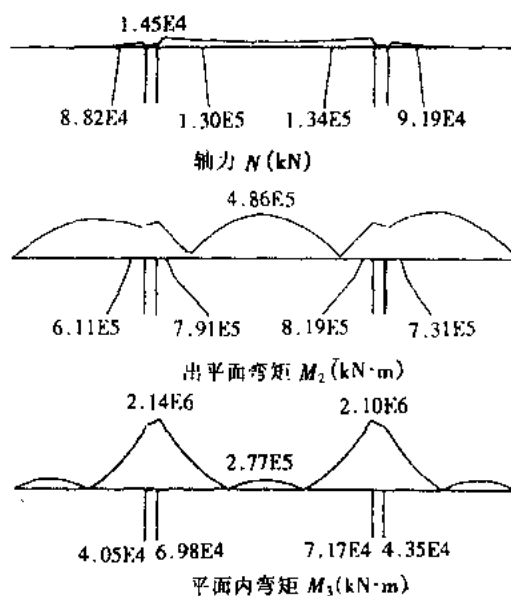


图 8.3.8 横向地震荷载作用下
内力反应包络图

1. 强度分析

(1) 主墩

图 8.3.9 和图 8.3.10 分别为根据主墩截面尺寸、混凝土标号、竖向受力钢筋配置情况得到的纵向和横向屈服面,图上黑点的坐标即为主墩的最大反应。图 8.3.9 上一点是南澳侧主墩靠中跨薄壁墩墩底相应 P_1 概率时的最大纵向地震反应,图中可见这一点落在屈服面的外面,说明该截面已经屈服。图 8.3.10 上一点为凤屿岛一侧靠边跨薄壁墩墩底相应 P_1 概率时的最大横向地震反应,和图 8.3.9 一样,该截面也屈服了。计算表明,该墩上两个薄壁墩墩底在横向地震力作用下都已屈服,但靠边跨侧的塑性转角较大,更为不利。

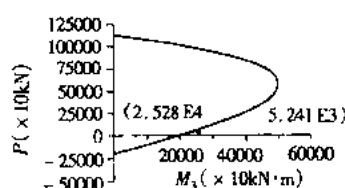


图 8.3.9 桥墩屈服面 ($P-M_3$)

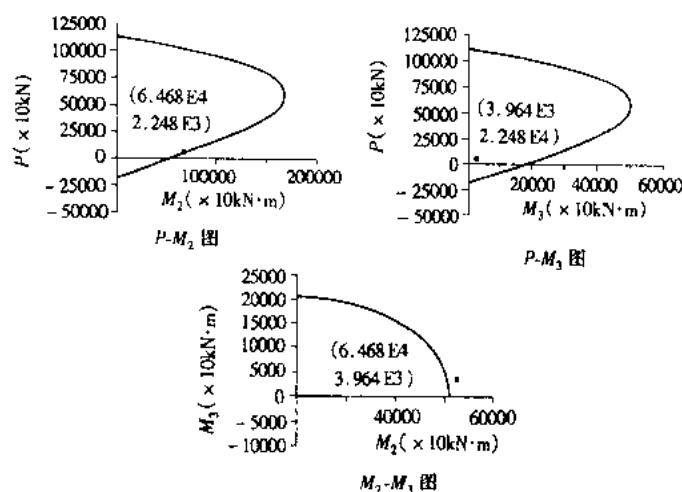


图 8.3.10 桥墩屈服面 ($P-M_2, P-M_3$)

(2) 主梁

从包络图上看,主梁主要是跨中截面控制,由表 8.3.5 给出的跨中截面的内力,纵向反应值与静载内力相比不起控制作用,横向反应值与风载内力相比控制设计。根据该截面的横向抗弯强度为 $7.31 \times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ (包括顶板 6 束,底板 44 束预应力筋,全部普通钢筋及翼缘部分混凝土)大于最大横向反应 $4.86 \times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$,强度满足要求。

2. 延性分析

对于南澳大桥,控制截面为主墩墩底,因此,如何增大该截面的延性成为南澳大桥抗震设计的关键。

结构的延性设计在我国的《公路工程抗震设计规范》中没有详细规定,以下的计算公式

和有关规定均参考了《欧洲抗震设计规范》和我国的《公路工程抗震设计规范》进行的。

箍筋设置是影响截面延性的主要因素,主要表现在含箍率、连接方式等方面。按我国《公路工程抗震设计规范》第4.4.19条规定:矩形截面的最小含箍率 ρ_{smin} 在顺桥向和横桥向均为0.3%,可用下式计算:

$$\rho_{smin} = \frac{A_s}{s_k b}$$

式中 s_k ——箍筋竖向间距(cm);

b ——垂直计算方向构件截面长度(cm);

A_s ——计算方向箍筋面积。

图8.3.11为设计单位提供的主墩配筋图。主墩的外形尺寸顺桥向尺寸为2.5m,横桥向为9.0m,从图中可见箍筋的竖向间距为15cm,顺桥向箍筋面积 $A_{s1} = 18.096\text{cm}^2$,横桥向箍筋面积 $A_{s2} = 12.064\text{cm}^2$ 。

顺桥向含箍率 $\rho_s = \frac{18.096}{15 \times 900} = 0.0013 = 0.13\% < 0.3\%$,不满足规范要求。

横桥向含箍率 $\rho_s = \frac{12.064}{15 \times 250} = 0.0032 = 0.32\% > 0.3\%$,满足规范要求。

为提高结构的延性,在工程实际中常加强箍筋设置,使其对混凝土起约束作用。为了把构件设计成约束混凝土,在《欧洲抗震设计规范》第6.2.1条中规定约束箍筋的用量应符合下式:

$$w_{wd} = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

式中 ρ_w ——即为含箍率;

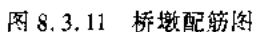
f_{yd} ——钢筋的屈服强度;

f_{cd} ——混凝土的设计强度。

根据第6.2.1.3条规定,对于矩形箍筋和横向拉杆要求的约束箍筋含量 $w_{wd} \geq 0.12$,如果按前面计算的 $\rho_s = 0.0013$ (顺桥向)或 $\rho_s = 0.0032$ (横桥向)计算得 $w_{wd} = 0.0155$ 或 $w_{wd} = 0.0429$,远远达不到约束混凝土的配筋要求。为此,建议两种改善箍筋设置的方法:

方法一 在主墩截面包围的中间素混凝土部分加设横向拉杆,如图8.3.12,在顺桥方向每隔40cm,横桥方向每隔20cm增设一双肢 $\phi 12\text{mm}$ 拉杆。把原箍筋的竖向间距由15cm缩小到10cm,拉杆的竖向间距定为20cm。这样顺桥向的 ρ_s 增大到0.67%, w_{wd} 增大到0.08;横桥向的 ρ_s 增大到0.72%, w_{wd} 增大到0.086。虽然两个方向的 w_{wd} 仍然小于0.12,但考虑到墩壁四周的箍筋由“U”形双肢和中间小拉杆组成钢筋骨架,其约束作用比单根箍筋大得多,故认为此方案可行。

方法二 主墩截面箍筋包围的中间素混凝土部分加设箍筋骨架,如图8.3.13,箍筋形状、直径与周围的相同(顺桥向加一道,横桥向加四道)。它们的竖向间距,包括原来的箍筋都是10cm,这样顺桥向的 ρ_s 增大到0.005%, w_{wd} 增大到0.0596;横桥向的 ρ_s 增大到0.81%, w_{wd} 增大到0.0966。 w_{wd} 其结果仍然达不到《欧洲抗震设计规范》的要求。但与方法一中所述的原因一样,箍筋都以骨架的形式设置,其约束力比单根箍筋大得多,不过值得注意的是箍筋骨架与箍筋骨架之间的接头必须十分牢固,以保证约束作用的发挥。



— 201 —

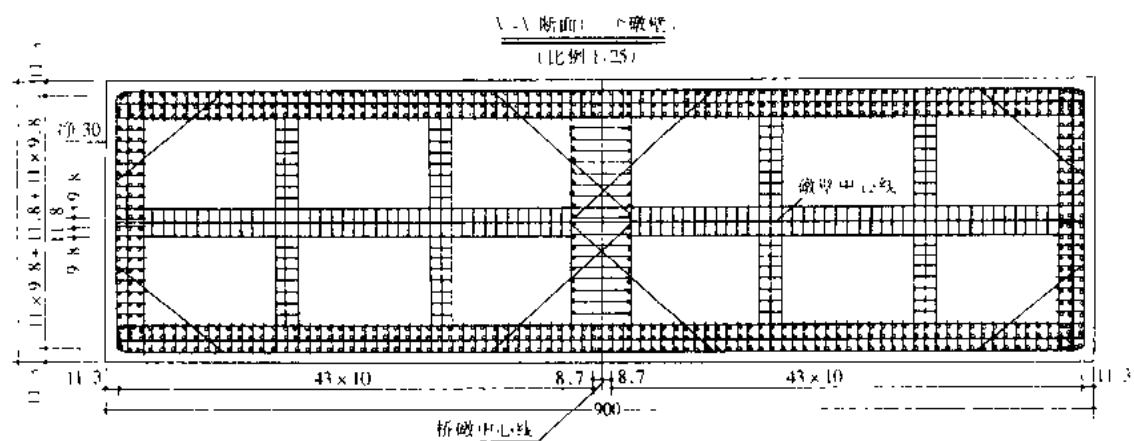


图 8.3.12 桥墩加固方案一

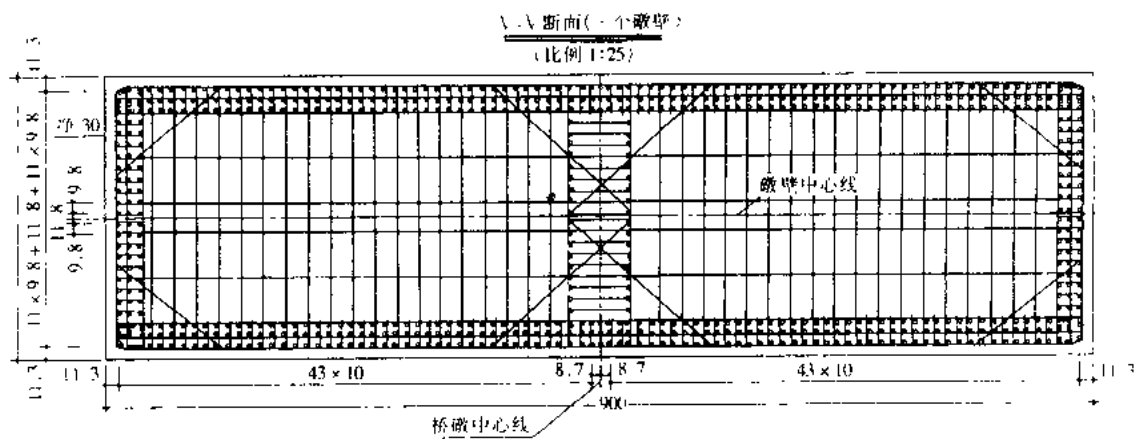


图 8.3.13 桥墩加固方案二

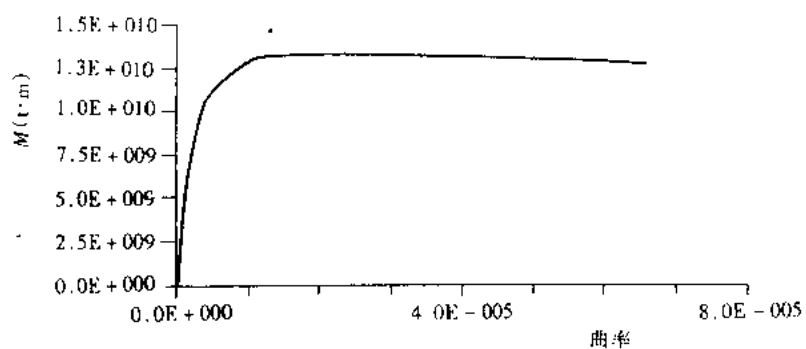


图 8.3.14 墩底截面绕 2 方向 $M-\phi$ 图(横向输入)

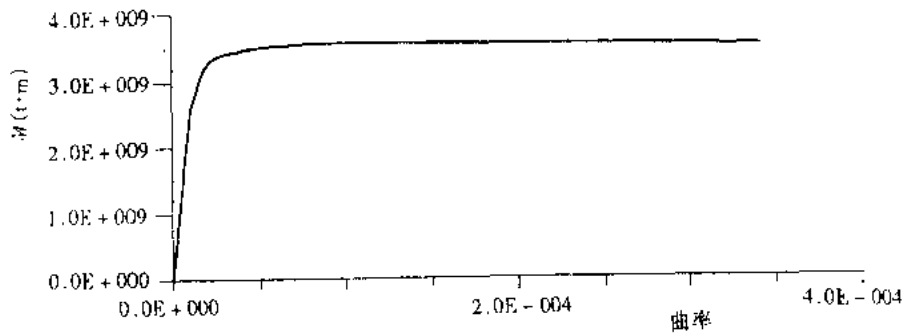


图 8.3.15 墩底截面绕 3 方向 $M-\phi$ 图(横向输入)

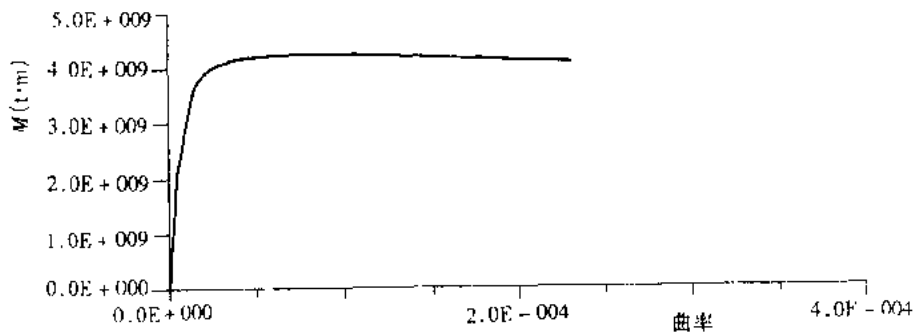


图 8.3.16 墩底截面绕 3 方向 $M-\phi$ 图(纵向输入)

从图上可以找到各自的 ϕ_y 和 ϕ_u , 代入公式

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p$$

式中, θ_p 为截面的极限塑性转角, l_p 为塑性铰的范围。把求得的 θ_p 与相应 P_2 概率水平非线性时程反应中计算得到的最大塑性转角 θ_{max} 相比, 就可评价截面的延性。

主墩墩底塑性铰区段的长度根据欧洲规范附录 B 中 B.1.(2) 的规定, 用下式估算:

$$L_h = 0.08L + 0.022d_s f_y$$

式中 L ——墩高(m);

d_s ——纵向主筋的直径(m);

f_y ——主筋的屈服强度(N/mm^2)。

对于南澳大桥主墩: $L_h = 0.08 \times 34 + 0.022 \times 0.032 \times 340 = 2.96m$, 取 $L_h = 3.0m$ 。

据此, 建议在墩底 3m 范围内按约束混凝土的要求配置箍筋, 另外从主墩的弯矩包络图也可看出墩顶截面是仅次于墩底的另一危险截面, 虽然从计算中尚未达到屈服, 为安全起见, 建议在墩顶 3m 范围内也按墩底同样处理。

表 8.3.6 列出了各墩底的 θ_p 和 θ_{max} , 可见各截面的转动能力均大于地震荷载产生的最大转角, 故结构不会倒塌, 但必须强调的是, 主墩底部的混凝土的工作状态必须处于约束混凝土状态。

表 8.3.6 塔底最大塑性转角(rad)

输入方向	绕 2 方向		绕 3 方向	
	塑性转角 θ_2	极限转角 θ_{2p}	塑性转角 θ_3	极限转角 θ_{3p}
纵桥向	0.0	—	3.591×10^{-3}	6.3×10^{-2}
横桥向	3.074×10^{-4}	1.8×10^{-2}	1.202×10^{-3}	9.6×10^{-2}

注:2 方向为纵桥向,3 方向为横桥向。

参 考 文 献

- [1] 李国豪主编,桥梁结构稳定与振动,北京:中国铁道出版社,1992
- [2] 李国豪,拱桥摆动问题,同济大学学报,1956 年第 3 期
- [3] 项海帆,刘光祚,拱结构的稳定与振动,北京:人民交通出版社,1991
- [4] 项海帆,胡世德,拱桥横向抗震实用计算方法,土木工程学报,1985 年第 1 期
- [5] 项海帆,斜张桥在行波作用下的地震反应分析,同济大学学报,1983 年第 2 期
- [6] 王前信,伍国,李云林,拱式结构对地震多支点输入反应,地震工程与工程振动,1984 年 2 月
- [7] 袁万城,范立础,项海帆,大跨度桥梁空间非线性地震反应分析,同济大学学报增刊(桥梁结构版),1991 年 12 月
- [8] 潘锐杰,陈天本,陆宗林,设计中的贵州江界河大桥——桁式组合拱桥,中国土木工程学会桥梁结构工程学会第八届年会论文集,1988 年 5 月
- [9] 公路工程抗震设计规范,北京:人民交通出版社,1991
- [10] 铁路工程抗震设计规范,北京:中国铁道出版社,1992

第九章 城市高架桥与立交桥地震反应分析

城市高架桥的跨径一般在 20 ~ 50m 之间,工程师通常借助桥梁抗震规范作抗震设计,因为,各国有关桥梁抗震规程的应用范围都在桥梁主跨 120 ~ 200m 以下。1971 年的美国圣费南多地震,仅是中等强度震级(M6.5 级),在极震区,地震波加速度峰值达 0.6g 左右(相应我国烈度表上Ⅷ与Ⅸ之间),致使两座互通式立交桥倒塌。1971 年前,美国各州公路和运输工作者协会(AASHTO)的公路桥梁设计准则中的抗震设计部分,是根据加利福尼亚州结构工程师协会关于建筑物横向力的规定而制定的。在这次地震后,1973 年加利福尼亚州运输部(Cartrans)提出了新的桥梁抗震设计准则,其中包括了场地与活动断层的关系,场地土壤的地震反应和桥梁的动力反应特性,1975 年 AASHTO 根据 Cartrans1973 年条文略加修订制定了一个暂定规范,它适用于美国的所有地区。所以,1971 年圣费南多地震是编制美国桥梁抗震设计准则的一个重要转折点。同时,美国应用技术委员会(ATC)受联邦管理局的委托,对桥梁抗震设计若干问题进行深入调查与研究,于 1979 年成立了“公路桥梁抗震专题研究组”,1981 年提交了美国公路桥梁抗震设计指南报告,经 10 年后于 1992 年才正式列入 AASHTO 编制的公路桥梁设计规范中。

随后,1994 年美国诺斯雷奇地震与 1995 年日本阪神地震,城市高架桥、公路立交桥又遭遇严重震害,交通中断,损失巨大。从而,在世界工程地震界又开展了一场讨论,特别是对规范中设防原则、目标、设防参数、设防水准和设防等级以及抗震设计方法等问题提出了各种不同观点。

在我国,唐山地震后,《铁路工程抗震规范》和《公路工程抗震规范》都经过专题研究,先后在 1989 年与 1990 年正式颁布了新的修改版,城市桥梁抗震设计乃参照此两本规范执行。城市高速干道的高架桥与相应的立交枢纽工程是城市现代化交通网络的重要组成部分,周知,现代化大城市的高度经济发展必须依赖于现代化交通的畅通与发展。因而,城市高架桥、立交桥跨径虽小,但不能按规范简化的方法来设计,何况,我国规范尚处于强度抗震设防阶段,尚未接受近 20 年来桥梁震害的经验教训而提出的强度、变形(延性)双重抗震设防要求。此外,在近 30 年来,各种橡胶支座与伸缩缝已广泛应用于公路与城市桥梁工程中,因而,在桥梁抗震设计中必须考虑橡胶支座所引发桥梁的耦连作用,单墩单质点(或多质点)的梁桥动力计算简化模型是否可行应作研究分析。作者在 80 年代中期就开始研究桥梁橡胶支座减、隔震性能,并提出新型的减震橡胶支座。在此基础上建立了设有橡胶支座的多孔梁桥非线性桥梁地震反应分析方法,编制了各种程序(分析程序,CAD 程序,优化程序)。近十年来,结合上海市高速干道高架桥与相应复杂立交桥工程作了理论与试验研究。本章将作一简要介绍。

9.1 橡胶支座减震、隔震性能

我国橡胶支座的应用也已有 30 余年的历史了,在 1976 年唐山地震后,天津地区曾对支座震害作过调查。该地区公、铁路桥使用的支座型式有辊轴支座、摇摆支座、弧形支座、橡胶支座以及油毡支座。辊轴支座、摇摆支座、弧形支座等震害较严重,如支座落到河中,支座底座锚固螺栓拉脱移位,相对而言,橡胶支座和油毡支座震害轻些,但这些并不能证明橡胶支座有较好的抗震能力。在意大利,专家们认为普通橡胶支座会导致所支承结构共振,而聚四氟乙烯滑板橡胶支座虽然未见震害资料,但工程师们担心它在地震力作用下会产生较大位移。为满足桥梁抗震设计需要,于 1983 年开始,我们对国内生产的橡胶支座(板式橡胶支座、聚四氟乙烯滑板橡胶支座)通过试验与分析,评价它的抗震性能。

9.1.1 桥梁板式橡胶支座和滑板橡胶支座的动力剪切试验

试验用国内生产的板式橡胶支座,选用的规格为:140mm×140mm×28mm,150mm×200mm×28mm,150mm×200mm×35mm,140mm×140mm×35mm,100mm×100mm×29mm;滑板橡胶支座选用的规格为:100mm×100mm×32.5mm 和 100mm×200mm×32.5mm,支座的硬座为邵氏 60±5°。试验是在同济大学材料力学试验室引进的英国 INSTRON 公司生产的 1343 型电液伺服疲劳试验机上进行的。为利用该疲劳试验机做橡胶支座的动力剪切试验,专门设计了一套辅助的试验架。为研究板式橡胶支座的动、静剪切刚度、滑板支座的滞回性能及动摩擦系数,作者做了大量的试验,获得了规律基本一致的数据与图表,示例于图 9.1.1,图 9.1.2,图 9.1.3 和表 9.1.1。

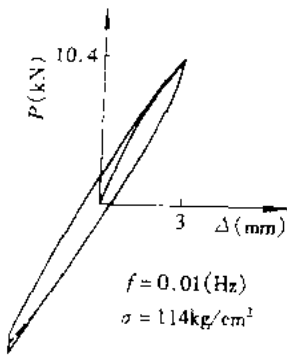


图 9.1.1 板式橡胶支座的滞回曲线

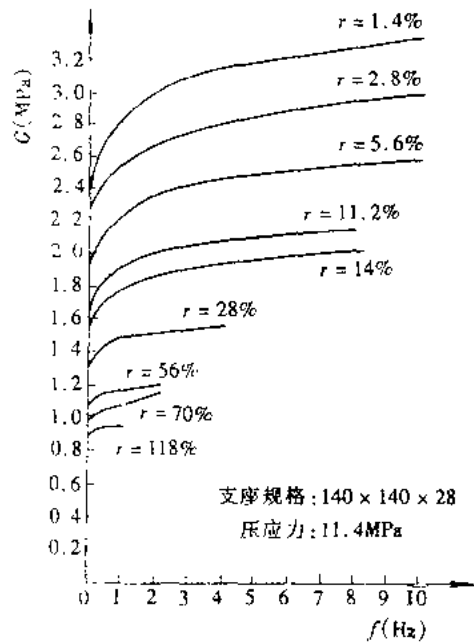


图 9.1.2 板式橡胶支座动力剪切模量曲线

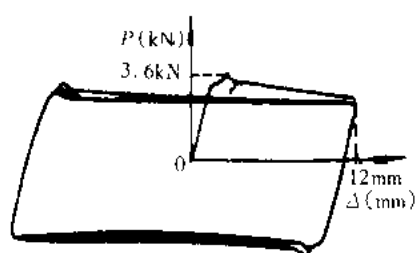


图 9.1.3 滑板橡胶支座的滞回曲线

表 9.1.1 滑板橡胶支座动摩擦系数表(支座规格 100mm×100mm×32.5mm,表面无机油)

序 号	压应力 (MPa)	位移幅值 (mm)	频 率 (Hz)	初摩擦系数 f_0	稳定摩擦系数 f
1	2.96	3	0.01	0.040	0.034
2		3	0.30	0.058	0.040
3		6	0.01	0.055	0.030
4		6	0.30	0.056	0.055
5		12	0.01	0.057	0.030
6		12	0.30	0.080	0.066
7	6.20	3	0.01	0.023	0.023
8		3	0.30	0.030	0.030
9		6	0.01	0.030	0.021
10		6	0.30	0.043	0.033
11		12	0.01	0.030	0.020
12		12	0.30	0.036	0.035
13	11.00	3	0.01	0.020	0.020
14		3	0.30	0.022	0.021
15		6	0.01	0.022	0.018
16		6	0.30	0.028	0.028
17	10.40	12	0.01	0.024	0.017
18	10.40	12	0.30	0.036	0.036

在分析了大量的试验结果后,可得出下列结论:①对于一定的剪切应变,随着频率的增加,橡胶支座剪切模量明显增加;②对于一定的频率,随着剪切应变的增加,其剪切模量大幅度降低;③支座规格,压应力值对其剪切模量无明显影响;④压应力和频率一定,滑板橡胶支座滞变能随着滑动位移的增加而增加;⑤压应力和滑动位移一定,滑板橡胶支座的滞变能随着频率的增加而增加;⑥对于一定的滑动位移和频率,滑板橡胶支座的滞变能随着压应力增加而增加;⑦滑板橡胶支座的摩擦系数随着压应力的增加而减少;随着滑动位移的增加,以 0.3Hz 频率滑动时,相应的摩擦系数有明显增加,而以 0.01Hz 频率滑动时,摩擦系数无明显变化;⑧板式橡胶支座的滞回曲线是狭长的;滑板橡胶支座的滞回曲线类似于理想弹塑性材

9.1.2 弧形钢板条的滞回性能试验

我们试验用的弧形钢板条如图 9.1.5 所示。试验所得的弧形钢板条的滞回曲线示于图 9.1.6。很明显,弧形钢板条的滞回曲线类似于低碳钢的单向拉伸试验的恢复力曲线,但弧形钢板条的工作原理不同。它因是冷弯加工而成,弧形钢板条的圆弧部分的应变相等,在初始阶段,圆弧段内的应力不会增加,圆弧一端的直线段应变增加,而圆弧另一端应变减少。当圆弧一端的直线段应变达到与圆弧段的应变相等时,圆弧开始挪动。在挪动前弧形钢板条的力与位移的关系近似线弹性,挪动后弧形钢板条随着位移的增加,力有少量的增加。最大行程量值仅受 d 值(见图 9.1.5)大小的限制。通过大量的试验,可得出下述结论:①弧形钢板条的行程量,可以根据结构的需要选择 d 值大小,若行程量大于 d 值时,圆弧则被拉直;②弧形钢板条的滞回曲线类似于双线型杆的恢复力曲线;③频率对弧形钢板条滞回性能无明显影响;④随着 $t/2R$ 的比值增加,滞回面积增大;随着弧形钢板条宽度增加,滞回面积亦增加;⑤随着行程量的增加,耗能明显增加。

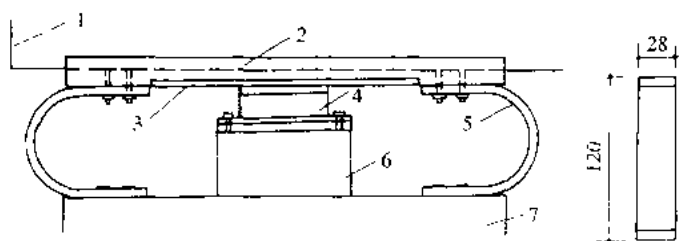


图 9.1.4 滑板橡胶支座与弧形钢板条的组合支座系统

1—梁体； 2—钢板； 3—不锈钢板； 4—滑板橡胶支座；
5—弧形钢板条； 6—垫块； 7—墩

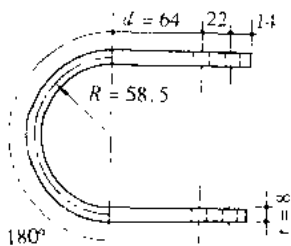


图 9.1.5 弧形钢板条耗能器

文献[2]在热轧 X 型耗能器试验的基础上,建议热轧低碳钢弧形钢板条的疲劳次数可用下述公式计算: $N = (0.22/\epsilon_{\max})^2$, 其中 $\epsilon_{\max} = t/2R$ 。我们的试验结果表明,弧形钢板条的循环次数远大于上述公式的计算值,并没有发现任何破坏迹象。

9.1.3 板式橡胶支座、滑板橡胶支座和弧形钢板条耗能器恢复力计算模式

1. 板式橡胶支座的试验表明,它的滞回曲线是狭长形,可以近似作线性处理。它的剪切刚度尽管随着最大剪切应变的变化和频率的变化而变化,但对于特定频率和最大的剪切角而言可以近似看作常数。因此,板式橡胶支座的计算模式近似按最大的剪切应变和频率来确定支座的刚度,并作线性处理(图 9.1.7)。

2. 滑板橡胶支座与弧形钢板耗能器的滞回曲线(见图 9.1.3 和图 9.1.6)是类似的,因而可将其计算模式都采用双线性恢复力函数来表达(见图 9.1.8):

$$f(x) = (1-n)kx \pm nk(x_1 \pm x_0)$$

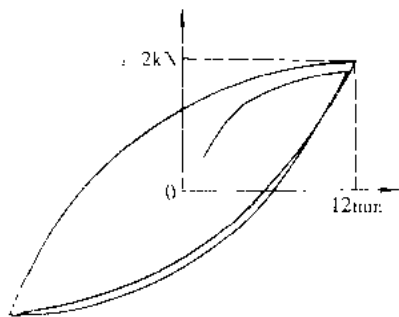


图 9.1.6 弧形钢板条的滞回曲线

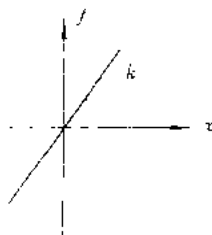


图 9.1.7 板式橡胶支座的计算模式

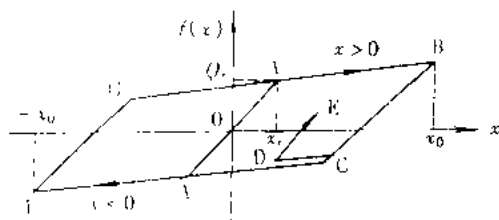


图 9.1.8 滑板橡胶支座与弧形钢板条的计算模式

式中, x_y 为屈服变位; k 为弹性刚度:

$$nk = k - k_p, \quad k_p = (1 - n)k;$$

k_p 为塑性刚度(滑板橡胶支座 $k_p = 0$);

x_0 为塑性变位(速度变号处的变位)。

而 $Q_y = kx_y$ 为屈服剪切力(滑板橡胶支座为动摩擦力)。众所周知,上式在不同阶段时表示方式不同,本书从略。

9.1.4 新型减震桥梁支座的滞回性能试验

为提高橡胶支座的减、隔震性能,除了图 9.1.4 所示的弧形钢板条与滑板橡胶支座组合形式外,新西兰学者对铅的耗能性能作了大量试验研究后,提出了相应的铅挤压阻尼和铅芯橡胶支座。前者虽施工简便,但养护更换均较为复杂;后者因造价过高且动力剪切性能受竖向承荷变化影响大,在我国桥梁上也较难推广(国外房屋中用得较多,国内也已在房屋中试用)。在对国内橡胶支座减、隔震性能研究的基础上,作者提出了一种桥梁新型减震橡胶支座(1992 年获国家专利 No. ZL 91215532.9),如图 9.1.9 所示。它保留了板式橡胶支座的特点,如在竖向有足够的刚度,并有一定的柔性以适应梁体由于机车制动力、温度、混凝土的收缩徐变及荷载作用等引起的水平位移和转动;它同时有弧形钢板条阻尼器的滞回阻尼特性。

为确定桥梁新型减震支座的动力剪切性能,我们对八组桥梁板式橡胶支座和八组新型减震橡胶支座(支座规格均为 $200\text{mm} \times 150\text{mm} \times 35\text{mm}$),在压应力分别为 5000kN/m^2 和 2500kN/m^2 的条件下进行试验。试验过程中同时控制支座最大剪切角和振动频率,从而测得各种剪切频率和各种剪切角下的大量滞回曲线,试验结果规律一致。由于篇幅所限,仅示例图 9.1.10,图(a)中的支座橡胶片剪切角正切值为 0.5,图(b)为 0.7。图中“1”表示桥梁新型

减震橡胶支座的滞回曲线,“2”表示板式橡胶支座滞回曲线。

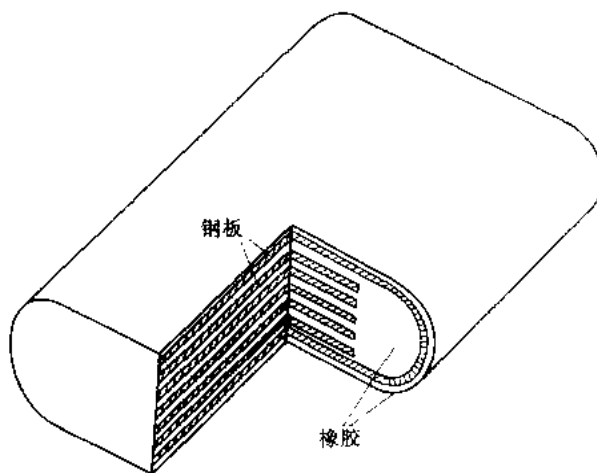


图 9.1.9 新型减震橡胶支座构造图

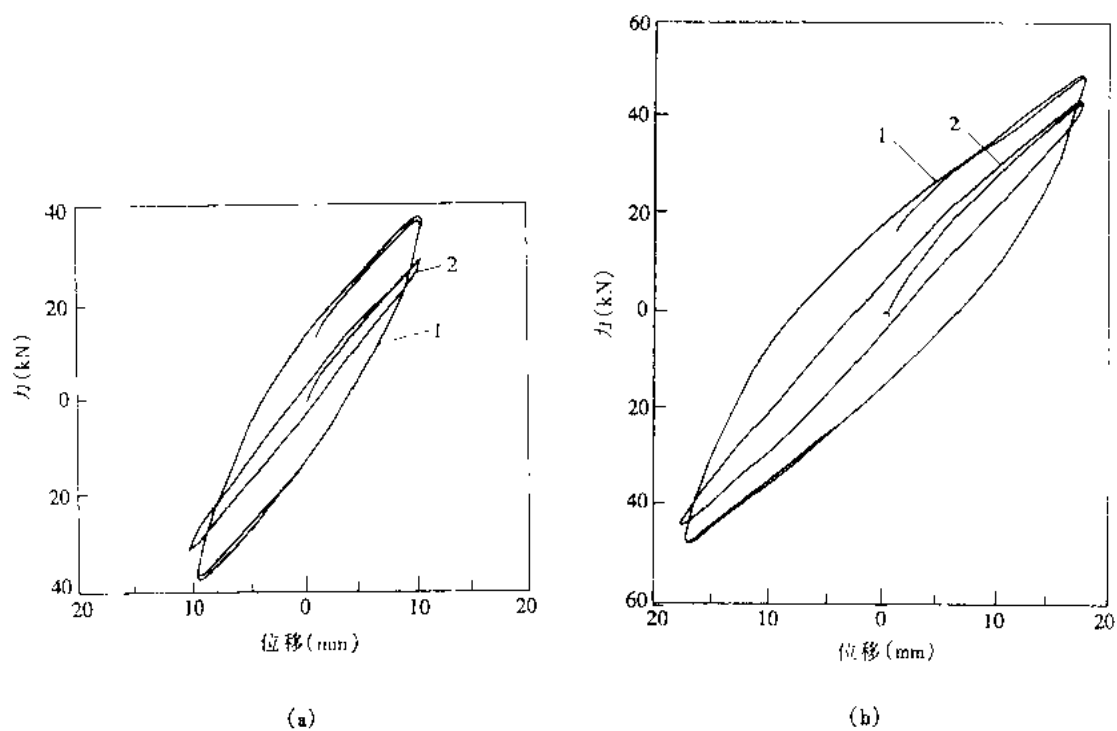


图 9.1.10 橡胶支座滞回曲线

试验结果表明,桥梁工程中常用板式橡胶支座的滞回曲线是狭长的,因而其耗能性能很小,新型减震橡胶支座的滞回曲线是较丰满的,它的耗能性能较板式橡胶支座提高 4~6 倍。

目前,作者根据支座不同剪切幅值的要求,已试制了一系列规格的支座。

9.1.5 板式橡胶支座、滑板橡胶支座与弧形钢板条组合支座的减、隔震性能试验

我们设计了无墩台,梁直接搁置在模拟地震振动台上的简支梁试验模型,如图 9.1.11 所示。图中采用三点式支座布置是为便于梁的安装定位。

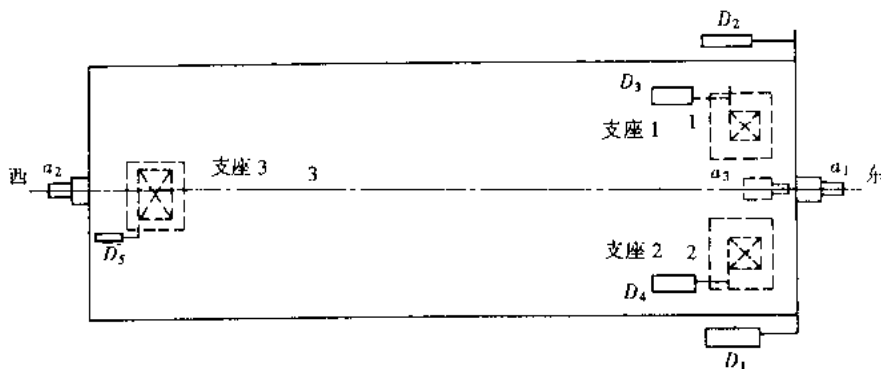


图 9.1.11 试验梁的支座布置和测点布置

本试验是 1986 年在同济大学工程结构研究所的模拟地震振动台上完成的。试验用梁为模拟梁,尺寸为 $4\text{m}(l) \times 1\text{m}(b) \times 1.2\text{m}(h)$,重量约为 11.5t。滑板橡胶支座规格为 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 32.5\text{mm}$ 和 $100\text{mm} \times 200\text{mm} \times 32.5\text{mm}$ 两种。

各种类型的支座设置在地震波作用下的最大反应值汇总于表 9.1.2。从表 9.1.2 可见,三个橡胶支座的位移响应不完全相同,这是由于梁的偏心及梁底不平整等因素引起各支座的受力不均匀所致。在此仅例示滑板弧形钢板条耗能器组合使用的梁桥系统在 0.4g El-Centro 波作用下梁的位移时程曲线(如图 9.1.12)。

试验结果表明:① 滑板橡胶支座较板式橡胶支座有一定的隔震作用。随着地震加速度峰值的增加这种作用越明显,但位移一般较板式橡胶支座大;② 弧形钢板条对于减少结构的滑动位移有明显的作用。以表 9.1.2 中 0.2g G3 波的反应为例,滑板橡胶支座与弧形钢

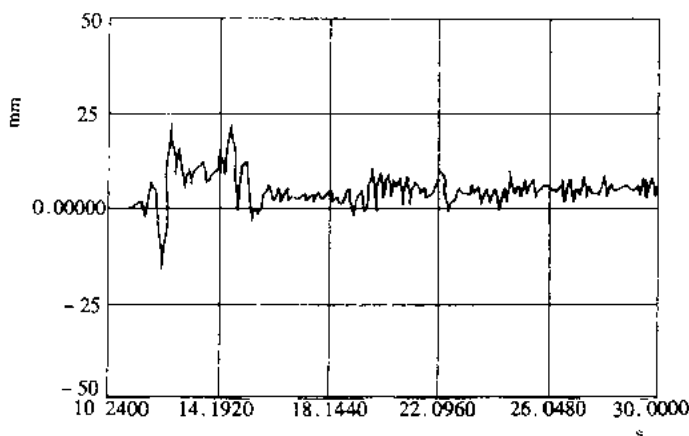


图 9.1.12 位移响应时程

表 9.1.2

地震作用下橡胶支座梁桥最大响应汇总表

支座类型	输入波形及峰值	最大位移 响应(mm)	最大加速 度响应(g)	支座顶部最大位移响应(mm)			阻尼比 ^{**}
				1号支座	2号支座	3号支座	
I 滑板橡胶支 座	0.1g El-Centro 波	3.0	0.10	1.9	2.4	0.95	0.1
	0.1g G3 波	3.5	0.11	2.0	3.0	0.96	
	0.2g El-Centro 波	13.5	0.14	2.8	3.75	1.1	
	0.2g G3 波	22.5	0.13	2.8	4.0	1.2	
	0.4g El-Centro 波	28.1	0.15	3.5	5.0	5.0	
II 滑板橡胶支 座与弧形钢板 条组合使用	0.2g G3 波	6.5	0.25	2.2	5.2	3.75	0.13
	0.4g El-Centro 波	22.0	0.30	2.7	—	3.0	
	0.6g [*] El-Centro 波	25.5	0.325	4.0	2.0	—	
III 滑板橡胶支 座(3号支座加 油脂)	0.1g G3 波	4.0	0.12	3.0	4.0	0.6	
	0.2g G3 波	14.0	0.175	2.8	5.5	0.7	
IV 滑板橡胶支 座(支座均加油 脂)	0.1g El-Centro 波	3.5	0.07	0.5	2.4	0.7	
	0.1g G3 波	6.5	0.07	0.4	0.45	0.7	
	0.2g El-Centro 波	18.0	0.12	0.8	3.5	0.9	
	0.2g G3 波	21.0	0.12	0.9	—	—	
V 普通板式橡 胶支座	0.1g El-Centro 波	4.5	0.13	—	—	—	0.1
	0.1g G3 波	5.0	0.14	—	—	—	
	0.2g El-Centro 波	12.0	0.25	—	—	—	
	0.2g G3 波	13.0	0.26	—	—	—	

* 台面加速度峰值只有 0.4g;

** 阻尼比是用正弦波扫描获得。

板条组合体系的位移反应为 6.5mm, 远小于板式橡胶支座体系的反应 13.0mm 或滑板橡胶支座体系的反应 22.5mm, 加速度反应较滑板橡胶支座体系有所增加, 但较板式橡胶支座为小; ③滑板橡胶支座加少量的油脂对反应无明显影响。

为了验证不同支座体系计算模型的正确性, 对振动台试验用的简支梁桥模型作了地震反应计算, 并与试验结果进行对比。由于振动台试验中梁两端所设置的支座体系是类同的, 梁可以看作一个质点, 可简化为两端支座并联的单质点体系。

作者对试验用的几种支座体系都作了计算分析, 有关支座及弧形钢板条的动力参数均按前面的试验结果取值。例如, 滑板橡胶支座与弧形钢板条组合使用时, 在 0.4g 峰值 El-Centro 波作用下的地震反应计算中, 支座剪切模量取用 2.0MPa, 摩擦系数取 0.07, 六根弧形钢板条的弹性刚度为 $1.8 \times 10^6 \text{ N/m}$, 塑性刚度为 $1.8 \times 10^5 \text{ N/m}$, 弹性极限位移为 6mm, 其计算的时程曲线示于图 9.1.13, 相应的试验时程曲线示于图 9.1.12。显然计算结果与试验结果基本吻合。其他支座体系的相应比较也都基本吻合。

根据我们的计算分析与试验验证, 在梁式桥抗震设计中, 对橡胶支座的应用提出两条建议:

(1) 由于板式橡胶支座剪切性能近似为线弹性, 因而它的耗能减震效果并不明显, 但相

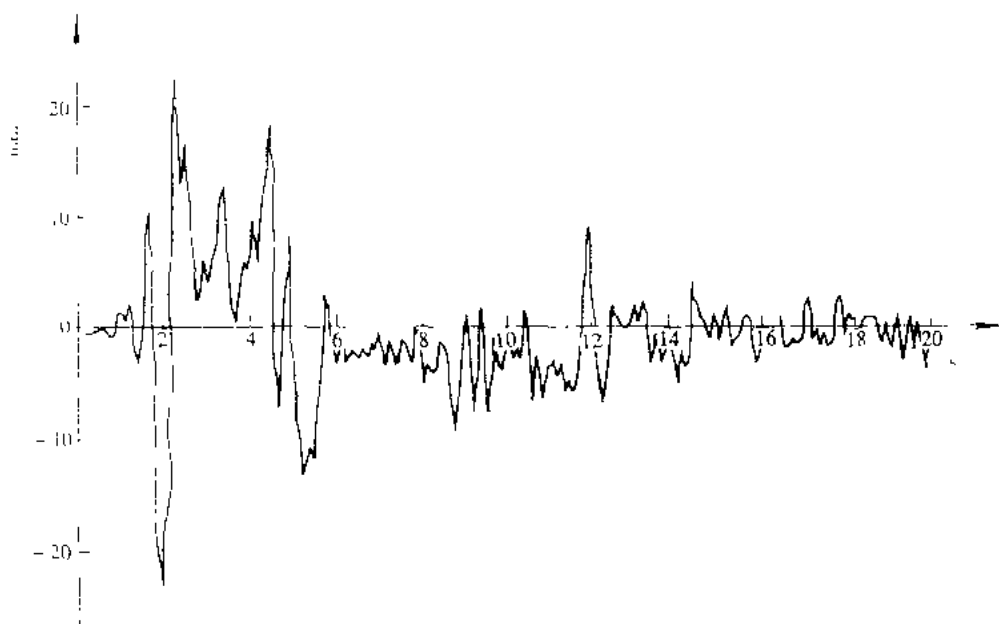


图 9.1.13 位移响应时程

对于辊轴支座与固定支座的梁桥体系,因板式橡胶支座能适当增加体系的周期并能使墩台分担地震力,对桥梁抗震还是有益的。根据试验结果,橡胶支座本身的剪切性能是很好的。建议在梁桥抗震验算时,板式橡胶支座的容许剪切应变为 100%,动力剪切模量为 0.9MPa。

(2) 滑板橡胶支座具有较好的隔震性能。考虑到地震的随机性和复杂性,避免单脉冲地震波作用而产生过大的滑移,滑板橡胶支座配合弧形钢板条耗能器,能增加阻尼,减少滑动位移和防止落梁。尽管滑板橡胶支座有养护与更换不便的缺点,但仍建议此种支座体系可在高烈度地震区使用。

9.1.6 新型减震橡胶支座和耗能性能

由于新型减震橡胶支座缩比的模型件制作困难,所以我们应用桥梁空间非线性地震反应分析程序(NSRAP)对具有橡胶支座的多跨连续梁桥进行了纵向线性与非线性地震反应分析,通过对比来研究新型减震橡胶支座的耗能性能。它的计算模型亦是双线型的,类似弧形钢板条组合支座的计算模式,唯各项参数值不一样。

分析算例为某大桥 4 孔 40m 一联的预应力混凝土连续梁桥,共 6 联,各联上部结构在制动墩处用伸缩缝隔开。墩身厚度,制动墩为 4.2m,中间墩为 1.8m。各墩高度相同。为了对比分析桥梁新型减震支座和板式橡胶支座的抗震性能,采用以下四种工况进行分析:

- (1) 墩、台均为线弹性,支座采用板式橡胶支座;
- (2) 墩、台均为线弹性,支座采用新型减震橡胶支座;
- (3) 墩、台均为线弹性,支座用铰接代替;
- (4) 墩、台均为弹塑性,支座采用新型减震橡胶支座。

