

摘 要

近年来,全球地震频繁发生,严重地危害着人民的生命和财产的安全。在地震作用下,作为生命线工程之一的桥梁结构的破坏,将加重次生灾害的程度,导致更为严重的生命财产及经济损失。为此,研究掌握桥梁的地震反应是建立合理抗震体系,采取有效抗震措施的科学根据。

本文在国内外有关研究成果的基础上,以南宁永和大桥为工程背景,对大跨度钢管混凝土拱桥地震反应进行了以下几方面的研究:

1. 运用既有动力学理论,选取相应动力学方程来描述大跨度钢管混凝土拱桥的动力性能,并根据文献研究的结果选用适当的求解方法;

2. 利用有限元分析软件 ANSYS,通过适当简化建立钢管混凝土拱桥的结构模型,作为进行动力分析的基础,计算钢管混凝土拱桥的自振特性,分析横撑刚度、拱肋刚度以及考虑桩—土—结构相互作用与否对桥梁结构自振特性的影响;

3. 采用标准反应谱作为输入的谱曲线,分别考虑三向正交输入下桥梁结构的地震反应。分析在最不利组合地震动输入作用下,结构的工作状态;

4. 分析大跨度钢管混凝土拱桥在一致激励下的地震反应,探讨竖向输入对结构地震反应的影响,并对各种地震动输入下,桥梁结构各关键截面的内力及位移反应进行比较和分析,验算结构的抗震安全性;将反应谱计算结果与相应的时程分析结果进行对比分析,得出一些有益结论;

5. 研究大跨度钢管混凝土拱桥在考虑行波效应下的地震反应,运用大质量法将加速度时程转化为力的时程,施加在支座处,对结构进行考虑行波效应的时程分析,探讨了波速、地震波的频谱特性和结构本身的动力特性对行波效应的影响。

关键词 钢管混凝土拱桥;地震反应;反应谱分析;时程分析;行波效应

ABSTRACT

In recent years, earthquake disaster frequently occurred in whole world which brought great damage to the safety of life and property for people. If the bridges which looked as very important structures by people for connecting with people's life collapsed caused by earthquake, the indirect disaster will take up to bring more loss of life and property. Therefore it is necessary to study and master the seismic response of bridge for establishing reasonable seismic design system and adopting effective seismic measure.

In this thesis, on the basis of the study achievements at home and abroad, on the basis of YONGHE Bridge of NANNING City, long span concrete filled steel tubular arch bridge' earthquake response were studied as follows:

1. Responsible formulations were used to describe the bridges' dynamic actions and appropriate method was chosen to solve these problems on the base of foregoing researches.

2. The finite element model of the structure was formed through reasonable simplification. And structural dynamic properties were calculated by using the famous program of ANSYS. Structural dynamic properties considering support rigidity, arch rib rigidity as well as soil-structure interaction were performed.

3. The standard seismic response spectrum was adopted to analyzing structural seismic response which the seismic response spectrum was inputted from longitudinal, transverse and vertical direction respectively. Structural working state in the most unfavourable seismic loads combination was preformed.

4. Long span concrete filled steel tubular arch bridges' responses to uniform excitation of earthquake were analysed. Structural seismic responses that seismic wave was inputted from vertical direction were discussed. Internal forces and displacements of structural crucial sections were compared and discussed for checking computation the seismic safety of the structure. Some beneficial conclusions were gained through comparing calculation results of response spectrum analysis and time-history analysis.

5. Long span concrete filled steel tubular arch bridges' responses to travelling-wave effect of earthquake were studied. In this study, acceleration time-history was translated into force time-history with big mass principle, and force time-history was exerted in support place. The influence of wave-velocity, earthquake-wave properties and structural dynamic properties to travelling-wave

effect were discussed.

Key Words : CFST arch bridge; earthquake response; response spectrum analysis; time-history analysis; travelling-wave effect;

长沙理工大学

学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权长沙理工大学可以将本学位论文的全部或部分内
容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

1、保密□，在_____年解密后适用本授权书。

2、不保密□。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

郭科

日期：2005年 5月 9日

导师签名：

李传习

日期：2005年 5月 9日

第一章 绪论

1.1 引言

地震,历来是严重危害人类的一大自然灾害。尤其是最近的二十年,全球发生了许多次大地震,其中多次破坏性地震都集中在城市,造成了非常惨重的生命财产损失,如1971年的美国San Fernando地震(M6.6),1976年中国唐山大地震(M7.8)^{[1][2]},1989年美国Loma Prieta地震(M7.0),1994年美国Northridge地震(M6.7)以及1995年日本阪神大地震(M7.2)导致的城市经济总损失(以当时的货币为准)分别为:10亿美元,100亿人民币,70亿美元,200亿美元,1000亿美元。这几次地震灾害的共同特点是:由于桥梁工程遭到严重破坏,切断了震区交通生命线,造成救灾工作的巨大困难,使次生灾害加重,导致了巨大的经济损失。随着现代化城市人口的大量聚集和经济的高速发展,对交通线的依赖越来越强,而一旦地震使交通线遭到破坏,可能导致的生命财产以及间接经济损失也将会越来越巨大。

如何在设计和建造阶段就使它们具有足够的抗震能力和合理的安全度,始终是各国工程界、学术界十分关心的问题。世界著名的旧金山海湾大桥在1989年的地震中其东段遭到严重损坏,现仍处于带病工作状态。1997年,加州政府决定拨巨资重建。在国际招标中,加州大学伯克利分校提出的弧形斜拉桥方案十分美观新颖,被认为是夺标的大热门。但是,由于很难对这种形状新颖的桥型的抗震性能提供有力的分析验证,最终还是被加州政府组织的专家组否定了。都市交通委员会发言人对此的评论说:“对于这座桥要考虑的大事是其防地震能力,而不是美学问题。我们要再造一座桥,不是因为现有的桥梁很丑陋,而是为了提高防震能力”(美洲星岛日报报道)。桥梁抗震分析方法的重要性可见一斑。因此,本文通过各种分析方法,以南宁永和大桥为研究对象,对其进行动力计算、分析,力求确保它的抗震安全性。

在最近的几次大地震中,一些所谓经过抗震设计的桥梁,在中等强度的地震作用下即遭到严重破坏,反映出以往的桥梁抗震设计规范存在着很大缺陷,因此,全世界的地震工作者纷纷对现行的抗震设计规范进行反省和修订,对结构的抗震设防标准与抗震设计原则也提出了一系列新的观点。

我国是一个多地震的国家,自唐山地震以来,抗震防灾工作正日益受到重视。随着我国经济实力的增强和交通发展的需要,继上海南浦大桥、杨浦大桥、徐浦大桥、广东虎门大桥、江阴长江大桥、南京二桥、青州闽江大桥等越江工程之后,又兴建了润扬长江大桥,苏通长江大桥以及规划其他跨海工程,如长江口、渤海湾口工程、杭州湾大桥、宁波慈溪的跨海大桥和汕头的海湾大桥等。这些大跨度

桥梁绝大多数都修建在铁路和公路交通要道上,具有重要的交通枢纽作用。目前的桥梁技术已经能较好的解决现存问题,但是桥梁跨度不断增大,向着更长、更大和更柔方向发展,桥梁的抗风抗震性能必须得到保证,这方面的研究工作还有待进一步深入。在这些特大型工程纷纷上马的同时,地震灾害近几年也在我国东北、西南和西北部频频发生。据专家们预测,我国正面临一个新的地震活跃期。鉴于桥梁在经济、交通等各方面占据的特殊重要的地位,以及 20 世纪出现的几次惨重的地震灾害的教训,对这些重大工程,必须进行合理的抗震设防^[3]。

“城市桥梁抗震设计规范”的组成部分之一,也是难点之一,是“大跨度桥梁的抗震一设计”。大跨度桥梁是交通运输的枢纽工程,投资大,对国民经济有着重大的影响,因此,进行正确有效的抗震设计,确保其抗震安全性具有非常重要的意义,然而,国内外现有的绝大多数桥梁工程抗震设计规范只适用于中等跨径的普通桥梁,而不适用于大跨度桥梁。我国公路工程抗震设计规范^[4]只适用于主跨不超过 150m 的梁桥和拱桥;我国铁路工程抗震设计规范^[5]虽没有说明跨径范围,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”。1996 年美国颁布的 AASHTO 规范(第 16 版)的抗震设计篇中也规定,该规范只适用于钢与混凝土主梁与箱梁式桥,主跨不超过 150m,不适用于斜拉桥、悬索桥、拱桥以及活动式桥。1993 年的欧洲规范(EUROCODE8)原稿中没有规定主跨范围,可适用于梁桥、拱桥和斜拉桥,但悬索桥除外。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。”因此,大跨度桥梁的抗震设计目前还没有统一的标准。目前,由交通部重庆科学研究所负责,交通部规划设计院、国家地震局工程力学研究所、长安大学、大连理工大学、同济大学、清华大学、云南省交通厅和辽宁省交通厅等单位参加,共同编制《公路桥梁抗震设计规范》。

对于桥梁的抗震设计,国内外已经进行了很多研究。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》;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,其中有斜拉桥抗震设计的若干规定,但这些规定还较为粗浅,工程师们很难参照执行。

1.2 大跨度桥梁地震反应分析基本理论发展概述

桥梁结构的地震反应分析是一个抗震动力学问题,对桥梁结构进行地震反应分析,必须从抗震动力学出发思考问题、解决问题^[6]。在此先回顾一下结构抗震理论在过去几十年中的发展历史,再对影响大跨度桥梁结构地震反应的一些主要因素包括多点激振和行波效应、非线性、阻尼、地基与结构相互作用等进行论述。

1.2.1 结构抗震理论的发展历史

随着人们对地震动和结构动力特性的理解不断深入, 结构抗震理论在过去几十年中可以划分为静力、反应谱和动态时程分析三个阶段。

1. 静力法 最早在 1899 年, 日本大房森吉提出静力法的概念。该法假定结构物与地震动具有相同的振动, 把结构物在地面运动加速度 $\ddot{\delta}_g$ 作用下产生的惯性力视作静力作用于结构物上做抗震计算。惯性力的计算公式为:

$$F = M \cdot \ddot{\delta}_g \quad (1.1)$$

式中: M 为结构物的质量。

静力法忽略了结构的动力特性这一重要因素, 把地震加速度看作是结构地震破坏的单一因素, 因而有很大的局限性, 常导致对结构抗震能力的错误判断。

2. 反应谱理论 动力反应谱法还是采用“地震荷载”的概念, 从地震动出发求结构的最大地震反应, 但同时考虑了地面运动和结构的动力特性, 比静力法有很大的进步。

反应谱方法概念简单、计算方便, 可以用较少的计算量获得结构的最大反应值。但是, 反应谱只是弹性范围内的概念, 当结构在强烈地震下进入塑性工作阶段时即不能直接应用。另一方面, 地震作用是一个时间过程, 但反应谱方法只能得到最大反应, 不能反映结构在地震动过程中的经历。实际上, 对于结构某一截面的各个内力分量, 出现最大值的时间不尽相同, 因而同时取最大值进行抗震验算不太合理。而且, 地震动的持续时间对结构的地震反应也有重要的影响。此外, 反应谱长周期部分的确定也是一个难点。因此, 反应谱方法只能作为一种估算方法。在大跨度桥梁的方案设计阶段可以应用反应谱方法进行抗震概念设计, 以选择一个较好的抗震结构体系。

为了扩大反应谱方法的应用范围, 国内外不少学者对反应谱方法进行了很多研究, 主要集中在以下几个方面: ①长周期设计反应谱值的正确估计。②反应谱组合方法的研究: 先后提出的反应谱组合方法有: SRSS, CQC, IGQC, SUM, DSC, 分组法等^{[7][8][9]}。③非弹性反应谱的研究: 随着延性抗震研究的不断深入, 人们对非弹性反应谱的兴趣逐渐增强, 讨论这方面问题的文献也在增多。如文献[10]改进了反应谱方法以考虑支座的局部非线性问题; ④能考虑地震动空间变化的反应谱方法: 项海帆教授用反应谱方法分析了天津永和桥的行波效应^[11], M. Berrah 等提出了一种能考虑多点激励的反应谱方法^[12], Nakamura 等^[13]也采用多点激励对金门大桥进行了三维地震反应分析。尽管不少学者对反应谱方法做了很多改进, 但对于复杂、大跨桥梁的地震反应, 反应谱方法目前仍然不能很好的考虑各种复杂的影响因素。

3. 动态时程分析法 上世纪 60 年代后, 重要的建筑物、大跨度桥梁和其它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。该法是随着强震记录的增多和计算机技术的广泛应用而发展起来

的,是公认的精细分析方法。目前,大多数国家除对常用的中小跨度桥梁仍采用反应谱方法计算外,对重要、复杂、大跨的桥梁抗震分析都采用动态时程分析法。

动态时程分析法从选定合适的地震动输入出发,采用多节点多自由度的结构有限元动力计算模型建立地震振动方程,然后采用逐步积分法对方程进行求解,计算地震过程中每一瞬时结构的位移、速度、和加速度反应,从而可以分析出结构在地震作用下弹性和非弹性阶段的内力变化以及构件逐步开裂、损坏直至倒塌的全过程。这一计算过程相当冗繁,须借助专用计算程序完成。动态时程分析法可以精确地考虑地基和结构的相互作用,地震时程相位差及不同地震时程多分量多点输入,结构的各种复杂非线性因素以及分块阻尼等问题。

此外,动态时程分析法可以使桥梁的抗震设计从单一的强度保证转入强度、变形的双重保证,同时使桥梁工程师更清楚结构地震动力破坏的机理和正确提高桥梁抗震能力的途径。迄今为止,对体系复杂的桥梁的非线性地震反应,动态时程分析方法还是理论上唯一可行的分析方法,最新的日本与美国规范都已将此方法列为规范采用的分析方法之一^[14]。近年来,由钟万勰^[15~16]提出的精细时程积分法是一种显式、高度稳定的积分方法。该法对于线性荷载,简谐荷载或其它一些用简单解析式表达的荷载激励下线性结构的响应能够得到具有计算机精度的数值。

4. 概率性抗震分析方法及虚拟激励法 随机振动是一门应用概率统计方法研究随机荷载作用下结构动力性态的技术学科。上世纪五十年代末,由于航天工程的推动,在工程振动的研究中引入了概率和数理统计理论,极大地推动了对随机振动的研究。随机振动描述了客观存在的不确定性,在土木、机械、航空和航海等工程领域得到了广泛应用。经过几十年来国内外学者的共同努力,随机振动理论取得了丰硕的成果,已成为近代应用力学的一个重要分支^[17~18]。尽管作为其应用核心的线性随机振动基本理论早已成熟,然而这些理论成果在工程领域却远未得到充分应用;其瓶颈则是计算的复杂性和低效率。几十年来,我国许多学者在随机振动的不同领域取得了丰富的研究成果,包括建立了解决复杂工程计算的“虚拟激励法”系列^[19~20]。目前,虚拟激励法已构成了一个比较完整的系统。对于线性时不变结构受平稳/非平稳、完全相干/部分相干、均匀调制/非均匀调制演变随机激励下的随机响应分析都可以高效精确地完成。虚拟激励法主要特点是将平稳随机响应分析转化为简谐响应分析,将非平稳随机响应分析转化为确定性时间历程分析,从而可以用工程人员熟悉的确定性动力分析方法实现随机振动的求解。该法自动包含了全部参振振型之间的互相关项及全部随机激励之间的互相关项,本质上是精确解法。对于大型复杂工程结构,其计算效率比传统算法可提高达2~4个数量级。在普通计算机上即可完成有上万自由度,上百激励点的结构平稳/非平稳随机振动分析。它以计算力学的手段有力地推动了随机振动这门学科在工程中的广泛应用^[21~22]。

1.2.2 影响大跨度桥梁地震反应的主要因素

影响大跨度桥梁结构地震反应的一些主要因素包括多点激振和行波效应、非线性、阻尼、地基与结构相互作用等。

1. 地震动输入 地震动输入是进行结构地震反应分析的依据,对结构的地震反应影响很大。结构的地震反应以及破坏与否,除和结构的动力特性、弹塑性变形性质、变形能力有关外,还和地震动的特性(幅值、频谱特性和持续时间)密切相关。

地震地面运动在时间和空间上都具有高度的变化性,在一般的结构地震反应分析中,往往只考虑它们的时间变化性,而不考虑它们的空间变化性。因此,在结构地震反应分析中,通常都假定各支承点的地面运动是相同的。然而,大跨度桥梁的各支承点可能位于显著不同的场地土上,由此导致各支承处输入地震波的不同,因此,在地震反应分析中就要考虑多支承点不同激励,简称多点激励。即使场地土情况变化不大,也可能因地震波沿桥纵轴向先后到达的时间差,引起各支承处输入地震时程的相位差,简称行波效应。

目前,分析结构的多点激振和行波效应的方法主要有两种,一是相对运动法(RMM),二是大质量法(LMM)^[23]。大质量法是通过质量矩阵主对角元充大数的方法实现的,数学表达式比较简单,可以得到精确的结果,但在求解中可能会遇到一些困难。而相对运动法把位移分成动力位移和拟静力位移,因此可以得到一些重要的附加信息,即动力反应和拟静力反应,有助于我们理解结构在多点激励下的性能。此外,求解比较简单。因此,相对运动法用得较广泛。

国内外许多学者都对斜拉桥在多点激振下的地震反应进行了分析研究。项海帆院士 1983 年以天津永和大桥为对象,讨论了相位差效应对漂浮体系斜拉桥地震反应分析的影响。结果表明,相位差效应对漂浮体系斜拉桥是有利的^[11]。美国的 Abdel-Ghaffar A. M. 和 Nazmy A. S. 多年来对斜拉桥的多点激励及行波效应进行了许多研究。他们采用实际的地震记录,对跨度不同的两个斜拉桥模型的多点激振和行波效应的影响进行了详细的比较分析,结果表明:对于大跨度斜拉桥,忽略各支承点的不同运动会影响结构地震反应值,但究竟有多大的影响,则取决于具体情况,尤其是取决于支承的方向、地基条件、跨径、刚度和超静定次数^[3]。

对于大跨度悬索桥的行波效应,许多学者也进行了研究。Abdel-Ghaffar 等利用实际的地震记录,分别在时域和频域内对金门大桥进行了地震反应分析,结果表明,一致输入反应分析并不能代表最不利的情况,行波效应对悬索桥的地震反应有显著的影响。A. A. Dumanoglu 等对三座欧洲大跨度箱梁悬索桥,即 Humber, Bogazici 和 Fatih 大桥进行了行波效应的比较分析,结果发现,在悬索桥的某些部位,行波效应会大大增大地震反应。胡世德、范立础通过对江阴长江大桥的地震反应分析指出,行波效应会使结构的反应增大,而多点激振的影响较

小^[24]。Ronald S. Harichandran 也指出,对悬索桥进行一致输入分析会显著地高估一些部位的反应,而低估其它一些部位的反应^[25]。

大跨度拱桥对于多点不同步输入比较敏感。范立础、胡世德、袁万城以贵州江界河桥为背景,对大跨度拱桥的行波效应进行了分析。结果表明,考虑行波效应时,大跨度拱桥的地震反应将会增大很多。

综上所述,大跨度桥梁的多点激振和行波效应问题非常复杂,对不同类型的桥梁可能会得到完全不同的结果。必须强调的是,这个效应还与输入的地震动时程的特性有很重要的关系。但有一点是肯定的,即大跨度桥梁应该进行多点激振和行波效应分析。

