

## 摘 要

本文首先分析了钢管混凝土这种新兴组合材料的受力特点，综述了钢管混凝土拱桥和车辆荷载作用下桥梁结构振动研究的历史与现状。在此基础上以瓷都大桥为例，采用空间梁单元、三维杆件单元以及板单元模拟实桥，建立了全桥自振特性分析模型，计算得到了其自振特性。在自振特性计算中采用钢管混凝土统一理论，将钢管混凝土化为单一材料计算钢管混凝土构件的材料特性及构件的截面几何特性。全面分析、比较了各部分结构参数的改变对自振特性的影响。对此类结构自振特性的计算模型进行了综合评价。

采用三维汽车模型，基于模态综合法的原理将车辆-钢管混凝土拱桥视为相互作用的动力系统，并考虑车辆在桥上的不同位置以及不同车辆数目和不同车速等复杂情况，推导了车-桥体系的动力平衡方程组，用逐步积分法求解。在验证本文所编制的程序的基础上，应用这种方法首次从理论上计算了汽车车辆通过桥梁时车辆和钢管混凝土拱桥的空间动力响应。针对实际桥梁结构的多种不同工况，进行了大量的数值计算，得到了一些对钢管混凝土拱桥研究、设计有价值的结论。

**关键词：**钢管混凝土拱桥；自由振动；车辆-桥梁耦合振动；模态综合法；冲击系数；数值解法

## ABSTRACT

On the basis of analyzing the mechanical characteristics of Concrete Filled Steel Tubular(CFST) members and reviewing the development of CFST arch bridges and the state-of-art of bridge vibration study, the paper sets up the free vibration analysis model of CFST ribbed arch bridge by using spatial beam elements, three-dimensioned bar elements and slab elements to stimulate real bridge, obtaining the free vibration characteristics of Cidu bridge, a real bridge in Jiangxi province of China. A new method is suggested in the paper, which regards CFST as a single material, to calculate the material and geometry characteristic of CFST members. The affect of bridge components to the free vibration is evaluated.

By regarding the bridge and vehicles as a whole dynamic system, the paper constructs an effective method to analyze the arch-bridge dynamic interaction under moving vehicle loads. This method derives the governing equations of bridge-vehicle system with three-dimensional automobile model and spatial freedoms of bridge, solving the governing equations by Newmark- $\beta$  method after reducing the bridge's freedoms with its mode-shapes which are obtained by FEM. As there is no special restriction for the bridge structure and the automobile mode is standardized, the proposed method can consider the cases with different bridge structures and automobile modes. After proving the designed computer program, the method is adopted to study the dynamic response of CFST arch bridges under moving automobile loads, getting some valuable conclusions to the study and design for CFST arch bridges through large amount of numerical simulations according to the different loads of real bridges.

**Key Words** CFST arch-bridge; free vibration; bridge-vehicle dynamic interaction; mode superposition; dynamic factor; numerical method

## 前言

钢管混凝土由于其良好的力学性能，特别适宜于应用在以承受压力为主的拱式体系中，又由于其在施工上的优越性能带来和促进了拱式体系施工方式的进展。其中，钢管混凝土肋拱桥结构新颖，造型优美，这些优点使钢管混凝土拱桥得到了日益广泛的应用。据不完全统计，自从 1990 年四川旺苍东河大桥建造以来，目前我国已建和在建的钢管混凝土拱桥已达五十余座。我国的桥梁工作者在设计与施工方面积累了比较丰富的经验。

但是，迄今为止，我国还未颁布针对钢管混凝土拱桥设计的专门规范，工程师们在设计中一般还沿用钢筋混凝土拱桥的设计规范。由于钢管混凝土构件为一种组合结构，在受力过程中紧箍力不断变化，从而使钢管混凝土的材料特性不断发生变化，实际工程中截面特性和刚度的合理计算有待于深入探讨。在设计过程中，工程师们采用各种简化的计算方法。实际工程的设计迫切需要对钢管混凝土拱桥的设计理论进行系统的研究。

桥梁在车辆荷载作用下及地震荷载下的响应是桥梁设计分析中的重要问题。自振特性是桥梁在车辆荷载作用下动力响应分析和地震响应等一系列分析研究的前提和基础，由于钢管混凝土构件的动力性能尚未被充分认识，而且钢管混凝土肋拱桥结构比较复杂，分析时需要采用众多不同类型单元，另外边界条件的合理确定也有待于解决，因此钢管混凝土拱桥的动力研究存在着一定的难度，有关大跨度钢管混凝土肋拱桥自振特性的研究还比较少。大跨度钢管混凝土肋拱桥一般为多车道，因此桥上车行状况比较复杂，如何模拟这种情况还需要在理论模型

建立、程序编制技巧上做进一步的工作。目前车辆荷载作用下的钢管混凝土拱桥振动的理论研究还未见到公开发表的文献，这方面的研究尚是空白，而处于起步阶段。

综上所述，本文针对这些问题作了一些探索性的工作，这些工作有如下几方面的特点：

建立了钢管混凝土肋拱桥自振特性的空间分析模型，得到了大跨度钢管混凝土肋拱桥的自振特性，并全面分析了各部分结构参数对自振特性的影响；

讨论了钢管混凝土肋拱桥的主要构件钢管混凝土拱肋和横撑的截面特性计算方法，提出了应用钢管混凝土统一理论进行计算的方法，使拱桥中有关钢管混凝土构件的计算有比较合理的理论依据；

应用模态分析法的原理，采用空间车辆模型结合桥梁的自振特性，建立车-桥体系的相互作用的运动方程。采用数值方法，编制了求解车辆和桥梁的动力响应的计算程序。由于桥梁模型并不特别限定于具体的桥梁形式，所以此程序具有较好的通用性；

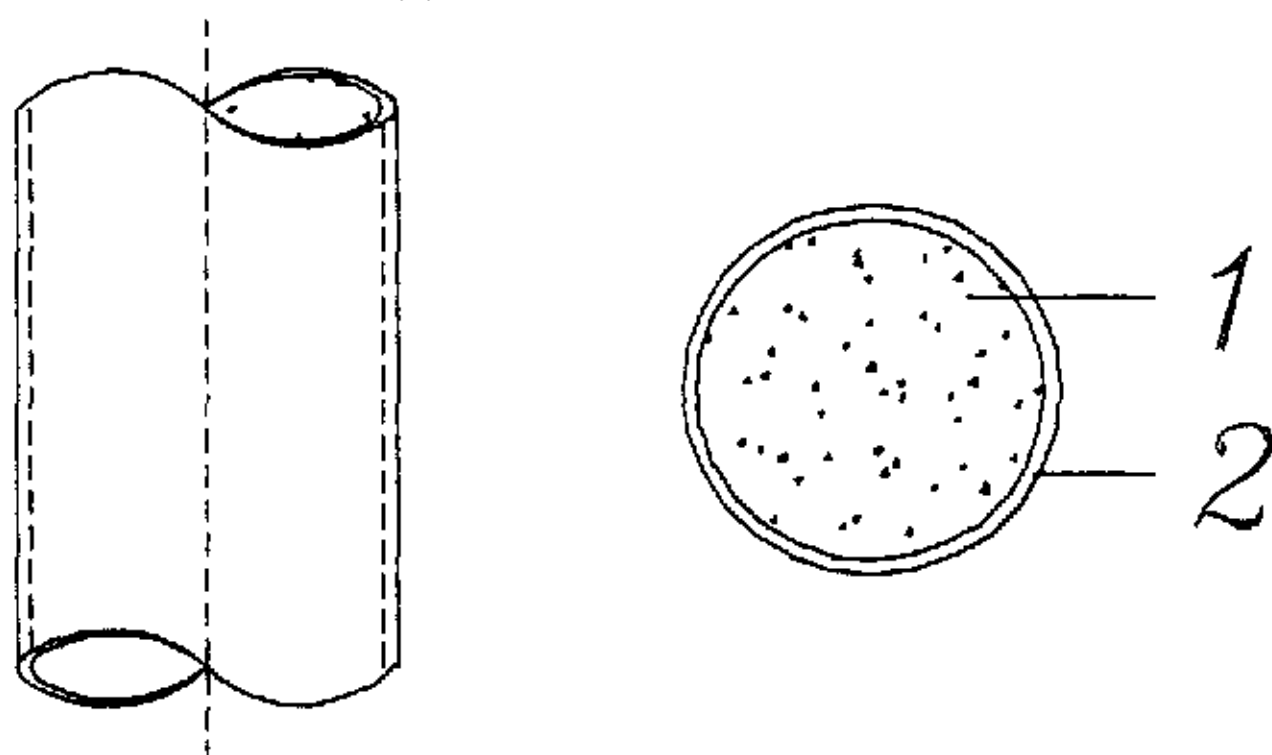
对车辆模型进行了系统化处理。考虑到公路桥梁上复杂的车行状况，在程序中可处理多车道、不同车辆数、不同轮对数、不同车辆参数和不同车速等复杂情况。对车辆参数的车辆质量和刚度进行简化还可以模拟仅考虑轴重荷载的情况，使其适用于比较简单的情况；

首次从理论上研究钢管混凝土拱桥在车辆荷载作用下的动力响应问题。应用所编制的程序，对实际的钢管混凝土拱桥在多种车辆行使情况下（不同车数、不同车速及不同车距等）的动力响应进行了大量的计算，得到了一些对于实际工程较有价值的结论。

## 第一章 绪论

### 1.1 钢管混凝土结构概述<sup>[1, 2]</sup>

钢管混凝土系指在钢管之内填充混凝土而形成的组合材料。钢管有方形和圆形之分。圆钢管混凝土和方钢管混凝土的力学行为有着很大差别。圆钢管因为能够有效地约束核心混凝土，从而其混凝土的抗压强度和变形能力都能显著提高。方钢管则因不能对核心混凝土提供有效的紧箍力，其强度和变形能力均远低于圆钢管混凝土。因此，圆钢管混凝土在实践中研究与应用较多，下图为其截面形式。



1 混凝土；2 钢管

图 1-1 钢管混凝土组成

钢管混凝土工作的基本原理为：(1)借助内填混凝土提高钢管的屈曲强度(稳定性)；(2)借助钢管对核心混凝土的约束作用，使核心混凝土处于三向受压状态，从而使核心混凝土具有超常的轴向抗压强度和变形能力，也大大的提高了承载力，改善了

钢-混组合材料的塑性和韧性。钢管混凝土除具有一般套箍混凝土的强度高、重量轻、塑性好、抗震性能好、耐疲劳、耐冲击等优点外，还具有一些在施工工艺方面的独特优点。

一、钢管本身就是耐侧压的模板。因而浇灌混凝土时，可以节省支模板、拆模板的工和料，并可适应先进的泵送混凝土工艺。

二、钢管本身就是钢筋。它兼有纵向钢筋(受拉和受压)和横向箍筋的作用。制作钢管远比制作一般的钢筋骨架省工，而且便于浇灌混凝土。

三、钢管本身又是劲性承重骨架。在施工阶段可起劲性骨架的作用，其焊接工作量远比一般型钢骨架为少，从而可简化施工安装工艺、节省脚手架、减少施工用地。在寒冷地区，可以冬季安装钢管骨架，开春后再浇灌，混凝土施工不受季节的限制。

在结构的受压杆件中，采用钢管混凝土代替钢筋混凝土和结构钢，可大幅度地节省钢、木、水泥和减轻结构自重，使传统杆系结构的性能大为改善，尤其是在高层、大跨、重载和抗爆的建筑结构中，以及在大中城市的施工场地狭窄的建筑工程中，能更好的满足设计与施工的一系列要求。混凝土还可以与预应力技术结合，进一步提高结构的刚度和耐疲劳性能。

理论分析和工程实践都表明，钢管混凝土与钢结构相比，在保持自重相近和承载能力相同的条件下，可以节省钢材约50%，焊接工作量可以大幅度减少。与普通钢筋混凝土相比，在保持钢材用量相近和承载能力相同的条件下，构件的横截面积可以减少约一半，从而使建筑空间得到加大，混凝土和水泥用量相应地可减少50%。

圆形钢管混凝土柱的弯曲强度，在任意方向都是相等的。用于抵抗方向不确定的地震作用，是很有效的。在那些有任意方向交通流的地方，例如公共建筑的大厅、车站、车库等，采用圆形的钢管混凝土柱是十分合理的。将钢管混凝土用作城市

立交桥的支墩可以在任意方向都得到最佳的视野,从而有助于交通安全。

在露天塔架结构中,圆形杆件的暴露面积最小,阻风面积也最小。

钢管混凝土的耐火性能虽不如钢筋混凝土好,但比钢结构强。钢管混凝土耐腐蚀的性能与钢结构相似,但腐蚀面积要减小一半。

钢管混凝土耐撞击的能力,与钢结构和钢筋混凝土结构相比都强。

由于钢管混凝土的上述良好性能,自从本世纪初在房屋建筑中应用以来,在土木建筑工程中应用钢管混凝土结构已有 80 多年的历史。60 年代前后,钢管混凝土结构的应用,在前苏联、西欧、北美和日本等工业发达国家受到重视,曾在厂房建筑、多层和高层建筑、立交桥以及特种结构工程中加以应用,收到了良好的效果。钢管混凝土的研究应用不断得到发展。特别是在泵送混凝土工艺的出现,加以高强混凝土可借助钢管的套箍作用克服其高脆性,使钢管混凝土的优越性得到更多的体现。

我国自 1959 年开始研究钢管混凝土的基本性能和应用,不少单位都开展了这方面的研究。其中,哈尔滨建筑大学和中国建筑科学研究院等单位在基础理论研究方面作了大量工作。1963 年成功地将钢管混凝土用于北京地铁车站工程,七十年代又相继在冶金、造船、电力等部门的单层厂房和重型构架中得到成功的应用。80 年代更进一步在多层建筑的框架结构中采用钢管混凝土柱。近几十年来,我国已经在钢管混凝土应用方面积累不少经验,在此基础上中国工程建设标准协会于 1990 年 11 月 6 日正式批准颁布了国家推荐性标准《钢管混凝土结构设计与施工规程》(CECS28:90),该规程对钢管混凝土的材料、基本设计规定、承载力计算、变形计算、节点构造及施工质量要求作了基本规定,并给出了柱的计算长度系数表等附录。此外,还有国家建材局的《钢管混凝土结构设计与施工规程》(JCJ 01-89)<sup>[3]</sup>

和能源部电力规划设计管理局的《火力发电厂主厂房钢管混凝土组合结构设计暂行规定》(DLGJ 99-91)<sup>[4]</sup>等。

## 1.2 钢管混凝土在拱桥中的应用和发展<sup>[5-9]</sup>

值得注意的是：钢管混凝土这种结构材料，由于其受力性能特性，从一开始就引起桥梁界的广泛注意，特别是在以受压为主的拱式体系中得到广泛应用。早在本世纪三十年代，前苏联就建成跨越列宁格勒涅瓦河的钢管混凝土拱桥组合体系和位于西伯利亚的跨度达 140 米桁肋钢管混凝土拱桥。1990 年我国建成了第一座钢管混凝土拱桥—四川旺苍东河大桥<sup>[10]</sup>，其后短短几年内，我国在钢管混凝土拱桥的理论和实践两方面均得到很大发展。我国钢结构协会钢-混凝土组合结构协会第四、第五届年会的中心议题就是在桥梁工程中推广组合结构和交流设计、施工经验<sup>[11]</sup>。据不完全统计，我国已建和在建的钢管混凝土公路拱桥和城市拱桥已超过五十余座（表 1-1）遍及全国各地，其中跨度达 420 米的四川万县长江大桥也已建成，这是世界上跨度最大的拱桥，是可以载入桥梁建设史册的工程<sup>[12]</sup>。铁道部有关部门已开始对钢管混凝土拱桥应用于铁路桥梁进行了研究，预期组合结构在桥梁工程中的应用还将会有更大的发展<sup>[13]</sup>。

将钢管混凝土应用于拱桥解决了拱桥材料向高强度发展和拱桥无支架施工拱圈轻型化的两大问题。在具体应用时，根据钢管混凝土发挥材料的作用和施工作用的侧重不同，产生两类钢管混凝土拱桥，一种为钢管内填混凝土，即钢管外露，与核心混凝土共同作用，成为结构的主要受力组成部分，同时兼作劲性骨架，设计以前者控制，本文称之为钢管混凝土拱桥。另一种形式为钢管外包混凝土，钢管不外露，钢管主要作为施工的劲性骨架，钢管参与建成后的受力，但不是以使用阶段为控制，而是以施工荷载为控制的。本文称之为钢管混凝土劲性骨架拱桥。本文所指的钢管混凝土拱桥均为第一类。

钢管混凝土拱桥目前的主要型式有肋拱、桁拱以及桁架拱，跨径从几十米到一百多米，其中以肋拱数量居多，截面形式主要为单管和哑铃形。单管形式主要用于小跨径的城市桥梁和人行道中，截面含钢率较高，一般在8%左右。除常用的圆钢管外，浙江义乌的篁圆桥采用扁圆管，以增大横向抗弯惯矩而取消风撑。此外，广东中山二桥采用单箱三室钢箱肋拱，两边填充混凝土，也可视为方钢管混凝土肋拱。钢管混凝土肋拱常见断面形式见下图。

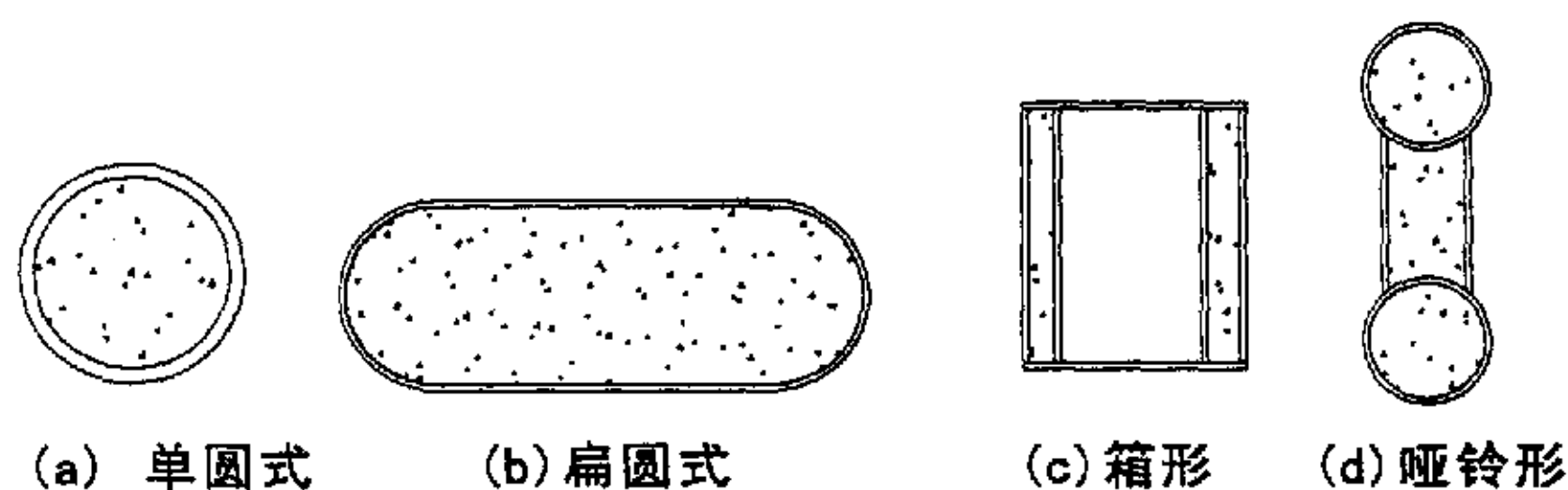


图 1-2 肋式断面

肋拱桥中绝大多数为哑铃型断面，旺苍大桥、新安江大桥、三峡对外公路的三座钢管混凝土拱桥以及本文研究的瓷都大桥均为这一类型。其跨径从几十米到160米，以100米附近为最多，跨径有进一步增大的趋势。从附表(1-1)来看，哑铃形钢管混凝土拱肋的钢管直径从450-1100mm，截面高度从1200-2700mm，截面高度与跨径之比从1/30-1/60，钢板厚度从8-16mm。

钢管混凝土桁架拱桥的主拱圈由多根圆钢管混凝土用缀条联系组成，由双肢、三肢和多肢的桁式截面以及横哑铃形桁式截面与多肢等组成的混合形式。下图为几种常见形式的桁式断面。此外，还有将钢管混凝土构件应用于桁架拱桥的受压杆件的实例。

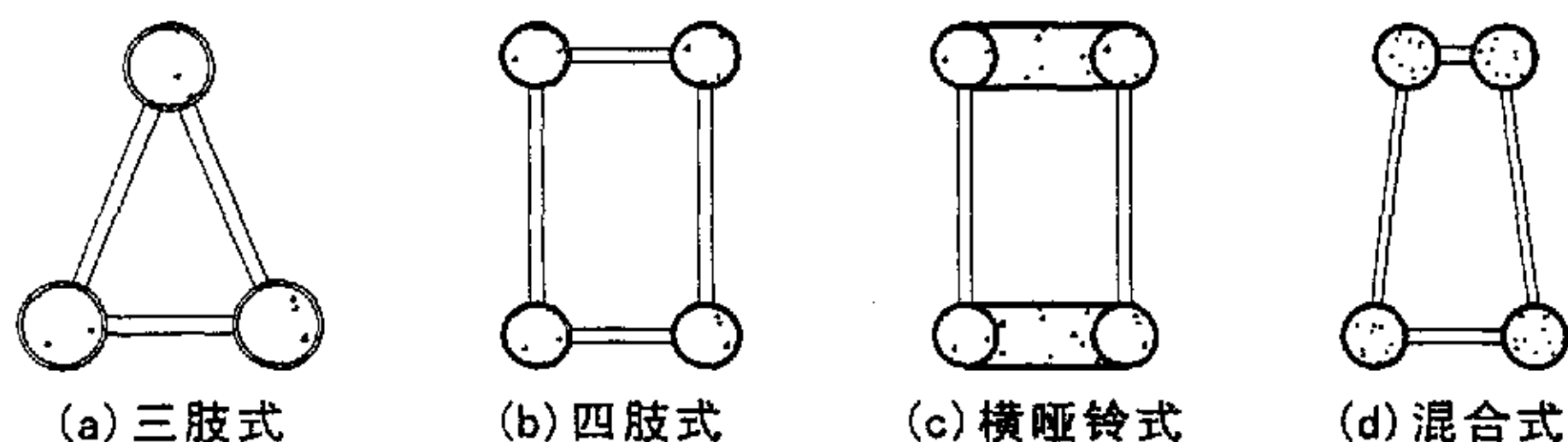


图 1-3 桁式断面

钢管混凝土拱桥结构轻巧，上承式拱上建筑均采用梁板式，下承式悬挂部分的横载变化较小，所以拱轴线常采用二次抛物线和  $m$  值较低的悬链线。钢管混凝土拱桥的矢跨比以  $1/4-1/5$  居多。钢管混凝土拱桥的跨径在 120 米以下时，基本上采用等截面，构造简单、施工方便。当跨径增大而需要采用变截面时，主要有以下几种方法。对于哑铃形断面，可以通过改变钢管材质和壁厚来达到目的。拱底采用高标号钢，拱顶采用低标号钢；拱脚管壁变厚，不同壁厚的钢材成阶梯状直接相连。此外，还有改变截面高度的措施。

按车道与拱肋的相对位置，钢管混凝土拱桥可分为上承式、中承式和下承式。上承式拱上建筑高度大，对地基要求高，适用于峡谷桥位。上承式和中承式钢管混凝土拱桥，车道在拱肋中部穿过，通过立柱和吊杆与拱肋联系，横向联系较易布置，整体性、横向稳定性和抗震性均较好。此外，中承式钢管混凝土拱桥在视觉上非常美观。

下承式系杆拱主要应用于建筑高度受限制和地基条件较差的情况下。从上下部联结来看一种为刚接，一种为简支。由于主拱肋为钢管混凝土结构，因而系杆在拱脚的联结处理较为困难。第一种方式系杆直接锚固在墩台上，处理较为简单，横向稳定性较好，但活载内力和次应力对下部结构影响较大。第二种方法，下部结构受力明确，但支座构造复杂、处理困难。

下承式拱桥的常采用单跨形式。多跨时，边孔一般用梁式

结构。多拱式结构在造型和系杆处理上难度均较大，但也有采用下承式连续多跨结构的例子，如广州解放大桥。该桥主跨为三跨下承式钢管混凝土拱，拱与桥墩固接，系杆三跨连续。

钢管混凝土下承式拱，常采用柔性系杆和柔性吊杆，主要靠风撑将拱肋联结成整体，因此横撑间距较密，刚度也较大，甚至用 K 撑，如南海佛陈大桥。如要取消风撑，则要改用刚性系梁，或加大拱肋刚度。宁波篁园桥和广州解放大桥均为无风撑下承式拱，前者为刚拱刚梁组合结构，后者采用刚度较大的拱肋。

中承式拱的构造介于上承式和下承式之间，其建筑造型较好，在城市桥梁和风景区内倍受欢迎。目前已建和在建的钢管混凝土城市拱桥有二十座左右，其立面形式通常主跨为大跨径中承式，边跨配小跨径上承式，其水平推力通过边跨采用小矢跨比和恒载集度较大的钢筋混凝土板拱等方案来解决。这样处理总体造型极佳，往往成为城市标志性建筑。有时受建筑高度限制和其他原因，边跨也用中承式。如浙江新安江望江大桥和福建仙游兰溪大桥，由于主边跨比例适当，其立面效果很好。为减少水平推力对墩台的不利影响，中承式拱桥也可设计成有系杆带悬臂半孔的自锚式。如广东南海三山西大桥和天津海河金刚桥改建工程均采用这种结构形式。

中承式拱桥的桥面系下承部分常采用漂浮体系，即用吊杆吊住横梁，横梁上架设板梁成为桥面。这种结构，桥面系不受主拱变形的影响，本文所研究的瓷都大桥就是这种形式。由于搭架式的构造整体性较差，车辆通过时会产生振动。设计中应该尽可能地加长上承形式的桥面系，以抑制悬吊部分的变形，减少悬吊部分的柔度。也可以采用交叉斜吊杆或提篮拱形式，通过吊杆的纵向和横向斜度来提高桥面系纵横向的刚度。

中承式拱的横向稳定问题，可以通过设置横撑来解决，一般来说，在桥面以下可采用刚度大的 K 形横撑，以增大拱肋的横向稳定性，又不会影响美观，而桥面以上宜采用简洁的横撑，

横撑内灌注混凝土提高其刚度,但恒载增加的弯矩对横向稳定不利,所以大部分横撑多为空钢管。对于宽跨比较小的中承式拱桥也可作成内倾的提篮拱形式。若要取消风撑,要加强拱肋的横向刚度和吊杆与桥面以下两肋的联系,以减少悬臂长度。

钢管混凝土肋拱桥应用在实践中,根据桥面宽度采用单肋,双肋和多肋。钢管混凝土肋拱桥具有结构轻巧,施工方便的优点。得到了较为广泛的应用。有人作过研究,认为在跨度大于100米的某个跨度范围内钢管混凝土肋拱桥有突出的优点<sup>[14]</sup>。通过这些钢管混凝土拱桥的建造,我国科研和设计人员在设计和施工方面均积累了宝贵的经验,例如在交通部行业标准《公路工程质量检验评定标准》(JTJ071-94)中已经引入有关钢管混凝土拱桥的内容<sup>[15]</sup>,但仅为施工质量方面的要求。迄今为止,还未颁布有关钢管混凝土拱桥设计规范,在设计中还沿用钢筋混凝土拱桥的设计规范,但钢管混凝土拱桥毕竟有自己的特点。所以说钢管混凝土拱桥本身的设计理论研究才刚刚起步,而滞后于工程实践。

钢管混凝土构件和结构的动力问题是钢管混凝土研究领域的重要方向,但目前这方面的工作并不很多。王元丰等曾对国内外钢管混凝土构件、结构的动力研究进行过综述<sup>[16]</sup>,指出在钢管混凝土的动力分析方面不仅仅需要试验研究,更需要深入的理论研究。王元丰等在文献[17]中构造了薄壁钢管混凝土构件的一维有限元算法,研究了这类构件的自振特性。

目前,已发表的有关钢管混凝土拱桥的文章较多,但大多集中在设计和施工领域<sup>[18-27]</sup>,涉及钢管混凝土拱桥动力特性方面的文章较少<sup>[28]</sup>。除少数车辆荷载试验外<sup>[29, 30]</sup>,公开发表的关于车辆-钢管混凝土拱桥动力相互作用理论研究的文章还未见道。有数据表明钢管混凝土拱桥的自重比较钢筋混凝土拱桥在自重方面轻许多,表 1-2 为某钢管混凝土拱桥材料用量与相同设计要求条件下钢筋混凝土拱桥材料用量之比较。

表 1-2 钢管混凝土与钢筋混凝土拱桥材料用量比较<sup>[31]</sup>

| 材料      | 混凝土 ( $\text{m}^3$ )      | 钢筋 (t)                   | 钢材 (t)                   |
|---------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 双曲拱桥/钢砼 | $11.8\text{m}^3/\text{m}$ | $0.465\text{t}/\text{m}$ | $0.062\text{t}/\text{m}$ |
| 箱形拱桥/钢砼 | $8.1\text{m}^3/\text{m}$  | $0.80\text{t}/\text{m}$  | $0.044\text{t}/\text{m}$ |
| 拱桥/钢管砼  | $3.9\text{m}^3/\text{m}$  | $0.22\text{t}/\text{m}$  | $1.32\text{t}/\text{m}$  |

从上表可以看出钢管混凝土拱桥具有较大的强重比,即所谓轻质高强材料。在这种情况下钢管混凝土拱桥在动力特性,以及车辆荷载作用下的动力行为与钢筋混凝土拱桥的区别和联系需要研究工作者给出回答。为了加深对这种结构的认识,有必要在理论上加以研究,以作为实际工程设计的参考。

### 1.3 车辆荷载作用下桥梁振动研究的历史与现状<sup>[32]</sup>

车辆荷载作用下桥梁振动的研究开始于铁路桥梁。1825年,英国建成了第一条铁路,随着铁路工程的发展,提出了关于移动荷载对桥梁结构的动力作用问题。最早的研究是1844年法国和英国的工程师对 Britannia 桥所做的模型试验。在英国的一些铁路桥失事后,R. Willis 于1847年导出了在移动荷载下忽略质量的桥梁振动方程,并于1849年起开始了系统的模型试验,从理论上研究了桥梁冲击问题。他发现在移动荷载作用下,桥梁将发生振动,并由此产生比相同荷载静止不动作用时更大的变形和应力。移动荷载的这种效应是不可忽视的,特别是正巧处于最不利的静止作用位置时,同时满足共振条件而发生较大的动态应力,将会导致桥梁的破坏。

随后,G.G. Stokes 于1896年获得了 Willis 方程的幂级数解。考虑到中小跨度铁路桥梁的重量和铁路列车荷载相比较小可以忽略,使这一理论被近似的的应用于铁路桥梁。对于大跨度桥梁,车辆荷载的质量与桥梁的质量相比发生了变化。1905年俄国学者考虑了另一种极端情况,导出了忽略车辆荷载的移动常量力作用下的桥梁振动方程,并获得了精确解。1911年

Timoshenko 用三角级数处理了同一问题,并于 1922 年研究了一个匀速移动的简谐力通过简支梁的情况,解决了蒸汽机车过桥时驱动轮平衡重锤作用下简支梁的动力分析问题,此后 Inglis 进一步讨论了移动周期力的动力响应问题,并与试验结果作了对比。1937 年 A.Schallenkamp 第一次提出了考虑荷载质量的惯性力影响的简支梁的动力响应问题,获得了比较精确的解答。1941 年李国豪继 Inglis 之后研究了悬索桥在铁路列车荷载作用下的强迫振动问题。此后,又研究了拱桥的车辆振动问题。直至本世纪 30 年代车-桥振动的近似计算理论已被建立起来。

由于车辆-桥梁相互作用本身的复杂性及引起振动激振源的随机性,此间在研究取得进展的同时,还进行了大量的试验研究来寻找动力作用的规律。英国在一批铁路桥梁进行实测后,于 1887 年提出了第一个计算铁路桥梁冲击系数的公式,它是最先考虑动力效应随桥梁跨长而变化的冲击系数表达式。此后 30 年间,欧美各国相继进行了大规模的旨在建立铁路桥梁“冲击系数曲线”的系统试验,即用不同车型、不同车速、在不同类型和跨度的梁式桥上进行实桥振动试验。这种用冲击系数代表移动车辆荷载对桥梁的动力效应的方法很快得到广泛承认。各国根据试验结果发现了冲击系数随跨度递减趋势,制定了关于跨度  $L$  递减函数的冲击系数公式。