针对以上四种工况,输入 N-S 方向 El-Centro 波,地面最大加速度峰值为 341.7gal。该桥纵向水平地震反应结果示于表 9.1.3。

表 9.1.3

一联四跨梁桥地震反应峰值表

反 应 值 \ 工 况		①	②	③	④	$\frac{①-②}{①} \times 100\%$
梁体位移		47.49	14.28	3.380	24.58	66.93
1号墩顶位移		1.661	0.8591	3.380	0.9853	48.28
1号墩底	弯矩	42590	23020.0	83630.0	21180.0	45.95
	塑性角	—	—	—	0.0	—
	剪力	4348.0	2595.0	7798.0	2417	40.32
2号墩顶位移		14.37	9.137	5.404	23.14	36.42
2号墩底	弯矩	28560.0	18300	11210.0	8657.0	35.92
	塑性角	—	—	—	1.710×10^{-3}	—
	剪力	2810.0	1834.0	1217.0	794.7	34.73
3号墩顶位移		14.55	9.086	6.879	23.55	37.55
3号墩底	弯矩	28930.0	18200	14130.0	8084.0	37.08
	塑性角	—	—	—	1.773×10^{-3}	—
	剪力	2847.0	1824.0	1506.0	721.2	35.93
4号墩顶位移		14.49	9.023	7.807	23.61	37.73
4号墩底	弯矩	28810	18110	15670	8556.0	37.14
	塑性角	—	—	—	1.753×10^{-3}	—
	剪力	2838.0	1823.0	1642.0	809.4	35.76
5号墩顶位移		14.42	8.912	8.04	23.97	38.20
5号墩底	弯矩	28670	17810	16130	6632	37.88
	塑性角	—	—	—	1.878×10^{-3}	—
	剪力	2821	1774	1648	599.0	37.11

注:单位——弯矩 kN·m,剪力 kN,位移 mm,塑性角 rad。

从分析结果得出,梁桥体系采用新型减震橡胶支座以及常用板式橡胶支座地震反应的位移和内力都明显减小,最大分析达 67% 与 46%。比较工况①和工况③可知,对于橡胶支座梁桥来说,采用铰接计算模型是不能反映实际情况的。因为果用铰接计算时,制动墩底弯矩过大,而其他墩所受弯矩偏小,会导致所设计的较柔性的墩偏于危险。

虽然桥梁新型减震橡胶支座能大大减小地震反应,但是通过工况④分析可看出,该桥模型在 341.7gal N-S 方向的 El-Centro 波作用下,除制动墩外均发生了屈服。这说明,梁桥采用橡胶支座时,应尽量使墩、台与支座的组合刚度较为接近,这样各墩、台能均匀受力。对于相对柔性的墩应设计得具有一定的延性。

从此例分析中可见:① 新型减隔震橡胶支座有较好的滞回阻尼性能,是一种较好的、实用的减震耗能支座;② 对橡胶支座的梁桥来说,采用铰接代替支座单元是不合适的;③ 橡胶支座连续梁桥中较柔性的墩应具有足够的延性。

9.2 高架桥非线性地震反应分析

9.2.1 橡胶支座梁桥抗震特性

在研究并建立了板式橡胶支座、滑板橡胶支座、减震橡胶支座等恢复力计算模式后,在1986~1988年开始针对橡胶支座多跨简支梁桥和橡胶支座连续梁桥编制了橡胶支座梁桥非线性地震反应程序 CGB-RB-1,接着采用了菜单系统又开发了程序 CGB-RB-2。

为了研究分析橡胶支座连续梁桥非线性地震反应的特性,采用了图 9.2.1 所示的较理想化的质点系动力计算模式,建立了橡胶支座连续梁非线性地震反应的动力平衡方程(地面运动 $\ddot{x}_g(t)$)

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{F}\mathbf{x} + \mathbf{K}\mathbf{x} + \mathbf{A}\mathbf{x} = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{x}_g(t) \quad (9.2.1)$$

式中 \mathbf{M} ——对角质量矩阵,采用堆聚质量;

\mathbf{I} ——单位矩阵;

\mathbf{C} ——阻尼矩阵取粘滞阻尼,即 $\mathbf{C} = 2\xi\omega\mathbf{M}$,其中 ξ 为阻尼比, ω 为结构基频;

\mathbf{F} ——橡胶支座恢复力矩阵,若支座为板式橡胶支座,矩阵元素 F 以 K_i 代入; K_i 为橡胶支座动力剪切刚度,若为滑板橡胶支座按图 9.1.8 取值;

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{n+1} F_i & -F_1 & -F_2 & \cdots & -F_{n+1} \\ -F_1 & F_1 & & & \\ -F_2 & & F_2 & & \\ \vdots & & & \ddots & \\ -F_{n+1} & & & & F_{n+1} \end{bmatrix} \quad (9.2.2)$$

\mathbf{K} ——结构体系总刚度矩阵;

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{n+1} K_i & -K_1 & -K_2 & \cdots & -K_{n+1} \\ -K_1 & K_1 & & & \\ -K_2 & & K_2 & & \\ \vdots & & & \ddots & \\ -K_{n+1} & & & & K_{n+1} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & & & & \\ & K'_1 & & & \\ & & K'_2 & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & K'_{n+1} \end{bmatrix} \quad (9.2.3)$$

\mathbf{A} ——桥台土抗力刚度矩阵,为对角矩阵, A 为河岸土抗力系数, d 值取决于台顶位移方向是向岸或是向堤。

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & & & & \\ & d_2 A_2 & & & \\ & & 0 & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & 0 \\ & & & & & d_{n+2} A_{n+2} \end{bmatrix} \quad (9.2.4)$$

双柱式墩高为 8m, 15m, 23m。

地震波输入根据公路工程抗震规范中规定的 I, II, III, IV 类场地土的人工地震波, 加速度峰值根据地震设计烈度 VII, VIII, IX 分别取 0.1g, 0.2g, 0.4g, 连续梁中选用板式橡胶支座为固定支座, 设置一个固定支座, 其余均为滑板橡胶支座。滑板橡胶支座的摩擦系数考虑两种情况, 即 0.02 与 0.05。

以上组合为 $4 \times 3 \times 4 \times 3 \times 2 = 288$ 种工况。

其基本数据为: 梁体重量为沿跨长 120kN/m; 墩台顶换算重为 195.64 kN(墩高 8m), 244.92kN(墩高 15m), 308.89 kN(墩高为 23m); 相应的墩抗推刚度 16394.4 kN/m, 5157.2 kN/m, 1970.4 kN/m; 橡胶支座剪切刚度取用 900 kN/m²。

计算获得了大量的地震反应时程曲线与数据资料, 限于篇幅, 只能略示一二。

图 9.2.4 为十跨连续梁全桥中某一联的动力计算图式;

图 9.2.5 为梁体位移反应, (b), (c) 及 (d) 为相应墩 2, 墩 3 及墩 4 的位移反应时程曲线;

图 9.2.6 为梁体速度反应, (b), (c) 及 (d) 为相应墩 2, 墩 3 及墩 4 的加速度反应时程曲线;

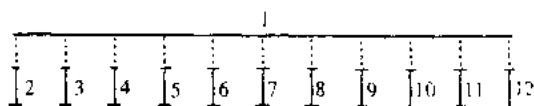


图 9.2.4 十跨连续梁动力计算图式

图 9.2.7(a), (b), (c) 及 (d) 为相应墩 2, 墩 3, 墩 4 及墩 5 的墩底弯矩反应时程曲线;

以上示例图的工况为 III 类场地土, 烈度为 VIII, $\mu = 0.02$ 及墩高为 15m 时的计算结果。

从所取得大量计算资料中, 可以得到下述结论:

(1) 橡胶支座连续梁的活动支座墩在地震作用下也分担承受地震力。

(2) 在地震作用下, 橡胶支座连续梁梁体的位移时程曲线与固定支座墩顶的位移时程曲线基本类似, 但数值有差别, 两个位移之差即是板式橡胶支座的位移量。其他活动支座墩顶的位移时程曲线的分布就与梁体和固定支座墩不同, 要注意的是在某些瞬间, 其位移方向也不一致, 最大峰值也不在同一时刻。可见, 连续梁各个桥墩的地震力有两部分, 一是梁体传给墩的地震力, 另一是墩本身所承受的地震力, 这两部分不总是“和”, 也可能是“差”。

(3) 从加速度反应时程曲线分析, 梁体地震力与墩体地震力的峰值不在同一时刻, 也证实了上述论述。

(4) 从墩底弯矩反应时程曲线观之, 固定支座墩所承受的弯矩比滑动支座墩大三倍左右。对本工况而言, 滑动支座墩有 10 个, 它所承受的总地震力亦相当大, 从而减轻了固定支座墩的负担。

作者在 288 个工况的计算资料中所得出的最重要和最有趣的结论是: 当其他条件相同的情况下, 连续梁固定支座墩所承受的地震力, 不论跨数多少, 其变化范围很小, 约在 10% ~ 30% 左右。表 9.2.1 为示例。

表 9.2.1 墩底弯矩比较(相对百分比)

墩 高	H = 8.0m				H = 15m				H = 23m			
	3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10
连续梁跨数												
III类场地土, 地震烈度, $\mu = 0.02$	100%	115%	122%	129%	100%	120%	123%	125%	100%	107%	110%	123%

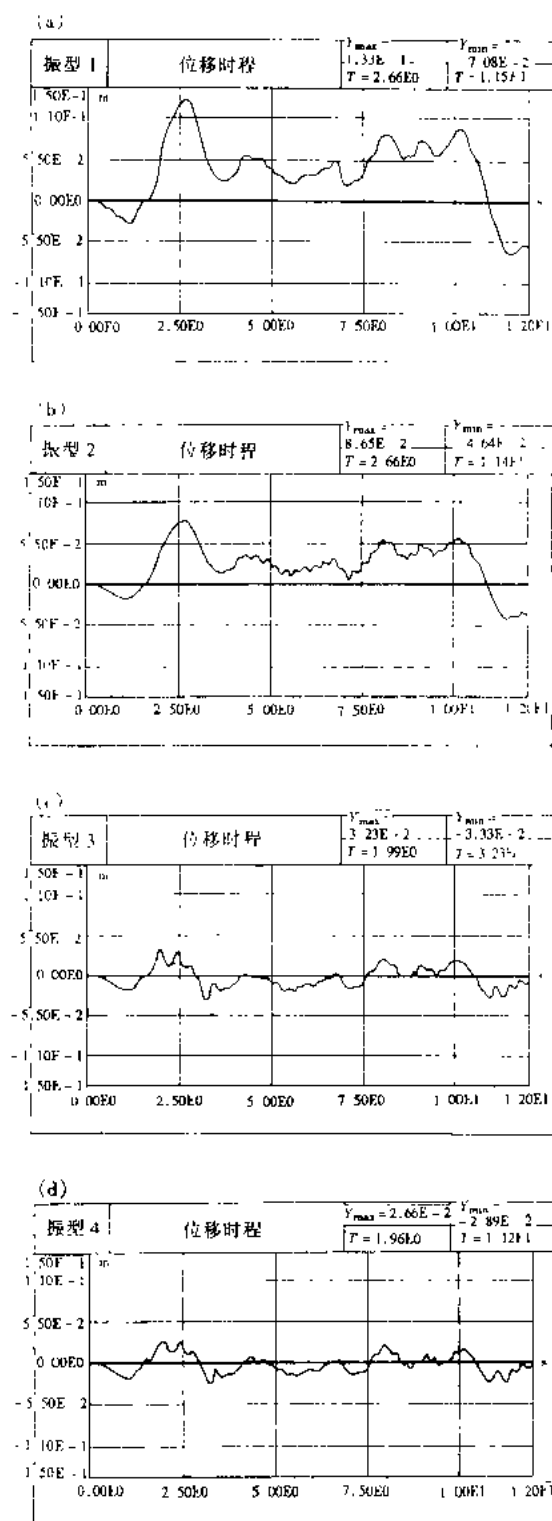


图 9.2.5 位移反应时程曲线

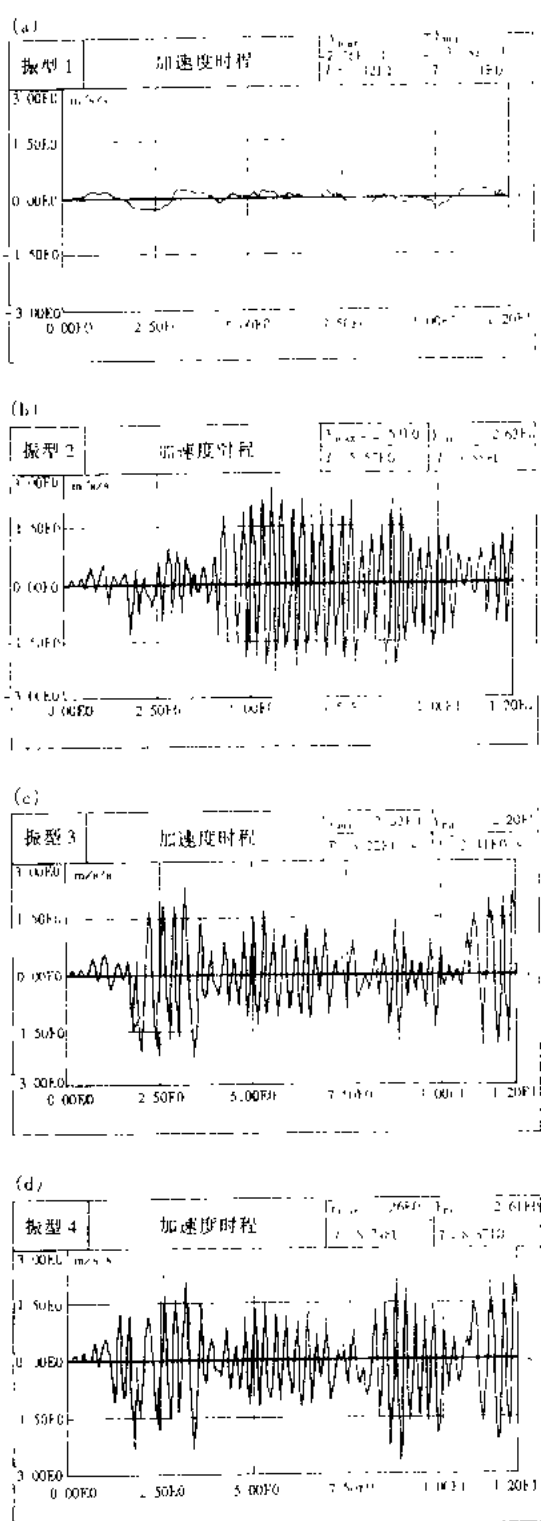


图 9.2.6 加速度反应时程曲线

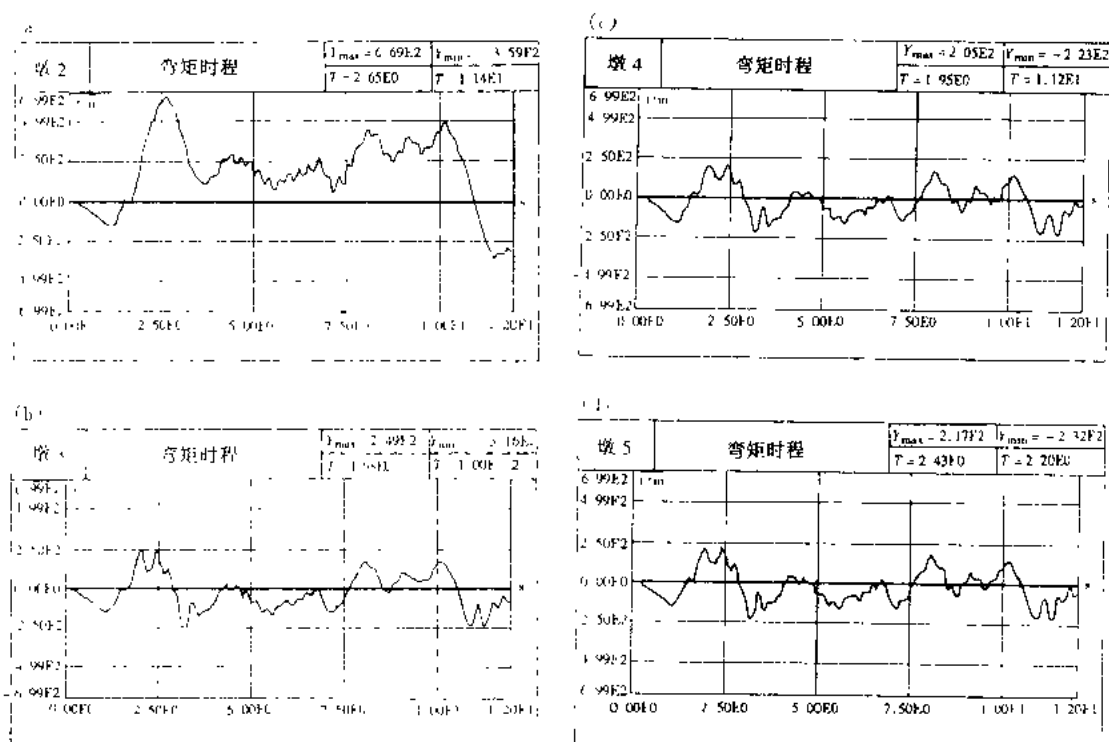


图 9.2.7 墩底弯矩反应时程曲线

按传统习惯,连续梁承受水平地震力主要依靠设置制动墩,而且当连续梁跨数增加,其水平地震力将成倍递增。设置了橡胶支座,连续梁全桥耦联振动,滑动支座墩刚度、质量对全桥振动周期都有贡献,从而改变了结构内部地震力的分配。

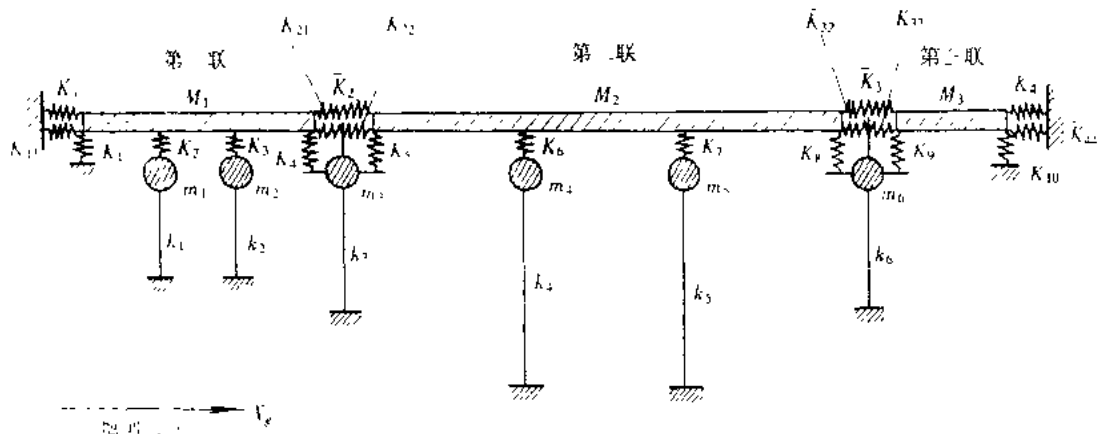
通过上述分析比较,作者认为现行《公路工程抗震设计规范》中有关橡胶支座梁桥实用计算公式,特别是橡胶支座连续梁的地震力计算公式(文献[19]4.2.6-4)的应用是有条件的。为了吸取近 20 年来世界地震震害教训,作者建议对重要的城市高速干道高架桥及立交桥工程的抗震设计除了用规范估算外,还是应作非线性地震反应时程分析。应注意到,由于橡胶支座的非线性性质,梁式桥的动力计算图式已不能简化为单墩质点系了,必须考虑全桥整体振动,采用多墩质点系或有限元计算模式。

9.2.2 上海内环线(高速干道)工程高架桥非线性地震反应分析

1. 典型梁式桥地震反应动力计算模型 实际工程中,上海内环线高架桥上除设置了各种橡胶支座外,还有橡胶伸缩缝和橡胶挡块,梁式桥非线性地震反应计算模型应比图 9.2.1 还要复杂一些。此外,还考虑了国内城市高架桥上常用有三种结构型式:橡胶支座多跨简支梁体系、橡胶支座多跨桥面连续的简支梁体系和橡胶支座连续梁体系。因此,典型的梁式桥地震反应计算模型可取图 9.2.8 所示。

2. 按达朗贝尔定理建立其动力平衡方程

$$M_1 \ddot{X}_1 + c_1 \dot{X}_1 + \bar{K}_1 X_1 + \bar{K}_2 (X_1 - X_2) + \bar{K}_{11} X_1 - \bar{K}_{21} (x_3 - X_1) + K_1 X_1 + K_2 (X_1 - x_1) + K_3 (X_1 - x_2) + K_4 (X_1 - x_3) = -M_1 \ddot{X}_g \quad (9.2.5)$$



图中: $M_1 \sim M_3$ 为各联上部结构集中质量; $m_1 \sim m_6$ 为各墩的墩聚质量; $\bar{K}_1 \sim \bar{K}_4$ 为各伸缩缝弹簧刚度;

$K_1 \sim K_{10}$ 为各支座抗剪刚度; $k_1 \sim k_6$ 为各墩抗堆刚度; $\bar{K}_{11} \sim \bar{K}_{14}$ 为挡块刚度。

图 9.2.8 典型梁式桥地震反应计算模型

$$M_2 \ddot{X}_2 + c_2 \dot{X}_2 + \bar{K}_2 (X_2 - X_1) + K_3 (X_2 - X_3) + \bar{K}_{22} (X_2 - x_3) - \bar{K}_{32} (x_6 - X_2) + K_5 (X_2 - x_3) + K_6 (X_2 - x_4) + K_7 (X_2 - x_5) + K_8 (X_2 - x_6) = -M_2 \ddot{X}_g \quad (9.2.6)$$

$$M_3 \ddot{X}_3 + c_3 \dot{X}_3 + \bar{K}_3 (X_3 - X_2) + \bar{K}_4 X_3 + K_{33} (X_3 - x_6) + \bar{K}_{44} X_3 + K_9 (X_3 - x_6) + K_{10} X_3 = -M_3 \ddot{X}_g \quad (9.2.7)$$

$$m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 + K_1 x_1 + K_2 (x_1 - X_1) = -m_1 \ddot{X}_g \quad (9.2.8)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 + c_2 \dot{x}_2 + k_2 x_2 + K_3 (x_2 - X_1) = -m_2 \ddot{X}_g \quad (9.2.9)$$

$$m_3 \ddot{x}_3 + c_3 \dot{x}_3 + k_3 x_3 + \bar{K}_{21} (x_3 - X_1) - \bar{K}_{22} (X_2 - x_3) + K_5 (x_3 - X_2) = -m_3 \ddot{X}_g \quad (9.2.10)$$

$$m_4 \ddot{x}_4 + c_4 \dot{x}_4 + k_4 x_4 + K_6 (x_4 - X_2) = -m_4 \ddot{X}_g \quad (9.2.11)$$

$$m_5 \ddot{x}_5 + c_5 \dot{x}_5 + k_5 x_5 + K_7 (x_5 - X_2) = -m_5 \ddot{X}_g \quad (9.2.12)$$

$$m_6 \ddot{x}_6 + c_6 \dot{x}_6 + k_6 x_6 + \bar{K}_{32} (x_6 - X_2) - \bar{K}_{33} (X_3 - x_6) + K_8 (x_6 - X_2) + K_9 (x_6 - X_3) = -m_6 \ddot{X}_g \quad (9.2.13)$$

式中 $X_1 \sim X_3$ 为各联上部结构相对于地面的水平位移;

$x_1 \sim x_6$ 为各墩顶的水平位移。

在建立结构质点系计算模型与动力平衡方程时作如下假定:

- (1) 忽略河岸的地震动以及水和土的附加质量的影响,并认为桥台是足够刚性的。
- (2) 假定桥墩桩基在河床最大冲刷线以下刚性嵌固,且不考虑地震波相位差。
- (3) 采用墩聚质量矩阵:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & & & \\ & m_2 & & 0 \\ & & \ddots & \\ & & & m_n \end{bmatrix}$$

桥墩的墩聚质量为整个桥墩换算至墩顶的换算质量。

- (4) 阻尼矩阵粘滞阻尼,即 $[c] = 2\xi\omega[m]$ 。式中, ξ 为阻尼比; ω 为结构基频。

(5) 不考虑墩台的 $P-\Delta$ 效应。

3. 橡胶伸缩缝与橡胶挡块恢复力计算模式(采用图 9.2.9 所示)

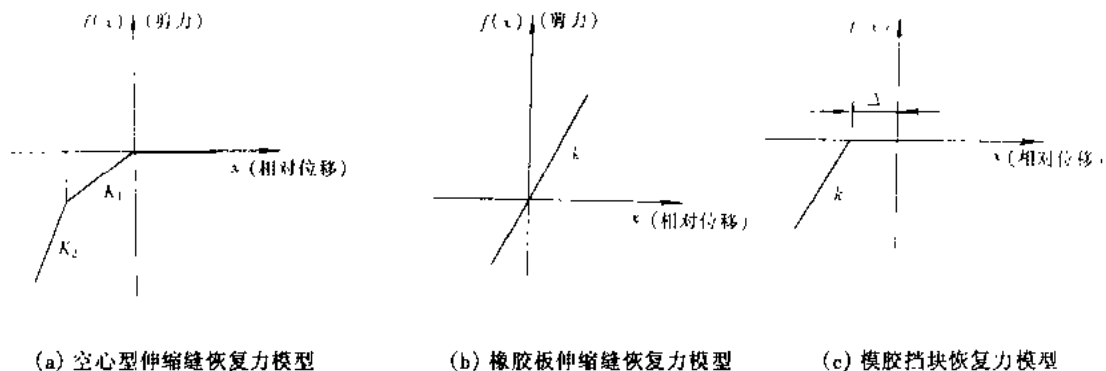
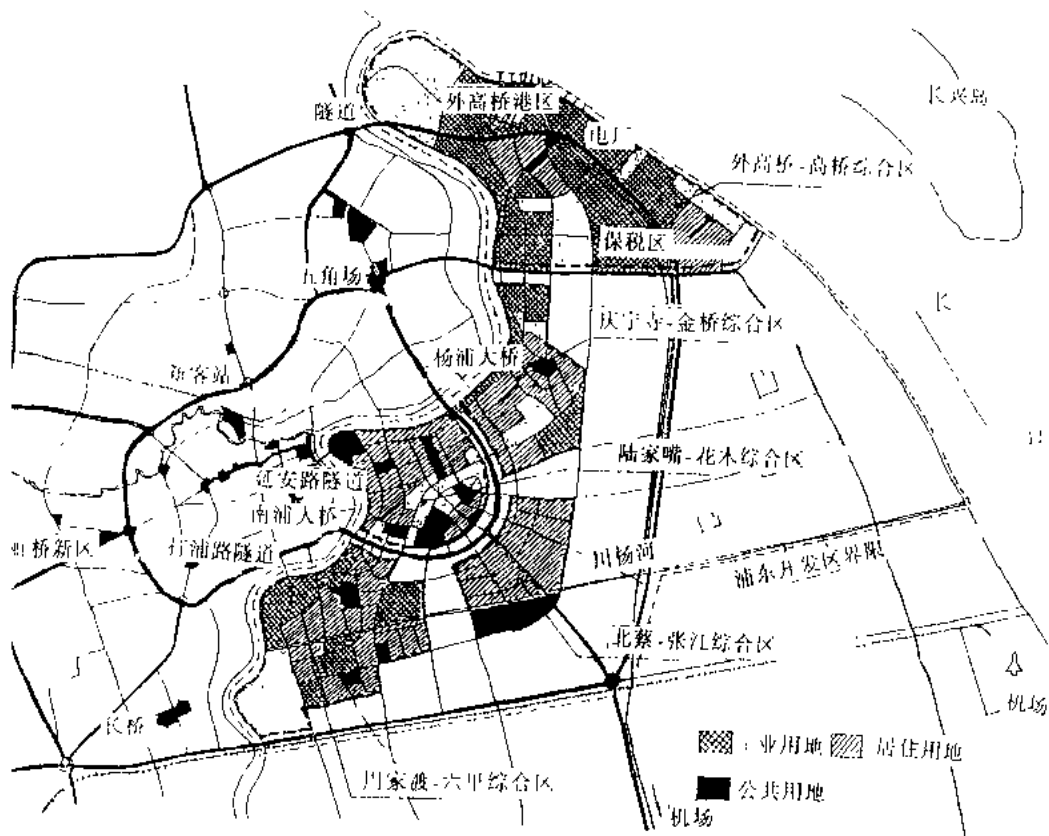


图 9.2.9 橡胶伸缩缝与橡胶挡块恢复力计算模式

4. 上海市内环线高架桥地震反应分析

内环线是由中山南路、中山西路、中山北路、中山北二路、松花江路、黄兴路、杨浦大桥、罗山路、建平路、龙东路、龙阳路、南浦大桥,再回到中山南路,组成环绕上海市中心区域的一条环道,全长 47.63km,见图 9.2.10。浦西地区全为高架桥的高速干道,根据工程指挥部委托,我们对中山路一期工程高架桥进行了抗震性能评价。



(1) 设防标准

50 年超越概率 10% (P_1)——验算结构强度;

100 年超越概率 10% (P_2)——验算结构位移(延性)。

表 9.2.2 给出计算采用的人工地震波的地面加速度峰值。

表 9.2.2 地面加速度峰值(gal)

方 向	概 率 水 平	P_1	P_2
水 平		143.434	187.962
竖 向		114.541	141.332

从表 9.2.2 可见,在 P_1 概率水平时水平向地震波的地面加速度峰值为 143.434gal,相当于地震烈度Ⅶ度。 P_2 概率水平时的地面加速度值为 187.962gal,已接近于Ⅷ度地震烈度。

在此,仅简要介绍标准段结构的抗震计算。

(2) 标准段结构

标准段为 5×22m 一联的连续高架结构(先简支后桥面连续)。图 9.2.11 所示为主梁为 22m 先张法预应力空心板,每片板梁高 0.9m、宽 0.99m,桥宽 18.0m,在横向共有 17 片。双

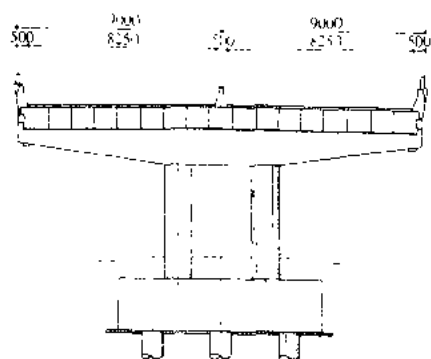


图 9.2.11 标准段结构示意图

柱式桥墩,墩柱截面形状为 1.2m×0.9m 的矩形。钻孔灌注桩基础,桩径 0.8m,桩长平均 45m,各个基础中桩的根数和布置形式有好几种,在计算中统一采用 2×3 根 $\phi 800\text{mm}$ 的布置形式。在每片空心板的一端放置 2 块 200mm×150mm×42mm 板式橡胶支座,故一跨共有 68 块橡胶支座。在两联之间设有两条 SG-60 型橡胶板伸缩缝。

(3) 结构动力计算模型

通过分析比较可见:取五联或三联连续高架结构为计算模型,二者的基频、上部结构和墩顶的位移极值以及墩底弯矩均已非常接近,误差都不超过 5%,说明在三联以外结构的影响已很小。

四种基本工况是:

工况一 桥墩作为弹性构件,全部采用板式橡胶支座;

工况二 桥墩作为弹塑构件,全部采用板式橡胶支座;

工况三 桥墩作为弹塑构件,全部采用减震橡胶支座;

工况四 桥墩作为弹塑构件,除两联之间桥墩的墩顶采用板式橡胶支座外,其余均采用聚四氟乙烯滑板支座。

(4) 分析结果

分析结果列于表 9.2.3。

表 9.2.3

标准段结构纵向地震反应计算

概 率 水 平		50 年超越概率 10%				100 年超越概率 10%		
工 况		工况一	工况二	工况三	工况四	工况二	工况三	工况四
基 频 (Hz)		0.72	0.72	0.785	0.746	0.72	0.785	0.746
位 移 反 应 (mm)	上部结构	92.0 -93.8	98.3 -71.4	72.8 -53.9	72.3 -53.9	112.0 -105.0	82.1 -96.2	110.0 -70.0
	边 1 墩墩顶 (#16)	70.7 -72.5	78.6 -59.5	64.1 -49.3	55.5 -40.8	92.0 -87.1	72.4 -87.3	96.5 -57.1
	边 2 墩墩顶 (#17)	71.6 -72.9	80.9 -50.5	64.5 -47.6	38.4 -39.1	94.0 -91.0	72.3 -87.8	43.9 -43.9
	中墩墩顶 (#18)	71.6 -72.6	81.2 -56.1	64.8 -47.2	38.4 -39.1	94.2 -91.3	72.6 -88.0	43.9 -49.0
	边 1 墩墩顶 (#16)	21.4 -21.3	20.3 -17.0	9.4 -5.6	17.8 -13.1	20.3 -21.3	10.1 -9.3	20.7 -20.3
	边 2 墩墩顶 (#17)	20.5 -20.9	19.7 -18.2	8.6 -6.7	58.0 -33.1	20.3 -19.8	10.1 -9.6	99.2 -60.1
	中墩墩顶 (#18)	20.5 -20.9	19.3 -18.3	8.5 -7.0	58.0 -33.1	22.8 19.3	9.9 -9.5	92.9 -60.1
	墩底最大弯矩 (kN·m)	1020 -1040	8470 -8230	8230 -8110	8020 -5890	8230 -8330	8230 -8230	8230 -8230
墩底最大弯矩 (kN·m)	边 1 墩 (#16)	1030 -1050	8610 -8610	8610 -7540	5540 -5640	8610 -8610	8610 -8610	6340 -7060
	边 2 墩 (#17)	1030 -1050	8480 -8450	8450 -7690	5540 -5640	8450 -8450	8450 -8450	6340 -7060
	中 墩 (#18)	1030 -1050	8480 -8450	8450 -7690	5540 -5640	8450 -8450	8450 -8450	6340 -7060

(5) 结论与建议

① 高架结构如果全部采用板式橡胶支座则在概率水平 P_1 的地震荷载作用下,墩底弯矩均已超出了弹性范围,进入了弹塑性受力状态,即墩底均已开裂,主梁和墩顶的相对位移也已超过 20mm。按目前的设计,盖梁做成凸块间有 20mm 缝隙,中间填以聚乙烯发泡板材,在这种情况下主梁和盖梁将发生碰撞,对结构抗震不利。

② 考虑桥墩混凝土的弹塑性性能,如仍采用概率水平 P_1 的人工地震波进行计算,则墩底弯矩虽然已达屈服强度,但主梁和墩顶的相对位移减小,在标准段结构已不会发生主梁和盖梁的碰撞。

③ 如果按概率水平 P_2 的人工地震波控制结构的位移,采用板式橡胶支座时主梁和墩顶的相对位移全部超过 20mm,尤其是 40m 立交孔,相对位移达 60~70mm。目前设计按盖梁做成凸形,上部结构采用简支-连续的结构形式,这种构造措施对限制梁的位移、防止落梁是很有效的,但在碰撞过程中将对盖梁凸块产生冲击,虽然在 20mm 的缝隙中填入了聚乙烯发泡板材,但对抗冲击无效。建议加强盖梁受剪面的配筋,并保证盖梁混凝土的质量,以提高受剪面的屈服强度。

④ 聚四氟乙烯滑板支座对减小墩顶的绝对位移和墩底的弯矩有明显的效果,设置滑板支座的桥墩即使在概率水平 P_2 的人工地震波的作用下其墩底弯矩仍然没有达到屈服强度,但梁墩的相对位移迅速增大,最大值可达 100mm 左右,虽然有凸块限制,但对盖梁将产生很大冲击力。如计入这一冲击的影响,对桥墩的受力是非常不利的,考虑主梁冲击以后的桥墩受力将有待进一步研究。

⑤ 如果把板式橡胶支座全部改为减震橡胶支座,则墩底弯矩虽然仍达到屈服强度,梁墩相对位移将明显减小,减少了落梁的可能性。而且这种支座的阻尼性能好、价格低、性能稳定,是一种较为实用的减震耗能支座,建议可在工程中试用。

⑥ 立交跨结构在纵向水平地震荷载作用下,各工况的地震反应规律与标准跨相同,唯横向地震反应比标准跨更为不利。因为其桥墩厚度在顺桥向为 2.0m,在横桥向仅为 1.2m,故桥墩在横向的屈服弯矩较纵向小,应加强横向主钢筋的配置。

(6) 结构模型试验^[14]

为了验证采用的理论假定和分析方法的合理性,我们做了 1/15 缩比的结构模型,在同济大学土木工程防灾国家重点实验室的振动台上进行地震模拟试验。图 9.2.12 所示的模型立面图是四跨一联的连续结构,图 9.2.13 为模型正在振动台上装配。

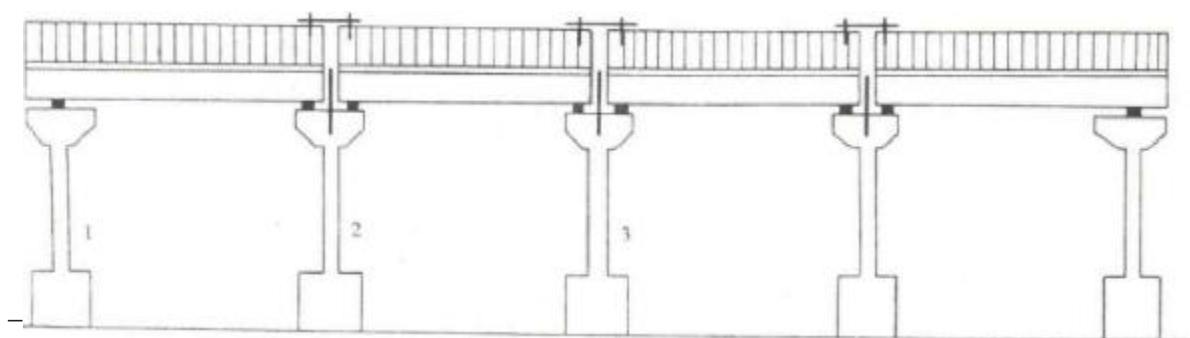


图 9.2.12 模型立面图

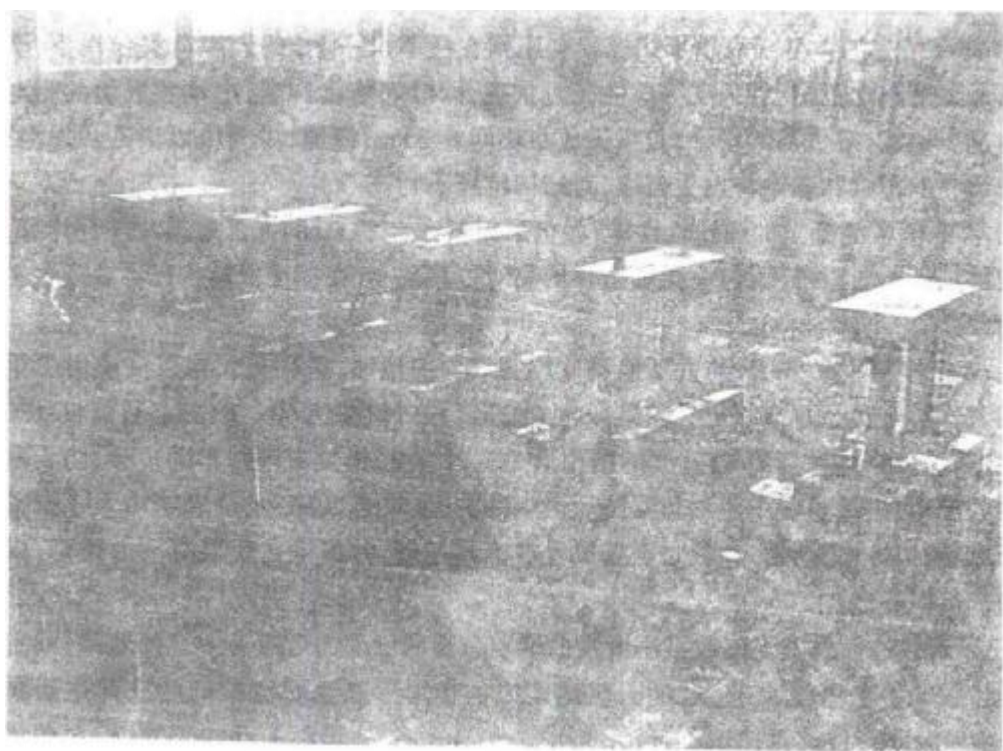
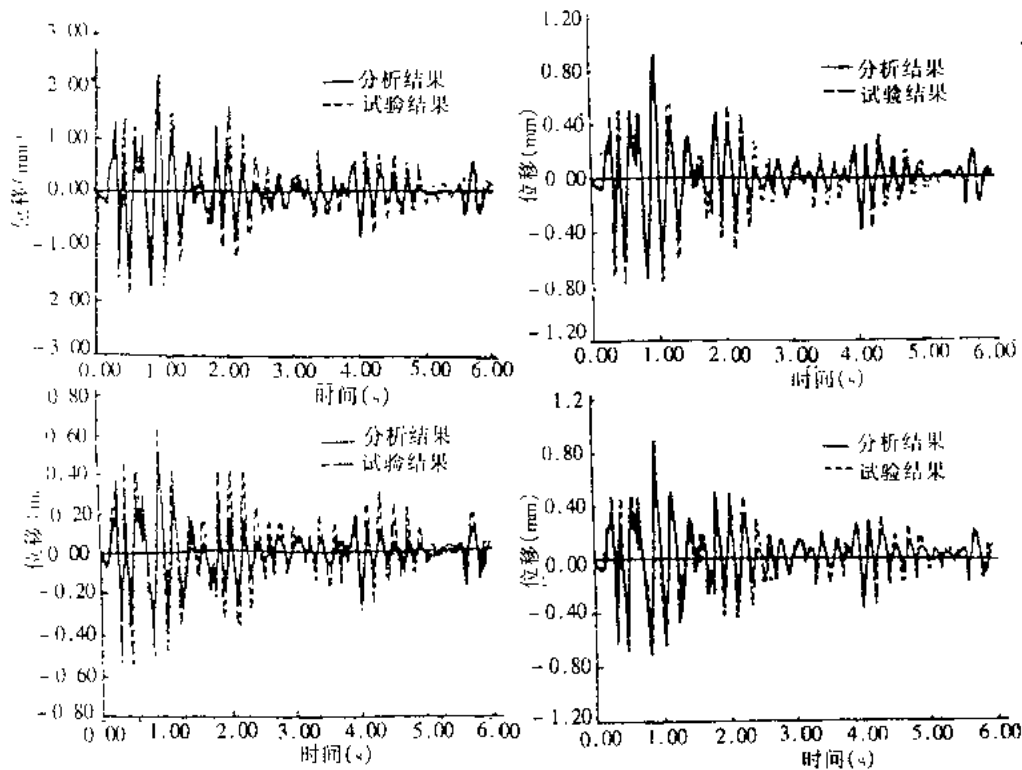


图 9.2.13 试验模型正在振动台上装配

根据模型试验及计算机模拟分析两方面的结果进行比较,从所示的时程曲线对比图(图 9.2.14~图 9.2.17)上可见吻合较好,这为计算软件的可靠性与可信性作了验证。

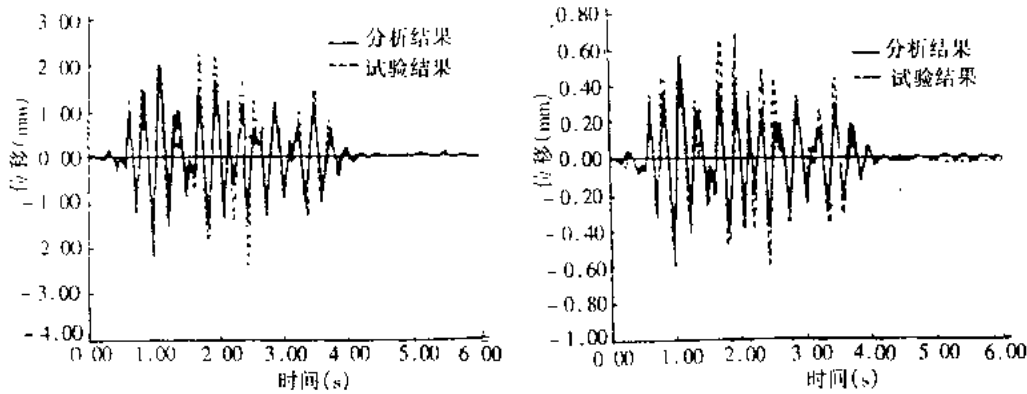


注:上图为横梁位移对比,下图为#1墩墩顶位移对比

图 9.2.14 时程曲线对比图(工况一)

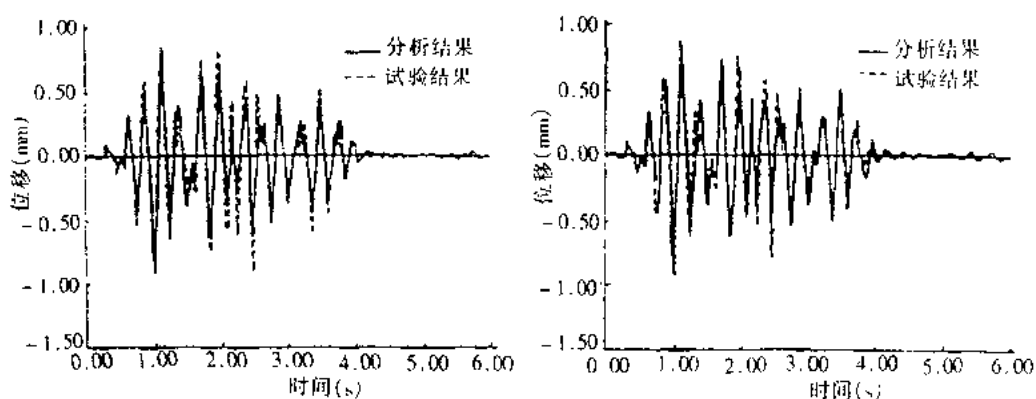
注:上图为#2墩墩顶位移对比,下图为#3墩墩顶位移对比

图 9.2.15 时程曲线对比图(工况二)



注:左图为横梁位移对比,右图为#1墩墩顶位移对比

图 9.2.16 时程曲线对比图(工况三)



注：左图为*2墩墩顶位移对比,右图为*3墩墩顶位移对比

图 9.2.17 时程曲线对比图(工况四)

9.3 立交桥非线性地震反应分析

立交枢纽工程是交通网络中的“流通阀”，它如在地震中倒塌，不但直接使两条交叉的高速公路交通中断，严重时，可导致整个交通网络的瘫痪。自从 1971 年圣费南多地震时两座互通式立交桥倒塌的经验教训以来，多地震国家对此都非常重视。

我国自 1980 年经济高速发展以来，北京、上海、广州、天津向国际性现代化城市规模发展，城市高速干道高架桥如雨后春笋般平地拔起。国内对这些工程大多仅按规范作结构抗震设计，很少受到有关决策部门的重视。上海市也仅有一例列入专项研究，分析如何提高它的抗震能力，在此作一介绍。

上海市成都路延安路高架立交桥位于南北高架道路(成都路高架)与东西高架道路(延安路高架)的交叉点。由于地形的限制，该立交桥设计成独柱式五层互通式立交结构。这五层立交自上到下分别设计为：

- (1) 第五层为成都路高架，在立交中心点处的桥面标高为 34.6m；
- (2) 第四层为 Y2 及 Y4 匝道桥，是延安路高架向成都路高架的左转匝道；
- (3) 第三层为 Y1 及 Y3 匝道桥，是成都路高架向延安路高架的左转匝道；
- (4) 第二层为延安路高架桥；
- (5) 第一层为地面道路。