2.非线性问题 在地震反应分析中,必须慎重考虑非线性问题。大跨度桥梁的非线性因素主要有几何非线性、桥墩弹塑性和支承连接条件的非线性。

大跨度桥梁的几何非线性主要来自三个方面:①斜拉桥、悬索桥等的缆索垂度效应,一般用等效弹性模量模拟;②梁柱效应,即梁柱单元轴向变形和弯曲变形的耦合作用,一般引入几何刚度矩阵来模拟,只考虑轴力对弯曲刚度的影响;③大位移引起的几何形状变化。实际上,大跨度桥梁由于地震引起的位移并不大,即使是主跨 1385m 的江阴长江公路大桥,由于地震引起的位移相对跨径来说也很小,因而可以忽略大位移引起的几何非线性。

对于大跨度桥梁,应以恒载下的非线性静力分析为基础,在恒载变形状态下进行地震反应分析。在地震反应分析中,可对几何非线性进行近似考虑,即只考虑缆索的弹性模量修正和恒载作用下的几何刚度。

3.阻尼问题 阻尼是结构的一个重要动力特性,也是结构地震反应中最为重要的参数之一,其大小和特性直接影响结构的基本动力反应特征。由于阻尼的存在,物体的自由振动将会逐步衰减,而不会无限延续。

结构中的阻尼现象是由各种各样很复杂的能量逸散机理所引起的。桥梁结构的阻尼主要由两类阻尼组成,即结构本身所具有的阻尼及周围介质提供的阻尼。结构本身的阻尼主要取决于结构类型、材料、筑构方式及各种部件之间的连接方式;而周围介质提供的阻尼主要是桥梁墩台及台后填土提供的约束阻尼、摩擦耗能等。

近百余年来,人们提出了多种阻尼理论来解释结构的阻尼现象。在众多的阻尼理论中,目前被广泛采用的是两种线性阻尼理论,即复阻尼理论和粘滞阻尼理论。复阻尼理论认为结构具有复刚度,考虑阻尼时在刚度系数项前乘以复常数 $e^{i\nu}$ 即可,而 ν 为复阻尼系数,也称耗损因子。粘滞阻尼理论假设阻尼力与运动速度成正比,阻尼的大小通常用阻尼比 ξ 来表示。复阻尼理论在理论上只适用于简谐振动或有限频带的振动分析,而且引入了复刚度,对于一般的结构动力响应来说计算较为复杂,因此在结构动力响应分析中应用不多。而按粘滞阻尼理论进行结构动力分析时,给出的线性运动方程计算简便,概念清楚。因此,在桥梁抗震

分析中，一般都采用粘滞阻尼理论。

在一般桥梁结构的地震反应分析中，阻尼可用阻尼比的形式计入；而对于非线性地震反应分析，或具有非均匀阻尼的桥梁（如斜拉桥、悬索桥等）的地震反应分析，则必须采用正确的方法计算阻尼矩阵。目前，匀质结构一般都采用瑞利阻尼矩阵，即假定阻尼矩阵为刚度矩阵和质量矩阵的线性组合。为了考虑由结构的非匀质性和各部分耗能机理不同而引起的阻尼非匀质性，Clough 提出了非比例阻尼理论，认为总阻尼矩阵可由分块的瑞利阻尼矩阵叠加而成。

要考虑阻尼的影响，无论是采用阻尼比的形式，还是阻尼矩阵的形式，都必须先确定桥梁结构的阻尼比。到目前为止，还没有一种被广泛接受的用来估算桥梁结构阻尼比的方法。在桥梁结构的动力响应分析中，只能参考一些实测资料来估算阻尼比。由于目前国内桥梁的实测阻尼资料很少，而现有阻尼比实测值的分散性又很大，因此阻尼比的估计一直是桥梁结构地震反应分析的难点。

现行的《公路工程抗震设计规范》中关于桥梁的一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，结构的阻尼比取 5%。另外，钢结构的阻尼比较钢筋混凝土结构低，一般可取 3%。缆索承重桥梁（斜拉桥、悬索桥）与普通桥梁相比，结构更为复杂，而且是非匀质结构，各部分的能量耗散机理不同，因而阻尼比的确定也就更加困难。各国的规范也没有给出参考值。因此，在地震反应分析中，只能参考同类型桥梁结构的实测阻尼比来近似取值。国内 7 座斜拉桥（钢桥 1 座，结合梁桥 3 座，混凝土桥 3 座）的实测资料表明，实测阻尼比集中在 0.01 附近，而混凝土斜拉桥阻尼比大部分在 0.012 附近，阻尼比与固有频率之间没有明确关系。国内两座悬索桥（虎门大桥和江阴大桥）的实测阻尼比大部分也在 0.5%~1.5% 之间。需要指出的是，在缆索承重桥梁的地震反应分析中，特别关心的是以塔为主的振型，但能找到的实测阻尼比的资料只有江阴大桥的，第一阶以塔的纵向弯曲为主的振型的阻尼比仅为 0.5%。因此，一般说来，在缆索承重桥梁的地震反应分析中，阻尼比的取值不宜大于 1.0%。

4. 地基与结构的相互作用 在地震时，上部结构的惯性力通过基础反馈给地基，会使地基产生变形。在较硬土层中，这种变形远比地震波产生的变形小。因此，当桥梁建在坚硬的地基上时，往往用刚性地基模型对结构进行地震反应分析，这一假设基本上是符合实际的。然而，当桥梁建于软弱土层时，地基的变形会使上部结构产生移动和摆动，从而导致上部结构的实际运动和按刚性地基假定计算的结果之间有一定的差别，这是由地基与结构的动力相互作用引起的。

地基与结构的动力相互作用可以分为运动学相互作用和惯性相互作用。地震波在土层中的传播引起自由场运动，使得各土层的运动互不相同。运动学相互作用就是指自由场中的地震波与基础的相互作用，其结果是使得结构实际受到的地震输入不同于邻近自由场的地面运动。而惯性相互作用是指结构的惯性力对输入

运动的影响。在地震中,上部结构的惯性力通过基础反馈给地基,使地基发生变形,从而使结构的平动输入发生改变,同时还使结构受到转动输入分量的作用。

桩基础是建于软弱土层的桥梁最常用的基础形式。桩—土—结构动力相互作用使结构的动力特性、阻尼和地震反应发生改变,而忽略这种改变并不总是偏安全的。文献[26]对上海南浦大桥进行地震反应分析时,对桩—土—结构相互作用影响进行了比较研究分析,结果表明,考虑桩—土—结构相互作用后,地震反应与刚性地基模型相比有较大的增加。因此,进行桩基大跨度桥梁的地震反应分析时,应考虑桩—土—结构相互作用。

国内外许多学者对桩—土—结构相互作用问题进行了很多研究,其分析模型和方法主要有:质弹阻模型、Winkler 模型、连续介质力学模型、有限元模型和边界元模型。其中,质弹阻模型(或称集中质量法)的应用具有一定的优越性。这种将地基等价于质量—弹簧—阻尼系统的时域方法,被工程界广泛应用,具有很大的发展潜力。

质弹阻模型最初是由美国学者 J. Penzien 于 1964 年为解决泥泽地上的大桥动力分析问题而提出的^[27]。其基本方法是将桩—地基体系按一定的土层厚度离散成一个理想化的参数系统,用弹簧和阻尼器模拟土介质的动力性质,形成一个地下部分的多质点体系,然后和上部结构质点体系联合建立整体耦联的动力微分方程组进行求解。Matlock 在研究海洋平台桩基础时,利用质弹阻模型提出了能够考虑桩土部分脱离以及土的非线性的计算方法。杨昌众博士(1987)^[28]利用质弹阻模型,采用土介质线弹性假定,并用“m”法计算土弹簧刚度,对桩基桥梁地震反应进行了分析研究。Naggar 和 Novak 于 1994 年对质弹阻模型进行了改进,提出了考虑非线性横向相互作用的桩—土模型。该模型把土分成两部分,第一部分为非线性近场单元,第二部分为线弹性远场单元,用来考虑波从桩向外传播的影响。这种模型可以充分考虑土的非线性因素,包括桩—土表面的不连续条件,以及辐射阻尼,但模型太复杂,而且各参数的取用还有待于试验进一步研究,因而难以应用于工程实践。至于质弹阻模型中等效土质量的取用,文献[25]认为可以假定桩带动相同体积的土一起振动。

另外三弹簧法也是应用较为广泛的一种分析桩—土—结构相互作用的简化方法。该方法将桩—土—结构相互作用分成两步来考虑:运动学相互作用和惯性相互作用。许多学者致力于这方面的研究,并取得了一些成果^[29]。同时文献[28]中,杨昌众博士提出了一种桩基桥梁的等效简化计算模型,将桩在地面以下(或最大冲刷线以下)一定深度处嵌固,并推导出该模型的动力等效嵌固长度的近似计算公式。

1.2.3 桥梁减、隔震研究

减、隔震技术是简便、经济、先进的工程抗震手段。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能量;而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。结构控制理论的引入,实际上是结构减震、隔震技术的延伸与扩展。通过选择适当的减、隔震装置与设置位置,可以达到控制结构的内力分布与大小的目的。目前,减、隔震和结构控制是工程抗震的研究热点之一。^{[30][31][32]}在第9,10,11届世界地震工程会议上,减、隔震和结构控制被列为对未来地震工程有重要影响的先进技术。1994年,美、中、日、法等国发起组建世界结构控制协会,并召开了第一届结构控制国际会议。

弹性支座隔震体系是目前能采用的最简单的隔震方法。其中,普通板式橡胶支座构造简单、性能稳定,已在桥梁中广泛应用。普通板式橡胶支座主要是通过增大结构的周期来达到减、隔震的目的,本身并无显著的阻尼性能。于是,又出现了具有耗能装置的橡胶支座,通过特殊合成的高阻尼橡胶、铅芯、弧形钢板耗能装置等来耗散能量(Kelly,1976),其中,铅芯橡胶支座是新西兰学者在1975年发展的,通过对铅芯橡胶支座的动力试验表明,铅芯橡胶支座具有良好的滞回性能。铅芯橡胶支座构造简单,能够提供较大的阻尼,可以单独作为桥梁支座使用,目前在新西兰、美国、日本等国已被广泛使用。

聚四氟乙烯滑动支座是另一种研究的较多、应用广泛的隔震体系。这种体系通过聚四氟乙烯和钢板间的摩擦耗能,其隔震效果对地震输入的频率成份不敏感。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的问题,不少学者又研制了几种能提供恢复力的滑动支座,如摩擦摆支座,R-FBI支座,TASS支座等。

为了防止桥梁在地震中因梁墩相对位移过大而造成落梁破坏,我国目前在梁桥和斜拉桥中已广泛使用了挡块。不少分析研究表明,钢筋混凝土挡块虽然能有效控制梁墩相对位移,但会引起桥墩内力的显著增加。为此,范立础教授和胡世德教授设计了“钉型”和“碗型”两种新型橡胶减震挡块(已获国家专利)。

目前,国外很多规范都很强调桥梁减、隔震设计,如欧洲规范和日本规范都专门有一章论述减、隔震设计,美国AASHTO 1991抗震规范也列入了桥梁隔震设计内容。而我国《公路工程抗震设计规范》还没有这方面的内容,可见,我国规范已落后很多了。

1.2.4 钢管混凝土拱桥地震反应研究现状

我国是个多地震国家,钢管混凝土拱桥目前已越来越多地应用在地震区,研究其地震反应规律和设计理论是一项迫切的任务。钢管混凝土拱桥由于建造的时间不长,还未受过强震的考验,并且国外也没有类似的报道,因此对其地震反应规律的了解相当浮浅。

国内外学者对钢管混凝土构件的动力性能进行了大量的试验研究,配合有限元数值计算,得出了钢管混凝土构件的滞回特性及延性状况。而对拱结构开展的

动力性能研究主要在动力特性上,此外部分文献对钢管混凝土拱桥作了地震响应分析,并将地震反应结果与活载作用作了比较,多数情况下,地震作用不如活载影响大。至于在地震作用下钢管混凝土拱桥的破坏机理、钢管混凝土拱桥在一致激励、行波效应下的地震反应计算、抗震设计标准、抗震设计概念以及抗震措施等方面的研究还很少。

1.3 本文的研究意义和主要内容

1.3.1 研究意义

综上所述,桥梁的地震反应是一个非常复杂的过程,桥梁抗震问题长期以来困扰着人类。在一次又一次的震害中,地震所造成的伤亡和损失使人们的抗震意识越来越强,人们不断的总结规律并且探索着新的问题,对桥梁的抗震研究越来越深入,并且收获颇丰,制定了有关的抗震规范,建立了一套地震分析的理论,开发了许多计算地震动力响应的软件。桥梁抗震已经被提到了一个新的日程。

本文以一座单跨($L=335.40\text{m}$)钢管混凝土等宽变高度有推力无铰拱桥—南宁永和大桥为研究对象。由于该桥本身结构的特殊性:钢管混凝土、有推力、大跨度以及重要的地理位置(是南宁市城市交通要道,横跨邕江),另外由于大跨度桥梁的地震反应比较复杂,如高阶振型的影响比较明显、行波效应的影响不可忽略等,而且又没有可遵循的设计规范,所以研究该桥的地震反应有一定的理论价值和工程价值。一方面,本文要通过计算分析,研究该桥的地震反应规律,本着抗震减灾的目的,保证该桥的抗震安全;另一方面,对大跨度钢管混凝土拱桥地震反应方面的研究文献还较少,考察它在一致激励、行波效应下的地震反应有一定的理论意义。

1.3.2 本文的主要工作

根据钢管混凝土拱桥的研究现状,本文的主要工作包括以下几个方面:

1. 本文参阅了国内外有关桥梁抗震的文献资料,对其进行总结和归纳,作为本文的理论基础。
2. 以南宁永和大桥为工程背景,按有关规范对模型构件进行等效、适当简化,进行结构离散,根据其受力特点分别选取合适的单元形式,利用 ANSYS 程序建立了桥梁结构的动力计算模型。
3. 对动力计算模型进行自振特性分析,计算得到了结构的动力特性,分析横撑刚度、拱肋刚度以及考虑桩—土—结构相互作用与否对桥梁结构动力特性的影响;
4. 在自振特性分析的基础上,对桥梁结构进行了三维反应谱抗震分析。根据已有的地质资料,按照规范有关规定选择标准反应谱曲线,作为谱分析的曲线。考虑了竖向输入的作用,分析了不同输入对结构地震反应的影响。

5. 分析大跨度钢管混凝土拱桥在一致激励下的地震反应，探讨竖向输入对结构地震反应的影响，并对各种地震动输入下，桥梁结构各关键截面的内力及位移反应进行比较和分析，验算结构的抗震安全性；将反应谱计算结果与相应的时程分析结果进行对比分析，得出一些有益结论；

6. 研究大跨度钢管混凝土拱桥在考虑行波效应下的地震反应，运用大质量法将加速度时程转化为力的时程，施加在支座处，对结构进行考虑行波效应的时程分析，探讨了波速、地震波的频谱特性和结构本身的动力特性对行波效应的影响。

第二章 桥梁结构自振特性分析

2.1 桥梁固有振动的有限元分析方法

固有振动是指结构在没有外来干扰作用时,初位移或初速度或两者共同作用引起的无阻尼振动,自振特性是自由振动时结构的周期或频率及振型,它反映的结构自身动力特性是进行动力分析的基础。自振特性的基本分析手段是分离变量法,即把时间变量与结构坐标变量分离以后,利用特征方程具有非零解的充分必要条件,即系数行列式为零:

$$\det(K - \lambda M) = 0$$

求解此关于 λ 的 n 次实系数特征方程,即可得到结构自振频率及相应振型。标准特征问题的解法有很多种,而且有许多编就的程序可套用,主要有 Jacobi 法、Household 变换法、QL(QR)法和子空间迭代法等,详见文献[2],Jacobi 法、Household 变换法、QL(QR)法均具有较强的数值稳定性,求得的结果精度一般都比较,但是不能有效地利用矩阵的各种特殊形状(例如带状或稀疏等)以节省工作量。这是因为在迭代过程一般都会破坏原矩阵的特殊形状。子空间迭代法能把特征方程的阶数大大降低,变成一个低阶的特征值问题。而且刚度矩阵及质量矩阵还可以采用一维稀疏变带宽方式储存,当特征向量只要求一部分时,内存耗用量就很少。相反,充分利用内存后可解节点数较多的结构动力问题,适用于大型桥梁结构的动力计算,故本文采用子空间迭代法,以下对其重点介绍。

子空间迭代法是瑞利-李兹法和逆迭代法的联合,又称联合迭代法^[33]。它是目前求解大型稀疏带状矩阵特征值问题的有效方法之一。子空间迭代法的特点是利用瑞利-李兹变换,将高阶方程投影到一个低维空间(即子空间)中,在子空间内求解一个低阶的广义特征方程,并以求出的低阶特征矢量返回到原方程的一组正交基,然后以逆迭代的形式同时逆迭代,即修正李兹基,使其构成的低维空间接近于原方程中最小的一组特征值对应的特征矢量构成的低维空间,原方程在这个近似的低维空间中就能求近似的低阶特征对。整个过程就是在矢量的同时迭代和子空间内求低阶广义特征方程这两方面交替进行,反复迭代而不断逼近真实解的,最后求出的就是原高阶方程的最低的一组特征对的近似值。

设要求解的 n 阶广义特征值问题为

$$[K]\{\phi\} = \lambda[M]\{\phi\} \quad (2.1)$$

若要求此方程的前 P 阶($p < n$)特征对,则首先假定 q ($q > P$)个初始迭代向量(李兹基),并将这 q 列矢量依次排列,构成一个 $n \times p$ 阶的矩阵 $[X_1]$,开始进行迭代,并对于 $K = 1, 2, 3 \dots$ 进行循环,第 k 步的迭代过程为:

1. 由初始向量基 $[X_k]$ 通过逆迭代

$$[K][\bar{X}_{k+1}] = [M][X_k] \quad (2.2)$$

生成新的向量基 $[\bar{X}_{k+1}]$ ，构成子空间 $E_q^{(k+1)}$

2. 用李兹法将原问题化为子空间 $E_q^{(k+1)}$ 上的特征值问题

$$[K_{k+1}][A_{k+1}] = [M_{k+1}][A_{k+1}][\Lambda_{k+1}] \quad (2.3)$$

式中的 $[K_{k+1}]$ 和 $[M_{k+1}]$ 分别是 $[K]$ 和 $[M]$ 在子空间 $E_q^{(k+1)}$ 上的投影，即

$$[K_{k+1}] = [\bar{X}_{k+1}]^T [K] [\bar{X}_{k+1}] \quad (2.4)$$

$$[M_{k+1}] = [\bar{X}_{k+1}]^T [M] [\bar{X}_{k+1}] \quad (2.5)$$

3. 解子空间上 $E_q^{(k+1)}$ 的特征值问题，得特征值 $[\Lambda_{k+1}]$ 和特征向量 $[A_{k+1}]$

4. 计算原问题的第 $K+1$ 次近似特征向量，形成下一次迭代初始向量

$$[X_{k+1}] = [\bar{X}_{k+1}][A_{k+1}] \quad (2.6)$$

只要 $[X_{k+1}]$ 的各列不与方程的最低 q 阶特征矢量正交，则通过反复 1. 和 4. 的迭代过程，当 $[K] \rightarrow \infty$ 时，有 $[\Lambda_{k+1}] \rightarrow [\Lambda]$, $[X_{k+1}] \rightarrow [\phi]$ 。