与铁路桥梁相比,由于汽车质量相对较小,公路桥梁在移动车辆荷载下的振动问题并不严重,但激励机理却较为复杂。因此,公路桥梁不能直接引入铁路桥梁的研究成果,但在测试方法和理论分析上则是相通的,可以互相借鉴。1892 年法国工程师在巴黎附近的桥上第一次采用振动记录仪进行了公路桥梁荷载的动力试验。美国于 1922-1923 年间,对多座公路桥梁进行了实测,根据实测结果将冲击系数表示为随跨长变化的单调递减函数,并作为美国公路桥梁设计的冲击系数于 1927 年纳入设计规程。日本在 1926 年将美国成果引入道路结构规程的细则中。从此开始了公路桥梁荷载动力效应的系统研究。

1957 年, 美国学者 Biggs 的研究开始了现代车辆振动研究的新阶段。为配合美国高速公路的建设需要, 他研究了一个匀速移动的弹簧上质量对简支梁的作用, 并采用积分方法求解车-桥系统的动力响应取得了成功, 与现场实测的结果相一致。1960 年 Wen 用能量法以拉格朗日方程研究了双轴汽车对桥梁的动力作用问题, 在分析中假定梁的动态位移曲线的形状与静态位移曲线的形状相似, 并讨论了路面不平顺的影响。由于移动车辆荷载引起的桥梁振动是随机的, 从 60 年代开始了用随机振动理论来分析移动荷载引起的桥梁振动问题。日本的山田善一教授在 1965 年发表的文章中, 第一次解答了在不同车重和车辆间隔条件下桥梁的动力响应问题, 文中将车重作为正态分布的随机变量, 车数作为泊松分布的随机变量, 桥梁动力响应作为随机过程处理。但他的研究中没有考虑桥面平整度这一随机因素。前苏联的学者将汽车过桥视为一随机过程, 在桥面不平整的激振输入下, 将车-桥视为一个系统, 利用计算机求得桥梁的冲击系数。

自 70 年代起, 随着电子计算机的广泛应用, 现代车辆振动分析理论以考虑更加接近真实情况的车辆模型和将桥梁结构理想化为多质量的有限元模型为主要特点, 同时着重研究路面不平整这一随机因素对桥梁动力响应的影响。1970 年 Veletsos 和 Huang 将桥梁理想化为有集中质量、分布刚度且具有粘性阻尼的有限自由度的梁, 载重汽车理想化为有摩擦装置的平面二自由度和三自由度模型。对车-桥系统建立运动微分方程, 通过数值积分, 用迭代的方法求得系统的响应。他们的分析方法使理论分析上升到一个新阶段。该计算方法适用于二轴、三轴车辆对简支梁、连续梁、悬臂梁作用的动力响应分析。此后各国学者在此方面进行了大量工作<sup>[33-38]</sup>。1980 年 Gupta 采用有限条法和模态分析技术研究了公路简支梁在双轴车辆下的动力荷载作用。1992 年 Wang 采用三维空间车辆模型将桥梁模拟为格栅梁模型, 建立了车-桥三维模型的运动方程, 分析了简支梁和三跨

连续多梁桥的动力响应,并考虑了桥面不平整、车速和横向布置等影响因素。谭国辉将桥梁结构理想化为二维的格排梁,可以包括扭转和横向振动等高阶振型的效应,采用三维车辆模型可以有各样的非线性支悬装置和轮胎,并考虑了汽车在桥梁横向位置不同对车-桥体系动力响应的影响<sup>[39]</sup>。由于电子计算机的普遍应用,现代车桥振动理论的研究可以考虑车辆、桥梁、桥面不平整三者相互作用的动力问题,并可应用随机振动理论分析车辆荷载作用下的桥梁振动。针对铁路车-桥振动问题,北方交通大学<sup>[40-42]</sup>、上海铁道大学<sup>[43-46]</sup>、长沙铁道学院<sup>[47, 48]</sup>和铁科院<sup>[49]</sup>等单位作了许多卓有成效的工作。

由于车桥振动系统受许多随机因素的影响,难以用理论分析模拟各种随机条件,因此在理论分析发展的同时仍进行了大量的实测工作。在试验研究方面瑞士 EMPA 实验室的工作最为系统。自 1924 年以来,他们对公路桥梁荷载的动力效应进行了长达 60 余年的试验,研究积累了丰富的资料。特别是 1958-1981 年间对 226 座各类公路梁式桥所进行的试验,得到了十分有价值的结果。他们指出车辆振动本质上是一种强迫振动现象,用放大谱即把冲击系数定义为桥梁固有频率的函数来代替现行的冲击系数随跨度递减的公式更为合理。1979 年加拿大的安大略省率先接受了这一概念,建立了放大谱的新规定,并纳入公路桥梁设计规范,并为此在桥梁上进行了系统的测试试验,测试中采用了先进的信号分析技术处理实测数据。

国内对公路桥梁振动的研究,随着公路建设的迅速发展得到了充分重视并取得了较大进展。1987 年同济大学毛清华撰写了“公路桥梁的车辆振动研究”的博士论文<sup>[50]</sup>,文中将公路桥梁模拟为若干集中质量的梁,车辆为带有摩擦装置的平面二自由度系统,建立车桥相互作用的运动方程,用数值分析迭代求解桥梁的动力响应,文中对简支梁、连续梁和斜拉桥的车辆系统进行了研究,得到了许多宝贵成果。北方交通大学的陈英俊教授在《结构随机振动》一书中研究了公路曲板梁的随机振动

问题,在求解车辆荷载作用下的动力响应时将车-桥视为相互耦合的随机振动系统,并考虑了桥面平整度和车流等随机因素<sup>[51]</sup>。牛光程在他的硕士论文中研究了车辆作用下板桥的振动使用性问题<sup>[52]</sup>。东北林业大学通过大量试验和理论研究,分别研究了林区桥梁的冲击系数问题,并纳入林区桥涵设计规范<sup>[53,54]</sup>。

拱桥作为桥梁的基本形式之一,特别是在地质良好、地形合适的条件下建造拱桥不但具有较好的经济意义,而且十分雄伟壮观。随着拱桥的应用和发展,人们对于这一结构的认识不断得到深化,其中有关拱桥振动理论和分析方法的发展经历了三个历史阶段。

第一次世界大战之前,拱桥的振动理论还处于基础阶段。从机械振动学中圆环的振动引出了圆弧拱的振动研究。英国的 Love, 俄国的 Крылов 和 Timoshenko 以及德国的 Pistolkos 和 Federhofer 都各自建立拱的振动微分方程并讨论了简单支承情况下拱的自由振动问题。

第二次世界大战以后的头二十年,是拱的振动理论迅速发展和成熟的时期。Volterra 用能量法对拱的自振特性作了系统的研究。捷克力学家 Koloúsek 用影响系数法(力法)和弹性系数法(位移法)对拱结构的振动作了许多数值分析工作。此外,前苏联的许多学者如 Рабинович 等以及我国的李国豪教授等都在拱桥的振动理论方面作出了贡献。它们通过近似解析和简化数值分析的方法揭示了拱的基本振动特性和反应规律,是拱的振动理论中的珍贵财富。

近二十年来,由于计算机的问世和有限元法的创立给结构的分析带来了深刻的革命,结构在各种荷载下的反应分析都可以统一成规格化的形式来处理。对拱的振动问题进行非线性时程分析也同样没有困难。

车辆荷载作用下的钢管混凝土拱桥的动力响应实际上就是拱桥的车辆强迫振动问题。从原则上讲,前面所述的各种公路或铁路车辆荷载过桥的振动分析的现代理论和方法都可以用来

分析钢管混凝土拱桥的振动问题。但由于钢管混凝土这种新型材料力学性能的特殊性和复杂性,使钢管混凝土拱桥的振动问题更有难度。这方面的理论和试验研究目前还比较少见。随着钢管混凝土拱桥在我国的广泛应用,对其冲击系数的研究应给予足够的重视。

综上所述,车辆荷载作用下桥梁振动问题的研究一直得到国内外学者的普遍关注。由于计算机和有限元方法的进展,车辆振动分析的现代理论以考虑更加接近真实的三维空间车辆模型和将桥梁理想化为多质量的有限元或有限条模型并考虑车桥耦合振动为主要特点。桥梁模型由采用有限单元法和模态分析技术的不同表现为两种形式,一种为桥梁节点位移(包括角位移)可直接进入车桥体系方程;另一种为对桥梁进行模态分析得到其自振特性,由于结构振动的能量绝大部分集中在低阶振型中,所以可用广义模态坐标和振型反映桥梁结构的振动。

#### 1.4 本文的主要内容和研究方法

综上所述,钢管混凝土拱桥,尤其是肋拱桥作为一种结构新颖、轻质高强、施工方便的桥梁形式得到了较为广泛的应用,我国科研和设计人员对其设计和施工工艺进行较为深入细致的研究,但仅仅集中在设计和施工方面,很少涉及其动力特性。迄今为止,还未见到有关车辆荷载作用下的车辆-钢管混凝土拱桥动力响应问题的文章,随着钢管混凝土拱桥的进一步应用,有必要对其动力特性和动力响应进行研究。本文将对大跨度钢管混凝土肋拱桥的动力特性和车-桥响应进行理论分析。拟用有限元离散桥梁结构,用三维梁单元、三维杆单元和板单元模拟实桥,得到钢管混凝土肋拱桥的自振特性,并分析各部分结构参数对桥梁自振特性的影响;采用三维车辆模型,用能量法建立车-桥体系运动方程,编写程序;利用逐步积分法积分求解车-桥体系方程组,模拟计算车辆、钢管混凝土拱桥的动力响应,分析钢管混凝土肋拱桥在车辆荷载下的动力性能。

国内部分已建和在建的钢管混凝土拱桥一览表<sup>[3]</sup>

| 序号 | 桥名         | 建成年份 | 跨径<br>m | 矢跨比    | 拱轴线形    | 结构形式   | 截面形式 | 高度<br>m | 管径\壁厚<br>mm\mm | 桥宽<br>m |
|----|------------|------|---------|--------|---------|--------|------|---------|----------------|---------|
| 1  | 江苏无锡新安北桥   | 1993 | 60      | 1/6    | 抛物线     | 下承式系杆拱 | 单圆   | 0.8     | 800\16         | 15      |
| 2  | 江苏泰州引江大桥   |      | 70      | 1/5.38 | 抛物线     | 下承式系杆拱 | 单圆   | 0.8     | 800\16         | 13      |
| 3  | 浙江义乌篁园桥    |      | 80      |        |         | 下承式系杆拱 | 单圆   | 0.8     | 200\80         |         |
| 4  | 江苏无锡某桥     |      | 48      |        |         | 下承式系杆拱 | 单圆   | 0.8     |                |         |
| 5  | 福建福安群益大桥   |      | 46      | 1/3    | 抛物线     | 中承式肋拱  | 单圆   | 0.8     | 800\14         | 18      |
| 6  | 四川旺苍东河大桥   | 1990 | 115     | 1/6    | m=1.543 | 下承式系杆拱 | 哑铃型  | 2.0     | 800\10         | 14.6    |
| 7  | 广东高明大桥     | 1991 | 100     | 1/4    | m=1.756 | 中承式肋拱  | 哑铃型  | 2.0     | 750\10         |         |
| 8  | 浙江新安江望江大桥  | 1993 | 120     | 1/4    | 抛物线     | 中承式肋拱  | 哑铃型  | 2.0     | 900\10         | 10      |
| 9  | 浙江绍兴河桥     | 1993 | 92      | 1/4    |         | 下承式系杆拱 | 哑铃型  | 2.2     | 900\12         | 28.4    |
| 10 | 广东南海佛陈大桥   | 1994 | 112.8   | 1/5    | m=1.167 | 下承式系杆拱 | 哑铃型  | 2.5     | 100\14         | 26      |
| 11 | 湖南郴州鲤鱼江大桥  | 1994 | 80      | 1/4    |         | 中承式肋拱  | 哑铃型  | 2.0     | 900\10         | 17.6    |
| 12 | 福建福清玉融大桥   | 1995 | 76      | 1/4    | 抛物线     | 中承式肋拱  | 哑铃型  | 1.9     | 800\10         | 28.4    |
| 13 | 福建安溪铭选大桥   | 1995 | 90      | 1/4.5  | 抛物线     | 中承式肋拱  | 哑铃型  | 1.9     | 800\10         | 14      |
| 14 | 广西柳州文惠大桥   | 1995 | 108     | 1/4    |         | 中承式肋拱  | 哑铃型  | 2.2     |                |         |
| 15 | 江苏常熟海虞桥    | 1995 | 44      | 1/4    | 抛物线     | 下承式系杆拱 | 哑铃型  | 1.2     | 450\10         | 13.5    |
| 16 | 福建福州解放大桥   | 1996 | 80      | 1/5    | 抛物线     | 下承式肋拱  | 哑铃型  | 1.8     | 800\10         | 14      |
| 17 | 三峡黄柏河大桥    |      | 160     | 1/5    | m=1.543 | 下承式肋拱  | 哑铃型  | 2.9     | 1000\10        | 18.5    |
| 18 | 三峡下牢溪大桥    |      | 160     | 1/5    | m=1.543 | 中承式肋拱  | 哑铃型  | 2.9     | 1000\10        | 128.5   |
| 19 | 三峡莲托河大桥    |      | 114     | 1/5    | m=1.50  | 下承式肋拱  | 哑铃型  | 3.0     | 1200\14        | 20      |
| 20 | 广州解放大桥     |      | 81.6    | 1/5    |         | 下承式系杆拱 | 哑铃型  | 2.4     | 950\14         | 25      |
| 21 | 福建福州外沙洲大桥  |      | 60      | 1/3.5  | m=1.347 | 中承式肋拱  | 哑铃型  | 1.2     | 480\14         | 6       |
| 22 | 福建仙游兰溪大桥   |      | 64      | 1/3.2  | 抛物线     | 中承式肋拱  | 哑铃型  | 2.0     | 750\10         | 27.7    |
| 23 | 江苏常熟和塘桥    |      | 39      | 1/3.79 | 抛物线     | 中承式肋拱  | 哑铃型  | 1.3     | 500\9          | 11      |
| 24 | 射阳河大桥      |      | 68.5    | 1/4    | 抛物线     | 下承式系杆拱 | 哑铃型  | 1.75    | 700\10         | 13      |
| 25 | 四川成都青龙场立交桥 |      | 132     | 1/5    |         | 下承式系杆拱 | 哑铃型  | 2.7     | 1100\12        | 20.8    |

| 序号 | 桥名         | 建成年份 | 跨径<br>m | 矢跨比   | 拱轴线形      | 结构形式   | 截面形式 | 高度<br>m | 管径/壁厚<br>mm/mm | 桥宽<br>m |
|----|------------|------|---------|-------|-----------|--------|------|---------|----------------|---------|
| 26 | 四川成都磨子湾大桥  |      | 120     | 1/5.5 | $m=1.543$ | 中承式肋拱  | 哑铃形  | 2.0     | 800/12         | 7.5     |
| 27 | 陕西蜀河汉江大桥   |      | 120     | 1/5   | $m=1.543$ | 中承式肋拱  | 哑铃形  | 2.1     | 820/12         | 13.1    |
| 28 | 天津金钢河改建工程  |      | 101     | 1/5   | 抛物线       | 中承式肋拱  | 哑铃形  | 2.0     | 900/14         | 18.4    |
| 29 | 黑龙江依兰牡丹江大桥 |      | 100     | 1/4   | $m=1.756$ | 中承式桁拱  | 三肢   | 2.5     | 600/12         |         |
| 30 | 福建闽清石潭溪大桥  |      | 136     | 1/5   | $m=1.167$ | 中承式桁拱  | 四肢   | 3.0     | 550/8          | 12      |
| 31 | 四川高谷乌江大桥   |      | 150     | 1/5   |           | 中承式桁拱  | 四肢   | 3.2     | 600/10         | 12      |
| 32 | 沈阳浑河长青大桥   |      | 140     | 1/4   | $m=1.347$ | 中承式桁拱  | 四肢   | 3.4     |                | 32.5    |
| 33 | 河南安阳文峰路立交桥 | 1995 | 135     | 1/5   | $m=1.05$  | 下承式系杆拱 | 混合式  | 3.0     | 720/12         | 31.4    |
| 34 | 广东南海三山西大桥  | 1995 | 200     | 1/4.5 | $m=1.3$   | 中承自锚式  | 横哑铃  | 3.5     | 750/10         | 28      |
| 35 | 四川峨边县大渡河大桥 |      | 140     | 1/5   | $m=1.352$ | 下承式系杆拱 | 横哑铃  | 3.0     | 550/8          | 3.5     |
| 36 | 广西三岸湖江邑江大桥 |      | 270     | 1/5   | $m=1.167$ | 中承式桁拱  | 横哑铃  |         |                | 32.8    |
| 37 | 江西高安樟树岭大桥  | 1992 | 70      |       |           | 桁架拱    |      | 0.35    | 350/10         | 5       |
| 38 | 瓷都大桥       | 1997 | 150     | 1/5   | 四次抛物线     | 中承式肋拱  | 哑铃形  | 2.5     | 1000/14        | 15.6    |

## 第二章 车辆荷载作用下车-桥振动理论分析

### 2.1 前言

车辆以一定的速度通过桥梁,桥梁受到车辆荷载的激励会产生振动,反过来桥梁的振动对于车辆来说又是一种反激励。因此车辆和桥梁的振动是一个相互影响、相互耦合的过程<sup>[55]</sup>。

本章的目的,是在建立车桥系统力学分析模型的基础上,推导体系的共同振动方程,采用适当的数值方法,编制计算程序对方程进行求解,并利用算例对所编程序进行验证。

### 2.2 车辆力学模型的建立及运动方程推导

#### 2.2.1 车辆力学模型的建立

行使在公路桥梁的汽车车辆主要为各种类型的双轴、三轴载重汽车和运输长大货物的特种汽车。由于型式极其繁杂,而且根据不同的标准有多种分类方法,所以要概括几种模型来模拟所有车辆是非常困难的。本文根据研究的需要将汽车车辆简化为双轴、三轴和挂车模型。当车辆驶过桥梁时,车辆自身将产生振动,主要概括为:车体的竖向振动、纵向摇摆振动(围绕横轴的转动)和横向摇摆振动(围绕纵轴的转动),以及轮对的竖向振动和横向摇摆振动,见图2-1~2-3。考虑到公路桥梁上一般为多个车道,为反映车辆在桥梁上的不同位置,本文在分析中对车辆采用了“编组”的思想。在车辆荷载通过和将要通过桥梁时,车辆编组可有多个车列(道)、每个车列中可有不同车辆、每个车辆

可有不同轮对和车辆参数、各个车列可有不同的车速。为简化分析，在研究中作如下假设：

1. 考虑车体竖向振动、纵向摇摆和横向摇摆振动以及车轮的竖向和横向摇摆振动；
2. 车辆振动过程中，车身为绝对刚体，不考虑车体在振动过程中的变形；
3. 车轮质量集中在车轴上，将两侧车轮和轮轴简化为车轮联结在刚性轮轴上的轮对；
4. 支承弹簧视为理想线弹性；
5. 轮胎简化为弹簧和阻尼器，所有阻尼为粘性阻尼；
6. 车体不考虑摇头振动和横向振动；
7. 车辆在振动过程中车轮始终接触桥面，即不考虑对桥梁的冲击。

根据以上假设，下图为本文采用的几种常见汽车的力学分析模型。

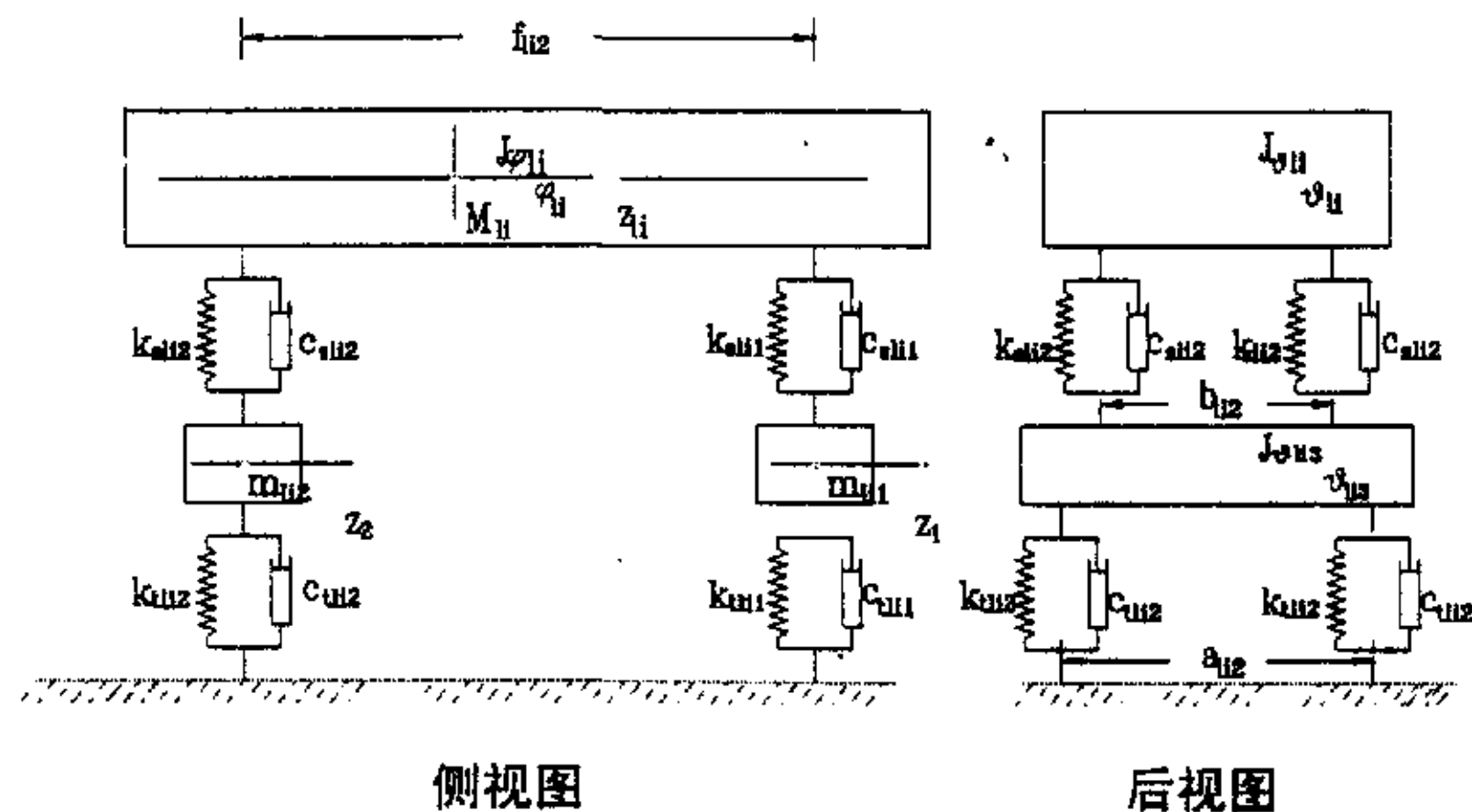


图 2-1 两轴汽车分析模型

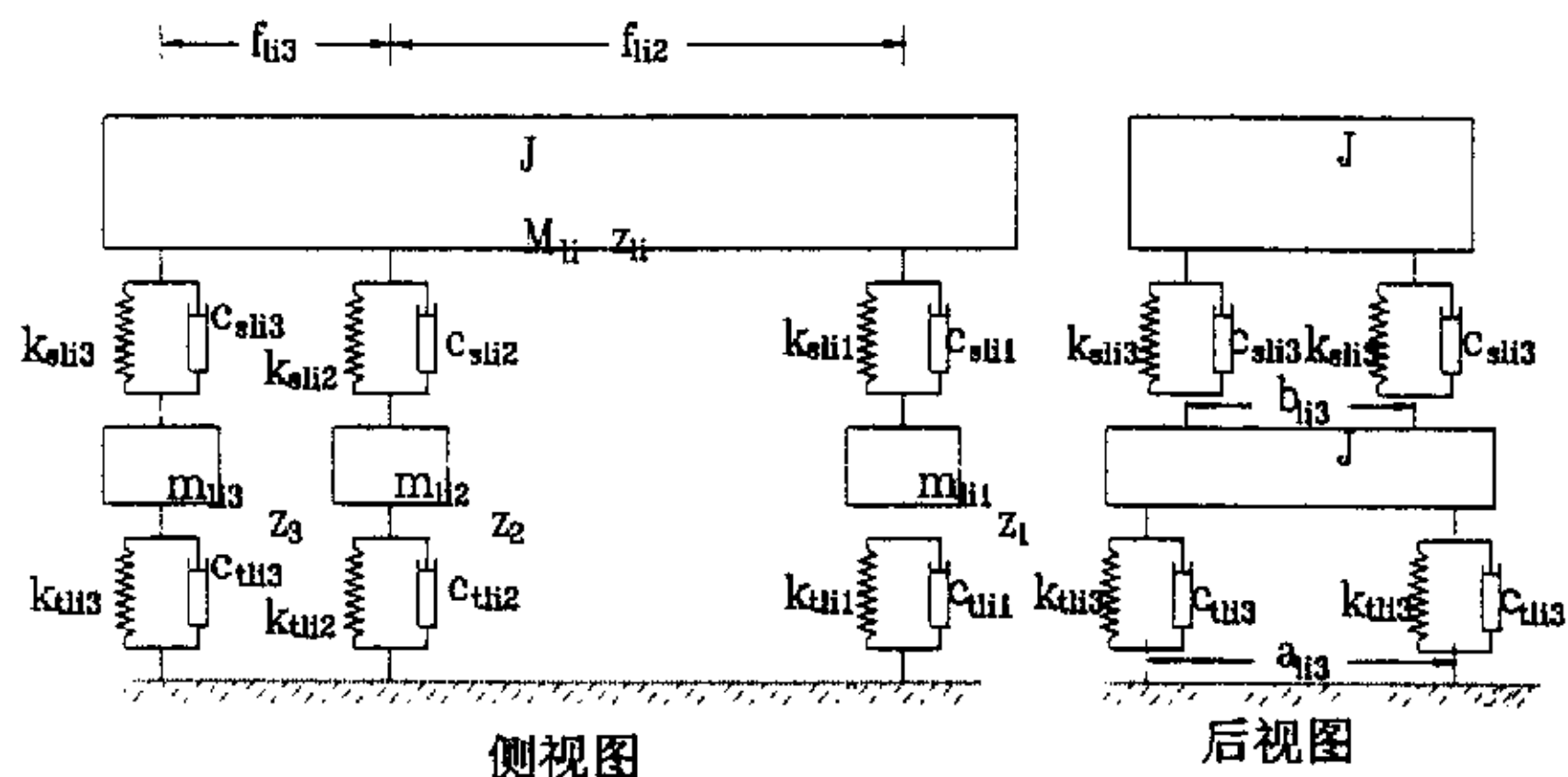


图 2-2 三轴汽车分析模型

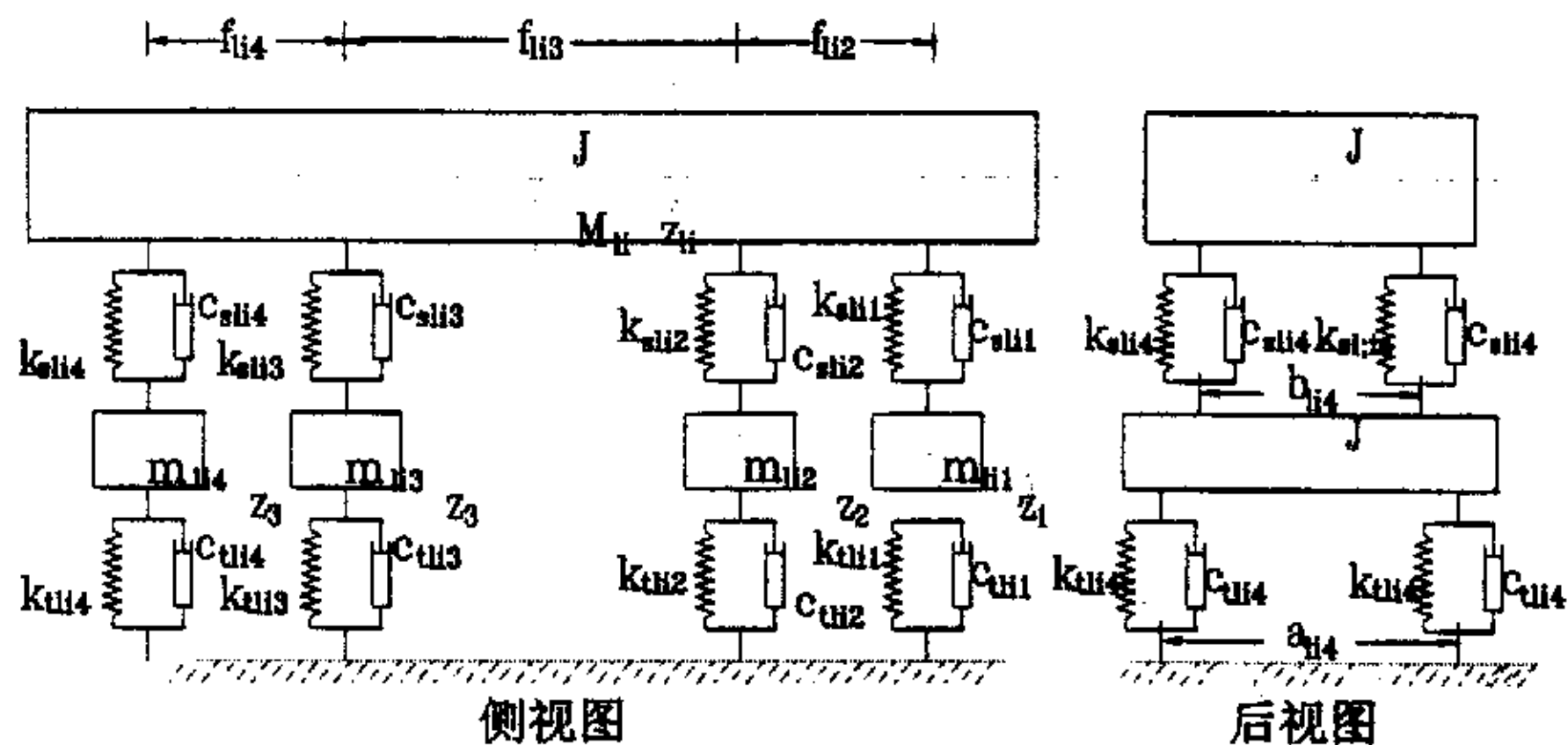


图 2-3 四轴汽车(挂车)分析模型

### 2.2.2 车辆运动方程的推导

假设编组中共有 $n_l$ 列车, 第 $l$ 列车有 $NV(l)$  辆车, 第 $(l, i)$  车有 $NW(l, i)$  个轮对, 其中 $i$ 对应第 $i$ 辆车,  $j$ 对应第 $j$ 个轮对, 记 $k=1, 2$ , 分别对应左右轮。一般的, 对于第 $(l, i)$  车有如下表达式:

车辆动能表达式

$$K_{li} = 0.5M_{li}\dot{Z}_i^2 + 0.5J_{\phi li} + 0.5J_{\theta li}\dot{\theta}_{li}^2 + 0.5\sum_{j=1}^{NW} (m_{ij}\dot{Z}_{ij}^2 + J_{ij}\dot{\theta}_{ij}^2) \quad (2-1)$$

弹簧势能表达式

$$P_{li} = 0.5 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 (\dot{Z}_{li} - \dot{Z}_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \dot{\phi}_{li} - 0.5\eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{li} + 0.5\eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{lij})^2 k_{slj} +$$

$$0.5 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 (Z_{lij} - 0.5\eta_k a_{lij} \theta_{lij} - Z_{t_{lij}k})^2 k_{dlj} \quad (2-2)$$

阻尼消耗的能量表达式

$$R_{li} = 0.5 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 (\dot{Z}_{li} - \dot{Z}_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \dot{\phi}_{li} - 0.5\eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{li} + 0.5\eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{lij})^2 c_{slj} +$$

$$0.5 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 (Z_{lij} - 0.5\eta_k a_{lij} \theta_{lij} - Z_{t_{lij}k})^2 c_{dlj} \quad (2-3)$$