两层高架桥和两层匝道均为简支梁结构。在该立交工程中，多层高架结构在立交中心处分别通过盖梁或大悬臂支承在同一桥墩中心柱上，这种结构就称为独柱式多层立交结构。图 9.3.1 和图 9.3.2 分别是成都路延安路立交总平面图(中心柱附近)和中心柱结构图。

立交桥结构非常复杂，例如，这种独柱式多层立交结构的抗震分析尚无前例。我们接受了工程指挥部委托承担该立交桥抗震分析研究任务，在研究中确定了四个主要问题：

- (1) 建立独柱式多层立交桥的各层结构之间振动耦连作用的动力计算模型；
- (2) 考虑到地震波传播方向的任意性，研究并确定该立交结构最不利的地震输入方

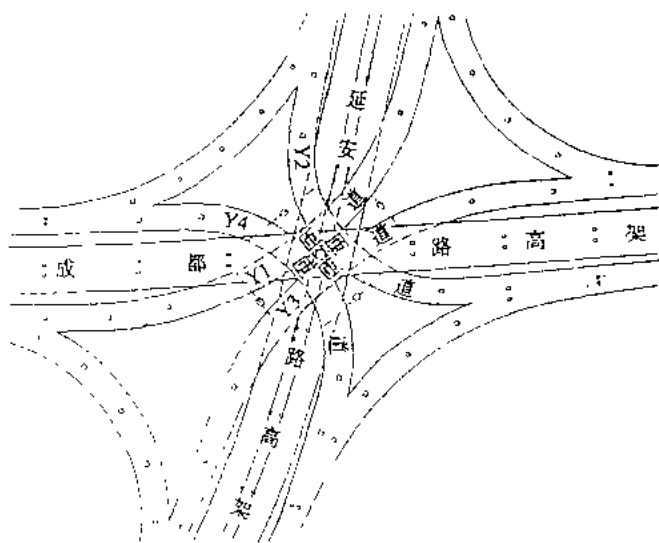


图 9.3.1 成都路延安路高架立交总平面图

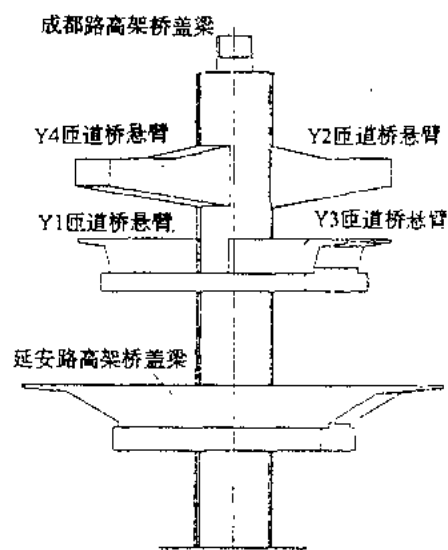


图 9.3.2 中心柱结构图

向；

- (3) 抗震设计采用强度和延性两个破坏准则；
- (4) 分析立交桥主干道后续结构对立交桥高墩位移的影响。

9.3.1 动力计算模型

为了考虑各层高架结构之间的耦连作用，本文采用了包括四层高架结构在内的空间模型，每层包括中心柱两侧的两跨，共建立了三种不同层次的动力计算模型。

(1) 计算模型Ⅰ

该模型中，假定各墩底固结，各简支主梁两端的约束条件处理为：主梁纵向与桥墩结构铰接，横向与桥墩固结。其计算模型见图 9.3.3。

(2) 计算模型Ⅱ

该模型中，假定各墩底固结，考虑橡胶支座、伸缩缝单元。根据试验资料，橡胶支座、伸缩缝单元的恢复力模型采用直线型。其计算模型也见图 9.3.3。

(3) 计算模型Ⅲ

同时考虑桩-土-结构相互作用和橡胶支座、伸缩缝单元。为了减少节点数、提高计算效率，本文对中心柱和各边墩的桩基础进行了简化处理：中心柱的桩基础共有 24 根钢管桩，根据刚度等效的原则，把桩适当合并，保持外圈桩的位置不变，把中间 10 根桩合并成一根；而各边墩的桩基础，则用三个平动弹簧和三个转动弹簧来等效其刚度。计算模型见图 9.3.4。

在三种计算模型中，模型Ⅰ较为简单，用 SAPV 程序对其进行反应谱分析，以确定最不利地震波输入方向。模型Ⅱ和模型Ⅲ相比，各墩底的边界条件作了简化，二者的时程分析表明：对于桥墩和上部结构的反应，二者差别不大。因此，本文采用模型Ⅱ进行时程

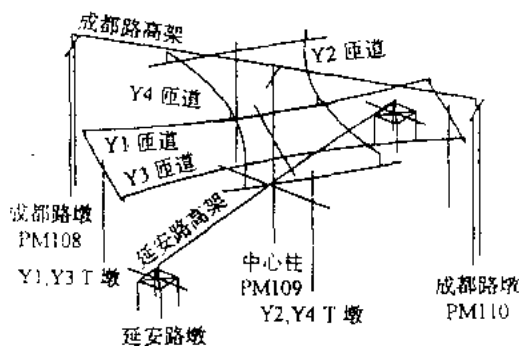


图 9.3.3 计算模型 I, II

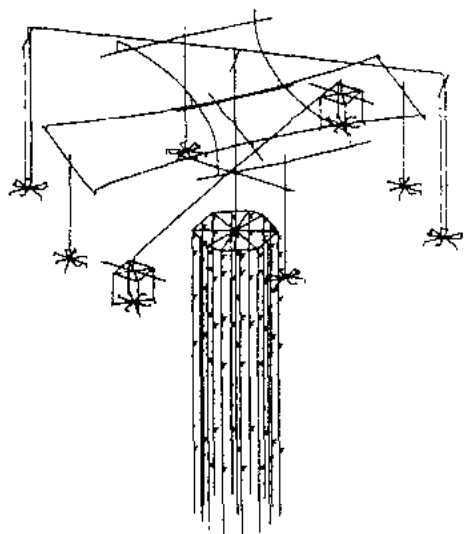


图 9.3.4 计算模型 III

分析, 模型 III 作为校核。

作为对模型 II 的补充, 在本文的高墩位移分析中, 还考虑了成都路延安路高架的后续结构对高墩位移的影响。如图 9.3.5 所示, 用一根二力杆来近似代替后续结构的作用。图中, K_1 为伸缩缝刚度, K_2 为支座刚度, K_T 为桥墩抗推刚度, K 为二力杆的刚度, 与 n 跨后续结构的整体抗推刚度等效。该二力杆分别通过支座和伸缩缝单元与边墩及主梁相连。整体结构的动力特性分析表明: 当 $n > 12$ 时, 结构的前 20 阶频率与 $n = 12$ 时相比变化很小, 这说明 12 跨以后的结构对立交桥的影响很小。因此, 本文取 12 跨后续结构进行分析。

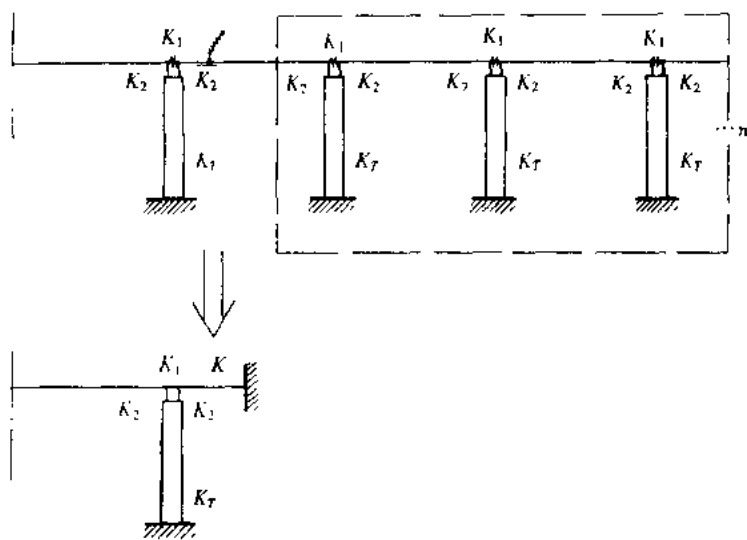


图 9.3.5 后续结构的简化

9.3.2 地震输入

1. 抗震设防标准以及人工地震波的作用 根据分级设防的抗震设计思想, 本文选用

了 50 年超越概率 10% (P_1) 和 100 年超越概率 10% (P_2) 两种不同概率水平的两组桥址人工地震波, 分别作为结构的强度控制输入和位移(延性)控制输入。其他面加速度峰值见表 9.3.1。

表 9.3.1		地面加速度值 (gal)	
方 向	概 率 水 平	P_1	P_2
	水 平	156.875	190.480
	竖 向	121.003	148.645

2. 地震波输入方向的确定 成都路延安路高架立交桥采用独柱式五层结构, 在地震时四层高架结构是耦合在一起振动的, 而每一层的纵桥向又各不相同, 很难确定哪个方向最为不利。本文采用的方法是: 沿每层高架桥的纵桥向、横桥向分别输入地震波, 比较各控制截面的地震反应以确定最不利输入方向。由于第五层成都路高架和第二层延安路高架纵桥向接近垂直, 而第三、第四层匝道纵桥向又基本垂直, 因此, 只需进行沿下列四个方向输入时的反应比较即可: ① 成都路纵向; ② 延安路纵向; ③ Y1, Y3 匝道纵向和 ④ Y2, Y4 匝道纵向。

分别沿上述四个方向输入与所选取的水平人工地震波相应的反应谱, 用 SAPV 程序对计算模型 I 进行反应谱分析。表 9.3.1 列出了立交结构中的控制断面及最不利输入方向。

表 9.3.2		控制截面及最不利输入方向	
控制截面		最不利输入方向	
中心柱墩底		a	
成都路墩墩底		b	
Y1, Y3T 墩墩底		a	
Y2, Y4T 墩墩底		b	
延安路墩墩底		b	
Y1, Y3T 墩悬臂根部		a	
Y2, Y4T 墩悬臂根部		b	
中心柱上 Y1, Y3 悬臂根部		b	
中心柱上 Y2, Y4 悬臂根部		a	

从表 9.3.2 中可以看出, 该立交结构的最不利输入方向为延安路纵向和成都路纵向。因此, 在下面的时程分析中, 水平人工地震波分别沿这两个方向输入, 同时输入竖向人工地震波, 并叠加恒载, 分析结果取大值。

9.3.3 线性地震反应分析

对模型 II, 输入概率水平为 P_1 的人工波进行时程分析, 并根据控制截面的屈服面进

行强度验算,下面以中心柱为例。

中心柱横截面(见图 9.3.6)是直径为 4.2m 的圆形截面。由于圆形截面任意方向的强度都是相等的,所以,可以将两个方向的弯矩按矢量合成的法则合成一个合力矩 M_u 。这样,中心柱的屈服面就可简单地由 P - M 相互作用曲线来表示,如图 9.3.7 所示。

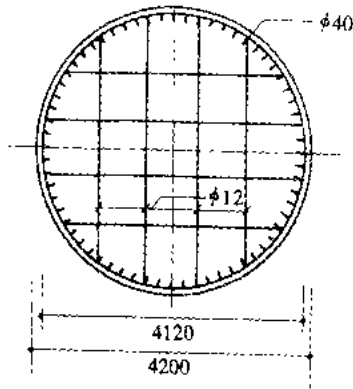


图 9.3.6 中心柱配筋图(单位:mm)

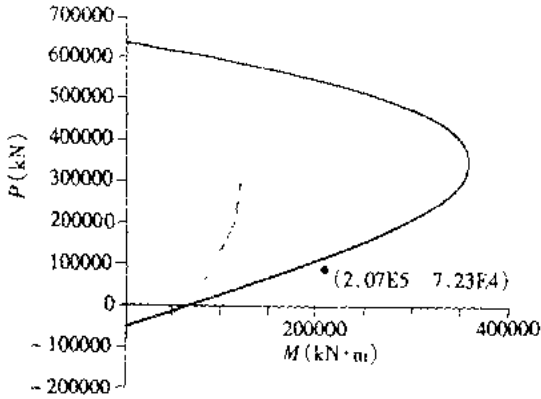


图 9.3.7 中心柱屈服面

表 9.3.3 所示为各桥墩最不利受力值,显见,成都路延安路高架立交桥的各桥墩,除了延安路墩外,均已屈服,进入塑性工作状态。因此,需对该结构进行非线性地震反应分析,并根据延性判断结构安全与否。

表 9.3.3 各桥墩最不利受力值

控制截面	轴 力 $N(\text{kN})$	弯矩 $M_2(\text{kN}\cdot\text{m})$	弯矩 $M_3(\text{kN}\cdot\text{m})$	屈服弯矩 $M_{2p}(\text{kN}\cdot\text{m})$	屈服弯矩 $M_{3p}(\text{kN}\cdot\text{m})$	是否屈服
中心柱墩底	72280	168300	120900	158670	158670	屈 服
成都路墩墩底	15740	8330	23480	18130	16190	屈 服
Y2、Y4T 墩墩底	190000	31570	46030	44420	47910	屈 服
Y1、Y3T 墩墩底	19670	44830	29350	45110	48670	屈 服
延安路墩墩底	7290	730	2270	12070	13410	未屈服

9.3.4 非线性地震反应分析

1. 墩顶位移分析

根据分级设防的抗震设计思想,在强震作用下,结构进入塑性工作状态后,应以结构的变形(延性)作为破坏准则。因此,本文以概率水平 P_2 的人工波作为控制输入,着重分析了高墩的墩顶位移。表 9.3.4 列出了对应于四种分析模型的高墩墩顶位移极值。表中, A 即为模型 II,不考虑挡块和后续结构的影响; B 仅考虑挡块的影响; C 仅考虑后续结构的影响; D 同时考虑挡块和后续结构的影响。比较这四种分析模型, D 最接近结构的正常状态; C 次之,而 A、B 仅在第一跨后续结构落梁后才有实际意义。从表中可见,考虑了挡块和后续结构的影响,高墩墩顶纵桥向位移大大降低,而对横桥向的位移影响不大。总的来说,采用模型 II 进行分析是偏保守的。

表 9.3.4 各墩顶最大位移(mm)

输入工况		成都路纵向输入		延安路纵向输入	
比较值					
位置	模式	纵桥向位移	横桥向位移	纵桥向位移	横桥向位移
Pm108 墩顶	A	221.0	156.3	91.6	388.5
	B	153.7	90.1	93.8	274.2
	C	109.3	26.4	49.3	402.3
	D	96.5	25.3	61.0	300.0
中心柱 墩顶	A	158.5	53.0	66.5	78.6
	B	129.1	51.7	71.5	86.8
	C	44.2	19.8	23.6	63.2
	D	69.4	57.2	39.9	81.5
Pm110 墩顶	A	749.7	148.6	279.0	490.7
	B	177.3	110.0	112.0	429.1
	C	110.9	38.5	36.3	554.5
	D	112.3	29.7	62.3	429.2

2. 延性分析

截面延性主要表现为截面的弯矩曲率关系。本文考虑箍筋的约束作用,分析了各桥墩截面的弯矩曲率关系,并在此基础上确定了截面的极限曲率和屈服曲率。各墩底截面的极限塑性转角可表达为:

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) l_p$$

式中, φ_u, φ_y 分别为截面的极限曲率和屈服曲率;

根据欧洲规范, $l_p = 2/3D$ (D 为截面高度), 为塑性铰区长度。

模型Ⅱ在 P_2 概率水平的人工波作用下, 各墩底截面的最大塑性转角见表 9.3.5。根据塑性转角的大小, 即可判断截面的安全与否。从表中可见, 在该地震波作用下, 各墩底截面的最大塑性转角均小于其极限塑性转角, 并有足够的安全系数。

表 9.3.5 各墩的最大塑性转角(rad)

控制截面	塑性转角 θ_2	极限塑性转角 θ_{2p}	塑性转角 θ_3	极限塑性转角 θ_{3p}
中心柱墩底	2.274×10^{-4}	1.68×10^{-2}	4.068×10^{-4}	1.68×10^{-2}
成都路墩墩底	1.189×10^{-2}	2.51×10^{-2}	8.659×10^{-3}	2.65×10^{-2}
Y2, Y4T 墩墩底	4.442×10^{-4}	8.65×10^{-2}	3.211×10^{-4}	8.53×10^{-2}
Y1, Y3T 墩墩底	2.189×10^{-4}	8.65×10^{-2}	4.567×10^{-4}	8.53×10^{-2}

注: 2, 3 轴方向分别为横桥和纵桥向。

9.3.5 上海成都路延安路立交桥抗震评价

1. 成都路延安路高架立交桥的各桥墩, 在概率水平 P_1 的地震荷载作用下, 除延安路

墩外均达到屈服,进入塑性工作状态。因此,须进行非线性时程分析,根据延性判断结构的安全性。

2. 立交桥各大悬臂的最不利断面在根部。Y2,Y4T墩悬臂和 Y1,Y3T墩悬臂的地震力不控制设计;中心柱上 Y1,Y3悬臂和 Y2,Y4悬臂的地震力控制设计。

3. 在概率水平 P_2 的地震荷载作用下,成都路最高墩的墩顶位移很大。如不考虑挡块和后续结构的作用,最大纵向位移达 749.7mm,横向位移达 490.7mm;考虑挡块和后续结构的作用,纵向位移只有 112.3mm;而横向位移仍有 429.2mm。因此,建议对该墩设置横向位移的振动控制装置。分析表明,对立交桥中的高墩要重视抗震设计。

4. 在 P_2 概率水平的地震荷载作用下,各墩墩底的最大塑性转角均小于极限塑性转角,并具有足够的安全系数,说明桥墩的延性足够。

9.4 上海成都路延安路立交桥结构的试验研究

9.4.1 高墩的地震模拟振动台试验研究

上海成都路延安路高架立交桥采用独柱式五层立交结构。其中,最高的一层,成都路高架桥在立交中心处的桥面标高为 34.6m,这在国内立交桥的建设史上是罕见的。而其桥墩采用双柱式,截面仅 $1.75\text{m} \times 1.5\text{m}$,相当柔,墩顶位移很有可能会控制设计。然而,很少有人对这种超高桥墩在地震荷载作用下的振动及破坏情况作专门的研究。为此,我们设计制作了一个双柱式高墩模型,进行了模拟地震振动台试验,研究了高墩的抗震性能和抗震能力。振动台试验在同济大学土木工程防灾国家重点实验室的模拟地震振动台上进行。

表 9.4.1 为振动台试验的高墩模型相似系数,图 9.4.1 为模型立面图和墩柱配筋图,图 9.4.2 为试验测试的传感器布置图。

表 9.4.1 振动台试验模型相似系数

物理量	相似系数	物理量	相似系数
长度 C_L	1/10	质量密度 C_ρ	4
线位移 C_x	1/10	质量 C_M	1/250
钢筋面积 C_A	1/100	刚度 C_K	1/10
应变 C_ϵ	1	时间 C_t	1/5
弹性模量 C_E	1	速度 C_V	1/2
应力 C_σ	1	加速度 C_a	5/2

为了量测墩顶的加速度、位移以及墩底的应变和转角,分别选用了量程为 5g 的加速度计,100mm 的位移计,2000 $\mu\epsilon$ 的应变片和 10mm 的位移计。为了考虑主梁对桥墩反应的影响,在墩顶堆入了 250kN 的铅块。图 9.4.3 所示为振动台的高墩模型。

本试验共选用了三条地震波对桥墩模型的纵向和横向进行加载:① 人工地震波——选用了距桥址最近的漕溪路的几组人工波中峰值最大的一条,作为两个方向的控制输入;②

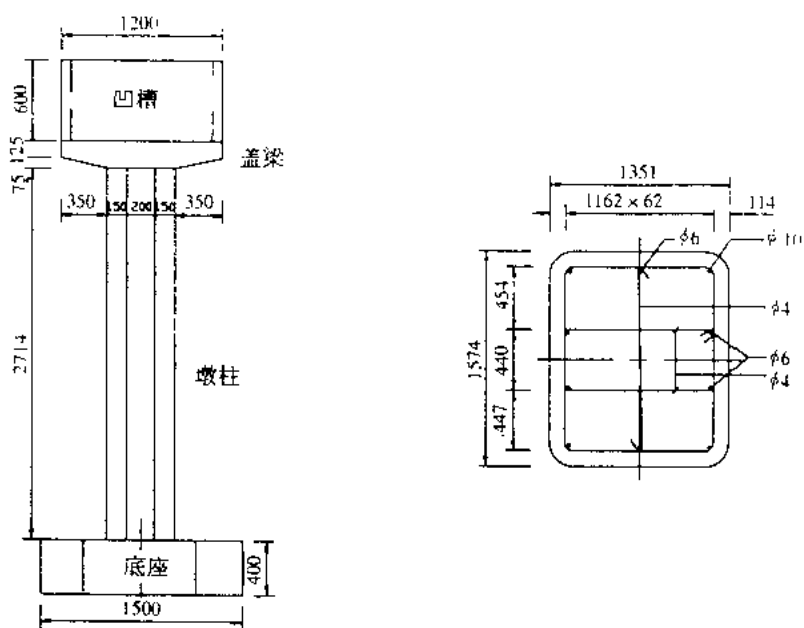


图 9.4.1 模型立面图和墩柱配筋图

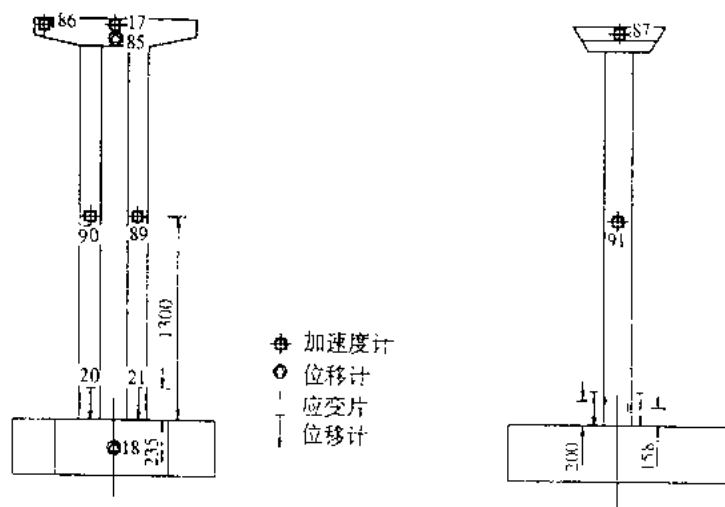


图 9.4.2 传感器布置图(单位:mm)

El-Centro 波(1940,N-S 向)——直接由振动台试验室提供,作为纵向参考输入;③ El-Centro 波(1940,E-W 向)——由振动台试验室提供,作为横向参考输入。

振动台试验共分四组进行,具体顺序如下:

第一组 横向加载,加载顺序:0.09gELE→0.1g 人工波→0.188gELE。

第二组 纵向加载,加载顺序:0.07gELE→0.09g 人工波→0.16gELN→0.2g 人工波→0.32gELE→0.26g 人工波→0.4g 人工波→0.5g 人工波→0.6gELE→0.8g 人工波→1.2g 人工波。



图 9.4.3 振动台上的高墩振动模型

第三组 横向加载,加载顺序:0.4g 人工波→0.8g 人工波→1.2g 人工波。

第四组 纵横向同时加载:用 0.7gELE 与 0.9gELN 加载。

在上面加载顺序中, ELE 代表 El-Centro 波(E-W 向),ELN 代表 El-Centro 波(S-N 向)。

本试验获得了大量数据,本书略示二。

表 9.4.2 为部分纵向输入墩顶位移极限值,图 9.4.4 为试验记录的墩顶纵向位移时程曲线。

从试验数据的分析可得出如下评价:

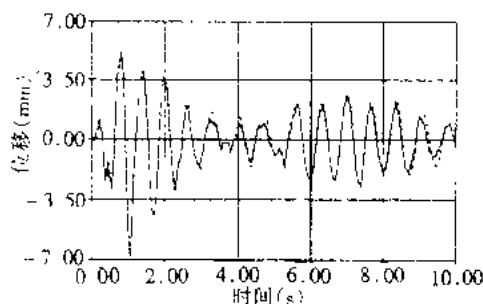
1. 高墩模型的基频,理论计算的结果和试验结果相吻合,这说明所选取的计算模型是正确的。

2. 根据此计算模型,用 NSRAP 软件分析得到的结果和试验结果吻合得较好。这一方面说明试验结果是可靠的;另一方面说明计算工具也是可靠的,即 NSRAP 软件是正

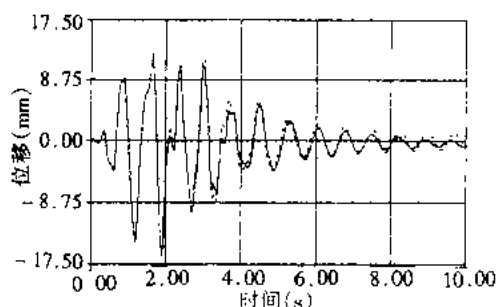
确实用的。

表 9.4.2 纵向输入墩顶位移极值

地震波	台面加速度峰值 (g)	实测位移极值 (mm)	计算位移极值 (mm)	误差 (%)
0.1g 人工波	0.0996	3.248	3.133	3.54
	-0.1035	-3.686	-3.595	2.47
0.16gEl-Centro 波	0.1602	5.237	4.690	10.4
	-0.1464	-6.872	-6.320	8.03
0.2g 人工波	0.1777	5.962	5.693	4.5
	-0.1914	-7.416	-6.987	5.8
0.32gEl-Centro 波	0.3206	9.266	8.769	5.4
	-0.2595	-11.39	-10.91	4.2
0.26g 人工波	0.2599	9.05	8.666	4.2
	-0.2616	-11.41	-10.74	5.9
0.4g 人工波	0.4083	12.12	12.65	4.4
	0.3613	-16.55	-16.15	2.4
0.5g 人工波	0.4979	17.11	17.73	3.6
	-0.4435	-18.98	-18.69	1.5
0.6g 人工波	0.6172	24.87	23.99	3.5
	-0.5742	-21.17	-20.33	4.0
0.8g 人工波	0.8069	28.33	31.60	11.5
	-0.7439	-25.77	-30.18	17.1



(a) 纵向输入 0.26 g El-Centro 波(190, N-S 向)



(b) 纵向输入 0.4g 人工波

图 9.4.4 墩顶纵向位移时程曲线

3. 高墩模型的屈服破坏发生在根部。墩顶发生大位移, $P-\Delta$ 效应加剧了墩底的弯曲破坏。在整体分析中, 应着重对桥墩的根部进行非线性分析。

4. 该桥墩的横向地震反应比纵向大。

9.4.2 预应力混凝土大悬臂延性性能试验

桥梁延性抗震是将构件或结构设计得具有一定的延性, 以便利用延性塑性铰来耗能, 保证即使是强震情况下, 结构也不会发生脆性破坏。在我国公路桥梁抗震规范和欧洲桥梁抗震规范中, 分别通过反映延性的综合影响系数 C_s 和性能系数 q , 对弹性地震反应进行折减。由此可见, 研究构件的延性性能是非常有意义的。

上海成都路延安路高架立交桥结构中, 从中心柱、T 墩上伸出的大悬臂直接支承着第四层和第三层匝道桥的主梁, 因而是关键的受力部位。而对这种结构的延性性能, 很少有人做过专门系统的研究。为此, 我们进行了两个预应力混凝土大悬臂模型的拟静力试验, 分别研究这种大悬臂结构在竖向和侧向加载时的延性性能。

试验的原型采用该立交桥中最长的悬臂(16.28m)。试验在同济大学土木工程防灾国家重点实验室进行。图 9.4.5 与图 9.4.6 为模型 I 在试验台上的情况和试验传感器布置示意图。图 9.4.7 与图 9.4.8 所示为模型 II 在试验台上的情况和试验传感器布置示意图。

本试验采用变力-变位移的加载方案进行加载, 即先以力控制, 然后再以位移控制进行加载。另外, 由于截面配筋的不对称性, 采用不对称加载方式。

1. 在整个试验过程中, 得到了大量的数据。经过数据处理, 画出了模型 I 在竖向反复荷载作用下的滞回曲线, 见图 9.4.9。

从图 9.4.9 可见, 滞回环成梭形, 说明破坏机制是正截面破坏。

根据图 9.4.9 的滞回曲线, 可以画出模型 I 在竖向反复荷载作用下的骨架曲线, 如图 9.4.10 所示。从上面的曲线可以得到的构件的强度及延性:

表 9.4.3 列出了模型 I 在竖向荷载作用下理论计算和试验强度值。

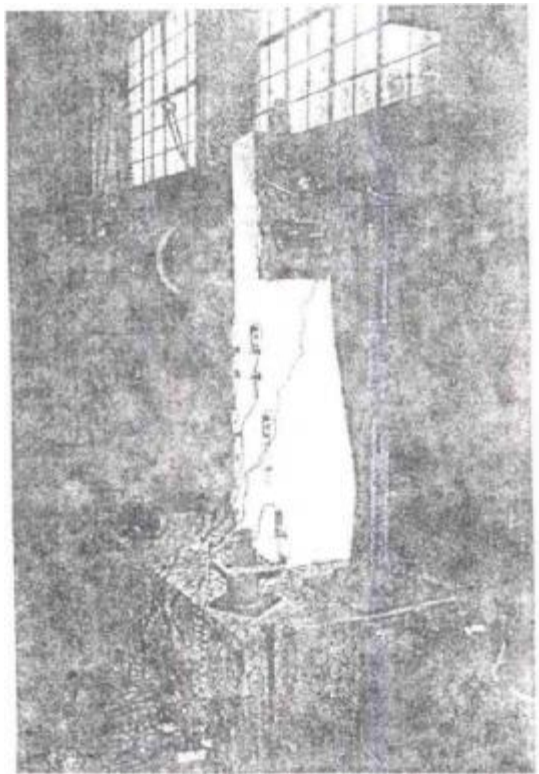


图 9.4.5 模型 I 在试验台上情况

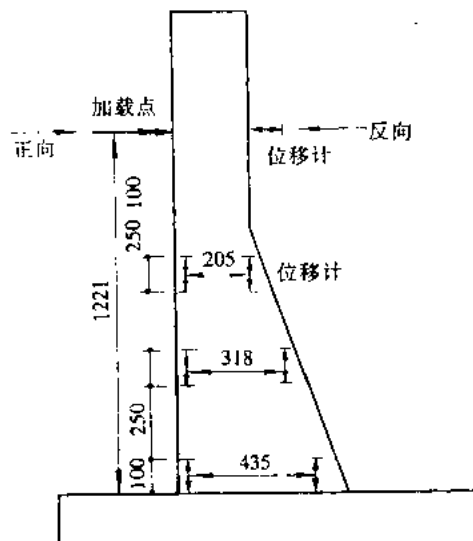


图 9.4.6 模型 I 传感器布置示意图(单位:mm)

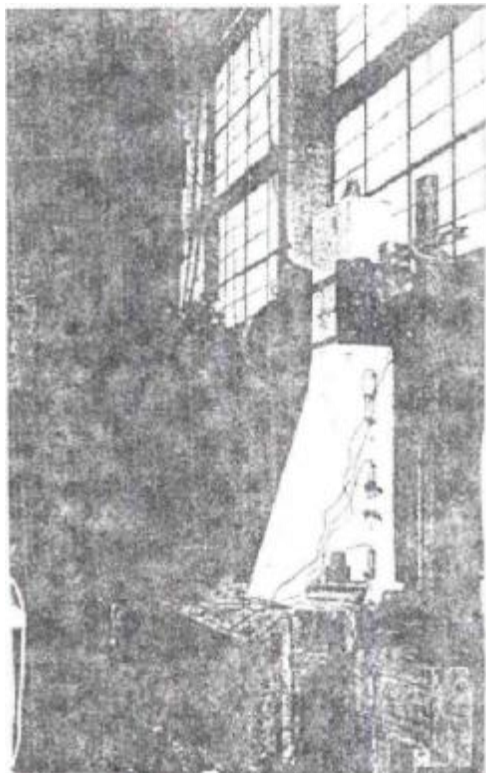


图 9.4.7 模型 II 在试验台上情况

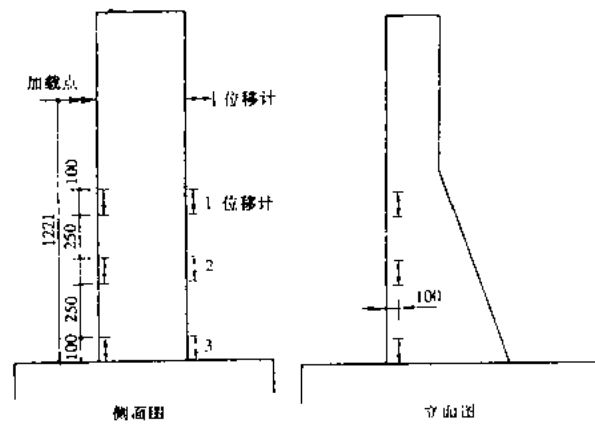


图 9.4.8 模型 II 传感器布置示意图

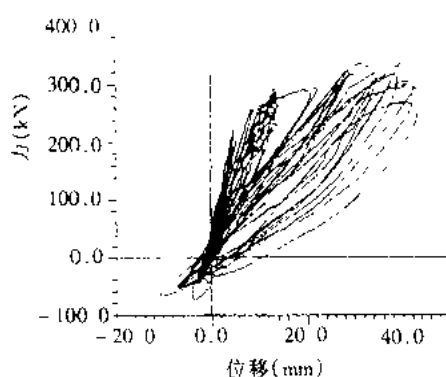


图 9.4.9 模型 I 滞回曲线

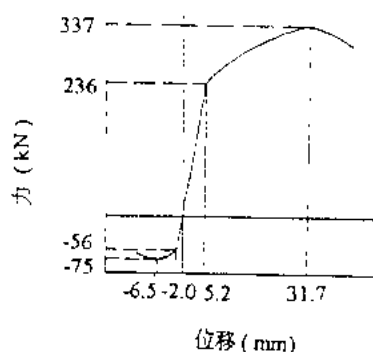


图 9.4.10 模型 I 骨架曲线

表 9.4.3 强度校核(单位: kN)

加 载 工 况 比 较 值	正向加载		反向加载	
	屈服强度	极限强度	屈服强度	极限强度
实验值	236	337	56	75
计算值	193	—	44	—

注:表中计算值是根据规范按极限状态计算。

构件的延性可用极限位移 δ_u 和屈服位移 δ_y 之比来标志,即用延性系数来表示:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

从图 9.4.10 可得,正向加载时 $\mu_2 = \frac{31.7}{5.2} = 6.10$

反向加载时 $\mu_f = \frac{6.5}{2.0} = 3.25$

可见,大悬臂竖向延性正反两方向都较好,尤以正向突出。由于延性系数是无量纲系数,根据相似原理,如果不考虑尺寸效应,这个延性系数就是实际大悬臂的延性系数。

2. 通过试验并得到模型 II 如图 9.4.11 所示的滞回曲线

下面就根据上面的滞回曲线来分析结构的抗震性能:

由图 9.4.11 可见滞回环成梭形,表明亦是正截面破坏形式。从滞回曲线可进一步得到如图 9.4.12 所示的骨架曲线。由骨架曲线可得到结构的强度与延性。

表 9.4.4 中,分别列出了用理论计算和试验两种方法得到的模型 II 的强度,其中理论计算值是根据规范用极限状态法计算。由表中可见,理论值和计算值基本吻合。

表 9.4.4 强度校核(单位: kN)

加 载 工 况 比 较 值	正向加载		反向加载	
	屈服强度	极限强度	屈服强度	极限强度
实验值	95.0	125.0	85.0	103.0
计算值	91.7	—	91.7	—

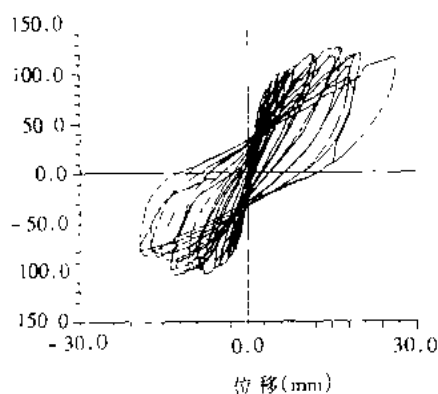


图 9.4.11 模型 II 滞回曲线

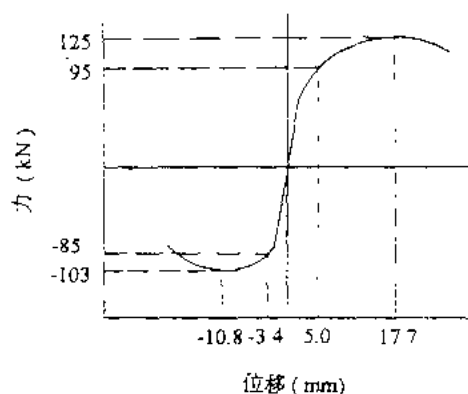


图 9.4.12 模型 II 的骨架曲线

延性系数:

从图 9.4.12 可知,正向加载时 $\mu_s = \frac{17.7}{5.0} = 3.54$

反向加载时 $\mu_f = \frac{10.8}{3.4} = 3.18$

可见,截面侧向的延性也较好。

从以上的试验分析我们可以得出如下的评价:

(1) 在反复荷载作用下,预应力钢筋混凝土构件的承载能力可以根据规范规定按极限状态法进行计算。

(2) 试验模型 I, II 显示,结构最后的破坏均发生在悬臂根部。所以,在进行立交桥整体分析时,只要验算根部断面的安全性即可。

(3) 从两个试验的延性分析数据可看出:大悬臂在竖向和侧向的延性都较好。在整体分析中,地震力可以按线性恢复力模型计算,但分析结果可考虑到延性的影响,按延性系数加以折减。

本章简要介绍高架桥及立交桥梁结构空间或平面非线性地震反应分析的方法与工程实例的计算分析结果,目的在于说明,根据震害教训,对重要的高架桥及立交桥工程还是要通过动态时程分析,研究各种工况,优化支座或挡块设置,改善墩台结构的延性,保证高架桥及立交桥梁结构在遭到罕遇地震时不致倒塌而中断交通。在结构抗震设计中不能单纯追求结构强度的满足,必须注意梁墩、墩台、墩墩间的相对位移量以及墩台的变形能力(梁式桥的延性抗震必须得到保证)。此外,在桥梁工程中使用各种新型减、隔震支座和装置,国外已有许多实践经验,我国至今未能得到工程部门的支持。因此,本书作者们再次强调桥梁延性抗震的重要性,它就是利用桥梁结构与构件的延性铰来耗能,以致不发生脆性破坏。增强结构与构件的延性有利于工程抗震,比以往单从提高结构强度和刚度角度去考虑更为合理、经济。与此同时,减震、隔震技术更是简便、经济、先进的工程抗震手段(减震、隔震是两个不同的概念,减震是利用特制减震构件或装置,使之在强震时率先进入塑性区,产生大阻尼,大量消耗进入结构体系的地震能量;隔震则是利用隔震体系,设法阻止地震能量进入主体结构,在实践中,有时把这两种体系合二为一)。近年来,结构控制理论的引入,就是结构减震隔震技术的延伸与扩展,对于桥梁结构的理论分析及大量试验都证明,支座的动力性能的改变对

桥梁动力分析结果有很大的影响。因此,我们可以通过改变和改善支座的动力性能而达到结构控制的目的。目前,减隔震和结构控制是工程抗震的研究热点之一,在第9、第10届和第11届世界地震工程会议上,它们被列为对未来地震工程有重要影响的先进技术。1994年在美国著名地震工程专家 G.W. Housner 的倡导下,成立了国际结构控制协会(International Association for Structural Control, 简称 IASC),并举行了首届世界结构控制学术会议。

为此,我们在90年代开始,着重研究桥墩抗震延性、第二代新型抗震橡胶支座以及防止落梁的橡胶缓冲挡块(已获1997年国家专利)。此外,对具有不同桥墩高度的橡胶支座连续梁桥的优化抗震设计,探讨平板橡胶支座、滑板橡胶支座、新型减震橡胶支座优化设置问题^{[17]、[18]}。

参 考 文 献

- [1] 李国豪. 工程结构抗震动力学. 上海:上海科学技术出版社, 1980
- [2] Stierner S F, Chow F L, Curved plate Energy Absorbers for Earthquake Resistant Structures, 8th WCEE, 1984
- [3] 范立础. 梁桥非线性地震反应分析. 土木工程学报, 1981年第2期
- [4] 范立础,袁万城. 桥梁橡胶支座减、隔震性能研究. 同济大学学报, 第十七卷, 第四期, 1989
- [5] 袁万城,范立础. 桥梁新型减震橡胶支座减震耗能研究. 中国科协首届青年学术会论文集, 1992
- [6] 袁万城,范立础,项海帆. 大跨桥梁空间非线性地震反应分析. 同济大学学报 1991 年增刊
- [7] Fan Lichu, Yuan Wancheng, Jiang Lin. A Study on Nonlinear Seismic Response of a Continuous Girder Bridge with Rubber Bearings, Proceedings of International Conference on Short and Medium Span Bridges, Ottawa, 1986
- [8] Moss P J, Carr A J, Cooke N. TanFunKwai. The Influence of Bridge Geometry on the Seismic Behavior of Bridges on Isolating Bearings, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 19, No. 4, December, 1986
- [9] Fujita T, Fujita S, Yoshizawa T. Development of an Earthquake Isolation Device using Rubber Bearing and Friction Damper, Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, No. 16, March, 1983
- [10] 范立础. 梁桥非线性地震反应分析. 土木工程学报, 第14卷, 第2期, 1981
- [11] 胡世德,裘伟,范立础. 连续梁桥抗震 CAD. 同济大学学报, 第22卷增刊, 1994
- [12] Park R, Paula T. Reinforced Concrete Structures, New York, John Wiley & Sons, 1975
- [13] Clough R W, Penzien J. Dynamics of Structures, 2nd Edition, New York, Mc Graw - Hill, Inc, 1993
- [14] 袁万城,张伟,范立础. 高架连续梁桥振动台模型试验及计算机模拟分析. 同济大学学报, 第22卷增刊, 1994
- [15] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室. 成都路独柱式多层立交结构抗震研究——结构非线性地震反应分析研究报告, 1995
- [16] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室. 成都路独柱式多层立交结构抗震研究——结构模型试验报告, 1995
- [17] Li J, Yuan W, Fan L. Optimal Design of Aseismic Rubber Bearings for Continuous Bridges, 1st World Conference on Structural Control, Proceedings, 3 ~ 5 August 1994, Los Angeles California, USA
- [18] 李建中,袁万城,范立础. 桥梁抗震优化设计. 中澳计算力学会议. 计算结构力学及其应用. 第12卷增刊, 1995
- [19] 中华人民共和国交通部标准,公路工程抗震设计规范(JTJ004-89). 北京:人民交通出版社, 1990

第十章 桥梁延性抗震设计

10.1 引言

在钢筋混凝土桥墩结构的抗震设计中,必须考虑结构进入弹塑性变形阶段后的动力特性和抗震性能。我国现行的桥梁设计规范是用对地震作用乘上一个结构综合抗震系数的方法来考虑结构弹塑性变形的影响。但这一作法在大部分情况下并不能反映桥墩的真实非线性地震响应及破坏失效规律,并且物理概念不明确,从而带来桥梁抗震设计、抗震性能和经济性都不理想的结果。针对这种强度抗震设计理论存在的问题,世界上主要的多地震国家针对钢筋混凝土桥墩在地震作用下的延性抗震设计方法进行了大量的实验和理论研究,其中许多研究成果已经应用于一些新的设计规范中,例如欧洲模式规范和新西兰的规范中都规定对桥梁采用延性抗震设计方法。

尽管世界各国都在改进桥梁设计方法方面作出了巨大的努力,然而在近年来发生的几次大地震中,桥梁仍然遭到严重损害。例如,1971年发生在美国南加利福尼亚州的 San Fernando 地震中,近年来建造的许多桥梁遭到不同程度的损坏。同样,在 1994 年的 Northridge 地震和 1995 年的阪神大地震中,许多高架桥结构遭到严重破坏。这表明桥梁抗震设计的理论还不成熟,有待进一步加以完善。

纵观以往的桥梁震害,可以说震害主要产生于下部结构。即使有上部结构破坏的情况,也往往是由于下部结构的破坏或过大变位引起的,特别是梁式桥和连续拱桥更是如此。因此,这里主要就常见的桥梁墩台破坏方式进行总结。

一般来说,桥梁墩台的破坏主要是由于地面加速度产生很大的振动使其相对薄弱截面产生破坏而引起的。从大量震害实例来看,比较高柔的桥墩多为弯曲型破坏,矮粗的桥墩则为剪切型,介于两者之间的则为混合型。无筋和少筋的圬工墩台,破坏一般为开裂或折断;面钢筋混凝土或钢结构等延性结构,多表现为开裂,混凝土剥落、压溃,钢筋裸露和弯曲等,并可以产生很大的塑性变形。常见的破坏部位及对应的结构特点可归纳如下:

(1) 承台与桩的连接处。这类破坏多发生在软弱地基上的桥梁,如唐山地震中的滦河大桥和瓜村大桥^[5]。对于高桩承台式桥墩,这类破坏更易发生。

(2) 墩身与基础的连接处。这种现象较为普遍,在国内外的许多地震中都发生过。比较典型的例子如日本的中角桥(福井地震,1948年)^[6]。

(3) 墩身在靠近地面处断裂。主要发生在承台面埋入地下较深的桥墩,如新泻地震的八千代大桥^[7],宫城县冲地震的千代大桥和名取大桥^[6]等。

(4) 墩身在中部开裂、破坏。主要发生在受剪为主的桥墩及上下部布有钢筋、中部无筋或少筋的桥墩。

(5) 墩帽与墩身连接处。多发生在墩帽托盘伸出较大的桥墩,因上部结构横向振动产生的偏压在结合处产生的应力集中而出现压溃、剥落而屈服破坏,如千代大桥等^[6]。

产生桥梁结构破坏的原因是多方面的,这也是目前尚未得到充分认识的一个问题。—

般来讲,桥梁震害的发生主要是由地面运动的幅值、特性和结构的抗震性能两方面的因素决定的。

大量的震害资料表明,合理的结构形式和成功的抗震设计可以大大地减轻甚至避免震害的产生。要进行成功的抗震设计,特别是抗倒塌设计,了解结构在破坏过程中的动力反应特性和失效机理是首要的任务。为达到此目的,除了从以往的震害事例中总结和收集资料外,必须对结构的弹塑性特性及破坏机理作深入研究。

目前,我国桥梁抗震设计规范所推荐的设计地震力远远小于结构在遭遇强烈地震时,结构处于弹性状态时所产生的惯性力。然而,众所周知,当结构经过恰当的设计和构造处理之后,结构能够承受较大的地震作用而基本保持完好。这主要是因为延性结构通过构件关键部位的非弹性变形耗散地震能量以及由于阻尼增大、刚度减小所引起的结构基本周期的延长,土和结构相互作用等因素所造成的反应减小。

本章主要介绍有关延性钢筋混凝土桥梁结构抗震设计的一些较新成果。

10.2 延性的初步介绍

在结构延性设计中,“延性”一词通常表示结构发生较大的非弹性变形而强度基本没有减少的能力。或者说,延性表示结构从屈服到破坏的后期变形能力。延性就其讨论的范围而言可以分为材料、截面、构件和整体延性。结构的延性行为可用图 10.2.1 来表示。延性一般可用以下的无量纲比值 μ 来表示,其定义为:

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (10.2.1)$$

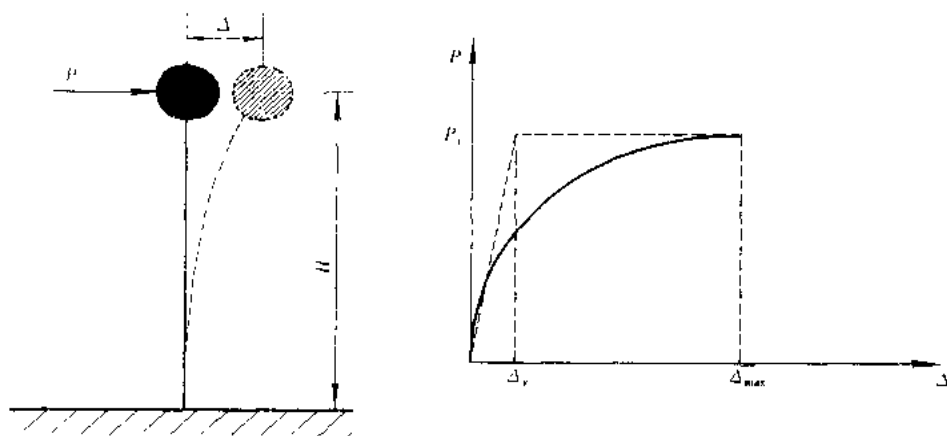


图 10.2.1 在水平荷载作用下延性行为的示意图

式中, Δ_y 和 Δ_{\max} 分别表示结构首次屈服和所经历过的最大变形。延性系数一般表示成与变形有关的各种参数,如挠度、转角和曲率等。

在确定设计地震所引起的结构惯性力的值时,延性设计需要考虑在强震作用下结构反应的非弹性变形对弹性反应的折减。其折减程度与延性有密切的关系。通过非线性时程分

析可以确定结构所必需的延性水平。

各种不同材料的延性是不同的。低碳钢的延性较好,这是因为材料在屈服后具有较大的后期变形能力。与之相反,素混凝土在受压时延性较差,这是因为材料达到最大强度后,强度迅速衰减而导致脆性破坏,而混凝土当配有适当的箍筋时其延性有显著提高。

10.2.1 整体延性的定义

在单调荷载作用下,结构的整体延性可用等效单自由度体系质量中心处的极限状态位移 Δ_u 同屈服位移 Δ_y 的比值来表示,即

$$\mu_d = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (10.2.2)$$

式中, Δ_u 是极限状态位移, Δ_y 是理论屈服位移。极限状态位移 Δ_u 一般定义为其承载能力下降 20% 时所对应的位移,但是 Δ_u 不能大于钢筋混凝土截面约束箍筋开始发生失效所对应的位移,同时,结构应该有能力抵抗至少 5 次以 Δ_u 为幅值的完全循环加载(如图 10.2.2 所示)。

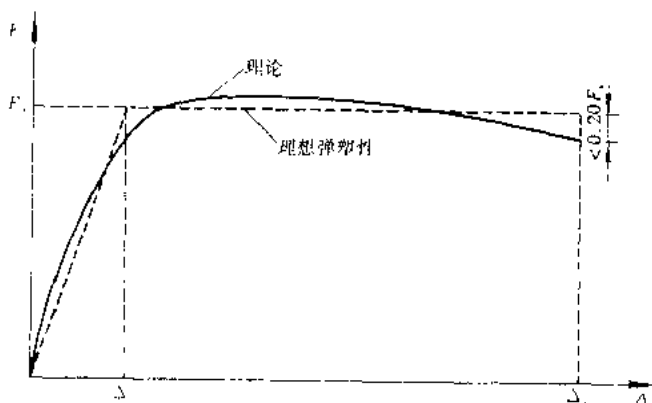


图 10.2.2 结构整体延性的定义

10.2.2 结构局部延性

局部延性一般可用塑性铰区域的曲率和转角来表示,即:

曲率延性
$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (10.2.3)$$

转角延性
$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y} = 1 + R \quad (10.2.4)$$

式中, φ_u 和 θ_u 是塑性铰的最大曲率和最大转角, φ_y 和 θ_y 是首次屈服时塑性铰的曲率和转角, R 是塑性铰的转动能力。截面的弯矩-曲率关系如图 10.2.3 所示。

在结构关键截面(塑性铰)的曲率延性系数一般远远大于结构的位移延性系数。这是因为一旦屈服出现,进一步的变形主要依靠塑性铰的转动。对一个特定结构, μ_d 同 μ_φ 的关系取决于结构构件的几何特性和塑性铰的位置。

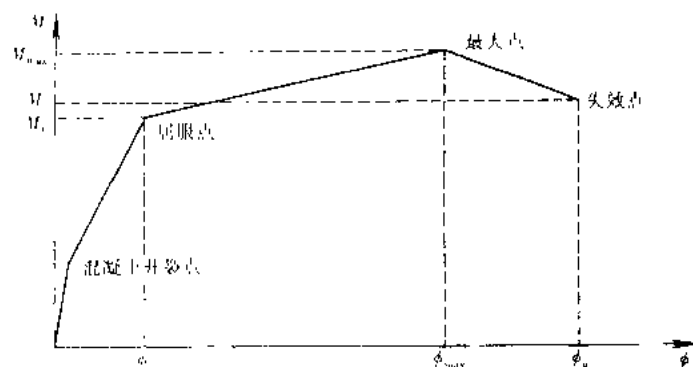


图 10.2.3 截面弯矩-曲率关系

10.2.3 位移延性同塑性铰区域曲率延性的关系

1. 单柱式桥墩

图 10.2.4 表示单柱式桥墩位移延性同曲率延性关系的计算简图。位移延性同塑性铰区域曲率延性的关系主要同沿柱高度分布的曲率有关。根据实验的结果,在塑性铰形成之前,曲率沿柱的高度基本上是线性变化;而当塑性铰形成之后,曲率主要集中在塑性铰区域,而塑性铰区域以外基本上不发生变化。因此,在极限状态的曲率分布可近似用图 10.2.5 来表示。

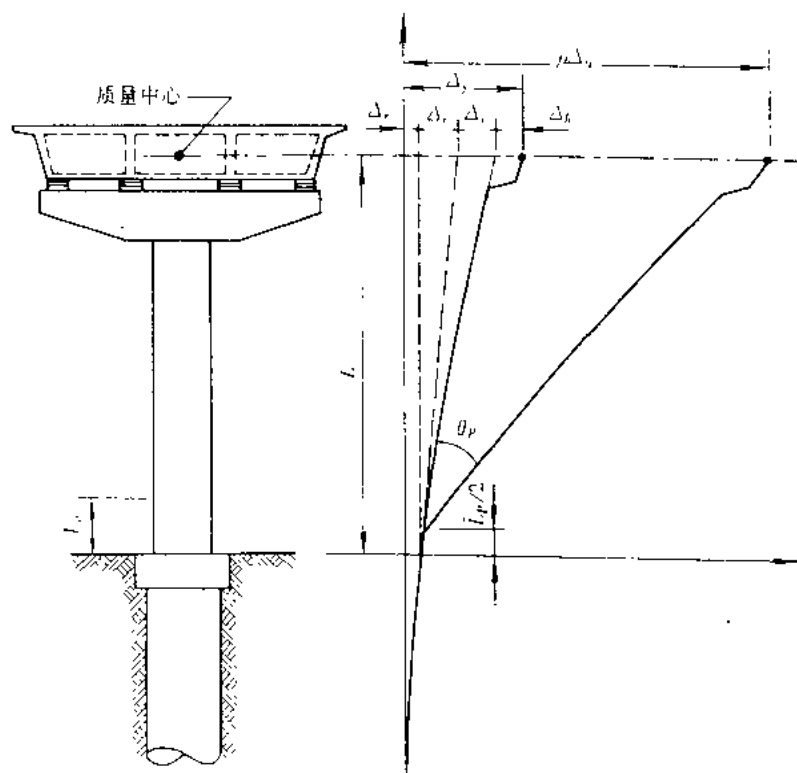


图 10.2.4 位移延性同曲率延性关系的计算简图(引自文献[3])

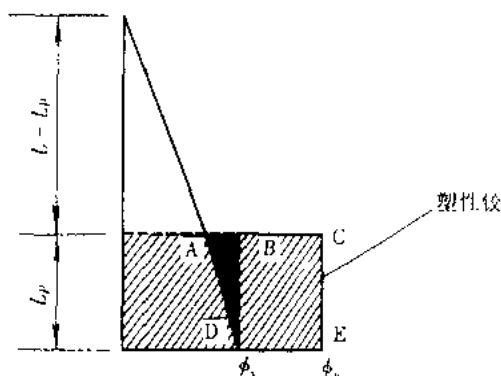


图 10.2.5 极限状态时的截面曲率分布

为了推导两者的关系,考虑图 10.2.4 所示的桥墩结构。水平地震力作用在质量中心,水平变形主要由柱、支座和基础的变形组成。假设柱底达到屈服以前柱子处于弹性状态,由水平荷载产生的柱弯矩为三角形分布。由于柱子弯曲所产生的水平位移为

$$\Delta_s = \frac{M_y L^2}{3EI} \quad (10.2.5)$$

式中, M_y 是柱底截面开始屈服时的弯矩, EI 是截面弯曲刚度, L 是柱底到质量中心的距离。柱底截面的曲率 φ_y 同屈服弯矩 M_y 的关系为

$$\varphi_y = \frac{M_y}{EI} \quad (10.2.6)$$

因此

$$\Delta_s = \frac{\varphi_y L^2}{3} \quad (10.2.7)$$

由于基础的柔性和支座的变形使支座位移增加了 Δ_T 和 Δ_r , 其中 Δ_T 为平移位移和 Δ_r 为转动位移。支座产生的剪切变形为 Δ_b , 因此屈服位移 Δ_y 可表示成

$$\Delta_y = \Delta_s + \Delta_T + \Delta_r + \Delta_b = C\Delta_s \quad (10.2.8)$$

式中, C 是变形增加系数。从(10.2.7)和(10.2.8)可得

$$\Delta_y = \frac{C\varphi_y L^2}{3} \quad (10.2.9)$$

当变形进一步发展时,其变形主要靠塑性铰的转动。假设等价塑性铰长度为 L_p , 塑性铰的转动集中在塑性铰的中心位置。达到极限状态时,质量中心的总位移为

$$\Delta_u = \Delta_y + \theta_p (L - 0.5L_p) \quad (10.2.10)$$

式中

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) L_p \quad (10.2.11)$$

其中, φ_u 为柱底的最大曲率。将(10.2.11)式代入(10.2.10)式得

$$\Delta_u = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_p (L - 0.5L_p) \quad (10.2.12)$$

因此,位移延性系数可以写成

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\varphi_u - \varphi_y}{\varphi_y} L_p (L - 0.5L_p) \quad (10.2.13)$$

将 Δ_y 代入(10.2.13)式得

$$\mu = 1 + \frac{3}{C} \left[\frac{\varphi_u}{\varphi_y} - 1 \right] \frac{L_p}{L} \left[1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right] \quad (10.2.14)$$

或者

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = 1 + \frac{C(\mu - 1)}{3 \frac{L_p}{L} \left[1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right]} \quad (10.2.15)$$

公式(10.2.14)和(10.2.15)就是 Eurocode8 和 NZC 规范所采用的计算公式。然而从图 10.2.

5 不难看出,塑性铰在极限状态的转动还应该包括 $\triangle ABD$ 的面积所产生的转角 θ'_p ,其表达式为

$$\theta'_p = \frac{1}{2} \cdot \frac{L_p^2}{L} \varphi_y \quad (10.2.16)$$

由此而产生的位移 Δ'_p 为

$$\Delta'_p = \frac{L_p^2 \varphi_y}{2L} \left(L - \frac{2}{3} L_p \right) \quad (10.2.17)$$

所以(10.2.14)式应改写为

$$\mu = 1 + \frac{3}{C} \left(\frac{\varphi_u}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) + \frac{3}{2C} \left(\frac{L_p}{L} \right)^2 \left(1 - \frac{2}{3} \frac{L_p}{L} \right) \quad (10.2.18)$$

对刚度较大的柱, C 值可能达到5,此时要求的曲率延性很大。表10.2.1表示当 $\mu=6$ 时不同的剪跨比和 C 值所对应的曲率延性。

表 10.2.1

		$\mu = 6$		
L/D		2.5	5	10
μ_φ	$C = 1$	10.3	18.5	35.2
	$C = 2$	19.5	36.1	69.2

从表10.2.1可以看出,曲率延性要比位移延性大很多,而且 C 值越大,曲率延性越大;剪跨比越大,曲率延性越大。塑性铰的长度 L_p 同塑性变形的发展和极限压应变有很大关系,实验结果离散性很大。故目前主要用经验公式来确定。新西兰的规范规定塑性铰的长度为

$$\frac{L_p}{H} = 0.5 + 0.05 \frac{L}{H} \quad (10.2.19)$$

Eurocode8 规范所采用的公式为

$$L_p = 0.08L + 0.022d_s f_y \quad (10.2.20a)$$

或者

$$L_p = (0.4 \div 0.6) H \quad (10.2.20b)$$

式中, L 是桥墩高度, H 是截面高度。

2. 双柱式桥墩

图10.2.6是双柱式桥墩的计算简图,假定双柱式桥墩上盖梁的刚度足够大,并且上下端同时出现塑性铰,柱的反弯点出现在柱的中间。由于柱子弯曲所产生的水平位移为:

$$\Delta_s = 2 \frac{M_y \left(\frac{L}{2} \right)^2}{3EI} = \frac{M_y L^2}{6EI} \quad (10.2.21)$$

式中, M_y 是柱底截面开始屈服时的弯矩, EI 是每根柱的截面弯曲刚度, L 是柱底到盖梁形心的距离。柱两端截面的曲率 φ_y 同屈服弯矩 M_y 的关系同(10.2.6)式,因此

$$\Delta_s = \frac{\varphi_y L^2}{6} \quad (10.2.22)$$

从式(10.2.8)和(10.2.22)可得

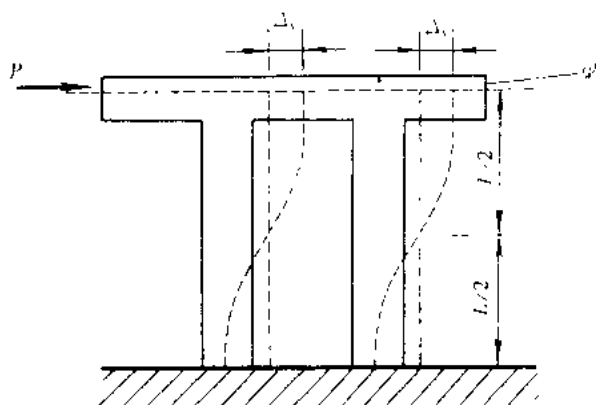


图 10.2.6 双柱式桥墩的计算简图

$$\Delta_y = \frac{C_{fy} L^2}{6} \quad (10.2.23)$$

极限位移 Δ_u 为

$$\Delta_u = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_p (L - L_p) \quad (10.2.24)$$

因此,位移延性系数可以写成

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\varphi_u - \varphi_y}{\Delta_y} L_p (L - L_p) \quad (10.2.25)$$

将(10.2.23)式代入(10.2.25)式得

$$\mu = 1 + \frac{6}{C} \left[\frac{\varphi_u}{\varphi_y} - 1 \right] \frac{L_p}{L} \left[1 - \frac{L_p}{L} \right] \quad (10.2.26)$$

或者

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = 1 + \frac{C(\mu - 1)}{6 \frac{L_p}{L} \left[1 - \frac{L_p}{L} \right]} \quad (10.2.27)$$

假如盖梁刚度足够大,那么,(10.2.26)式和(10.2.27)式同样适用于多柱式桥墩。

10.2.4 循环荷载作用下的柱的延性

在反复循环荷载作用下的延性-滞回延性,是结构承受周期荷载经多次循环后,在保持一定的承载能力的条件下所具有的变形能力(如图 10.2.7 所示)。所谓“一定承载能力”,通常是指单调荷载作用下的承载力 P_u (或截面的极限弯矩 M_u)。大量实验均证明结构在反复荷载作用下的承载力略低于在单调荷载作用下的承载力,一般取 $(0.8 \sim 0.9) P_u$ 或 $(0.8 \sim 0.9) M_u$ 。

图 10.2.7 所示为反复交变荷载下的力-变形曲线(滞回环)。图中 OAB 为初始加荷(正向)曲线;由第一次加荷的峰值(P_{max})到荷载为零的曲线 BC 为卸载曲线;CDE 为反向加载曲线;EF 为反向卸载曲线。OABCDEF 称为第一个循环,如再次加载→卸载→反向加载→反向卸载形成回环,称为第二次循环,第 n 次循环等。

连接各次循环加载峰值点的曲线称为滞回曲线的包络线或称作骨架曲线。大量实验均

表明骨架曲线与单调加载时的力-变形曲线,在屈服以前($\Delta < \Delta_y$)是重合的,屈服以后两者基本重合,差异不大。但单调加载的极限变形大于反复循环加载的极限变形,骨架曲线比单调加载时的力-变形曲线稍低。

在不需作弹塑性过程分析的情况下,可以用骨架曲线的 Δ_u (θ_u 或 φ_u) 作为衡量滞回延性的主要因素,或者更粗略一些,直接用单调加载的 Δ_u (θ_u 或 φ_u) 来概略地衡量延性。

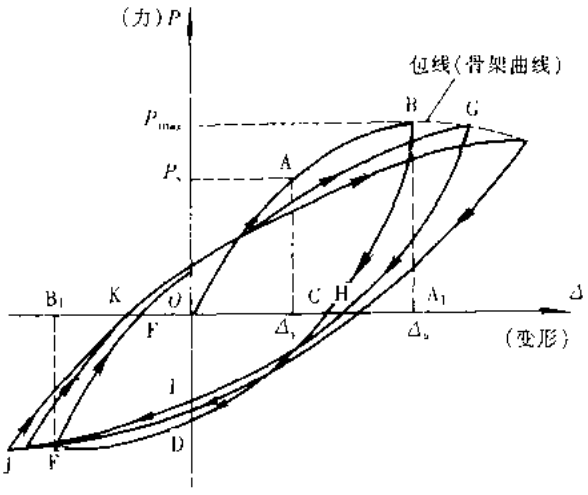


图 10.2.7 力-变形滞回曲线

10.3 破坏准则

结构抗震研究的主要目的可以概括为以下三个方面,即:

- (1) 正确地估价地震可能对结构造成的破坏,以便通过结构、构造和其他抗震措施,使损失控制在限定的范围内;
- (2) 正确地选择能最有效地抵抗地震作用的结构形式或类型;
- (3) 合理地分配结构的刚度、质量和阻尼等动力参数,以便最大限度地利用构成结构的构件或材料的承载或变形能力,以达到经济合理、低投入高效益的目标。

要达到上述目的,正确地认识地震对结构造成的损伤和破坏机理是前提,因此,在结构延性抗震研究中,关于结构破坏机理的研究是一个基本课题。

目前,延性抗震验算所采用的破坏准则主要有:强度破坏准则、变形破坏准则、能量破坏准则、基于低周疲劳特征的破坏准则以及用最大变形和滞回耗能来表达的双重指标破坏准则等

10.3.1 强度破坏准则

在工程抗震研究的早期阶段,地震作用是被假定作为一种拟静力荷载作用于结构上的。因此,结构的安全性将取决于地震力的大小和结构的强度。强度破坏准则可以表示为:

$$\sigma \leq [\sigma] \quad (10.3.1)$$

式中, σ 和 $[\sigma]$ 分别是实际和允许的强度。由于强度理论概念简单,应用方便,所以在抗震设计中被长期应用。然而,通过对大量实际震害的调查,人们却发现许多结构的破坏无法用传

统的强度破坏准则来解释。例如,日本新泻地震中许多桥梁的破坏按强度理论分析是不会发生的,也有许多按强度理论计算应该发生破坏而未发生破坏的例子^[7]。

10.3.2 延性破坏准则

随着抗震研究的发展,人们逐步认识到强度条件并不能恰当地估价结构的抗震能力,这是由于结构在强烈地震中往往会进入弹塑性阶段,这时结构的塑性变形消耗输入的地震能量,结构的自震周期也会随塑性变形的扩展而变长,从而改变地震反应的特性。结构是否破坏将取决于塑性变形的大小或塑性消耗的能量,而不是或不完全是取决于结构的强度。历次大地震中,结构——特别是延性结构的破坏实例以及地震反应分析的结果均证实了上述结论。在目前的结构抗震设计中已普遍采用延性抗震准则,其表达式为:

$$\mu \leq [\mu] \quad (10.3.2)$$

式中, μ 和 $[\mu]$ 分别是实际和允许的延性比,这是在延性抗震设计中使用最广泛的破坏准则。但是,这一理论仍存在缺陷,它只强调了结构延性反应幅值对结构损伤的影响,而没有揭示工程震害的发生机理。大量震害实例和实验研究均表明结构的破坏不仅与最大延性位移有关,而且与结构的塑性耗能有关。

10.3.3 能量破坏准则

在单调荷载作用下,构件的延性越大, $P-\Delta$ 曲线下所包含的面积愈大。 $P-\Delta$ 曲线下所包含的面积代表结构“储存的能量”(如图 10.3.1)。从能量的观点解释结构的破坏有两种观点,一种称作“储能论”,另一种称作“耗能论”。按照“储能论”的观点,结构在破坏时所储存的最大变形能(简称能容)是一定的,当地震输入的能量大于结构的能容时,结构就发生破坏。因此,图 10.3.2 所示的两种体系在破坏时有以下关系:

$$P_{u1} > P_{u2} \quad \Delta_{u1} < \Delta_{u2}$$

这表明延性结构所受到的地震作用比非延性结构要小,变形要大,因此延性结构对抗震有利。结构的耗能表示结构在卸载以后其储存的能量同释放的能量之差,用图 10.3.1 中 OABDO 所围的面积来表示。按照“耗能论”的观点,如果结构能及时地将地震能量耗散掉,则无论结构的能容为多大,都不会发生破坏。然而,实际上结构的累积耗能能力是有一定限度的。“储能”和“耗能”观点反映了结构破坏的两种不同状态。“储能”机制反映了结构承受一次变形的能力,而“耗能”机制反映了结构承受持续时间较长、强度中等地震作用的能力。

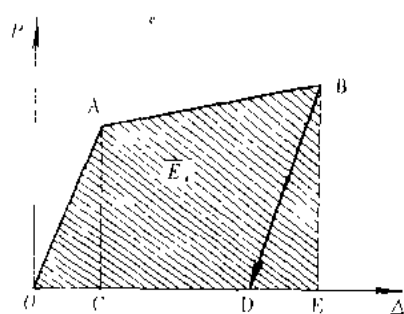


图 10.3.1 能量的定义

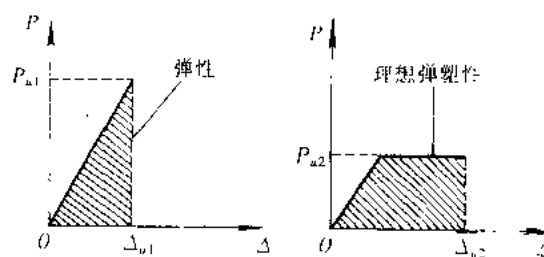


图 10.3.2 弹性和理想塑性体系的 $P-\Delta$ 曲线

在实际的地震中,结构的这两种机制同时起作用,结构的破坏应综合考虑变形和累积耗能两方面的因素。

Housner 在对悬臂式单质点系统的非线性地震反应进行分析后,将其破坏机理总结为:在形成完全的塑性反应之前,出现某种程度的塑性应变,由此而消耗的能量自然地构成结构等效粘滞阻尼的一部分;当完全进入塑性变形后,产生塑性漂移,并在单方向发展直到倒塌发生。他认为塑性反应阶段,保证结构不破坏的条件是让其保有足够的耗能能力。

10.3.4 双重指标的破坏准则

双重指标的破坏准则认为结构的破坏是由变形和累积耗能两个因素共同作用所造成的。在这方面的主要研究有 Banon 和 Veneziano^[8]对 29 根钢筋混凝土梁的实验结果进行了统计,在讨论了梁破坏时角变形延性指标 μ_θ , μ_φ 及刚度退化指标 γ , 累积非弹性转角和累积非弹性耗能的相关性后,建议采用最大变形和低周疲劳为指标的双重破坏准则。目前得到广泛认可的双重指标的破坏准则是由 Park 和 Ang 等人^[9]提出的最大变形和累积耗能为参变量的破坏准则。根据这一准则,结构的破坏程度可以用如下的损伤指标来表示:

$$D = \frac{\delta_{\max}}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (10.3.3)$$

式中, δ_{\max} 是目前所经历过的最大变形, δ_u 是在单调加载时的极限变形, Q_y 是计算屈服强度, dE 是能量耗散增量, 并且

$$\beta = \left(0.447 + 0.73 \frac{l}{d} + 0.24n_0 + 0.314\rho_l \right) 0.7^{\rho_w} \quad (10.3.4)$$

式中, l/d 是剪跨比, n_0 是标准化轴力, ρ_w 是配箍率, ρ_l 是纵向配筋率。

10.3.5 低周疲劳破坏准则

在重复荷载作用下,每一个荷载循环都会使结构产生一定程度的不可逆转的损伤,结构中损伤的不断累积一般称作“疲劳”。对于高周疲劳问题,应力水平 S_i 和达到失效的循环次数 N_i 之间的关系近似符合双对数线性分布。为了确定幅值变化的荷载历程作用下结构的损伤,通常假设结构的损伤符合线性累加规则,累积损伤符合下面的 Miner 准则:

$$\sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (10.3.5)$$

式中, N_i 是应力水平达到 S_i 失效时的循环次数,而 n_i 是实际施加应力水平 S_i 的循环次数。方程(10.3.5)假定损伤累积是线性的,并且独立于荷载顺序。然而,大量试验均证明结构的损伤同荷载顺序密切相关,对于钢筋混凝土构件的低周疲劳问题,一般都采用考虑荷载历程影响的修正的 Miner 准则。比较有代表性的是由 Chung, Mayer 和 Shinozuka 等人^[10]提出的模型,其损伤值为

$$D = \sum_i a_i^+ \frac{n_i^+}{N_i^+} + \sum_i a_i^- \frac{n_i^-}{N_i^-} \quad (10.3.6)$$

式中, N_i^+ 和 N_i^- 是位移水平 δ_i 对应的疲劳寿命, n_i^+ 和 n_i^- 是实际施加的荷载循环数, a_i^+ 和 a_i^- 分别表示考虑荷载历程影响的损伤修正系数,正负号表示加载方向。

如何确定不同位移幅值所对应的疲劳寿命是低周疲劳损伤模型的核心问题。60 年代,

Yamada^[11]通过对钢筋混凝土构件在有轴向力时的不定幅弯曲低周疲劳实验发现,杆件的变形幅值(延性系数)和加载循环次数之间的极限断裂关系在双对数坐标中大致为线性关系。通过对实验结果的回归分析得到了以下的计算公式:

$$\text{宽翼缘钢柱} \quad Nb^{1.85} = 81.93 \quad (10.3.7)$$

$$\text{矩形混凝土柱,轴压比等于 } 1/3 \quad Nb^{5.88} = 239.1 \quad (10.3.8)$$

10.4 延性抗震设计方法简介

10.4.1 设防标准

结构在强烈地震作用下不可避免地要出现某种程度的破坏,否则结构的造价将会很高,因此,许多国家均采用分级设防的结构抗震设防标准,即:结构在多遇地震(相当于众值烈度)作用下构件没有损坏;结构在中等地震(相当于基本烈度)作用下结构允许出现一定程度的损伤,但损伤是可修复的;结构在罕遇地震作用下不发生倒塌,但是可能有结构的某些构件出现较大的损伤。这种设防标准通俗地称为“小震不坏,中震可修复,大震不倒”。为了满足这些设防标准,所有结构应当设计成:①当遭遇多遇地震时,具有适当的强度和刚度以满足正常使用极限状态;②当遭遇中等地震时,具有适当的强度和延性以满足变形极限状态;③当遭遇强烈地震时,具有适当的强度、刚度和延性以满足最终极限状态。

这些标准意味着在遭遇到多遇地震(众值烈度)时,结构应该处于弹性状态。在遭遇到中等程度地震(基本烈度)时,结构应该处于弹塑性状态,但非弹性变形应发生在结构的选定部位(塑性铰)。当遭遇强烈地震(罕遇地震)时,结构可以经历较大的非弹性变形并且出现一定程度的损伤。然而,在强烈地震中,结构的变形不应该危及生命或造成结构丧失整体性。比较理想的情况是,结构的损坏是可修复的。比较常用的修复方法是替换剥落的混凝土,或者是往裂缝中喷射环氧树脂。对中等程度和强烈地震,规范所推荐的设计地震作用的大小取决于结构的重要性、结构的延性以及允许多大程度的损伤。重要的桥梁结构应当在强烈地震后保持功能,并能提供紧急车辆临时通过。然而,一般来讲,要使结构在强震作用下保持弹性状态所要求的设计地震作用将会非常大,这样做是很不经济的。

10.4.2 桥墩的塑性铰机制

对于桥梁结构,大部分的质量一般集中在上部结构,它是由梁、板、横隔板和道路表面等组成,因此在地震中,惯性力主要集中在上部结构。上部结构的设计主要受恒载、活载和温度等而不是受地震作用的控制。由于地震产生的惯性力仅仅对柱、墩和基础这些下部结构施加巨大的应力,所以柱、墩和基础是抗震设计的主要部位。在结构的能力设计中,桥梁下部设计地震惯性力可以小于由地震所产生的弹性惯性力,从而使下部结构形成塑性铰并消耗掉一部分地震能量,桥梁的其他部分提供足够的强度以保证所选定的能量耗散机制能在地震中形成。对单柱式或者多柱式桥墩,选定的能量耗散机制最好使塑性铰包含在柱中而不是在基础中(基脚、桩帽和桩)。这是因为检查和修复柱比较容易。一般地,在地震中,水平剪力、轴力或中心垂直力从桥的上部结构传递到柱、墩和基础这些下部结构上。

对单柱式桥墩,上部结构放置在支座上的情况,不管地震作用的方向如何(顺桥方向或横桥方向),塑性铰区域通常只出现在柱基(见图 10.4.1)。对多柱式桥墩,上部结构放置在

支座上的情况,当地震作用在横桥方向时,塑性铰区域可以出现在柱的顶部或根部(见图 10.4.2)。对低矮的墙式桥墩,当地震作用在横桥方向时,塑性区域可能分布在桥墩的大范围区域。然而,当地震沿顺桥方向作用,并且上部结构放置在支座上的情况,同柱子的情况一样,塑性铰出现在墙基(见图 10.4.3)。

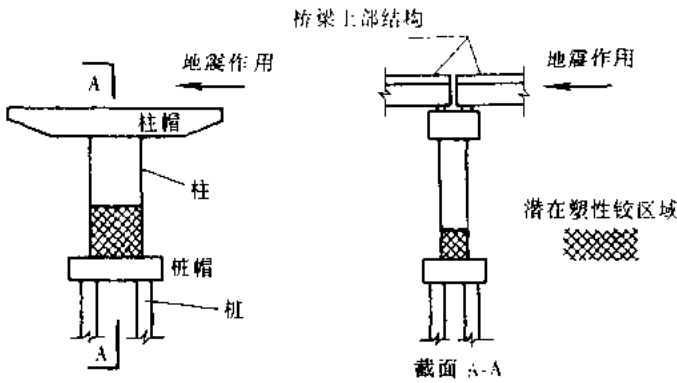


图 10.4.1 地震沿横桥向和顺桥向作用时单柱式桥墩的可能塑性铰(引自文献[3])

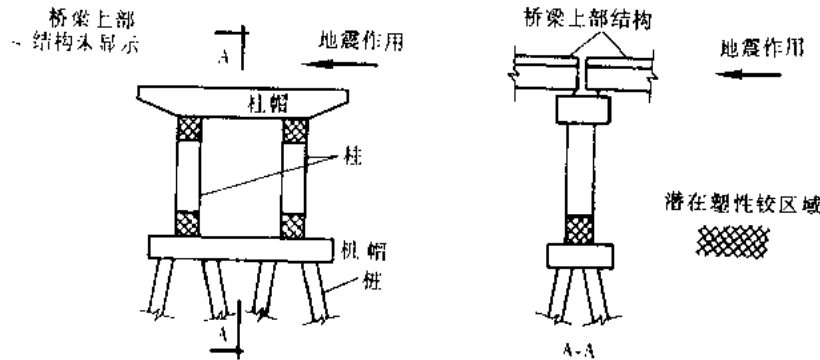


图 10.4.2 地震沿横桥向和顺桥向作用时双柱式桥墩的可能塑性铰(引自文献[3])

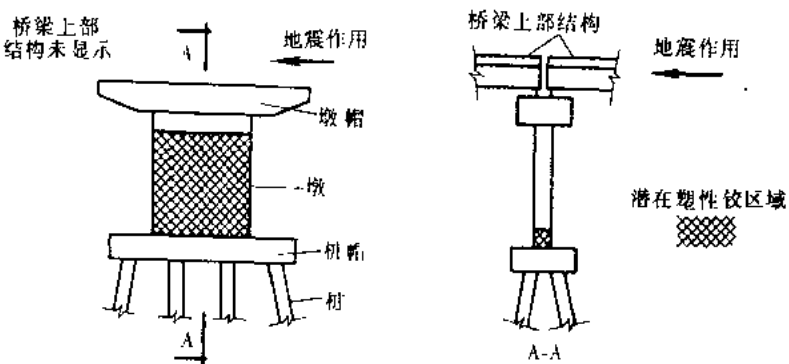


图 10.4.3 地震沿横桥向和顺桥向作用时墙式桥墩的可能塑性铰

为了保证桥墩在较大的地震中不发生倒塌,需要对潜在的塑性铰区域进行细致的细部设计,以便使塑性铰区有足够的延性。大量试验表明,在塑性铰区布置足够的横向约束钢筋,可以显著提高墩柱的延性。常用的箍筋形式有矩形、圆形或螺旋形。在设计中必须保证钢筋有足够的锚固长度,以防止锚固失效。

10.4.3 设计地震作用的确定

在预测地震运动的精确性质时存在许多不确定因素,因此,目前工程界广泛采用设计反应谱方法来确定地震作用的大小。然而,在中等程度或强烈地震作用下,必须考虑桥梁结构进入弹塑性变形阶段,否则按照反应谱方法所确定的地震荷载会非常大,使结构设计很不经济。目前世界各国规范普遍采用对弹性地震作用予以折减的方法。但在具体的处理方式上各有不同,以下简要介绍。

1. 我国规范

我国公路工程抗震设计规范(JTJ004-89)采用对弹性地震作用乘以一个综合影响系数 C_E 的方法来确定非弹性反应的地震作用。 C_E 值应按表 10.4.1 选取。 C_E 值的大小同构件延性有一定关系。从构件的延性角度考虑,实体桥墩较其他桥墩延性好,故 C_E 值较小;墩的高度越大,延性就越差,相应的 C_E 也较大,这一点体现了延性抗震的要求。但表 10.4.1 的主要缺点是对地震作用的折减规定比较模糊,没有给出桥墩延性同折减系数的定量关系,同国外先进规范相比,尚有一定差距。

表 10.4.1 综合影响系数 C_E

桥梁和墩、台类型			桥墩计算高度 $H(m)$		
			$H < 10$	$10 \leq H < 20$	$20 \leq H < 30$
梁 桥	柔性墩	柱式墩、排架柱墩、薄壁桥墩	0.3	0.33	0.35
	实体墩	天然基础和沉井基础上的实体桥墩	0.20	0.25	0.30
	多排桩基础上的桥墩		0.25	0.30	0.35
	桥 台		0.35		
拱 桥			0.35		

2. 欧洲模式规范 Eurocode8

欧洲模式规范 Eurocode 8 引入结构性能系数 q , 采用等价线性化方法来近似考虑结构的非线性特性。 q 的物理意义是: 在相同的外荷载作用下, 结构所承受的弹性力同实际承受的非弹性力的比值(见图 10.4.4):

$$q = \frac{\text{弹性力}}{\text{非弹性力}} = \frac{F_e}{F_p} \quad (10.4.1)$$

根据“位移等价”和“能量等价”原则所建立的 q 和结构延性系数 μ_d 的关系只有当结构的力-位移关系是理想弹塑性体系时才是严格成立。由图 10.4.4(a)可以看出, 当 $F_p = F_y$ 时, 根据位移相等的概念, 当结构到达极限位移 Δ_u 时:

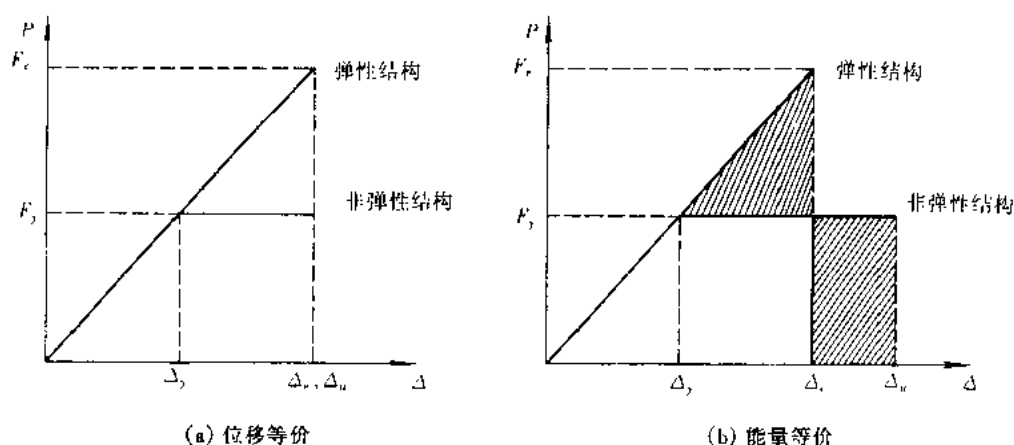


图 10.4.4 结构性能系数 q 的计算简图

$$q = \frac{F_e}{F_p} = \frac{F_e}{F_y} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \mu_d \quad (10.4.2)$$

同理,根据能量相等的概念,根据图 10.4.4(b),有以下关系:

$$\frac{1}{2}(F_e - F_y)(\Delta_e - \Delta_y) = F_y(\Delta_u - \Delta_e) \quad (10.4.3)$$

$$\frac{F_e}{F_y} = \frac{\Delta_e}{\Delta_y} \quad (10.4.4)$$

由(10.4.3)式和(10.4.4)式不难推导出

$$q = \frac{F_e}{F_p} = \sqrt{2\mu_d - 1} \quad (10.4.5)$$

Eurocode 8 规定 q 同 μ_d 的关系为

对长周期范围($T > 0.7s$):

$$q = \mu_d$$

对短周期范围(小于弹性反应谱峰值所对应的周期):

$$q = \sqrt{2\mu_d - 1}$$

对非常硬($T \approx 0$)的结构,无论 μ_d 取何值:

$$q = 1$$

在 Eurocode 8 规范中,延性结构所对应的 q 最大值如表 10.4.2 所示。

表 10.4.2 性能系数 q 的最大值

延性构件		非弹性特性	
		有限延性	延性
钢筋混凝土墩	垂直受弯墩	1.5	3.5
	斜受弯支撑	1.2	2.0
	矮墩	1.0	1.0
钢墩	垂直受弯墩	1.5	3.0
	斜受弯支撑	1.2	2.0
	带普通系杆墩	1.5	2.5
桥台		1.0	1.0
拱		1.2	2.0

用于延性结构的设计反应谱可以通过用 q 的倒数替换弹性反应谱中的粘滞阻尼修正系数 η 来得到。

3. 新西兰规范

在新西兰的桥梁抗震设计规范中,所建议的反应谱曲线如图 10.4.5 所示。新西兰规范采用这种考虑各种延性要求(μ 从 1 到 6)的反应谱曲线的理由是:这种曲线可以使设计人员直观地看出结构屈服强度同不同延性要求之间的内在联系。这种设计反应谱可以通过弹性反应和非弹性反应的等效关系(如位移等效或者能量等效)来得到。在新西兰规范中,根据塑性铰的形成机制规定了相应的结构延性系数,其值如表 10.4.3 和图 10.4.6 所示。

表 10.4.3 用于选择设计地震荷载的最大延性值(引自文献[4])

塑性铰形成机制	延性系数 μ
完全塑性机制(塑性铰在地面或水平面之上)	6
完全塑性机制(塑性铰不低于距地面 2m,但不低于水平面)	4
完全塑性机制(塑性铰低于地面或水平面,或位于不能准确预测的部位)	3
部分塑性机制	3
基脚扩展的岩石	3
塑性铰形成在桩的裸露部分	2
结构仍然是弹性的	1

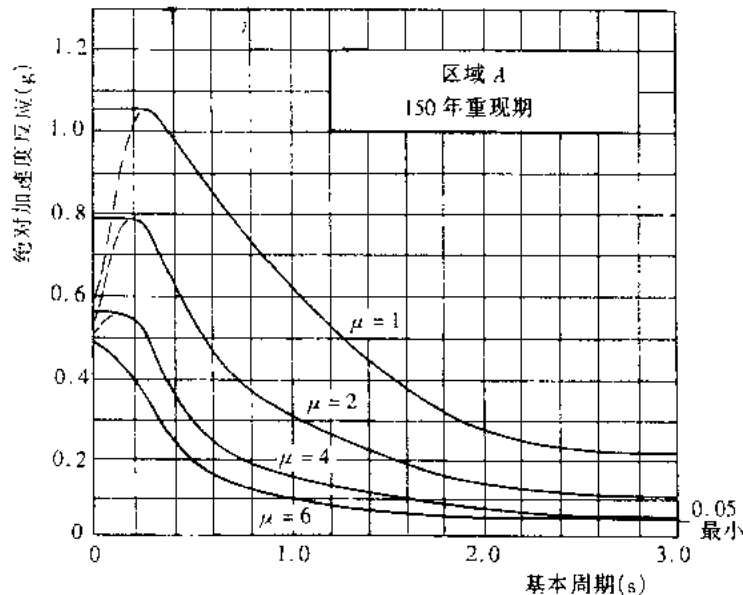


图 10.4.5 新西兰公路桥梁所采用的地震系数曲线(引自文献[4])

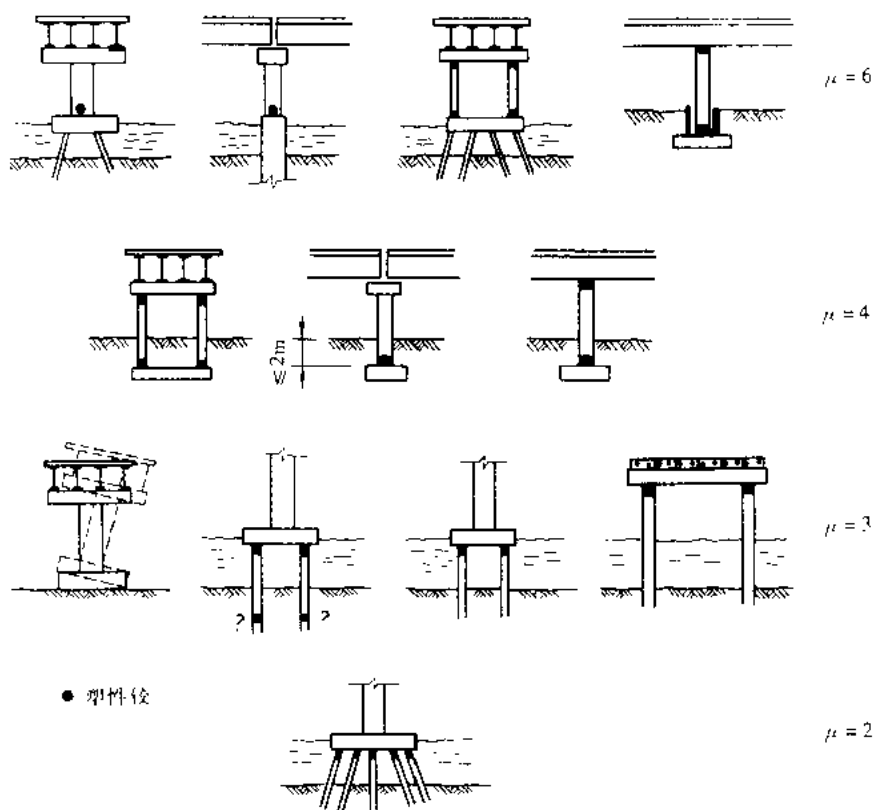


图 10.4.6 建议设计桥梁结构时采用的最大延性值(引自文献[4])

10.4.4 桥梁延性抗震设计的实用分析方法*

目前的桥梁抗震设计规范如欧洲规范(Eurocode 8),美国规范(AASHTO, Caltrans),新西兰规范(NZS)均是基于正常使用极限状态和最终极限状态分析。设计单元力均是根据不同参数(如欧洲规范称作性能系数 q)除以弹性分析的结果。这种分析对于极规则的平面结构、墩高几乎相同的梁式桥能获得令人满意的结果。略微复杂一点的桥梁采用性能系数设计方法就不合适了。因此 EC 8 和 NZS 等规范都给设计人员提供非线性动力分析的指导。由于桥梁抗震设计涉及的方面较多,非线性分析往往要花费大量的时间,因此,简单的分析方法是必须的。下面将从以下三个方面来阐述。

1. 分析方法

很明显,最有效的方法是振型分析(反应谱方法)。这种方法现已广泛应用于弹性响应计算,并且已建议应用于非弹性响应计算。Shibata 和 Sozen(1975)提出了用较软和高阻尼的“替代结构”进行弹性振型分析的设计方法。这给人们一有益的启示,即已经应用于单自由度等效线性化方法可用于多自由度系统。这种近似方法后来 Guerra 和 Estera 进一步证实通过改变频率和增加阻尼值可用弹性反应谱方法弥补非弹性性能。本文仅简要介绍其分析步骤,若有兴趣可参阅文献[12]。

用弹性反应谱的近似振型分析方法的步骤如下:

- (1) 确定桥梁结构的振型和频率;
- (2) 从图 10.4.7z 的位移反应谱确定最大振型位移;

* 本小节由袁万城执笔。

- (3) 计算每一振型下的单元应变;
- (4) 采用振型组合方法(CQC, SRSS)计算单元的最大应变,结合单元的屈服应变给出单元的延性系数;
- (5) 根据延性求出单元的等效线性刚度和等效阻尼;
- (6) 重新求解振型和频率;
- (7) 重复(2)~(6)直至获得满意的结果;
- (8) 计算结构反应所需最终值。

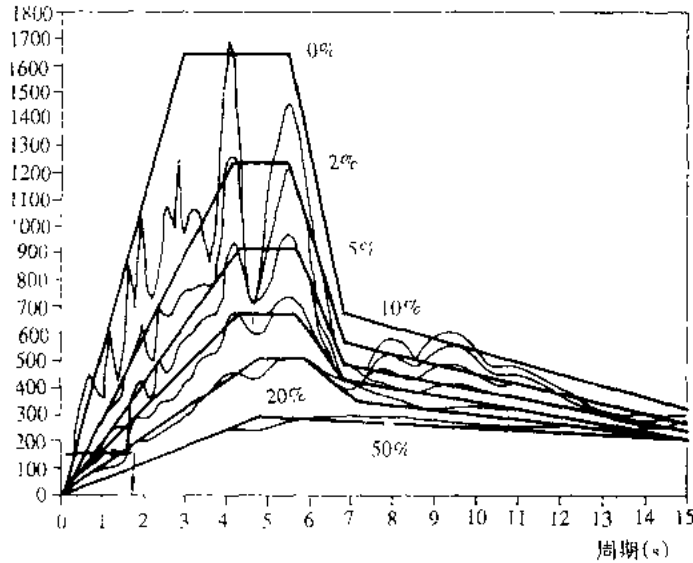


图 10.4.7 位移反应谱(引自文献[12])