在上述迭代过程中，其中第三步是一个典型的求解广义特征值问题，而且要求方程的全部特征对，由于这是在子空间内进行，方程组的阶数又不高，所以采用广义雅可比法比较适宜。另外，对于空间维数 q 的值，可按 $q = \min(2p, p+8)$ 取值为宜。

初始迭代矩阵 $[X_1]$ 的选择直接影响迭代的次数和精度， $[X_1]$ 越接近于 $[\phi]$ ，收敛则越快。但是 $[\phi]$ 是待求的， $[X_1]$ 就很难取得恰当，通常的方法是作质量矩阵和刚度矩阵对角元之比 $m_{ii}/k_{ii}, i=1,2,\dots,q$ 并按降序排列，取出前 $q-1$ 个设为 $m_{i2i2}/k_{i2i2}, m_{i3i3}/k_{i3i3}, \dots, m_{iqiq}/k_{iqiq}$ ，

其中 $i2$ 表示对角元的号码，初始向量可取为

$$\{X_1^{(1)}\} = [1, 1, \dots, 1]^T$$

$$\{X_2^{(1)}\} = [0, 0, \dots, 0, 1, \dots, 0]^T \quad \text{第} i2 \text{个分量为} 1$$

$$\{X_q^{(1)}\} = [0, 0, \dots, 0, 1, \dots, 0]^T \quad \text{第} iq \text{个分量为} 1$$

于是，初始迭代矩阵为

$$[X_1] = [\{X_1^{(1)}\}, \{X_2^{(1)}\}, \dots, \{X_q^{(1)}\}] \quad (2.7)$$

在子空间迭代法中，必须判断收敛性。一般假设第 $k-1$ 次和 k 次迭代所得到的两组特征值 λ_i^k 和 $\lambda_i^{k+1} (i=1,2,3,\dots,p)$ ，则当 $\left| \frac{\lambda_i^{k+1} - \lambda_i^k}{\lambda_i^{k+1}} \right| \leq tol$ 时，就认为满足收敛条件。上式中， tol 为 10^{-2s} ， $2s$ 为特征值的精度指标，通常取 $2s$ 等于6，即 tol 等于 10^{-6} 就足够了。

2.2 地基与结构的相互作用

本论文考虑桩—土—结构相互作用时,采用了集中质量法^{[1][2]}。

集中质量法最初是由美国学者 J. Penzien (1964)等在解决泥泽地上大桥动力分析问题时而提出来的,其基本方法是将桥梁上部结构多质点体系和桩—土—结构的多质点体系联合作为一个整体,来建立整体耦联的地震振动微分方程组进行求解。关键在于将桩—土—结构体系的质量按一定的厚度简化并集中为一系列质点,离散成一理想化的参数系统,用弹簧和阻尼器模拟土介质的动力性质,形成一个地下部分的多质点体系。

本文将整体沉井基础分成 2 根并排桩处理,并假定:(1)在同一水平层土壤为各向同性线弹性体,但不同层土壤性质是不相同的;(2)侧向土的性质在两个正交方向彼此无关;(3)土壤的抗力在轴向、侧向和扭转方向不耦合,且属于小位移问题。

模型中等代土弹簧刚度的确定是关键问题。本文采用我国公路桥梁设计部门常用的一种桩基静力设计方法,即 m 法(m 为地基土比例系数)计算土弹簧的刚度,其定义为:

$$\sigma_{zx} = m \cdot Z \cdot x_z \quad (2.8)$$

式中: σ_{zx} 为土体对桩的横向抗力;

Z 为土层的深度;

x_z 为 Z 处的横向位移。

故可求得等代土弹簧的刚度 K_s :

$$K_s = \frac{P_z}{x_z} = \frac{A\sigma_{zx}}{x_z} = \frac{(a \cdot b_p) \cdot (m \cdot Z \cdot x_z)}{x_z} = a \cdot b_p \cdot m \cdot Z \quad (2.9)$$

式中: a 土层的厚度; b_p 为该土层在垂直于计算模式所在平面的方向上的宽度,常取为桩的计算宽度。

2.3 南宁永和大桥自振特性分析

2.3.1 工程简介^[34]

南宁永和大桥位于广西省南宁市,其引道北起于邕江北岸中华路延长线终点(K1+529.467),往南终于五一路与南建路交叉口(K2+931.619),主桥为单跨钢管混凝土等宽变高度有推力无铰拱,净跨径 335.4 米,计算跨径 346.71 米。荷载等级:汽车—超 20,挂车—100,人群荷载 3.5 kN/m^2 ,其它主要设计参数及技术指标如下:

1. 线型 全桥纵向位于 $R=16000$ 的竖曲线上,变坡点设在跨中,平面为直线。
2. 桥面宽度 桥跨桥面横向宽 35 米,标准桥面布置为 $2 \times (0.25 \text{ 米人行道栏$

杆+1.5 米人行道+4.5 米非机动车道+0.40 米非机动车道护栏+2.10 米吊杆空间+0.50 米防撞墙+8.25 米行车道), 肋宽 3 米, 肋中距 20.5 米。

3. 基础及桥台 南北岸台基础设计均为钢筋混凝土重力式沉井基础, 对称于桥轴线布置, 沉井场 40 米, 宽 40 米, 沉井内格为 9 格净 11m×11m 井室, 南岸沉井高 19 米, 北岸沉井高 12 米; 两岸桥台均为混凝土实体台。

4. 拱肋及横联 主拱为两条分离得等宽变高度钢管混凝土桁式拱肋。肋宽 3 米, 拱肋高度由拱顶截面的 8 米变高至拱脚截面的 13.295 米, 拱肋上、下弦各设 2 根 $\Phi 1220$ 毫米×16 (20) 毫米的主弦钢管, 管内灌注 50# 砼。上弦平联为 $\Phi 720$ 毫米×16 毫米的空钢管 (缀管); 下弦平联分两类: 位于桥面系以上的下弦平联为 $\Phi 720$ 毫米×16 毫米的空钢管, 位于桥面系以下的平联为两片上下平行设置的钢缀板, 缀板宽 967 毫米, 厚 20 毫米, 两缀板间、两主管外壁围成的缀板腔内浇注 50# 砼。单排腹杆钢管规格 $\Phi 610$ 毫米×10 (12) 毫米, 双排腹杆钢管 $\Phi 500$ 毫米×10 毫米。

拱肋中距 20.5 米, 两拱肋之间设 16 道横向联结系, 其中 14 道为 X 形横联, 2 道为单根钢管横联, 规格均为 $\Phi 920$ 毫米×16 毫米, 主拱轴线采用四次抛物线, 设计净矢高为 76.873 米 (预拱度为 0.6 米), 材料: 钢 Q345C, 混凝土 C50。

5. 吊杆及吊杆横梁 吊杆采用 91 $\Phi 7$ 、61 $\Phi 7$ 两种高强平行钢丝束, PE 防护, 冷铸镦头锚; 吊杆横梁采用钢—混凝土联合梁, 分为预制钢结构部分及现浇混凝土部分。预制钢结构部分采用钢箱结构, 主要受力钢板材质为 Q345C, 辅助受力钢板材质为 Q235C, 为全焊结构, 现浇混凝土部分位于预制部分顶部, 采用 50# 混凝土。

6. 桥面系 桥跨桥面系行车道采用先简支后连续的结构体系, 跨径均为 9.2 米。桥面行车道板由先张法预应力混凝土预制 T 梁和整体化混凝土组成, 首先将预制的 T 梁按简支状态架设在横梁上, 然后在吊杆横梁顶现浇整体化混凝土, 将其两端预制 T 梁与吊杆横梁联结为一体, 形成连续结构体系, 预制 T 梁为 50# 混凝土, 整体化混凝土为 50# 钢纤维混凝土。桥面铺装为 12cm 厚的 40# 钢纤维混凝土。

7. 地形、地貌 桥址处两岸为邕江二级阶地, 地表平坦开阔, 房舍密布, 河堤两侧有鱼塘及积水洼地, 桥位于河湾起始段, 两岸主桥桥台位于二级阶地的前缘。河堤内侧有阶地, 枯水季时水面宽约 320 米, 施工水位 63.00 时最大水深约 18 米。

8. 气象 南宁市地处北回归线以南的亚热带地区, 年平均日照数 1827 小时, 平均相应湿度为 70%; 年平均气温 21.6℃, 月平均最高气温达 32.8℃, 月平均最低气温为 10.3℃; 主导风向冬季为东北风, 夏季为东南风, 年平均风速 1.9 米/秒, 一般风速为 20~25 米/秒之间; 年平均降雨量为 1640.5 毫米。

9. 地质及水文 桥位位于邕江盆地中部, 第四系覆盖层层位稳定, 下伏基岩

单一，为下第三系泥岩、粉砂质泥岩及细砂岩，基岩岩层稳定，产状平缓，为单斜构造，未见有断裂河不良工程地质现象，两岸岸坡较稳定。邕江是珠江流域两江水系的主流，洪水来源均为夏秋季暴雨所致，出现期多在 6~9 月间，航道为 III 级航道，通航净空高度为 8 米，净宽为 140 米。

10. 地震 根据广西地震烈度区划图，桥位区地震基本烈度为 VI 度，按 VII 度设防。

2.3.2 结构基本参数

分别对永和大桥各组成部分的材料特性、截面特性进行计算，结果分别列于表 2.1、2.2，计算中以文献[35][36][37]为技术标准。

表 2.1 永和大桥材料特性

构 件	弹性模量 E (N/m ²)	容 重 ρ (Kg/m ³)	备 注
主拱弦杆、腹杆			
横撑、缀管、 吊杆横梁	2.1×10 ¹¹	7850	Q345 钢
钢管内混凝土	3.5×10 ¹⁰	2650	C50 混凝土
混凝土桥面板	3.5×10 ¹⁰	2650	C50 (钢筋) 混凝土
钢纤维混凝土结构层			
吊 杆	2.0×10 ¹¹	7839	61 φ [*] 7 平行钢丝
		7842	91 φ [*] 7 平行钢丝
沉井基础	2.85×10 ¹⁰	2650	C25 钢筋混凝土

表 2.2 永和大桥截面特性

构 件	面 积 A (m ²)	抗弯惯性矩 I (m ⁴)
主拱钢管 φ 1220×16	605.2×10 ⁻⁴	1096821.7×10 ⁻⁸
主拱钢管 φ 1220×20	754.0×10 ⁻⁴	1357545.0×10 ⁻⁸
主拱钢管 φ 1220×16 混凝土单元	11084.7×10 ⁻⁴	9777676.4×10 ⁻⁸
主拱钢管 φ 1220×20 混凝土单元	10935.9×10 ⁻⁴	9516953.1×10 ⁻⁸
腹杆 φ 500×12	184.0×10 ⁻⁴	54797.8×10 ⁻⁸
腹杆 φ 610×12	225.4×10 ⁻⁴	100813.7×10 ⁻⁸
缀管 φ 720×16	353.9×10 ⁻⁴	219342.2×10 ⁻⁸

缀管 $\phi 351 \times 8$	86.2×10^{-4}	12684.4×10^{-8}
横联 $\phi 920 \times 16$	454.4×10^{-4}	464324.1×10^{-8}
吊杆 $61 \phi 7$	23.48×10^{-4}	0
吊杆 $91 \phi 7$	35.02×10^{-4}	0
A 类吊杆横梁	816.0×10^{-4}	399772.0×10^{-8}
B 类吊杆横梁	872.0×10^{-4}	1210111.0×10^{-8}
纵梁	453.5×10^{-4}	3714947.0×10^{-8}
沉井基础	100	833.3

2.3.3 结构空间有限元计算模型

结构的计算模型是进行结构静、动力分析时所采用的能够反映结构的力学性能和构造特点的计算图式。本文对南宁永和大桥进行抗震性能分析,

首先要建立在一个良好的结构模型基础之上。建立结构模型时主要从以下几个方面考虑:

1. 模型中各个部分采用的单元类型以及结构的划分,一定要尽可能地再现真实结构的行为特征;
2. 结构内部各个独立部分之间的连接,一定要模拟得真实自然;
3. 整个体系与外界接触的边界条件,一定要尽可能地准确、接近;
4. 模型的建立还要充分考虑所要研究的内容,抓住主要矛盾,舍弃次要和无关的部分。

在本文中利用 ANSYS 结构分析程序^{[38][39][40][41]}建立了南宁永和大桥成桥阶段的主桥空间有限元计算模型,如图 2.1 所示。

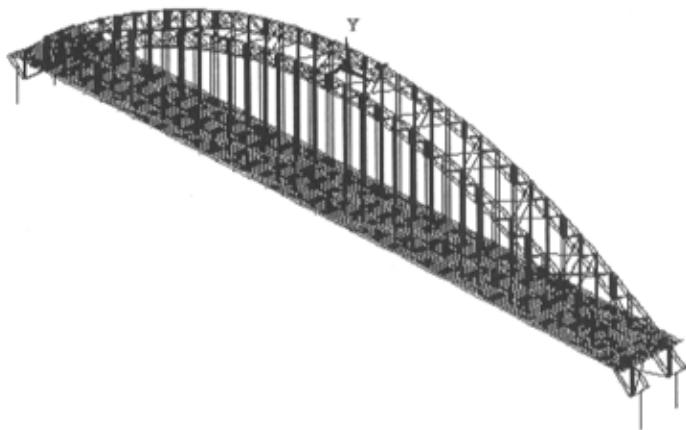


图 2.1 南宁永和大桥主桥计算模型

在该模型中,主拱肋、腹杆、横联、缀管、吊杆横梁、纵梁、拱座、基础等

处理成梁单元 (BEAM4 单元); 吊杆等效为空间杆单元 (LINK10 单元)。

模型中采用统一理论, 视钢管混凝土为单一材料。

纵梁与横梁固结, 由于主拱座沉井基础足够强大, 计算中均采用墩底固结的计算模式, 完全符合设计图纸所给出的数据。模型中 x 表示沿桥纵向, y 为竖向, z 为横向。

2.3.4 结构自振特性分析

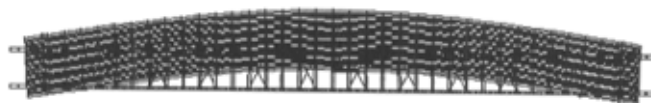
以 ANSYS5.7 为分析平台, 在前述有限元计算模型的基础上, 采用子空间迭代法对南宁永和大桥进行了自振特性分析。该桥主要自由振动频率值及振型特点见表 2.3。

表 2.3 南宁永和大桥的自振特性

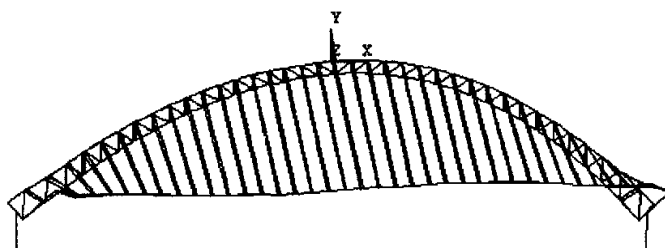
振型阶次	频率 (Hz)	振型特性
1	0.26649	主拱肋和桥面板对称侧弯, 方向相同
2	0.32766	主拱肋和桥面板对称侧弯, 方向相反
3	0.44812	主拱肋和桥面板反对称竖弯+桥面系纵飘
4	0.48217	主拱肋反对称侧弯, 桥面板反对称竖弯
5	0.55071	主拱肋和桥面板反对称竖弯
6	0.76375	主拱肋和桥面板反对称侧弯
7	0.79533	主拱肋和桥面板对称竖弯
8	0.84125	主拱肋和桥面板对称竖弯扭转耦合
9	1.1714	主拱肋和桥面板反对称竖弯
10	1.1982	主拱肋和桥面板对称侧弯
11	1.2231	主拱肋和桥面板对称竖弯
12	1.2410	主拱肋和桥面板扭转
13	1.3355	主拱肋和桥面板侧弯竖弯耦合
14	1.4213	主拱肋和桥面板对称竖弯
15	1.4338	主拱肋和桥面板反对称竖弯
16	1.5397	主拱肋和桥面板侧弯扭转耦合
17	1.6251	主拱肋和桥面板侧弯耦合
18	1.6332	主拱肋和桥面板对称竖弯
19	1.6958	主拱肋和桥面板竖弯扭转耦合
20	1.7845	主拱肋和桥面板竖弯



Mode 1 $f=0.26649$



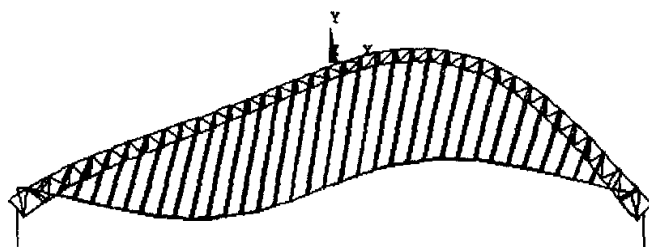
Mode 2 $f=0.32766$



Mode 3 $f=0.44812$



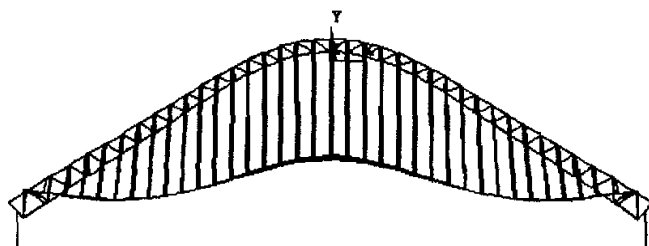
Mode 4 $f=0.44812$



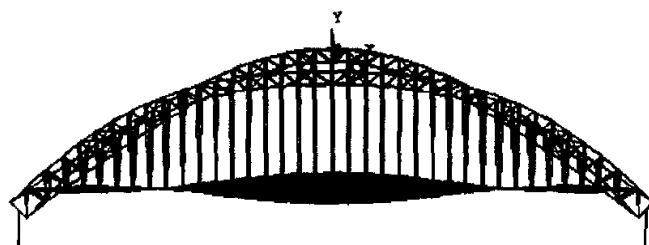
Mode 5 $f=0.55071$



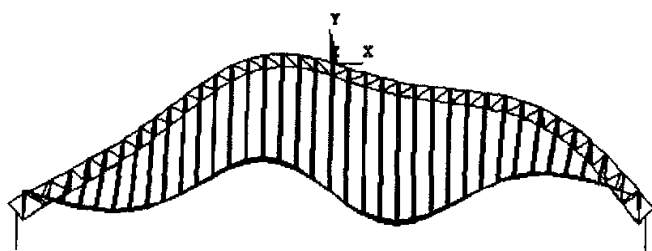
Mode 6 $f=0.76375$



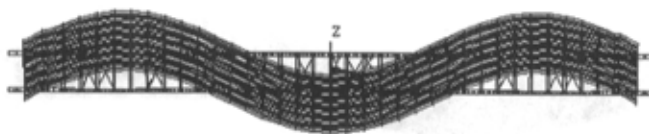
Mode 7 $f=0.78533$



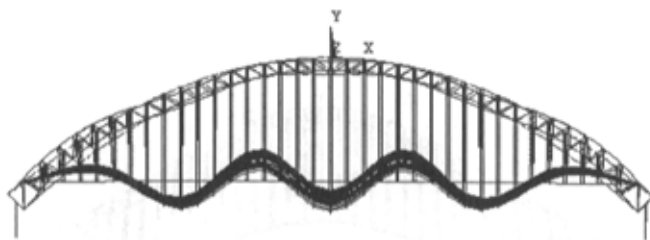
Mode 8 $f=0.84125$



Mode 9 $f=1.1714$



Mode 10 $f=1.1982$



Mode 19 $f=1.6958$



Mode 20 $f=1.7845$

以上给出的是永和大桥前 10 阶及 19、20 阶振型图。

为了考察横撑刚度、拱肋刚度对基本频率的影响，分别将横撑刚度、拱肋刚

度提高 20%，对结构进行自振特性分析，计算结果见表 2.4(频率取至最早出现的弯、扭耦合振型)。

表 2.4 南宁永和大桥的自振特性比较

振型阶次	频率 (Hz)	
	横撑刚度提高 20%	拱肋刚度提高 20%
1	0.26721	0.27207
2	0.32766	0.32767
3	0.44814	0.44837
4	0.48222	0.49231
5	0.55082	0.55154
6	0.76375	0.76375
7	0.79613	0.79691
8	0.84623	0.85734