式中  $\eta_{lij}$  为第  $(l,i)$  车体的第  $j$  轮对的符号函数。其中  $j=1, NW(l,i)$ ，根据车辆轮对数目不同可依次为1、2、1、2、3或者1、2、3、4。其他符号解释如下：

$M_{li}$  为第  $(l,i)$  的竖向振动质量；

$J_{\phi li}$  为第  $(l,i)$  车体的纵向摇摆振动惯量；

$J_{\theta li}$  为第  $(l,i)$  车体的横向摇摆振动惯量；

$NW(l,i)$  为第  $(l,i)$  车体的轮对数目；

$m_{lij}$  为第  $(l,i)$  车体第  $j$  轮对的竖向振动质量；

$J_{\theta lij}$  为第  $(l,i)$  车体第  $j$  轮对的横向摇摆振动惯量；

$Z_{li}$  为第  $(l,i)$  车体的竖向振动自由度；

$\phi_{li}$  为第  $(l,i)$  车体的纵向摇摆自由度；

$\theta_{li}$  为第  $(l,i)$  车体的横向摇摆自由度；

$z_{lij}$  为第  $(l,i)$  车体的第  $j$  轮对的竖向振动自由度；

$\theta_{lij}$  第  $(l,i)$  车体的第  $j$  轮对的横向摇摆自由度;

$k_{slj}$  为第  $(l,i)$  车体的第  $j$  轮对对应支承弹簧刚度;

$c_{slj}$  为第  $(l,i)$  车体的第  $j$  轮对对应阻尼系数;

$k_{tlj}$  为第  $(l,i)$  车体的第  $j$  轮对轮胎刚度;

$c_{tlj}$  为第  $(l,i)$  车体的第  $j$  轮对轮胎阻尼系数;

$f_{lij}$  为第  $(l,i)$  车体的第  $j$  轮与该车首轮的距离。

将上面列出的各项能量表达式, 代入拉格朗日方程

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial K}{\partial \dot{q}_k} \right) - \frac{\partial K}{\partial q_k} + \frac{\partial P}{\partial q_k} + \frac{\partial R}{\partial \dot{q}_k} = 0 \quad (2-4)$$

并以车体和轮对各自由度分别代替  $q_k$ , 可得到车体和轮对的动力平衡方程如下:

(1) 竖向振动(车体和轮对):

车体

$$\begin{aligned} M_{li} \ddot{Z}_{li} + \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 (Z_{li} - Z_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \phi_{li} - 0.5 \eta_k b_{lij} \theta_{li} + 0.5 \eta_k b_{lij} \theta_{lij}) k_{slj} \\ + \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 (\dot{Z}_{li} - \dot{Z}_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \dot{\phi}_{li} - 0.5 \eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{li} + 0.5 \eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{lij}) c_{slj} = 0 \end{aligned} \quad (2-5)$$

轮对

$$\begin{aligned} m_{lij} \ddot{Z}_{lij} - \sum_{k=1}^2 (Z_{li} - Z_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \phi_{li} - 0.5 \eta_k b_{lij} \theta_{li} + 0.5 \eta_k b_{lij} \theta_{lij})^2 k_{slj} \\ + \sum_{k=1}^2 (Z_{lij} - 0.5 \eta_k a_{lij} \theta_{lij} - Z_{lijk}) k_{tlj} \\ - \sum_{k=1}^2 (\dot{Z}_{li} - \dot{Z}_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \dot{\phi}_{li} - 0.5 \eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{li} + 0.5 \eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{lij})^2 c_{slj} \\ + \sum_{k=1}^2 (\dot{Z}_{lij} - 0.5 \eta_k a_{lij} \dot{\theta}_{lij} - \dot{Z}_{lijk}) c_{tlj} = 0 \end{aligned} \quad (2-6)$$

其中  $j=1, NW(l,i)$

点头振动(车体):

$$J_{\phi l i} \ddot{\phi}_l + \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 \eta_{lij} f_{lij} (Z_{li} - Z_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \phi_l - 0.5 \eta_k b_{lij} \theta_l + 0.5 \eta_k b_{lij} \theta_{lij}) k_{slij} \\ + \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 \eta_{lij} f_{lij} (\dot{Z}_{li} - \dot{Z}_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \dot{\phi}_l - 0.5 \eta_k b_{lij} \dot{\theta}_l + 0.5 \eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{lij}) c_{slij} = 0 \quad (2-7)$$

侧摆振动(车体和轮对):

车体

$$J_{\theta l i} \ddot{\theta}_l - 0.5 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 \eta_k b_{lij} (Z_{li} - Z_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \phi_l - 0.5 \eta_k b_{lij} \theta_l + 0.5 \eta_k b_{lij} \theta_{lij}) k_{slij} \\ - 0.5 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 \eta_k b_{lij} (\dot{Z}_{li} - \dot{Z}_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \dot{\phi}_l - 0.5 \eta_k b_{lij} \dot{\theta}_l + 0.5 \eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{lij}) c_{slij} = 0 \quad (2-8)$$

轮对

$$J_{\theta lij} \ddot{\theta}_{lij} + 0.5 \sum_{k=1}^2 \eta_k b_{lij} (Z_{li} - Z_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \phi_l - 0.5 \eta_k b_{lij} \theta_l + 0.5 \eta_k b_{lij} \theta_{lij}) k_{slij} \\ - 0.5 \sum_{k=1}^2 \eta_k a_{lij} (Z_{lij} - 0.5 \eta_k a_{lij} \theta_{lij} - Z_{lijk}) k_{dij} \\ + 0.5 \sum_{k=1}^2 \eta_k b_{lij} (\dot{Z}_{li} - \dot{Z}_{lij} + \eta_{lij} f_{lij} \dot{\phi}_l - 0.5 \eta_k b_{lij} \dot{\theta}_l + 0.5 \eta_k b_{lij} \dot{\theta}_{lij}) c_{slij} \\ - 0.5 \sum_{k=1}^2 \eta_k a_{lij} (\dot{Z}_{lij} - 0.5 \eta_k a_{lij} \dot{\theta}_{lij} - \dot{Z}_{lijk}) c_{dij} = 0 \quad (2-9)$$

其中  $j=1, NW(l,i)$ , 根据车辆轮对数取值。  $Z_{lijk} = w_{lijk} + g_{lijk}$ , 为车轮作用处的竖向位移。主要包括两部分, 由于车辆作用引起的位移  $w_{lijk}$  和桥面不平整位移  $g_{lijk}$ , 且  $\dot{Z}_{lijk} = \dot{w}_{lijk} + \dot{g}_{lijk}$ ,  $\ddot{Z}_{lijk} = \ddot{w}_{lijk} + \ddot{g}_{lijk}$ , 分别为对应的速度和加速度。

以上车辆包括方程数目，随车辆轮对数目(2、3或4)的不同，关于轮对的竖向振动和横向摇摆方程数目有所变化。例如，设某车辆有 $NW$ 个轮对，则此车对应方程个数为 $3+2NW$ ，依此类推，可知两轴车方程数目为7，三轴车方程数目为9，挂车方程数目为11。将式(2-5)~式(2-9)写成矩阵形式。设第 $(l,i)$ 车为三轴，则可以得到该车的振动微分方程组(2-10)如下：

$$\begin{bmatrix} M_v & \\ & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v} \\ \ddot{a} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_v & \\ & K_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v} \\ \dot{a} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_v & \\ & C_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v \\ a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_v \\ f_a \end{Bmatrix} \quad (2-10)$$

其中：

$$[M_v] = \begin{bmatrix} M_{li} & & & \\ & m_{li1} & & \\ & & m_{li2} & \\ & & & m_{li3} \\ & & & & J_{\phi li} \end{bmatrix}$$

$$[M_a] = \begin{bmatrix} J_{\theta li} & & & \\ & J_{\theta li1} & & \\ & & J_{\theta li2} & \\ & & & J_{\theta li3} \end{bmatrix}$$

$$[k_v] =$$

$$\begin{bmatrix} 2(k_{s11} + k_{s12} + k_{s13}) & -2k_{s11} & -2k_{s12} & -2k_{s13} & 2(\eta_{11}f_{11}k_{s11} + \eta_{s12}f_{12}k_{s12} + \eta_{113}f_{113}k_{s13}) \\ -2k_{s11} & 2(k_{s11} + k_{s11}) & 0 & 0 & 2\eta_{11}f_{11}k_{s11} \\ -2k_{s12} & 0 & 2(k_{s12} + k_{s12}) & 0 & 2\eta_{112}f_{112}k_{s12} \\ -2k_{s13} & 0 & 0 & 2(k_{s13} + k_{s13}) & 2\eta_{113}f_{113}k_{s13} \\ 2(\eta_{11}f_{11}k_{s11} + \eta_{s12}f_{12}k_{s12} + \eta_{113}f_{113}k_{s13}) & 2\eta_{11}f_{11}k_{s11} & 2\eta_{112}f_{112}k_{s12} & 2\eta_{113}f_{113}k_{s13} & 2(f_{s11}^2k_{s11} + f_{s12}^2k_{s12} + f_{s13}^2k_{s13}) \end{bmatrix}$$

$$[k_a] =$$

$$\begin{bmatrix} 0.5(b_1^2k_{s11} + b_2^2k_{s12} + b_3^2k_{s13}) & -0.5b_1^2k_{s11} & -0.5b_2^2k_{s12} & -0.5b_3^2k_{s13} \\ -0.5b_1^2k_{s11} & 0.5(b_1^2k_{s11} + a_1^2k_{x11}) & 0 & 0 \\ -0.5b_2^2k_{s12} & 0 & 0.5(b_2^2k_{s12} + a_2^2k_{x12}) & 0 \\ -0.5b_3^2k_{s13} & 0 & 0 & 0.5(b_3^2k_{s13} + a_3^2k_{x13}) \end{bmatrix}$$

$[c_v] =$ 

$$\begin{bmatrix} 2(c_{sH1} + c_{sH2} + c_{sH3}) & -2c_{sH1} & -2c_{sH2} & -2c_{sH3} & 2(\eta_{H1}f_{H1}c_{sH1} + \eta_{sH2}f_{H2}c_{sH2} + \eta_{H3}f_{H3}c_{sH3}) \\ -2c_{sH1} & 2(c_{sH1} + c_{sH1}) & 0 & 0 & 2\eta_{H1}f_{H1}c_{sH1} \\ -2c_{sH2} & 0 & 2(c_{sH2} + c_{sH2}) & 0 & 2\eta_{H2}f_{H2}c_{sH2} \\ -2c_{sH3} & 0 & 0 & 2(c_{sH3} + c_{sH3}) & 2\eta_{H3}f_{H3}c_{sH3} \\ 2(\eta_{H1}f_{H1}c_{sH1} + \eta_{sH2}f_{H2}c_{sH2} + \eta_{H3}f_{H3}c_{sH3}) & 2\eta_{H1}f_{H1}c_{sH1} & 2\eta_{H2}f_{H2}c_{sH2} & 2\eta_{H3}f_{H3}c_{sH3} & 2(f_{sH1}^2c_{sH1} + f_{sH2}^2c_{sH2} + f_{sH3}^2c_{sH3}) \end{bmatrix}$$

 $[c_a] =$ 

$$\begin{bmatrix} 0.5(b_1^2c_{sH1} + b_2^2c_{sH2} + b_3^2c_{sH3}) & -0.5b_1^2c_{sH1} & -0.5b_2^2c_{sH2} & -0.5b_3^2c_{sH3} \\ -0.5b_1^2c_{sH1} & 0.5(b_1^2c_{sH1} + a_1^2c_{sH1}) & 0 & 0 \\ -0.5b_2^2c_{sH2} & 0 & 0.5(b_2^2c_{sH2} + a_2^2c_{sH2}) & 0 \\ -0.5b_3^2c_{sH3} & 0 & 0 & 0.5(b_3^2c_{sH3} + a_3^2c_{sH3}) \end{bmatrix}$$

### 2.3 桥梁模型的建立和运动方程推导

在研究单跨或多跨简支梁、多跨连续梁、刚构桥以及拱体系时，它们的变形无法以单一的函数来描述。目前的研究方法有两种，一种是把桥梁结构离散为有限元模型，得到离散化的结构动力平衡方程。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{f\} \quad (2-11)$$

式中  $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$  分别为桥梁结构的质量、阻尼和刚度矩阵；

$\{x\}$ 、 $\{\dot{x}\}$ 、 $\{\ddot{x}\}$  分别为桥梁结构的位移、速度和加速度向量；

$\{f\}$  为车辆荷载通过轮对作用于桥梁的节点力向量。

通过车轮与桥面接触点位移相等的条件，将式 (2-10) 和式 (2-11) 组合在一起，就得到车-桥体系共同作用的动力平衡方程组。

但是，对于桥梁结构采用有限元模型，当分析大型多自由度的实际桥梁结构时，常常需要划分上千个单元，几千个自由度才能比较正确的反映结构的振动情况，计算工作量是十分巨大的。如果在有限元分析中采用不同类型的单元，可能造成不同类型单元的结合无法处理，因此这种方法具有一定的局限性，而且这种局限性随着桥梁结构的复杂化，有进一步严重的趋势。本文采用了模态分析法，先求出结构自由振动的各阶频率和振型，然后利用振型的正交性，按振型分解法把互相耦联的上千个自由度方程转化为互相独立的模态方程<sup>[56]</sup>。由于结构的振动响应是由最先几个低阶振型起控制作用，所以只需取前几阶振型进行计算，这样大大减少了体系的计算自由度，既可以保证了计算精度，又提高了计算速度<sup>[57]</sup>。

桥梁结构分析处理采用模态分析法时，桥梁的自振频率和振型，可以由有限元通用程序得到。在模型假定的基础上，桥梁任意节点的位移分量均可由前几阶振型对应分量表示。若取前  $N_q$  阶振型进行计算，则有

$$x_i = \sum_{n=1}^{Nq} q_n \varphi_n^i \quad (2-12)$$

式中  $\varphi_n^i$  为第  $n$  阶振型第  $i$  个位移分量,  $q_n$  为广义坐标。

由振型分解得到的对应于第  $n$  阶振型的模态方程是

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = F_n \quad (2-13)$$

$F_n$  为车辆通过轮子传递给桥梁的力向量。

注意到各阶振型是按广义质量等于1规格化的, 因此对应于第  $n$  阶振型的模态方程为

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = F_n \quad (2-14)$$

式中  $\xi_n$  为第  $n$  阶振型阻尼比;

$\omega_n$  为第  $n$  阶振型的频率;

当车轮作用在桥上时, 通过该轮作用于桥上的力可表示为

$$P_{lijk} = c_{lij} (\dot{Z}_{lij} - 0.5\eta_k a_{lij} \dot{\theta}_{lij} - \dot{Z}_{lyk}) + k_{lij} (Z_{lij} - 0.5\eta_k a_{lij} \theta_{lij} - Z_{lyk}) + W_{lijk} \quad (2-15)$$

其中  $Z_{lijk} = w_{lijk} + g_{lijk}$  同上, 为车轮作用处的竖向位移。包括两部分, 由于车辆作用引起的位移  $w_{lijk}$  和桥面不平整位移  $g_{lijk}$ , 且  $\dot{Z}_{lijk} = \dot{w}_{lijk} + \dot{g}_{lijk}$ ,  $\ddot{Z}_{lijk} = \ddot{w}_{lijk} + \ddot{g}_{lijk}$ , 分别为对应的速度和加速度。 $W_{lijk}$  为每个轮子分配到的自重。

由于各轮在桥上位置不同, 它们作用于桥跨结构的力的作用点也不相同, 因此不能把各轮的力简单相加。而应由下式表示

$$Z_{lijk} = w_{lijk} + g_{lijk} = \sum_{n=1}^{Nq} q_n \Phi_n(lijk) + g_{lijk} \quad (2-16)$$

$$\dot{Z}_{lijk} = \dot{w}_{lijk} + \dot{g}_{lijk} = \sum_{n=1}^{Nq} \dot{q}_n \Phi_n(lijk) + \dot{g}_{lijk}$$

式中  $\Phi_n(lijk)$  为第  $(l, i, j, k)$  轮子处对应的第  $n$  阶振型函数值。

由式 (2-16) 可知, 轮子的位移可以用广义坐标的线性组合来表示。故轮对的运动方程由桥面和轮对变位关系所导致的力的关系联系起来。所以式 (2-16) 将桥梁方程式 (2-14) 和车辆方程式 (2-10) 联系起来, 故称式 (2-16) 为联系方程。对于第  $n$  阶振

型方程右端力可表示为

$$F_n = \sum_l^{NL} \sum_{i=1}^{NV(l)} \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 \Phi_n(lijk) \left[ c_{lij} \left( \dot{Z}_{lij} - 0.5\eta_k a_{lij} \dot{\theta}_{lij} - \sum_{m=1}^{Nq} \dot{q}_m \Phi_m(lijk) - \dot{g}_{lijk} \right) + k_{lij} + k_{tlij} \left( Z_{lij} - 0.5\eta_k a_{lij} \theta_{lij} - \sum_{m=1}^{Nq} q_m \Phi_m(lijk) - g_{lijk} \right) + W_{lijk} \right] \quad (2-17)$$

由于用有限元程序得到的振型向量是离散的,而车辆是在连续不断地前进。当轮子不在节点上时,轮子处对应振型函数值是由轮子所在位置临近节点的振型插值得到的。若某个时刻 $t$ ,轮 $(lijk)$ 处于节点1、2、3和4所围矩形区域内,则该轮振型 $\Phi_n(lijk)$ 可由点1、2、3和4对应振型值插值得到。如图2-4所示

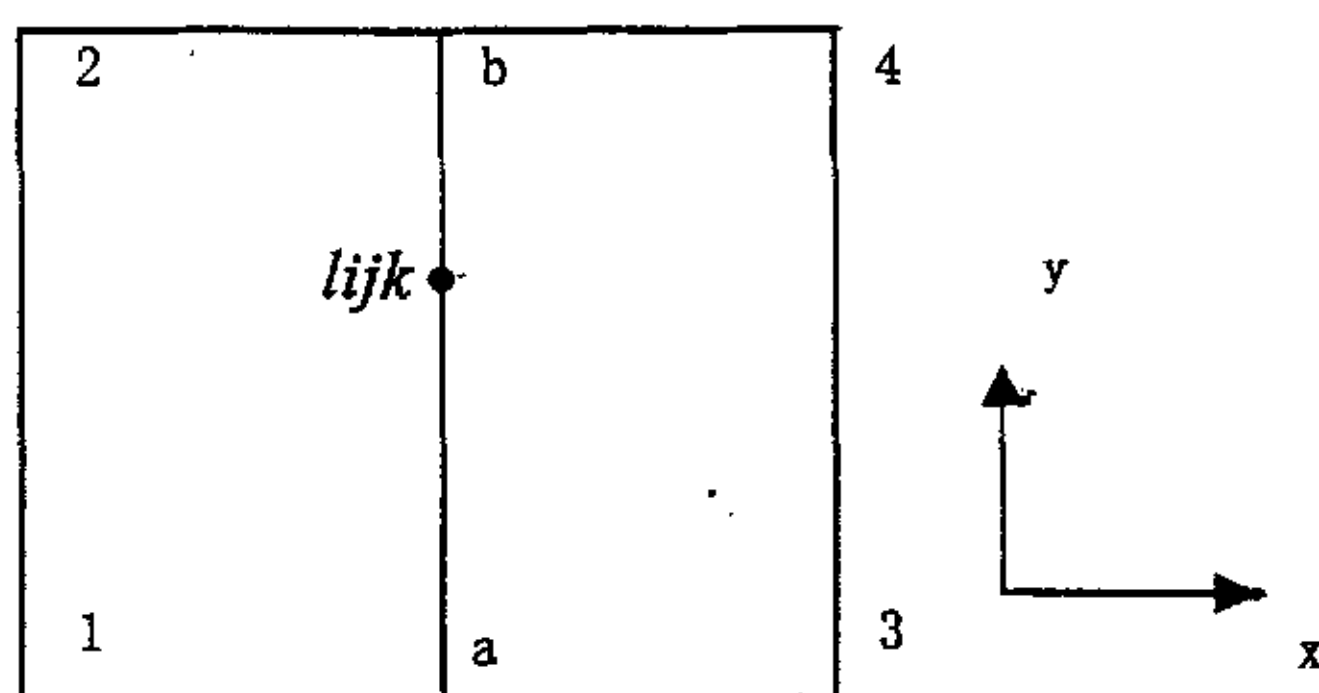


图 2-4 振型插值

由上图

$$\Phi_a = \frac{x-x_1}{x_3-x_1} \Phi_1 + \frac{x-x_3}{x_1-x_3} \Phi_3$$

$$\Phi_b = \frac{x-x_2}{x_4-x_2} \Phi_2 + \frac{x-x_4}{x_2-x_4} \Phi_4$$

其中 $a$ 、 $b$ 取为与点 $lijk$ 横坐标对应的矩形边上点,  $\Phi_j$ 为 $j$ 节点的第 $n$ 阶振型值,  $j=1, 2, 3, 4$ 。则点 $lijk$ 对应的第 $n$ 阶振型为

$$\Phi_{lijk} = \frac{y-y_1}{y_2-y_1} \Phi_a + \frac{y-y_2}{y_1-y_2} \Phi_b$$

## 2.4 车-桥耦合振动方程组的数值计算

由上节推导出的车-桥耦合体系动力平衡方程组, 是一个时变的微分方程组, 其系数无法用单一的函数表示。对于这样的方程组, 最有效的解法是逐步积分法<sup>[58]</sup>, 本文采用Newmark- $\beta$ 法求解。逐步积分法将整个振动时程划分为许多个时间间隔 $\Delta t$ , 按短时间增量计算响应, 在每个时间间隔的起点和终点建立动力平衡条件。Newmark- $\beta$ 法的原理也是如此。即对于微分方程组

$$M\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + Ky = F(t) \quad (2-18)$$

在 $t = s$ 和 $t = s+1$ 时刻应满足

$$\begin{aligned} M\ddot{y}_s + C\dot{y}_s + Ky_s &= F_s \\ M\ddot{y}_{s+1} + C\dot{y}_{s+1} + Ky_{s+1} &= F_{s+1} \end{aligned} \quad (2-19)$$

而Newmark- $\beta$ 法在每个时间间隔 $\Delta t$ 中, 假定位移、速度和加速度之间满足关系式

$$\begin{aligned} \dot{y}_{s+1} &= \dot{y}_s + [(1-\gamma)\ddot{y}_s + \gamma\ddot{y}_{s+1}]\Delta t \\ y_{s+1} &= y_s + \dot{y}_s\Delta t + [(0.5-\beta)\ddot{y}_s + \beta\ddot{y}_{s+1}]\Delta t^2 \end{aligned} \quad (2-20)$$

为保证逐步积分法的无条件稳定和一定的计算精度, 取 $\gamma = 0.5, \beta = 0.25$ , 此时的Newmark- $\beta$ 法又叫平均加速度法。这时, 加速度在区间 $\Delta t$ 内取始点 $\ddot{y}_s$ 和终点 $\ddot{y}_{s+1}$ 的平均值, 而速度在区间内线性变化。把 $\gamma = 0.5, \beta = 0.25$ 代入式(2-20)中得

$$\begin{aligned} \dot{y}_{s+1} &= \dot{y}_s + 0.5(\ddot{y}_s + \ddot{y}_{s+1})\Delta t \\ y_{s+1} &= y_s + \dot{y}_s\Delta t + 0.25(\ddot{y}_s + \ddot{y}_{s+1})\Delta t^2 \end{aligned} \quad (2-21)$$

对于一个给定的微分方程组

$$[M]\{\ddot{y}(t)\} + [c]\{\dot{y}(t)\} + [k]\{y(t)\} = \{F(t)\} \quad (2-22)$$

假设已知 $t = s$ 的時刻的位移向量 $\{y_s\}$ 、速度向量 $\{\dot{y}_s\}$ 、加速度向量 $\{\ddot{y}_s\}$ , 显然。它们满足如下关系式

$$[M]\{\ddot{y}_s\} + [c]\{\dot{y}_s\} + [k]\{y_s\} = \{F_s\} \quad (2-23)$$

而对于 $t = s+1$ 時刻的振动响应 $\{y_{s+1}\}$ 、 $\{\dot{y}_{s+1}\}$ 和 $\{\ddot{y}_{s+1}\}$ 同样满足

式(2-22), 有

$$[M]\{\ddot{y}_{s+1}\} + [c]\{\dot{y}_{s+1}\} + [k]\{y_{s+1}\} = \{F_{s+1}\} \quad (2-24)$$

要求解  $\{y_{s+1}\}$ 、 $\{\dot{y}_{s+1}\}$  和  $\{\ddot{y}_{s+1}\}$ , 利用关系式(2-21), 把式

(2-22)代入式(2-24), 则有

$$([M] + 0.5\Delta t[C] + 0.25\Delta t^2[K])\{\ddot{y}_{s+1}\} = \{F_{s+1}\} - [C]\{\dot{y}_s\} + 0.5\Delta t\{\ddot{y}_s\} - [K]\{y_s\} + \Delta t\{\dot{y}_s\} + 0.25\Delta t^2\{\ddot{y}_s\} \quad (2-25)$$

通过这样的代换, 便将联立微分方程组转化为一组代数方程组, 可以用任意一种求解联立方程组的方法求解。

为了推导的方便, 把式(2-21)变为如下形式

$$\begin{aligned} \dot{y}_{s+1} &= \dot{y}_s + 0.5\ddot{y}_s\Delta t + 0.5\ddot{y}_{s+1}\Delta t \\ y_{s+1} &= y_s + \dot{y}_s\Delta t + 0.25(\ddot{y}_s + \ddot{y}_{s+1})\Delta t^2 \\ &= y_s + \dot{y}_s\Delta t + 0.25\ddot{y}_s\Delta t^2 + 0.25\ddot{y}_{s+1}\Delta t^2 \end{aligned} \quad (2-26)$$

令  $p = 0.5\Delta t$ ,  $\bar{y}_s = \dot{y}_s + 0.5\ddot{y}_s\Delta t$ ,  $\bar{y}_s = y_s + \dot{y}_s\Delta t + 0.25\ddot{y}_s\Delta t^2$ , 则式(2-26)变成

$$\begin{aligned} \dot{y}_{s+1} &= \bar{y}_s + p\ddot{y}_{s+1} \\ y_{s+1} &= \bar{y}_s + p^2\ddot{y}_{s+1} \end{aligned} \quad (2-27)$$

式中  $\bar{y}_s$  和  $\bar{y}_s$  为已知的部分,  $\ddot{y}_{s+1}$  为待求的部分。

由上式, 可求解  $t = s+1$  时刻车辆和桥梁的动力响应。先考虑车辆运动方程。将式(2-27)代入车辆部分运动方程可依次得到

车辆竖向振动在  $t = s+1$  时刻的平衡方程为  
车体竖向振动

$$\begin{aligned} &\left( M_{li} + 2p \sum_{j=1}^{NW(l,i)} c_{slj} + 2p^2 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} k_{slj} \right) \ddot{Z}_i^{s+1} - 2 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} (pc_{slj} + p^2k_{slj}) \ddot{Z}_{lj}^{s+1} \\ &+ 2 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \eta_{lij} f_{lij} (pc_{slj} + p^2k_{slj}) \dot{\Phi}_{li}^{s+1} = -2 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} (c_{slj} \bar{Z}_{li}^s + k_{slj} \bar{Z}_{li}^s) \\ &+ 2 \sum_{j=1}^{Nwi} (c_{sij} \bar{Z}_{lij}^s + k_{sij} \bar{Z}_{lij}^s) - 2 \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \eta_{lij} f_{lij} (c_{slj} \bar{\Phi}_{li}^s + k_{slj} \bar{\Phi}_{li}^s) \end{aligned} \quad (2-28)$$

车轮竖向振动

$$\begin{aligned}
 & -2(p c_{slj} + p^2 k_{slj}) \ddot{Z}_{li}^{s+1} + [m_{lij} + 2p(c_{slj} + c_{tly}) + 2p^2(k_{slj} + k_{tly})] \ddot{Z}_{lij}^{s+1} \\
 & - 2\eta_{lij} f_{lij} (p c_{slj} + p^2 k_{slj}) \ddot{\Phi}_{li}^{s+1} - \sum_{k=1}^2 \sum_{n=1}^{Nq} \Phi_n(lijk) (p c_{tly} + p^2 k_{tly}) \ddot{q}_n^{s+1} \\
 & = 2(c_{slj} \ddot{Z}_{li}^s + k_{slj} \ddot{Z}_i^s) - 2[(c_{slj} + c_{tly}) \ddot{Z}_{lij}^s + (k_{slj} + k_{tly}) \ddot{Z}_{lij}^s] \\
 & + 2\eta_{lij} f_{lij} (c_{slj} \ddot{\Phi}_{li}^s + k_{slj} \ddot{\Phi}_{li}^s) + \sum_{k=1}^2 \sum_{n=1}^{Nq} \Phi_n(lijk) (c_{tly} \ddot{q}_n^s + k_{tly} \ddot{q}_n^s)
 \end{aligned} \quad (2-29)$$

其中  $j = 1, NW(l, i)$ 。

纵向摇摆振动（车体）

$$\begin{aligned}
 & 2 \sum_{j=1}^{NW(l, i)} \eta_{lij} f_{lij} (p c_{slj} + p^2 k_{slj}) \ddot{Z}_{li}^{s+1} - 2 \sum_{j=1}^{NW(l, i)} \eta_{lij} f_{lij} (p c_{slj} + p^2 k_{slj}) \ddot{Z}_{lij}^{s+1} \\
 & + \left[ J_{\Phi li} + 2 \sum_{j=1}^{NW(l, i)} f_{lij}^2 (p c_{slj} + p^2 k_{slj}) \right] \ddot{\Phi}_{li}^{s+1} = -2 \sum_{j=1}^{NW(l, i)} \eta_{lij} f_{lij} (c_{slj} \ddot{Z}_{li}^s + k_{slj} \ddot{Z}_{li}^s) \\
 & + 2 \sum_{j=1}^{NW(l, i)} \eta_{lij} f_{lij} (c_{slj} \ddot{Z}_{lij}^s + k_{slj} \ddot{Z}_{lij}^s) - 2 \sum_{j=1}^{Nwi} f_{lij}^2 (c_{slj} \ddot{\Phi}_{li}^s + k_{slj} \ddot{\Phi}_{li}^s)
 \end{aligned} \quad (2-30)$$

车体横向摇摆振动

$$\begin{aligned}
 & \left[ J_{\Theta li} + 0.5 \sum_{j=1}^{NW(l, i)} b_{lij}^2 (p c_{slj} + p^2 k_{slj}) \right] \ddot{\Theta}_{li}^{s+1} - 0.5 \sum_{j=1}^{NW(l, i)} b_{lij}^2 (p c_{slj} + p^2 k_{slj}) \ddot{\Theta}_{lij}^{s+1} \\
 & = -0.5 \sum_{j=1}^{NW(l, i)} b_{lij}^2 (c_{slj} \ddot{\Theta}_{li}^s + k_{slj} \ddot{\Theta}_{li}^s) + 0.5 \sum_{j=1}^{NW(l, i)} b_{lij}^2 (c_{slj} \ddot{Z}_{lij}^s + k_{slj} \ddot{Z}_{lij}^s)
 \end{aligned} \quad (2-31)$$

车轮横向摇摆振动

$$\begin{aligned}
& -0.5b_{lij}^2(p c_{slij} + p^2 k_{slij}) \ddot{\theta}_{li}^{s+1} + [J_{\theta lij} + 0.5p(a_{lij}^2 c_{uuj} + b_{lij}^2 c_{uuj}) + \\
& 0.5p^2(a_{lij}^2 k_{uuj} + b_{lij}^2 k_{uuj})] \ddot{\theta}_{lij}^{s+1} + 0.5 \sum_{k=1}^2 \sum_{n=1}^{Nq} \eta_k a_{lij} \Phi_n(lijk) [p c_{uuj} + p^2 k_{uuj}] \ddot{q}_n^{s+1} \\
& = 0.5b_{lij}^2(c_{slij} \bar{\theta}_{li}^s + k_{slij} \bar{\theta}_{li}^s) - 0.5[a_{lij}^2 c_{uuj} + b_{lij}^2 c_{slij}] \ddot{\theta}_{lij}^s + (a_{lij}^2 k_{uuj} + b_{lij}^2 k_{slij}) \ddot{\theta}_{lij}^s \\
& - 0.5 \sum_{k=1}^2 \eta_k a_{lij} \left[ c_{uuj} \sum_{n=1}^{Nq} \Phi_n(lijk) \bar{q}_n^s + k_{uuj} \sum_{n=1}^{Nq} \Phi_n(lijk) \bar{q}_n^s \right]
\end{aligned} \tag{2-32}$$