2. 评价桥梁结构构件强度或延性状态

桥梁抗震设计分析结果通常要与结构构件的强度或延性能力进行比较,以使设计地震作用下的变形(强度)要求小于相应状态(正常使用极限状态和最终极限状态)的可以接受值。为了获得足够的抗震性能,避免不期望的变形振型,桥梁结构的构件(特别是墩、台)应该设计成剪切能力超过设计弯矩引起的剪力,墩、台要有充足的约束箍筋以确保有充足的弯曲性能。

当梁、柱单元两端弯矩分别为 M_i 和 M_b 时,单元长度为 L ,则最大弯矩条件下的剪力为 V_y :

$$V_y = (M_i + M_b)/L \quad (10.4.6)$$

基于 Priestley 等人建议的模式,理想的剪切强度为

$$V_i = V_c + V_s + V_p \quad (10.4.7)$$

其中

$$V_c = 0.8 A_c k \sqrt{f'_c} \quad (10.4.8)$$

$$V_s = \frac{A_s f_s D'}{s} \text{ctg} 30^\circ (\text{矩形截面}) \quad (10.4.9a)$$

$$V_s = \frac{\pi A_{sp} f_s D'}{2s} \text{ctg} 30^\circ (\text{圆形截面}) \quad (10.4.9b)$$

$$V_p = P \text{tg} \alpha \quad (10.4.10)$$

式中, V_c , V_s 和 V_p 分别是混凝土的贡献、横向箍筋的贡献以及轴向荷载的贡献。图 10.4.8 示出(10.4.8)式中柱体构件 k 随曲率延性增加而降低的关系曲线。以及(10.4.9)式中 D' 的定义和(10.4.10)式中 $\tan\alpha$ 的意义。详细介绍可参见文献[13]。 V_{ni} 和 V_{nd} 分别相应于 k 取初值和终值情况。若 $V_{nd} < V_{yf}$, 构件会发生剪切破坏。为了正确描述桥梁构件的破坏形态以及延性性能, Prestley 等人建议应用下述方程:

剪 力	延 性		方 程
	单轴延性	双轴延性	
$V_{yf} \geq V_{ni}$	$\mu_{qs} \leq 1$	$\mu_{qs} \leq 1$	(10.4.11a)
$V_{yf} \leq V_{nd}$	无剪切失效 $\mu_q = \mu_{qs}$	无剪切失效 $\mu_q = \mu_{qs}$	(10.4.11b)
$V_{nd} < V_{yf} < V_{ni}$	$\mu_{qs} = 3 + \frac{4(V_{ni} - V_{yf})}{V_{ni} - V_{nd}}$	$\mu_{qs} = 1 + \frac{4(V_{ni} - V_{yf})}{V_{ni} - V_{nd}}$	(10.4.11c)

上式中, μ_{qs} 和 μ_{qs} 分别是剪切破坏和弯曲破坏的截面曲率延性。上式表明理想抗弯强度和剪切强度的相对幅值起决定作用, 其中截面纵向钢筋的屈服强度会起到很大影响。当理想

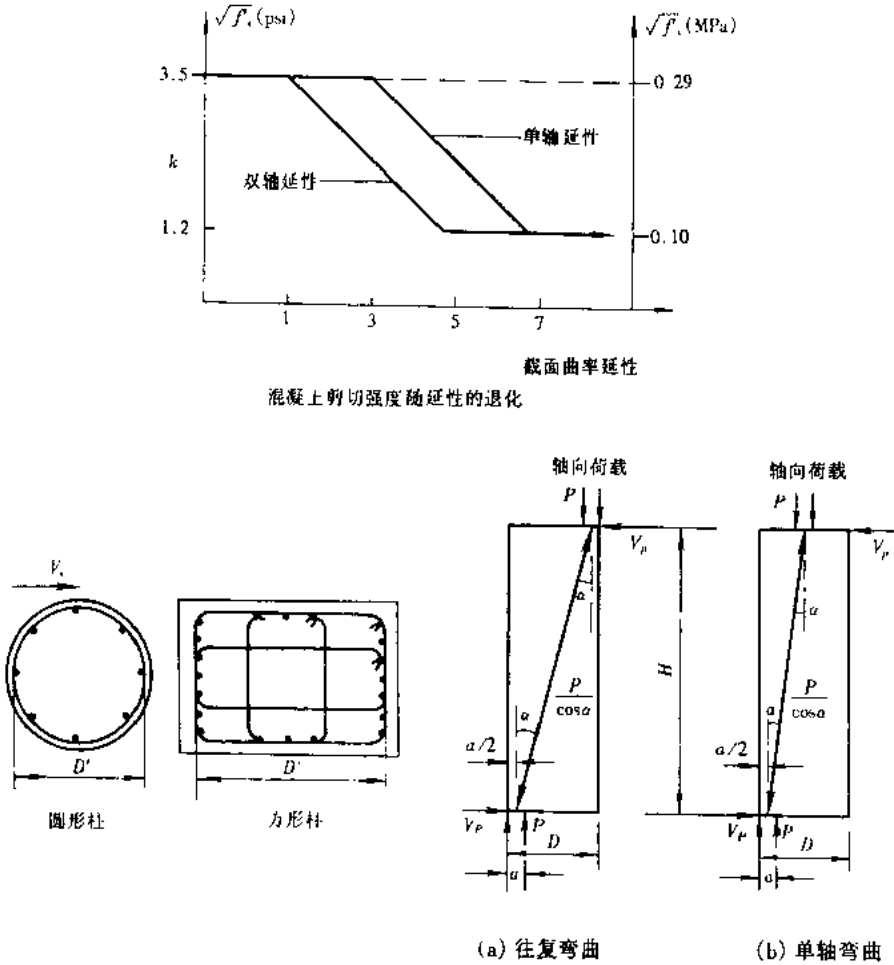


图 10.4.8 柱的剪切强度分析(引自文献[13])

弯曲强度要求的剪力 V_y 略微低于延性剪切强度 V_{nd} 的这种特殊情况下,纵向屈服强度的微量增加会导致预期的延性反应变成脆性的剪切破坏。截面弯矩-曲率关系如图 10.4.9 所示,截面的屈服曲率可以根据下式求得

$$E_c I_{cr} = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{M_i}{\varphi_y} \quad (10.4.11)$$

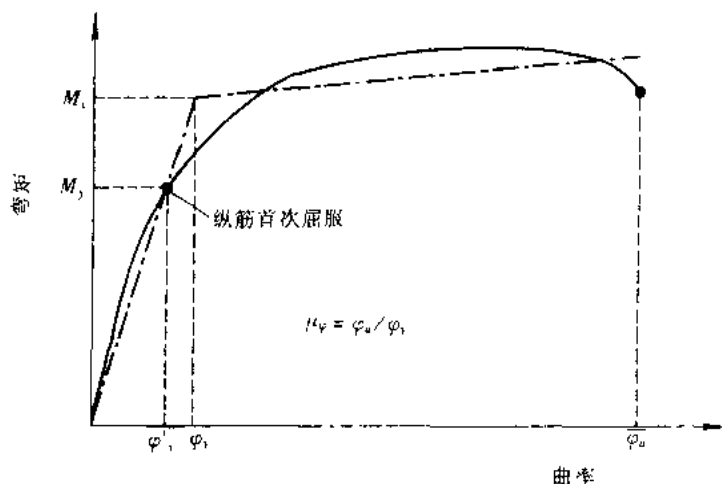


图 10.4.9 弯矩-曲率分析术语的定义(引自文献[13])

式中, I_{cr} 为当受拉钢筋屈服时开裂截面的抗弯惯性矩, M_y 和 φ_y 为相应的弯矩和曲率, E_c 为混凝土的弹性模量, M_i 为理想的抗弯强度, φ_y 为替代双线性模式的屈服曲率。 I_{cr} 可根据下式确定:

$$I_{cr} = I_{gr} \left[0.21 + 12\rho_l + (0.1 + 205(0.05 - \rho_l)^2) \frac{P}{f'_c A_c} \right] \quad (10.4.12)$$

式中, I_{gr} 为毛截面的抗弯惯性矩, A_c 为柱单元的毛截面积, P 为轴向荷载, f'_c 为混凝土抗压强度, ρ_l 为轴向含筋率。

3. 塑性铰部位的设计选择和延性能力设计

由于桥墩的结构形式和地质条件的不同,在承受较大地震作用时,桥墩上可能出现塑性铰的部位往往会不同,根据结构特点和塑性铰出现部位的可视性与可修复性的不同,对允许的水平位移要有一定的限制。一般不希望它出现在桥梁的上部结构和基础结构的土层以下部分,而是出现在桥墩上。对于结构形式和抗震性能较好的桥墩以及产生塑性铰区可视性和可修复性较好的桥墩,可按照完全延性设计($\mu \geq 3$),对于可能产生可视性和可修复性较差的塑性铰区的桥墩,可按照有限延性($3 \geq \mu \geq 1.5$),而一些结构形式较差和产生塑性铰的可视性与可修复性较差的结构,如桥台等则应按弹性或基本弹性($1.5 \geq \mu \geq 1$)设计。

基于前面分析结果的延性要求,并在确定构件不会发生剪切破坏的条件下,进行构件弯曲延性设计。

为了确保塑性铰区域的曲率或转动延性,按欧洲桥梁抗震规范(Eurocode 8)对混凝土桥墩有专门的细则规定,箍筋的数量根据力学上的含筋率来定义:

$$\omega_w = \rho_w f_{ty} / f'_c \quad (10.4.13)$$

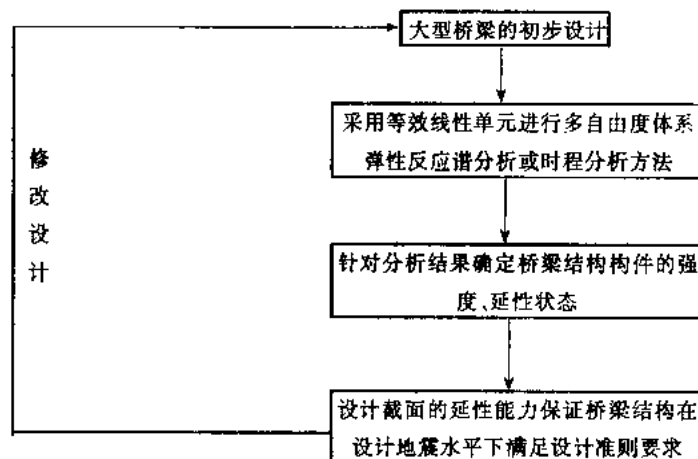
式中, f_{ty} 是钢筋的屈服设计强度, f'_c 是混凝土的设计柱体强度, ρ_w 是含箍率, 根据 Eurocode8 的定义:

$$\text{矩形截面} \quad \omega_w \geq 1.30 \times (0.15 + 0.01\mu_\varphi) \frac{A_c}{A_0} (\eta_k + 0.08) \geq 0.12 \quad (10.4.14a)$$

$$\text{圆形截面} \quad \omega_w \geq 1.90 \times (0.15 + 0.01\mu_\varphi) \frac{A_c}{A_0} (\eta_k + 0.08) \geq 0.18 \quad (10.4.14b)$$

式中, A_c 是截面混凝土的毛面积, A_0 是截面的核心混凝土面积, μ_φ 是要求的曲率延性, η_k 是轴压比。

4. 大型桥梁延性抗震设计实用分析框图



10.5 单调荷载作用下钢筋混凝土墩柱延性的计算方法

在钢筋混凝土构件的延性分析中, 对设计来说, 最基本的延性指标是截面的曲率延性。构件的位移延性可以按照 10.2.3 节中有关的公式用曲率延性来导出。在截面的延性计算中, 箍筋和轴压比是影响延性的两个基本因素, 曲率延性同这两个指标的关系是延性计算的主要任务。

10.5.1 延性计算的一般原理

构件截面形状如图 10.5.1 所示。截面的曲率用 φ 来表示, 形心轴的应变为 ϵ_0 , 力-位移的一般关系可表示成

$$M_p = f_m(\epsilon_0, \varphi) \quad (10.5.1a)$$

$$N_p = f_p(\epsilon_0, \varphi) \quad (10.5.1b)$$

在式(10.5.1)中消去 ϵ_0 , 则可得

$$M_p = \Phi(N_p, \varphi) \quad (10.5.2)$$

如果能建立 Φ , 则构件的延性、刚度及强度即可计算。一般 Φ 包含以下因素:

- (1) 截面的几何特征;

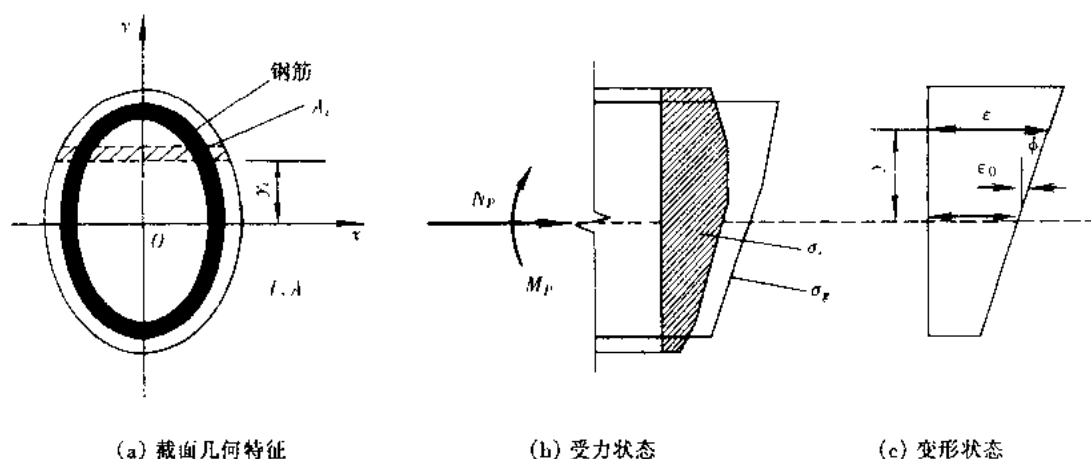


图 10.5.1 计算简图

(2) 材料特征,它反映了应力-应变关系;

(3) 受力状态,它反映了轴向力对曲率的影响。

首先假设由荷载产生的应变沿截面高度线性分布,即

$$\epsilon = \epsilon_0 + \varphi y \quad (10.5.3)$$

式中, y 表示截面上任一点距中性轴的距离。应力-应变关系一般表示为

$$\sigma_j = \sigma_j(\epsilon)$$

式中,“ j ”表示组成截面的任一种材料。利用平衡条件可得

$$N_p = \sum_j \int_{A_j} \sigma_j(\epsilon_0 + \varphi y) dA_j \quad (10.5.4a)$$

$$M_p = \sum_j \int_{A_j} \sigma_j(\epsilon_0 + \varphi y) y dA_j \quad (10.5.4b)$$

式中, A_j 为每种材料的面积, \sum 表示对各种材料内力求和。从(10.5.4a)式可解出 ϵ_0 , 代入(10.5.4b)式,即可确定 $M-\varphi$ 关系。然而,在一般情况下,很难求出 $M-\varphi$ 解析关系。在延性计算中或者采用数值解法,或者采用简化公式。采用数值解法,一般遵循以下步骤:

- (1) 给定轴向力 N_p ;
- (2) 选择参考轴,一般选在截面的形心轴;
- (3) 设 $\varphi_0 = 0$;
- (4) 按 $\varphi_i = \varphi_{i-1} + \Delta\varphi$ 确定 φ_i ;
- (5) 由(10.5.3)式确定应变分布;
- (6) 由(10.5.4a)式确定 ϵ_0 (通常采用迭代解法);
- (7) 将 ϵ_0 和 φ_i 代入(10.5.4)式求出 M_i ;
- (8) 重复(4)~(7)的步骤。

为了求出曲率延性,需要确定截面的屈服状态和最终极限状态。一般情况下载面的屈服条件是:

$$\sigma_{st} = f_{sy} \quad (\text{少筋构件和小轴压比})$$

$$\epsilon_{cmax} = \epsilon_{c0} \quad (\text{超筋构件和大轴压比})$$

截面的最终状态可表示为

$$\epsilon_{cmax} = \epsilon_{cu}$$

其中, σ_{st}, f_{sy} 分别表示受拉钢筋的应力和屈服强度。 ϵ_{cmax} 表示受压区混凝土的最大压应变, ϵ_{c0} 和 ϵ_{cu} 分别表示应力-应变曲线上应力最大点和失效点所对应的应变。

10.5.2 约束高强混凝土墩柱的曲率延性分析

根据上一小节介绍的一般原理,袁万城博士提出了一个约束高强混凝土墩柱曲率延性计算的实用方法^[1],下面简要予以介绍。在计算中遵循以下假设:

- (1) 截面应变符合平截面假设;
- (2) 不考虑剪切变形的影响;
- (3) 钢筋和混凝土之间没有滑移;

(4) 钢筋的应力-应变关系为理想弹塑性模型,约束混凝土的应力-应变关系采用图 10.5.2 所示的模型。

1. 应力-应变关系

受约束混凝土的应力-应变行为受以下三个参数的控制:

① 混凝土抗压强度;② 箍筋率;③ 截面几何形状。

这里采用 Martinez 和 Bjerkeli 提出的约束混凝土应力-应变曲线(如图 10.5.2 所示)。

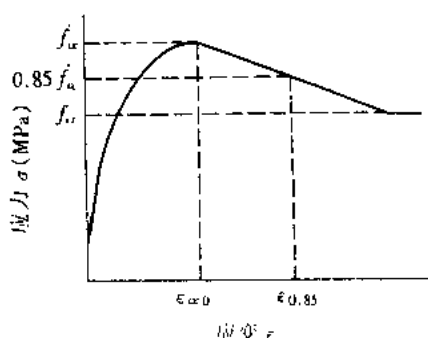


图 10.5.2 约束混凝土的应力-应变曲线

上升段

$$\sigma = \frac{E_c \epsilon}{1 + (E_c/E_0 - 2)(\epsilon/\epsilon_{c0}) + (\epsilon/\epsilon_{c0})^2} \quad (\epsilon \leq \epsilon_{c0}) \quad (10.5.5a)$$

下降段

$$\sigma = f'_{cc} - k_d(\epsilon - \epsilon_{c0}) \quad (\epsilon > \epsilon_{c0}) \quad (10.5.5b)$$

水平段

$$\sigma = 4.87 \frac{d_{sp} A_{sp} f_{sy}}{s_p A_c} \quad (10.5.5c)$$

式中

$k_d = 0.15 f'_{cc} / (\epsilon_{0.85} - \epsilon_{c0})$, 是下降段的斜率;

$E_0 = f'_{cc} / \epsilon_{c0}$, 是混凝土的初始弹性模量;

$E_c = 9500(\gamma/2400)^{1.5} (f'_c)^{0.3}$;

$f'_{cc} = f'_c + 4.0 \alpha \sigma_r$, $45\text{MPa} < f'_c \leq 80\text{MPa}$;

$f'_{cc} = f'_c + 3.0 \alpha \sigma_r$, $80\text{MPa} < f'_c \leq 90\text{MPa}$ 。

式中, f'_c 是圆柱体强度, γ 是混凝土容重, 单位是 kg/m^3 , 箍筋的约束压力为 $\sigma_r = A_{sp} f_{sy} / h_0 s_p$ 。

其中, h_0 是约束截面的外部尺寸, A_{sp} 是总的箍筋有效面积, s_p 是箍筋间距。截面几何参数 α 取 α_s 和 α_n 中的大值。

$$\alpha_s = 1 - \frac{s_p}{d_{s0}} \quad (10.5.6)$$

式中, d_{s0} 是短边箍筋直径。

$$\alpha_n = 1 - \frac{nc^2}{5.5A_c} \quad (10.5.7)$$

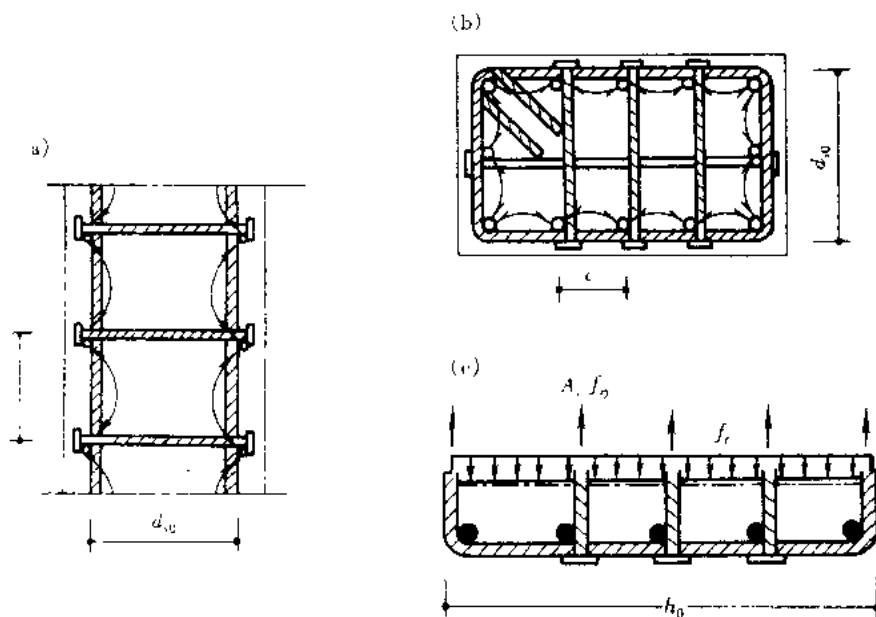
式中, n 是纵向钢筋的横向支承点的个数, c 是横向支承点的间距, A_c 是周边箍筋中心线所围混凝土截面面积。有关符号说明如图 10.5.3 所示。

$$\epsilon_{cc0} = 0.0025 + \alpha \cdot 0.050(\sigma_r/f'_c) \quad (10.5.8a)$$

$$\epsilon_{0.85} = \epsilon'_{0.85} + \alpha \cdot 0.050(\sigma_r/f'_c)/(1-F) \quad (10.5.8b)$$

$$\epsilon'_{0.85} = 0.0025 \times [(17.07/f'_c)^2 + 1] \quad (10.5.8c)$$

$$F = \frac{1}{1 + [1/(\sigma_r \rho)]^{1/4}} \quad (10.5.8d)$$



(a) 立面图, 约束箍筋层面间的压力拱; (b) 平面图, 纵向钢筋间的压力拱; (c) 理想化的约束压力 f_r

图 10.5.3 截面几何因素的计算假定

2. 截面强度和延性计算的数值求解

计算 $M-\varphi$ 曲线一般有两种方法, 即逐级加载法和逐级加曲率法。采用逐级加载法的主要问题是每改变一次荷载, 截面曲率和应变都要同时改变。当弯矩达到最大值后, 曲线进入软化段, 这时很难确定相应的曲率和应变。所以一般采用 10.5.1 节所介绍的逐级加曲率方法。根据方程 (10.5.4a) 确定中心轴处的应变 ϵ_0 , 一般采用逐步逼近方法。首先假设一个应变值 ϵ_1 , 根据 (10.4.4a) 式可求出一个 N_1 , 令 $\alpha_1 = N_p - N_1$, 一般情况下 α_1 不等于零。为了使 α_1 等于零, 给 ϵ_0 一个小的增量 $\Delta\epsilon_0$, 相应 α_1 的改变量为 $\Delta\alpha_1$ 。用外插方法可求出所需要

的 $\Delta\epsilon_0$ 的逼近值 $\Delta\epsilon_m, \Delta\epsilon_m$ 满足下式:

$$\frac{\Delta\alpha_1}{\Delta\epsilon_0}\Delta\epsilon_m + \alpha_1 = 0 \quad (10.5.9)$$

从(10.5.9)式可得

$$\Delta\epsilon_m = -\Delta\epsilon_0 \frac{\alpha_1}{\Delta\alpha_1} \quad (10.5.10)$$

修正后的应变值为 $\epsilon_1 = \epsilon_0 + \Delta\epsilon_m$ 。重复以上的计算过程,直到 α_1 小于给定的误差。

3. 数值结果同试验结果的比较

根据本小节的计算公式,采用将截面划分成若干条带并按分级加曲率的方法,袁万城博士编制了计算截面弯矩-曲率关系的程序 CYSCE,计算时混凝土的极限压应变取 $2\epsilon_{0.85}$ 。由于篇幅所限,仅将 6 根 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 800\text{mm}$ 的混凝土柱的试验与分析结果列于表 10.5.1,其纵向配筋率和横向配箍率以及试验时的轴向荷载列于表 10.5.2。从表 10.5.1 可以看出,分析结果与试验结果比较符合。图 10.5.4 和图 10.5.5 是部分试验曲线同计算曲线的比较。

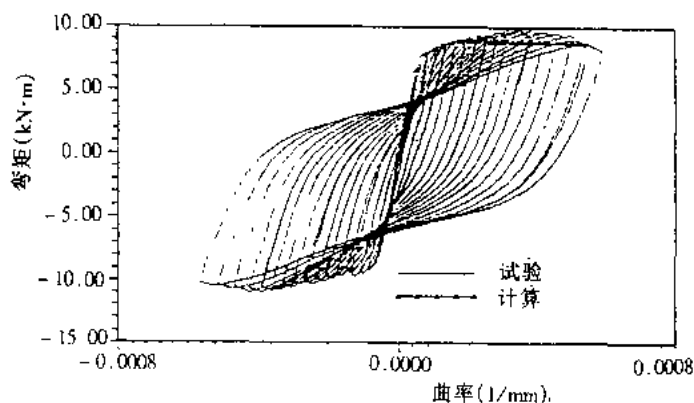


图 10.5.4 4号模型的试验滞回曲线同计算单调加载曲线比较

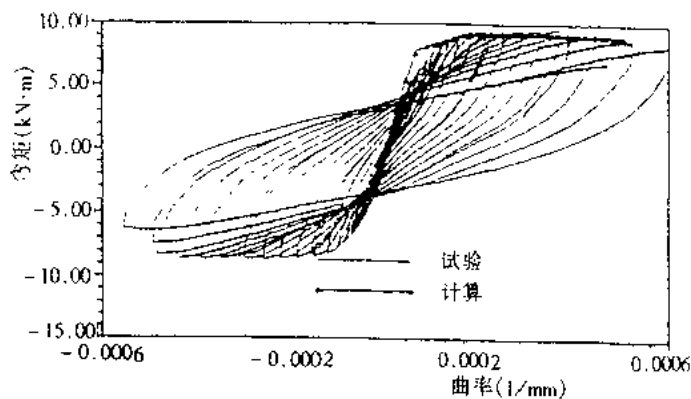


图 10.5.5 6号模型的试验滞回曲线同计算单调加载曲线比较

表 10.5.1 曲率延性试验与分析结果

柱号	φ_u/mm^{-1} (计算值)	φ_u/mm^{-1} (试验值)	μ_p (计算值)	μ_p (试验值)
2	0.001840	≥ 0.00085	24.2	≥ 11.2
3	0.000266	0.00032	3.8	4.6
4	0.000524	0.00056	8.7	9.3
6	0.000502	0.00053	8.1	8.5
7	0.000250	0.00028	3.3	3.7
8	0.001600	≥ 0.00080	20.0	≥ 10.0

表 10.5.2 钢筋混凝土柱的配筋率、强度和轴力

柱 号	2	3	4	6	7	8
纵向配筋率	3.1	3.1	3.1	3.1	5.2	5.2
配箍率	1.64	0.22	0.22	0.22	0.22	1.64
强 度	100	96	111	50	101	98
轴 力	150	150	50	50	150	150

10.6 约束混凝土墩柱延性的解析分析

采用 10.5 节所述的方法虽然能够比较精确地计算截面的延性,但也存在一些缺点,主要是计算耗时,曲率延性同一些主要参数的关系无法表示。为了进一步探索影响约束混凝土延性的各种因素,本小节将采用简化的解析方法来确定约束混凝土的截面延性。

10.6.1 横向箍筋的有效约束

1. 横向约束应力同配箍率的关系

假设在外荷载的作用下,约束箍筋达到屈服,而混凝土所受的横向约束应力在箍筋间距之间均匀分布。对圆形截面,根据图 10.6.1(a),可得

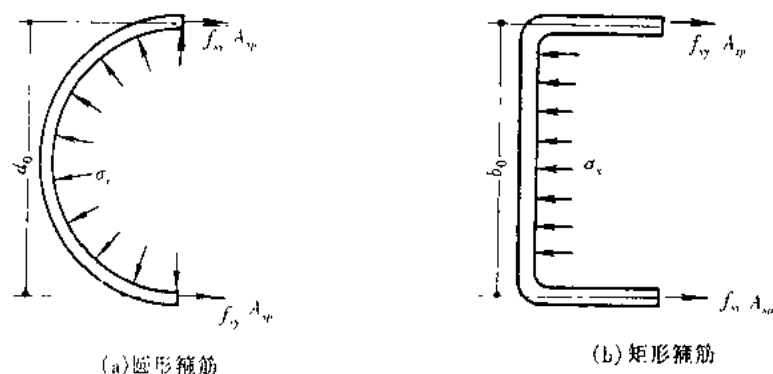


图 10.6.1 横向约束应力的计算简图

$$\sigma_r = \frac{2f_{sy}A_{sp}}{s_p d_0} \quad (10.6.1)$$

式中, d_0 是核心混凝土的直径。定义如下的力学配箍率:

$$\omega_w = \rho_w \frac{f_{sy}}{f'_c} \quad (10.6.2)$$

式中, f'_c 是混凝土的轴向受压强度, ρ_w 是体积配箍率, 对圆形截面定义为

$$\rho_w = \frac{4A_{sp}}{d_0 s_p} \quad (10.6.3)$$

由(10.6.1), (10.6.2)和(10.6.3)式可得

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \omega_w f'_c \quad (10.6.4)$$

对于矩形截面, 根据图 10.6.1(b)可得横向约束应力 σ_x 为

$$\sigma_x = \frac{2A_{sp}f_{sy}}{s_p b_0} \quad (10.6.5)$$

式中, b_0 是同约束应力垂直的核心混凝土边长, 同理, σ_y 为

$$\sigma_y = \frac{2A_{sp}f_{sy}}{s_p a_0} \quad (10.6.6)$$

定义体积配箍率 ρ_w 为

$$\rho_w = \frac{2(b_0 + a_0)A_{sp}}{s_p b_0 a_0} = \frac{4\lambda A_{sp}}{s_p b_0} \quad (10.6.7)$$

式中, λ 是核心混凝土高宽比影响系数, 为

$$\lambda = \frac{1}{2} \left(\frac{b_0}{a_0} + 1 \right) \quad (10.6.8)$$

对于正方形截面, $\lambda = 1$ 。假如 $b_0/a_0 = 0.5$, 那么 $\lambda = 0.75$; λ 越小, 箍筋的约束作用就越小。一般情况下高宽比应该满足 $b_0/a_0 \geq 1/3$ 。对于高宽比不满足要求的桥墩, 应采用多肢柱形式。对于正方形截面, 由(10.6.2)式, (10.6.5)式, (10.6.6)式和(10.6.7)式得

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{1}{2} \omega_w f'_c \quad (10.6.9)$$

2. 横向约束应力同箍筋形式和间距的关系

箍筋的横向约束应力同箍筋形式和间距有着密切关系, 圆形箍筋的约束作用最好, 复合箍筋次之, 而方箍最差。箍筋间距越小, 约束就越强。所以(10.6.4)式和(10.6.9)式可改写为

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \alpha \omega_w f'_c \quad (\text{圆形截面}) \quad (10.6.10a)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{1}{2} \alpha \omega_w f'_c \quad (\text{正方形截面}) \quad (10.6.10b)$$

式中, $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ 是箍筋有效约束系数, 其中 α_n 反映箍筋形式的影响, α_s 反映箍筋间距的影响。箍筋的有效约束同混凝土的“压力拱”有关, 下面分别讨论:

圆形箍筋能对核心混凝土提供均匀的约束应力, 所以没有压力拱出现, $\alpha_n = 1$ 。在纵向假设“压力拱”同箍筋的夹角为 45° (如图 10.6.2(a)所示), 则跨中的有效截面积 A_e 为

$$A_e = \frac{\pi d_0^2}{4} \left(1 - \frac{s_p}{2d_0} \right)^2 \quad (10.6.11)$$

令 $\alpha_s = A_e / A_0$ (10.6.12)

式中, A_0 是核心混凝土截面积。由(10.6.11)式和(10.6.12)式得

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s_p}{2d_0} \right)^2 \quad (10.6.13)$$

对矩形截面,在截面内的“压力拱”如图 10.6.2(b)所示。有效约束面积 A_e 为

$$A_e = \left(a_0 b_0 - \sum_{i=1}^n \frac{l_i^2}{6} \right) \quad (10.6.14)$$

$$\alpha_n = \frac{A_e}{A_0} = 1 - \sum_{i=1}^n \frac{l_i^2}{6a_0 b_0} \quad (10.6.15)$$

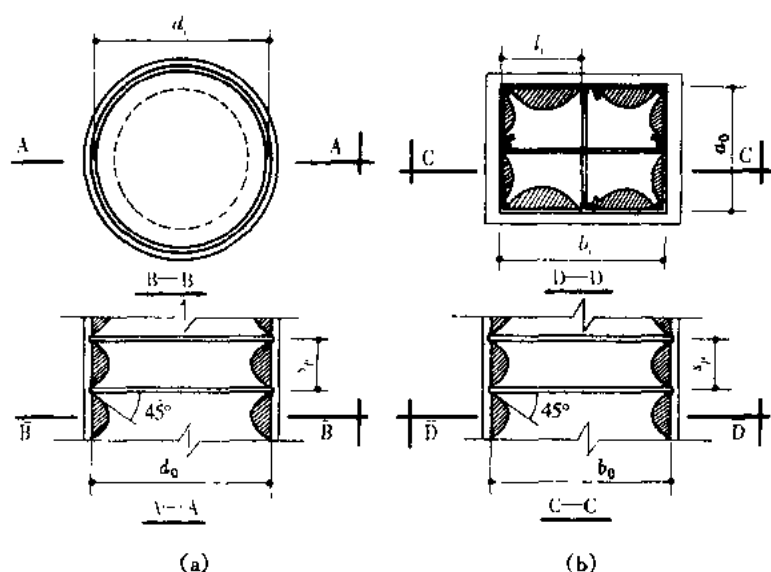


图 10.6.2 有效约束系数计算简图

沿墩的纵向,“压力拱”的分布同圆形截面,有效面积 A_e 为

$$A_e = \left(a_0 - \frac{s_p}{2} \right) \left(b_0 - \frac{s_p}{2} \right) \quad (10.6.16)$$

α_s 为

$$\alpha_s = \frac{A_e}{A_0} = \left(1 - \frac{s_p}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_p}{2a_0} \right) \quad (10.6.17)$$

10.6.2 约束混凝土的应力-应变关系

约束混凝土的极限抗压强度同侧向压力的关系主要根据混凝土圆柱体的三轴试验得到,目前我国广泛采用的计算公式是

$$f'_{cc} = f'_c + 4\sigma_s \quad (10.6.18)$$

式中, f'_{cc} 是约束混凝土的极限抗压强度。将(10.6.10)式代入得

$$f'_{cc} = f'_c (1 + 2\alpha\omega_w) \quad (10.6.19)$$

而 CEB 90 规范所采用的计算公式是

$$f'_{cc} = f'_c + 5\sigma_r \quad (\sigma_r/f'_c \leq 0.05) \quad (10.6.20a)$$

$$f'_{cc} = 1.125f'_c + 25\sigma_r \quad (\sigma_r/f'_c > 0.05) \quad (10.6.20b)$$

将(10.6.10)式代入(10.6.20)式得

$$f'_{cc} = f'_c(1 + 2.5\alpha\omega_w) \quad (\alpha\omega_w < 0.1) \quad (10.6.21a)$$

$$f'_{cc} = f'_c(1.125 + 1.25\alpha\omega_w) \quad (\alpha\omega_w > 0.1) \quad (10.6.21b)$$

根据低配筋混凝土的特点,本文采用 CEB 90 规范所采用的约束混凝土应力-应变关系(如图 10.6.3,图 10.6.4 所示)。

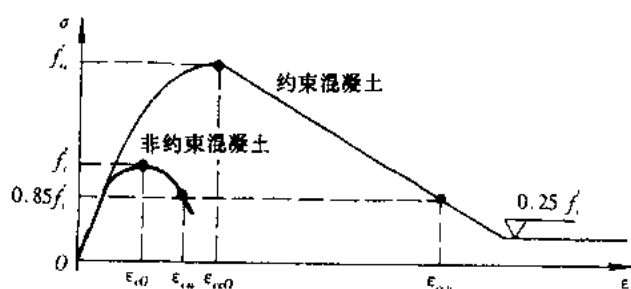


图 10.6.3 约束混凝土的应力-应变关系

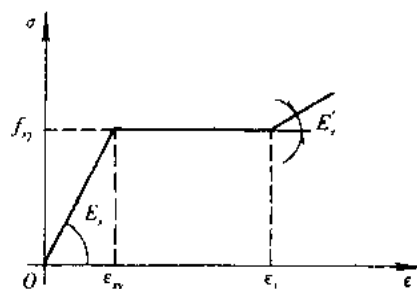


图 10.6.4 钢筋的应力-应变关系

约束混凝土的应力-应变关系为

上升段

$$\sigma = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cc0}} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cc0}} \right)^2 \right] \quad (\epsilon \leq \epsilon_{cc0}) \quad (10.6.22)$$

下降段

$$\sigma = f'_{cc} \left[1 - \left(1 - 0.85 \frac{f'_c}{f'_{cc}} \right) \frac{\epsilon - \epsilon_{cc0}}{\epsilon_{0.85} - \epsilon_{cc0}} \right] \quad (\epsilon > \epsilon_{cc0}) \quad (10.6.23)$$

其中

$$\epsilon_{cc0} = \epsilon_{c0} \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} \right)^2 \quad (10.6.24)$$

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{0.85} = \epsilon_{cu} + 0.1\alpha\omega_w \quad (10.6.25)$$

其中, $\epsilon_{c0} = 0.002$ 和 $\epsilon_{cu} = 0.0035$ 分别表示无约束混凝土应力最大点的应变和极限应变。

10.6.3 屈服曲率的计算

由于轴力的存在对截面屈服弯矩或极限弯矩影响极大,钢筋混凝土截面的强度有效表示方法是采用 $P-M$ 相互作用图表示,平面内弯矩-轴力相互作用曲线可用图 10.6.5 中的折线近似代替。该曲线具有如下特征点:① a 点为纯受压状态;② b 点为平衡状态;③ c 点为纯受拉状态;④ d 点为纯弯状态。轴力的大小不同,屈服时截面的应力和应变状态也不同。对小轴压比(位于图 10.6.5 中 b-d 之间),对适筋和少筋构件,受拉侧钢筋首先屈服(如图 10.6.6(b)所示)。面对大轴压比(位于图 10.6.5 中 a-b 之间),屈服是以受压侧混凝土压碎为标志(如图 10.6.6(c)所示)。

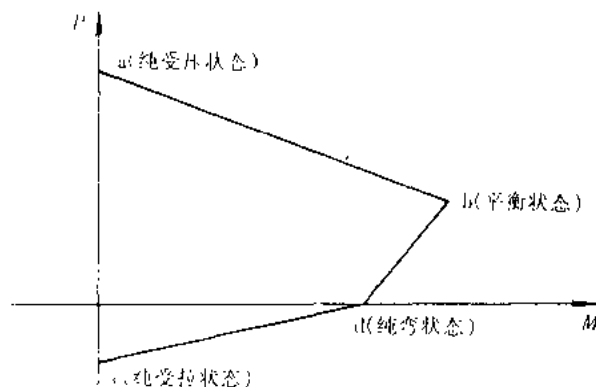


图 10.6.5 轴力和弯矩相互作用曲线

截面屈服时的计算简图如图 10.6.6 所示, 屈服曲率可表示为

$$\varphi_y = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{sy}}{h'} \quad (\text{钢筋屈服}) \quad (10.6.26a)$$

$$\varphi_y = \frac{0.0035 + \epsilon_{st}}{h'} \quad (\text{最外侧混凝土达到极限应变}) \quad (10.6.26b)$$

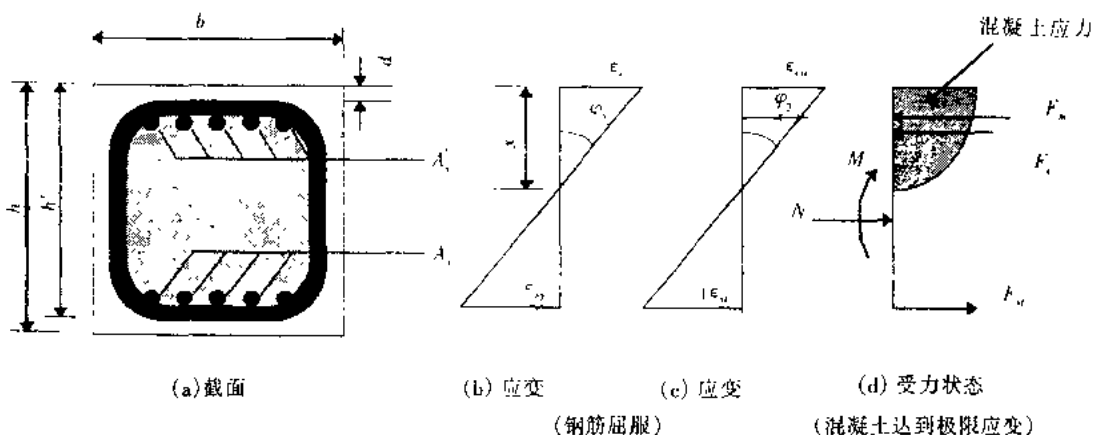


图 10.6.6 截面屈服时的计算简图

1. 小轴压比情况下屈服曲率的计算

小轴压比情况下, 受拉区钢筋首先屈服。假设此时箍筋尚未达到屈服, 混凝土的应力-应变关系不考虑箍筋的约束作用。设受压区高度为 x , 则有

$$F_c = kbf'_c x \quad (10.6.27)$$

式中
$$k = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right) = \epsilon_c (c_1 - c_2 \epsilon_c) \quad (10.6.28)$$

$$F_{sc} = k_1 f_{sy} A'_s \quad (10.6.29)$$

式中
$$k_1 = \frac{x - d}{h' - x} \quad (10.6.30)$$

$$F_{st} = f_{sy} A_s \quad (10.6.31)$$

根据 $\Sigma X_i = 0$ 得

$$N = F_{cc} + F_{sc} - F_{st} \quad (10.6.32)$$

设受拉钢筋的面积同受压钢筋的面积相等, 分别等于截面配筋的一半, 即 $A'_s = A_s = 0.5A_g$, 并 $N = \eta_k A_c f'_c$, $\rho_s = A_g / A_c$ 和 $n_f = f_{sy} / f'_c$, 由 (10.6.27) 式, (10.6.29) 式, (10.6.31) 式和 (10.6.32) 式得

$$\eta_k = \frac{k}{h} x - 0.5 n_f \rho_s (1 - k_1) \quad (10.6.33)$$

由 (10.6.33) 式得

$$x = \frac{\eta_k + 0.5 n_f \rho_s (1 - k_1)}{k} h \quad (10.6.34)$$

$$\varphi_y h' = \epsilon_c + \epsilon_{sy} = \epsilon_{sy} \frac{h'}{h' - x} \quad (10.6.35)$$

从 (10.6.35) 式可以看出, 中性轴高度越大, 屈服曲率越大。而影响中性轴高度的各种因素中, 轴压比是主要影响因素。由 (10.6.34) 式和 (10.6.35) 式得到屈服曲率 φ_y 为

$$\varphi_y h' = \frac{\epsilon_{sy}}{1 - \frac{\eta_k + 0.5 n_f \rho_s (1 - k_1)}{k} \cdot \frac{h}{h'}} \quad (10.6.36)$$

2. 大轴压比情况下屈服曲率的计算

大轴压比情况下, 受压区混凝土首先达到极限应变。设受压区高度为 x , 则有

$$F_c = b f'_c x \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{c0}} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{c0}} \right) = 0.73 b f'_c x \quad (10.6.37)$$

$$F_{sc} = f_{sy} A'_s \quad (10.6.38)$$

$$F_{st} = f_{sy} A_s \frac{\epsilon_{cu} h' - x}{\epsilon_{sy} x} \approx 2.26 f_{sy} A_s \frac{h' - x}{x} \quad (10.6.39)$$

由 (10.6.32) 式, (10.6.37) 式, (10.6.38) 式和 (10.6.39) 式得

$$\eta_k = 0.73 \frac{x}{h} + 0.5 n_f \rho_s \left(1 - 2.26 \frac{h' - x}{x} \right) \quad (10.6.40)$$

由 (10.6.40) 式可以解出中性轴高度 x :

$$h' \varphi_y = \epsilon_c + \epsilon_{sy} = 0.0035 \frac{h'}{x} \quad (10.6.41)$$

(10.6.41) 式表明在大轴压比情况下截面曲率同中性轴高度成反比 (小轴压比情况下成正比)。

3. 屈服曲率的近似计算公式

在小轴压比情况下, 因为混凝土的应变 ϵ_c 同中性轴的高度 x 有关, 所以 (10.6.36) 式不能直接给出屈服曲率。为了确定屈服曲率同轴压比的关系, 根据四种情况, 即: 情况 1——C30, $\rho_s = 0.01$; 情况 2——C30, $\rho_s = 0.02$; 情况 3——C40, $\rho_s = 0.01$; 情况 4——C40, $\rho_s = 0.02$, 分别计算了屈服曲率同轴压比的关系, 其计算结果如图 10.6.7 所示。从图 10.6.7 可以看出, 各种情况下得到的屈服曲率同轴压比 η_k 的关系曲线非常接近, 可近似表示为:

$$h' \varphi_y = \epsilon_{sy} (1.3 + 2.8 \eta_k) \quad 0.1 \leq \eta_k \leq 0.5 \quad (10.6.42)$$

对大轴压比情况下, 四种情况下的屈服曲率同轴压比的关系曲线也非常接近 (如图 10.6.8 所示), 可近似表达为:

$$h' \varphi_y = \varepsilon_{cu} (2.1 - 1.4 \eta_k) \quad 0.5 \leq \eta_k \leq 0.75 \quad (10.6.43)$$