分析表 2.3 和表 2.4，可以得到如下结论：

① 永和大桥的第 1 阶自振频率较小，为横桥向对称弯曲振型，第 2 阶仍然是横桥向对称弯曲振型，面外基频较面内基频低，说明该桥面外刚度较小，因此结构抗震设计时，应注意横向设计，加强面外稳定。

② 由于面外基频振型为侧向对称弯曲且主拱与桥面板同步振动，使得这一振型对该桥动力贡献最大。

③ 在永和大桥前 20 阶振型中，有 4 阶弯、扭耦合振型，最早出现的弯、扭耦合是主拱肋和桥面板对称竖弯扭转耦合， $f=0.84125\text{Hz}$ 。说明该桥空间效应比较显著。

④ 将横撑刚度提高 20%，面内与面外基频由原来的 0.22649/0.44812 变为 0.26721/0.44813，面内基频提高不超过 1%，面外频率基本无变化；将拱肋刚度提高 20%，面内与面外基频变为 0.27207/0.44837，提高不超过 5%，可见横撑刚度、拱肋刚度的变化对结构的自振特性的影响并不大，实际设计时可以通过合理布置横撑位置来改善结构的动力特性，拱肋刚度以满足静力性能为主。

通过上述分析，可以看出钢管混凝土拱桥面外刚度小于面内刚度，动力特性受横撑数量、拱肋刚度因素的影响；另外由于大跨度钢管混凝土拱桥多为柔性结构，自振周期较长，耦合振型较多，所以采用振型叠加法时应计入较中小跨径拱桥更多的振型，以减少质量缺损所带来的不利影响。

2.3.5 考虑桩-土-结构相互作用对结构自振特性的影响

在南宁永和大桥自振特性的分析过程中，为了考虑桩-土的相互作用，采用

J.Penzien 质量—弹簧体系模拟沉井基础与地基。

沉井基础用空间梁元模拟。土介质的动力性质采用质量弹簧阻尼器 (COMBIN14) 模拟, 该单元可在轴向拉压, 每节点有三个自由度 (UX、UY、UZ), 不考虑弯曲和扭转。该单元本身无质量, 故质量的考虑只能通过施加恰当的质量单元, 如 MASS21 等。

基于 ANSYS 平台建立了该桥考虑了桩-土-结构相互作用的三维有限元模型, 如图 2.2 所示。

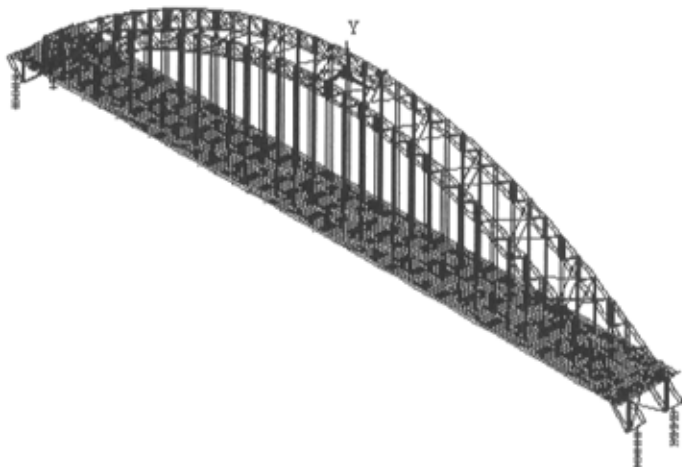


图 2.2 考虑桩-土相互作用的南宁永和大桥主桥计算模型

关于桩-土-结构动力相互作用对结构自振特性的影响, 文献[43]认为由于地基的柔性, 使结构的基本周期延长, 一般可延长 10%~150%; 由于地基的无限性, 使结构的振动能量部分通过波传播向无限地基发生散射, 形成了能量辐射, 相当于结构体系的阻尼的增大; 而对结构反应来说, 大部分基底剪力使减少的, 但也有一部分使增大的, 因此不能简单认为按传统的刚性地基假定计算出来的地震作用进行抗震设计总是偏于安全的, 与刚性地基假定计算结果相比, 结构定点位移一般都相应地增大。本文以 ANSYS 为分析平台, 采用子空间迭代法对上述考虑桩-土-结构相互作用的三维有限元模型进行了自振特性分析。并将计算结果与采用在墩底固结的模式所得计算结果进行了比较, 见表 2.5。

表 2.5 两种计算模式下结构自振频率的对比

振型 阶次	不考虑桩-土相互 作用 (Hz)	考虑桩-土相 互作用 (Hz)	振型特性
1	0.26649	0.26620	主拱肋和桥面板对称侧弯, 方向相同
2	0.32766	0.32749	主拱肋和桥面板对称侧弯, 方向相反
3	0.44812	0.44770	主拱肋和桥面板反对称竖弯+桥面系纵飘

4	0.48217	0.48209	主拱肋反对称侧弯，桥面板反对称竖弯
5	0.55071	0.55003	主拱肋和桥面板反对称竖弯
6	0.76375	0.76371	主拱肋和桥面板反对称侧弯
7	0.79533	0.79181	主拱肋和桥面板对称竖弯
8	0.84125	0.83824	主拱肋和桥面板对称竖弯扭转耦合
9	1.1714	1.1272	主拱肋和桥面板反对称竖弯
10	1.1982	1.1976	主拱肋和桥面板对称侧弯

由表 2.5 可见，两种计算模式下的结构自振特性相差很小，说明基础足够强大，桩—土—结构动力相互作用效应对该桥结构反应的影响不明显，因此在后面的地震反应计算中均采用墩底固结的计算模式，这样可以在保证计算结果可靠的基础上，大大简化计算。

通过分析永和大桥桩—土—结构动力相互作用效应对结构反应的影响，可以看出，对于大跨度钢管混凝土拱桥，合理选取基础形式，可以有效减少桩—土—结构动力相互作用效应。

第三章 大跨度钢管混凝土拱桥地震反应谱分析

3.1 引言

当前国内外在桥梁、水坝等诸多大跨度结构的抗震分析中，反应谱方法仍然是最基本的方法^[26]。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；第二步是采用振型分解法将结构振动方程进行振型分解，使之成为非耦合方程，则其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将各振型反应最大值组合起来得到。

反应谱方法的优点是：概念简单、计算方便，可以用较少的计算量获得结构最大反应值。目前我国的《公路工程抗震设计规范》分四类场地给出设计反应谱。这样我们的工作就只剩下第二步。根据统计资料可以知道，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。因此，应用反应谱法只取少数低阶振型就可以求得较为满意的结果，计算量与时程分析相比大大减少。而且，反应谱法将时变动力问题转化为拟静力问题，易于设计人员理解。

反应谱法的缺点是：

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距离较大时，所有支承处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_z 上，在现行规范中给出的 C_z 值亦仅限于常用的梁式桥墩台和拱桥。

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计算所得的地震反应结果偏大。

5. 当所取的频率阶数不足时，会使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。

从经济角度来考虑，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,对计算机硬件的要求也很高,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,为此提出了非弹性反应谱的概念。

近 30 年来,在非弹性反应谱方面的研究取得了一些成果。比较经典的如文献[44]对大阻尼结构的非弹性反应谱进行了研究,文献[45]对非线性体系在地震作用下的反应谱分析进行了研究,文献[46]提出了一种进行地震荷载作用下,非线性多自由度体系反应谱分析的改进方法。尽管不少学者对反应谱方法做了很多改进,对于复杂、大跨桥梁的地震反应,非弹性反应谱方法目前仍然不能很好的考虑各种复杂的影响因素,并未在抗震设计中获得直接应用。

对于多点输入条件下的地震最大反应的反应谱方法,近年来人们在频域分析方法的基础上提出了一些近似方法,其中主要是对于传统的反应谱方法进行了一些改进,日本的栗原千鹤子等提出了用一个反应谱方法计算结构在多点输入条件下的动态位移和加速度公式,如果已知相对位移反应谱和绝对加速度反应谱就可以求出结构的最大位移和最大绝对加速度。冯启民等也提出了用反应谱方法求结构在多点输入条件下的最大位移和最大绝对加速度的计算公式。Kiureghian 等提出了一种计算多点输入条件下结构地震反应的反应谱方法^[47]。本文采用弹性反应谱进行分析计算。下面阐述地震反应谱的基本理论以及永和大桥反应谱分析结果。

3.2 反应谱理论

3.2.1 反应谱基本原理

广义线性单自由度体系动力方程可表示如下:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.1)$$

其相对位移、相对速度和绝对加速度反应分别为

$$u(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \quad (3.2)$$

$$\dot{u}(t) = -\frac{\omega}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos[\omega_d(t-\tau) + \alpha] d\tau \quad (3.3)$$

$$\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t) = \frac{\omega_s^2}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_d(t-\tau)} \sin[\omega_s(t-\tau) + 2\alpha] d\tau \quad (3.4)$$

式中, $\omega_d = \sqrt{1-\xi^2}\omega$, $\tan\alpha = \xi/\sqrt{1-\xi^2}$ 。

通过数值积分, 由式 (3.2), (3.3), (3.4) 可以得出 $u(t)$, $\dot{u}(t)$, $\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)$ 的时间历程, 并从中找出它们各自的最大值, 分别表示为:

$$SD(\xi, \omega) = |u(t)|_{\max}, \quad SV(\xi, \omega) = |\dot{u}(t)|_{\max}, \quad SA(\xi, \omega) = |\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)|_{\max}$$

SD、SV、SA 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 ξ , 变动 ω , 可得到三条 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 (3.3) 和式 (3.4) 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。可以看出有:

$$PSA = \omega^2 SD \quad (3.5)$$

过去一直还使用下式:

$$PSV = \omega SD \quad (3.6)$$

式 (3.6) 是将式 (3.3) 中的 $\cos \omega_s(t-\tau)$ 换成 $\sin \omega_s(t-\tau)$ 后得到的。这一近似处理在低阶和高阶区将导致很大的误差。若需要的话, 直接计算 PSV 如同计算 SD 一样方便。但式 (3.5) 的精度很高。

绪论中已经提到工程抗震设计中常用到的一个重要参数: 动力放大系数 $\beta(\omega, \xi)$, 其对应的谱称为标准化反应谱。一般抗震设计规范都是给出规范化的动力放大系数作为地震荷载的描述。由式 (3.2) ~ (3.4) 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 反应谱组合

1. 振型组合 利用振型分解法可将多质点体系的复杂振动分解为各个振型的独立振动, 最后将各个振型的最大反应按适当的方法相组合, 即可得到多质点体系的各项反应值。目前, 振型组合问题已经得到了较好的解决。国内外学者提出了多种反应谱组合方案, 其中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、SRSS 方法等。其中 CQC 方法的表达式为:

$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} R_{i,\max} R_{j,\max}} \quad (3.7)$$

式中, ρ_{ij} 为模态组合系数。对于所考虑的结构, 若地震动可看成宽带随机过程, 则白噪声下的 ρ_{ij} 值是实际情况下的一个良好近似, 此时:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} \omega_i \omega_j (\xi_i \omega_i + \xi_j \omega_j) \omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 + \omega_j^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \omega_i^2 \omega_j^2} \quad (3.8)$$

体系的自振周期相隔越远, 则 ρ_{ij} 值越小, 如

$$\frac{\omega_i}{\omega_j} < \frac{0.2}{\xi_i + 0.2} \quad i < j \quad (3.9)$$

则 $\rho_{ij} < 0.1$, 便可认为 ρ_{ij} 近似为零。则可采用 SRSS 方法, 即:

$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_{i,\max}^2} \quad (3.10)$$

本文选用 SRSS 法。

2. 空间组合 上述振型组合方法是对一个地震动输入而言的。在多个分量地震动作用下, 除了上述振型组合问题外, 还有个空间组合问题。目前对于空间组合问题主要还是采用经验组合方法, 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, 本文即采用该法。

(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 的余数。

3.2.3 反应谱理论的地震力计算

1. 单质点体系的最大地震力计算

对于单质点体系, 其最大地震力为:

$$\begin{aligned} P &= M \left| \ddot{\delta}_g + \ddot{\delta} \right|_{\max} \\ &= Mg \left(\frac{\left| \ddot{\delta}_g \right|_{\max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\left| \ddot{\delta}_g + \ddot{\delta} \right|_{\max}}{\left| \ddot{\delta}_g \right|_{\max}} \right) \\ &= k_H \beta W \end{aligned} \quad (3.11)$$

式中, g 为重力加速度, W 为体系的总重量, $k_H = \left(\frac{\left| \ddot{\delta}_g \right|_{\max}}{g} \right)$ 定义为水平地震

系数, 根据抗震设防烈度选用, 本文取用 0.2, $\beta = \left(\frac{\left| \ddot{\delta}_g + \ddot{\delta} \right|_{\max}}{\left| \ddot{\delta}_g \right|_{\max}} \right)$ 定义为动力放大系数, 根据选定的反应谱曲线及体系的自振周期确定。

在桥梁抗震设计规范中，还引入综合影响系数 C_z ，以考虑结构的延性耗能作用，则：

$$P = C_z k_H \beta W \quad (3.12)$$

2 多质点体系的最大地震力计算

采用有限元法，可以得到多质点体系的地震振动方程

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = -[M]\{I_x\}\ddot{\delta}_g(t) \quad (3.13)$$

式中， M, C 和 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，从而可以采用单质点体系的反应谱理论来计算各振型的最大反应。最后，将各个振型的最大反应按适当的方法相组合，即可得到多质点体系的各项反应值。

3.2.4 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。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，我国目前使用的铁路、公路工程抗震设计规范等。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。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这两个因素的影响，见图 3.1。对应的反应谱分类见表 3.1，表 3.2。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。

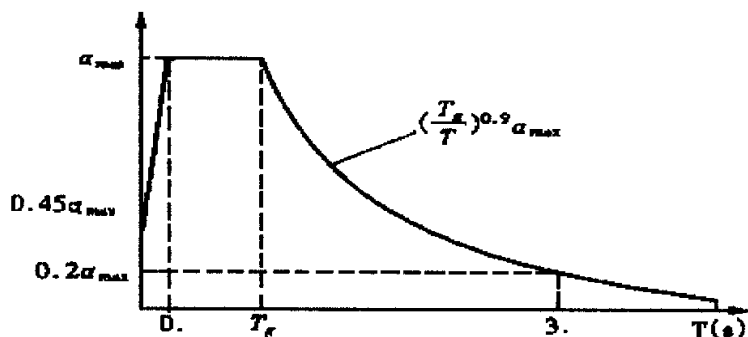


图 3.1 建筑抗震设计规范的地震反应谱

表 3.1 特征周期 T_g (s)值

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 截面抗震验算水平地震影响系数最大值

烈 度	I	II	III	IV
$\alpha_{\max}$	0.04	0.08	0.16	0.32

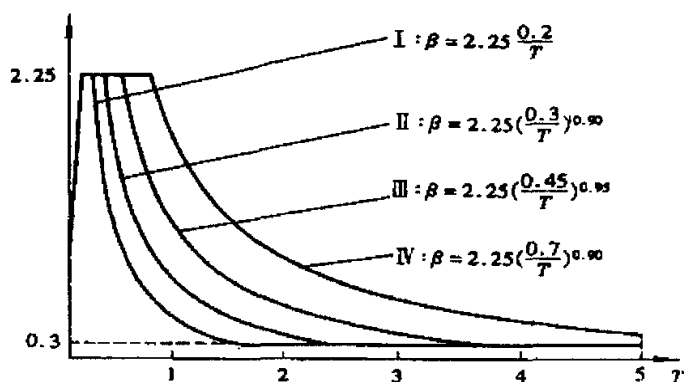


图 3.2 公路工程抗震设计规范的地震反应谱

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，从而影响结构所受到地震力的大小。一般规范设计反应谱均以一个标准阻尼比值为基准，通常取 0.05。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，一般的反应谱修正公式为：

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

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

3.2.5 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，下面将叙述有关结构阻尼的研究成果。

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)。其中广一泛使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：

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (3.14)$$

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

$$\Phi^T C \Phi = a_0 E + a_1 \Lambda = \text{diag}[2\xi_i \omega_i] \quad (3.15)$$

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 (3.15) 可得到

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{a_0}{\omega_i} + a_1 \omega_i \right) \quad (3.16)$$

式 ξ_i 称为第 i 振型阻尼比。由式 (3.16) 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

$$\begin{cases} a_0 = \frac{2(\xi_j \omega_i - \xi_i \omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \\ a_1 = \frac{2(\xi_i \omega_i - \xi_j \omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \end{cases} \quad (3.17)$$

确定了 a_0, a_1 之后，即可由式 (3.16) 确定出各阶振型的阻尼比，由式 (3.14) 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 (3.14) 中让 $a_0 = 0$ ，或 $a_1 = 0$ ，此时有：

$$\xi_i = \frac{a_0}{2\omega_i} \quad \text{或} \quad \xi_i = \frac{a_1 \omega_i}{2} \quad (3.18)$$

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：

$$C = \sum_b a_b [M^{-1} K]^b \sum_b C_b \quad (3.19)$$

使结构的无阻尼振型矩阵关于 C 加权正交。式中 a_b 为常数。当 $b = 0, 1$ 时即为阻尼

模型。实际上,此时可以证明振型的阻尼比可以表示为:

$$\xi_j = \frac{1}{2\omega_j} \sum_b a_b \omega_j^{2b} \quad (3.20)$$

利用式(3.20),可以由给定的某几阶振型的阻尼比确定 a_b ,再由式(3.19)确定 C 。

2. 非正交阻尼

一般认为,正交结构阻尼模型使用于阻尼特性分布比较均匀的工程结构。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)描述桩—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(3.15)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,尽可能多的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。

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。

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地动力反应时,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,结构地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。

3.3 南宁永和大桥反应谱分析

南宁永和大桥桥址处两岸为邕江二级阶地，桥位位于邕江盆地中部，第四系覆盖层层位稳定，下伏基岩单一，为下第三系泥岩、粉砂质泥岩及细砂岩，基岩岩层稳定，产状平缓，为单斜构造，未见有断裂河不良工程地质现象，两岸岸坡较稳定^[33]。永和大桥为大跨柔性结构，故其地震反应计算体系属于弹塑性体系。本论文计算中，质量矩阵采用了集中质量矩阵，阻尼矩阵采用了质量矩阵与刚度矩阵线性组合的 Rayleigh 阻尼模型，结构阻尼比取 0.05。