考虑桥梁振动方程(2-13), 在  $t = s+1$  时刻, 桥梁结构的第  $n$  阶模态方程为

$$\begin{aligned}
& (M_n + pC_n + p^2 K_n) \ddot{q}_n^{s+1} + \sum_{l=1}^{NL} \sum_{i=1}^{NV(l)} \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^{Nq} \Phi_m(lijk) \Phi_n(lijk) [p c_{uuj} + p^2 k_{uuj}] \ddot{q}_m^{s+1} \\
& - \sum_{l=1}^{NL} \sum_{i=1}^{NV(l)} \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 \Phi_n(lijk) (p c_{uuj} + p^2 k_{uuj}) \ddot{z}_{lij}^{s+1} \\
& + \sum_{l=1}^{NL} \sum_{i=1}^{NV(l)} \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 0.5 \eta_k \Phi_n(lijk) a_{lij} (p c_{uuj} + p^2 k_{uuj}) \ddot{\theta}_{lij}^{s+1} = -C_n \bar{q}_n^s - K_n \bar{q}_n^s - \\
& - \sum_{l=1}^{NL} \sum_{i=1}^{NV(l)} \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^{Nq} \Phi_m(lijk) \Phi_n(lijk) [c_{uuj} \bar{q}_m^s + k_{uuj} \bar{q}_m^s] \\
& + \sum_{l=1}^{NL} \sum_{i=1}^{NV(l)} \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 \Phi_n(lijk) (c_{uuj} \bar{z}_{lij}^s + k_{uuj} \bar{z}_{lij}^s) \\
& - \sum_{l=1}^{NL} \sum_{i=1}^{NV(l)} \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 0.5 \eta_k \Phi_n(lijk) a_{lij} (c_{uuj} \bar{\theta}_{lij}^s + k_{uuj} \bar{\theta}_{lij}^s) \\
& + \sum_{l=1}^{NL} \sum_{i=1}^{NV(l)} \sum_{j=1}^{NW(l,i)} \sum_{k=1}^2 \Phi_n(lijk) [(c_{uuj} \dot{g}(lijk) + k_{uuj} g(lijk) + W_{lijk})]
\end{aligned} \tag{2-33}$$

至此, 经过一系列的代换, 便将体系动力平衡方程组变换为了以  $\ddot{z}^{s+1}$ 、 $\ddot{\phi}^{s+1}$ 、 $\ddot{\theta}^{s+1}$  和  $\ddot{q}_n^{s+1}$  ( $n=1, 2, \dots, N_q$ ) 为未知量的代数方程组, 现将式(2-28~2-33)写为矩阵形式。

$$[M^{s+1}] \{\ddot{x}^{s+1}\} = \{F^{s+1}\} \tag{2-34}$$

式中  $\{\ddot{x}^{s+1}\}$  为未知加速度列向量。

$$\{\ddot{x}^{s+1}\} = [\ddot{Z}_{11}^{s+1}, \ddot{z}_{111}^{s+1}, \ddot{z}_{112}^{s+1}, \dots, \ddot{\phi}_{11}^{s+1}, \ddot{\theta}_{11}^{s+1}, \ddot{\theta}_{111}^{s+1}, \ddot{\theta}_{112}^{s+1}, \dots, \ddot{q}_1^{s+1}, \ddot{q}_2^{s+1}, \dots, \ddot{q}_{Nq}^{s+1}]^T$$

$\{F^{s+1}\}$  为广义力列向量。

$$\{F^{s+1}\} = [F_{Z_{11}}^{s+1}, F_{z_{111}}^{s+1}, F_{z_{112}}^{s+1}, \dots, F_{\phi_{11}}^{s+1}, F_{\theta_{11}}^{s+1}, F_{\theta_{111}}^{s+1}, F_{\theta_{112}}^{s+1}, \dots, F_{q_1}^{s+1}, F_{q_2}^{s+1}, \dots, F_{q_{Nq}}^{s+1}]^T$$

$[M^{s+1}]$  为未知加速度的系数矩阵。

由于系数矩阵  $[M^{s+1}]$  和列向量  $\{F^{s+1}\}$  是随时间变化的，因此，在Newmark- $\beta$  法逐步积分中，每计算一个时间步长，都要形成新的  $[M^{s+1}]$  和  $\{F^{s+1}\}$ 。

下面总结一下用Newmark- $\beta$  法解题的基本思路。

若已知  $t=s$  时刻的  $\{y^s\}$ 、 $\{\dot{y}^s\}$  和  $\{\ddot{y}^s\}$ ，则

(1) 求  $\{\bar{y}^s\}$  和  $\{\bar{\dot{y}}^s\}$ ；

(2) 形成系数矩阵  $[M^{s+1}]$ ；

(3) 由  $\{\bar{y}^s\}$  和  $\{\bar{\dot{y}}^s\}$  求广义向量  $\{F^{s+1}\}$ ；

(4) 解代数方程组  $[M^{s+1}]\{\ddot{x}^{s+1}\} = \{F^{s+1}\}$ ，求得  $t=s+1$  时刻的加速度  $\{\ddot{y}^{s+1}\}$ ；

(5) 由式(2-27)求得  $t=s+1$  时刻的速度  $\{\dot{y}^{s+1}\}$  和位移  $\{y^{s+1}\}$ 。

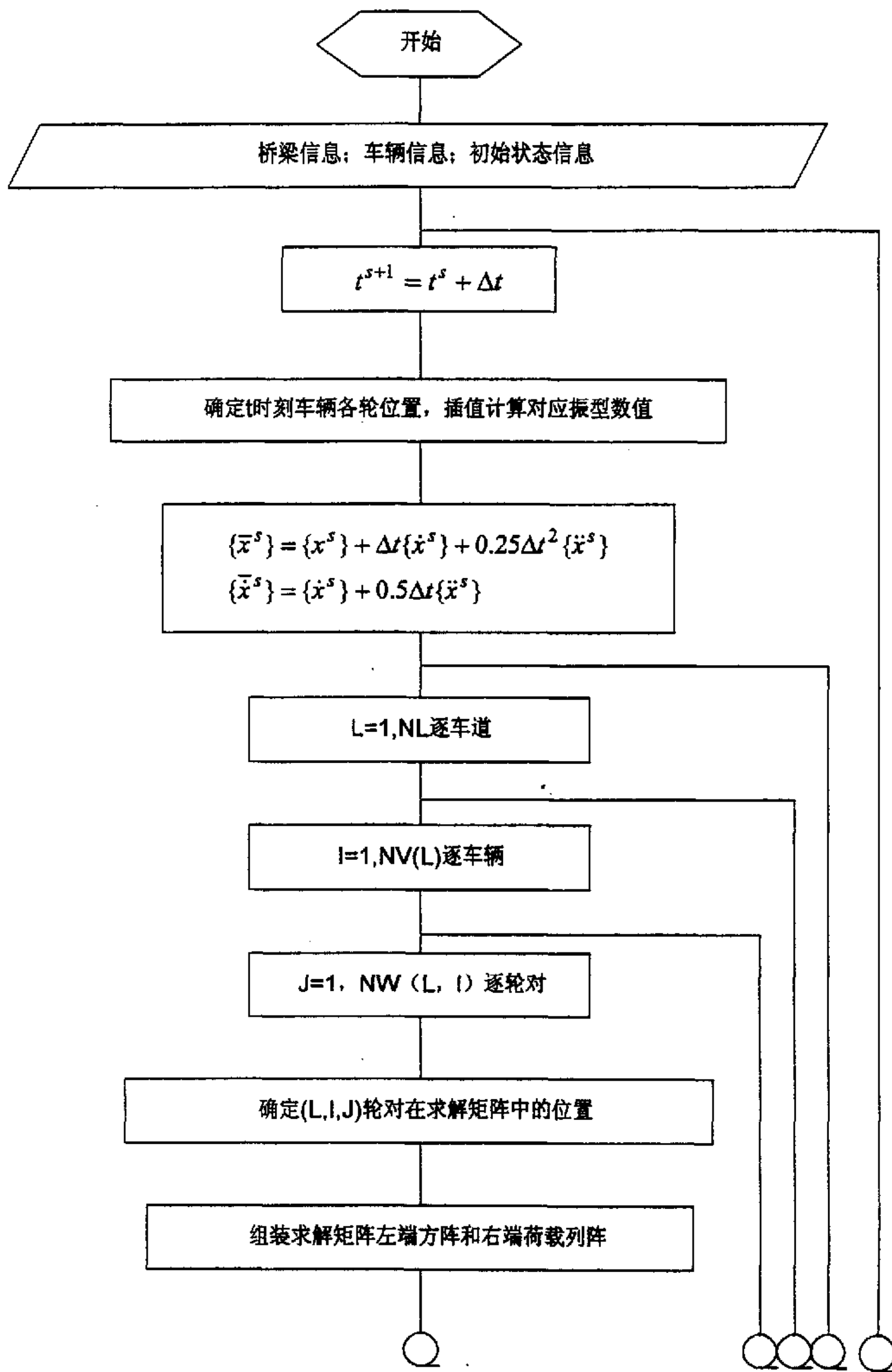
根据以上思路，本文应用FORTRAN语言编制了求解车辆和桥梁动力响应的计算程序<sup>[59-61]</sup>。此程序具有以下特点：

(1) 由于桥梁结构分析采用模态分析法，所以对桥梁结构形式的限制较小，可以分析简支梁、连续梁、刚构桥和拱式体系的动力响应问题；

(2) 程序可以分析车-桥耦合的空间、平面动力响应问题；

(3) 程序可以考虑车辆在桥上的横向位置，可以研究多车道、多车辆、不同车辆类型、不同车辆参数和不同车速等较复杂的情况。

程序的简要流程如下图2-5所示。



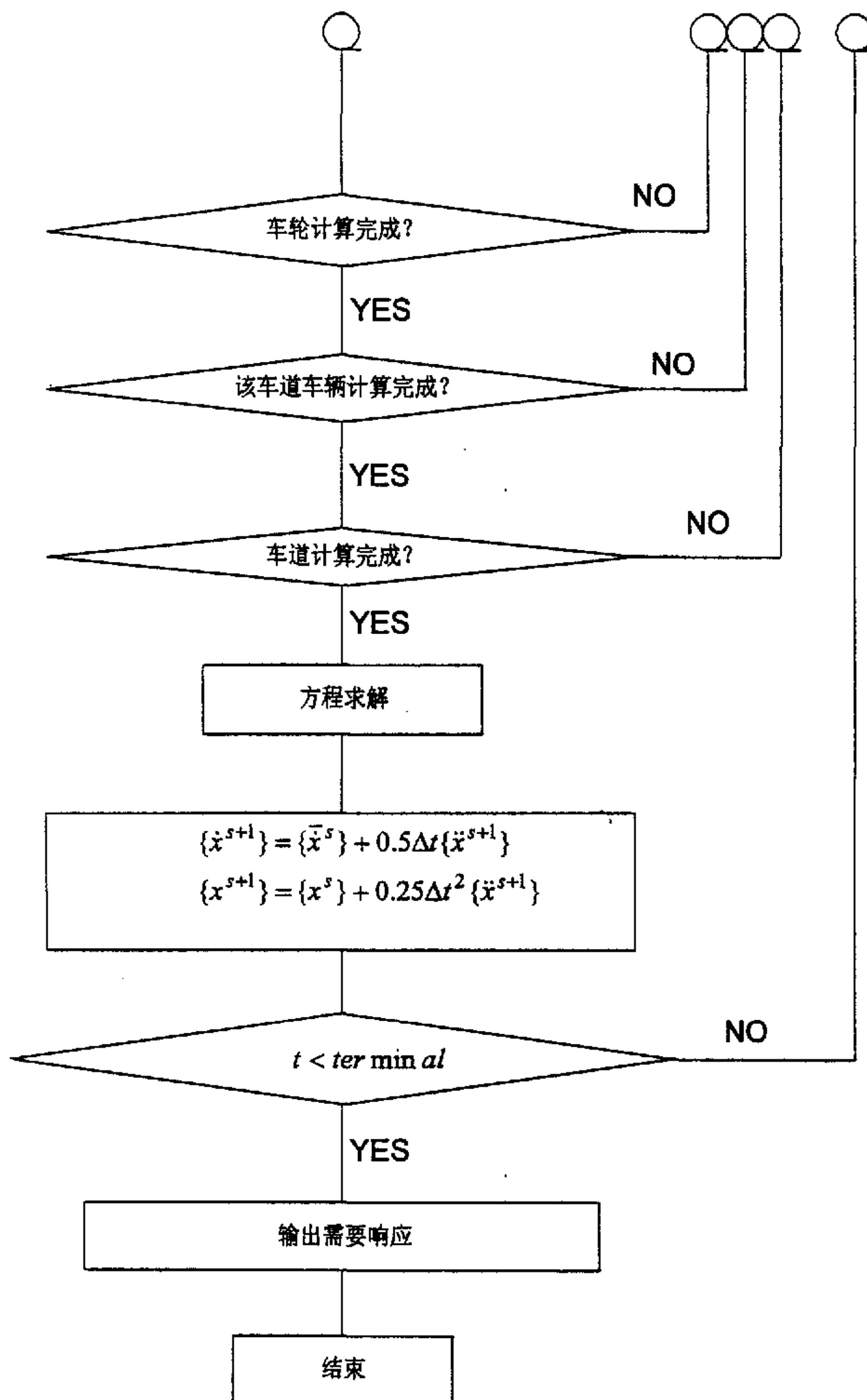


图2-5 程序框图

## 2.5 程序验证

### 2.5.1 初始条件的选择

当车辆进入桥梁时,必然带有一定的初始位移、速度和加速度。由于这些初始条件和桥头的路面状态等有关系,往往很难确定。为简化分析,本程序在计算时由刚刚上桥开始计算,给予车辆一个极其微小的位移作为初始激励。桥梁结构的初始条件,认为是处于静止状态。

### 2.5.2 算例

应用本文所编制的程序,在输入数据文件时时,稍作处理可模拟多种情况。

1. 定义车体和轮对质量、惯量、弹簧刚度和阻尼为零,而只输入轮子重量可模拟竖向集中力通过桥梁时的响应;

2. 分别定义支承弹簧和支承阻尼为零或者定义轮胎弹簧和轮胎刚度为零,质量和转动惯量作相应处理可模拟一系弹簧阻尼系统;

3. 定义车速为极小值时集中力通过桥梁,可以得到桥梁节点的静挠度曲线等。为初步检验程序的正确性,本文计算了几个算例,如下所示

#### 算例 1 弹簧质量系统通过简支梁<sup>[62]</sup>

梁参数:跨度为  $L=25m$ , 弹性模量  $E_b=2.8Gpa$ , 泊松比  $\mu=0.2$ , 绕横轴抵抗矩  $I_x=2.90m^4$ , 单位长度质量  $m=2303kg/m$ ; 悬挂质量参数:悬挂质量  $M_w=5750kg$ , 悬挂刚度  $k_w=1595kN/m$ , 移动速度  $v=100km/h$ 。

简支梁基频  $\omega_1=3.02rad/s$ , 弹簧质量系统振动频率  $\omega_m=1.66rad/s$ 。计算中取简支梁前六阶振型。图 2-6 和图 2-7 所示分别为计算采用模型和简支梁在弹簧质量系统通过时跨中节点的竖向位移时程曲线。

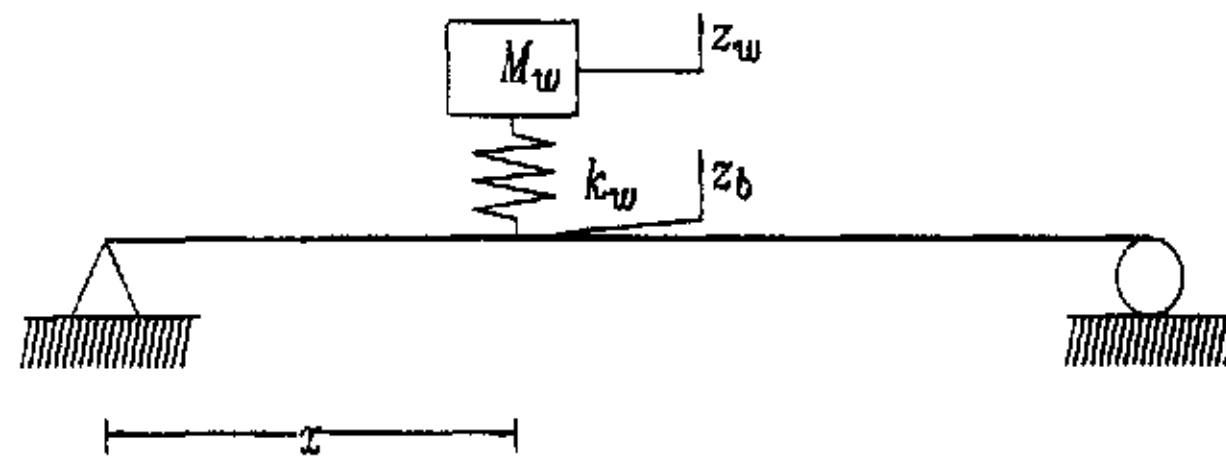


图 2-6 计算模型

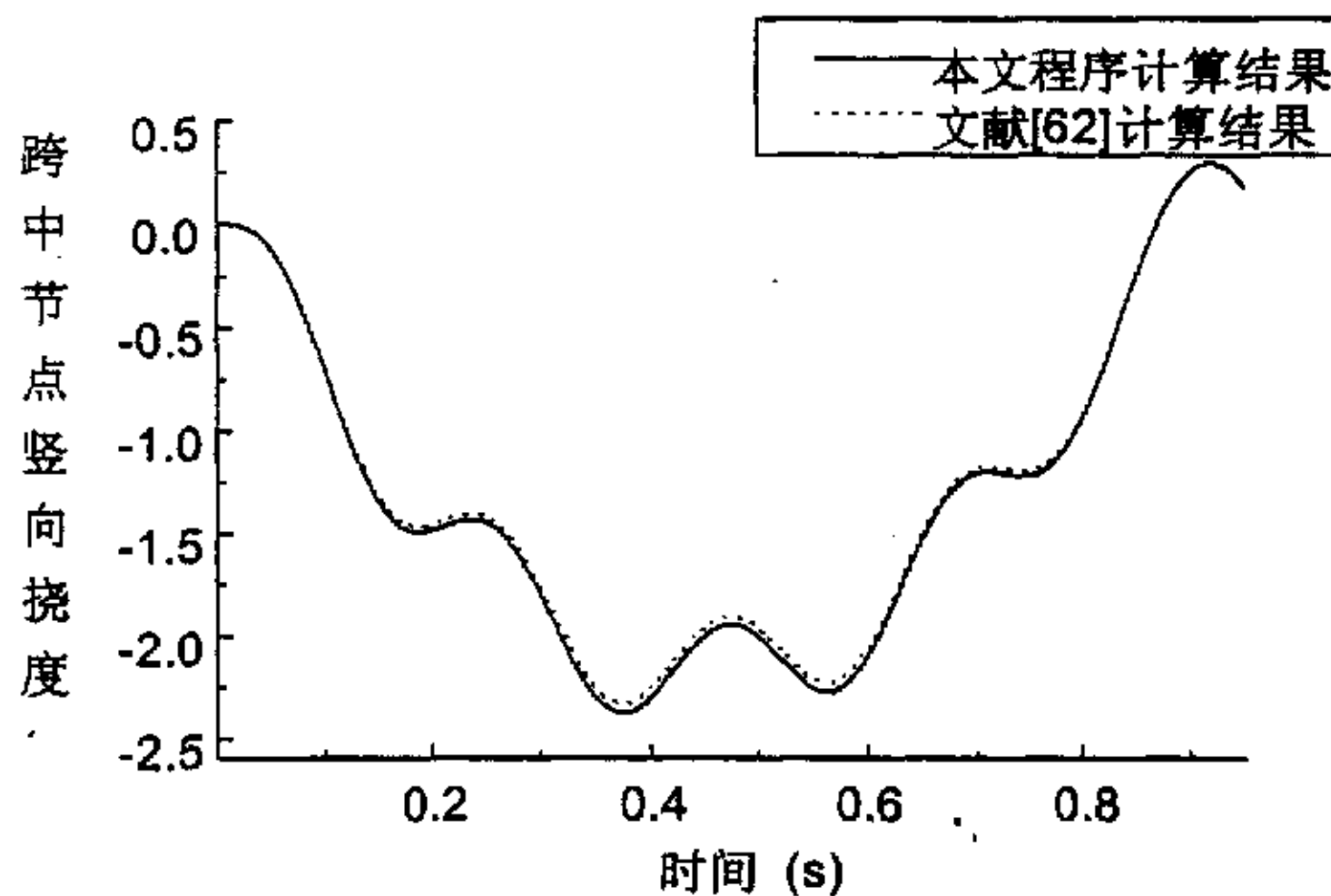


图 2-7 移动荷载作用下跨中节点竖向挠度时程曲线

从图 2-7 可以看出，本文程序的计算结果与文献[62]的结果完全一致，这说明本文所编程序是可靠的。

#### 算例 2 移动荷载通过简支板梁

简支板梁参数：长 50 米，宽 4 米，厚 0.5 米，两端铰支。弹性模量  $E=3.5E4$  MPa，单位体积质量  $M=2500$  公斤。通过有限元计算可以得到此板的基频  $\omega_1=21.3rad/s$ 。图 2-8 为荷载作用在跨中得到的板梁挠度曲线和相同荷载缓慢通过板梁得到的跨中节点挠度时程曲线。

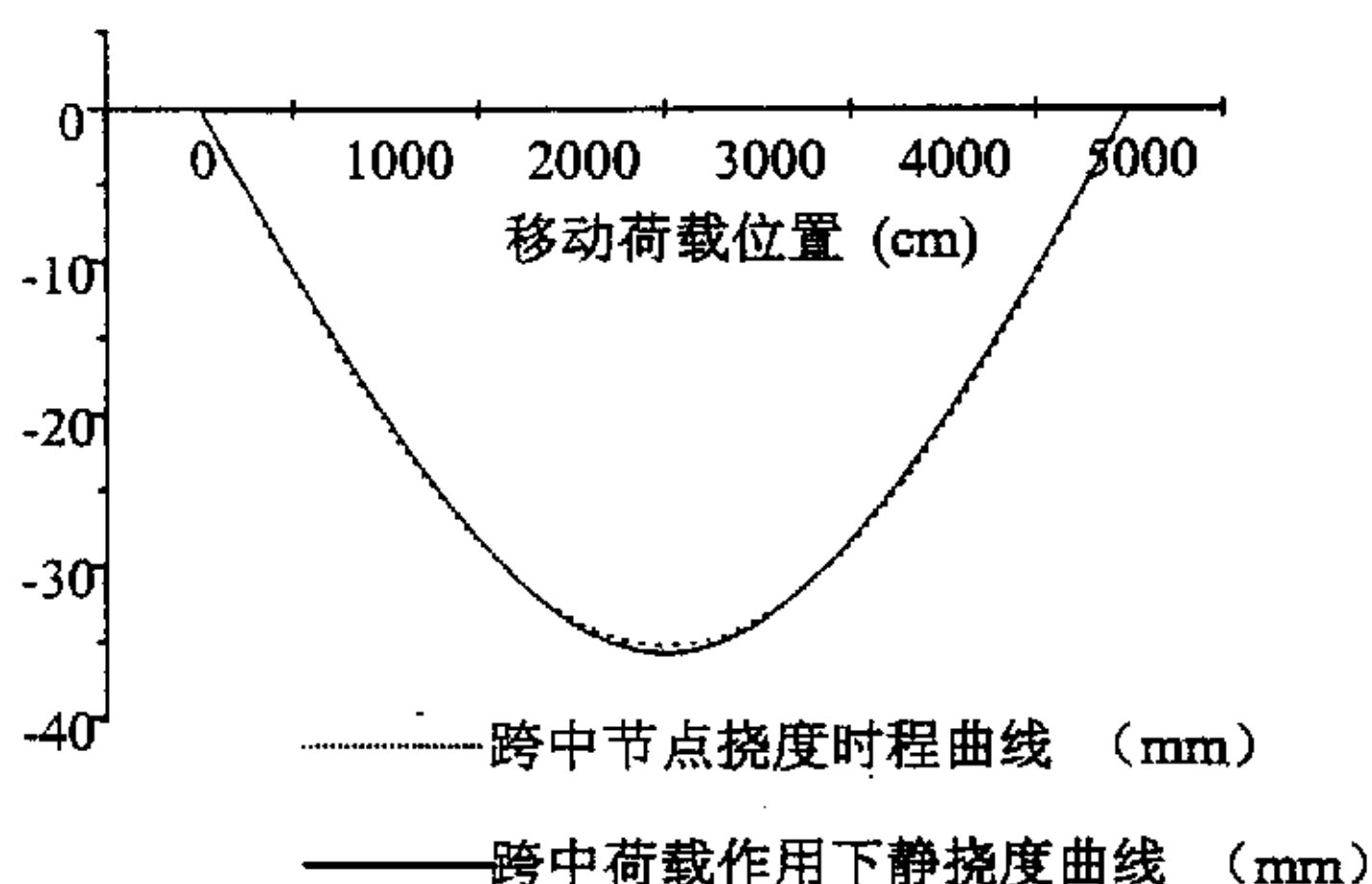


图 2-8 板梁跨中节点时程曲线和静载挠度曲线

对于简支梁来说，荷载非常缓慢的通过，所得到的跨中节点竖向挠度时程曲线相当于跨中节点竖向挠度影响线。如果简支梁的截面沿梁长不变，那么跨中节点竖向挠度影响线与荷载作用在跨中得到的静载挠度曲线应该是一致的。由图 2-8 可以看出，由本文程序计算得到的跨中节点挠度时程曲线与荷载静挠度曲线十分吻合。

### 算例 3 移动弹簧质量列通过简支梁的情况<sup>[62]</sup>

梁参数：跨度  $L = 20m$ ，弹性模量  $E_b = 29.43Gpa$ ，横轴抵抗矩  $I_x = 3.81m^4$ ，单位长度质量  $m = 34088kg/m$ ，阻尼比取 0.025。

荷载列有十个单个荷载，模拟为一系列移动的集中弹簧质量且具有一定规则的排列。其间隔表述为：

$$|\leftarrow L_c \rightarrow| |\leftarrow L_d \rightarrow| \cdots |\leftarrow L_c \rightarrow| |\leftarrow L_d \rightarrow| |\leftarrow L_c \rightarrow| |\leftarrow L_d \rightarrow| |\leftarrow L_c \rightarrow|$$

其中， $L_c = 18m$ ， $L_d = 6m$ ，“|”代表集中荷载， $p = 215kN$ 为每个轮对分配到的单个荷载，车体质量  $M_v = 22000Kg$ ，轮对质量  $m_w = 0kg$ 。考虑两种情况，让弹簧刚度和以及阻尼系数取零值，这样得到移动力作用模型：弹簧质量列通过桥梁。其中弹簧质量列的模

型见下图 2-9

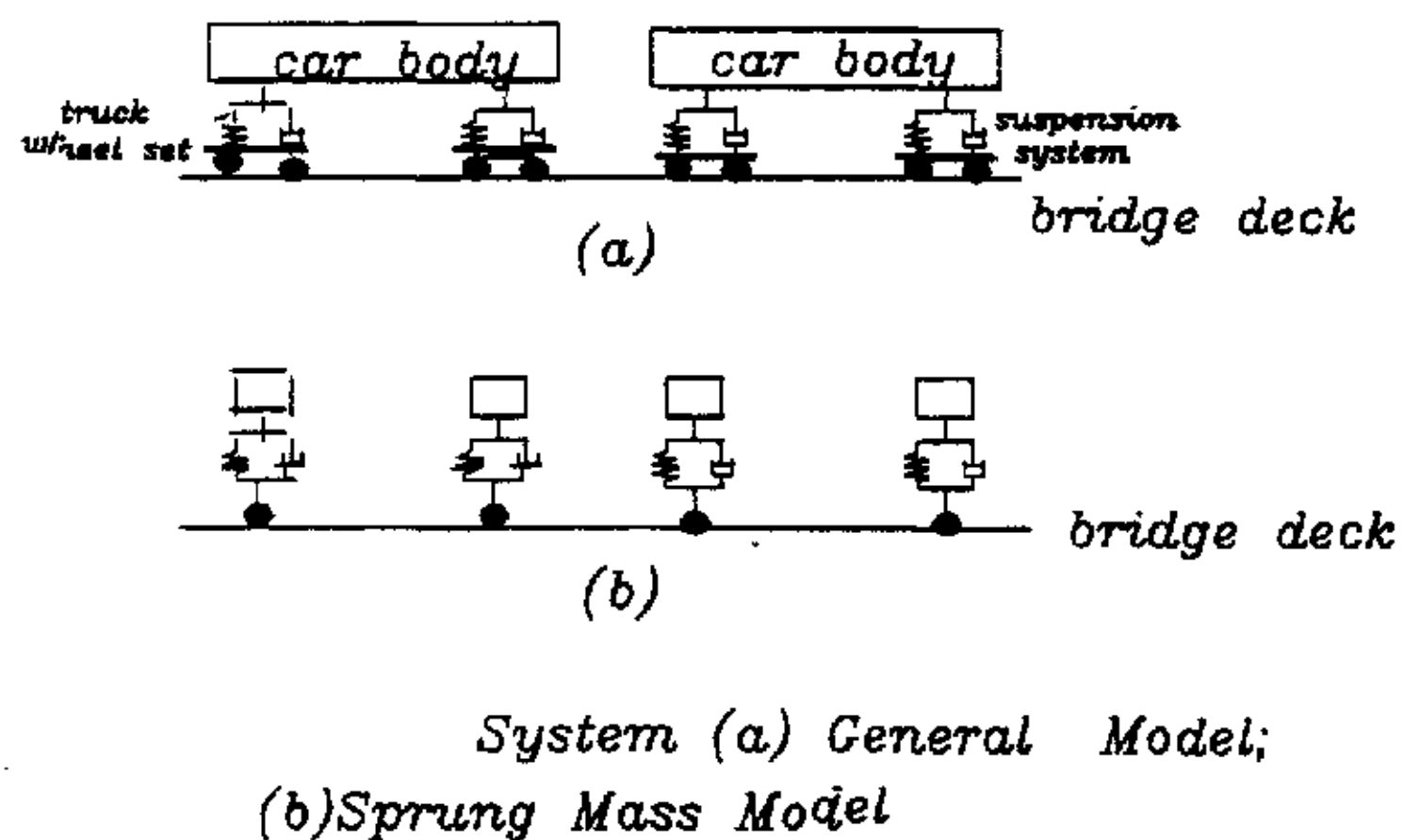


图 2-9 车辆荷载模型

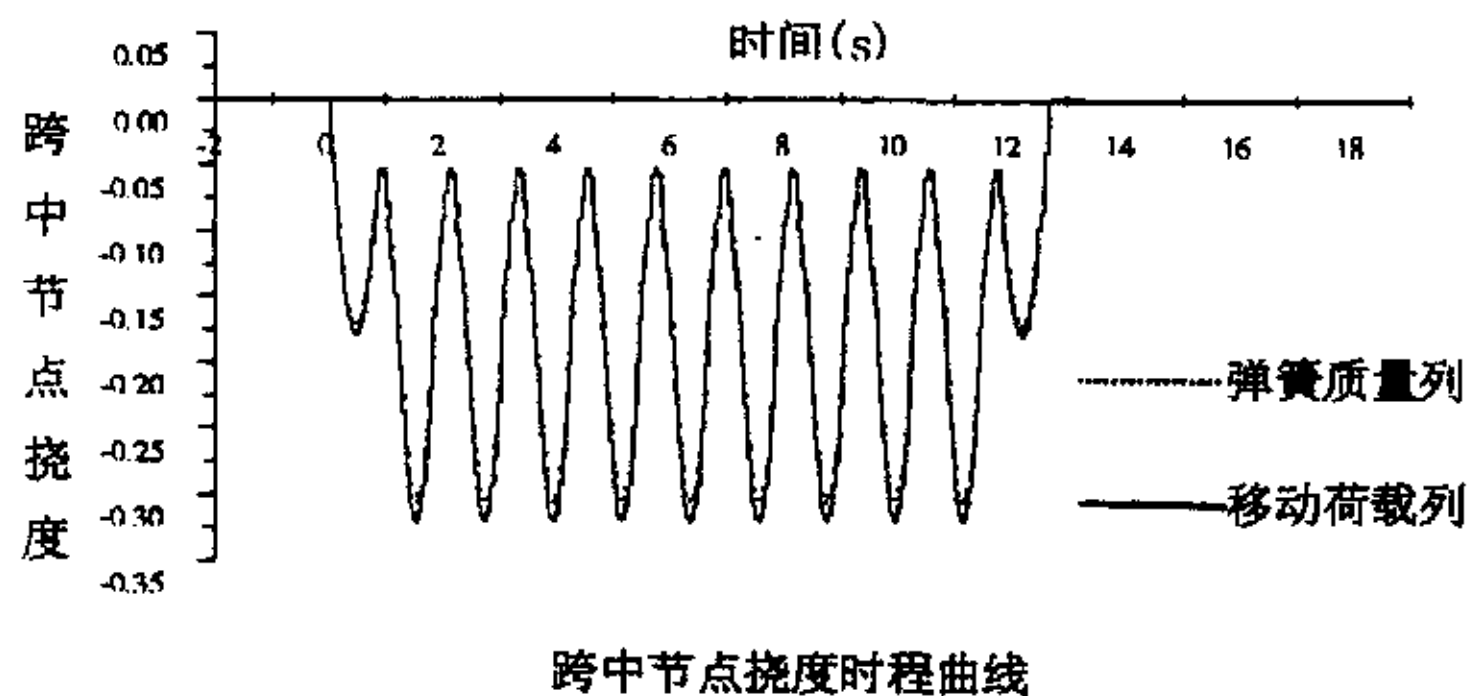


图 2-10 简支梁在荷载列及弹簧质量列通过时的跨中挠度时程曲线

由图 2-10 可以看出,在有规则的荷载列作用下跨中节点挠度的时程曲线呈现一种简谐波的形式这是与理论分析一致的。曲线的形式与桥梁的跨度、荷载的间距及车速有关。

#### 算例 4 三维汽车模型通过简支梁的情况

简支梁参数:实际工程中某刚构桥之一跨,梁体为单箱单室,截面形状见下图 2-11。计算跨度  $L=113m$ ,双向四车道,弹性模量取  $E=35000MPa$ 。在桥梁自振特性计算中,采用八节点实体单元对箱梁进行离散化,共计 384 个单元,1634 个节点。假设边界条件是简支的,通过有限元分析得到了简支梁的自振频率和振型。