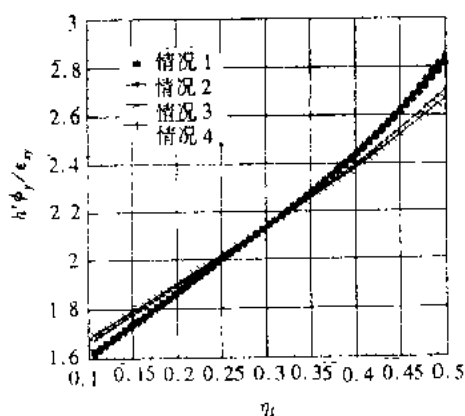


图 10.6.7 小轴压比情况

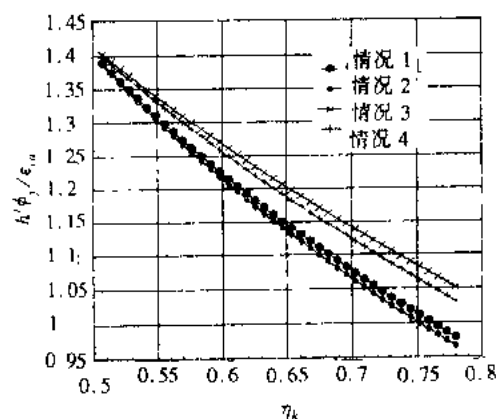


图 10.6.8 大轴压比情况

10.6.4 极限状态的曲率计算

当截面达到极限状态时,计算简图如图 10.6.9 所示。假设箍筋以外的混凝土已经脱落,极限曲率可表示为

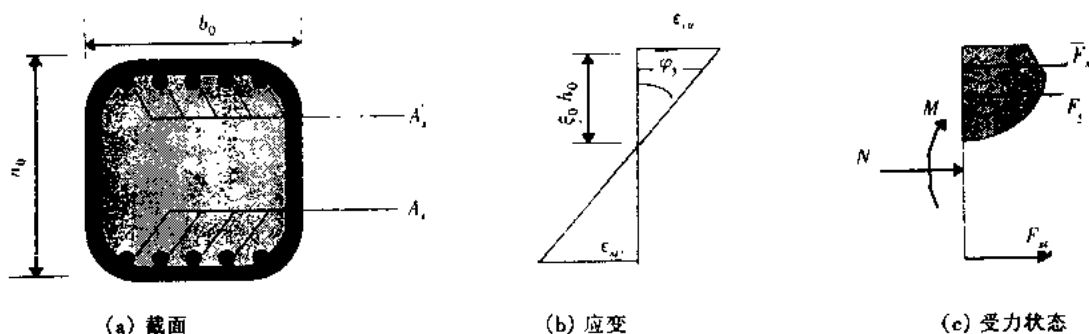


图 10.6.9 截面达到极限状态时的计算简图

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_0 h_0}, \quad h' \varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu} h'}{\xi_0 h_0} \quad (10.6.44)$$

$$F_c = c b_0 h_0 \xi_0 f'_c \quad (10.6.45)$$

其中

$$c = \frac{1}{2} \frac{\varepsilon_{cu0}}{\varepsilon_{cu}} \left(\frac{1}{3} \frac{f'_{sc}}{f'_c} - 0.85 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{f'_{sc}}{f'_c} + 0.85 \right) \quad (10.6.46)$$

当混凝土达到极限状态时,钢筋变形已经较大,所以应考虑进入强化阶段,此时钢筋受力可表示为

$$F_{sc} = 0.5 \theta f_{sy} A'_s \quad (10.6.47)$$

$$F_s = 0.5 \delta f_{sy} A_s \quad (10.6.48)$$

根据平衡条件有

$$\eta_k = c \xi_0 \frac{A_0}{A_c} + 0.5(\theta - \delta) n_f \rho_s \quad (10.6.49)$$

从(10.6.49)式可得

$$\xi_0 = \frac{1}{c} [\eta_k - 0.5(\theta - \delta) n_f \rho_s] \frac{A_c}{A_0} \quad (10.6.50)$$

由(10.6.44)式和(10.6.50)式可得

$$h' \varphi_u = \frac{c \varepsilon_{ccu}}{\eta_k - 0.5(\theta - \delta) n_f \rho_s} \cdot \frac{h'}{h_0} \cdot \frac{A_0}{A_c} = \frac{c \varepsilon_{ccu}}{\eta_k - 0.5(\theta - \delta) n_f \rho_s} \chi \quad (10.6.51)$$

式中, $\chi = \frac{h'}{h_0} \cdot \frac{A_0}{A_c}$

10.6.5 曲率延性及配箍率

由(10.6.25)式,(10.6.42)式,(10.6.43)式和(10.6.51)式可以得到曲率延性为

$$\mu_\varphi = \frac{c(0.0035 + 0.1\alpha\omega_w)}{[\eta_k - 0.5(\theta - \delta) n_f \rho_s] \varepsilon_{sy} (1.3 + 2.8\eta_k)} \chi \quad 0.1 \leq \eta_k \leq 0.5 \quad (10.6.52a)$$

$$\mu_\varphi = \frac{c(0.0035 + 0.1\alpha\omega_w)}{[\eta_k - 0.5(\theta - \delta) n_f \rho_s] \varepsilon_{cu} (2.1 - 1.4\eta_k)} \chi \quad 0.5 \leq \eta_k \leq 0.74 \quad (10.6.52b)$$

由(10.6.52)式可得

$$\alpha\omega_w = \frac{10\mu_\varphi [\eta_k - 0.5(\theta - \delta) n_f \rho_s] \varepsilon_{sy} (1.3 + 2.8\eta_k)}{c_0} - 0.035 \quad 0.1 \leq \eta_k \leq 0.5 \quad (10.6.53a)$$

$$\alpha\omega_w = \frac{10\mu_\varphi [\eta_k - 0.5(\theta - \delta) n_f \rho_s] \varepsilon_{cu} (2.1 - 1.4\eta_k)}{c_0} - 0.035 \quad 0.5 \leq \eta_k \leq 0.75 \quad (10.6.53b)$$

通过参数研究发现 $\theta - \delta$ 的变化范围在 $-0.03 \sim 0.04$ 之间, ρ_s 的最大值为 0.04 , n_f 的最大值为 20 , 所以 $0.5(\theta - \delta) n_f \rho_s \leq 0.014$ 。同 η_k 相比, 可忽略不计。所以(10.6.53)式可简化为

$$\alpha\omega_w = \frac{10\mu_\varphi \eta_k \varepsilon_{sy} (1.3 + 2.8\eta_k)}{c_0} - 0.035 \quad 0.1 \leq \eta_k \leq 0.5 \quad (10.6.54a)$$

$$\alpha\omega_w = \frac{10\mu_\varphi \eta_k \varepsilon_{cu} (2.1 - 1.4\eta_k)}{c_0} - 0.035 \quad 0.5 \leq \eta_k \leq 0.75 \quad (10.6.54b)$$

式中, $c_0 = c\chi$ 。将(10.6.19)式,(10.6.24)式和(10.6.25)式代入(10.6.46)式, 得到 c 和 $\alpha\omega_w$ 的关系为

$$c = \frac{1}{2} \frac{\varepsilon_{cu} (1 + 2\alpha\omega_w)^2}{\varepsilon_{cu} + 0.1\alpha\omega_w} \left[\frac{1}{3} (1 + 2\alpha\omega_w) - 0.85 \right] + \frac{1}{2} [(1 + 2\alpha\omega_w) + 0.85] \quad (10.6.55)$$

从(10.6.54)式和(10.6.55)式可以看出, $\alpha\omega_w$ 同 μ_φ 和 η_k 的关系是非常复杂的。为了使用方便, 有必要寻求一个近似计算公式。为了确定 $\alpha\omega_w$ 同 μ_φ 和 η_k 的关系, 可将(10.6.54)式改写成:

$$y = 0.9c(\alpha\omega_u + 0.035) \quad (10.6.56)$$

$$\text{式中} \quad y = 10\mu_\varphi\eta_k\varepsilon_{sy}(1.3 + 2.8\eta_k)\frac{A_c}{A_0} \quad 0.1 \leq \eta_k \leq 0.5 \quad (10.6.57a)$$

$$y = 10\mu_\varphi\eta_k\varepsilon_{cu}(2.1 - 1.4\eta_k)\frac{A_c}{A_0} \quad 0.5 \leq \eta_k \leq 0.75 \quad (10.6.57b)$$

令 $x = \alpha\omega_u$, 则 y 与 x 的关系如图 10.6.10 所示。通过回归分析, y 与 x 的关系可近似表示为

$$y = 1.3x \quad (10.6.58)$$

$$\alpha\omega_u = 7.6\mu_\varphi\eta_k\varepsilon_{sy}(1.3 + 2.8\eta_k)\frac{A_c}{A_0} \quad 0.1 \leq \eta_k \leq 0.5 \quad (10.6.59a)$$

$$\alpha\omega_u = 7.6\mu_\varphi\eta_k\varepsilon_{cu}(2.1 - 1.4\eta_k)\frac{A_c}{A_0} \quad 0.5 \leq \eta_k \leq 0.75 \quad (10.6.59b)$$

欧洲抗震规范 Eurocode 8 给出的矩形截面最小配箍率的计算公式见(10.4.15)式。

按以下四种情况比较(10.6.59)式和(10.4.15)式的计算结果如表 10.6.1 所示, 计算中取 $\varepsilon_{sy} = 0.00143$, $\alpha = 1$ 。

情况 1: $\mu_\varphi = 20$ $\eta_k = 0.2$; 情况 2: $\mu_\varphi = 40$ $\eta_k = 0.2$

情况 3: $\mu_\varphi = 20$ $\eta_k = 0.3$; 情况 4: $\mu_\varphi = 40$ $\eta_k = 0.3$

表 10.6.1

情况	$\omega_u(A_c/A_0)$	
	本文	Eurocode 8
1	0.08	0.13
2	0.16	0.2
3	0.13	0.17
4	0.28	0.27

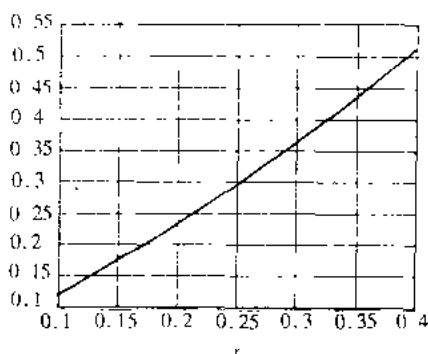


图 10.6.10

对圆形截面墩柱, 即使采用近似的解法来确定截面曲率和箍筋用量的解析关系也是比较困难的。在新西兰的规范中, 采用了 Park 等人提出的如图 10.6.11 所示的

箍筋约束应力 f_c 同轴压比 $P/f'_c A_g$ 和延性系数 μ_φ 的曲线。其中 f'_c 和 f'_{c0} 分别表示约束和无约束混凝土的轴压强度。计算图 10.6.11 所示曲线所依据模型的参数为: $f'_c = 30\text{MPa}$, $f_y = f_{yh} = 275\text{MPa}$, 力学配筋率 $\omega_w = \rho_t f_y / 0.85 f'_c = 0.1, 0.2$ (图 10.6.11 中用 ρ_m 表示), 混凝土保护层厚度为直径的 6%。

从图 10.6.11 可以看出:

- (1) 曲率延性系数 μ_φ 随轴压比 $P/f'_c A_g$ 增加迅速衰减;
- (2) 在小轴压比 (≤ 0.15) 情况下, 仅仅对延性而言, 很低的配箍率也能取得相当大的延性;
- (3) 控制截面极限曲率的最重要因素是弯曲强度退化;
- (4) 配箍率一定的情况下, 力学配筋率越大, 曲率延性也越大;
- (5) 图中阴影部分的延性系数应严格限制, 主要是因为当箍筋间距为六倍的纵筋直径时, 当延性系数位于阴影部分时可能造成受压区箍筋压曲破坏, 所以, 在此区域内的箍筋间

距应小于六倍的纵筋直径。

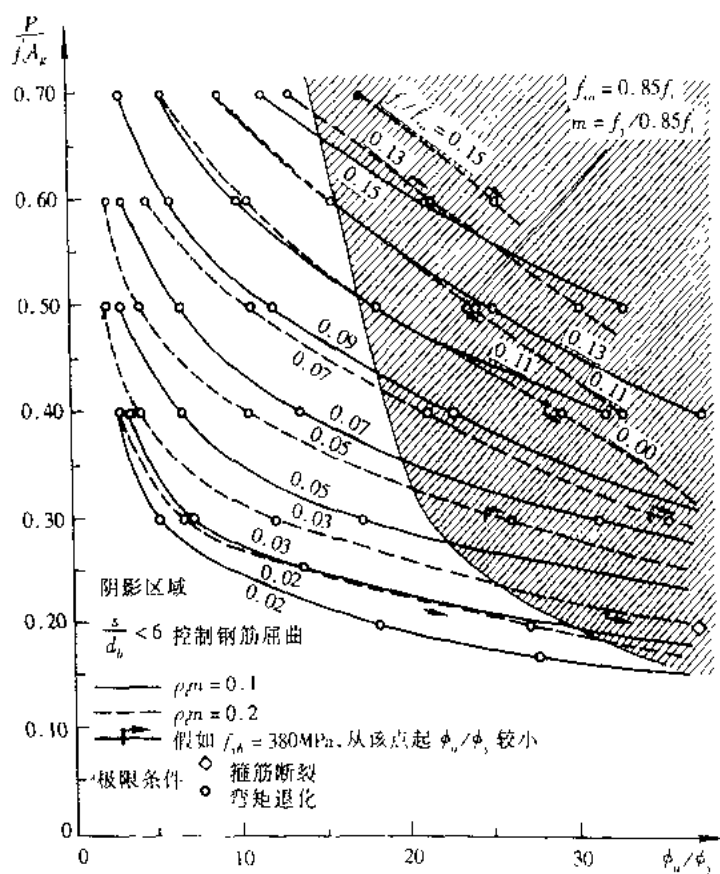


图 10.6.11 圆柱形钢筋混凝土柱曲率延性设计图(引自文献[14])

10.7 反复周期荷载作用下结构延性的实验研究

钢筋混凝土桥墩在反复周期荷载作用下的荷载-变形关系(恢复力特性)是钢筋混凝土桥墩抗震研究的核心问题。近 20 年来,世界各国,主要是日本、美国和新西兰进行了大量研究。

钢筋混凝土构件的荷载-变形滞回曲线,是构件在反复周期荷载作用下受力特性的变化——裂缝的开闭、钢筋的屈服和强化,粘结退化和滑移,局部混凝土的酥裂剥落,以至破坏等的综合反映,它概括了强度、刚度和延性等力学特征。通常用滞回面积和等效刚度来表示刚度的退化。等效刚度为原点与某次循环的荷载峰值连线的斜率,如图 10.7.1 中 K_1, K_2, \dots, K_n 。滞回环面积的大小表明构件的耗能能力。强度退化是指屈服后某次循环的荷载峰值 P_n 与最大荷载 P_{max} 的比较,如图 10.7.1 中 $P_n < P_{max}$ 。

我国现有的梁式桥梁的桥墩主要是混凝土重力式桥墩。这种桥墩只配有少量护面钢筋,其截面配筋率一般在 1% 以下(属于少筋混凝土结构)。重力式混凝土桥墩,一般变形性能较差,在地震中容易遭到破坏。如在海城地震和唐山地震中,就有许多这种桥墩遭到破坏。如何在抗震设计中改善这种桥墩的抗震性能是当前迫切需要解决的一个问题。为了比

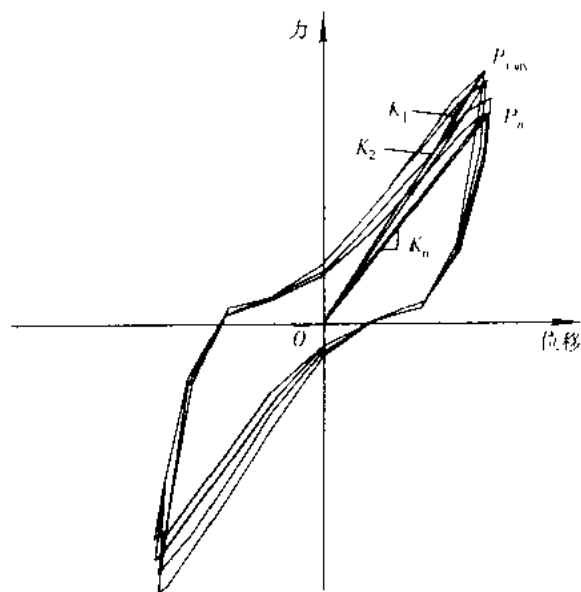


图 10.7.1 $P-\Delta$ 滞回曲线

较准确地模拟实际桥墩在地震中的受力状态和破坏特征,一般宜选用大比例尺模型。根据国内外的研究结果,影响桥墩抗震性能的主要因素有:混凝土强度、纵筋配筋率、横向配箍率、剪跨比、轴压比以及箍筋形式等。根据我国现有的实际条件,桥墩的配筋率和混凝土强度等级不可能有很大提高。本小节主要介绍刘庆华博士所做的大比例尺桥墩模型的实验结果。

10.7.1 加载制度

由于在一次短暂和突发的地震中不可能对结构的变形和损坏作细致的定量量测,因此难以直接由强震观测中得到实际的结构反应。由输入地震波作动载试验也同样存在上述困难,而且由于试验对象为模型,地震波是通过振动台来模拟的,这样就更削弱了试验记录的真实性和准确性。因此,大多采用反复的拟静力加载试验方法研究钢筋混凝土构件的滞回特性和延性。拟静力加载的加荷制度是参照动载特性拟定的。由于加荷速度较慢,故有可能进行细致的变形、应变及裂缝的量测。

常用的加载制度有三种:变力加载,变位移加载和混合加载三种。在非线性地震反应分析中,常需要通过实验建立简化的恢复力模型,因此多采用图 10.7.2(a)所示变幅变位移的加载制度,它可以给出比较明确的力和位移关系。为建立强度计算公式和研究破坏机理,多采用图 10.7.2(b)所示的混合加载制度。日本建设省建筑研究所在短柱实验中采用了统一的加载方案,即:第一次为 $0.7P_y$,以后按 $1\Delta_y$, $2\Delta_y$ 和 $4\Delta_y$ 各加 10 次,接下去 2 次为 $6\Delta_y$ 等,日本人认为这样比较接近地震反应。文献[2]中采用了如图 10.7.3 所示的混合加载制度。第一个循环采用荷载控制,荷载的幅值根据理论计算的屈服荷载选取,以后则改由位移控制。每一级加载水平进行十个循环,每级加载的位移增量 1 号墩取 5mm,2 号,4 号,5 号墩取 8mm,3 号墩取 10mm。

10.7.2 模型设计

为了能真实地反映桥墩的弹塑性动力特性,一般宜采用大比例尺模型。实验的模型采

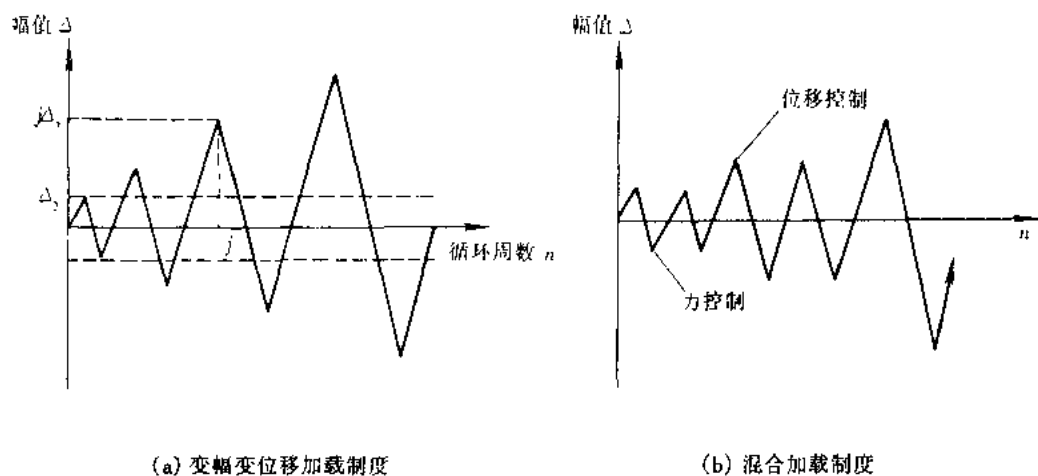


图 10.7.2 加载制度

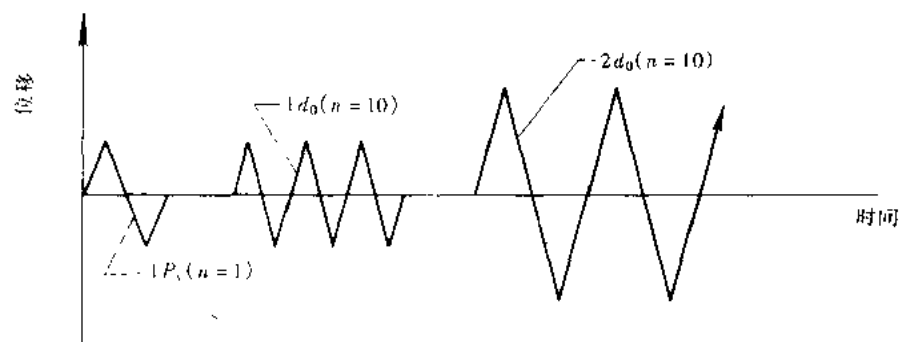


图 10.7.3 试验加载制度

用圆形截面,其直径为 550mm,约相当于实际桥墩尺寸的 $1/3 \sim 1/2$ 。通过改变模型高度,可得到不同的剪跨比。模型的主要设计参数汇总在表 10.7.1 中,其具体尺寸及配筋见图 10.7.4。根据剪跨比和箍筋间距的不同,桥墩模型分为两组,第一组包括 1 号、2 号和 3 号模型,它们的有效高度分别是 1.5m、2.0m 和 2.5m,箍筋布置和其他结构参数保持不变。第二组包括 2 号、4 号和 5 号模型,它们的有效高度均为 2.0m,其他参数也相同,但是箍筋间距分别为 100mm、80mm 和 50mm。

表 10.7.1 桥墩模型的设计参数

桥墩模型	混凝土	纵向钢筋	箍筋			有效高度 (m)
	平均强度 (MPa)	平均屈服强度 (MPa)	强度 (MPa)	配箍率 (%)	间距 (mm)	
P-1	27.9	395.9	235	0.26	80	1.5
P-2	30.9	395.9	235	0.21	100	2.0
P-3	30.3	395.9	235	0.21	100	2.5
P-4	32.9	395.9	235	0.26	80	2.0
P-5	39.4	395.9	235	0.33	50	2.0

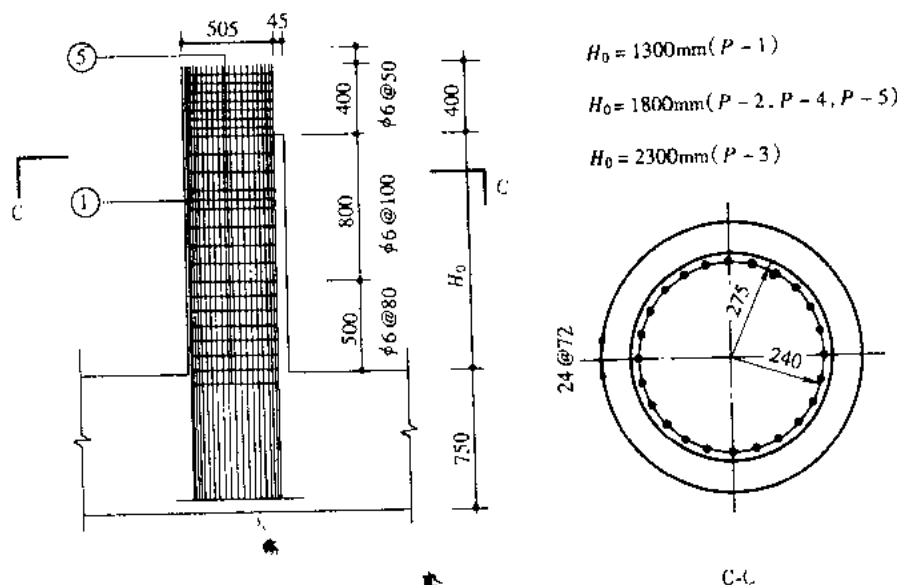


图 10.7.4 模型尺寸及配筋

10.7.3 破坏特征

试验模型的滞回曲线见图 10.7.5 ~ 图 10.7.8。

1. 剪跨比的影响

作为进行不同剪跨对比试验的 1, 2 和 3 号三个桥墩模型分别代表剪切型、弯剪型和弯曲型结构, 它们在加载过程中所表现的破坏现象和特征也相应地反映了结构的特性。1 号桥墩模型(剪跨比等于 2.9)的开裂和破坏带有典型的剪切型破坏的特点, 斜裂缝的发育明显, 并且在大位移时, 模型根部的开裂面上发生明显的剪力引起的错位、滑移现象。其典型破坏特征为平行于加载方向的两侧混凝土由于交叉斜裂缝的作用面脱落, 并形成贯通的斜裂缝。而 3 号桥墩模型(剪跨比等于 4.8)的破坏则带有典型的弯曲型破坏特点, 在破坏位移之前, 主要产生水平裂缝, 斜裂缝发育不明显。在临近破坏时, 外侧混凝土出现因竖向压缩而出现的竖向裂缝。但和普通钢筋混凝土桥墩不同, 低筋混凝土弯曲型桥墩的破坏呈现出突然破坏的脆性破坏特点, 即在侧向位移达到某一数值时, 在没有明显前兆的情况下, 因受拉钢筋的断裂引起抗力的迅速下降而破坏。而混凝土仅在断裂钢筋附近有脱离, 无贯穿裂缝出现。从破坏阶段的滞回曲线可以看出 1 号模型已经出现明显的“捏拢”现象, 而 3 号模型则呈现稳定的“梭形”, 曲线比较饱满。

2. 箍筋间距的影响

不同箍筋间距的对比在 2, 4 和 5 号模型之间进行。以箍筋间距最小和最大的 5 号和 2 号模型来看, 箍筋间距越小, 其所能达到的最大延性比就越大, 并且破坏发生的突然性大大降低, 这一点与普通钢筋混凝土桥墩的试验结果是一致的。从破坏特点来说, 2 号模型的破坏是在混凝土尚未充分开裂破坏的情况下, 主拉钢筋发生断裂而突然发生的; 而 5 号模型的破坏则是由于变形充分发展导致形成贯穿裂缝, 根部混凝土大面积脱离, 纵向钢筋外凸形成的。从破坏阶段的滞回曲线可以看出, 虽然两者均出现明显的强度退化, 但 2 号模型基本上仍保持“梭形”, 而 5 号模型则已经出现“捏拢”现象。除此之外, 5 号模型的极限位移也比 2

号模型的显著提高。

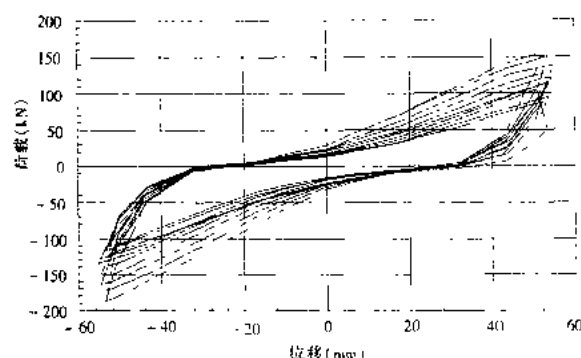


图 10.7.5 1号模型破坏阶段的滞回曲线

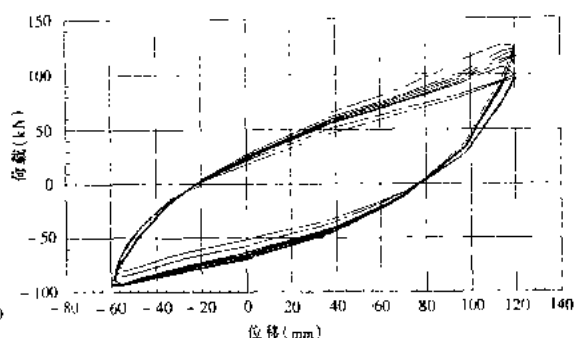


图 10.7.6 3号模型破坏阶段的滞回曲线

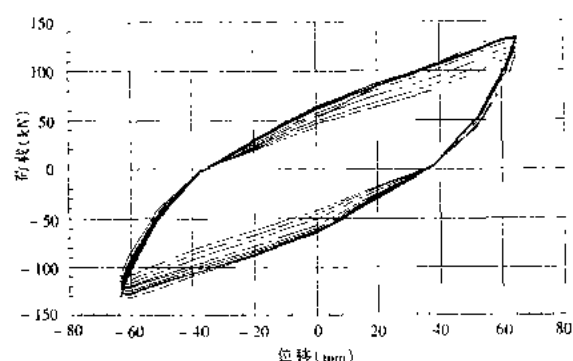


图 10.7.7 2号模型破坏阶段的滞回曲线

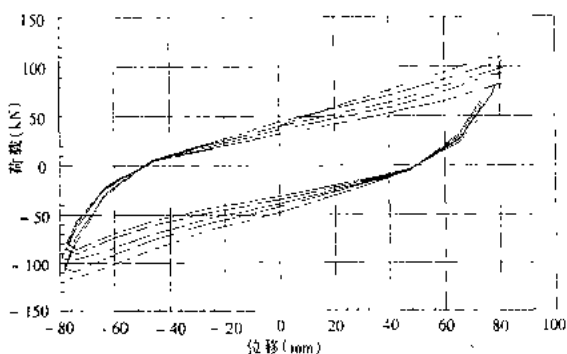


图 10.7.8 5号模型破坏阶段的滞回曲线

10.7.4 实验结果介绍

1. 荷载-位移滞回特征

图 10.7.9~图 10.7.12 分别表示 1 号、2 号、3 号和 5 号模型的滞回曲线。从图 10.7.9 可以看出 1 号模型(剪跨比为 2.9)的破坏形态是典型的剪切滑移型破坏,滞回环呈 Z 形。从图 10.7.11 可以看出 3 号模型(剪跨比为 4.9)的破坏形态是典型的弯曲型破坏,滞回环呈梭形。2 号模型(剪跨比为 3.9)的破坏形态是典型的弯剪型破坏,滞回环略呈反 S 形(图 10.7.10),而 5 号模型(剪跨比为 3.9)由于剪切变形发展较充分,滞回环反 S 形较 2 号模型更明显(图 10.7.12)。从以上的观察可以看出,对低配筋混凝土,剪跨比对失效模式的影响很大。

2. 包络曲线的特征

为了考察剪跨比和箍筋率对包络曲线的影响,将 1 号和 3 号桥墩模型的顶点位移 Δ 和荷载 P 用相对转角 $\theta = \Delta/h$ 和弯矩 $M = Ph$ 来代替,并将包络线绘于图 10.7.13 上,2 号和 5 号模型的包络线绘于图 10.7.14 上。从图 10.7.13 可以看出,剪跨比对极限强度的影响不大,剪跨比较大的 3 号模型的包络线没有下降段。从图 10.7.14 可以看出,箍筋对包络线的影响较大,5 号模型的箍筋间距比 2 号模型小一倍,因而在接近破坏时有比较明显的强度下降,但极限强度则大致一样。

3. 累积耗能特性

图 10.7.15 和图 10.7.16 分别表示剪跨比和箍筋间距对构件耗能特性的影响,其中累

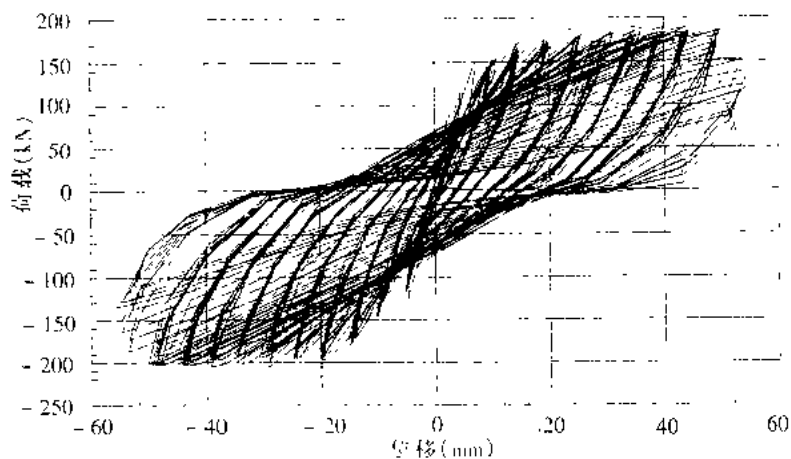


图 10.7.9 P-1 模型的荷载-位移滞回曲线

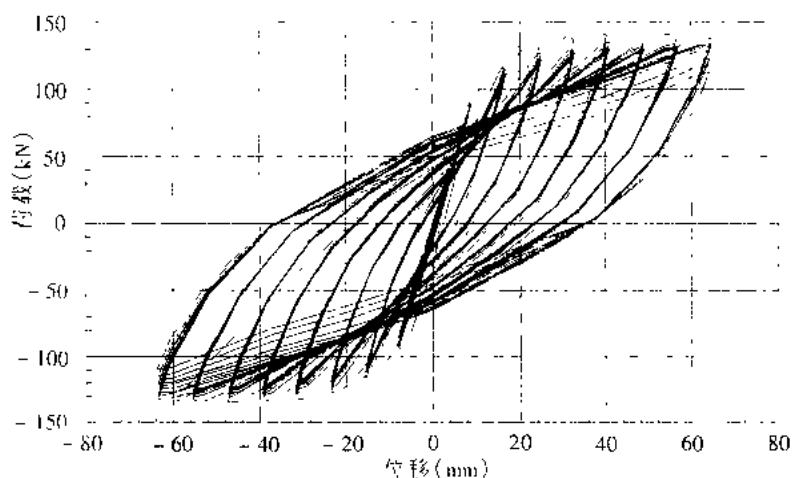


图 10.7.10 P-2 模型的荷载-位移滞回曲线

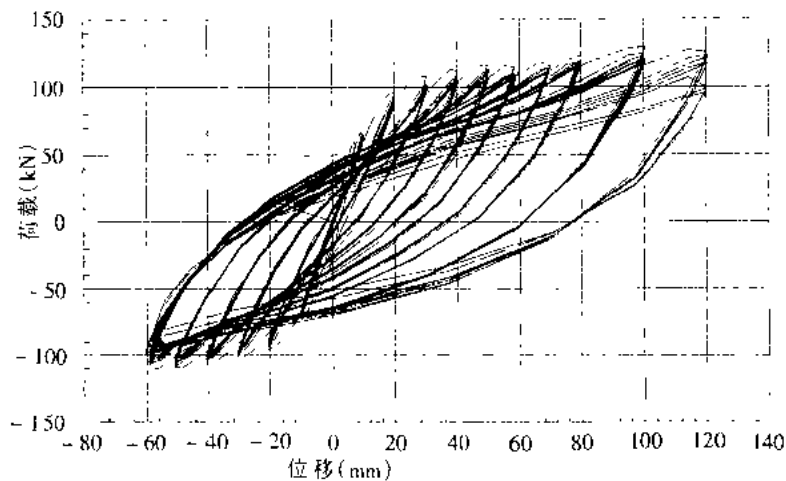


图 10.7.11 P-3 模型的荷载-位移滞回曲线

积耗能是指对应于某个位移的 10 个循环所消耗的能量。从图 10.7.15 可以看出,在 1 号模型破坏之前,剪跨比较大的 3 号模型在不同位移水平的累积耗能略低于 1 号模型的累积耗能,而 3 号模型具有较大的变形能力,所以总的耗能特性优于 1 号模型。从图 10.7.16 可以看出,两个模型的耗能曲线非常相似,直到接近破坏时,曲线形状基本趋势不变。两个模型

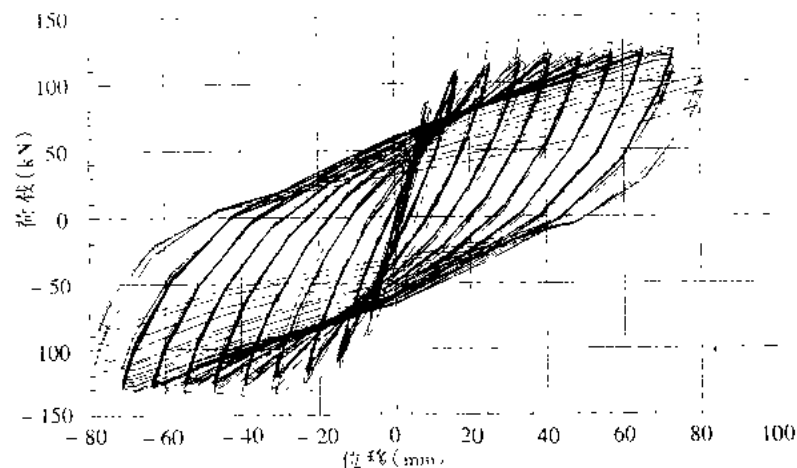


图 10.7.12 P-5 模型的荷载-位移滞回曲线

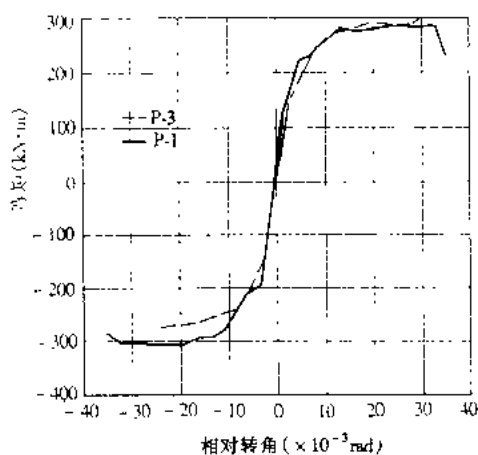


图 10.7.13 1 号和 3 号模型的包络曲线

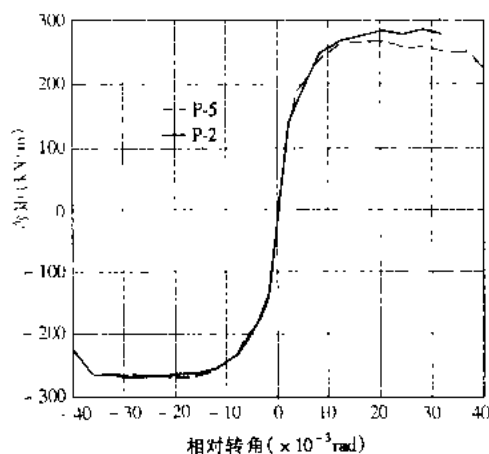


图 10.7.14 2 号和 5 号模型的包络曲线

的耗能曲线都有明显的转折点,这标志着构件发生破坏(主拉钢筋断裂)。2 号模型在接近破坏时累积耗能还略有上升,而 5 号模型的累积耗能则迅速下降。

4. 延 性

从表 10.7.2 可以看出,5 号模型的箍筋间距是 2 号模型的一半,而延性比 2 号模型提高近 29%。而 5 号模型的力学配箍率(0.02)比 2 号模型的力学配箍率(0.016)提高了 25%。由此可见,即使构件的含箍率较低,适当提高构件塑性铰区的配箍率,也能显著提高构件的延性。

表 10.7.2 模型抗震性能一览表

桥墩模型	Δ_y (mm)	P_y (kN)	Δ_u (mm)	P_u (kN)	Δ_u/Δ_y	P_u/P_y	累积耗能 (kN·m)	箍筋间距 (mm)	有效高度 (m)
P-1	9	135.87	52.6	187.63	5.85	1.38	513.294	80	1.5
P-2	13.7	118.37	64.7	140.48	4.72	1.18	393.102	100	2.0
P-3	19.4	96.48	120.2	128.55	6.2	1.33	572.31	100	2.5
P-4	13.7	118.4	*	*	*	*	*	80	2.0
P-5	13.3	110.46	81.3	132.9	6.11	1.20	583.159	50	2.0

* 表示数据没有记录到。

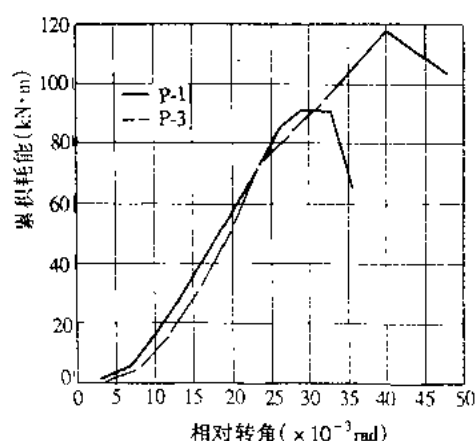


图 10.7.15 1 号和 3 号模型的累积耗能曲线

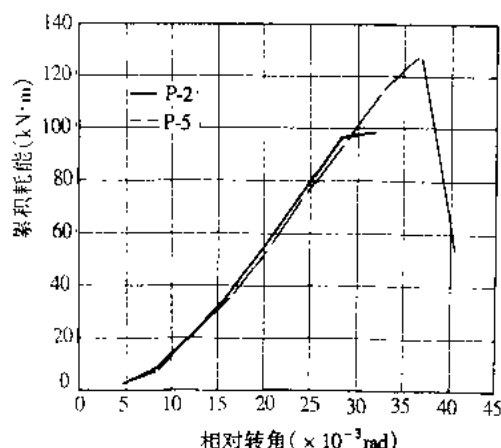


图 10.7.16 2 号和 5 号模型的累积耗能曲线

参 考 文 献

- [1] 袁万城, 范立础. “高强混凝土结构的延性抗震设计”. 同济大学学报, Vol.22, No.4, 1994
- [2] 刘庆华, 陶贵平, 陈英俊. 低配筋混凝土桥墩抗震性能的实验研究. 北方交通大学学报. Vol.20, No.5, 1996
- [3] Park R, Chapman H E, Cornack L G, and North P J. New Zealand Contributions to The International Workshop on the Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges Bormio, Italy, April 2 ~ 4, 1991
- [4] Chapman H E. Design of Bridge Piers Study Group for Structures of Limited Ductility. Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.19, No.4, December 1986
- [5] 易建国. 唐山地震时滦河上几座桥梁的震害分析. 同济大学科技情报站. 83254 号, 1983 年 10 月
- [6] 太田实. 单一柱形式铁筋 RC 桥脚的耐震设计法に関する研究. 土木研究所报告第 153 号, 1980 年 3 月
- [7] 建设省土木研究所. 新潟地震调查报告. 土木研究所报告第 125 号, 1965
- [8] Banon H and Veneziano D. Seismic Safety of RC Members and Structures. EESD, Vol.10, 1982
- [9] Park Y J and Ang A H - S. Mechanistic Seismic Damage model for Reinforced Concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, 1985
- [10] Chung Y S, Meyer C, and Shinozuka M. Modeling of Concrete Damage. ACI Structural Journal, Vol.86, No.3, 1989
- [11] Prof DR - Ing and Yamada M. Low Cycle Fatigue Limits of Various Kinds of Structural Members Subjected to Alternatively Repeated Plastic Bending Axial Compression as an Evaluation Basis or Design Criteria for Aseismic Capacity. Proc. of 4th WCEE, Vol.1, pp137 ~ 151, 1969
- [12] Mervyn J Kowalsky, Priestley M J N. Displacement Based Design of RC Bridge Columns. Proc. of the 2nd International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges, Queenstown, New Zealand, 9 ~ 12 August 1994, pp145 ~ 169
- [13] Priestley M J N and Seible F. Seismic Assessment of Existing Bridges. Proc. of the 2nd International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges. Queenstown, New Zealand, 9 ~ 12 August 1994, pp447 ~ 471
- [14] Zahn F A, Park R, Priestley M J N and Chapman H E. Development of Design Procedures for The Flexural Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns. Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.19, No.3, September 1986

第十一章 桥梁减震、隔震和结构控制

11.1 引言

在结构抗震研究领域,寻求更有效的抗震手段来抵抗地震对结构的破坏是研究的主要课题。目前结构设计方法正在从传统的强度理论向延性抗震理论过渡。同传统的强度理论不同,延性抗震理论是通过结构选定部位的塑性变形来抵抗地震作用的。这种抗震理论的主要依据有两点:第一,塑性变形消耗地震能量,从而减小地震影响;第二,由于出现塑性铰使结构基本周期延长,从而减小地震所产生的惯性力。根据以上的解释,延性抗震理论包括两个内容:

- (1) 在结构不发生大的破坏和丧失整体稳定的前提下,提高构件的滞回耗能能力;
- (2) 在结构遭遇罕遇地震时,允许结构上选定部位出现塑性铰,以达到改变结构动力特性,减小地震影响的目的。

同以上所叙述的延性抗震设计方法不同,结构控制方法是通过减震、隔震装置来消耗地震能量,同时阻止振动在结构上的传播,或者施加外部的能量以抵消地震作用对结构的影响。前者一般称作结构被动控制,而后者一般称作结构主动控制。采用减震、隔震装置抗震时,要求减震、隔震装置具有足够的强度和刚度以满足正常使用条件下结构的功能。

被动控制方法的主要缺点是对地震的频域特性非常敏感,当地震超出减震、隔震装置的设计要求时,它的减震、隔震效果就非常差。理论上较有效的抗震方法是主动抗震控制。主动抗震控制的基本思想是通过施加外部的能量来抵消和消耗地震作用,从而有效地降低地震对结构的破坏。结构抗震设计同结构控制的关系如图 11.1.1 所示。

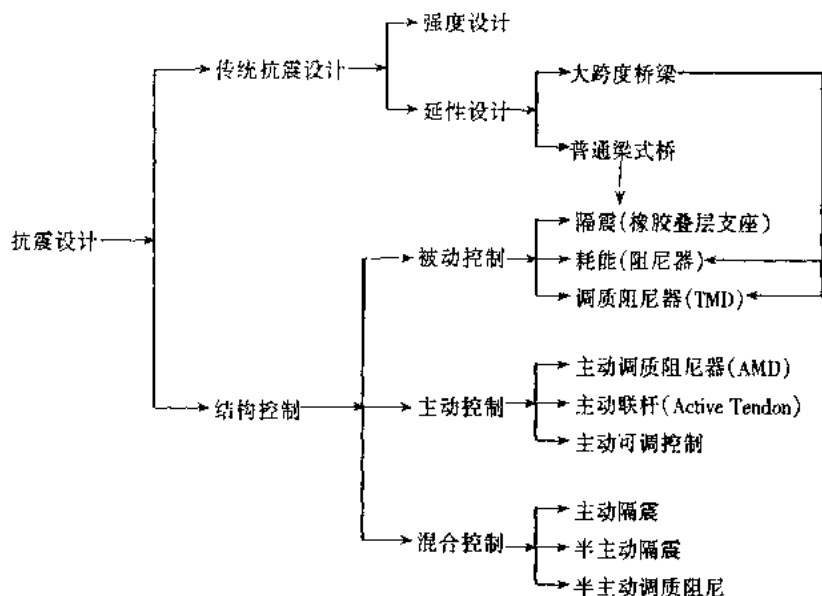


图 11.1.1 结构抗震系统框图

11.2 结构被动控制(隔震、减震)

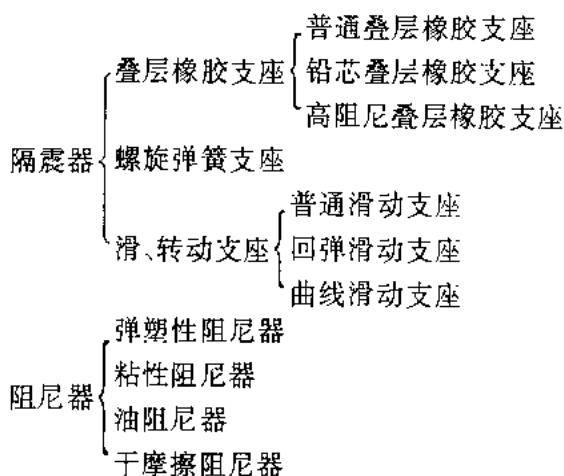
11.2.1 隔震、减震体系的发展

隔震、减震的设计思想体系的提出已有近 100 年的历史。早在 1890 年,德国人 Jacob Bechtold 就设计了一种由钢盘、滚珠构成的隔震器,并申请了美国专利。1909 年,英格兰医生 Calantantarians 提出了用滑石粉层将房屋与基础隔开的隔震方法,并申请了美国专利。在 60 年代以前,像这样的有关隔震具体实施方法提出了许多,但都未能得到实践的机会。这主要是由于这种新的抗震方法缺少实践的检验,而且当时的工程师大多思想倾向保守,又对这种抗震新方法是否能成功不抱有兴趣和信心。但随后一些事件却说明了这一方法的有效性。