3.3.1. 永和大桥的谱曲线

根据永和桥的地质情况，参照《公路工程抗震设计规范》(JTJ004-89)，其场地土类型确定为Ⅱ类场地土，反应谱采用Ⅱ类场地土的标准反应谱作为谱分析的曲线。

中国公路工程抗震设计规范，其反应谱曲线是以动力系数 β 表示的。反应谱的加速度可以表示为 $\alpha = k\beta g$ ，其中 k 为水平地震系数， g 为重力加速度， β 为动力系数，表示单质点体系在地震作用下的最大反应加速度与地面最大加速度之比。根据谱值曲线算出动力放大系数 β ，由 $\alpha = k\beta g$ 算出加速度，将加速度作为输入量。在谱曲线上取点时，尽量要选择有代表型的数据点，如折点处，曲线变化处，在这些区域，应该多取点；另外，数据点所在的周期(频率)段，应该尽可能覆盖该桥较多振型的周期(频率)，进而全面的考虑各阶振型对地震反应的影响。

表 3.3 列出了本文选择的数据点。表中， f 为频率值， a 为 f 所对应的加速度。两个数据点间的数据可以内插。

表 3.3 频率—加速度谱值										
频率值(Hz)										
f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6	f_7	f_8	f_9	f_{10}	
0.2	0.4	0.6	0.8	1.2	1.6	2.0	2.4	2.8	3.2	
$a(m/s^2)$	0.046	0.091	0.135	0.179	0.267	0.355	0.441	0.527	0.615	0.701

续表 3.3 频率—加速度谱值										
频率值(Hz)										
f_{11}	f_{12}	f_{13}	f_{14}	f_{15}	f_{16}	f_{17}	f_{18}	f_{19}	f_{20}	
3.6	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	
$a(m/s^2)$	0.788	0.866	0.975	1.081	1.919	1.304	1.411	1.503	1.608	1.729

3.3.2. 永和大桥反应谱分析

以第二章自振特性分析结果为基础，ANSYS 为分析平台，对永和大桥的动力计算模型分别进行三个方向即纵向、横向、竖向的加速度值输入，为保证计算精度，同时考虑高阶振型的影响，取前 140 阶振型进行叠加，考虑竖向地震动输入时，其竖向分量取水平分量的 2/3。反应谱计算中，认为结构在弹性范围内工作，对内力未进行折减，即未乘综合影响系数。经过计算，得到谱分析的结果。地震荷载组合取最不利组合：纵向+竖向；横向+竖向。

3.3.2.1 反应谱分析的位移响应结果分析

经过计算，选取主要截面进行结果分析，表 3.4 列出了三向正交分量独立作用下主拱截面位移峰值。

表 3.4 三向正交分量独立作用下主拱截面位移峰值比较

截面位置	输入方式		
	纵向输入（纵向）	横向输入（横向）	竖向输入（竖向）
主拱顶	1.65	12.11	1.85
1/4 主拱	1.82	6.94	1.11
桥面板端部	0.71	1.23	0.86

所选关键截面在同一地震动输入下其它两个方向的位移反应均不明显，因此在表 3.4 中未列出。

从表 3.4 中可以看出：在纵向输入和竖向输入作用下，主拱的纵向和竖向位移反应较小，桥面板端部截面纵向位移值较小，说明桥面系纵飘不明显。值得关注的是在横向输入作用下，主拱顶的横向位移达 12.11cm，一方面说明了永和大桥横向刚度较小，同时也体现了侧弯振型对地震反应的贡献比较大。

3.3.2.2 反应谱分析的内力响应结果分析

各种地震动输入方式下各主要截面位置最大内力及相应反应值见表 3.5～3.7，表中所给出的截面内力、应力均为单根构件（主拱肋单根弦管）的值，各关键截面的恒载应力值是通过对该桥进行恒载作用下静力分析得到的。

表 3.5 纵向地震动输入下内力及应力反应

截面位置	轴 力 (KN)	弯 矩 (KN·M)	截面应力 (MPa)		
			地 震	恒 载	组 合
主拱顶	6828	193.8	5.49	9.86	15.35
1/4 主拱	5365	194.4	4.43	10.84	15.27
主拱脚	4839	1017.4	6.22	10.27	16.49

注：表中弯矩值为平面内和平面外弯矩值的迭加，主拱各截面地震应力取的是四根弦杆中的最大值，下同。

表 3.6 横向地震动输入下内力及应力反应

截 面 位 置	轴 力 (KN)	弯 矩 (KN·M)	截面应力 (MPa)		
			地 震	恒 载	组 合
主拱顶	6754	256.9	5.61	9.86	15.47
1/4 主拱	5144	618.1	5.39	10.84	16.23
主拱脚	5009	1682.5	8.09	10.27	18.36

表 3.7 竖向地震动输入下内力及应力反应

截 面 位 置	轴 力 (KN)	弯 矩 (KN·M)	截面应力 (MPa)		
			地 震	恒 载	组 合
主拱顶	6619	209.7	5.39	9.86	15.25
1/4 主拱	5168	202.1	4.31	10.84	15.15
主拱脚	4722	978.5	6.03	10.27	16.30

以上给出的是三向正交分量独立作用下的内力响应结果，按照《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004-89)第一章第一节第 4.1.5 条的规定：“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 9 度区大跨径悬臂梁桥，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”。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的最大水平加速度为 833gal，最大竖向加速度峰值为 332gal，美国洛杉矶 Northridge 地震后在 Newhall 测得的地震记录中，东西、南北向以及竖向的分量都达到了 0.6g，具有同等强度。因此，近年来在考虑地震反应分析时应沿桥的纵向和横向分别考虑水平地震和竖向地震作用的组合，在组合时，竖向地震作用取水平地震作用的 2/3 作为在设计中采用的地震作用力。其最不利组合为：

I: $E_x + 0.67E_y$ (纵向+0.67 竖向)

II: $E_z + 0.67E_y$ (横向+0.67 竖向)

表 3.8 给出了按规范进行组合的地震反应的应力结果。

表 3.8 组合地震动输入下应力反应(包括恒载)

截面位置	纵向+竖向 (MPa)	横向+竖向 (MPa)
主拱顶	18.96	19.08
1/4 主拱	18.16	19.12
主拱脚	20.53	22.40

为了研究分析竖向地震动分量对结构地震反应的影响, 现将考虑竖向输入与否结构关键截面的地震应力值进行了比较, 结果见图 3.3。

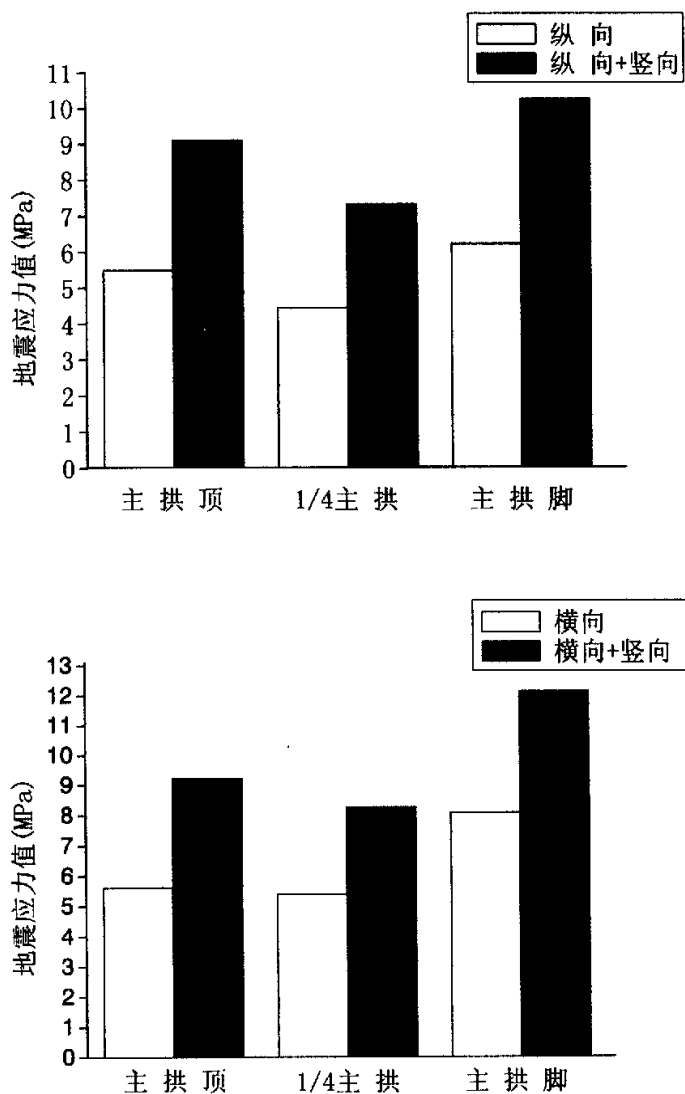


图 3.3 竖向地震动分量对结构地震反应的影响

从表 3.5~3.8 及图 3.3 可以看出:

① 该桥在三向正交分量独立作用下的最大地震应力均出现在主拱脚位置，主拱脚截面地震响应相对较大。

② 在地震动横向+竖向输入下，主拱脚截面组合应力达 22.40MPa，根据规程《DL5099—97》所给出的钢管混凝土组合强度设计值（Q345 钢，C50 混凝土，组合强度 46.6MPa）^[48]，说明永和大桥在最不利组合地震动输入作用下，结构仍处于弹性工作状态。

③ 由于面外基频振型为主拱和桥面板横向对称弯曲，且基频较小，仅为 0.26649，说明结构横向刚度较小，故横向地震动对永和大桥地震反应影响最大，这点也在反应谱分析结果中得到了证明，这点在抗震设计中应引起注意。

④ 竖向地震动的计入使得永和大桥地震反应值有比较明显的提高，故竖向地震动在抗震设计中不可忽略。

通过上述结果分析，可以看出对钢管混凝土拱桥结构，水平地震可按（沿桥向）或横向作用分别考虑，同时竖向地震不可忽略，必须考虑竖向地震与水平地震的组合。

第四章 大跨度钢管混凝土拱桥地震反应时程分析

4.1 引言

如上一章所述,采用反应谱方法进行抗震分析概念简单、计算方便,可以用较少的计算量获得结构的最大反应值。但是,反应谱只是弹性范围内的概念,当结构在强烈地震下进入塑性工作阶段时即不能直接应用。另一方面,地震作用是一个时间过程,但反应谱方法只能得到最大反应,不能反映结构在地震动过程中的经历,而事实上对于结构某一截面的各个内力分量,出现最大值的时间不尽相同,因而同时取最大值进行抗震验算不太合理。而且,地震动的持续时间以及反应谱长周期部分的确定对结构的地震反应也有重要的影响。绪论中已经提到,已有不少学者对反应谱方法做了很多改进,但对于复杂、大跨桥梁的地震反应,反应谱方法目前仍然不能很好的考虑各种复杂的影响因素,故反应谱方法只能作为一种估算方法。

上世纪 60 年代后,重要的建筑物、大跨度桥梁和其它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。该法是随着强震记录的增多和计算机技术的广泛应用而发展起来的,是公认的精细分析方法。目前,大多数国家除对常用的中小跨度桥梁仍采用反应谱方法进行抗震计算外,对重要、复杂、大跨的桥梁抗震分析都要求必须采用动态时程分析法。

大跨度拱桥由于结构构造比较复杂,因此对其进行地震反应时程分析也比较复杂,其中多点不同步激振(包括行波效应)非常复杂。由于多点激振将产生由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的贡献,从而使地震反应增大。增大的程度与地震输入的波形、两拱脚的地震动差异、地震动的传播速度、结构本身的刚度及动力特性等因素有关。另外,考虑竖向地震动的作用,一般会使桥梁的地震反应有较大的增加。本章采用动态时程分析法,考虑了结构的几何非线性,选用修正的 E1-CENTRO 地震波作为地震加速度时程输入,同时考虑了三种地震动输入方式:纵向输入,横向输入和纵向+竖向输入,对南宁永和大桥地震反应进行了比较分析。

4.2 桥梁时程分析基本理论

4.2.1 时程分析基本理论

桥梁结构在各支撑处受到地面运动的作用,其运动方程可写成以下分块矩阵的形式:

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_s \\ \ddot{y}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_s & C_{sb} \\ C_{sb}^T & C_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_s \\ \dot{y}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s & K_{sb} \\ K_{sb}^T & K_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_s \\ y_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_b \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

式中, $\ddot{y}_s$ 、 $\dot{y}_s$ 、 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; $[M_s]$ 、 $[C_s]$ 、 $[K_s]$ 分别是相应的质量、阻尼和刚度矩阵; $\ddot{y}_b$ 、 $\dot{y}_b$ 、 y_b 分别是支承处自由度的绝对加速度、速度和位移向量; $[M_b]$ 、 $[C_b]$ 和 $[K_b]$ 分别是相应的质量、阻尼和刚度矩阵。 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

$$y = \begin{Bmatrix} y_s \\ y_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_s^d \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} y_s^s \\ y_b \end{Bmatrix} \quad (4.2)$$

对于给定地面运动位移 y_b , y_s^s 可由下式求得:

$$y_s^s = -K_s^{-1} K_{sb} y_b = R y_b \quad (4.3)$$

式中, R 称为拟静力函数矩阵, 其每一列表示某一单位支承位移所引起的非支承自由度的位移, 称为拟静力函数。

若忽略由于结构地面支承运动速度 $\dot{y}_b$ 所产生的阻尼力, 则式 (4.1) 可简化为

$$M_s \ddot{u}_s^d + C_s \dot{u}_s^d + K_s u_s^d = -M_s R \ddot{y}_b \quad (4.4)$$

由于结构是非线性的, 因此, C_s 、 K_s 和 R 均是时间的函数, 为了便于分析, 式 (4-4) 用增量方程的形式给出如下:

$$M_s \Delta \ddot{u}_s^d + C_s \Delta \dot{u}_s^d + K_s \Delta u_s^d = -M_s R \Delta \ddot{y}_b = p(t) \quad (4.5)$$

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。值得指出的是, 由于在上式中采用了切线刚度代替了割线刚度 (割线刚度要等到这一步末的位移求出后才能确定), 因而有一定的近似性, 其大小取决于步长的大小和系统的非线性程度。

4.2.2 地震反应时程分析的计算方法

结构的有限元离散将导致一个阶次很高的二阶常系数 (线性) 或变系数 (非线性) 的微分方程组, 加之地震动是无法用简单解析函数描述的复杂过程, 因此得不到结构地震反应的解析表达式。由于数值方法的数学格式统一, 而且对于线性或非线性体系的动力反应计算都适用, 所以它已成为求解结构振动方程的主要方法。

运动方程的时域求解方法有振型叠加法和时程积分法两类。对于一般桥梁来

说,当采用振型叠加法的,只需计算少数几阶振型即可获得满意的求解精度,因此振型叠加法时求解效率比时程积分法要高。但对于大跨度桥梁来说,由于其振型较为密集,很多阶振型都可能对结构响应有较大贡献,必须计算较多阶的振型才能获得满意的结果,并且究竟需计入多少阶振型才合理必须经计算比较后才能确定,因此在大跨度桥梁的计算中振型叠加法求解效率高的优点并不突出。在此情况下,时程积分法应该是一个不错的选择。

时程积分法的基本思路是将地震动持时 T 分为若干相等的时间步长 Δt ,假定在一个时间步长 Δt 内加速度的变化规律及加速度、速度、位移之间的关系,以前一时间步长末的结果作为本步长计算时的初始条件,将二阶微分方程化为代数方程求解得到本时间步长末的响应。由于加速度、速度、位移之间的关系假定的不同,派生出多种积分格式,如线性加速度法、常加速度法、*Wilson* - θ 法、*Newmark* - β 法、 β - θ 法等,这些方法的基本步骤是相似的:

(1) 在待求解的时间段 $[0, T]$ 设定若干离散点(一般为等间距 Δt 布置)。

(2) 在这些离散点上须满足动力平衡。

(3) 在 Δt 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、加速度为已知量,由前三个步骤得出 $t + \Delta t$ 时刻的反应量。具体选择那一种积分格式,应综合考虑算法的稳定性、求解的精度、计算成本等因素后确定。

根据动力方程(4.4)引进某些假设,建立由 t 时刻结构状态向量 $\{u_t\}$ 、 $\{\dot{u}_t\}$ 和 $\{\ddot{u}_t\}$ 的 $t + \Delta t$ 时刻状态向量 $\{u_{t+\Delta t}\}$ 、 $\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}$ 和 $\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}$ 的递推关系,从而由 $t = 0$ 时刻的初始状态向量 $\{u_0\}$ 、 $\{\dot{u}_0\}$ 和 $\{\ddot{u}_0\}$ 出发,一步一步地求出各时刻状态向量。初始加速度 $\{\ddot{u}_0\}$ 可将初始位移 $\{u_0\}$ 和初始速度 $\{\dot{u}_0\}$ 代入动力方程式直接求得。由于所取的假设不同。形成不同的积分法。

下面仅介绍本文所采用的*Newmark* - β 法的求解过程。

在*Newmark* - β 法中,将动力方程式(4.4)写为增量方程:

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = \Delta p(t) \quad (4.6)$$

设:

$$\Delta\dot{u}(t) = \ddot{u}(t) \cdot \Delta t + \gamma \cdot \Delta\ddot{u}(t) \cdot \Delta t \quad (4.7)$$

$$\Delta u(t) = \dot{u}(t) \cdot \Delta t + \ddot{u}(t) \cdot \frac{(\Delta t)^2}{2} + \beta \Delta\ddot{u}(t) (\Delta t)^2 \quad (4.8)$$

Newmark - β 法的关键在于 β , γ 的取值,其中, γ 控制人工阻尼,当 $\gamma = \frac{1}{2}$ 时无人工阻尼,因此通常取 $\gamma = \frac{1}{2}$,通过调整 β 值以期达到对加速度的各种修正。

当满足 $\gamma \geq \frac{1}{2}$, $\beta \geq \frac{\gamma}{2}$ 时,*Newmark* - β 法是无条件稳定的。当 $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{6}$ 时即

为线性加速度法, 当 $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$ 时即为常加速度法。

根据式 (4.7), (4.8), 可得:

$$\Delta \ddot{u}(t) = \frac{1}{\beta \cdot (\Delta t)^2} \Delta u(t) - \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \dot{u}(t) - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}(t) \quad (4.9)$$

$$\Delta \dot{u}(t) = \frac{\gamma}{\beta \cdot \Delta t} \Delta u(t) - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}(t) - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \ddot{u}(t) \Delta t \quad (4.10)$$

将式 (4.9), (4.10) 代入增量平衡方程 (4.6), 可得

$$\tilde{K} \cdot \Delta u(t) = \Delta \tilde{P}(t) \quad (4.11)$$

$$\text{其中, } \tilde{K} = [K] + \frac{1}{\beta \cdot (\Delta t)^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta \cdot \Delta t} [C]$$

$$\Delta \tilde{P}(t) = \{ \Delta P(t) \} + \left[\frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \dot{u}(t) + \frac{1}{2\beta} \ddot{u}(t) \right] \cdot [M] + \left[\frac{\gamma}{\beta} \dot{u}(t) + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \ddot{u}(t) \cdot \Delta t \right] \cdot [C]$$