车辆参数:采用三轴载重汽车,车体质量  $M_v=15200kg$ ,轮对质量  $M_w=1000kg, 1650kg, 1650kg$ 。其他车辆参数见下表 2-1

表 2-1 汽车参数

| 车轴 | 轴重<br>(N) | 悬挂弹簧<br>刚度<br>(N/m) | 悬挂弹簧<br>阻尼<br>(N/m/s) | 轮胎刚度<br>(N/m) | 轮胎阻尼<br>(N/m/s) |
|----|-----------|---------------------|-----------------------|---------------|-----------------|
| 前轴 | 39000     | 500000              | 10000                 | 1000000       | 4000            |
| 后轴 | 156000    | 1200000             | 16000                 | 2300000       | 16000           |

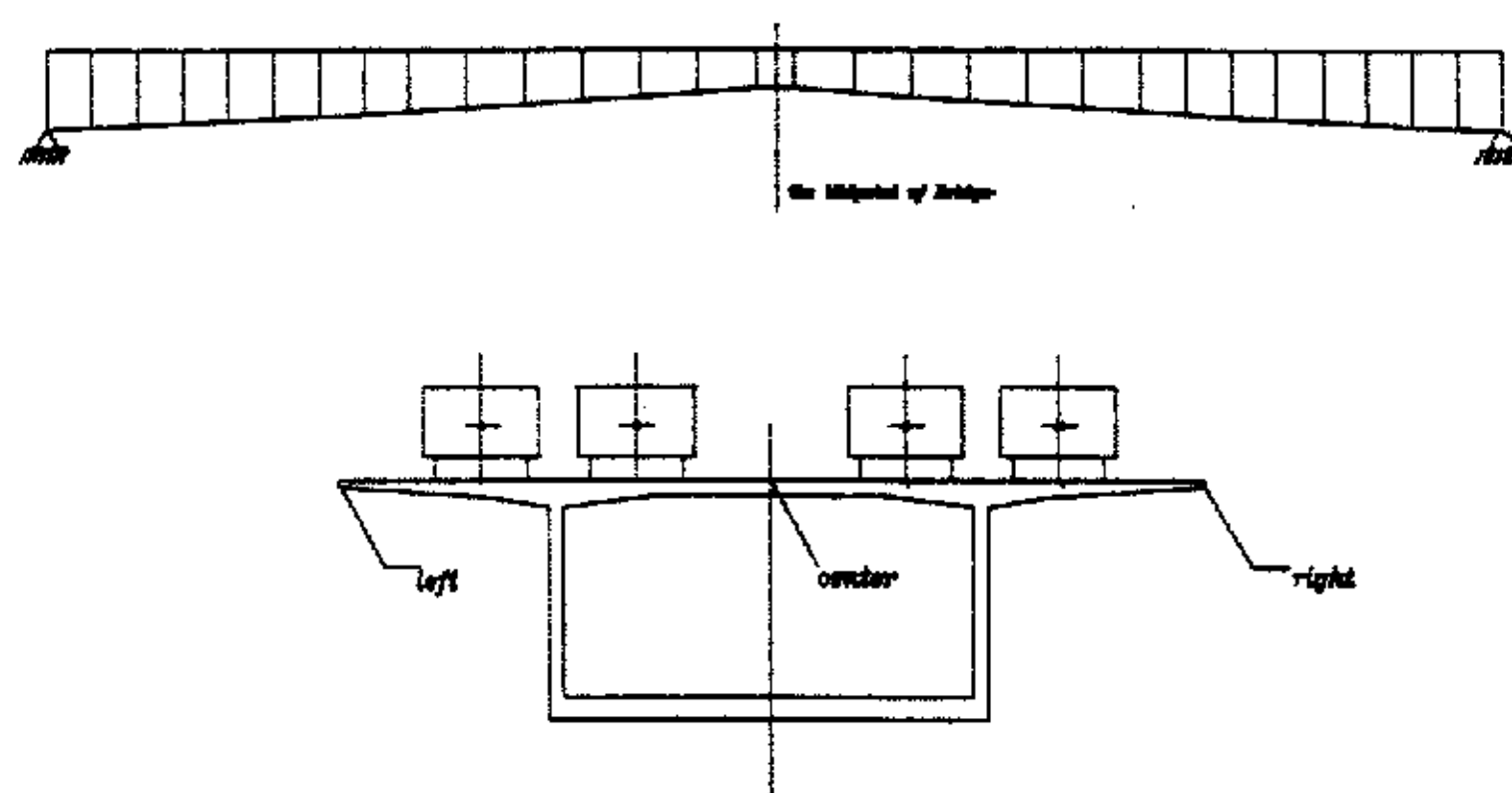


图 2-11 桥梁纵向截面概图,横截面概图

下图 2-12 为单辆汽车以速度 50km/h 通过时得到的跨中节点挠度时程曲线，图 2-13 为两车同向并行以速度 50km/h 通过时得到的跨中节点挠度时程曲线。

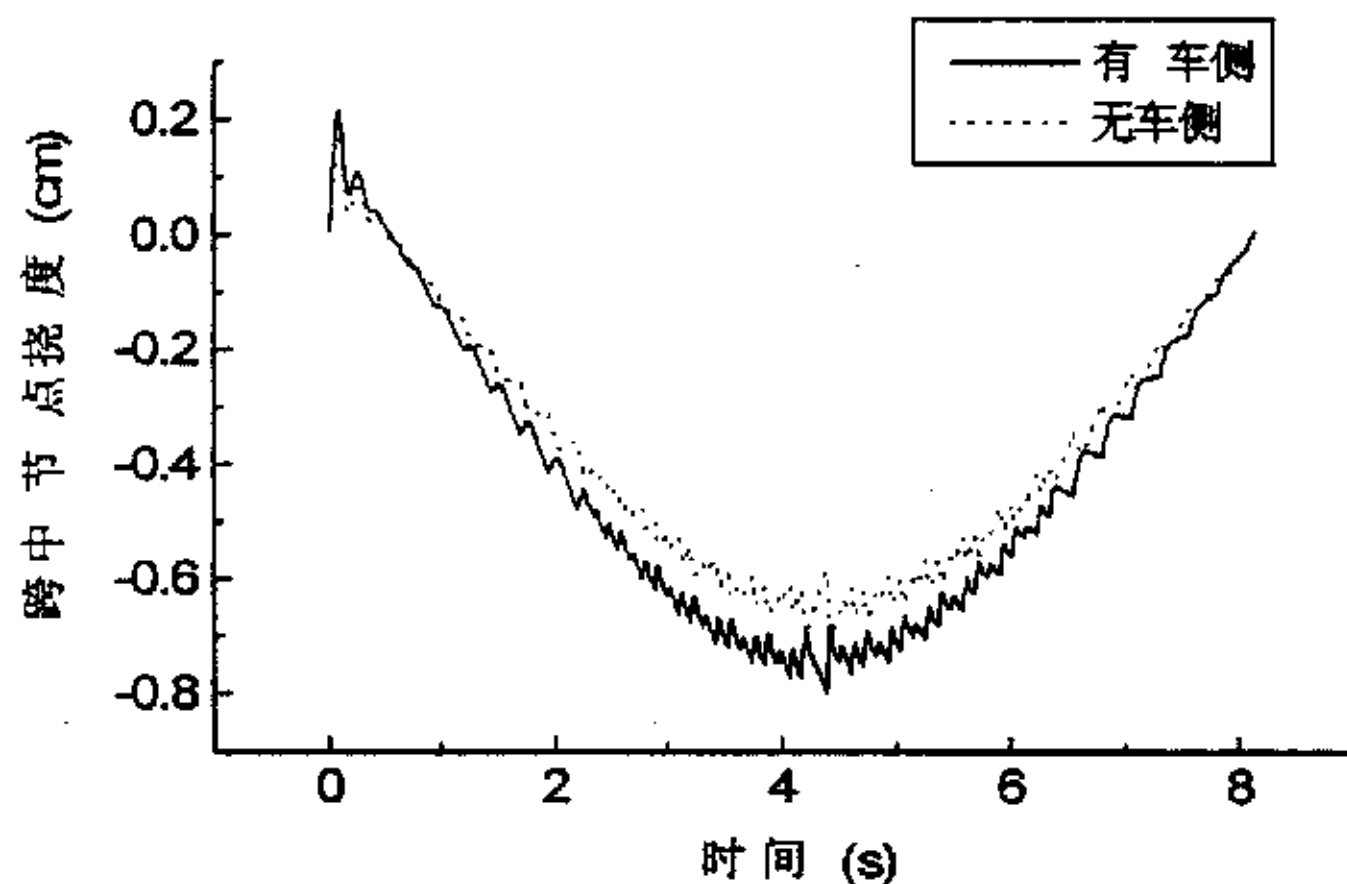


图 2-12 跨中节点竖向位移时程曲线

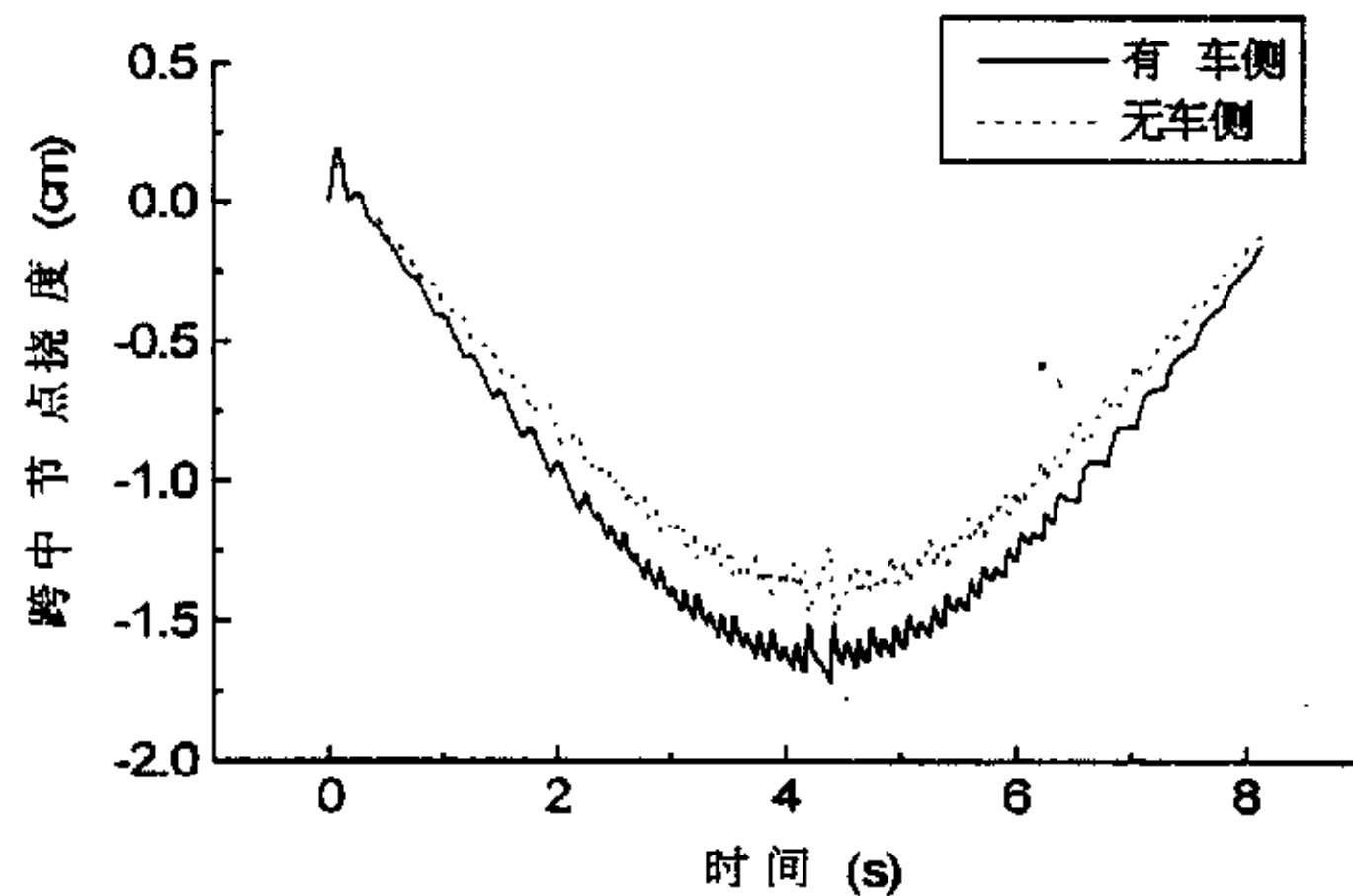


图 2-13 跨中节点竖向位移时程曲线

由上图可以得到两点结论：（1）单辆汽车荷载沿边道偏心行使，有车侧和无车侧跨中节点竖向挠度差别比较显著；（2）双车并行偏心行使时跨中节点竖向挠度比较单车响应近似成倍增大，这说明在这样的荷载条件下桥梁的动力响应是线性的。

文献[32]给出了匀速常量力通过简支梁时共振速度计算公式, 临界速度表示为  $v_c = \frac{2l}{T_1}$ , 即常量力通过桥梁所需时间为基本周期的一般时将满足共振条件。由有限元计算得到简支箱梁基频  $\omega_1 = 3.677 \text{ rad/s}$ , 对应于基频的共振速度为  $476.1 \text{ km/h}$ , 这个速度远高于一般行车速度。下图 2-14 为计算车辆双车并行以速度  $400 \text{ km/h}$  通过时得到的跨中节点竖向挠度时程曲线。

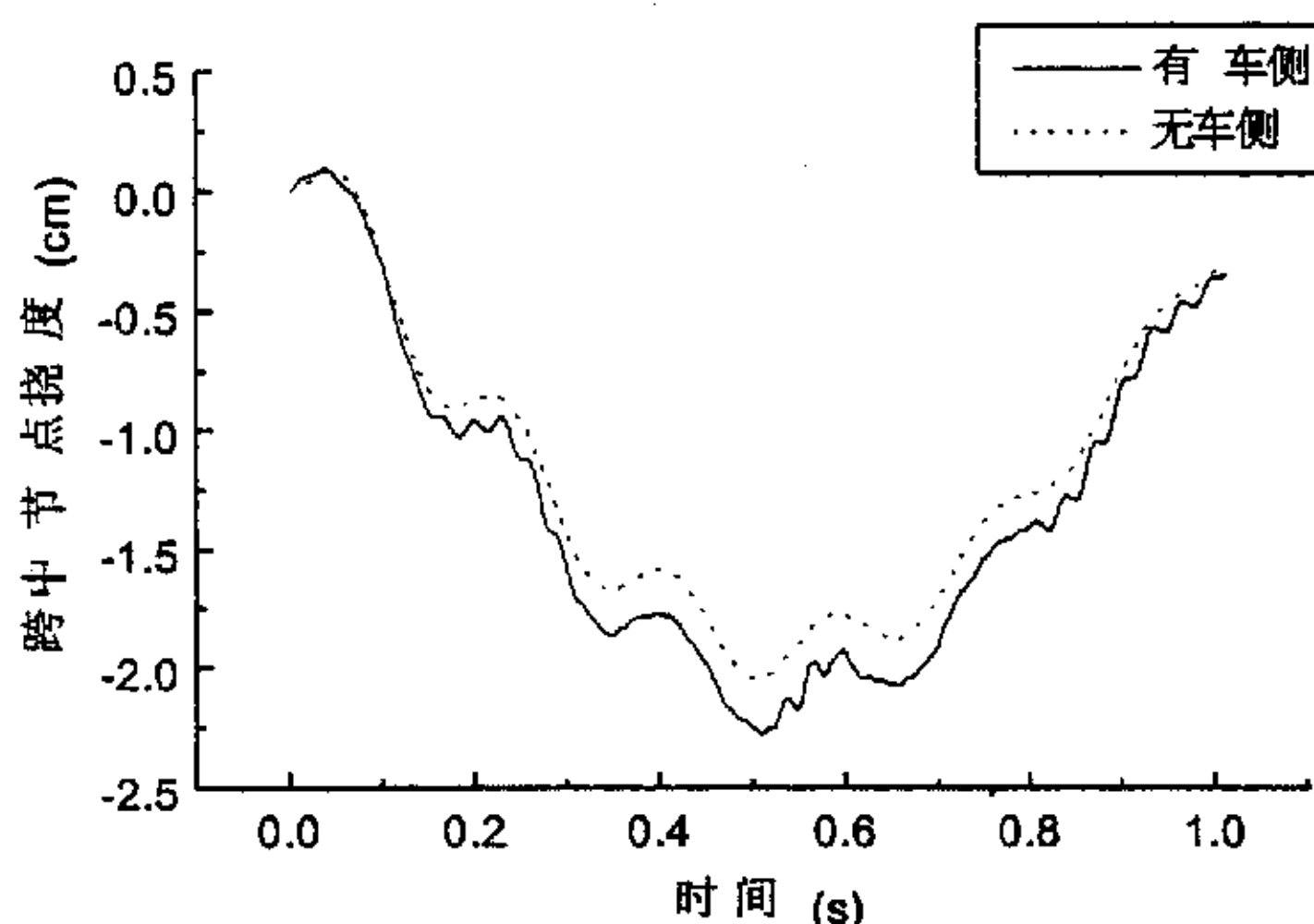


图 2-14 跨中节点竖向位移时程曲线

比较图 2-13 可以看出, 跨中节点挠度响应增大较多。通过以上几个算例, 初步验证了本文所编制的程序。

### 第三章 大跨度钢管混凝土肋拱桥的 自振特性研究

桥梁的自振特性反映了桥梁结构自身固有的振动特性和状态,是对桥梁进行车-桥体系相互作用研究和地震反应分析等工作的前提和基础<sup>[63]</sup>。本文以瓷都大桥为研究对象,建立了全桥的空间自振分析模型。因为钢管混凝土由钢、混凝土两种材料组成,其力学性能与钢筋混凝土有很大的不同。在实际工程设计中,工程师们大多采用文献[69]所述换算截面的原理将钢管换算为混凝土。本文采用钢管混凝土统一理论,基于文献[17]给出的公式,将钢管混凝土视为单一的组合材料计算其材料特性。在此之后,应用有限元方法得到了该桥的自振特性并分析比较了主要结构参数对其自振特性的影响。本章总结和归纳了该类拱桥自振特性的主要特点和进行分析的方法,是对该类结构自振特性研究的一次尝试。

#### 3.1 大跨度拱桥的自振特性<sup>[64, 65]</sup>

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可以由解析法或者有限元法求得。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,一般第一阶振型总是反对称的,而第二、三阶振型都是对称的。根据模型试验和数值计算的结果发现:拱的振型序列随矢跨比的减小,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。单拱的出平面第一振型一般都是一阶对称侧弯,它在总的振型序列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。本文所要研究的瓷都大桥为组合体系结构且主拱圈为

钢管混凝土构件，与钢筋混凝土拱桥比较在自振特性方面的特点是本章研究的主要内容。

### 3.2 瓷都大桥概况<sup>[66]</sup>

瓷都大桥位于江西省景德镇，跨越昌江，西联 206 国道，东接城北开发区，形成了该市东西走向的第二条交通主干道，对于该地区的经济发展有着重要作用。瓷都大桥全长约 260 米，车道宽 14 米，人行道每侧宽 2 米，桥面包括拱肋全宽 21 米。主跨为中承式钢管混凝土拱桥，双拱肋，跨度 150 米。拱轴线采用四次抛物线，矢跨比 1/5，矢高 30 米。拱肋为哑铃形钢管混凝土截面，钢管外径 1.0 米，壁厚 14 毫米，哑铃形截面总高 2.5 米，相当于计算跨度的 1/60。钢材采用 3 号钢，壁厚全长不变。吊杆共 28 根，其中中间 24 根为 55 丝  $\Phi 7$  平行钢丝束，强度为 1570 MPa，两侧四根采用 61 丝  $\Phi 7$  平行钢丝束，冷铸锚。桥面与拱肋轴线在距离拱顶约 57.85 米处相交，即拱肋在桥面以上的中段约长 115.7 米，两边段长 17.15 米。桥道由纵横梁组成，其中中间 12 根横梁采用矩形截面，高 1.6 米，宽 0.5 米，间距 7.9 米，两端横梁高 1.6 米，宽 0.8 米，计算跨度 15.6 米。纵梁截面为 T 形。桥面以上设六道横撑，桥面以下设四道横撑。拱脚直接坐落于岩层。桥梁总体布置如图 3-1 所示。

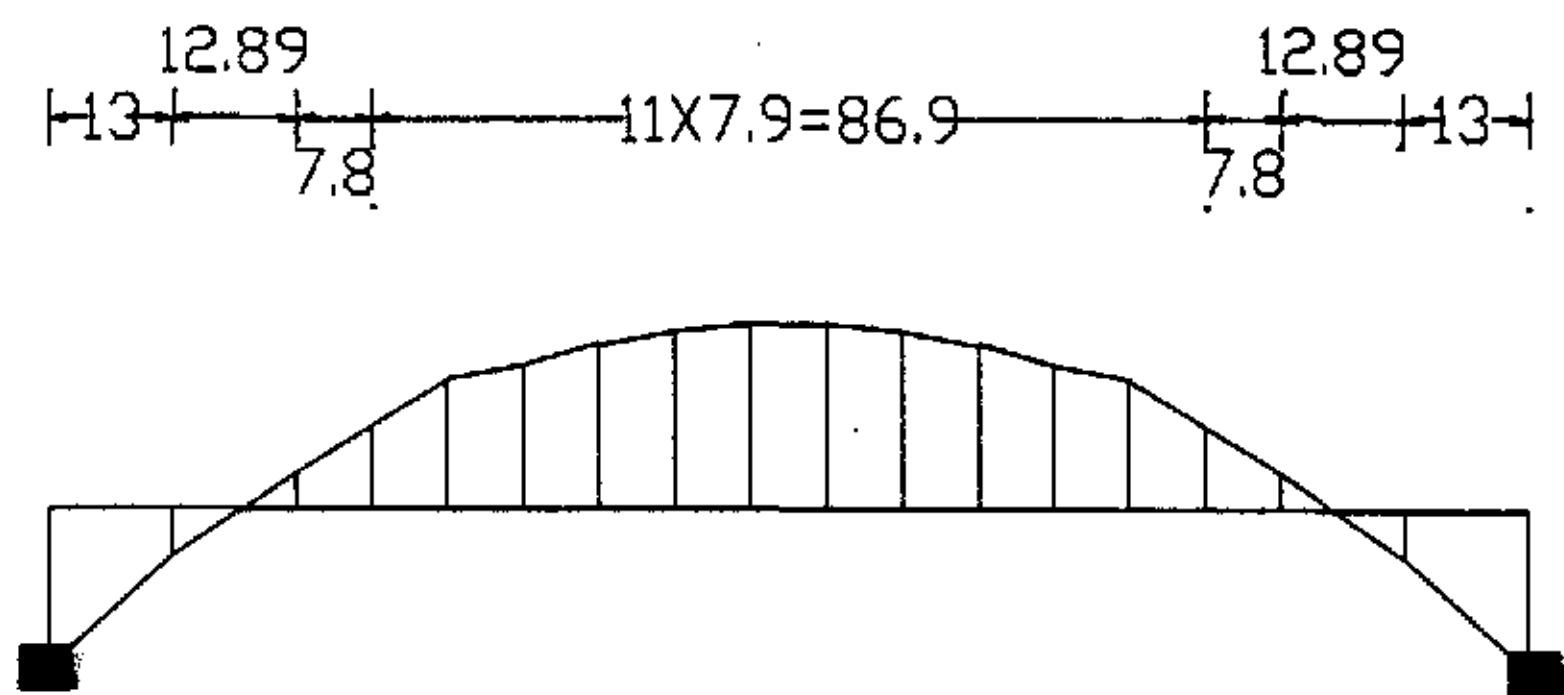


图 3-1 瓷都大桥总体布置图

### 3.3 自振特性分析模型

本文在分析中建立了全桥的空间模型，以空间梁单元、杆单元和板单元来模拟实桥，并采取如下简化措施：

1. 纵梁和桥面按刚度等效原则模拟为板单元；
2. 横梁模拟为三维梁单元；
3. 拱肋、横撑、拱上立柱模拟为三维梁单元；
4. 吊杆模拟为三维杆单元；
5. 略去边跨对钢管混凝土拱桥主桥的影响；
6. 拱脚与地基固接，桥面板梁与桥台（主桥边墩）铰接。

本章在计算分析采用有限元通用程序 SAP90，全桥共划分 1668 个节点、1556 个单元<sup>[67]</sup>。计算模型如下图所示：

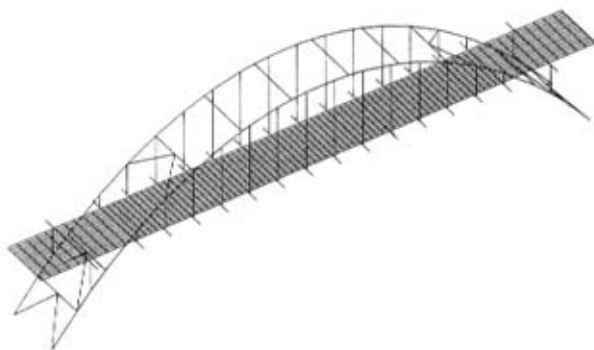


图 3-2 自振特性计算模型

为简化分析，采用下述方法将纵梁模拟为等效板单元<sup>[68]</sup>，使等效板单元沿长轴方向的抗弯刚度与纵梁长轴方向一致，并使板单元的质量与纵梁质量相等。瓷都大桥的纵梁横截面如右下图所示。设等效板

厚度为  $t$ ，宽度为  $b$ ，板的抗弯刚度为  $I_b = 1/12bt^3$ 。为使板的抗弯刚度与纵梁一致有

$$t = \sqrt[3]{\frac{12I}{b}} I_b$$

其中  $I$  为纵梁的抗弯刚度；

为使等效板的质量与梁一致有

$$\rho S = \rho_b bt$$

其中  $\rho_b$  为等效板的密度， $\rho$  为纵梁的密度， $S$  为纵梁的横截面积。通过上述变换就将纵梁模拟为等效板。

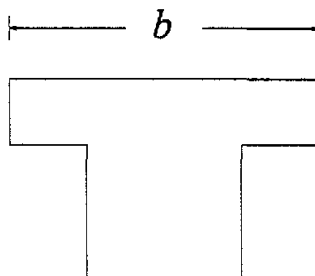


图 3-3 纵梁截面

### 3.4 钢管混凝土构件的自振特性

钢管混凝土拱肋和横撑是肋拱桥的重要部件，在使用期间要承担各种动力荷载作用。研究钢管混凝土拱桥的自振特性就必须讨论钢管混凝土构件的自振特性。从八十年代开始，中国、日本和新西兰等国的学者致力于钢管混凝土构件动力性能的研究，目前已做了很多工作<sup>[16,17]</sup>。但直到目前尚没有计算钢管混凝土构件自振特性的有效方法，在遇到这类问题时，工程师们多是采用如下几种方法：

方法一、采用所谓换算截面<sup>[69]</sup>，将钢管面积按一定原则换算为混凝土面积，从而将钢管混凝土视为单一材料。钢管混凝土构件弹性模量采用混凝土弹性模量  $E_c$ ，组合材料面积  $A = A_c + nA_s$ ， $n = E_s / E_c$ ， $E_s$  为钢管的弹性模量。

方法二、钢管混凝土构件组合截面的  $EA$ 、 $EI$ ，可以按照式  $EA = E_c A_c + E_s A_s$ 、 $EI = E_c I_c + E_s I_s$  计算<sup>[70]</sup>。应该注意的是，一般情况下  $EA$ 、 $EI$  为一个统一的符号，因为如果  $A$  和  $I$  用毛截面表示，两者的  $E$  值并不相等。

方法三、采用文献[17]中给出的公式，将钢管混凝土视为单一的组合材料，首先计算出材料的弹性模量  $E_{sc}$ ：

$$E_{sc} = \frac{f_{sc}^p}{\varepsilon_{sc}^p}$$

$$f_{sc}^p = \left( 0.172 \frac{f_y}{235} + 0.488 \right)$$

$$\varepsilon_{sc}^p = \frac{0.67 f_y}{E_s}$$

$$f_{sc}^y = (1.213 \xi + B \xi + C \xi^2) f_{ck}$$

$$B = 0.1759 \left( \frac{f_y}{235} \right) + 0.974$$

$$C = -0.1038 \left( \frac{f_{ck}}{20} \right) + 0.0309$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}}$$

其中:  $f_y$  为钢管的屈服点;  
 $f_{ck}$  为混凝土强度标准值;  
 $f_s, f_c$  为钢材, 混凝土抗压强度设计值;  
 $E_s$  为钢材的弹性模量。

在求得组合材料的弹性模量后, 用常规的有限元方法按单一材料进行计算。下表 3-1 为瓷都大桥的钢管混凝土拱肋按上述三种方法计算得到的结果。

表 3-1 瓷都大桥拱肋截面特性

|     | 弹性模量  | 截面面积           | 面内抗弯刚度         | 面外抗弯刚度         |
|-----|-------|----------------|----------------|----------------|
|     | MPa   | m <sup>2</sup> | m <sup>4</sup> | m <sup>4</sup> |
| 方法一 | 33000 | 3.053          | 0.723          | 0.1741         |
| 方法二 |       | 101749         | 78601          | 36876          |
| 方法三 | 70200 | 2.285          | 0.723          | 0.1741         |

其中方法二对应行数据为分别为  $EA$ 、 $EI$  (面内)、 $EI$  (面外), 单位分别为 MN、MN\*m<sup>2</sup> 和 MN\*m<sup>2</sup>

由上表计算数据可知, 方法三将钢管混凝土按单一组合材料进行计算, 考虑了钢管和混凝土的相互作用, 得到刚度较大; 而按方法一

计算结果较小,偏于安全,应用在工程设计中不失为一种简便的方法。分析计算公式可知,上述三种方法与钢管混凝土构件的截面形状、钢材和混凝土分布以及含钢率均有关系。

由于钢管混凝土拱肋实际上为压弯构件,钢管和混凝土之间的相互作用随受力和变形不断发生变化,导致实际上的刚度不断变化。钢管混凝土拱肋在力学行为上为一种组合材料,无论按方法一或方法二计算都无法将承压和受弯两种力学状态统一起来,只有按钢管混凝土统一理论将其视为单一的组合材料进行分析才能比较准确的把握钢管混凝土拱肋受力与变形的真实情况,也更有理论根据。所以本文在瓷都大桥自振特性分析中,采用了第三种方法来计算钢管混凝土构件的截面特性。