1921 年, Frank Lloyd Wright 设计的日本东京帝国饭店建立在有软泥层所支承的一层硬土上,在 1923 年的东京大地震中,这栋豪华建筑得以幸存。设计者在他的自传中提及此事时说,支承饭店的 8mi 厚表面硬土层下的 60~70mi 厚的软泥层有效地隔离了地震。1933 年 Long Beach 地震中,邻近的建筑物都严重损坏或倒塌,而有几栋无筋砌体房屋却损坏轻微。事后发现这些损坏很轻的房屋在其基础梁处产生了滑动。类似的情况在 1976 年中国唐山大地震中也曾发生过。

自 60 年代以来,隔震方法已成为地震工程中相当活跃的一部分,引起了世界许多国家的注意并且开始大量应用于实际建筑和桥梁结构中。在世界上,至少有 200 多座桥梁采用了基础隔震和部分隔震的方法。

目前常用的隔震器和阻尼器有:



以上几种隔震器和阻尼器都各有特点,普通叠层橡胶支座虽然能减小上部结构的绝对加速度,但同时增加了被隔震结构与其的相对位移。铅芯叠层橡胶支座虽然被广泛应用到桥梁结构的隔震,但地震波的频率对其影响较大。文献[4]通过研究其各种频率特性地震波输入对于铅芯叠层橡胶支座的隔震性能影响表明,对于具有低频率特性的地震波(例如 Mexico City 1985)安装铅芯叠层橡胶支座会增加而不是减小结构对地震的反应。

随着隔震研究的进一步深入,当前这方面研究的热点为:

- (1) 对于各种不同频率特点的地震波输入都具有稳定减震效果的隔震体系;
- (2) 可控摩擦力滑动系统,即混合控制的研究。

11.2.2 隔震的基本原理

图 11.2.1 为结构的加速度反应谱,从图中可以看出,延长结构的自振周期可以有效地减小结构的地震加速度反应,从而减小结构由于地震所受到的地震荷载。对于桥梁结构采用橡胶支座、聚四氟乙烯支座以及其他滑动支座即可达到增加结构柔性、延长结构自振周期的目的。

但是随着结构自振周期的延长,梁体与墩台之间的相对位移也同时增加(如图 11.2.2 所示的位移反应谱)。

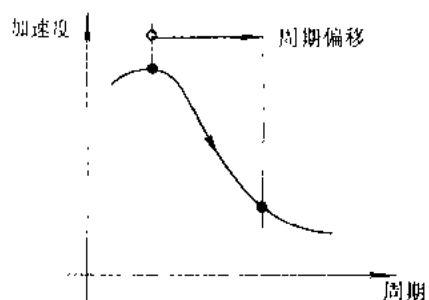


图 11.2.1 结构加速度反应谱

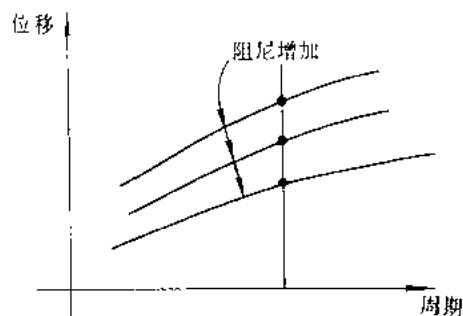


图 11.2.2 结构位移反应谱

为了减小由于结构自振周期而增加的梁墩相对位移,可以采用增加结构阻尼的方法。如图 11.2.2 所示,加大结构的阻尼,地震引起的位移反应能得到明显的抑制。当前,增加结构阻尼最有效和实用的方法是滞回能量(可以提供高于 2% 的等效粘滞阻尼)。图 11.2.3 为一理想的力-位移滞回曲线,这条曲线所包围的面积为一周运动的能量耗散。

综上所述,隔震的基本原理为:

(1) 采用柔性支承以增加结构的周期达到减小力的反应的效果;

(2) 采用阻尼器式能量耗散元件以减小柔性支承处的相对位移;

(3) 在使用荷载(如风荷和制动力)作用下结构具有足够的刚性。

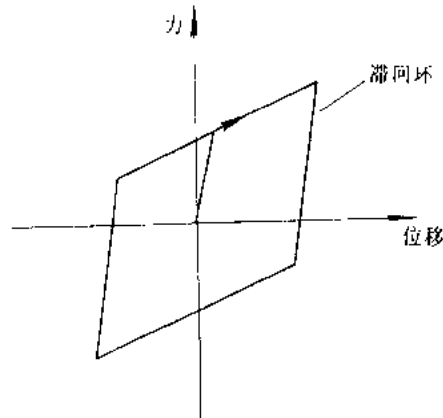


图 11.2.3 理想的力-位移滞回曲线

11.2.3 减震、隔震装置简介

1. 滑动摩擦隔震装置(P-F System)

国内外有关滑动隔震体系的研究表明,用干摩擦材料来隔离地面运动和上部结构,能够有效地控制地面传到上部结构的地震作用,减少结构的地震反应。用于滑动摩擦隔震的装置主要有聚四氟乙烯支座(Teflon Bearing)、回弹滑动支座(R-FBI)和摩擦锤(FPS)等。

(1) 聚四氟乙烯支座

聚四氟乙烯支座是一种滑动摩擦隔震体系,Mokha 和 Constantinon 对于聚四氟乙烯支座

的隔震性能作了大量实验及理论研究。通过大量试验研究发现,滑动速度以及竖向压力的大小对聚四氟乙烯支座的摩擦系数影响较大。在滑动速度增加到一定值时,滑动摩擦系数不受滑动速度的影响。得出其摩擦系数的近似公式为

$$u_s = f_{\max} - (f_{\max} - f_{\min}) \exp(-a|\dot{u}|) \quad (11.2.1)$$

式中, f_{\max} 是高速滑动时的摩擦系数, f_{\min} 是低速滑动时的摩擦系数, a 是考虑竖向压力与摩擦面条件的系数, \dot{u} 是滑动速度。图 11.2.4 是聚四氟乙烯支座的恢复力曲线。

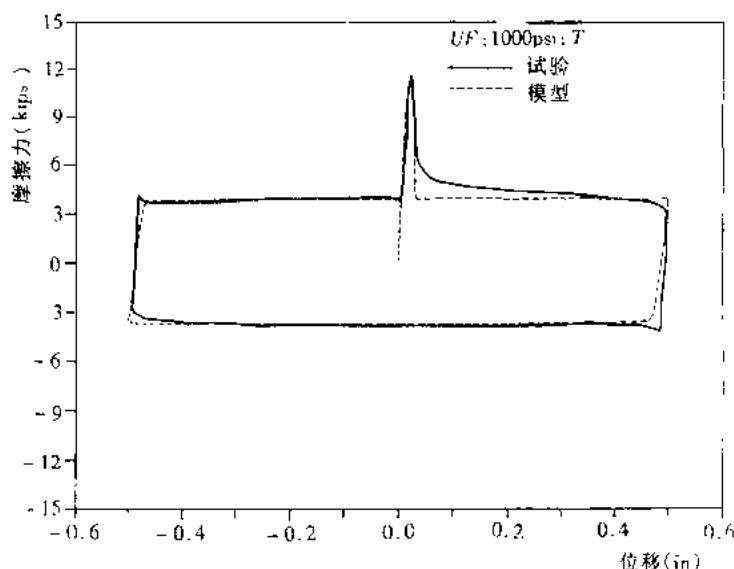


图 11.2.4 聚四氟乙烯支座的恢复力

纯滑动摩擦隔震体系的最大优点是它对输入地震波的频率不敏感,隔震范围较广泛,在地震动作用下传到上部结构最大加速度为 u_g 。但这种装置不易控制梁体与隔震装置间的相对位移。作者对上海内环线高架桥工程进行了非线性地震反应分析,计算结果表明采用聚四氟乙烯滑动支座对减小墩顶的绝对位移和墩底的弯矩有明显的效果,但梁体与桥墩的相对位移迅速增大,最大值可达 100mm 左右。当滑动装置与其上部结构接触面出现偶然倾斜时,其相对位移还要增大很多。为了解决这一问题,国外提出了 R-FBI, FPS 等隔震系统。

(2) R-FBI 隔震体系(回弹滑动支座)

为了解决滑动隔震系统上部结构与滑动装置之间位移过大,国外 80 年代末提出了 R-FBI 隔震系统^[6]。R-FBI 隔震支座由一组重叠放置又相互滑动的带孔四氟薄板和一个中央橡胶核、若干个卫星橡胶核组成如图 11.2.5 所示。卫星橡胶核的作用是对四氟薄板间的滑动位移与滑动速度沿支座高度加以分配,防止出现某些局部的过度位移,并且向滑动位移提供恢复力。四氟薄板间的

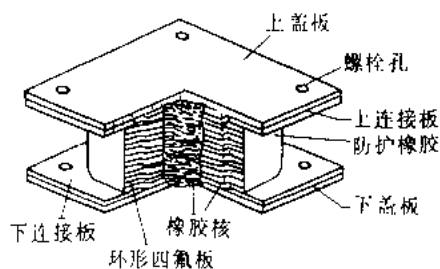


图 11.2.5 R-FBI 支座

摩擦力对结构起着风控制和抗地基微振动的作用。当结构受低水平力激励时,摩擦力能阻止梁体与桥墩之间的相对运动。当地基震动超过一定程度后,水平荷载超过了静摩擦力,梁体与支座接触面开始滑动,橡胶核发生变形提供向平衡位置的恢复力,而地震能量的相当一

部分被四氟薄板间的摩擦所消耗。

R-FBI 隔震装置是靠橡胶核提供向平衡位置的恢复力控制过大的相对位移,而通过摩擦来消耗地震能量,因此具有两者的优点。通过调整四氟乙烯板之间的摩擦系数和中央橡胶核的直径能达到较好的隔震性能。Lin 等人^[7]对于 R-FBI 隔震体系进行随机地震反应分析表明这种隔震体系比 LBR 和 NZ 隔震体系具有更宽的隔震范围。但这种隔震装置构造比较复杂。

(3) 摩擦锤支座(FPS)

摩擦锤支座概念是从单摆运动演变而来的,图 11.2.6 是摩擦锤支座的截面图。摩擦锤支座的基本原理如图 11.2.7 所示,即当摩擦锤偏离平衡位置时,如同一个弹簧一样,受到一个弹性恢复力,其弹性刚度 k 为

$$k = W/r \quad (11.2.2)$$

基本周期 T 为

$$T = 2\pi \sqrt{r/g} \quad (11.2.3)$$

其中, r 是摆的半径。当 FPS 支座所支承的上部结构在地震作用下发生微小的摆动时,摩擦阻尼消耗地震能量,从而达到减震的效果。在实际安装中, FPS 支座的凹面朝上和朝下均不影响其正常工作。

控制摩擦锤开始摆动的初始力的大小取决于摩擦面的材料。当地震力低于初始力时, FPS 支座同普通非隔震支座相同,结构按非隔震周期振动;一旦地震力大于初始力,结构的动力反应受 FPS 隔震器控制,结构以 FPS 隔震器的周期振动。

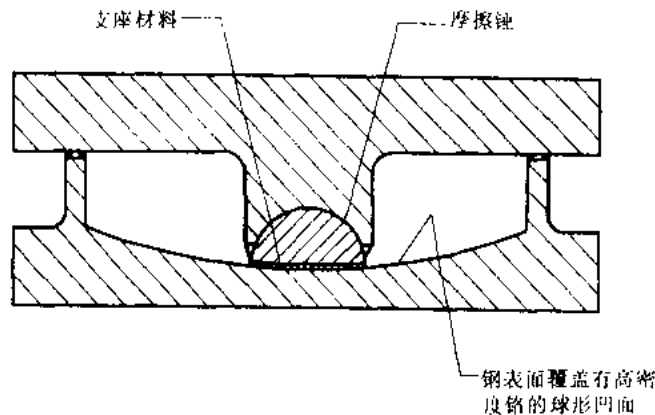


图 11.2.6 FPS 隔震器(引自文献[3])

一个安装在 FPS 隔震器上的质量块,在简谐外力的作用下其稳态振动如图 11.2.8 所示。水平轴是输入周期和摩擦锤固有周期的比值,垂直轴是结构反应峰值同地面运动峰值的比值。从图 11.2.8 可以看出,随地面运动强度的增加,传输到结构上的加速度百分比下降。当选择适当的摩擦系数和固有周期,使结构周期大于 0.707 倍的 FPS 隔震器周期,那么,在结构上不会产生任何振动放大。图 11.2.9 表示一个测试结构在两倍的 El-Centro 地震波作用下的力-位移关系曲线。从图中可以看出,实验所得到的滞回曲线是理想的双线性滞回环,而且在反复荷载作用下没有显著的强度退化。FPS 隔震器的隔震效果同固有周期和摩擦系数密切相关,详细介绍请参阅文献[3]。

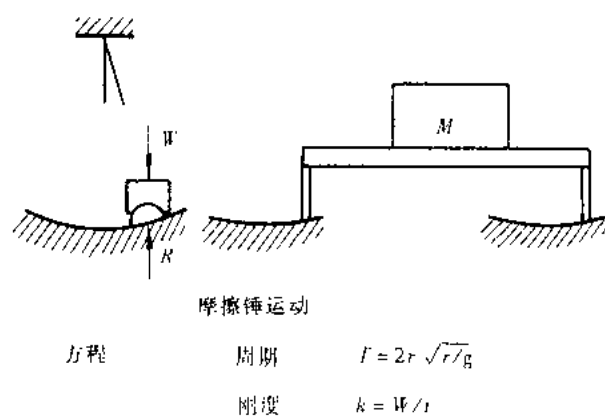


图 11.2.7 基本原理(引自文献[3])

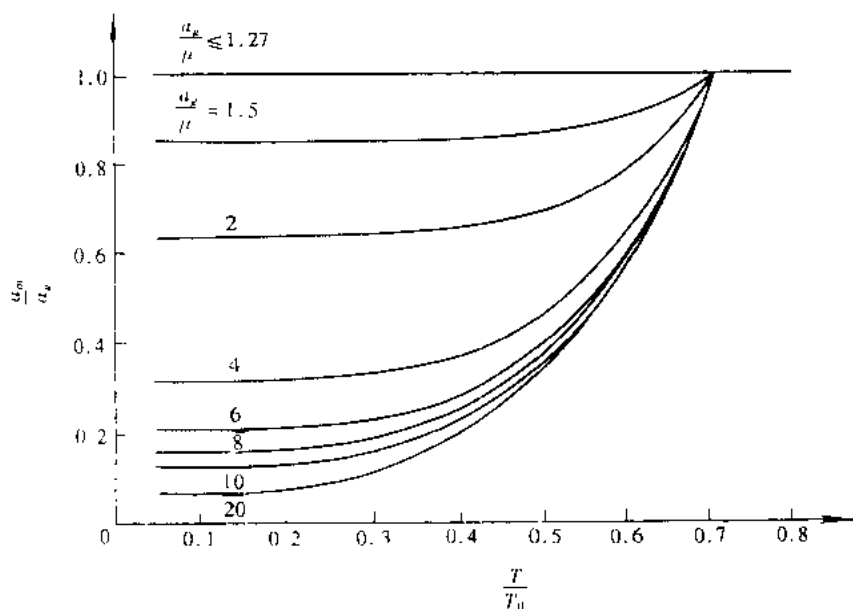


图 11.2.8 结构反应加速度同激振频率的关系(引自文献[3])

2. LBR 隔震体系(叠层橡胶支座隔震体系)

(1) 叠层橡胶支座

由于叠层橡胶支座构造简单、性能稳定,因此它已为世界各国广泛接受和研究,目前叠层橡胶支座已在桥梁中广泛应用。叠层橡胶支座由薄板橡胶与薄钢板交替结合而成(如图 11.2.10 所示)。由于薄钢板对橡胶板横向变形产生约束,而使叠层橡胶支座具有非常大的竖向刚度。在水平刚度方面,薄钢板不影响橡胶板的水平变形,因而保持了橡胶面有的柔韧性。这样就可以制造出竖向刚度比水平刚度大许多倍的叠层橡胶支座。叠层橡胶支座主要是通过增长结构系统的柔性,以及提高结构的周期来达到减震和隔震的目的。

普通橡胶叠层支座一般都是用天然橡胶或氯丁二烯橡胶制造。它只具有弹性性质,本身并无显著的阻尼性能。作者对于各种桥梁板式橡胶支座隔震性能进行了大量研

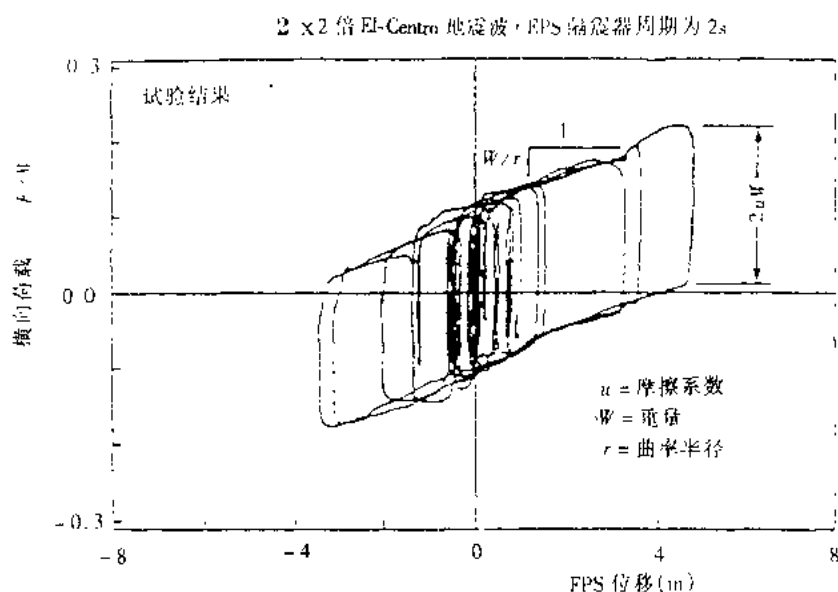


图 11.2.9 FPS 的滞回环(引自文献[3])

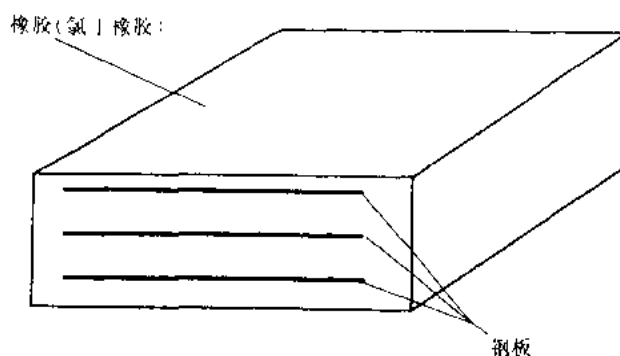


图 11.2.10 叠层橡胶支座

究^[8],通过对实验结果的分析得出以下结论:① 对于一定的剪切应变,随着频率的增加,剪切模量明显增加;② 对于一定的频率,随着剪切应变的增加,剪切模量大幅度降低;③ 支座规格、压应力值对剪切模量无明显影响;④ 板式橡胶支座的滞回曲线是狭长的。

(2) 铅芯橡胶支座

由于普通板式橡胶支座本身只有弹性性质,而无显著的阻尼性能,因此,它总是和阻尼器一起同时使用。铅芯叠层橡胶支座是在普通板式叠层橡胶支座中部竖向地灌入铅棒而形成(如图 11.2.11)。通过灌入铅棒可提高支座的早期刚度,对于控制风反应和抵抗地基的微振动有利。

铅芯橡胶支座的吸能效果主要是利用铅芯弹塑性变形来达到。由于铅棒的屈服强度较低(约为 7MPa),并在弹塑性变形条件下具有较好的疲劳性,它被认为是一种较理想的阻尼器。大量的实验研究表明:铅芯橡胶支座的恢复力模式可以用双线性来表示,如图 11.2.12 所示。

铅芯橡胶支座的初始剪切刚度约为普通叠层橡胶支座刚度的 10 倍,即:

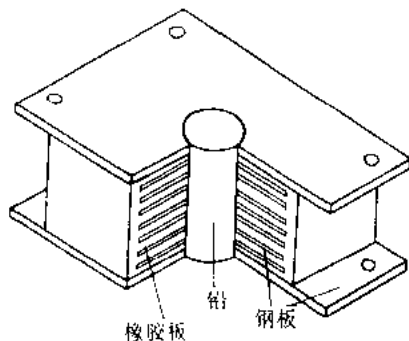


图 11.2.11 铅芯橡胶支座

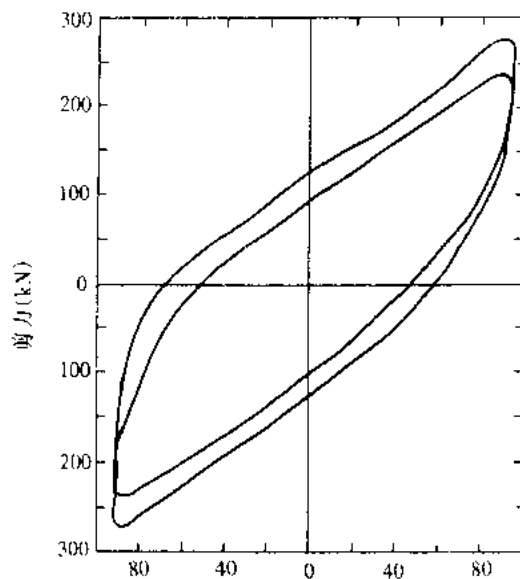


图 11.2.12 铅芯橡胶支座恢复力滞回曲线

$$K_i = 10K_r \quad (11.2.4)$$

式中, K_r 为普通叠层橡胶支座的剪切刚度。铅芯橡胶支座屈服后的剪切刚度接近普通叠层橡胶支座的剪切刚度。

铅芯橡胶支座的屈服力 $F(\sigma)$ 与铅棒的面积有关, 增大铅棒的面积可以提高 $F(\sigma)$, 从而提高耗能效果:

$$F(\sigma) = \sigma A_p + K_r X \quad (11.2.5)$$

式中, $\sigma = 10.5 \text{ MPa}$, A_p 为铅芯的面积, X 为铅芯橡胶支座发生的最大位移。

由于铅芯橡胶支座构造简单, 能够提供较大的阻尼性能, 可以单独地在隔震体系中使用, 所以在新西兰、美国和日本被大量应用于桥梁的隔震。

铅芯橡胶支座由于结合了叠层橡胶支座和铅阻尼器的特点, 在地震的激励下具有较小的水平刚度和较大的阻尼特性, 因而被广泛地应用于实际结构。但 1985 年 Mexico City 地震后, 人们对地震特性有了进一步的认识。文献[10]通过计算分析, 对于像 1985 年 Mexico City 地震那种具有低频特性的地震波激励, 铅芯橡胶支座起不到隔震的效果, 反而可能放大地震的反应。另外对于桥墩比较柔的桥梁, 其隔震效果也值得进一步探讨。

3) 新型减震支座

这种新型减震橡胶支座是由作者和袁万城在国内常见的板式橡胶支座的基础上, 增加弧形钢板条耗能器改进而成(如图 9.1.9 所示)。它保留了板式橡胶支座的特点, 如在竖向有足够的刚度, 并有一定的柔性以适应梁体由于机车制动力, 温度, 混凝土收缩、徐变及荷载作用等引起的水平位移和转动, 同时有弧形钢板条耗能器的滞回特性。文献[8]曾对弧形钢板条耗能器的滞回特性进行了大量试验研究, 通过试验发现其滞回曲线类似于双线性杆的恢复力曲线(如图 9.1.10 所示)。

3. 弹塑性耗能装置

(1) ADAS 耗能装置

ADAS 耗能装置是由多层 X 形钢板组成(如图 11.2.13 所示)。它利用钢板在地震运动过程中发生的弹塑性弯曲变形来达到耗能的目的。这种装置的特点是塑性铰出现在中间位置,截面惯性矩两端大,中间最小,这同弯矩沿装置高度的分布基本一致,所以变形比较均匀。实验表明,ADAS 耗能装置在 3Δ 的情况下承受 100 次循环荷载,而滞回曲线基本保持稳定(如图 11.2.14 所示)。

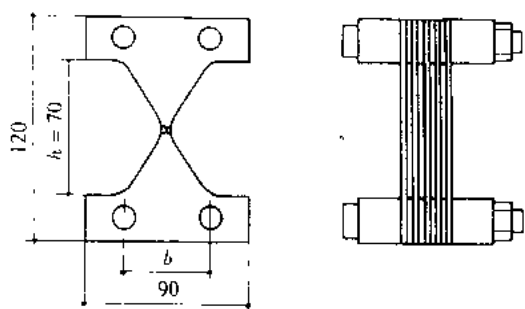


图 11.2.13 ADAS 耗能装置

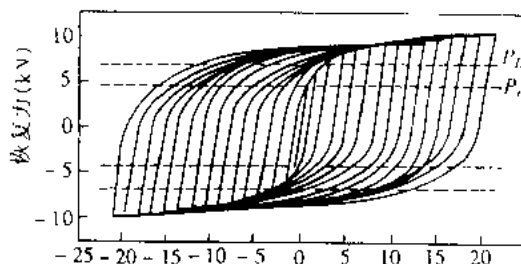


图 11.2.14 ADAS 耗能装置的滞回曲线

(2) 多向耗能支座

多向耗能支座是由一系列沿圆周排列的 C 型耗能单元所组成(如图 11.2.15 和图 11.2.16 所示)。C 型耗能单元的形状和变形如图 11.2.17 所示。从图中可以看出,C 型耗能单元是一个圆拱形构件,其截面高度沿圆弧变化,两端较小,中间最大。这种变截面构件在横向力作用下,所有截面的应力基本相同,所以能够取得最大的耗能效果。这种装置的最大特点是在平面内任何方向的外力作用下,其变形均为反对称,即每一个受压单元都有一个受拉单元对应(如图 11.2.16 所示)。

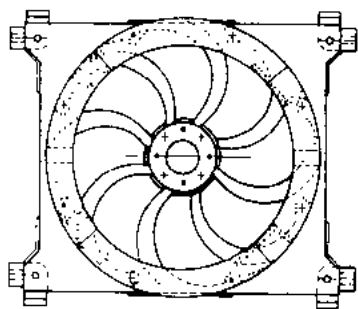


图 11.2.15 多向耗能支座图

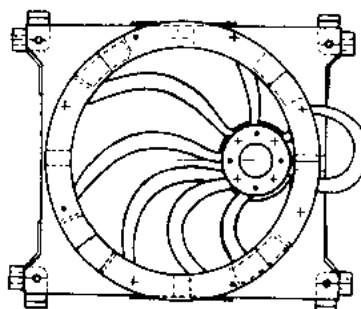


图 11.2.16 最大位移时的支座变形

为了达到最好的耗能效果,钢材的选择特别重要。实验表明,用于耗能单元的钢材最好是具有较好的伸张度和较低的硬化度。这些特性能够保证耗能单元具有较好的低周疲劳特性。

设计这种耗能单元的简单计算公式如下:

屈服力(完全塑性)

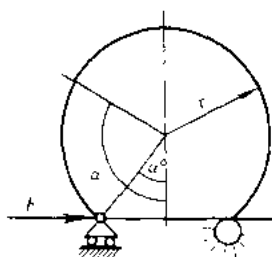


图 11.2.17 C型耗能单元的计算简图

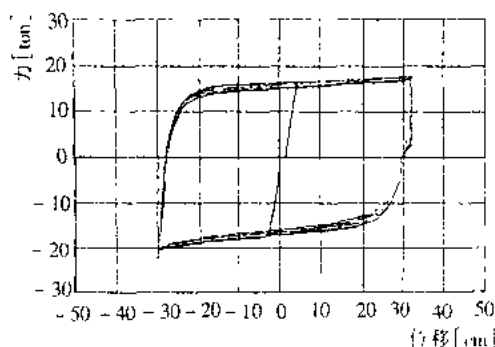


图 11.2.18 C型耗能单元的滞回曲线

$$F_y = \sigma_y \frac{s b_{\max}^2}{6} \frac{1}{r(\cos \alpha_0 + 1)} \quad (11.2.6)$$

设计位移

$$\delta = \frac{4r^2 \epsilon}{b_{\max}} \sqrt{\cos \alpha_0 + 1} \left[\int_{\alpha_0}^{\pi} \sqrt{\cos \alpha_0 - \cos \alpha} d\alpha \right] \quad (11.2.7)$$

式中, σ_y 是钢材的屈服应力, ϵ 是设计应变值, s 是耗能单元的厚度(常数), b_{\max} 是截面最大高度。在其他位置, 截面的高度为

$$b(\alpha) = b_{\max} \sqrt{\frac{\cos \alpha_0 - \cos \alpha}{\cos \alpha_0 + 1}} \quad (11.2.8)$$

实验表明, 这种耗能单元具有较好的低周疲劳性能和滞回性能(如图 11.2.18 所示)。目前这种装置在法国、意大利和欧洲其他国家得到广泛应用。

4. 粘性阻尼耗能装置

液压阻尼器是一种使用比较广泛的减震、隔震设备, 它是利用粘性液体通过管道所产生的较大粘性阻尼来消耗地震能量。这种装置以前主要用于汽车、机械装置和军事装备, 然而实验表明这种装置对地震运动也有显著的隔震效果, 所以, 目前在日本、法国、意大利和美洲国家的桥梁上得到广泛应用。

图 11.2.19 是这种装置的构造简图, 它是由不锈钢活塞、压缩粘性液体(有机硅树脂)、

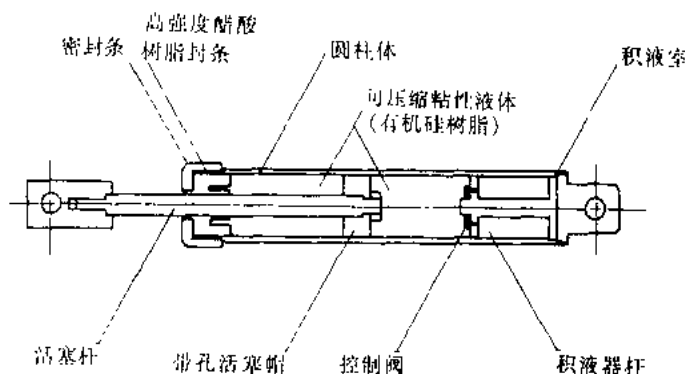


图 11.2.19 被动液体阻尼器(引自文献[2])

积液室等组成,在活塞上有小孔,使活塞两侧的液体压力保持平衡。美国国家地震研究中心(NCEER)开展了液压阻尼器在桥梁上的应用研究。图 11.2.20 是一个 1/4 桥梁模型的隔震系统。其中桥面板的重量是 143kN,桥面板支承在柔性墩顶的滑动支座上,支座的摩擦系数为 0.16,隔震模式的振动周期为 1.4s。实验所采用的输入地震波是符合日本桥梁设计反应谱(水准二)的人工地震波。实验结果如表 11.2.1 所示。图 11.2.21 是隔震系统的滞回反应。

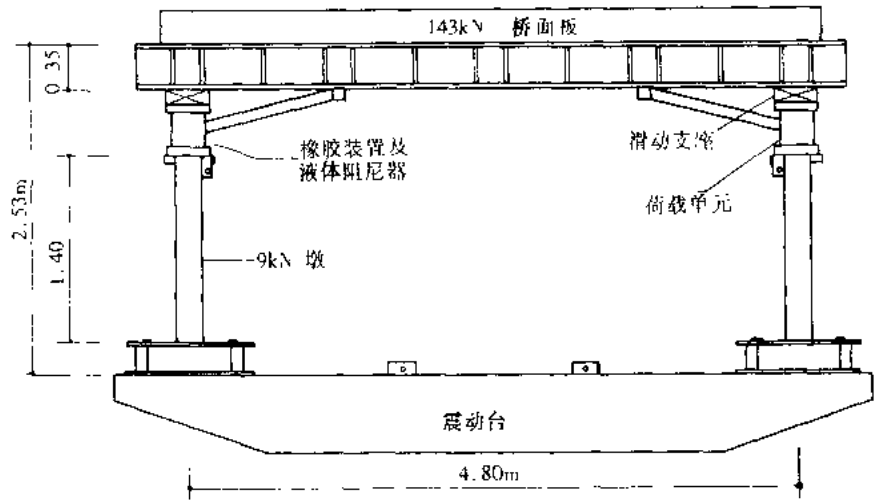


图 11.2.20 桥梁隔震系统实验模型(引自文献[2])

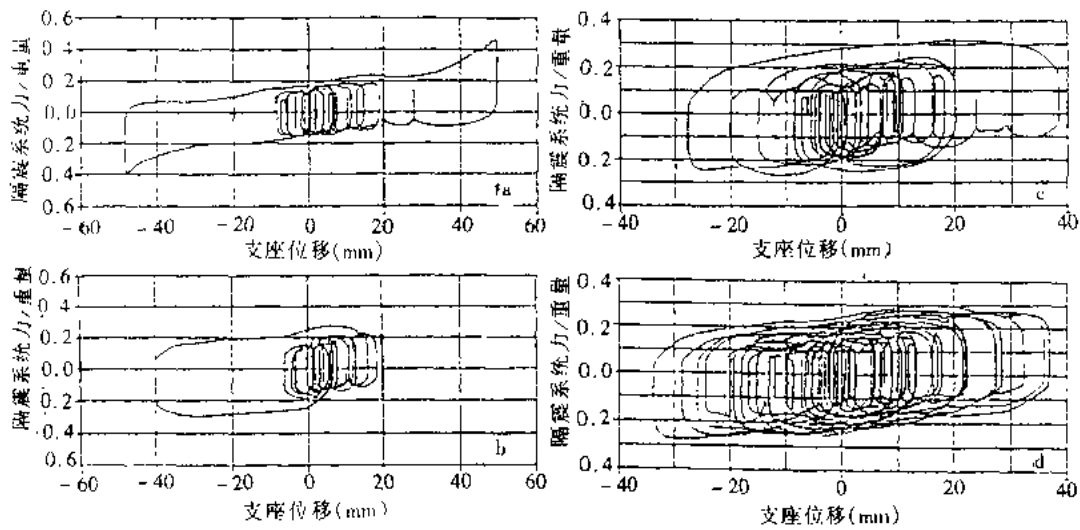


图 11.2.21 桥梁隔震系统的反应(引自文献[2])

表 11.2.1 隔震桥梁实验结果概要

隔震系统	激励	支座位移 (mm)	基底剪力 结构重量	墩剪力 结构重量	墩位移 (mm)
橡胶支座	G.C.1	49.3	0.46	0.5	7.2
橡胶支座, 液体阻尼器	G.C.1	40.0	0.28	0.33	5.5

续表

隔震系统	激励	支座位移 (mm)	基底剪力 结构重量	墩剪力 结构重量	墩位移 (mm)
橡胶支座, 液体阻尼器	G.C.2	38.1	0.31	0.36	5.8
橡胶支座, 液体阻尼器	G.C.3	36.9	0.30	0.35	5.6

从表 11.2.1 可以看出,液体阻尼器能显著减小隔震系统的力、墩的力和支座位移。

11.2.6 桥梁结构滑动隔震体系

桥梁上部结构通常支承在滑动支座和固定支座上,安装滑动支座是为了满足梁体由于温度、收缩和徐变产生的变形而可以自由伸缩;安装固定支座是为了传递由汽车制动、地震以及风产生的水平荷载。但是在较大的地震作用下,固定支座以及安装固定支座的桥墩所受的水平和地震作用非常大。如果所有支座都改为滑动支座,其支座与桥墩在地震作用下的受力大为减小,但是梁体与桥墩、台之间的相对位移又非常大。为了解决这一矛盾,Constantinou^[12]在 1991 年提出采用位移控制装置和滑动支座相结合形成桥梁结构滑动隔震体系(如图 11.2.22 所示)。

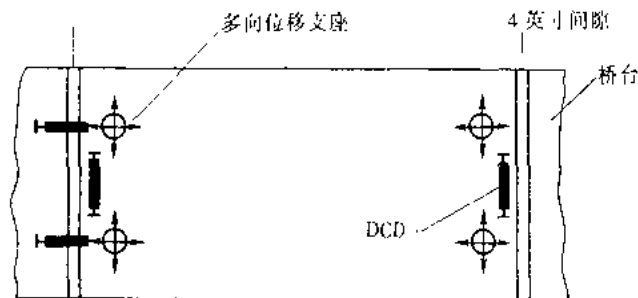


图 11.2.22 桥梁滑动隔震体系(引自文献[12])

桥梁抗震位移控制装置如图 11.2.23 所示。位移控制装置由弹簧系统和摩擦装置组合而成,弹簧提供恢复力,摩擦装置起耗能作用。位移控制装置通过万向铰与梁体和桥墩(或桥台)连接。当其受到水平荷载小于其特征强度 F_f (摩擦力)时,不发生运动;当其受到的水平力大于 F_f 时,位移控制装置发生滑动,产生图 11.2.24 所示的力-位移关系。

Constantinou 对位移控制装置进行了大量的试验,试验过程采用位移控制使其产生正弦运动,结果表明这种装置在不同的正压力下,频率范围在 0.1 ~ 0.5 范围内的运动满足设计要求,并能在多次循环过程中呈现稳定的特性。

11.2.4 桥梁隔震设计方法

1. 设计地震力

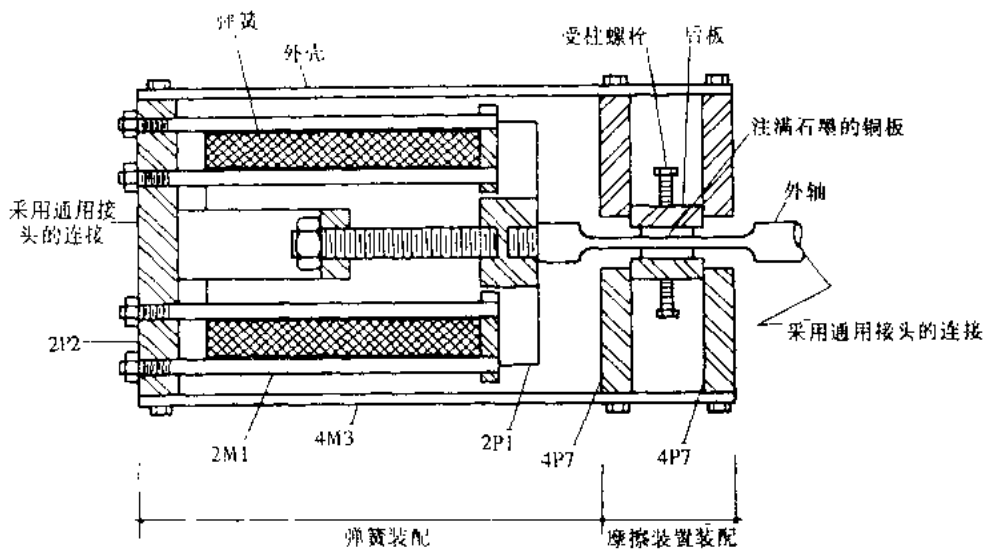


图 11.2.23 位移控制装置(引自文献[12])

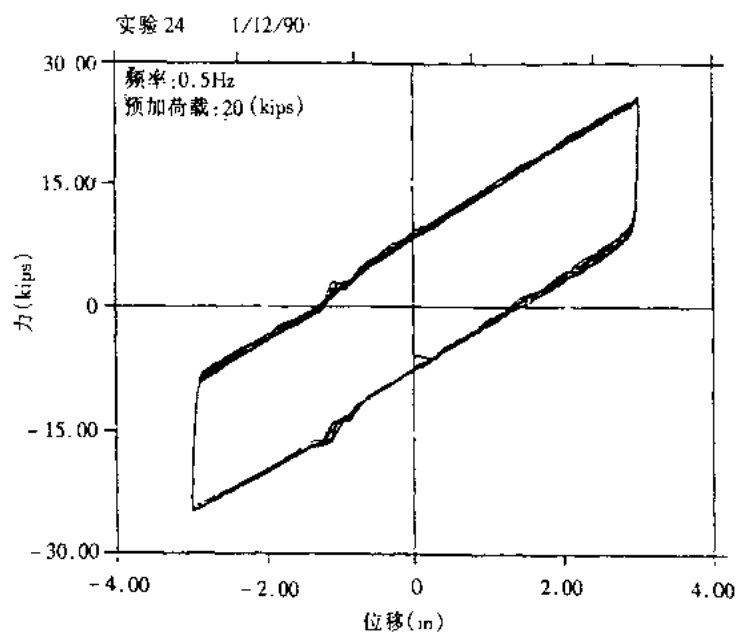


图 11.2.24 位移控制装置的力-位移关系(引自文献[12])

由于铅芯橡胶支座被广泛用于桥梁隔震,美国 AASHTO 1991 抗震规范列入了桥梁隔震设计内容。在设计隔震桥梁结构时,对弹性反应谱水平地震力系数 C_s 进行了修正,取

$$C_s = \frac{AS_i}{TB} \quad (11.2.9)$$

式中, A 是加速度系数, S_i 是地基条件系数, B 是考虑隔震系统阻尼影响的修正系数;当阻尼比 $\xi = 5\%$ 时, $B = 1$; $\xi = 10\%$ 时, $B = 1.2$; $\xi = 20\%$ 时, $B = 1.5$; $\xi = 30\%$ 时, $B = 1.7$;隔震系统的阻尼比可由等效粘滞阻尼比来求得。 T 是隔震桥梁的有效周期,可由下式确定:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\bar{W}}{\sum K_{eff}g}} \quad (11.2.10)$$

式中, $\sum K_{eff}$ 为所有桥墩和隔震装置有效弹性剪切刚度之和, 对于铅芯橡胶支座, 其有效剪切刚度如图 11.2.25 所示。

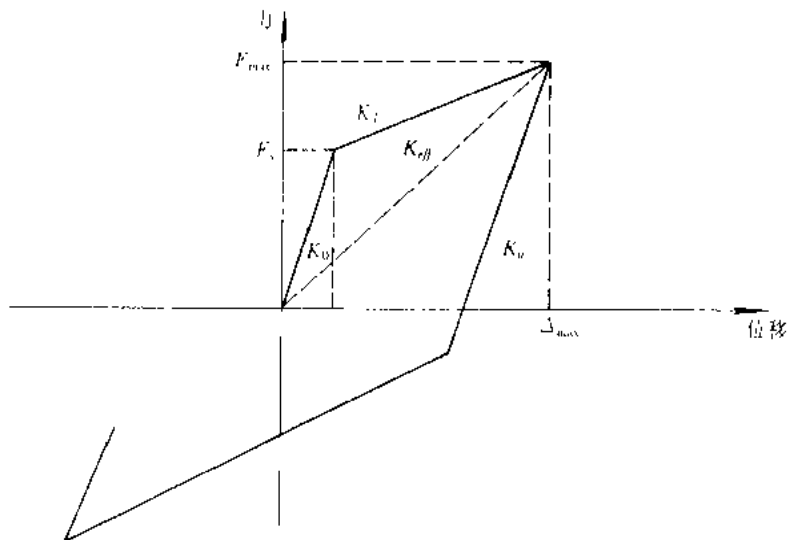


图 11.2.25 铅芯橡胶支座的有效剪切刚度

采用 AASHTO 1991 年抗震规范设计桥梁隔震结构时, 关键是确定等效粘滞阻尼比和有效剪切刚度 K_{eff} 。由于隔震装置进入非线性状态, 在计算等效粘滞阻尼比和有效剪切刚度时要经过多次试算才能得出正确结果。

2. 有效周期与有效阻尼

为了简化桥墩隔震支座隔震桥梁的设计, 规范所采用的设计方法是计算支座的有效周期和有效阻尼比, 然后利用弹性反应谱进行设计。

(1) 有效周期

有效周期 T_e 定义为

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\sum K_e}} \quad (11.2.11)$$

式中, $\sum K_e$ 为桥梁隔震体系的有效刚度。桥梁隔震体系的有效刚度为桥梁墩、台以及铅芯橡胶支座的割线刚度 K_{eff} (如图 11.2.25 所示) 组合而成。在实际计算时, 由地震非线性反应求得的梁体最大位移除以相应各支座剪力之和来求得。

采用铅芯橡胶支座初始刚度 K_0 (如图 11.2.25 所示) 计算的桥梁隔震体系的基本周期 T_0 称为初始周期, 而采用铅芯橡胶支座屈服后的刚度 K_d 计算的桥梁隔震体系的基本周期 T_d 称为屈后周期。有效周期 T_e 与初始周期 T_0 之差称为周期漂移 (Period shift); 初始周期 T_0 与屈后周期 T_d 之差称为隔震桥梁体系能提供的总周期漂移 (The total available period shift)。

(2) 有效阻尼

有效阻尼为结构本身的阻尼 (0.5%) 与铅芯耗能所等效的粘滞阻尼之和。铅芯耗能的等效粘滞阻尼为

阻尼

$$C_e = \frac{W_d}{\pi \omega_e X_{\max}^2} \quad (11.2.12)$$

阻尼比

$$\lambda_e = \frac{C_e}{2\omega_e M} \quad (11.2.13)$$

式中, $\omega_e = 2\pi/T_e$, W_d 是铅芯所消耗的能量, X_{\max} 是梁体的最大位移。

11.2.5 隔震桥梁的非线性地震反应分析

1. 隔震支座滞回模型

(1) 聚四氟乙烯支座

聚四氟乙烯支座的计算简图见图 11.2.26。

在纵向地震作用下, 聚四氟乙烯支座的摩擦力为:

$$F_t = u_s W \operatorname{sgn}(\dot{U}) \quad (11.2.14)$$

式中, W 是聚四氟乙烯支座承受的正压力。

在应用上式进行桥梁结构隔震计算时, 由于各个聚四氟乙烯支座支承在不同的柔性墩上。各桥墩上的聚四氟乙烯支座所受的作用力不同, 产生的滑动情况也不同。这样要判断各支座是否滑动非常困难。Constantinou 建议采用 Wen 所提出的微分模式对公式(11.2.14)进行连续接近, 公式(11.2.14)可写成

$$F_f = u_s W Z \quad (11.2.15)$$

式中, Z 满足微分方程

$$Y\dot{Z} + \gamma|\dot{U}||\dot{Z}|^{n-1}Z + \beta\dot{U}|Z|^n - A\dot{U} = 0 \quad (11.2.16)$$

式中, \dot{U} 是滑动速度, Y 是聚四氟乙烯支座滑动时的弹性变形, Z 是对于函数 $\operatorname{sgn}(\dot{U})$ 连续接近。 A, B, γ 和 n 为控制恢复力滞回曲线形状的常数。方程(11.2.16)两边除以 \dot{U} 可以改写成

$$Y \frac{dZ}{dU} = A - \beta \frac{|\dot{U}|}{\dot{U}} |Z|^{n-1} - \gamma |\dot{Z}|^n \quad (11.2.17)$$

由 $\frac{dZ}{dU} = 0$ 可得 Z_{\max} 为

$$Z_{\max} = \left(\frac{A}{\beta + \gamma} \right)^{1/n} \quad (11.2.18)$$

上式中取 $A = 1, \beta + \gamma = 1$ 时, Z 的取值范围为 $Z \leq |Z|$ 。Constantinou 建议对于聚四氟乙烯支座: $n = 2, A = 1, \beta = 0.1, \gamma = 0.9(\beta + \gamma = 1)$ 。

(2) R-FBI 和 FPS 支座

对于 R-FBI 隔震体系, 其工作原理对于单自由度可简化为图 11.2.27 所示的计算模式。

当结构受到地震动激励时, 其运动方程为

$$\ddot{X} + 2\xi\omega_0\dot{X} + \omega_0^2 X + u_1 g \operatorname{sgn}(\dot{X}) = -\ddot{u}_g \quad (11.2.19)$$