由式 (4.11) 可求得位移增量 $\Delta u(t)$ 后, 将 $\Delta u(t)$ 代入式 (4.9)、(4.10) 可以求得 $\Delta \dot{u}(t)$ 、 $\Delta \ddot{u}(t)$, 进一步可求得 $u(t + \Delta t)$ 、 $\dot{u}(t + \Delta t)$ 、 $\ddot{u}(t + \Delta t)$, 至此这一时间间隔内的计算结束。

根据 $t + \Delta t$ 时刻的拟静力位移和动力相对位移, 求出各单元的内力, 并据此判断材料处于弹性或塑性工作状态, 如有必要, 计算塑性变形以及新的切线刚度矩阵。再以 $t + \Delta t$ 时刻为起点如上所述继续运算下去。

4.3 地震动输入

4.3.1 地震动输入

地震动输入是进行结构地震反应分析的依据, 对结构的地震反应影响很大。结构的地震反应以及破坏与否, 除和结构的动力特性、弹塑性变形性质、变形能力有关外, 还和地震动的特性(幅值、频谱特性和持续时间)密切相关。地震地面运动在时间和空间上都具有高度的变化性, 在一般的结构地震反应分析中, 往往只考虑它们的时间变化性, 而不考虑它们的空间变化性。因此, 在结构地震反应分析中, 通常都假定各支承点的地面运动是相同的。

在大跨度桥梁抗震设计中, 建立多节点自由度的结构空间有限元动力计算图式, 把地震强迫振动的激励—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地震时程分析, 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. 直接利用强震记录 常用的强震记录有 El-Centro 波、Taft 波、天津波等。

在地震特性中,对结构破坏有重要影响因素为地震动强度、频谱特性和强震持续时间等。地震动强度一般主要由地震动加速度峰值的大小来表示。频谱特性可由地震加速度时程的主要周期表示。因此在选择强震记录时,除了最大峰值加速度应符合桥梁所在地区的烈度要求外,地震加速度时程的主要周期应尽量接近于桥梁场地的卓越周期。因为根据研究,这两种周期在某种程度上是接近的。根据其特性,天津波适用于软弱场地,而 El-Centro、Taft 等波分别适用于坚硬、中等硬度的场地。对于强震持续时间,原则上应采用持续时间较长的记录。因为持续时间长时,地震时程能量大,结构反应较强烈。

当所选择的实际地震记录与输入地震的要求有某些不符时,一般可作如下修正:一是强度修正,将地震峰值加速度按比例放大或缩小,使其与桥址场地抗震设防烈度所对应的峰值加速度一致;二是周期修正,使地震加速度时程的主要周期和桥址场地的卓越周期一致,但这将使地震加速度时程的频谱特性发生改变,故修正幅度不宜过大。另外,如能获得桥址场地附近同类地质条件下的强震记录是最佳选择,应优先采用。

2. 规范标准化地震加速度时程 日本在阪神地震后,即对“道路桥示方书·V 耐震篇”进行重大修改,并提出两水平抗震设防:大震与小震。规范提供两种输入地震加速度时程:一种是校核静力法时所采用的输入地震动;一种是采用时程分析法做地震反应分析时的输入地震动。后一种输入地震动是根据日本有代表性的强震记录,并修正调整后得到的。目前日本规范提供了 18 组人工地震加速度时程记录。

3. 采用人工地震加速度时程 人工地震加速度时程是根据随机振动理论产生的符合所需统计特征(加速度峰值、频谱特性、持续时间)的地震加速度时程。生成人工地震加速度时程主要有两条途径:一是以规范设计反应谱为目标拟合而成;二是对建桥桥址场地进行地震危险性分析,提供基岩的地震运动参数,再进一步生成基岩和场地的人工地震加速度时程。

规范设计反应谱是不同单质点振子应用许多地震加速度时程做反应分析,然后光滑包络而成的。由于反应谱在长周期部分精度不高,因此拟合出来的地震加速度时程也易失真。所以设计反应谱为目标拟合而成的人工加速度时程只能用来做比较分析。

在没有本工程场地及其附近地区的实际地震记录的情况下,重大工程结构的抗震设计计算所需的地震动参数要由地震环境和场地条件来确定。这些地震动参数不仅要反映它们是受震源、距离、场地条件等多变量影响的随机过程,还要反映影响工程结构抗震性能的地震动强度、频谱和持续时间三要素。要得到这样的地震动参数,目前公认比较好的方法是对建桥桥址场地进行地震危险性分析。地震危险性是指某一场地在一定时期内可能遭受到的最大地震破坏影响,它可以用地震烈度或其它地面运动参数来表示。由于实际观测得到的地震加速度记录不断

增多,地震危险性分析得到了很大发展,目前已经可以提供比较合理的人工地震加速度时程。

无论是采用强震记录,还是采用人工地震加速度时程进行抗震设计时,加速度时程都必须加以数字化才能在计算中应用,就是把用曲线表示的加速度波形转换成一定时间间隔的加速度数值。如无合适的竖向地震加速度记录,可近似地采用水平加速度时程曲线进行强度修正,其峰值可取为水平向的 $1/2 \sim 2/3$ 。

4.3.2 地震动输入模式

地震动的输入模式直接关系到地震反应分析的结果,要根据实际情况慎重选取。我国铁路和公路工程抗震规程规定,只有位于烈度为 9 度区的悬臂结构应考虑竖向地震力作用,而纵向和横向地震力验算是分别进行的,不必考虑正交地震力的组合。实际上,由于地震力方向的不确定性,并考虑到两个互相垂直的水平方向和竖向同时发生地震力的可能性,应进行正交地震力的组合。在进行实际工程的地震反应时程分析时,如通过地震危险性分析能得到两个水平向(纵桥向和横桥向)的人工地震时程记录和竖向人工地震时程记录,可采用多向同时输入进行结构地震反应分析;如果所得到的仅是水平向与竖向人工地震时程记录,则同时进行水平和竖向输入(包括纵桥向+竖向,横桥向+竖向)两种组合。对于需要考虑竖向地震动的情况,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加速度和水平加速度的平均值之比基本在 $1/2 \sim 2/3$ 之间,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。

地震动的输入模式又可分为同步、不同步单点输入和同步、不同步多点输入,对于中、小桥梁,可假设所有支承点上的水平地面运动都是相同的,因而进行同步输入。对于桥梁长度(或单跨跨度)很大的桥梁,各支承点可能位于显著不同的场地土上,因此应考虑地面运动的空间变化性(包括行波效应),进行不同步输入。

4.4 南宁永和大桥动态时程分析

4.4.1. 地震加速度时程

由于大跨度桥梁多为长周期结构,本文选用修正的 E1-CENTRO 地震波^[49]作为地震加速度时程输入(如图 4.1,持时 20s,峰值加速度调整为 $1.729 m/s^2$)。

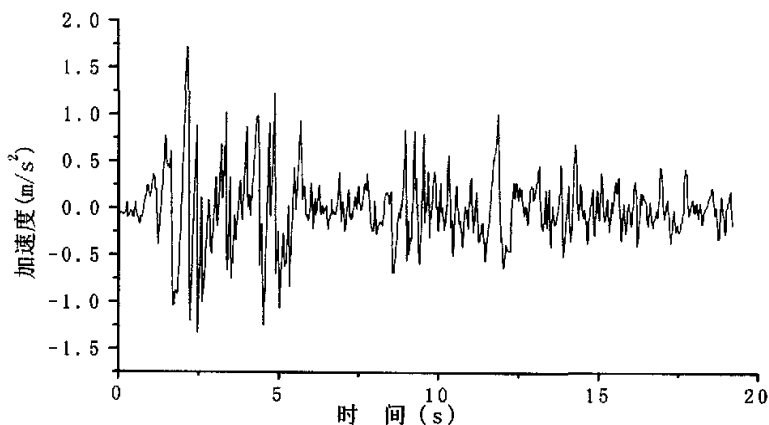


图 4.1 修正的 EL-CENTRO 地震波记录

4.4.2 一致激励下的时程分析

在本节中,取修正的 EL-CENTRO 地震波为输入对南宁永和大桥进行一致激励,加速度时间间隔为 0.02 秒,共计 1024 个时间数据点,为了分析不同地震动输入对结构反应的影响,同时考虑了三种地震动输入方式:纵向输入,横向输入和纵向+竖向输入。

以下分别对结构各关键截面位移及时程结果进行了分析,所列出的时程曲线图坐标均采用国际单位制。另外关键截面的选取参考了反应谱计算结果,同一截面取反应值较大者进行分析。

4.4.2.1 位移时程结果及分析

图 4.2、图 4.3、图 4.4 分别为永和大桥纵向输入下主拱顶、1/4 主拱、桥面板端部截面的位移时程曲线,图中坐标均采用国际单位制。

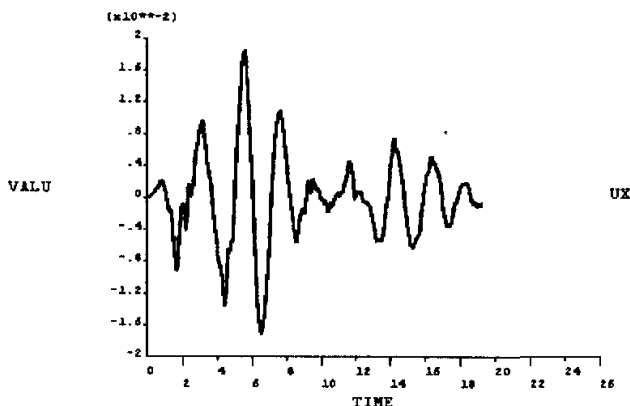


图 4.2 主拱顶截面纵向位移时程

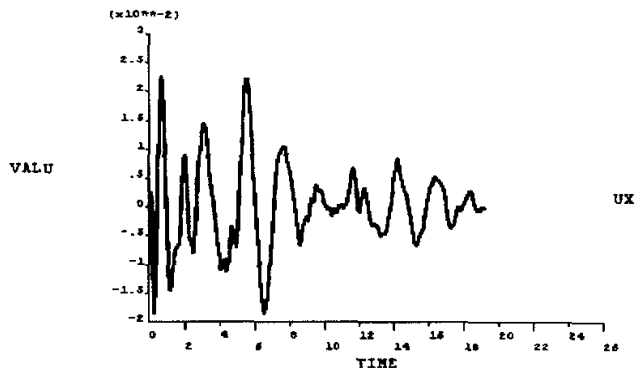


图 4.3 1/4 主拱截面纵向位移时程

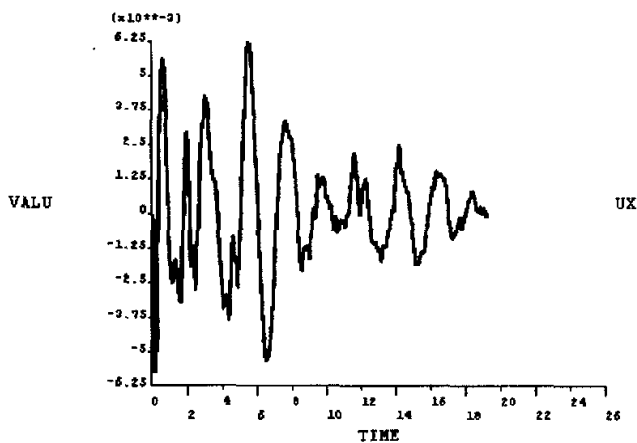


图 4.4 桥面板端部截面纵向位移时程

图 4.5、图 4.6 分别为永和大桥横向输入下主拱顶、1/4 主拱的位移时程曲线。

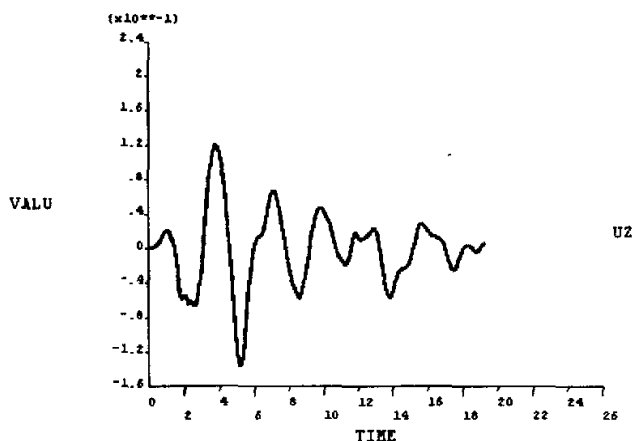


图 4.5 主拱顶截面横向位移时程

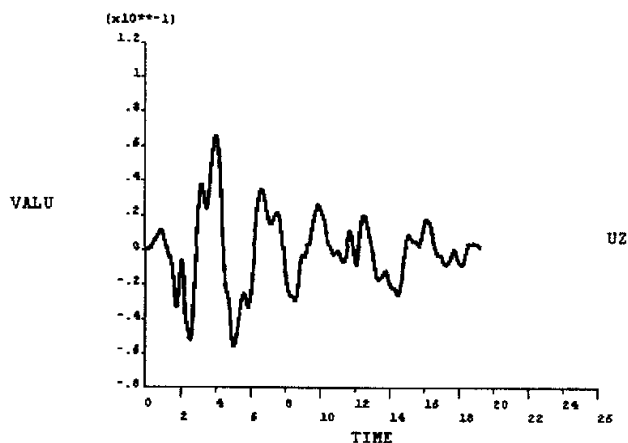


图 4.6 1/4 主拱截面横向位移时程

图 4.7、图 4.8、图 4.9 分别为永和大桥纵向+竖向输入下主拱顶、1/4 主拱、桥面板端部截面的位移时程曲线。

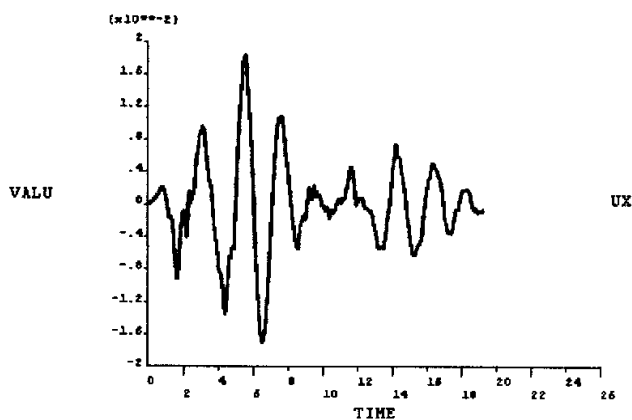


图 4.7 主拱顶截面纵向位移时程

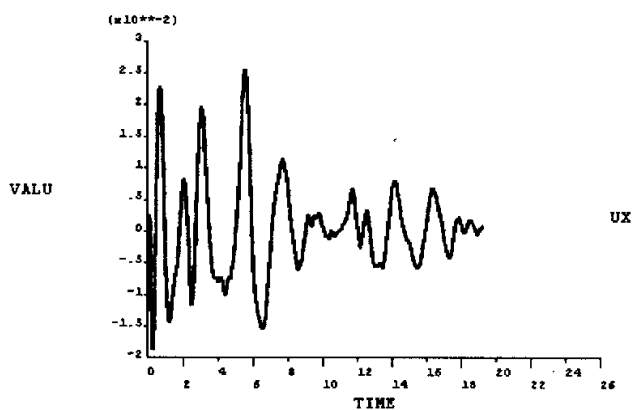


图 4.8 1/4 主拱截面纵向位移时程

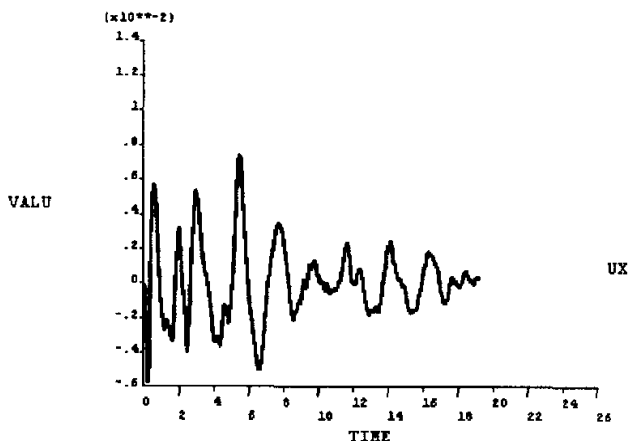


图 4.9 桥面板端部截面纵向位移时程

由图 4.2～图 4.9 可以看出：

① 在地震动纵向输入作用下，主拱肋各截面的纵向位移值很小，最大值约为 2.24cm，在考虑竖向地震动作用以后，最大位移有所增加，但变化不是很明显，最大位移只有 2.55cm，而桥面板端部的纵向位移也较小，这是由于永和大桥主拱的 8#横联浇注在 13-1#墩之中，这样就极大地限制了桥面板的纵向位移。

② 在地震动横向输入作用下，主拱顶的横向位移最大达到 11.99cm，这也从另一方面反应了该桥的横向刚度较小，同时也验证了在该桥动力特性分析中，基本振型是侧弯振型，应通过加大横撑截面等方法以提高结构横向刚度，总体而言，永和大桥的位移反应较小。