### 3.5 自振特性分析

本文应用上述计算模型得到了瓷都大桥的前二十阶振型,表 3-2 给出了前二十阶振型的自振频率和振型特点。

表 3-2 瓷都大桥前二十阶自振频率

| 振型序号 | 频率           | 振型序号 | 频率           |
|------|--------------|------|--------------|
| 1    | 1.043 (W, D) | 11   | 3.068 (W, F) |
| 2    | 1.320 (N, F) | 12   | 3.147 (W, D) |
| 3    | 1.756 (N, D) | 13   | 3.168 (N, F) |
| 4    | 1.934 (W, F) | 14   | 3.215 (W, D) |
| 5    | 2.295 (N, D) | 15   | 3.291 (N, F) |
| 6    | 2.392 (N, F) | 16   | 3.416 (W, D) |
| 7    | 2.394 (W, D) | 17   | 3.579 (W, F) |
| 8    | 2.612 (W, F) | 18   | 3.658 (N, F) |
| 9    | 2.885 (N, F) | 19   | 3.745 (N, D) |
| 10   | 2.951 (N, F) | 20   | 3.798 (W, D) |

注: N 为面内振型; W 为面外振型; F 为反对称; D 为对称

分析表 3-2 中的自振频率和相应振型可以看出:

(1) 采用本文模型计算, 水平自振基频为 1.04HZ, 竖向自振基频为 1.32HZ 均分别与实测水平自振基频 0.98HZ<sup>[71]</sup>, 实测竖向自振基频 1.27HZ 接近, 这说明本文采用的空间分析模型是可行的。

(2) 面内的振型序列第一阶振型是反对称的, 第二、三阶是对称的, 第四阶面内振型是反对称的, 这与一般单拱桥的振型序列是一致的。由瓷都大桥的构造特点可知, 纵梁之上为桥面, 纵梁搭在横梁之上, 横梁通过吊杆联结于拱肋上。这样, 纵、横梁实际上为传力结构, 而拱肋是主要的承重部件, 所以瓷都大桥呈现与单拱桥类似的频率序列是合理的。

(3) 面外计算基频和面内计算基频之比为 0.8, 说明面外刚度和面内刚度差别不大。在总体振型序列中, 虽然该桥在拱顶和拱脚等部位均设了横撑, 但由于跨度很大, 横向相对较柔, 故结构的第一振型还是主拱的出平面振动。

### 3.6 结构参数对自振特性的影响

钢管混凝土拱桥由多种形式构件组合而成, 各部分对钢管混凝土拱桥的自振特性影响是不同的, 本文分析比较了钢管混凝土肋拱桥主要结构参数对其自振特性的影响。

(1) 拱肋是拱桥中最重要的结构部分, 为了比较拱肋刚度变化对自振特性的影响, 本文计算了拱肋刚度比实桥大 10% 后的前二十阶频率, 并在表 3-3 中列出了前五阶自振频率。

表 3-3 拱肋刚度变化的前五阶自振频率

| 频率 | $f_1$ | $f_2$ | $f_3$ | $f_4$ | $f_5$ | 说明   |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 1  | 1.043 | 1.320 | 1.756 | 1.934 | 2.295 | 实桥   |
| 2  | 1.060 | 1.386 | 1.823 | 1.987 | 2.358 | 刚度增大 |

表中数据说明, 即使拱肋刚度增大, 对桥梁的振型序列和自振频

率几乎没有影响,所以只要满足设计要求即可,没有必要为改善钢管混凝土肋拱桥的自振特性而加大截面尺寸。

(2) 横撑(横系梁)在肋拱桥中主要起加强横向联系,保证桥梁整体结构稳定的作用。本文计算了以下三种情况,以分析和评价横撑对自振特性的影响。1. 减少拱顶两根横撑; 2. 减少拱脚一根横撑; 3. 增大横撑刚度。计算结果见表 3-4~表 3-6 所示:

表 3-4 拱顶横撑减少时的前五阶自振频率

| 频率 | $f_1$ | $f_2$ | $f_3$ | $f_4$ | $f_5$ | 说明   |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 1  | 1.043 | 1.320 | 1.756 | 1.934 | 2.295 | 实桥   |
| 2  | 1.011 | 1.282 | 1.723 | 1.922 | 2.021 | 横撑减少 |

表中数据说明拱顶横撑数目减小使拱桥的自振频率降低,且从振型图中可看出拱顶横向变形非常显著。

表 3-5 拱脚横撑减少时的前五阶自振频率

| 频率 | $f_1$ | $f_2$ | $f_3$  | $f_4$ | $f_5$ | 说明   |
|----|-------|-------|--------|-------|-------|------|
| 1  | 1.043 | 1.320 | 1.756  | 1.934 | 2.295 | 实桥   |
| 2  | 1.042 | 1.320 | 1.7054 | 2.933 | 2.295 | 横撑减少 |

表中数据说明,拱底横撑减小对基频没有影响,因此就该桥来说拱底横撑的影响是局部的。

表 3-6 横撑刚度增大 10%

| 频率 | $f_1$ | $f_2$ | $f_3$ | $f_4$ | $f_5$ | 说明   |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 1  | 1.043 | 1.320 | 1.756 | 1.934 | 2.295 | 实桥   |
| 2  | 1.054 | 1.326 | 1.756 | 2.944 | 2.295 | 刚度增大 |

表中数据表明,增大横撑刚度对面外基频影响较大。

由以上分析可知,横撑在保证大跨度肋拱桥整体工作发挥着重要作用,对自振特性有显著的影响。因此,横撑的数目与位置选择要十分

合适, 而加大或减小横撑截面的效果不太显著。

(3) 纵梁(板)刚度对结构自振频率的影响。本文计算了纵梁刚度比实桥加大 10% 的前二十阶自振频率。表 3-7 给出了这种情况下前五阶振型的自振频率。

表 3-7 纵梁刚度增大 10%

| 频率 | $f_1$ | $f_2$ | $f_3$ | $f_4$ | $f_5$ | 说明   |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 1  | 1.043 | 1.320 | 1.756 | 1.934 | 2.295 | 实桥   |
| 2  | 1.046 | 1.326 | 1.758 | 1.935 | 2.303 | 刚度增大 |

表中数据说明纵梁刚度变化对该桥整体上的自振频率和振型影响较小。

(4) 桥面与桥台的支承条件对拱桥的自振特性也有影响, 表 3-8 给出了放松桥面纵向约束和实桥两种情况下的前五阶自振频率。

表 3-8 放松桥面纵向约束

| 频率 | $f_1$ | $f_2$ | $f_3$ | $f_4$ | $f_5$ | 说明   |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 1  | 1.043 | 1.320 | 1.756 | 1.934 | 2.295 | 实桥   |
| 2  | 0.972 | 1.102 | 1.496 | 1.692 | 1.806 | 放松约束 |

从上表中数据可以看出, 放松桥面约束, 基频降幅较大, 而且改变了振型序列。因此可以通过改变桥面与桥台的的支承来调整和改善钢管混凝土拱桥的自振特性。

### 3.7 瓷都大桥与现有钢管混凝土拱桥自振特性比较<sup>[71, 65]</sup>

目前, 国内对公路拱桥自振频率尚无规范作出明确规定, 国外(前苏联和美国)的规范也只规定了混凝土简支梁、板的垂直振动自振频率的限值。钢管混凝土拱桥是在八十年代国内才开始研究, 目前对此

类结构的自振频率尚无具体规定。日本对各类土木结构通过激振试验、地震观察等实测资料的结果进行归纳，对拱桥的竖向频率的计算公式为：

$$F_v = 10\alpha L^{-0.828}$$

式中： $F_v$  为竖向自振频率

$\alpha = 1.79 + b$ （若拱桥， $b$  取用 0.127）

$L$  为桥梁跨度

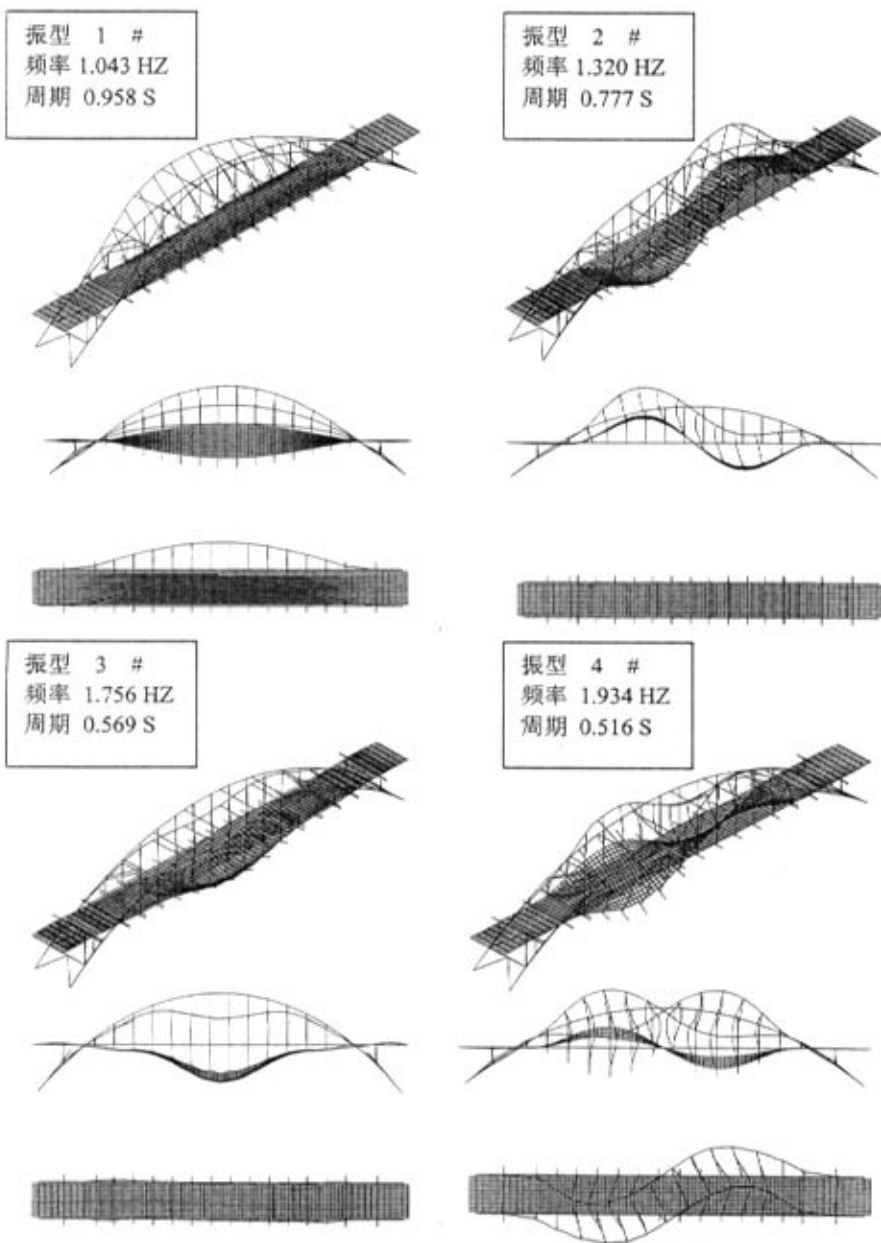
由上式，对瓷都大桥竖向自振频率的计算结果为 1.31HZ。为便于比较，下表给出了目前国内建成的同类型的钢管拱桥的横向及竖向自振频率的实测和计算结果。

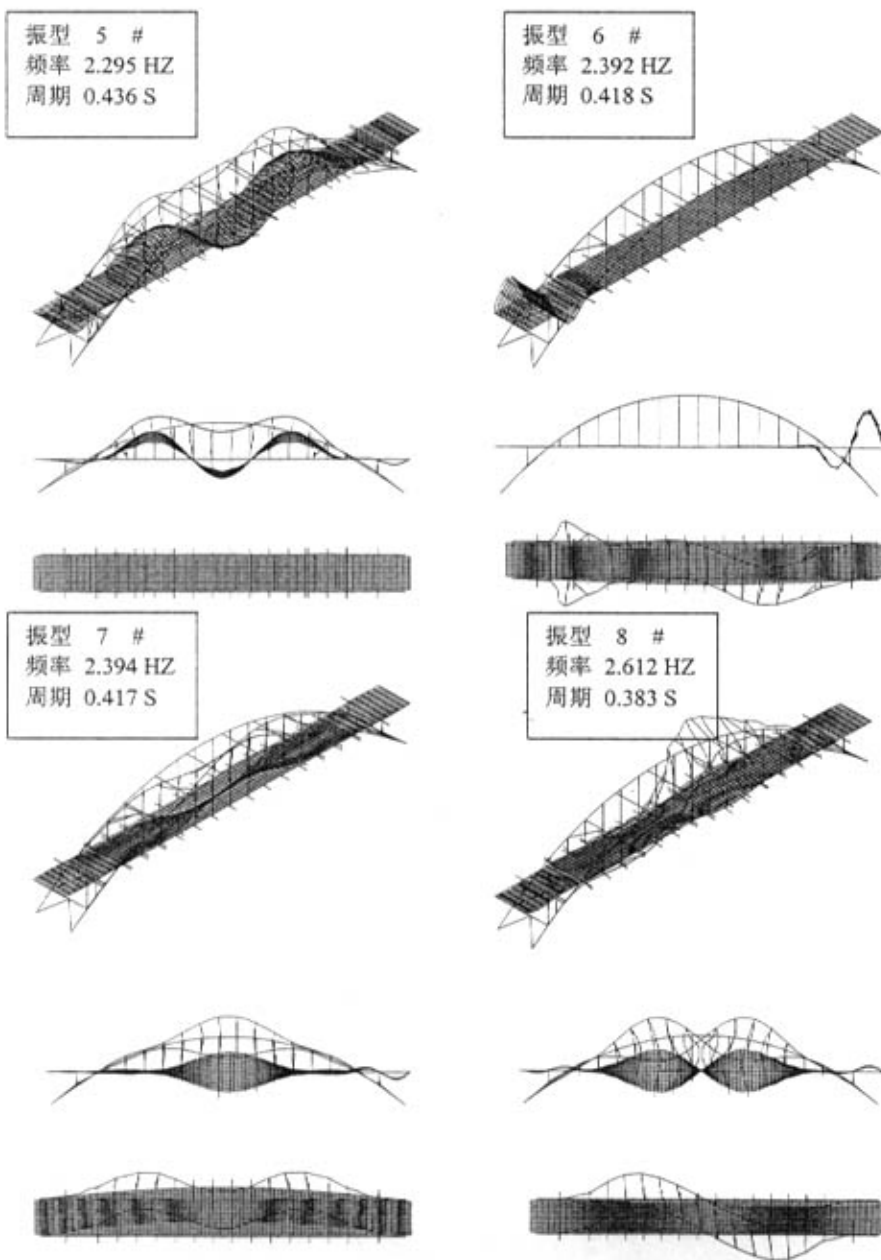
表 3-9 国内几座大桥的计算频率和实测频率

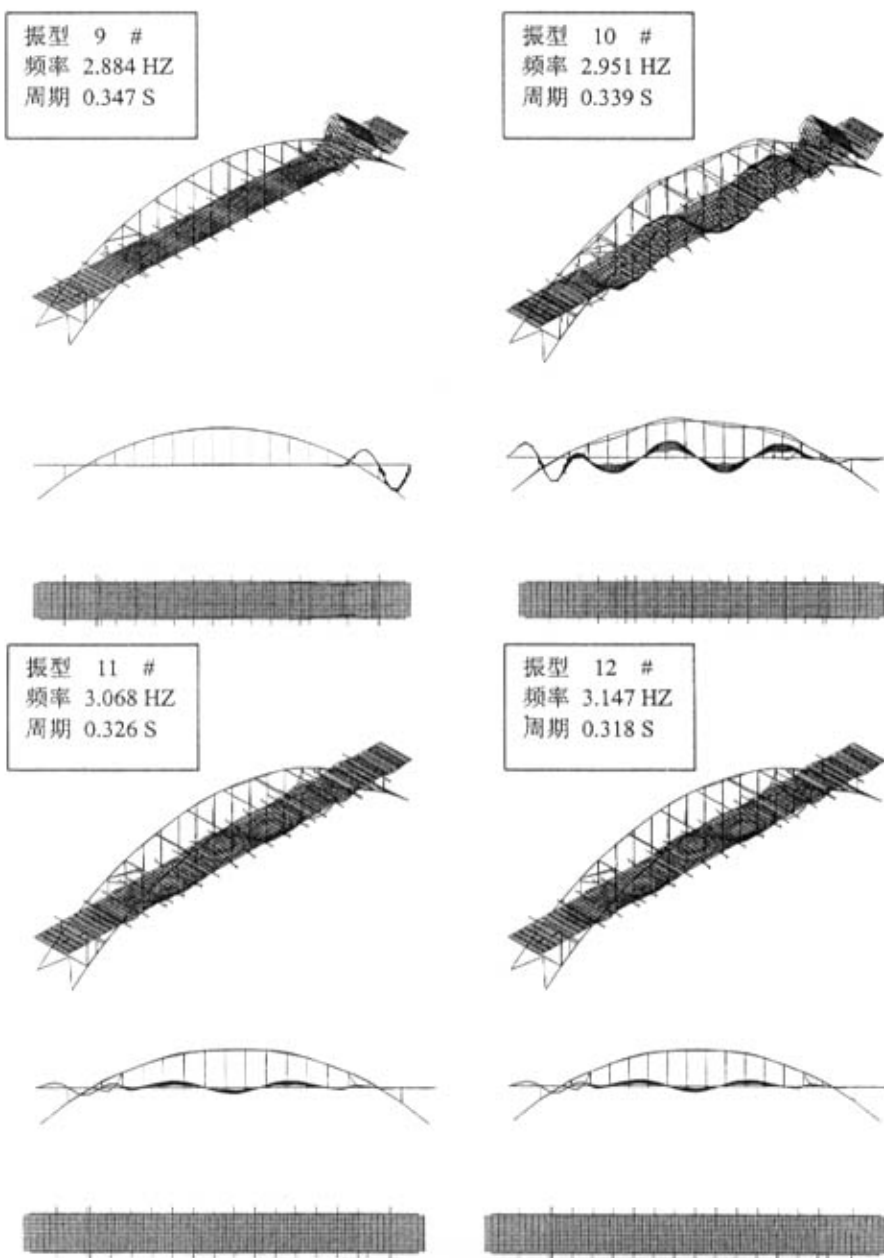
| 桥名     | 跨度   | 矢高  | 计算值    | 计算值    | 实测值    | 实测值    | 日本经验公式 |
|--------|------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|
|        |      |     | 竖      | 横      | 竖      | 横      |        |
| 黄柏河特大桥 | 160m | 32m | 0.99HZ | 1.17HZ |        |        | 1.24HZ |
| 莲沱河特大桥 | 120m | 40m | 1.04HZ | 0.59HZ |        |        | 1.58HZ |
| 石潭溪大桥  | 136m | 27m | 1.25HZ | 1.24HZ |        |        | 1.42HZ |
| 瓷都大桥   | 150m | 30m | 1.32HZ | 1.02HZ | 1.27HZ | 0.98HZ | 1.31HZ |

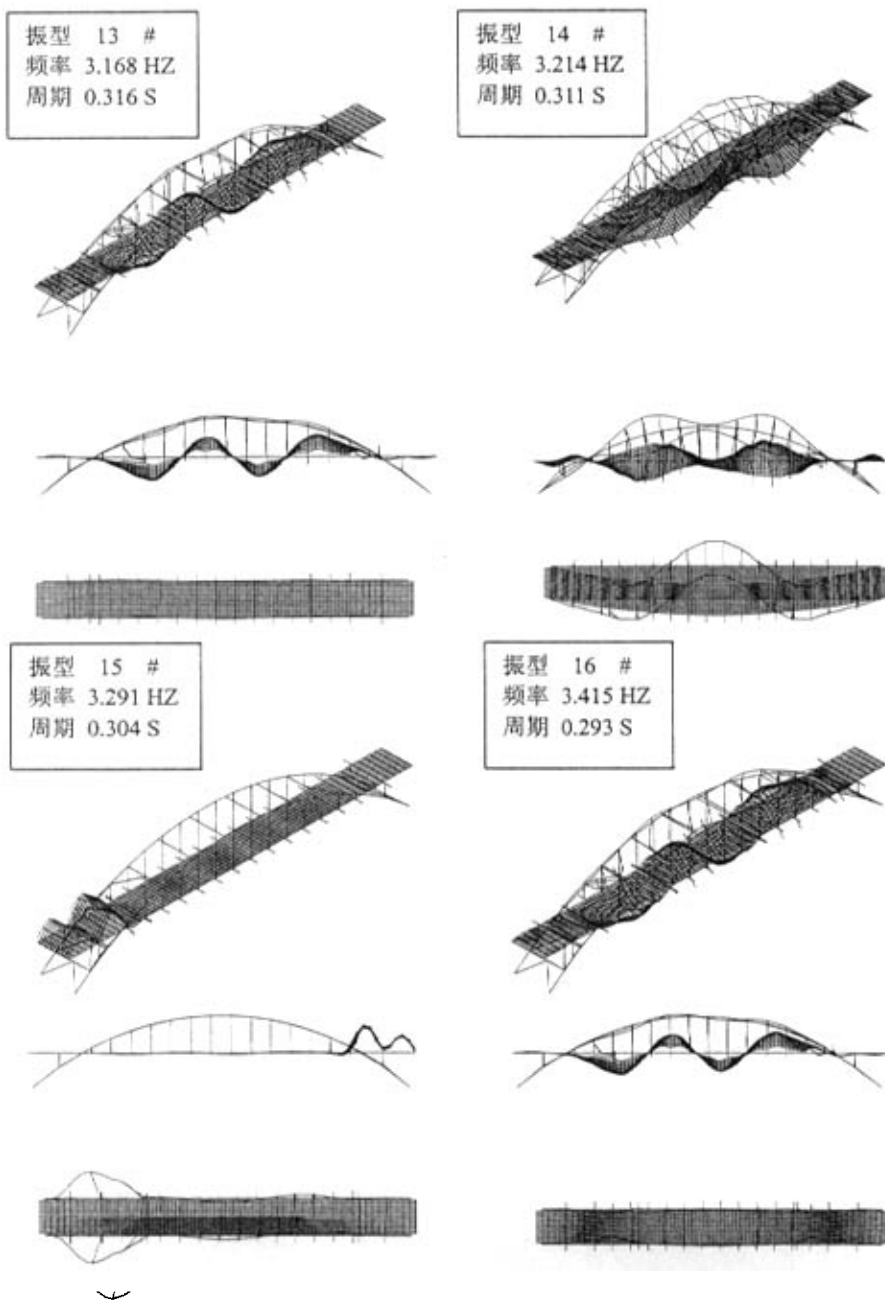
由上表的数据可以看出，瓷都大桥的自振频率与目前国内几座同类型桥的理论计算值较为接近。

下图 3-4~3-23 给出了本章计算所得到的瓷都大桥前二十阶计算振型。

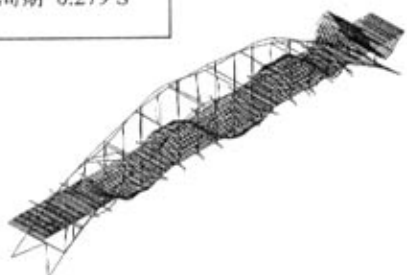




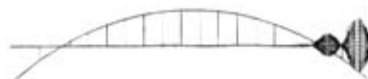
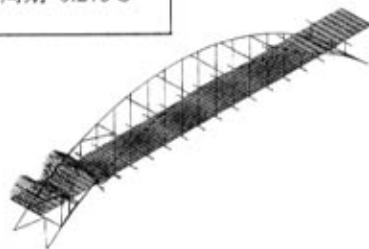




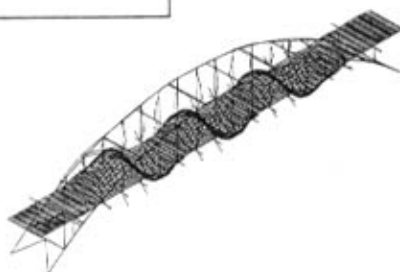
振型 17 #  
频率 3.578 HZ  
周期 0.279 S



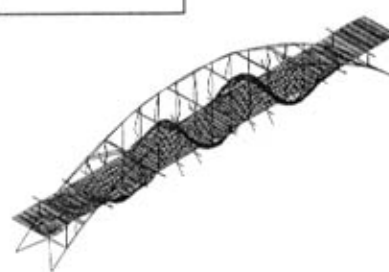
振型 18 #  
频率 3.658 HZ  
周期 0.273 S



振型 19 #  
频率 3.745 HZ  
周期 0.267 S



振型 20 #  
频率 3.791 HZ  
周期 0.263 S



## 第四章 车辆荷载作用下钢管混凝土拱桥的动力响应

车辆以一定速度通过桥跨时,将引起桥梁结构的振动。这种振动受到很多因素的影响,大致可分为以下几类:(1)桥梁结构的动力性能的影响,包括频率、振型和阻尼特性等;(2)桥面不平度的影响;(3)车辆性能、行使速度以及行使位置的影响,包括悬挂质量、悬挂弹簧刚度和阻尼系数以及轮胎刚度和阻尼系数等参数。由于影响因素比较复杂,在设计和检验中,动力作用通常采用“冲击系数”以增大活载来考虑。研究钢管混凝土拱桥在汽车荷载作用下的动力响应,就必须讨论钢管混凝土拱桥的冲击系数。

### 4.1 冲击系数的基本定义

近年来,随着交通运输业的迅速发展,公路上车辆的行使密度和荷载日益增大,桥梁结构形式日趋多样化和轻型化,因而移动车辆荷载作用下公路桥梁的振动研究就成了普遍关注的问题。当车辆以一定的行使速度通过桥梁时,桥梁承受着与时间有关的强制力作用。此时,桥梁结构中产生的应力和变形,一般要大于相同车辆荷载在静态作用时产生的应力与变形。移动车辆荷载对桥梁的这种动力影响,在桥梁设计和检验中通常采用“冲击系数”以增大静力活载来考虑,因此研究移动车辆荷载作用下桥梁的振动问题,在实际应用上主要是研究冲击系数的变化规律。

在桥梁设计中,结构分析工作是在静力计算基础上,用一综合技术指标“冲击系数”来反映车辆荷载的动力作用。

我国现行的公路桥梁规范和相当一些国家的桥梁规范都将冲击系数的变化规律描述为随跨度递减。大量的试验和理论研究表明：冲击系数是依赖于车辆自振特性、桥梁的自振特性和桥面平整度以及车速等多种因素而变化的。我国桥涵设计规范条文说明中还补充说明了桥梁产生振动的原因还与桥面的平整度和桥梁的自振特性（自振频率）有关，但在冲击系数公式中未能反映。我国桥涵设计规范的冲击系数取值与其他国家相比偏低，这是偏于不安全的因素，对于跨径  $L \geq 70$  米的钢筋混凝土拱桥则未计入冲击系数。

冲击系数是反映车辆荷载动力作用的重要参数，它的取值直接影响到桥梁结构的可靠性和经济性。车辆荷载作用下桥梁结构的动荷载效应是桥梁设计中必须要考虑的一个荷载因素。根据桥梁设计规范，冲击系数定义为桥梁在最不利静力位置布车列荷载，在移动车列荷载作用下的动态增长率，用  $\mu$  表示。

$$\begin{aligned} \text{冲击系数} &= (\text{最大动态位移} - \text{最大静态位移}) / \text{最大静态位移} && \text{或} \\ \text{冲击系数} &= (\text{最大动态应力} - \text{最大静态应力}) / \text{最大静态应力} \end{aligned}$$

## 4.2 各国公路桥规中有关冲击系数的规定与对比

现行世界各国桥梁设计规范中的冲击系数公式，除加拿大安大略省规范已改用放大谱外，绝大多数国家仍沿用按跨长递减函数的冲击系数公式，其中几个国家的公式如下：

### 1. 中国公路桥涵设计规范（1985 年）

$$\begin{aligned} \text{钢桥除吊桥外 } \mu &= \frac{15}{37.5 + L}; && \text{吊桥 } \mu = \frac{50}{70 + L} \\ \text{钢筋混凝土梁桥 } \begin{matrix} L \leq 5m \\ L \geq 45m \end{matrix} & \begin{matrix} \mu = 0.30 \\ \mu = 0 \end{matrix} && \text{直线内插} \end{aligned}$$

钢筋混凝土拱桥  $\begin{matrix} L \leq 20m & \mu = 0.20 \\ L \geq 70m & \mu = 0 \end{matrix}$  直线内插

2. 美国 AASHTO1987 公路设计规范

$$\mu = \frac{15.24}{38 + L} (\leq 0.30)$$

3. 德国 DIN1075 规范

跨径  $L = 0, \mu = 0.4$ ;  $L = 30, \mu = 0.25$ ;  $L = 40, \mu = 0.16$ ;  $L = 50, \mu = 0$ ,  
在其间呈抛物线变化。

4. 法国规范对冲击系数的规定

$$\mu = \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{q}{p}} \quad (q - \text{净载}; p - \text{活载})$$

5. 英国 BS5400 规范

在设计时已包含了 25% 的冲击效应。

6. 日本桥规对冲击系数规定

$$\text{钢桥} \quad \mu = \frac{20}{50 + L}$$

$$\text{预应力混凝土桥} \quad \mu = \frac{10}{50 + L}$$

$$\text{钢筋混凝土拱桥} \quad \mu = \frac{7}{20 + L}$$

7. 前苏联 1962 规范

$$\text{钢桥} \quad \mu = \frac{15}{37.5 + \lambda} \quad (\lambda \text{ 为跨度或加载长度})$$

$$\text{钢筋混凝土梁式桥} \quad \mu = \frac{10}{20 + \lambda} \geq 0.15$$

$$\text{钢筋混凝土拱桥} \quad \mu = \frac{A}{100 + L} (1 + 0.4 \frac{L}{f})$$

$$\text{其中 } A = \begin{cases} = 10 & L \leq 110m \\ = 15 & L \geq 140m \\ = \frac{L}{6} - 8.3 & 110 < L < 140 \end{cases}$$

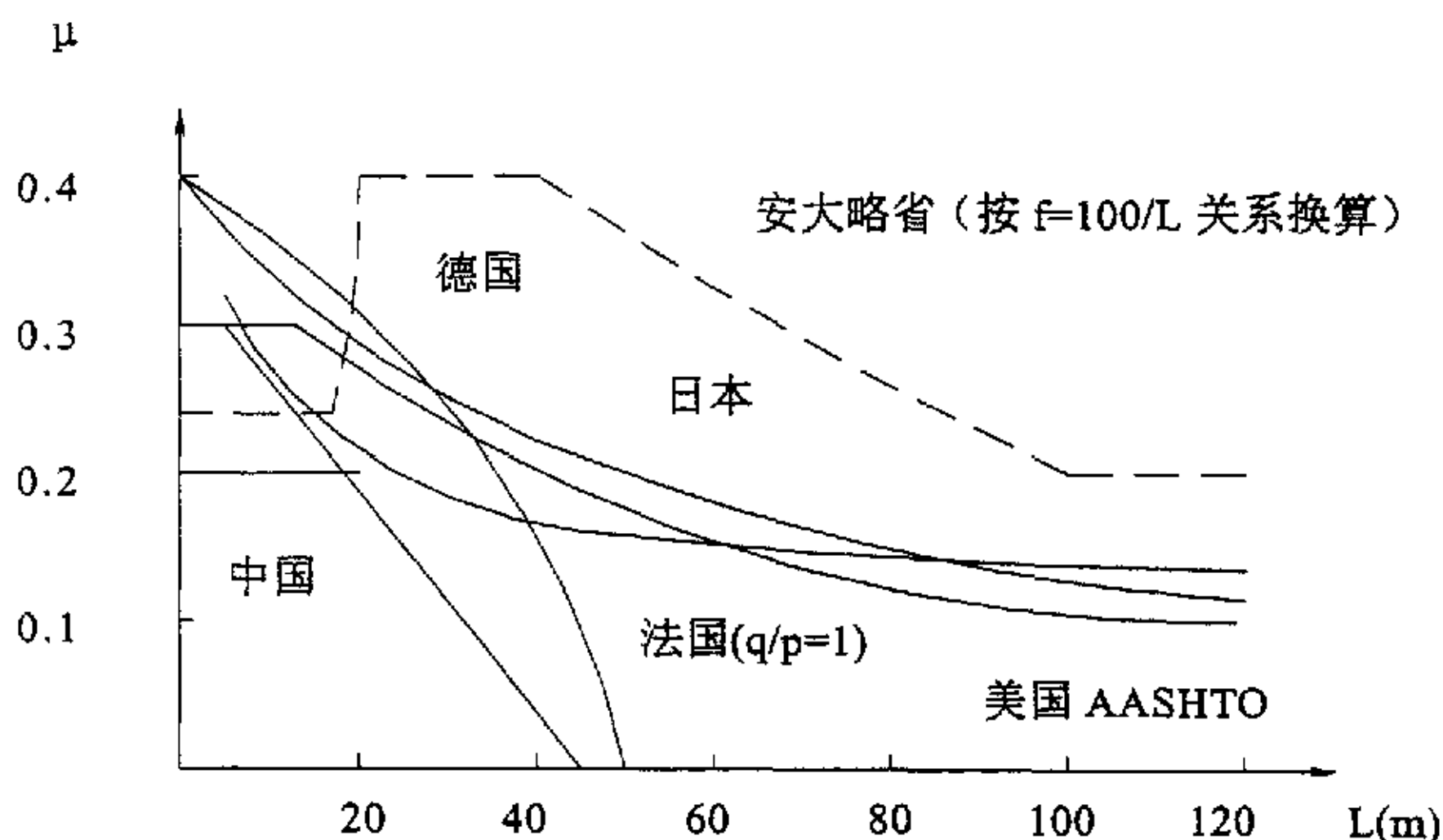


图 4-1 各国桥规有关公路桥梁的冲击系数曲线

图 4-1 表示各国冲击系数公式的对比。可以看出，冲击系数在  $L=0$  时的最大值都在  $0.3 \sim 0.4$ ，是相近的。但随跨度  $L$  的递减关系却相差很大，这说明冲击系数和跨度关系的离散性很大。并且，公路桥梁荷载的动力作用机制不同于铁路荷载。沿用的递减关系并不能正确反应公路桥梁中车辆荷载效应的内在规律。因此，加拿大安大略省规范率先提出了用放大谱的形式来代替传统的冲击系数公式，这是一个合理的趋势。图 4-2 表示的为加拿大安大略省在 1979 年制定的规范基础上 1982 年以 1980 年的试验结果重新修订的放大谱。冲击系数的最大值为 0.40，发生在基频相当于简支梁的范围内，并向两边递减为 0.2 和 0.25。