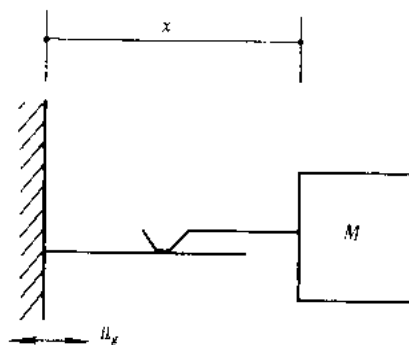


图 11.2.26 聚四氟乙烯支座的计算简图

式中, ξ 为阻尼系数, ω_0 为体系的自振频率, u_1 为摩擦系数。

当上部结构与 R-FBI 隔震支座不发生相对滑动时:

$$u_g - |\ddot{u}_g + \omega_0^2 X| > 0 \quad (11.2.20)$$

(3) 铅芯橡胶支座和新型减震支座

以上两种支座隔震体系的计算简图可以用图 11.2.28 表示。

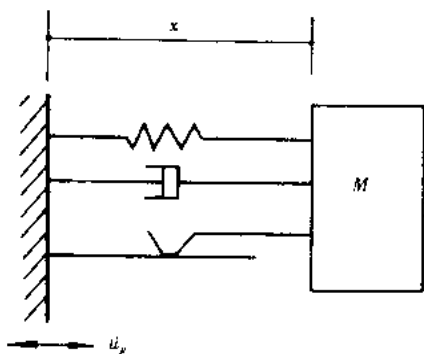


图 11.2.27 R-FBI 和 FPS 隔震体系计算简图

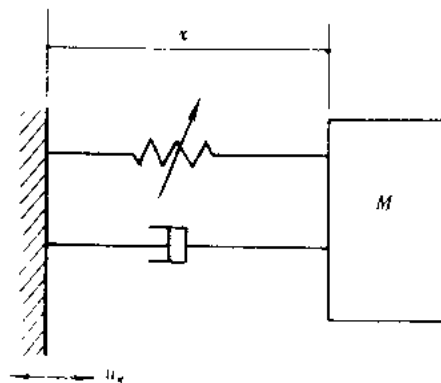


图 11.2.28 铅芯橡胶支座隔震体系计算简图

虽然在工程上用双线性表示铅芯橡胶支座的恢复力模式具有足够的精度,但在计算过程中双线性的“拐点”处理起来比较复杂。Constantinou^[9]提出使用 Wen 所提出的微分型模式来代表铅芯橡胶支座的恢复力模式。这样其恢复力可表示成

$$Q = \alpha \frac{F_c}{Y} X + (1 - \alpha) F_c Z \quad (11.2.21)$$

式中, Z 满足下列微分方程:

$$YZ = -\gamma |\dot{X}| |Z|^{n-1} Z - \beta \dot{X} |Z|^n + A \dot{X} \quad (11.2.22)$$

Constantinou 建议对铅芯橡胶支座, $\alpha = 0.157$, $\beta = -0.54$, $\gamma = 1.4$, $A = 1$ 和 $n = 1$ 。这样单自由度体系铅芯橡胶支座隔震体系的运动方程可写成

$$\ddot{X} + 2\xi\omega_0\dot{X} + \omega_0^2 X + \frac{N}{M} \left(\alpha \frac{F_c}{Y} X + (1 - \alpha) F_c Z \right) = -\ddot{u}_g \quad (11.2.23)$$

式中, M 是上部结构的质量, N 是铅芯支座的个数。

2. 具有铅芯橡胶支座连续梁桥的非线性地震反应

D.H. Turkington 和 A.J. Carr^[11]以一个四跨连续梁桥为例对铅芯橡胶支座的隔震性能进行了较为详细的分析并提出了简化设计方法,下面简要介绍。

在分析四跨连续梁桥的非线性地震反应时, D.H. Turkington 采用了两种计算模式(如图 11.2.29 和图 11.2.30 所示),即墩模式和桥模式。在墩模式中采用了三种不同的墩高,即 5m, 10m 和 15m,以便考虑桥墩刚度对隔震性能的影响。在分析桥梁横向地震反应时,桥面板的扭转惯性矩在每个桥墩与上部结构连接处采用四根刚臂来模拟。铅芯橡胶支座采用支座剪切单元模拟,其恢复力模式同(11.2.21)式和(11.2.22)式,分析结果如下:

(1) 桥墩刚度的影响

通过对上述两种计算模式进行结构地震非线性反应分析表明,对于刚度较大的桥墩采用铅芯橡胶支座能使梁体的位移、桥墩所受的剪力以及梁体与桥墩的相对位移都大为减小。

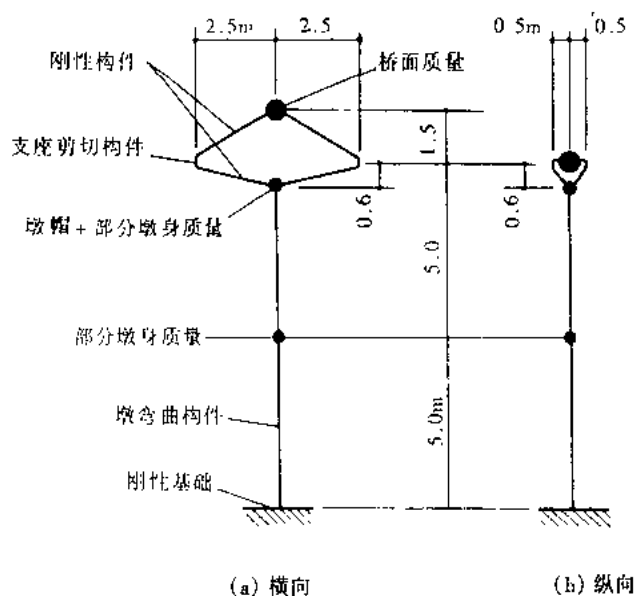


图 11.2.29 墩模式(引自文献[11])

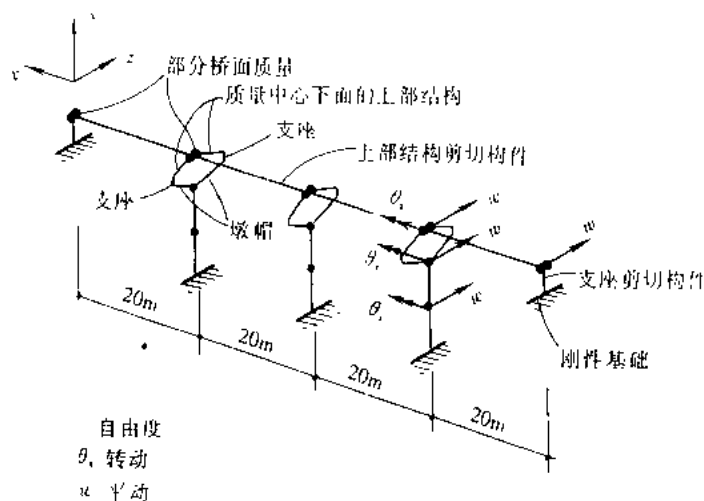


图 11.2.30 四跨连续梁计算模式(引自文献[11])

但随着桥墩刚度的减小,其梁体位移和桥墩所受的剪力减小程度都明显减弱。

(2) 铅芯橡胶支座屈服强度的影响

通过分析表明,铅芯橡胶支座屈服强度(所有各铅芯橡胶支座屈服强度之和)为上部结构总重量的4%~10%时,其屈服强度对桥梁结构的地震反应影响较小。这主要是因为屈服强度增加虽然增加了结构的有效阻尼,但同时减小了结构的自振周期。

(3) 铅芯橡胶支座沿各桥墩、台分布的影响

通过改变各桥台、桥墩铅芯橡胶支座的数量可以合理地控制各墩、台在地震动过程中所受的剪力和变形。D. H. Turkington 对铅芯橡胶支座沿各墩台采用了两种布置方案:方案1是为使各墩、台均匀地承受地震作用,铅芯橡胶支座的数量按其所受恒载大小的比例分布。计算结果表明桥台所受的剪力(325kN)只比桥墩的剪力(289kN)大12%。方案2的布置是

为使桥台承受大部分地震作用,铅芯橡胶支座布置在桥台,而桥墩布置橡胶支座。计算结果表明,桥台所受的剪力是桥墩所受剪力的三倍。而两种方案梁体位移分别为 64.4mm 和 60mm,相差不大。

3. 具有新型减震支座的大跨度悬索桥的地震非线性反应

大跨度悬索桥的地震反应主要依赖于桥面板和塔以及和边墩的连接方式,如桥面板同塔和边墩之间无约束,那么地震反应会最小,但是必须采取措施来控制桥面板的位移反应。而桥面板同塔和墩之间采用刚性连接则会产生很大的地震力。因此,在大跨度悬索桥的设计中,必须在桥面板和塔以及桥面板和墩之间采用特殊的支座和耗能装置来吸收地震能量和减小位移反应。虽然在世界上已经发明了许多桥梁减、隔震支座和耗能器,但目前我国基本上还是采用板式橡胶支座。由于这种支座的耗能特性较差,所以不适合在大跨度桥梁中使用。下面以广东汕头海湾大桥为研究对象,探索了由作者发明的新型减震耗能支座对大跨度悬索桥的地震反应影响。

图 11.2.31 是海湾大桥的基本设计图,其中主跨为 452m,边跨为 154m。主梁为钢筋混凝土箱形梁,塔为 H 形。桥面与主塔的连接,在纵桥向采用两根柔性立柱使桥塔纵向与桥面连接,横桥向和竖向采用横向支座使过渡梁与塔变形相同。塔与加劲梁连接处采用新型减震支座,其设计参数为:弹性刚度 $3.0 \times 10^5 \text{ kN/m}$, 塑性刚度 $3.0 \times 10^4 \text{ kN/m}$, 屈服位移 33mm,塔和梁之间放置挡块。新型减震支座和挡块的恢复力模型如图 11.2.32 所示。

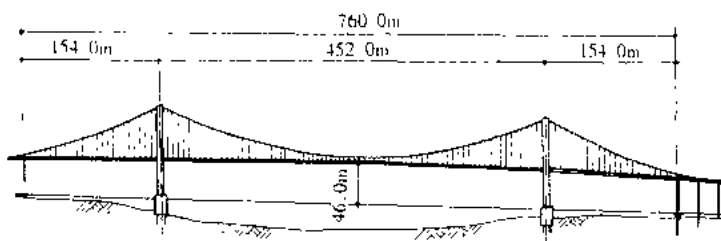


图 11.2.31 广东汕头海湾大桥的基本设计图

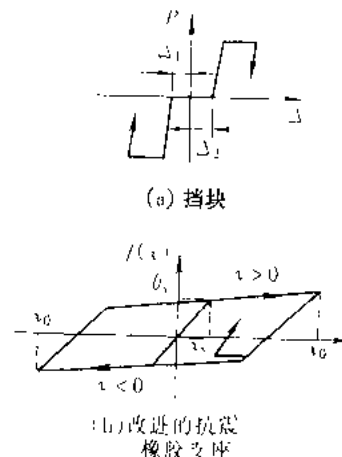


图 11.2.32 力-位移关系

通常,地震反应分析中都假定刚性地面运动,而实际上,有限的面波传播速度引起结构各支承点产生不同的地面运动。为了比较全面地考虑地震波的行波效应,建立整体力学模型,并考虑输入地震运动的形式是多点激振,其耦联的动力微分方程为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}_s \\ \ddot{\mathbf{y}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_s & \mathbf{C}_{sb} \\ \mathbf{C}_{sb}^T & \mathbf{C}_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{y}}_s \\ \dot{\mathbf{y}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_s & \mathbf{K}_{sb} \\ \mathbf{K}_{sb}^T & \mathbf{K}_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{y}_s \\ \mathbf{y}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (11.2.24)$$

式中, $\ddot{\mathbf{y}}_s, \dot{\mathbf{y}}_s$ 和 \mathbf{y}_s 分别为非支承处自由的绝对加速度、速度和位移向量; $\mathbf{M}_s, \mathbf{C}_s$ 和 \mathbf{K}_s 是相应的质量、阻尼和刚度矩阵; $\ddot{\mathbf{y}}_b, \dot{\mathbf{y}}_b$ 和 \mathbf{y}_b 分别为支承处自由度的绝对加速度、速度和位移向量; $\mathbf{M}_b, \mathbf{C}_b$ 和 \mathbf{K}_b 是相应的质量、阻尼和刚度矩阵。

基于拟静力位移的概念,多点激震下的总结构反应位移可分离为动力反应位移和拟静

力反应位移,即

$$\mathbf{y} = \begin{Bmatrix} \mathbf{y}_s \\ \mathbf{y}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^d \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{y}_s' \\ \mathbf{y}_b' \end{Bmatrix} \quad (11.2.25)$$

对于给定的支承位移 $\mathbf{y}_b, \mathbf{y}_b'$ 可表示为

$$\mathbf{y}_s' = \mathbf{K}_s^{-1} \mathbf{K}_{sb} \mathbf{y}_b = \mathbf{R} \mathbf{y}_b \quad (11.2.26)$$

式中, \mathbf{R} 是影响矩阵。

一般有支承运动引起的阻尼可忽略不计,方程(11.2.24)可化简为

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{u}}_s^d + \mathbf{K}_s \mathbf{u}_s^d = -\mathbf{M}_s \mathbf{R} \ddot{\mathbf{y}}_b \quad (11.2.27)$$

由于材料的非线性性质,方程(11.2.27)一般采用数值积分方法求解。总的节点位移是振动位移和伪静力位移的和。

4. 结果分析

时程反应分析采用桥址基岩反应谱相应的人工波,地震加速度峰值为 $0.2229g$ 。地震输入方向分别为:纵桥向输入,横桥向输入和 45° 输入。基于以上的模型,桥的纵向反应峰值如表 11.2.2 所示。塔的横向弯矩如图 11.2.33 所示。梁的纵向位移时间历程和单塔的纵向位移时间历程曲线如图 11.2.34 和图 11.2.35 所示。

从表 11.2.2 可以看出,对漂浮体系,其纵向反应的塔根弯矩是最小的,但梁的位移反应较大。而

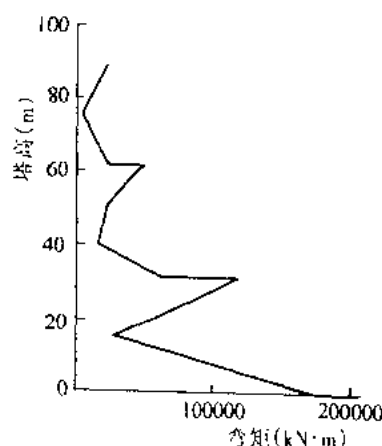


图 11.2.33 单塔的横向弯矩包络线

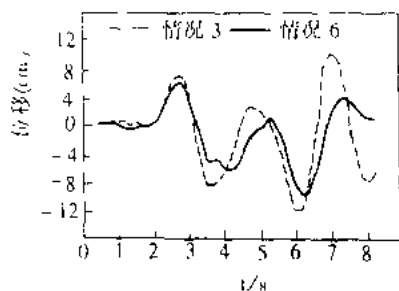


图 11.2.34 梁的纵向位移时间历程

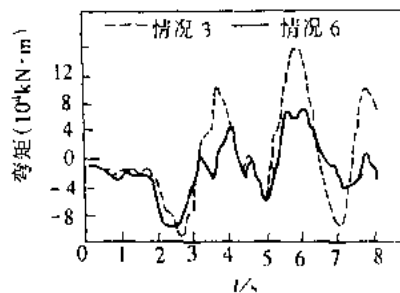


图 11.2.35 单塔的纵向弯矩时间历程

塔和梁用挡块连接时,虽然梁的纵向位移减小了,但塔根弯矩达到 $179700\text{kN}\cdot\text{m}$ 。对于铰连接,梁的纵向位移很小,但塔根弯矩却较大(达到 $172900\text{kN}\cdot\text{m}$)。从柔性立柱连接和新型减震支座之间的比较可以看出,后者明显优于前者。

桥的横向反应较大,其中塔根弯矩是 $177200\text{kN}\cdot\text{m}$,塔顶位移是 10.95cm 。

表 11.2.2

桥纵向反应的峰值

情况 No.	支座类型	阻尼比 (%)	地震输入	塔顶位移 (cm)	跨中位移 (cm)	塔底弯矩 (kN·m)
1	弹性支座	0.05	一致	2.317	11.47	126700
2		0.03	一致	2.652	12.59	141200
3		0.03	行波	3.609(L) 1.944(R)	12.16(H) 11.25(V)	163000(L) 120900(R)
4	减振支座	0.05	一致	2.253	10.65	87290
5		0.03	一致	2.409	11.61	92530
6		0.03	行波	3.244(L) 2.143(R)	9.871(H) 11.02(V)	96000(L) 91970(R)
7	漂浮体系	0.05	一致	3.603	43.83	66690
8		0.03	行波	3.851(L) 4.487(R)	45.66(H) 17.95(V)	73930(L) 86360(R)
9	铰	0.05	一致	2.360	6.13	172900
10	漂浮+挡块	0.05	一致	3.360	16.45	179700

注: L—左, R—右, H—水平, V—垂直。

11.2.6 调质阻尼器(TMD)

1. 调质阻尼器基本原理

图 11.2.36 是调质阻尼器的力学模型。假设主振系统和消振器均无阻尼, 主振系统的质量为 m_p , 弹簧刚度为 k_p , 消振器的质量为 m_s , 弹簧刚度为 k_s 。设主质量位移为 u_p , 消振器位移为 u_s , 则可以写出其运动方程为

$$\begin{cases} m_p \ddot{u}_p + (k_p + k_s)u_p - k_s u_s = p(t) \\ m_s \ddot{u}_s + k_s u_s - k_s u_p = 0 \end{cases} \quad (11.2.28)$$

设 $u_p = A_p \sin \omega t$, $u_s = A_s \sin \omega t$, $p(t) = H \sin \omega t$, 将 u_p , u_s 和 $p(t)$ 代入(11.2.28)得

$$\frac{A_p}{U_{st}} = \frac{1 - \omega^2/\omega_s^2}{(1 - \omega^2/\omega_s^2)(1 + k_s/k_p - \omega^2/\omega_p^2) - k_s/k_p} \quad (11.2.29)$$

$$\frac{A_s}{U_{st}} = \frac{1}{(1 - \omega^2/\omega_s^2)(1 + k_s/k_p - \omega^2/\omega_p^2) - k_s/k_p} \quad (11.2.30)$$

式中, $U_{st} = H/k_p$ 是主振系统的静挠度, $\omega_s = \sqrt{k_s/m_s}$ 是消振器的固有频率, $\omega_p = \sqrt{k_p/m_p}$ 是主振系统的固有频率。若令消振器的固有频率等于激振力的固有频率, 即 $\omega_s = \omega$ 。代入

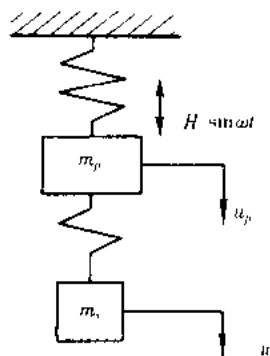


图 11.2.36 无阻尼动力消振器的力学模型

(11.2.29)式求得主振系统的振幅 $A_p = 0$, 与此同时, 消振器的振幅为 $A_s = -H/k_s$ 。由此可以看出, 当消振器的固有频率等于激振频率时, 主振系统的振动消失, 所以把 $\omega_s = \omega$ 称为动力调谐条件。

当消振器的结构参数满足动力调谐条件时, 它的弹簧给主质量的作用力 f_e 为

$$f_e = k_s(u_s - u_p) = -H \sin \omega t \quad (11.2.31)$$

上式表明, 动力消振器与主质量间的作用力恰好等于激振力, 但二者方向相反彼此平衡, 从而抑制了主振系统的振动, 这就是无阻尼动力消振器的基本原理。

但经过分析表明, 激振频率一旦偏离消振器的固有频率, 主质量振幅急剧加大。这个缺点使无阻尼动力消振器的应用受到限制, 只能用于激振很稳定的情况。

因为真实动力消振器有一定阻尼, 并且阻尼的大小对于消振的效果影响较大, 所以需要研究有阻尼消振器的特性。

2. 有阻尼消振器

图 11.2.37 为有阻尼消振器的消振体系, 消振器的阻尼为 C_s , 主振系统的阻尼为 C_p , 根据动力平衡条件, 当其受到地面加速度 \ddot{u}_g 激振时的运动方程为

$$\begin{bmatrix} m_p & 0 \\ 0 & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_p \\ \ddot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_p + c_s & -c_s \\ -c_s & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_p \\ \dot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_p + k_s & -k_s \\ -k_s & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_p \\ u_s \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_p \\ m_s \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (11.2.32)$$

令 $\ddot{u}_g = H e^{i\omega t}$, $u_p = A_p e^{i\omega t}$, $u_s = A_s e^{i\omega t}$ 代入(11.2.32)式得

$$\begin{bmatrix} \omega_p^2 + \gamma \omega_s^2 - \omega^2 + i2\omega(\xi_p \omega_p + \gamma \xi_s \omega_s) & -\gamma \omega_s^2 - i2\gamma \xi_s \omega_s \omega \\ -\gamma \omega_s^2 - i2\gamma \xi_s \omega_s \omega & \gamma \omega_s^2 - \gamma \omega^2 + i2\gamma \xi_s \omega_s \omega \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_p \\ u_s \end{Bmatrix} = \omega^2 H e^{i\omega t} \begin{Bmatrix} 1 \\ \gamma \end{Bmatrix} \quad (11.2.33)$$

式中, $\gamma = m_s/m_p$ 是消振器与主质量之比。解方程(11.2.33)可得

$$\frac{A_p}{H} = \frac{g^2 \sqrt{[f^2(1+\gamma) - g^2]^2 + 4g^2 f^2 \xi_s^2 (1+\gamma)^2}}{\sqrt{[\gamma f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2) + 4\xi_p \xi_s f g^2]^2 + 4g^2 [\xi_s f (g^2 + \gamma g^2 - 1) + \xi_p (g^2 - f^2)]^2}} \quad (11.2.34)$$

式中, $f = \omega_s/\omega_p$ 是消振器固有频率与主振系统固有频率之比, $g = \omega/\omega_p$ 是激振频率与主振系统固有频率之比。

为了简化分析, 首先假设 $\xi_p = 0$, 此时(11.2.34)式可写为

$$\frac{A_p}{H} = g^2 \sqrt{\frac{[f^2(1+\gamma) - g^2]^2 + 4g^2 f^2 \xi_s^2 (1+\gamma)^2}{[\gamma f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)]^2 + 4g^2 [\xi_s f (g^2 + \gamma g^2 - 1)]^2}} \quad (11.2.35)$$

取 $f = 1$, $\gamma = 0.05$, 选择不同的阻尼比 ξ_s , 按(11.2.35)式计算出主振系统的振幅与频率比 ω/ω_p 的关系如图 11.2.38 所示。

图 11.2.38 中有两个公共点 P_1 和 P_2 , 为了证明这两个公共点的存在, (11.2.35)式可写成

$$\frac{A_p}{H} = \sqrt{\frac{A + B\xi_s^2}{C + D\xi_s^2}} \quad (11.2.36)$$

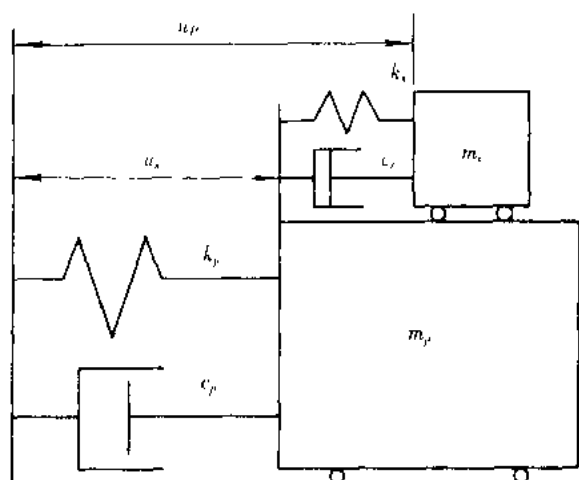


图 11.2.37 有阻尼动力消振器的力学模型

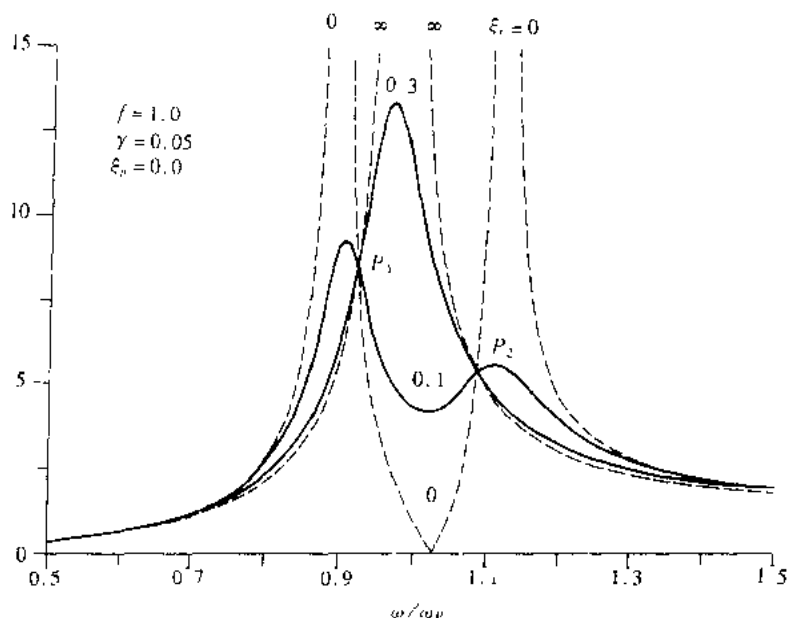


图 11.2.38 主振系统的振幅与频率比 ω/ω_p 的关系

显然, 当 $A/C = B/D$ 时, A_p/H 同阻尼比 ξ_s 无关, 即有方程:

$$\frac{f^2(1+\gamma) - g^2}{\gamma f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)} = \pm \frac{1+\gamma}{g^2(1+\gamma) - 1} \quad (11.2.37)$$

上述方程可改写成

$$g^4 - \frac{2(1+\gamma)^2 f^2 + (2+\gamma)}{2(1+\gamma)} g^2 + f^2 = 0 \quad (11.2.38)$$

可以证明方程(11.2.38)有两个正根 g_1 和 g_2 , 与此对应, 图 11.2.38 所示的振幅曲线有两个公共点 P_1 和 P_2 。

对于任意固有频率比 f , 图 11.2.38 所示的主振系统振幅曲线公共点纵坐标值是不相等

的。如果改变固有频率比 f , 一个公共点升高, 另一个则降低。仅当固有频率比 f 取特定值时, 两个公共点的纵坐标值相等, 即 $A_p(g_1) = A(g_2)$ 。此时如果改变阻尼比 ξ , 使主振系统的振幅曲线的一个峰点与公共点重合, 这时主振系统的振幅将取最小值。由于公共点与阻尼比 ξ_s 无关, 所以取 $\xi_s = \infty$, (11.2.35) 式可简化为

$$\frac{A_p}{H} = \frac{g^2(1+\gamma)}{|(1+\gamma)g^2 - 1|} \quad (11.2.39)$$

利用第一个优化条件 $A_p(g_1) = A(g_2)$, 有

$$\frac{g_1^2(1+\gamma)}{g_1^2(1+\gamma) - 1} = -\frac{g_2^2(1+\gamma)}{g_2^2(1+\gamma) - 1} \quad (11.2.40)$$

再利用韦达定理, 由 (11.2.38) 得

$$g_1^2 + g_2^2 = \frac{2(1+\gamma)^2 f^2 + (2+\gamma)}{2(1+\gamma)} \quad (11.2.41)$$

解方程组 (11.2.40) 和 (11.2.41) 可得到最优固有频率的解析式为

$$f_{opt} = \frac{\sqrt{1+\gamma/2}}{1+\gamma} \quad (11.2.42)$$

相应

$$g_{1,2}^2 = \frac{1}{2(1+\gamma)} [2+\gamma \mp \sqrt{\gamma(2+\gamma)}] \quad (11.2.43)$$

利用第二个最优条件, 即振幅曲线的一个峰值点与公共点重合, 这时有

$$\left. \frac{dA_p}{dg} \right|_{g=g_1, g_2} = 0 \quad (11.2.44)$$

可求得消振器的最优阻尼比为

$$\xi_{1,2} = \sqrt{\frac{\gamma}{8(1+\gamma)} \left(3 \mp \sqrt{\frac{\gamma}{2+\gamma}} \right)} \quad (11.2.45)$$

如果质量比 γ 的值较小, $\xi_{1,2}$ 差别不大, 这时可以令

$$\xi_{opt}^2 \approx \frac{\xi_1^2 + \xi_2^2}{2}$$

由上式可得

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3\gamma}{8(1+\gamma)}} \quad (11.2.46)$$

当 $C_p \neq 0$ 时, 对于不同的阻尼比 ξ_s , 图 11.2.38 所示的振幅曲线不存在公共点, 所以不能按上述过程求出 f 和 ξ_s 的最优值, 但可以采用数值方法计算。

以上的推导是假定外部激励为简谐力, 而实际地震波一般为宽带过程, 其能量在很宽的频带内分布, 所以被动 TMD 装置的减震作用一般不明显, 取而代之的是主动 AMD 系统。

11.3 结构主动控制

主动控制就是控制系统通过施加外部的能量来控制或改变结构的运动。同被动控制相比, 主动控制有许多优点:

- (1) 加强了运动控制的效率;主动控制系统的效率很大程度上取决于控制系统的能力;
- (2) 相对而言,对场地和地面运动不敏感;
- (3) 适用于多种灾害的防护(如抗风、抗震和抗爆等);
- (4) 控制目标的可选择性。

由于主动控制有以上的优点,所以近年来受到广泛注意。目前有些主动控制技术(如AMD)已经进入实用阶段。在日本已经建成了一批主动控制的建筑。

一个主动控制系统的基本工作原理如图 11.3.1 所示,它是由以下几部分组成:

- (1) 传感器。用于测量外部激励或者结构反应或者两者;
- (2) 数据处理系统。用于处理由传感器采集的数据,并依据一定的控制算法计算必需的控制力;
- (3) 加载装置。用于产生需要的控制力(通常采用伺服控制系统)。

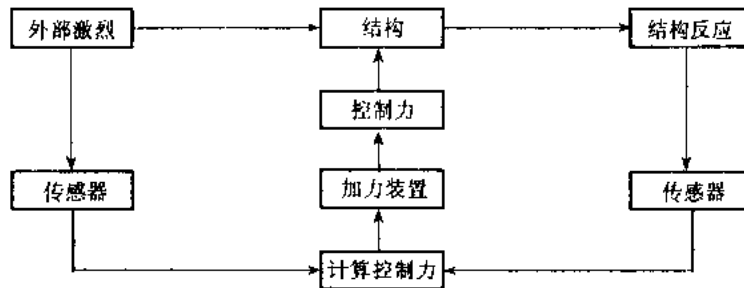


图 11.3.1 主动控制系统框图

如果仅仅测量结构反应,那么控制系统称为“闭环控制”。在闭环控制系统中,结构反应被连续地监测,然后把这些信息反馈给控制装置,控制装置不断改变施加的控制力。如果控制力仅仅由量测的外部激励所决定,那么控制系统称为“开环控制”。如果外部激励和结构反应两者均用于控制结构,那么这种控制系统称为开-闭环控制。

为了说明在理想条件下,施加外部控制力给结构的效果,考虑一个有 n 个自由度的多质点系统。结构系统的运动方程可以写成

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{D}\mathbf{u}(t) + \mathbf{E}\mathbf{f}(t) \quad (11.3.1)$$

式中, \mathbf{M} 、 \mathbf{C} 和 \mathbf{K} 分别表示 $n \times n$ 的质量、阻尼和刚度矩阵, $\mathbf{x}(t)$ 表示 n 维的位移向量, r 维的向量 $\mathbf{f}(t)$ 表示施加的外部荷载和外部激励,并且 m 维的向量 $\mathbf{u}(t)$ 表示施加的控制力。 $n \times m$ 的矩阵 \mathbf{D} 和 $n \times r$ 的矩阵 \mathbf{E} 分别定义了控制力向量和激励向量的位置。

假设控制系统为开-闭环控制,并且控制力 $\mathbf{u}(t)$ 是量测的位移 $\mathbf{x}(t)$,速度 $\dot{\mathbf{x}}(t)$ 和激励 $\mathbf{f}(t)$ 的线性函数。控制力的形式为

$$\mathbf{u}(t) = \mathbf{K}_1\mathbf{x}(t) + \mathbf{C}_1\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{E}_1\mathbf{f}(t) \quad (11.3.2)$$

式中, \mathbf{K}_1 、 \mathbf{C}_1 和 \mathbf{E}_1 分别表示依赖时间的控制增益。将(11.3.2)式代入(11.3.1)式得

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + (\mathbf{C} - \mathbf{D}\mathbf{C}_1)\dot{\mathbf{x}}(t) + (\mathbf{K} - \mathbf{D}\mathbf{K}_1)\mathbf{x}(t) = (\mathbf{E} + \mathbf{D}\mathbf{E}_1)\mathbf{f}(t) \quad (11.3.3)$$

比较(11.3.1)式和(11.3.3)式,如果略去(11.3.1)式右端的控制力项,开-闭环控制的效果是修改结构参数(刚度和阻尼)以便它能够更好的适应外部激励。开环控制部分的效果是修改(减小或完全消除)外部激励。

从以上的分析可以看出,主动控制系统一方面可以用最有效的方式抵抗外部激励,另一

方面主动控制也可以直接减小传输到结构上的激励水平。选择控制增益矩阵 K_1 , C_1 和 E_1 取决于所选择的控制算法。目前,已有许多种控制算法,有些是基于经典的优化控制理论,而有些是为了满足特殊的结构性能要求。

11.3.1 主动控制技术简介

1. 主动连杆控制(Active Bracing System)

主动连杆控制系统一般是由一组同结构相连接的预应力连杆,连杆的拉力是由电-液压伺服装置控制,其控制的原理是通过调整杆的拉力来控制结构的反应。

目前,主动连杆控制系统研究主要集中在美国,其中 T.T. Soong 领导了纽约州立大学 Buffalo 分校的研究工作。实验结果表明在 ABS 系统的控制下,能显著减小结构的位移。例如在一个单自由度系统情况下,层相对位移减小了 50%^[1]。这是因为控制系统可将系统的阻尼从无控制的 1.24% 提高到 34.0%。目前在美国还没有将主动控制系统用于实际结构,但美日合作在日本东京建造了一个重达 600t 的实验结构,其中主动 ABS 系统安装在首层。

2. 主动调质阻尼器系统(AMD)

主动调质阻尼器系统是在被动调质阻尼器系统(TMD)的基础上增加了主动控制系统而形成的。主动调质阻尼器系统通过施加主动控制力,从而克服了 TMD 系统对地震运动的频率敏感的缺点,从而显著提高了减震效果。通过实验发现这两种系统在减小顶层最大相对位移、顶层最大绝对加速度和最大基底剪力等方面的控制效率类似。而且,两种系统所要求的控制力和功率也类似。

11.4 混合控制系统

11.4.1 绝对振动控制系统

绝对振动控制系统如图 11.4.1 所示,它是由橡胶支座和主动控制系统组成。其中橡胶支座用于减小地震输入的能量,主动控制系统使结构保持绝对静止状态。

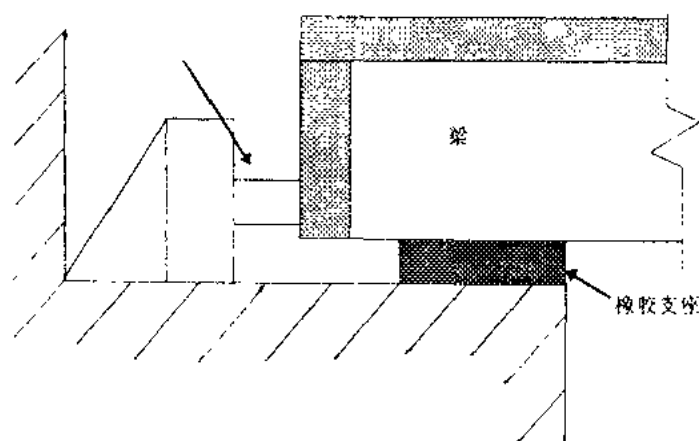


图 11.4.1 绝对控制系统

11.4.2 混合基础隔震系统

混合基础隔震系统是可控摩擦滑动支座(如图 11.4.2 所示)、压力控制设备、传感器和计算机处理系统组成。它是通过调整摩擦力来优化隔震系统的性能。这种支座的下部是一个储存液体的容器,容器与钢板的接触面是滑动面。液体容器内侧用橡胶密封。地震时,计算机根据上部结构的反应和滑移信号向液压控制系统发出指令,实现对摩擦力的控制。

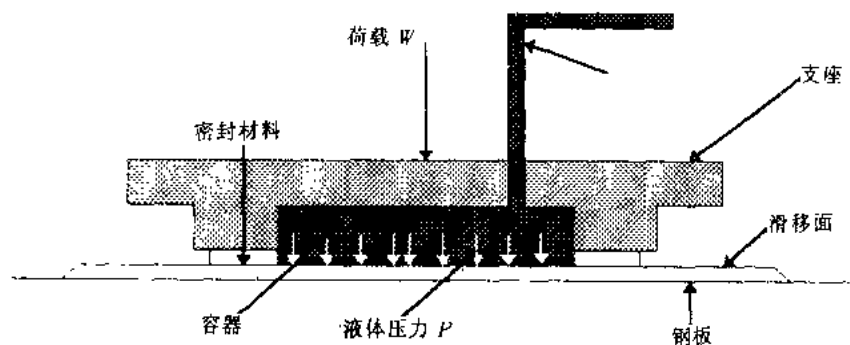


图 11.4.2 可控摩擦力滑动支座

11.4.3 可变阻尼系统

可变阻尼系统主要是用于公路桥的减震(如图 11.4.3 所示)。在该系统中,粘性阻尼力根据桥梁的反应来调整。当反应幅值较小时,阻尼器的阻尼系数非常大,从而起到阻止振动的作用。当地震引起的振幅很大时,阻尼系数减小,以便耗散地震能量。当反应幅值过大时,阻尼又增大,从而抑制反应。

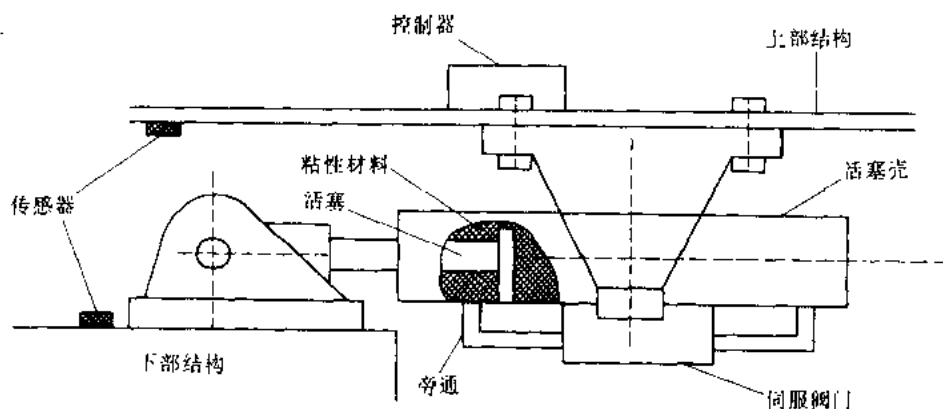


图 11.4.3 可变阻尼控制系统

参 考 文 献

- [1] Soong T T and Hanson R D. "State-of-Art of Active Structural Control Research in U. S.", Proceedings of US/CHINA/JAPAN Trilateral/Workshop on STRUCTURAL CONTROL, ShangHai, China, October, 1992, p9 ~ 18

- [2] Shinozuka M and Constantinou M C. Passive and Active Fluid Dampers in Structural Applications, Proceedings of US/CHINA/ JAPAN Trilateral/Workshop on STRUCTURAL CONTROL, ShangHai, China , October , 1992, p83 ~ 92
- [3] Victor A Zayas, Stanley S Low and Stephen A Mahin. A Simple Pendulum Technique for Achieving Seismic Isolation., Earthquake Spectra, Vol. 6, No.2, 1990, p317 ~ 333
- [4] Ghobarah A and Ali H M. Seismic Performance of Highway Bridges, Eng. Struct., Vol.10, No.6, 1988
- [5] Constantinou M C and Mokha A. Teflon Bearings in Base Isolation. II : Modeling, J. of ST. ASCE, Vol.116, No.2, 1990
- [6] Mostaghel N and Khodaverdian M Dynamics of Resilient-Friction Base Isolator(R-FBI), EESD, Vol.15, No.3, 1987
- [7] Lin B C and Tadjbakhsh I G. Performance of Earthquake Isolation Systems, J. of EM, ASCE, Vol.116, No.2, 1990
- [8] 范立础,袁万城. “桥梁橡胶支座减、隔震性能研究”. 同济大学学报, Vol.17, No.4, 1989
- [9] Constantinou M C. Hysteretic Dampers in Base Isolation: Random Approach, J. of ST, ASCE, Vol.111, No.4, 1985
- [10] Lin Su and Goodarz Ahmadi. Comparative Study of Base Isolation Systems, J. of EM, ASCE, Vol.116, No.9, 1989
- [11] Turkington D H and Carr A J. Design Method for Bridges on Lead-Rubber Bearings, J. of ST, ASCE, Vol.115, No.12, 1989
- [12] Constantinou M C, Reinhorn A M, Mokha A and Watson R. Displacement Control Device for Base-Isolated Bridges, Earthquake Spectra, Vol.7, No.2, 1991

后 记

在整整一年间,把我们所写的书稿整理完成时,日本土木工程学会寄来了英文版的《The Great Hanshin Earthquake》,阪神地震桥梁震害的惨象一幅一幅重现眼前。这次地震对大跨度桥梁是一次严峻的考验,主跨 252m 的钢系杆拱桥的引桥倒塌;主跨 214m 双层桥面钢系拱桥,靠神户端的钢下弦从支座上坠落,大阪端横向悬出墩帽,面拱上风撑部分杆件屈曲;485m 双层桥面的钢斜拉桥边跨神户端的摆轴支座栓钉脱落,并引起伸缩缝的破坏;主跨 1990m 未完工的大跨悬索桥塔、锚台都产生较大位移。总之,大跨度桥梁结构都未曾发生严重毁坏或坍塌,仅是在引桥,或在支承系统或在局部杆件发生破坏。这一方面可能由于人们对大跨桥梁的重要性有足够重视,在设计中提高了设防标准,增强了结构抗震能力;另一方面,大跨度桥梁大多处在长周期范畴,地震时主要是变形控制。桥梁支座系统,或局部杆件的连接不能适应大位移,特别是空间变形能力。在阪神地震大量倒塌毁坏的中、小跨梁式或刚架桥(Girder or Frame Bridge),这些桥梁主跨都小于 150m,可按照现行桥梁设计规范作抗震设计。但从桥梁实际震害教训来分析,原因是多方面的,然而归结到生产实践不得不对现行规范作一番再检讨。因而在最后,将作者们的一篇文章作为本书的结束,抛砖引玉,希望能开展对规范的讨论。

目前,我国的《公路桥梁抗震设计规范》(JTJ004-89)是自 1986 年起至 1989 年止,由交通部公路规划设计院会同有关设计、科研和高等院校等单位对 1977 年发布的《公路工程抗震设计规范》进行修订而成的。有关桥梁部分增加使用橡胶支座的梁桥、弯桥、动水压力、动土压力、连孔拱桥等的地震荷载设计计算公式,并修订了反应谱曲线。与原规范相比有较大的修改和补充,有许多独到之处。

近几年来,随着我国经济的高速发展,大、中型桥梁,特别是斜拉桥和悬索桥的建设发展迅猛,同时使用的混凝土强度也在不断增加,城市高架桥梁朝着轻型美观发展,因此,对公路桥梁抗震规范的试用范围提出了更高的要求。另一方面,对于即使满足规范适用范围内的跨径不超过 150m 的钢筋混凝土和预应力混凝土梁桥、圬工或钢筋混凝土拱桥的抗震设计,要满足总则第 1.0.3 条的规定,在实践操作上也是难以实施的,这是因为我国目前实行的规范,采用了与延性有关的综合影响系数 C_d 值进行地震荷载的折减后,只进行极限状态的抗震强度和稳定性验算,而没有进行极限位移或延性的验算。

我国的公路规范虽然针对橡胶支座桥梁提出了地震荷载的设计计算公式,但对于提高桥梁的抗震性能,从减隔震的概念来看,还缺少必要的规定和设计方法。

新的欧洲桥梁抗震规范(Eurocode8: Structures in Seismic Regions-Design, Part2: Bridges)草案本问世,本文将以对比的方式简要介绍《欧洲桥梁抗震规范》(以下简称《欧规》)并探讨我国《公路工程抗震设计规范》(以下简称《部规》)的发展。

1 《欧规》与《部规》的基本比较

1.1 主要应用范围

《欧规》主要应用于由桥台或桥墩的弯曲来抵抗水平地震作用的抗震设计,它包括竖向或接近竖向桥墩系统支承的桥梁上部结构,也可以应用于拱桥、斜拉桥等。

《部规》适用于跨径不超过 150m 的钢筋混凝土和预应力混凝土梁桥、圬工或钢筋混凝土拱桥的抗震设计。

1.2 抗震设防标准与参数

《欧规》规定了设计地震动的结构使用期、设计加速度的超越概率和重现周期,并考虑结构重要性系数。

《部规》直接以烈度区划图上的基本烈度作为设防烈度,并考虑了结构重要性系数。

1.3 基本要求

《欧规》:① 极限状态:在发生设计地震后,桥梁将仍保持它结构整体性并且仍具有足够的抗力,但桥梁的一些部件允许相当程度的损坏,以保证结构能维持紧迫的交通需要;② 工作极限状态:在桥梁的设计年限内经历常遇地震后,设计用于耗能的部件应当仅产生次要破坏,能维持正常交通或抢修后即可恢复交通。

《部规》:在发生与之相当的基本烈度地震影响时,保证位于抗震危险地段桥梁不发生严重破坏。

1.4 依照标准

《欧规》:进行强度验算和能力设计(通过使用专门的耗能装置,或弯曲塑性铰的变形耗能)。

《部规》:进行抗震强度和稳定性验算。

1.5 地震作用

《欧规》定义地震作用考虑以下两个方面:

(1) 在一点的地震运动特征;

(2) 空间变化的地震运动特征,并指出在下列两种考虑地震运动的空间变化:① 桥梁大于 200m 并且有地质上的不连续或明显的不同地貌特征;② 桥长大于 600m。

《部规》规定,计算桥梁地震荷载时,应分别考虑顺桥和横桥两个方向的水平地震荷载,对于位于基本烈度为Ⅸ度区的大跨径悬臂梁桥,还应考虑上、下两个方向地震荷载和水平地震荷载的不利组合。

1.6 分析方法

《欧规》侧重于:① 分析模型,包括自由度的选择、质量的确定、单元刚度、土的模型、扭转作用以及线性分析的性能乘子的确定等;② 分析方法,即阐述反应谱法、基本模态法、功率谱法、线性及非线性时域分析等方法及其应用条件范围。

《部规》侧重于地震荷载的计算公式表达。

1.7 延性抗震设计

《欧规》直接给出延性定义,弹性反应的地震力通过反应延性的性能系数来折减,并通过具体的力学上的最低含箍率来保证结构或构件的延性,设计采用强度验算和位移控制。

《部规》没有直接定义延性的影响,通过定义综合影响系数 C_E 值反映延性并对地震反应进行折减。

2 《欧洲桥梁抗震规范》中的延性与隔震设计方法

延性及隔震是现代桥梁抗震的重要手段与方法,在这方面,《欧规》与《部规》存在较大差别,有关延性部分,《部规》仅通过主要反映延性因素的综合影响系数来体现,没有考虑轴力