4.4.2.2 内力时程结果及分析

图 4.10、图 4.11、图 4.12、图 4.13 分别是永和大桥纵向输入下拱脚内力时程曲线。

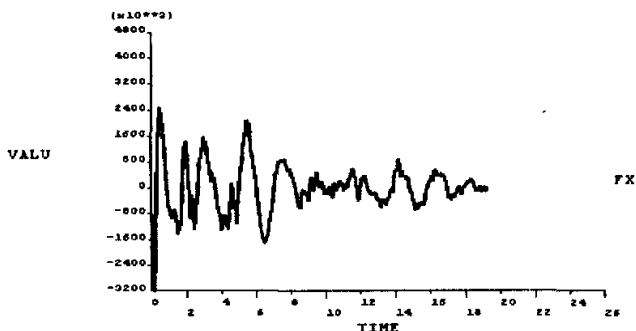


图 4.10 主拱脚截面纵向力时程

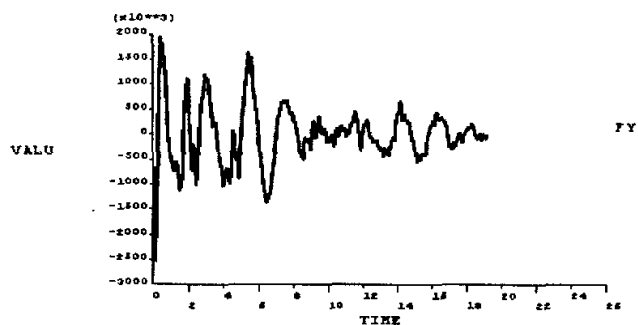


图 4.11 主拱脚截面竖向力时程

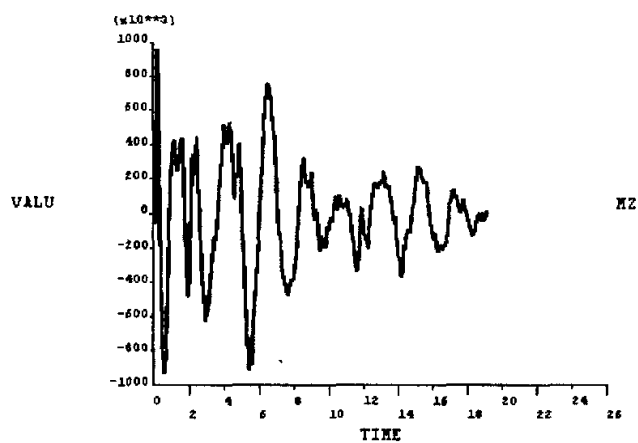


图 4.12 主拱脚截面面内弯距时程

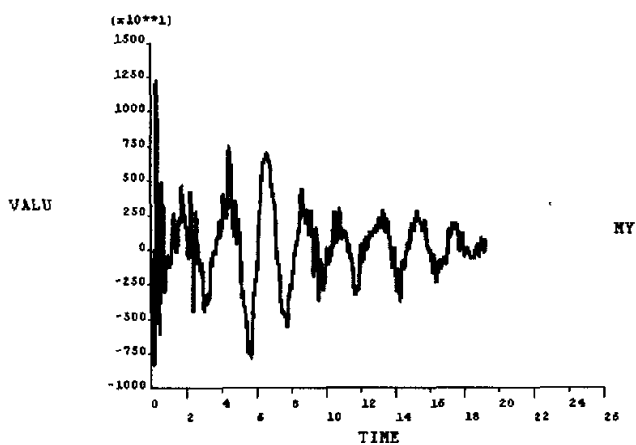


图 4.13 主拱脚截面面外弯距时程

图 4.14、图 4.15、图 4.16、图 4.17 分别是永和大桥纵向+竖向输入下拱脚内力时程曲线。

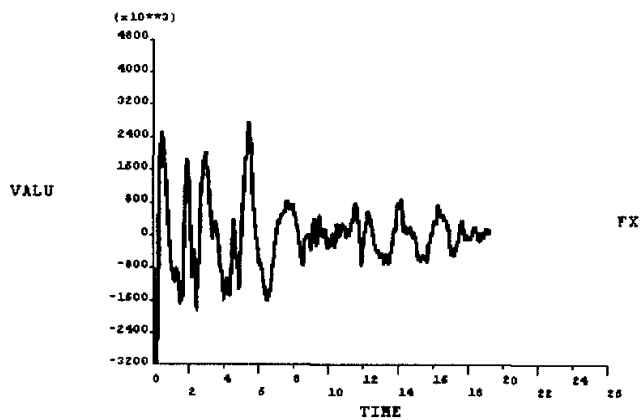


图 4.14 主拱脚截面纵向力时程

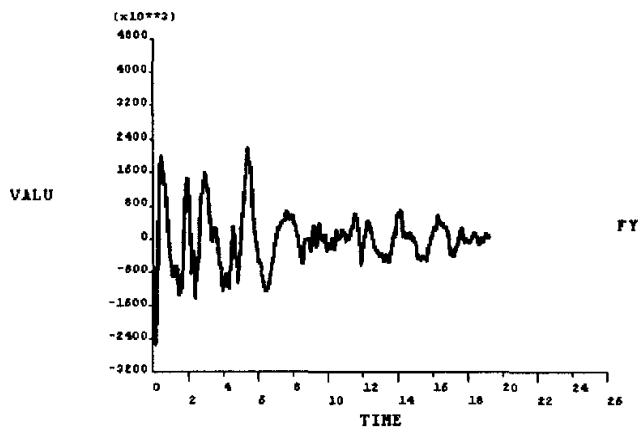


图 4.15 主拱脚截面竖向力时程

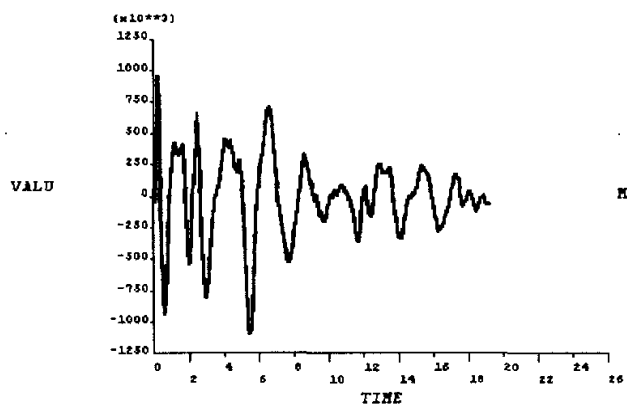


图 4.16 主拱脚截面面内弯矩时程

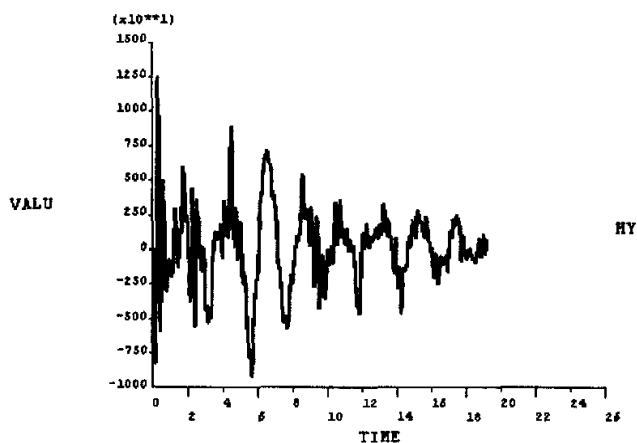


图 4.17 主拱脚截面面外弯矩时程

图 4.18、图 4.19、图 4.20、图 4.21 分别是永和大桥横向输入下拱脚内力时程曲线。

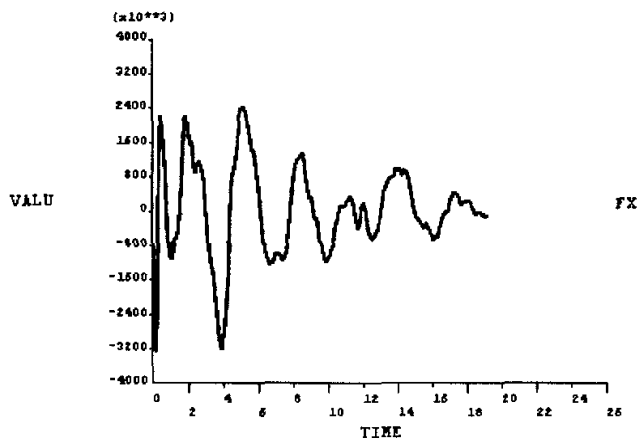


图 4.18 主拱脚截面纵向力时程

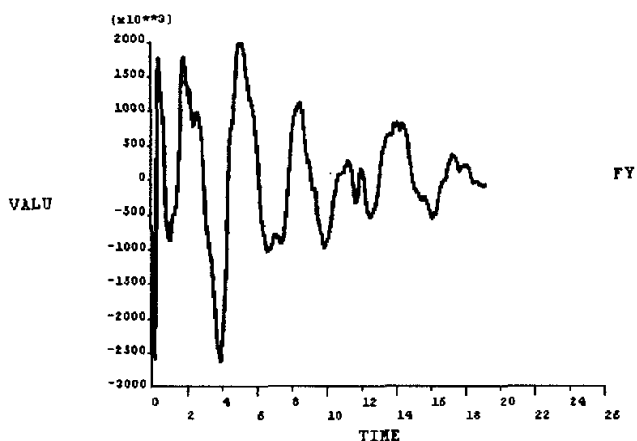


图 4.19 主拱脚截面竖向力时程

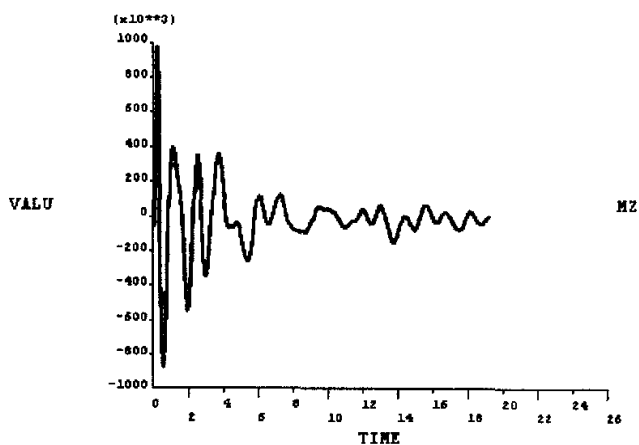


图 4.20 主拱脚截面面内弯距时程

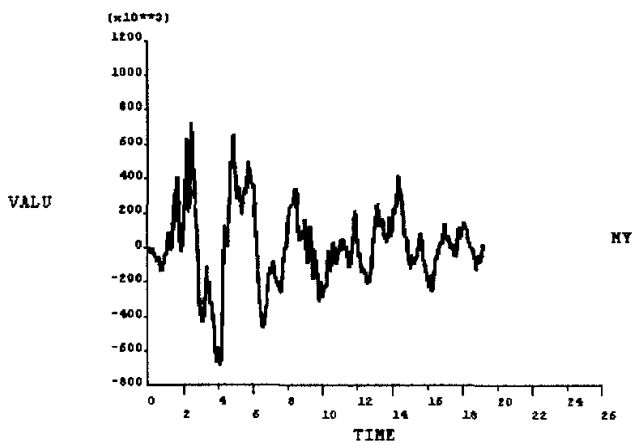


图 4.21 主拱脚截面面外弯距时程

从图 4.10~4.21 可以看出：

① 永和大桥在地震动纵向输入作用下，结构的内力反应与纵向+竖向输入时相比，纵向+竖向输入下，永和大桥地震反应有所增加，为了便于比较分析，取地震反应的最不利截面，主拱脚截面所受水平力、竖向力、面内弯距（面外弯距略去不计），由表 4.1 列出了考虑竖向地震动与否拱脚截面的内力反应值。（表中将水平力和竖向力换算为轴力和剪力，下同）。

表 4.1 考虑竖向与否主拱脚截面的内力反应值

输入方式	轴力 (KN)	剪力 (KN)	弯矩 (KN · M)
纵向输入	4033	1049	924.9
纵向+竖向输入	4056	918	1091.3

为了更清楚地说明竖向地震动对永和大桥地震反应的影响，给出了这两种输入下主拱脚截面内力反应柱状图，见图 4.22，单位同表 4.1。

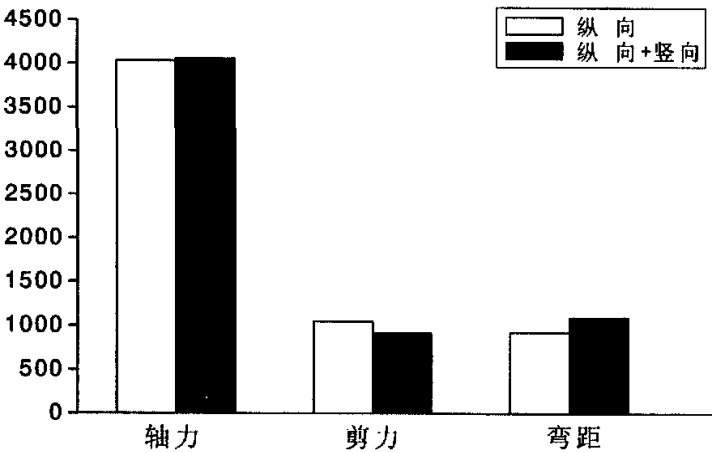


图 4.22 竖向地震动对主拱脚截面内力反应的影响

② 与纵向地震动输入相比，永和大桥横向输入下结构有些截面内力反应增加，有些减少，从图 4.18~4.21 可知：横向输入下主拱脚截面所受水平力、竖向力、面内弯矩分别为 3249KN、2621KN、872.0KN · M，而这时主拱脚的面外弯矩已达到 678.9KN · M，不可忽略。在表 4.2 中列出了这两种输入情况下主拱脚截面的内力反应值。

表 4.2 地震动作用下主拱脚截面的内力反应值

输入方式	轴力 (KN)	剪力 (KN)	面内弯矩 (KN · M)	面外弯矩 (KN · M)
纵向输入	4033	1049	924.9	8.03
横向输入	4174	888	872.0	678.9

③ 为了验算永和大桥的抗震安全性，需对控制截面（主拱脚）的强度进行验算。各种地震动输入下主拱脚的地震应力与恒载应力迭加后的组合应力见表 4.3。

表 4.3 各种输入情况下主拱脚截面的地震应力值（MPa）

输入方式	纵向输入	（纵+竖）输入	横向输入
地震应力	5.39	5.84	5.35
组合应力	15.66	16.11	15.62

从表 4.3 可以看出，纵向+竖向输入为最不利输入，主拱脚截面组合应力只有 16.11MPa，小于规程《DL5099—97》所给出的钢管混凝土组合强度设计值（Q345 钢，C50 混凝土，组合强度 46.6MPa），结构仍处于弹性工作状态，主拱脚不会因强度不足而发生破坏，其抗震性能可以得到保证。

上述动力时程分析所得的永和大桥的地震反应包括了一些几何非线性的因素（结构大变形、轴力—弯矩组合效应）。因为一方面在大跨度钢管混凝土拱桥中，由于主拱肋和纵梁刚度大、吊杆刚度小，引起整个结构在荷载作用下产生较大的位移。各节点的坐标随荷载增量的变化较大，各单元的几何尺寸也产生相应的变化。平衡方程 $\{F\} = [K]\{\delta\}$ 不再是线性的，结构的刚度矩阵成为了几何变形量的函数，小变形假设中的叠加原理不再适用。另一方面大跨度钢管混凝土拱桥的单元内同时存在着轴力和弯矩，小变形的情况下，单元的轴向刚度和弯曲刚度可认为是不耦合的。然而，在变形较大的情况下，同时遭受轴力和弯矩时，单元中的轴向变形和弯曲变形则产生耦合作用，导致受压构件有效弯曲刚度减少，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。这种相互作用，在线性分析中可以忽略，但在非线性分析中则须考虑。

4.4.3 考虑行波效应的时程分析

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。

本文采用 ANSYS 结构分析程序进行考虑行波效应的地震反应时程分析，而采用 ANSYS 进行瞬态动力分析时，输入加速度时程只进行一致激励分析，要考虑行波效应的影响，必须将加速度时程转化为力的时程或位移时程。若要将加速度时程转换为力的时程，必须乘以一个质量；若要将加速度时程转换为位移时程，必须对加速度时程进行两次积分以产生结构分析所需的位移时程。本文运用大质量

法实现了在 ANSYS 中考虑行波效应的影响,即在地基节点上附属很大的质量(比如质量可以取结构质量的 1E6 倍,利用 ANSYS 的质量单元 MASS21)来带动结构的响应。地基节点在激励方向不能约束。然后在质量单元上施加适当的力使地基产生所需加速度。

计算过程中,作了以下假定:

- (1) 地震波由左向右传播(沿桥纵向)。
- (2) 以修正的 EL-CENTRO 地震波作为输入地震波。
- (3) 剪切波速取 500m/s (II 类场地, $T_g = 0.30s$, 见文献[50]), 永和大桥主跨为 335.40m, 故取两拱脚之间的相位差为 0.6s。

以永和大桥为例进行分析,关键截面的选取参考了纵向地震动一致激励所得结果,同一截面取反应值较大者进行分析,图 4.23~4.27 为考虑行波效应的纵向地震动输入下,结构各关键截面位移及内力时程曲线,图中坐标均采用国际单位制。

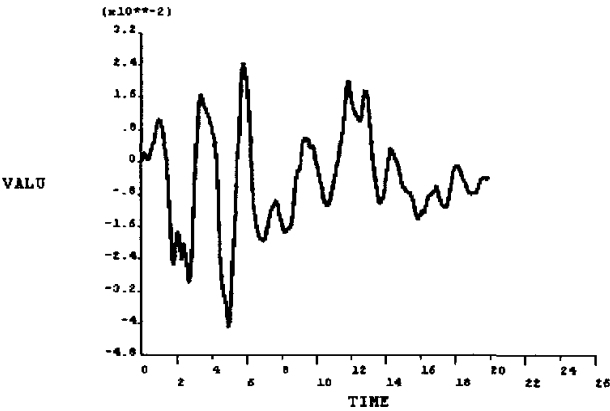


图 4.23 主拱顶截面纵向位移时程

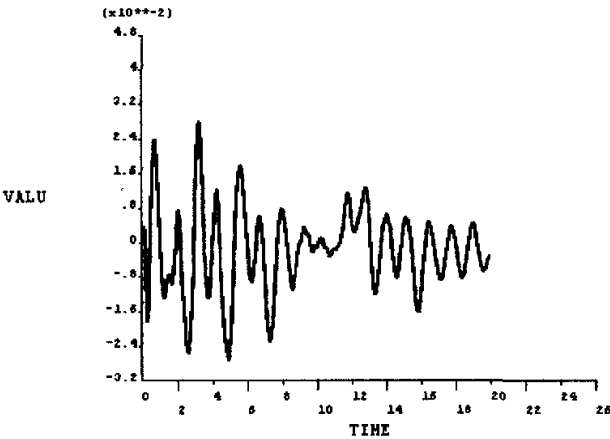


图 4.24 1/4 主拱截面纵向位移时程

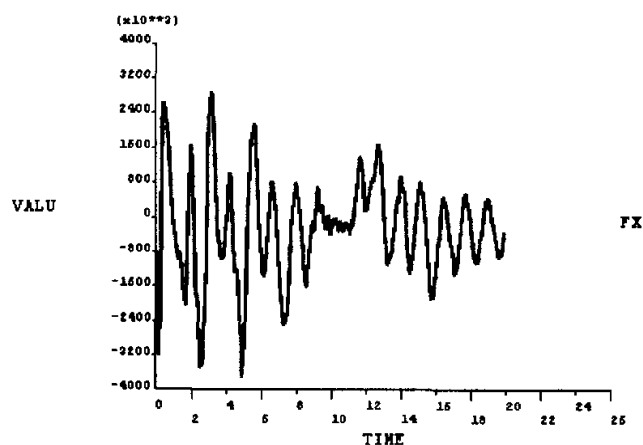


图 4.25 主拱截面纵向力时程

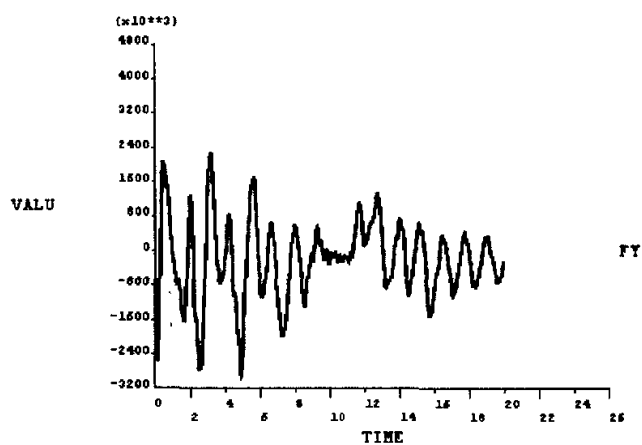


图 4.26 主拱截面竖向力时程

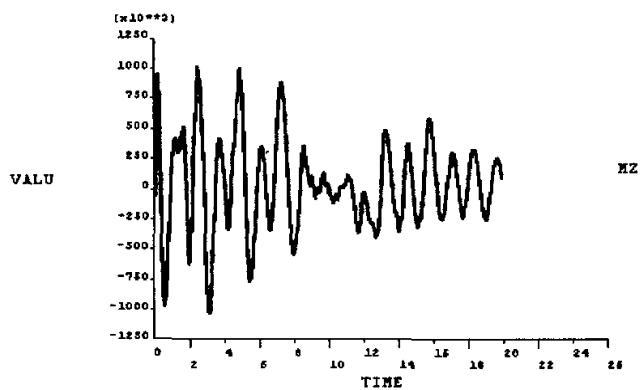


图 4.27 主拱截面面内弯矩时程

将上述计算结果与相同条件下一致激励的时程结果进行比较,可以看出,就主拱脚截面所受水平力、竖向力、面内弯距而言,行波输入下其值分别为 3711KN、2969KN、1015 KN·M,比一致输入下增大了 14%、17%和 10%,表 4.4 列出了两种输入情况下主拱脚截面的内力反应值。