按照我国公路规范，对于钢筋混凝土拱桥，当  $L \geq 70\text{m}$  时，冲击系数  $\mu = 0$ 。而对于钢管混凝土拱桥则没有具体规定，在设计中一般都沿用钢筋混凝土拱桥的规定。钢管混凝土拱桥的跨长一般都大于  $70\text{m}$ ，此时钢管混凝土拱桥的冲击系数以及车辆荷载作用下钢管混凝土拱桥的动力响应有待于理论研究。下图为加拿大安大略省规范冲击系数随基频变化的规律。

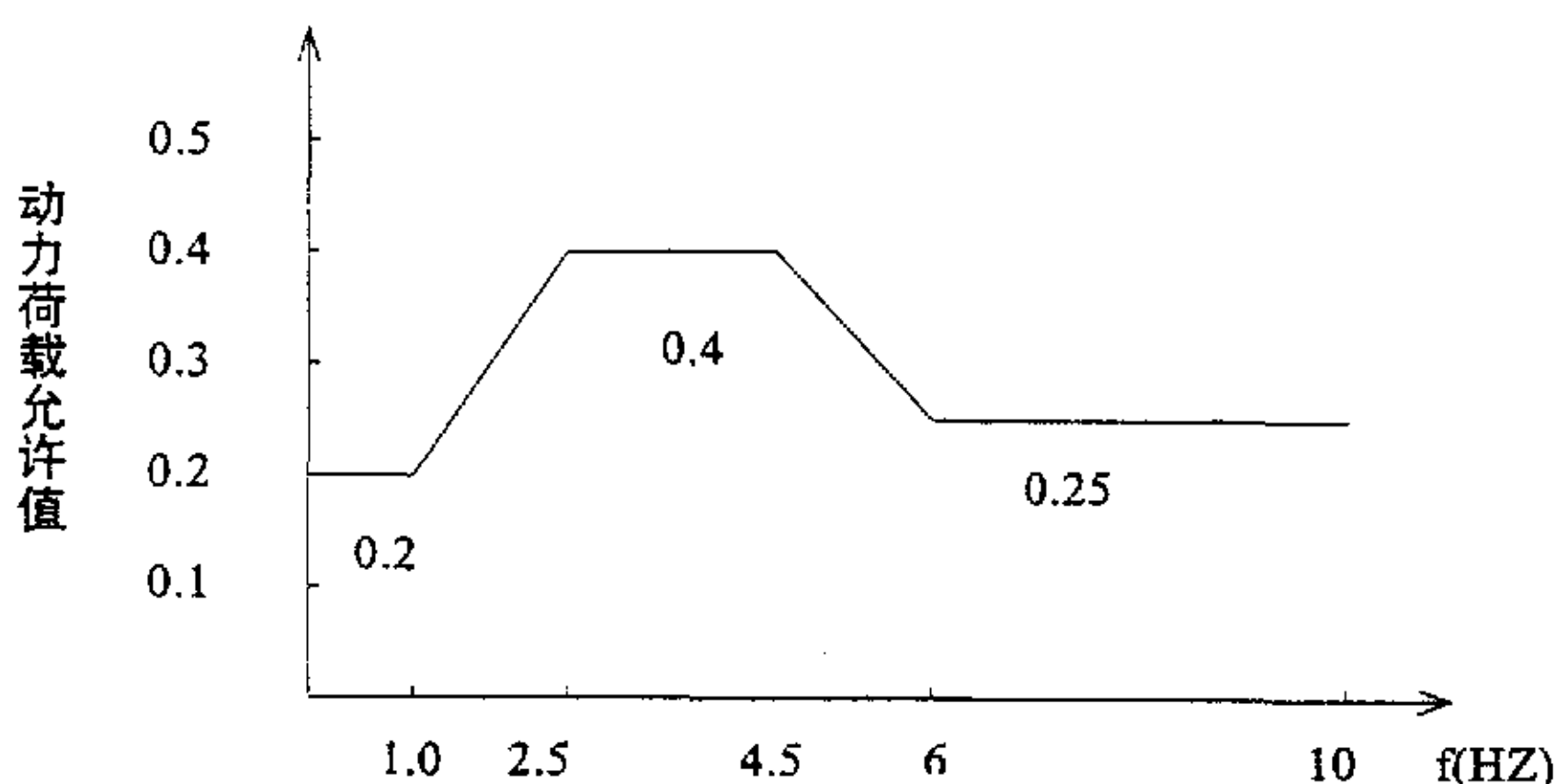


图 4-2 动力允许值与第一弯曲频率的关系

### 4.3 车辆荷载作用下瓷都大桥的动力响应

#### 4.3.1 桥梁的计算参数

桥梁结构的自振特性，如自振频率、振型和阻尼等是结构自身固有的性质，它取决于结构自身的材料特性和刚度，结构的质量及其分布规律，是描述系统基本动力特征的主要参数。它的确定是进行结构动力计算和分析的前提。桥梁结构的自振特性除阻尼外，均可由理论分析得到。本章依据上一章分析得到的瓷都大桥自振特性，并采用文献[71]中试验所得到的阻尼比，计算了汽车荷载以不同速度、不同行驶位置通过时，瓷都大桥桥面和拱肋的动态反应。瓷都大桥的设计技术标准：

设计荷载：汽—超 20，挂—120，人群 350kg/m<sup>2</sup>；

桥面宽度：四车道，净—14+2×1 人行道。

由文献[71]，桥梁结构的实测垂直振动频率为 1.27HZ，阻尼比为 6.28%；垂直扭转自振频率为 1.66HZ，阻尼比为 4.10%，本文在计算中阻尼比取实测值。

#### 4.3.2 车辆的计算参数

公路桥梁上行使的车辆种类十分繁杂，各种车辆的物理性能指标有很大差别。在对桥梁进行静力分析时，只要给出车重

和轴重分配就可以了，所以按车重进行分类是可以的。但分析车辆过桥时桥梁的动力响应，如上仅知道车辆轴重就不够了，车体质量、悬挂弹簧刚度、阻尼系数以及轮胎刚度和阻尼对动力响应均有较大影响，所以需要车辆的各项指标有一个充分的了解。目前有关车辆的参数资料，多是给出车辆的空载质量、满载质量和轴重分配，而有关车辆悬挂刚度、阻尼系数等资料较少。这些参数与车辆的实际状态有较大的联系，我们知道轮胎的刚度与充气程度有很大关系，随着充气程度的不同轮胎刚度有较大差别。因此，即使同一种车辆，其车辆参数也具有很大的离散性。为了准确把握车辆的动力性能，从理论上讲，车辆的这些参数应该通过试验的方法得到。下表为几种汽车的性能参数。

表 4-1 几种汽车车辆参数

|           |    | NJB4A | 东风<br>LZ141 | JN150 | SH161 | WABC<br>035D | KAMA3 |
|-----------|----|-------|-------------|-------|-------|--------------|-------|
| 车辆<br>质量  | 空车 | 2500  | 4300        | 6800  | 11000 | 27757        | 7800  |
|           | 重车 | 5640  | 9310        | 15060 | 26000 | 59538        | 19500 |
| 轴重<br>分配  | 前  | 1326  | 2600        | 4900  | 6000  | 20303        | 3900  |
|           | 后  | 4314  | 6710        | 10160 | 20000 | 39235        | 15600 |
| 悬挂<br>刚度  | 前  |       |             | 217   | 272   | 594          | 500   |
|           | 后  |       |             | 320   | 370   | 2500         | 1200  |
| 悬挂<br>质量  | 前  | 529   | 2415        | 4250  | 5064  | 18583        |       |
|           | 后  | 1876  | 5945        | 8800  | 8360  | 32495        |       |
| 非悬挂<br>质量 | 前  | 286   | 416         | 650   | 936   | 1720         | 1000  |
|           | 后  | 595   | 796         | 1360  | 3640  | 6740         | 3300  |

注：表中车辆质量、轴重分配、悬挂质量和非悬挂质量单位为 kg，悬挂弹簧刚度单位为 kN/m。轴重分配给出的为重车值。

根据桥梁设计荷载级别和桥梁结构特点, 本文在计算中采用原苏联 KAMA3 翻斗载重汽车作为计算车辆。汽车概况如图 4-3 所示。

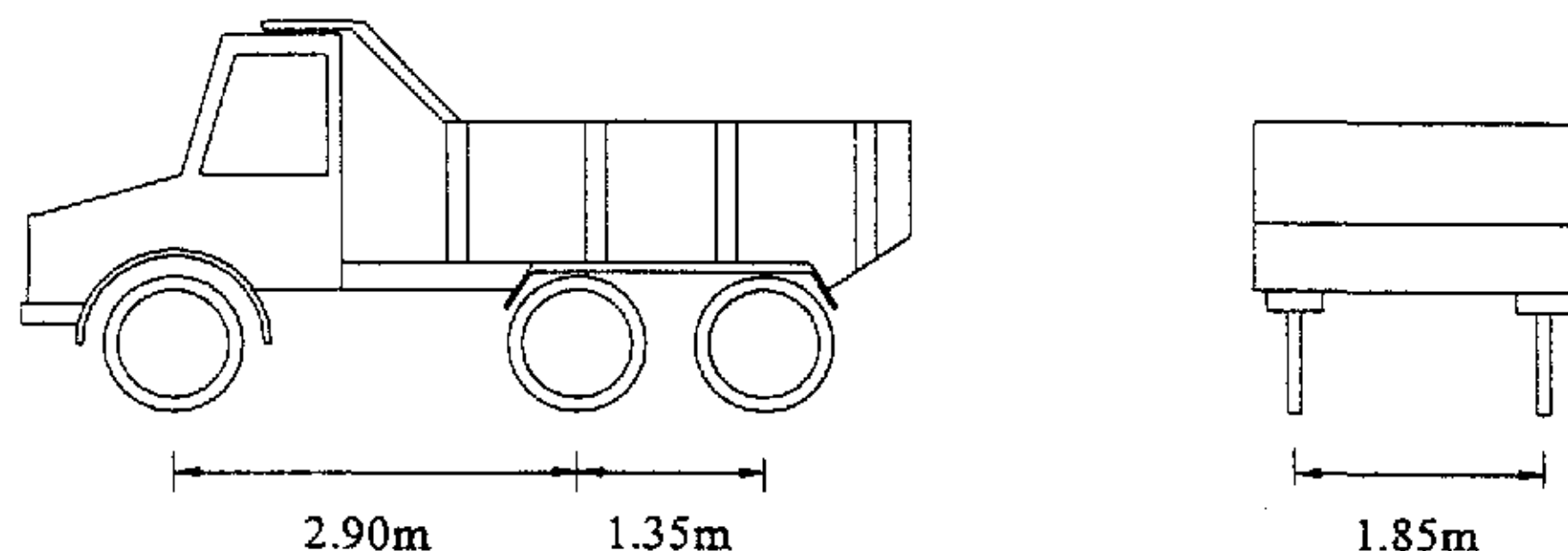


图 4-3 汽车概图

通过查阅有关资料, 得到了计算车辆的性能参数。部分车辆参数见表 4-2 所示。

表 4-2 计算采用汽车的车辆参数表

| 车轴 | 轴重<br>(KN) | 悬挂弹簧<br>刚度<br>(KN/m) | 悬挂弹簧<br>阻尼<br>(KN/m/s) | 轮胎刚度<br>(KN/m) | 轮胎阻尼<br>(KN/m/s) |
|----|------------|----------------------|------------------------|----------------|------------------|
| 前轴 | 39         | 500                  | 10                     | 1000           | 4                |
| 后轴 | 156        | 1200                 | 16                     | 2300           | 16               |

#### 4.3.3 车辆荷载作用下桥梁的动力响应

根据以上桥梁和车辆参数, 本文计算了车辆通过时, 瓷都大桥的动力响应。讨论了不同车辆位置、不同车速以及不同车辆数目对桥梁动力响应的影响。

##### 一、车辆行使在不同车道对桥梁动力响应的影响

(1) 单辆汽车以车速 30km/h 通过外侧车道时, 跨中节点挠度时程曲线见下图

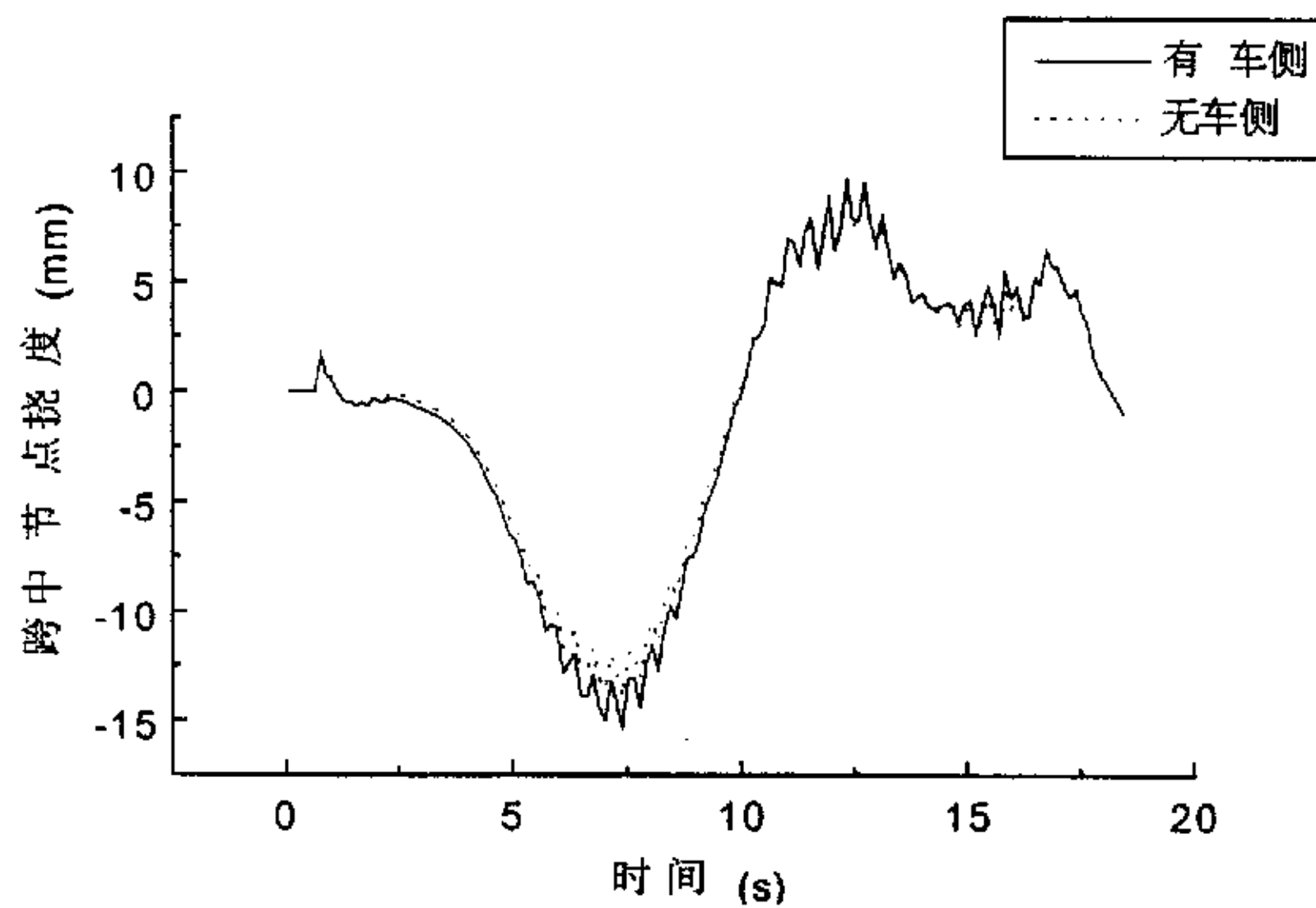


图 4-4 单车以 30km/h 通过外侧车道时跨中挠度时程曲线

(2) 单辆汽车以车速 30km/h 通过内侧车道时, 跨中节点挠度时程曲线见下图

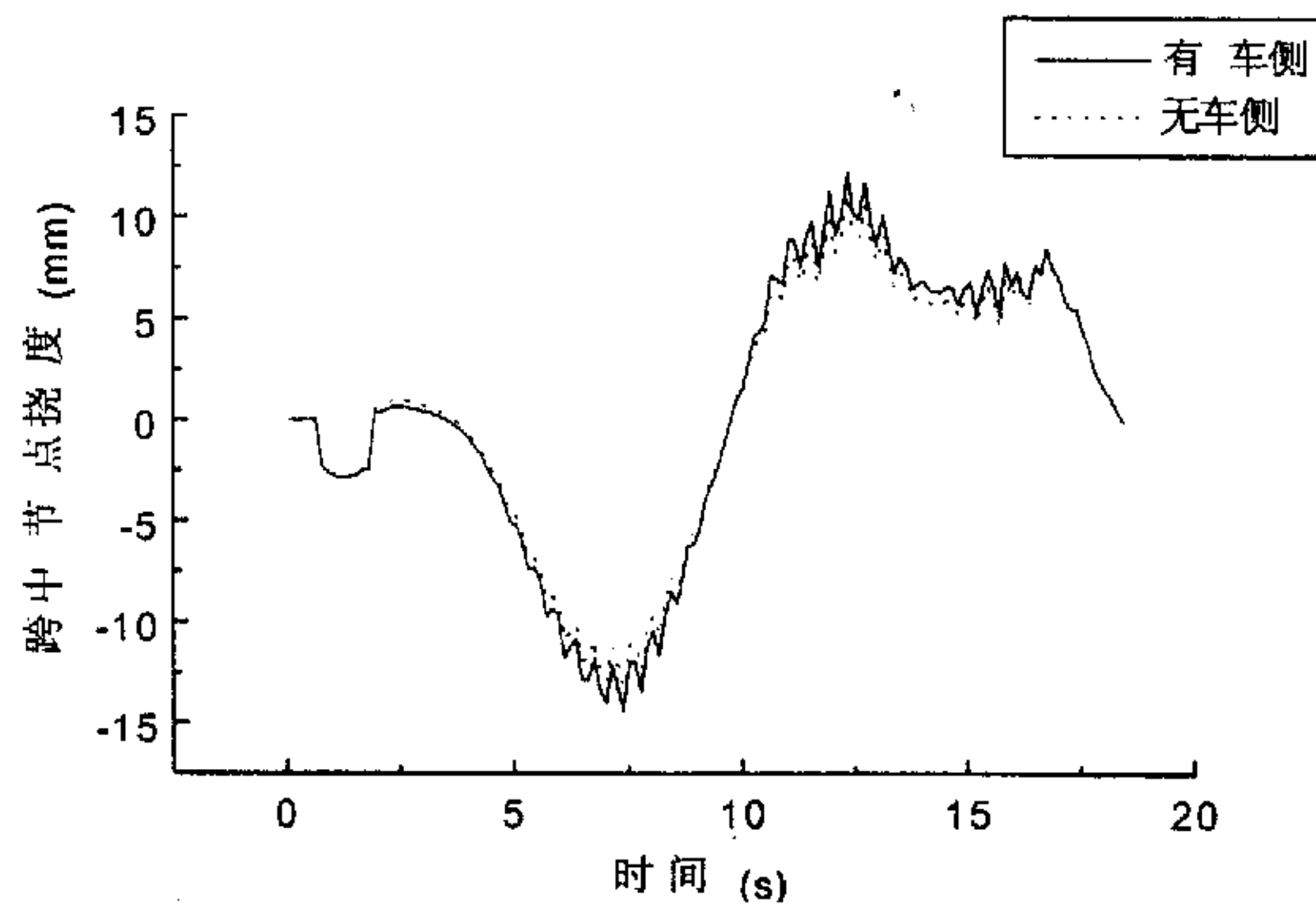


图 4-5 单车以 30km/h 通过内侧车道时跨中挠度时程曲线

(3) 汽车双车并行以车速 30km/h 通过时, 跨中节点挠度时程曲线见下图

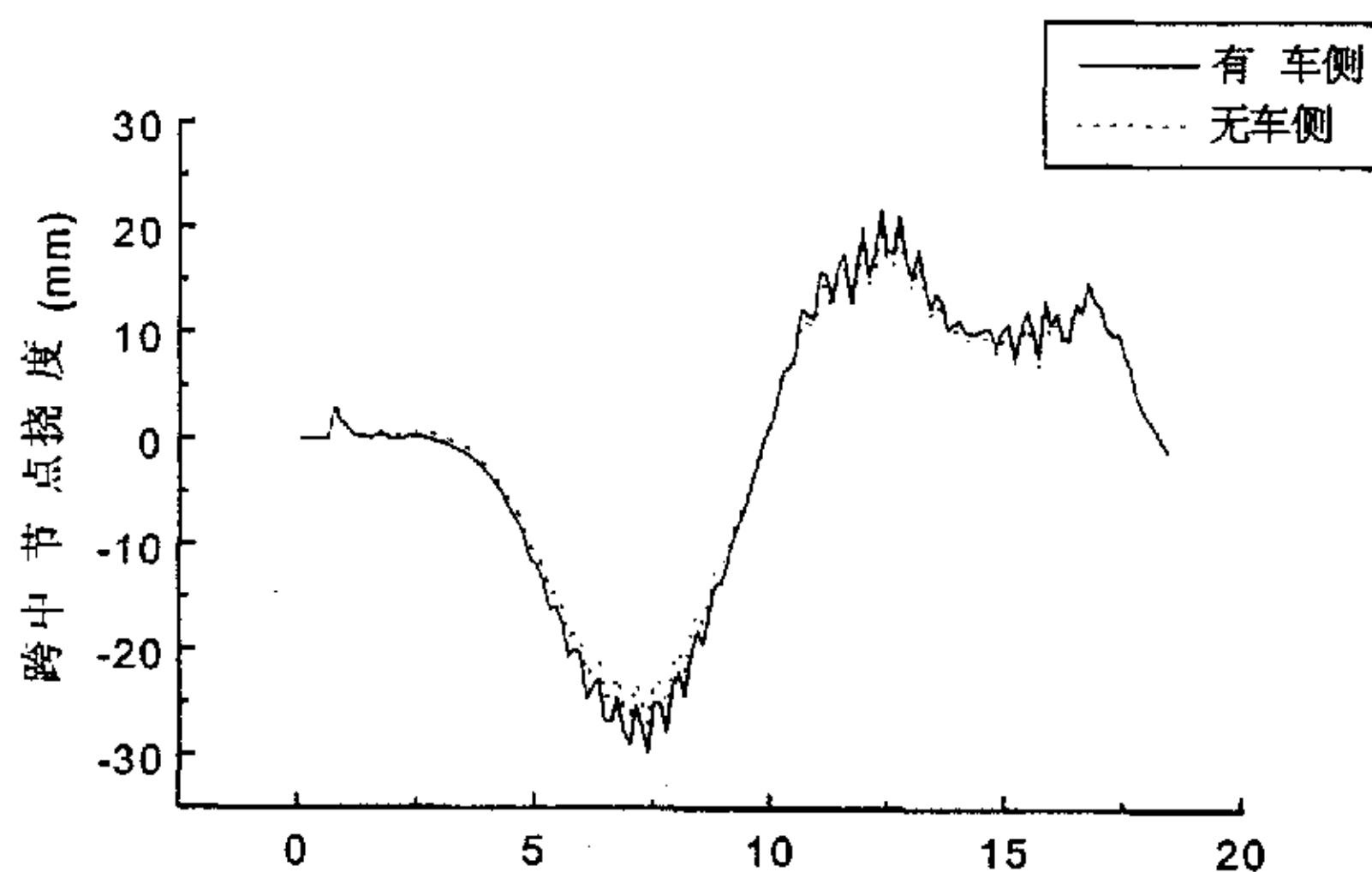


图 4-6 双车并行以 30km/h 通过时跨中挠度时程曲线

(4) 汽车四车并行车以车速 30km/h 通过时, 跨中节点挠度时程曲线见下图

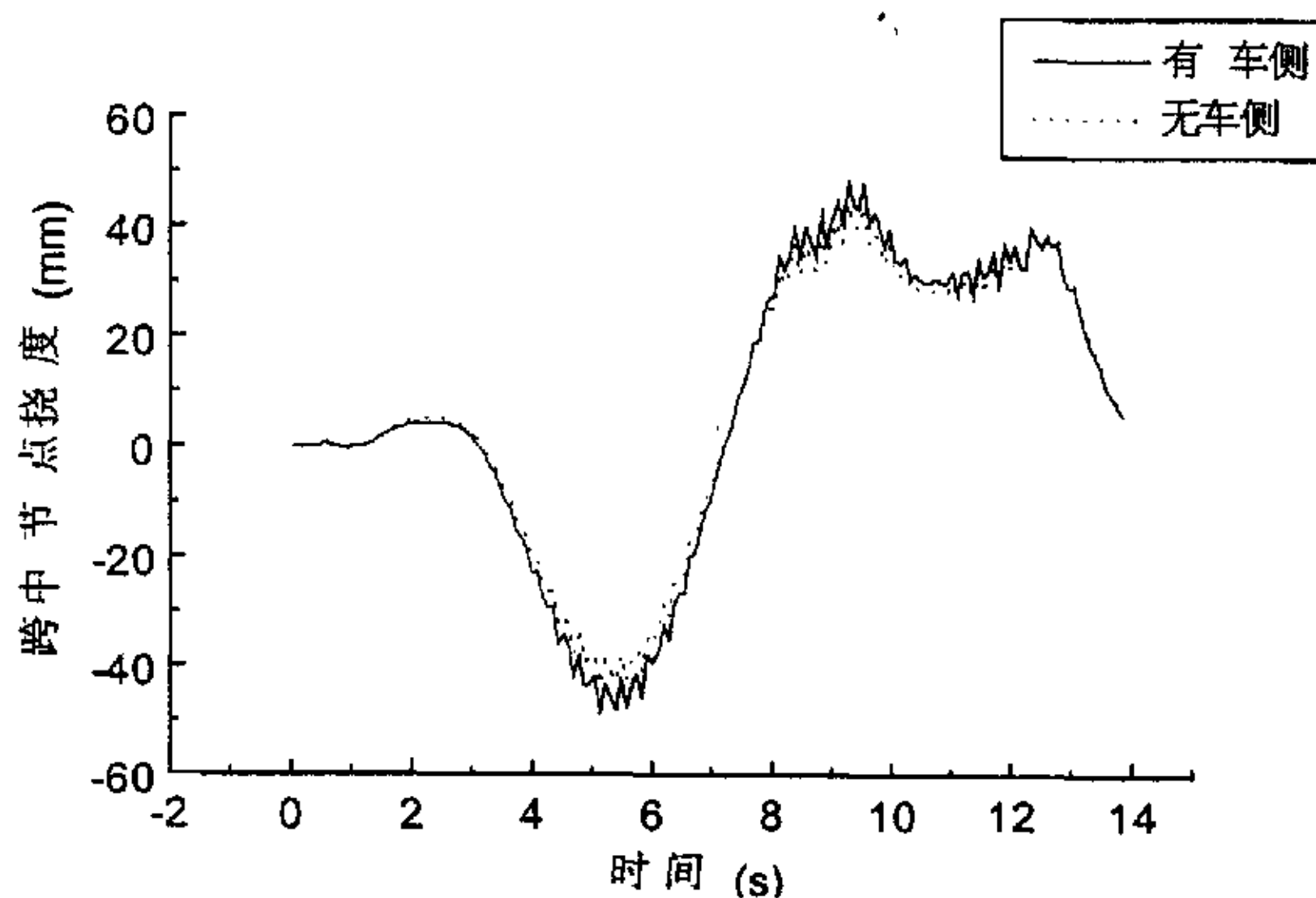


图 4-7 四车并行通过时跨中节点挠度时程曲线

以上四种不同车辆位置, 经过计算得到的桥面跨中最大挠度见表 4-3 所示。

表 4-3 计算车辆以车速 30km/h 通过时, 瓷都大桥跨中动挠度

| 行使位置   | 有车侧   | 无车侧   | 有车侧  | 无车侧  |
|--------|-------|-------|------|------|
|        | 负最大   | 负最大   | 正最大  | 正最大  |
|        | (mm)  | (mm)  | (mm) | (mm) |
| 单车外侧车道 | -15.1 | -13.7 | 9.2  | 9.0  |
| 单车内侧车道 | -14.0 | -13.0 | 12.1 | 10.5 |
| 双车并行   | -28.3 | -26.7 | 21.1 | 19.8 |
| 四车并行   | -48.3 |       | 46.2 |      |

由上表可看出:

1. 车辆行使在不同车道对跨中节点挠度影响较为明显, 在边道行使得到的动力响应大于在内侧车道行使, 这与理论分析是一致的;

2. 该桥的偏载影响显著, 汽车在桥面上不同车道行使, 桥面跨中上下游侧动挠度差别较大。由上表, 在单辆汽车荷载作用下, 上下游桥面最大挠度相差接近 2 毫米, 为有车侧最大动挠度的 13%左右;

3. 两辆汽车并行所引起的桥面跨中节点最大动挠度近似等于单个车辆的作用之和, 随着并行车辆的增多例如四车并行, 桥梁响应比较单车响应的倍数略有减小, 说明在上述荷载作用下瓷都大桥的响应是线性的;