表 4.4 纵向输入下主拱脚截面的内力反应值 (MPa)

输入方式	轴力 (KN)	剪力 (KN)	弯距 (KN·M)
一致输入	4033	1049	924.9
行波输入	4753	1221	1031

从表 4.4 可见,考虑了行波效应以后,控制截面的内力明显增大,说明行波效应对大跨度钢管混凝土拱桥的地震反应的影响是不可忽视的。

4.4.4 反应谱与时程分析结果比较

表 4.5 将主拱肋各截面时程分析结果和反应谱结果进行了比较。

表 4.5 主拱肋各截面反应谱与时程分析的结果比较 (MPa)

截面位置	反应谱 (纵向)	时程 (纵向)	反应谱 (横向)	时程 (横向)
主拱顶	5.49	4.91	5.61	4.99
1/4 主拱	4.43	4.11	5.39	3.98
主拱脚	6.22	5.39	8.09	7.14

由表 4.5 可以看出,反应谱计算结果普遍偏大,却可以大致反映出各截面反应值的相对大小。由于反应谱计算简单,而时程分析则比较复杂,费时费力,且对计算机硬件要求较高,因此宜结合两种分析方法的优点,在进行时程分析前,将反应谱方法作为一种估算方法以选择控制截面,同时对时程分析结果进行校核。

4.5 大跨度钢管混凝土拱桥地震反应的行波效应

为研究大跨度钢管混凝土拱桥地震反应的行波效应,考察影响行波效应的具体因素,本文以南宁永和大桥和某主桥为 125+125m 下承式钢管混凝土拱桥^[41]为例,研究了波速、地震波的频谱特性和结构本身的动力特性对行波效应的影响。

某主桥为 125+125m 下承式钢管混凝土拱(以下简称为某钢管拱)工程概况如下:

某钢管拱，采用刚架系杆拱体系，主拱采用悬链线 $m=1.1$ ，矢跨比为 $1/5$ ，截面采用哑铃形，高度为 3m 。拱肋钢管采用钢板卷制成型，钢板厚 14mm ，钢管内灌 50 号微膨胀混凝土。系杆采用环氧涂层 $27\times\Phi'15(7\phi5)$ 高强低松弛内注油脂含内外两层 HDPE 护套的钢绞线成品索共 16 束，每根拱肋共 8 束。全桥共 68 根吊杆每片拱肋为 17 根，吊杆采用 $109\phi7$ 高强钢丝。全桥共 34 根横梁，每跨共 17 根，端横梁为普通钢筋混凝土，中横梁为预应力钢筋混凝土结构。

地震判定：各土层在地震基本烈度为 6 度，按七级地震建筑场地类别属 II 类。

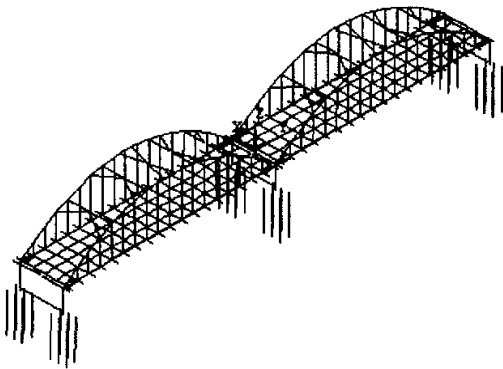


图 4.28 某钢管拱计算模型

本文在文献[41]提供的数据库基础上，计算了该钢管拱的动力特性，见表 4.6

表 4.6 某钢管拱的动力特性

振型阶次	频率 (Hz)	振型特性
1	0.38792	主拱肋和桥面板对称侧弯，方向相同
2	0.38984	主拱肋和桥面板对称侧弯，方向相反
3	0.40893	主拱肋和桥面板反对称竖弯+桥面系纵飘
4	0.54496	主拱肋桥面板对称侧弯，方向相反
5	0.55213	主拱肋和桥面板对称侧弯，方向相反
6	0.78444	主拱肋和桥面板反对称侧弯，方向相同
7	0.79862	主拱肋和桥面板反对称侧弯，方向相反
8	0.89655	主拱肋和桥面板反对称竖弯
9	0.98122	主拱肋和桥面板反对称竖弯
10	1.0248	主拱肋和桥面板反对称竖弯扭转耦合

4.5.1 波速对行波效应的影响

以本章 4.4.1 节的加速度时程作为地震动输入，对永和大桥和某钢管拱进行考虑行波效应的时程分析，通过改变波速考察其对结构地震反应行波效应的影响。

响，表 4.7 列出了不同波速下结构控制截面的地震反应($V=500\text{m/s}$ 时，相位差为 0.6s , $V=1600\text{m/s}$ 时，相位差为 0.2s)。

表 4.7 不同波速下控制截面地震反应对比

桥名	截面	$V = 500\text{m/s}$		$V = 1600\text{m/s}$		$V = \infty$	
		N(KN)	M(KN · M)	N(KN)	M(KN · M)	N(KN)	M(KN · M)
永和 大桥	主拱脚	4753	1031	4396	1015	4033	924.9
某钢 管拱	主拱脚	8598	12709	7763	12476	7138	11660

从表 4.7 可见，对于大跨度钢管混凝土拱桥而言，其地震反应行波效应的影响随波速增加而减小，也说明了在非同步激励下，结构对称振型的贡献大大增大，而反对称振型的贡献减少，这一现象随波速的增大而逐渐消失。

4.5.2 地震波的频谱特性和结构动力特性对行波效应的影响

以某一人工合成地震波作为地震动输入，对永和大桥和某钢管拱进行考虑行波效应的时程分析，同以本章 4.4.1 节加速度时程作为地震动输入下的地震反应比较，考察地震波的频谱特性和结构动力特性对结构地震反应行波效应的影响。

某人工合成地震波加速度时程曲线如图 4.29(持时 20s , 峰值加速度为 0.282m/s^2)

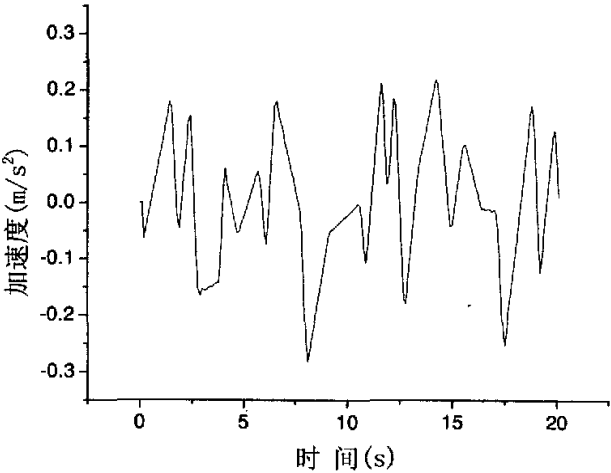


图 4.29 某人工合成地震波

表 4.8 列出了永和大桥和某钢管拱在某人工合成地震波和修正的 E1-CENTRO

地震波一致激励、考虑行波效应下结构控制截面的地震反应(相位差取 0.6)。

表 4.8 不同地震波输入下控制截面地震反应对比

地震波类别	截面	永和大桥				某钢管拱			
		一致输入		行波输入		一致输入		行波输入	
		N(KN)	M(KN·M)	N(KN)	M(KN·M)	N(KN)	M(KN·M)	N(KN)	M(KN·M)
A 波	拱脚	3474	952	6605	2555	3361	8008	4369	9313
B 波	拱脚	4033	924.9	4753	1031	7138	11660	8598	12709

注：A 波为某人工合成地震波，B 波为修正的 E1-CENTRO 地震波。

在表 4.8 中，行波输入下，永和大桥和某钢管拱拱脚相对位移分别为 1.003cm、3.246cm，由表 4.8 及拱脚相对位移可以看出：

① A 波加速度峰值为 0.282m/s^2 ，B 波加速度峰值为 1.729 m/s^2 度，行波输入下结构的地震反应 A 波较 B 波大，可见地震波的频谱特性比加速度峰值对行波效应的影响大。

② 永和大桥基本周期为 3.75s，某钢管拱基本周期为 2.58s，在行波输入下某钢管拱拱脚相对位移远大于永和大桥拱脚相对位移，可见，当基本周期较小，拱肋刚度较大时，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，结构柔性的增加，结构对称振型的贡献大大增加，起控制作用。

结论

本文围绕大跨度钢管混凝土拱桥的抗震性能,以南宁永和大桥为工程背景,在地震动输入、结构分析理论和结构响应特性三个方面进行了探讨,得出了一些有益的结论:

1. 大跨度钢管混凝土拱桥一阶振型多为面外振型,耦合振型出现较早,空间组合效应明显,横撑刚度、拱肋刚度的变化对结构的自振特性的影响不大,对于较好场地条件,结构基础为沉井基础,考虑桩—土—结构的相互作用,计入局部场地与桥梁结构的地震动相互作用,对结构自振特性的影响不明显;

2. 大跨度钢管混凝土拱桥是一种柔性结构,在选择地震激励模型时,应充分考虑激励中的长周期效应;

3. 通过反应谱分析可以看出,高阶振型对大跨度钢管混凝土拱桥的地震反应特性有较大影响,忽略高阶振型的影响可能导致较大的误差,单方向地震动输入时,横向输入对结构地震反应影响最大;

4. 一致激励作用下,横向输入下的地震反应较纵向输入大,竖向地震动的计入使结构地震反应有较大增加;

5. 较之同等条件下的反应谱分析结果,时程分析结果较小,但反应谱结果能够大致反映出各截面反应值的相对大小,因此宜结合两种分析方法的优点,在进行时程分析前,将反应谱方法作为一种估算方法以选择控制截面,同时对时程分析结果进行校核。

6. 对大跨度钢管混凝土拱桥而言,考虑行波效应使结构地震反应增加明显,不可忽视,且行波效应随波速增加而减小,地震波的频谱特性比加速度峰值对行波效应的影响大,当结构基本周期较小,拱肋刚度较大时,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,结构柔性的增加,结构对称振型的贡献大大增加,起控制作用。

以下问题有待笔者今后进一步研究:

1. 探讨人工合成地震波的有效方法,以模拟没有实测地震波记录场地的地震作用;

2. 结构分析方法上,运用已有的随机理论考虑结构响应的随机性,通过虚拟激励法计算结构在线性阶段的地震响应

3. 在已有研究成果上^[51~54],对钢管混凝土组合材料在复杂应力状态下的弹塑性应力应变关系进行进一步研究,得到其应力应变关系曲线。

4. 在时程分析中计入材料非线性,以模拟强震作用下桥梁由弹性进入塑性直至倒塌的全过程。

参考文献

- [1] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997. 1~2; 91~94; 57~67
- [2] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动, 北京: 中国铁道出版社, 1992.
- [3] 范立础, 胡世德, 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计. 北京: 人民交通出版社, 2001. 1~35
- [4] 中华人民共和国交通部标准. 公路工程抗震设计规范(JTJ004-89). 中华人民共和国交通部, 1989
- [5] 中华人民共和国国家标准. 铁路工程抗震设计规范(GBJ 111-87). 北京: 中国计划出版社, 1989
- [6] 林家浩, 张亚辉等. 大跨度结构抗震分析方法及近期进展. 力学进展, Vol. 31(3): 350~360
- [7] E. L. Wilson, A. Der Kiureghian and E. P. Bayo(1981), A Replacement For the For the SRSS Method in Seismic Analysis, E. E. S. D., 1981, Vol. 9: 187~194
- [8] Stavros A. Anagnostopoulos. Response Spectrum Techniques for Three-Component Earthquake Design. E. E. S. D., 1981, Vol. 9: 459~476
- [9] 王淑波, 袁万城, 范立础. 悬索桥抗震分析振型组合方法的研究与应用. 同济大学学报, 1996 (增刊), Vol. 24: 28~32
- [10] 王淑波, 袁万城, 范立础. 桥梁减、隔震实用分析方法. 同济大学学报, 1997 (增刊), Vol. 25: 64~72.
- [11] 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(2).
- [12] Mounir Berrah, Eduardo Kausel. Response Spectrum Analysis of Structures Subjected to Spatially Varying Motions. E. E. S. D., 1992, Vol. 21: 461~470.
- [13] Yutaka Nakamura, Armen Der Kiureghian, David Liu. Multiple-Support Response Spectrum Analysis of the Golden Gate Bridge. University of California at Berkeley, Report No. UCB/EERC-93/05, May 1993.
- [14] 范立础, 卓卫东. 桥梁延性抗震设计. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [15] 钟万勰. 计算结构力学与最优控制. 大连: 大连理工大学出版社, 1993.
- [16] 钟万勰. 结构动力方程的精细时程积分法. 大连理工大学学报, 34(2), 1994.
- [17] 朱位秋. 随机振动. 北京: 科学出版社, 1992.
- [18] 方同. 工程随机振动. 北京: 国防科学出版社, 1995.
- [19] Lin J H, Sun D K, Sun Y, Williams F W. Structural responses to non-uniformly modulated evolutionary random seismic excitations. Communications in Numerical Methods in Engineering, 1997(13).

- [20] 张亚辉,林家浩. 多点非均匀调制演变随机激励下结构地震响应. 力学学报, 33(1), 2001.
- [21] 孙东科,林家浩,张亚辉,张春宇. 复杂结构的风激随机振动分析. 机械工程学报, 37(3), 2001.
- [22] 张耀华,梁启智,付赣清. 巨型框架悬挂体系抗震原理及初步设计方法. 工程力学, 17(2), 2000.
- [23] P.Leger, I.M. Ide, P. Paultre. Multiple-support Seismic analysis of Large Structures. Computers & Structures, 1990, Vol. 34: 1153~1158
- [24] 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. 1994(4)
- [25] Ronald S. Harichandran, Ahmad Hawwari, Basheer N. Sweidan. Response of Long-span Bridges to Spatially Varying Ground Motion. ASCE Journal of Structural Engineering, 1996(5)
- [26] 袁万城. 大跨桥梁空间非线性地震反应分析: [博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1990
- [27] J. Penzien, C. F. Scneffey, R. A. Parmelee. Seismic Analysis of Bridges on Long Piles. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1964, Vol. 3: 223~254
- [28] 杨昌众. 桩基础桥梁场地判别和地震反应计算的实用简化方法: [博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1987(12)
- [29] M. J. Pender. A seismic Pile Foundation Design Analysis. Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, March, 1993, Vol. 26: 49~160
- [30] 范立础, 王志强. 桥梁减隔震设计. 北京: 人民交通出版社, 2001
- [31] 李建中, 袁万城. 斜拉桥减震、耗能体系非线性纵向地震反应分析. 中国公路学报, 1998, 11(1), 71 — 76
- [32] 刘键新, 胡兆同, 李子青. 桥梁结构减震设计方法研究. 中国公路学报, 2000 13 (2): 73-79
- [33] 杨茆康. 结构动力学. 北京: 人民交通出版社, 1988
- [34] 南宁永和大桥主桥施工图变更设计. 南宁: 广西壮族自治区交通规划勘察设计院, 2003. 9
- [35] 钢结构设计规范, 北京: 人民交通出版社, 1989
- [36] 中国工程建设标准化协会标准. 钢管混凝土结构设计与施工规程 (CECS 28:90). 上海: 同济大学出版社, 1989
- [37] 能源部. 火力发电厂主厂房钢—混凝土组合结构设计暂行规定 (DLGJ

- 99-91). 北京, 1991
- [38] ANSYS 建模与分网指南, 北京, 2000
- [39] ANSYS 基本过程手册, 北京 2000
- [40] ANSYS 动力分析指南, 北京 2000
- [41] 张立明. *Algor、Ansys 在桥梁工程中的应用方法与实例*. 北京: 人民交通出版社, 2003, 263~264
- [42] 于建华, 谢用九, 魏泳涛. *高等结构动力学*. 四川大学出版社, 2001
- [43] 窦立军, 杨柏坡, 刘光和. 土—结构动力相互作用几个实际应用问题. *世界地震工程*, 1999, 15(4): 62~68
- [44] Wu J and Hanson R D. Study of inelastic spectra with high damping, *J. SE.*, 115, 1989: 1412-1431.
- [45] 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.
- [46] Villaverde R. Improved response spectrum method for seismic analysis of nonlinear multi-degree-of-freedom structures, *Duma(ed.)*, 1995, Balkema, Rotterdam.
- [47] 王君杰, 王前信, 江近仁. 大跨度拱桥在空间变化地震动下的响应[J]. *振动工程学报*, 1995, 8(2): 119 — 126.
- [48] 陈宝春. *钢管混凝土拱桥设计与施工*. 北京: 人民交通出版社, 1999
- [49] <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>
- [50] 沈聚敏, 周锡元, 高小旺等. *抗震工程学*. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [51] 陈洪涛, 钟善桐. 钢管混凝土中混凝土的三向本构关系. *哈尔滨建筑大学学报*, 2000 (6), Vol. 33: 13~16
- [52] 潘友光, 钟善桐. 钢管混凝土的轴压本构关系(上). *建筑结构学报*, 1990 (1), Vol. 11: 10~20
- [53] 潘友光, 钟善桐. 钢管混凝土的轴压本构关系(下). *建筑结构学报*, 1990 (2), Vol. 11: 36~40
- [54] 熊峰. *钢管混凝土拱桥抗震性能研究: [博士学位论文]*. 四川大学, 2001, 11~21

致 谢

本文是在导师李传习教授的悉心指导下完成的，字里行间倾注了导师的大量心血，在两年多的学习中导师为我提供了大量参与实践的机会，使我加深了对本业的理解和认识，导师严格的学风、丰富的实践经验、广博扎实的理论知识让我终身受益。

在此，谨向先生致以衷心的感谢和崇高的敬意。

论文撰写过程中，得到了董创文老师、柯红军老师的悉心指导，使我能够顺利完成论文的撰写工作，同时，向各位曾经授课的老师表示深深的谢意。

同时向长期帮助支持本人的老同学及向各位朝夕相处的学友们致谢，感谢各位在学习生活上的相互协助，以及在论文撰写期间营造的良好氛围。

最后，感谢远在家乡的父母和哥哥、姐姐多年来对我的支持和为此所做的一切，感谢女友陈新萍对我的支持和鼓励。

郭科

2005 年 4 月

附录

一. 攻读学位期间发表论文

[1] 郭科, 谭立心, 李传习等. 南宁永和大桥主桥—钢管混凝土拱桥坐标监测.
中国公路学会桥梁和结构工程 2004 年桥梁学术讨论会议论文集, 2004. 7

二. 研究生期间参加的课题项目

1. 参与沪宁高速公路桥梁检测;
2. 参与长沙市黄柏浏阳河大桥异型系杆拱桥施工监控;
3. 参与南宁永和大桥(钢管混凝土拱桥)施工监控;