4. 由计算得到的桥面跨中节点挠度与对应拱顶节点挠度相比较有差别, 两者之间的变化并不完全一致。初步认为这是由于吊杆长度变化所导致的, 见下图 4-8 所示

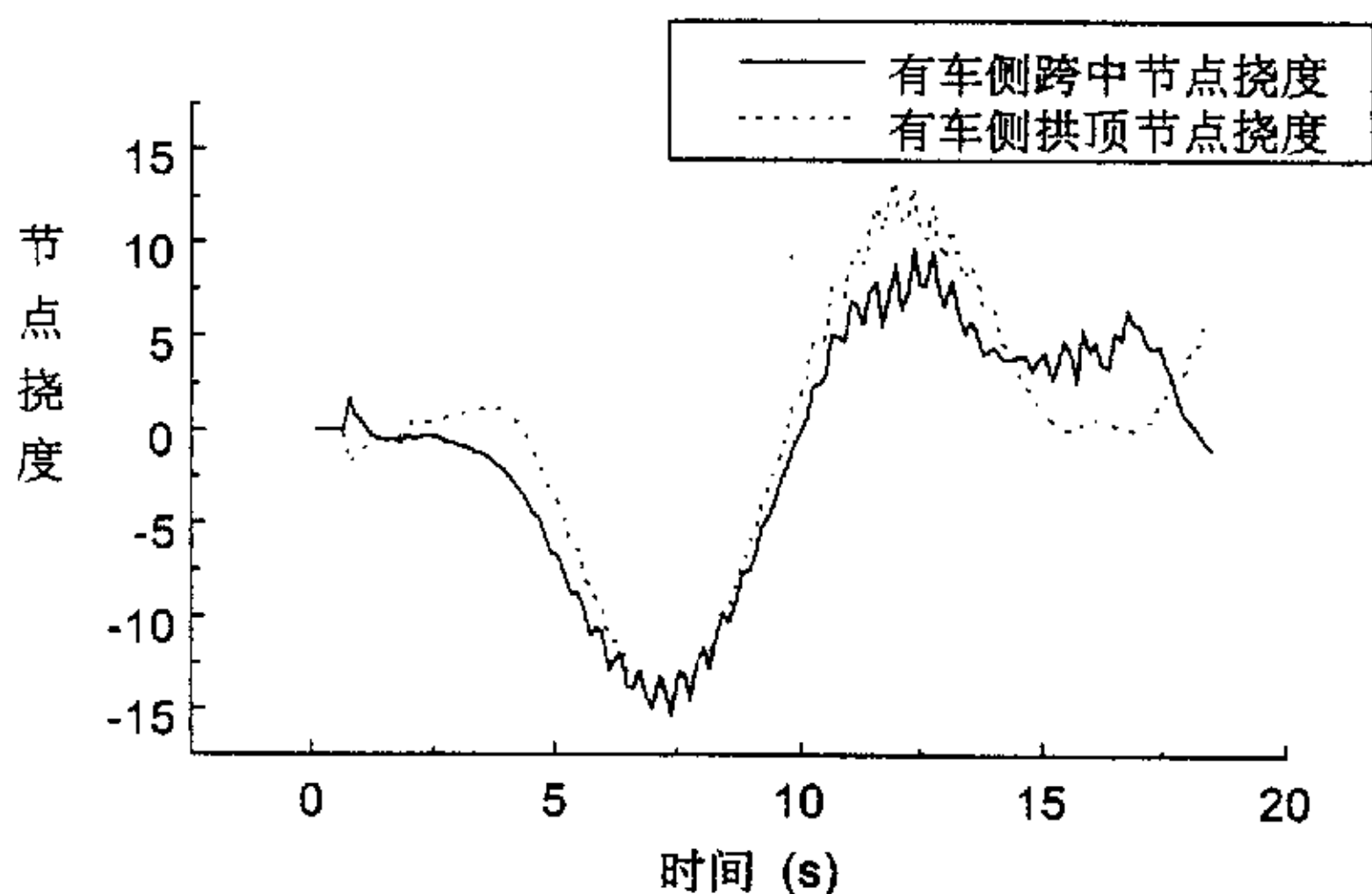


图 4-8 单车并以 30km/h 通过时, 跨中和拱顶动挠度比较

## 二、车速对桥梁动力响应的影响

为研究车速对瓷都大桥动力响应的影响, 本文计算了单辆汽车荷载以不同速度通过时, 桥梁跨中节点的竖向挠度。

(1) 单辆汽车以速度 10km/h 通过时, 桥梁跨中节点挠度时程曲线

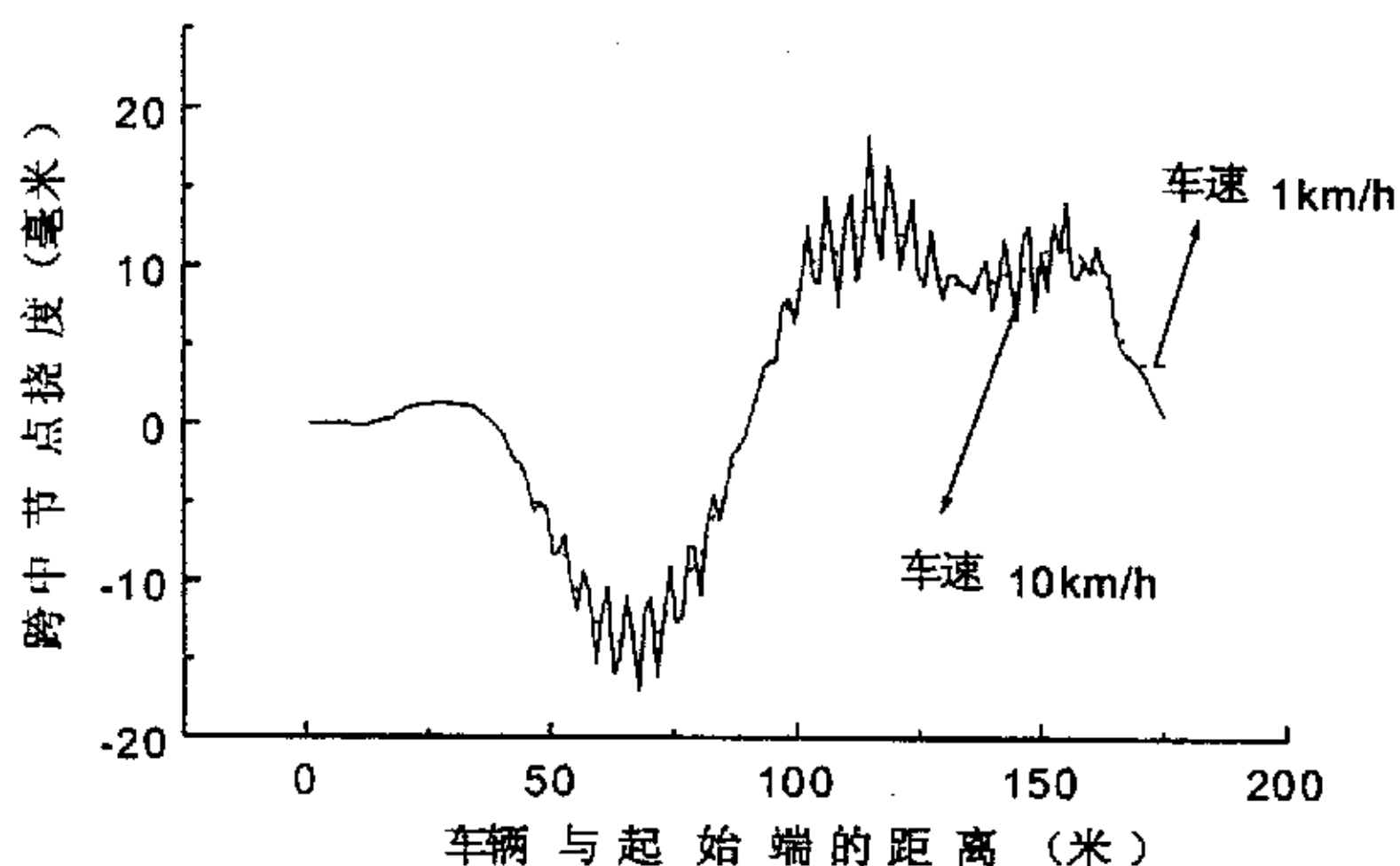


图 4-9 单车以 10km/h 通过外侧车道时, 跨中挠度时程曲线

(2) 单辆汽车以速度 50km/h 通过时, 桥梁跨中节点时程响应曲线

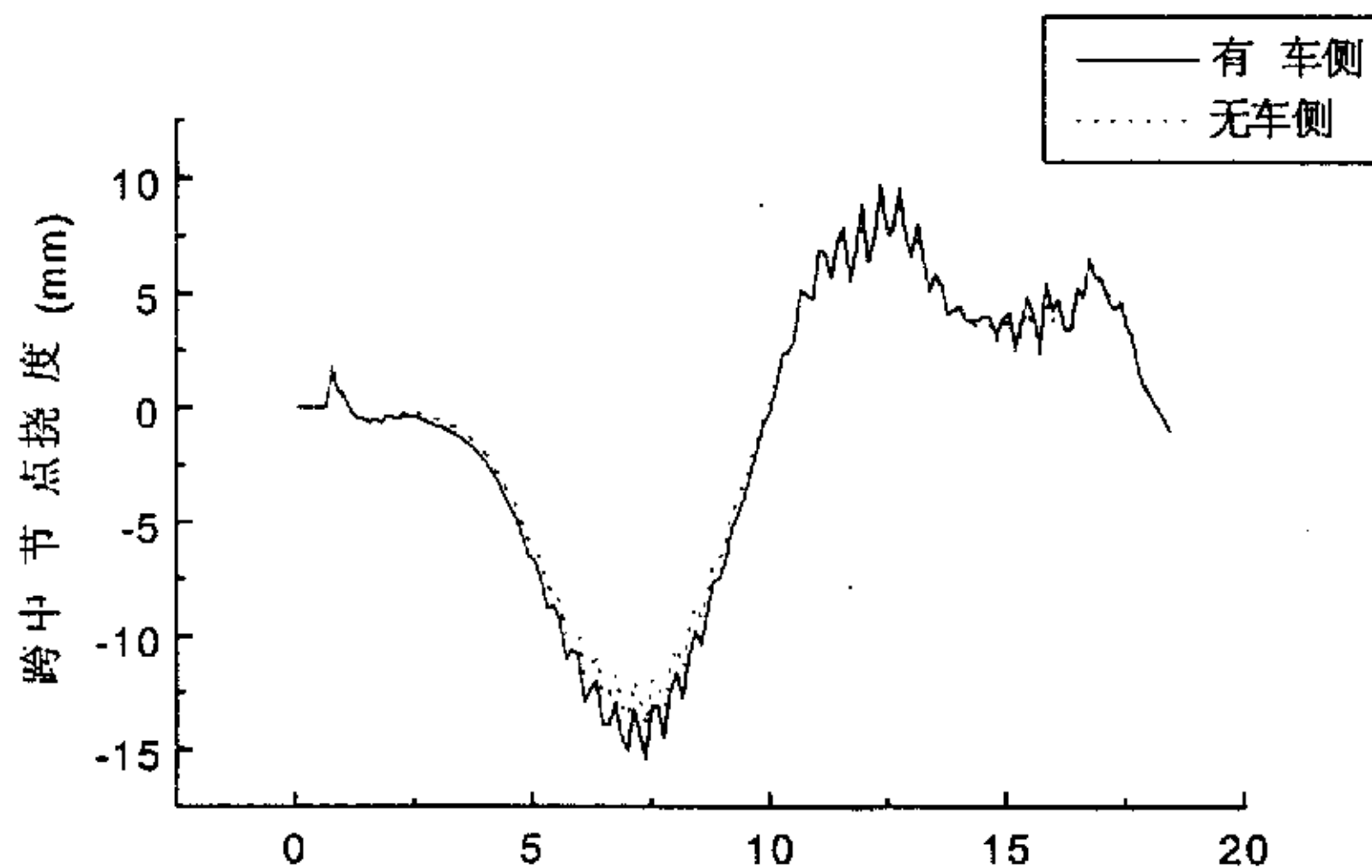


图 4-10 单车以 50km/h 通过外侧车道时, 跨中挠度时程曲线

(3) 单辆汽车以速度 70 公里/小时通过时, 桥梁跨中节点时程响应曲线

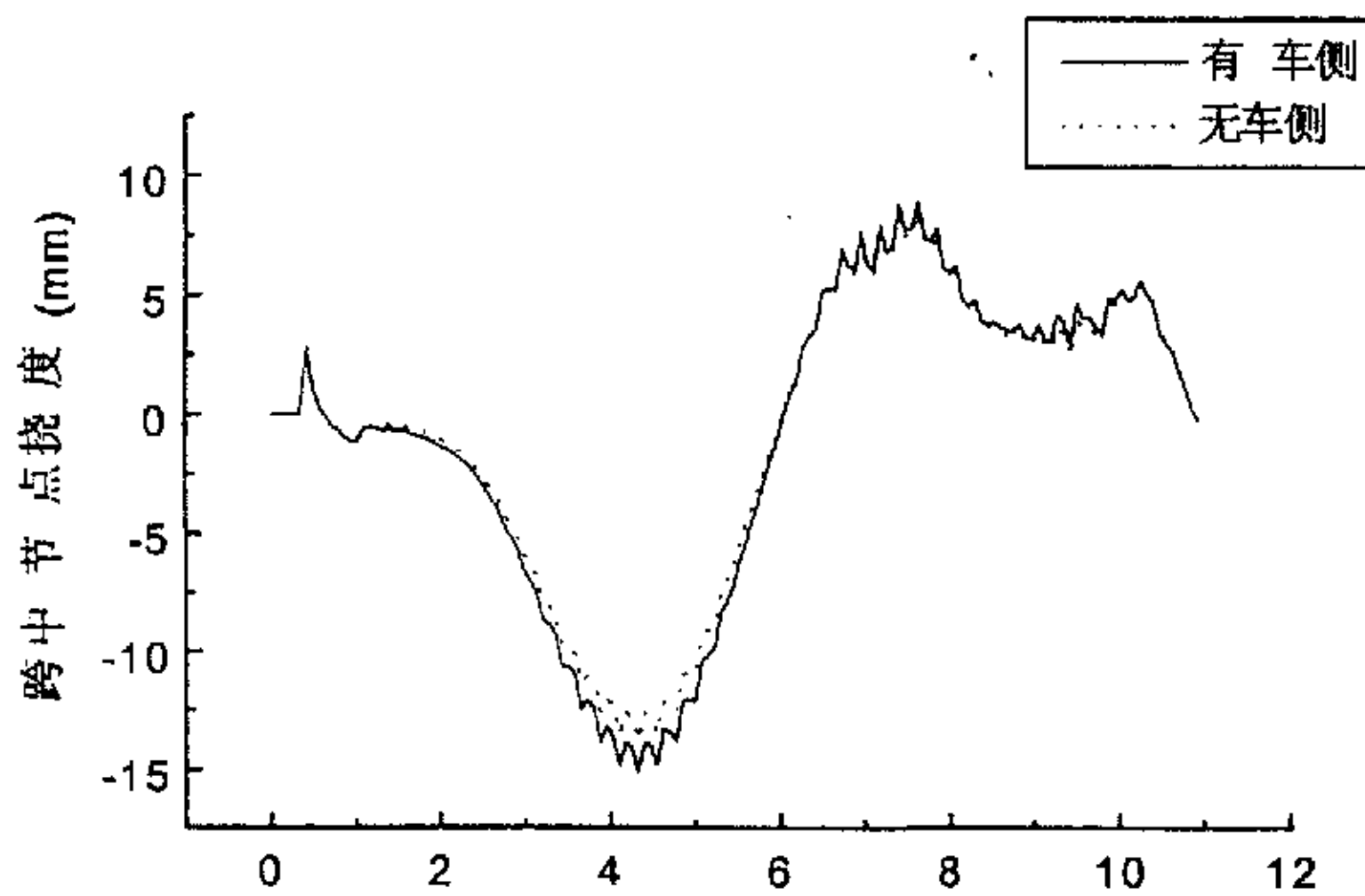


图 4-11 单车以 70km/h 通过外侧车道时, 跨中挠度时程曲线

比较图 4-9~图 4-11 和图 4-4 可知。车辆以低速通过桥梁时，得到的桥梁跨中节点竖向挠度与较高速度（30~70km/h）相比差别并不显著。观察图 4-9，车速为 10km/h 时，桥梁跨中节点动挠度波动比其他车速显著，而动挠度曲线的均值与其他车速相差不多。初步认为，这是由于共振激励作用的影响。

车辆荷载通过桥梁结构时会产生共振作用。当车辆以某一速度通过时，由于车辆前后轮轮距的影响，造成车轮的有规则激励，当激励频率与桥梁基频满足一定规律时，会引起桥梁的共振。共振幅度与车-桥自振特性以及阻尼系数有关。现推导如下：假设桥梁基频为  $f$ ，车速为  $v$ ，两移动荷载间距为  $L$ ，则当三者满足如下关系时，桥梁发生共振。

$$v=3.6 \cdot f \cdot L/i \text{ (km/h)} \quad (i=1,2,3,\dots)$$

对于瓷都大桥，竖向平面内的计算基频为 1.32Hz，计算车辆轮距为 2.95m，由上式计算可知在此激励作用下，共振速度较低。当  $i=1$  时，求得共振速度分别为 14.1km/h，接近于本文计算车速 10km/h。所以，车速为 10km/h 时跨中节点挠度响应的时程曲线波动比较显著。

另一方面，本文计算所采用的三轴汽车，最大轴距为 4.25 米，还不足桥梁跨度（150 米）的  $1/30$ ，所以将其简化为一个单自由度体系进行分析处理误差不大。由文献[32]所述的拱桥车辆强迫振动的共振条件计算公式，可以得到移动荷载作用下瓷都大桥的共振条件。

文献[32]所述公式如下，若拱桥的反对称基频为  $\omega_2$ ，则第一个共振条件发生在当

$$\omega_2 = 2\theta + \psi = \frac{2\pi v}{l} + \psi \quad (4-1)$$

其中， $\psi$  为车辆的激励频率

对于铁路，由蒸汽机车驱动轮的锤击力所造成的周期扰频为

$$\psi = \frac{v}{R_w} \quad (R_w \text{ 为驱动轮半径})$$

对于公路, 载重汽车的竖向振动频率为  $\psi = 2 \sim 4 \text{ Hz}$

瓷都大桥的面内第一阶反对称振动的计算频率为  $1.32 \text{ Hz}$ , 由上式可以得到第一个共振条件发生的车速条件为  $381.8 \text{ km/h} \sim 561.1 \text{ km/h}$ , 此速度远大于桥梁一般情况下允许行使的最高速度。所以单个车辆荷载作用下几乎不可能引起共振。作为比较, 下图给出了单个汽车以速度  $200 \text{ km/h}$  通过时, 桥梁跨中节点竖向挠度的时程曲线。

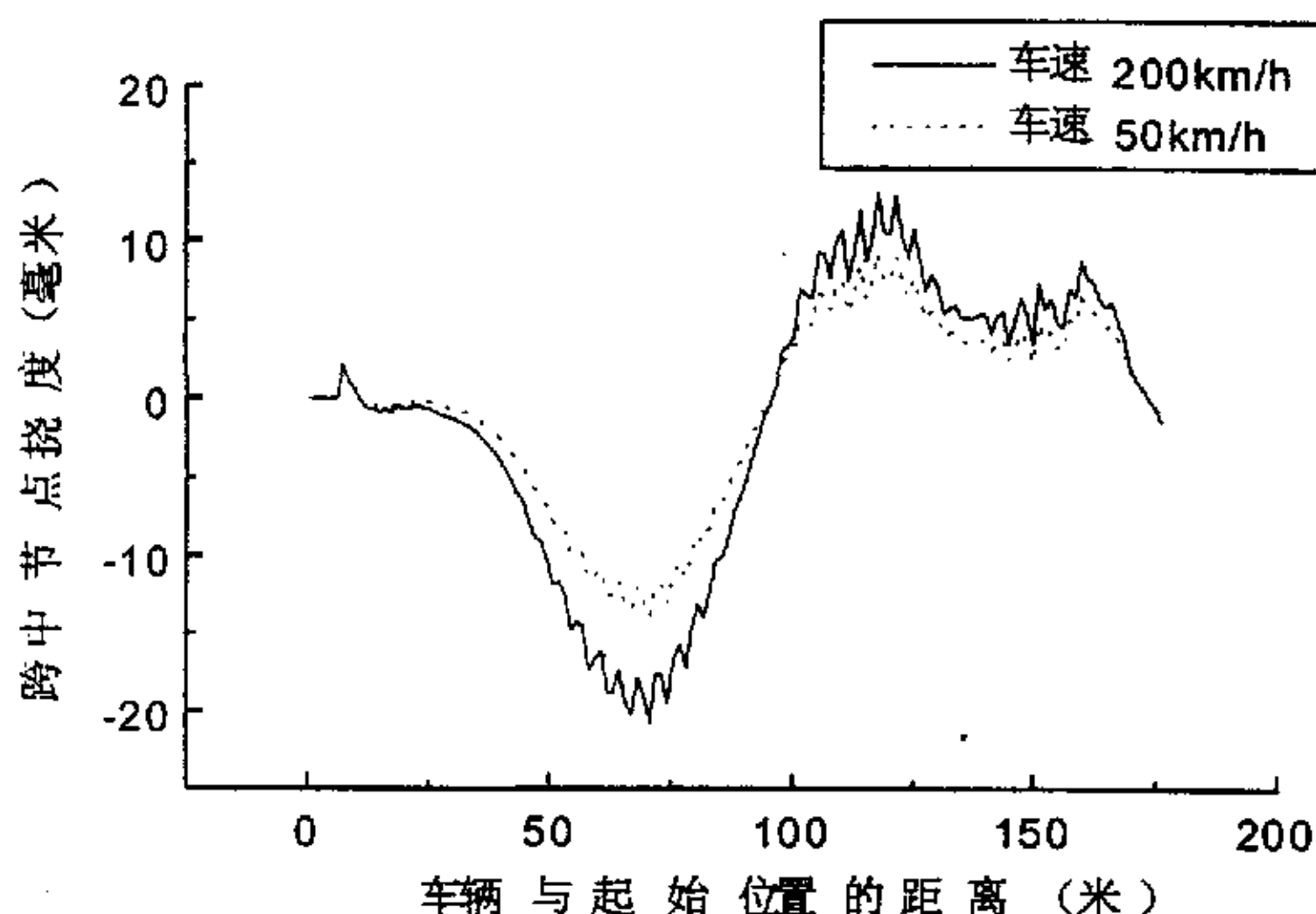


图 4-12 不同车速作用下桥梁跨中节点挠度的比较

从图 4-12 可以看出, 当车速达到  $200 \text{ km/h}$  时, 桥梁跨中节点竖向最大挠度比车速  $50 \text{ km/h}$  时增大较多。由于上述几个计算速度比共振速度低很多, 所以由图 4-9~图 4-11 可知, 瓷都大桥竖向位移的动态响应与车速关系不太明显。

由式 (4-1) 可知拱桥的共振条件与桥梁的自振特性和桥长有关。大跨度钢管混凝土拱桥面内振动反对称基频一般均为  $1 \text{ Hz}$  左右, 桥长一般超过  $100 \text{ m}$ 。由式 (4-1) 计算, 当第一

个共振条件发生时的车速一般要超过 100km/h。因为大跨度钢管混凝土拱桥在单车激励下的共振速度一般均较高,可以得到这样的结论,在一般桥梁允许地限速情况下,单车激起共振响应的可能性较小。

值得注意的是尽管车辆振动作为一种强迫振动存在着共振现象。然而一方面阻尼存在;另一方面由于汽车质量与桥梁相比相差悬殊,桥梁振动能量的积聚受到车辆在桥上有限通过时间的限制,所以即使产生共振也不会导致振幅的无限制增大。

钢管混凝土拱桥上车辆类型众多、行使状况(包括车速、起始状态和相对位置等)十分复杂,是非常典型的随机现象。如前所述满足共振条件的车速不易实现;另一方面满足一定规律的荷载列的机会很难遇到,由于车辆不断移动的,而且车辆荷载本身也是一个带有质量的振动系统,使桥梁-车辆耦合系统的自振特性随荷载位置的移动而不断变化,即使满足有规律的荷载条件,也只能在短时间内满足。所以,可以得到这样的结论,一般情况下,大跨度钢管混凝土拱桥的振动反应与车速的关系并不十分密切,动力响应随车速的提高而增大的变化趋势并不明显。较高速度行使与低速比较得到的动力响应差别不大。即由车速引起的动力效应不显著。

由上述推论,可认为大跨度钢管混凝土拱桥的冲击系数近似为 1。这与桥规中有关钢筋混凝土拱桥冲击系数的规定相一致,所以在计算类似瓷都大桥这类大跨度钢管混凝土拱桥的冲击系数可以沿用钢筋混凝土拱桥的设计规范。这也是与瓷都大桥的设计采用的冲击系数相一致,从而验证了设计取值的正确性,为今后此类结构的设计取值提供了参考依据。

### 三、较为复杂的车行情况对桥梁的动力响应的影响

如前所述,公路桥梁上的车行情况是十分复杂的,本文模拟计算了几种情况。

(1) 两车从桥梁两端沿外侧车道同时对开得到的桥梁的动

力响应如下图所示

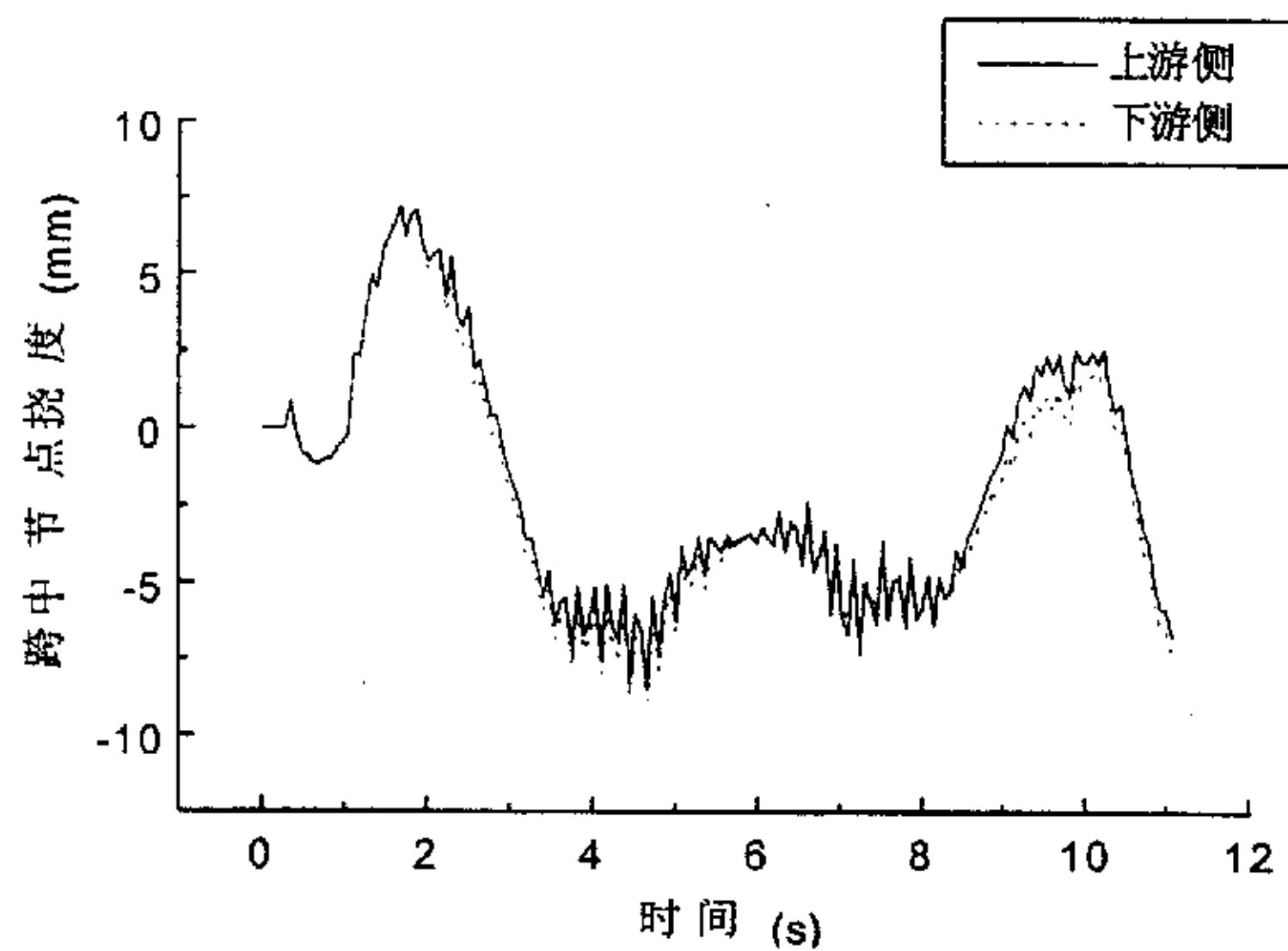


图 4-13 两车对开时桥梁跨中节点挠度的时程曲线

(2) 四车从桥梁两端分别沿上下游车道同时对开得到桥梁的动力响应如下所示

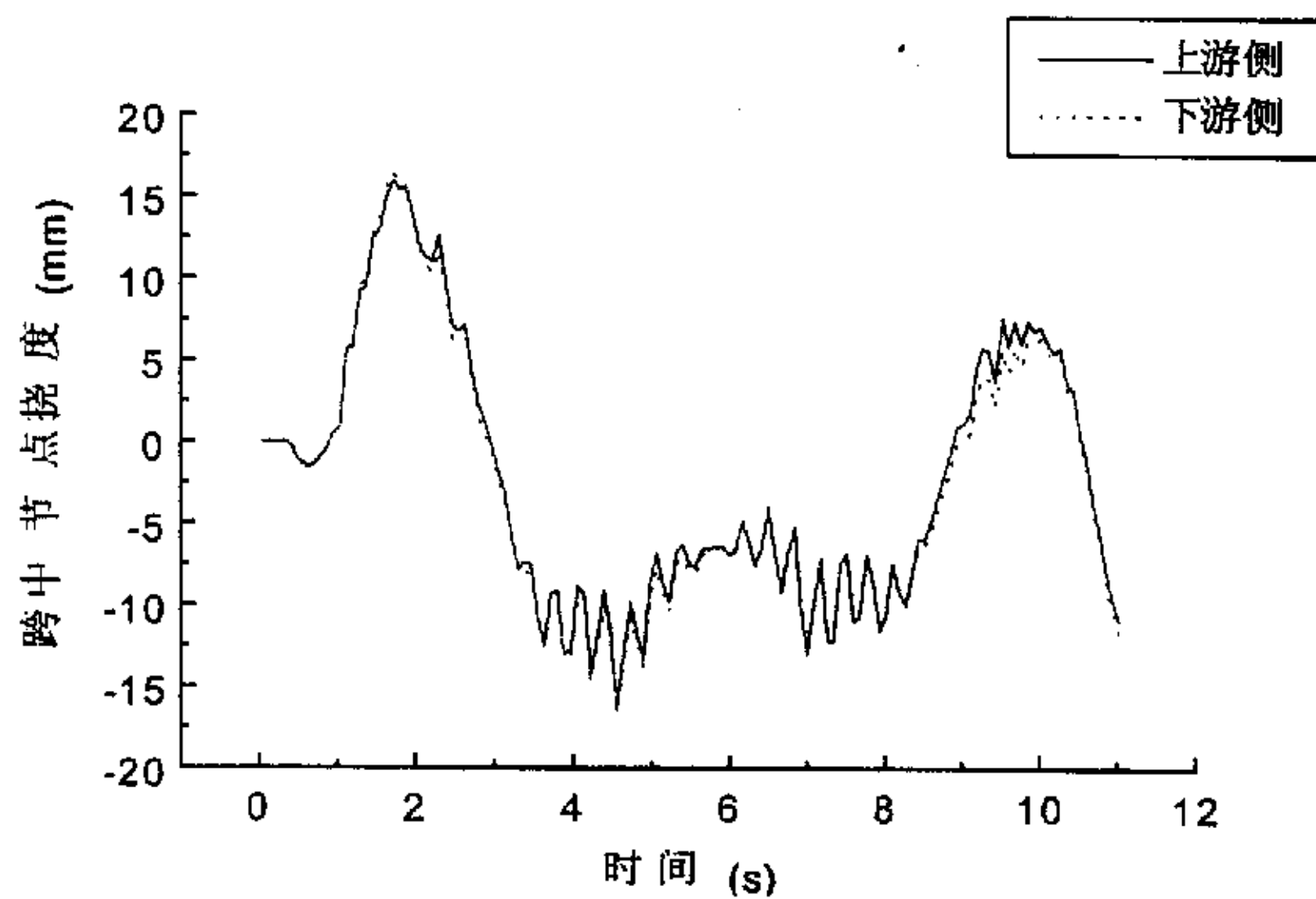


图 4-14 四车对开时桥梁跨中节点挠度的时程曲线

从图 4-13 和图 4-14 可以看出, 汽车荷载对向行使所得到的桥梁跨中节点挠度时程曲线与单向行使差别很大, 这是由于两车同时从两侧出发, 给予桥梁的激励在相位上不一定是同步的, 因此对桥梁跨中节点挠度的动力效应并非迭加的关系。比较图 4-13 和图 4-14 可以看出, 两车并行同时从两侧出发所得到的跨中节点最大挠度近似为单车对开所得到的跨中节点最大挠度的两倍, 这说明在此荷载条件下, 桥梁的反应是线性的。

(3) 两车纵向行使间隔 10 米得到桥梁的动力响应如下所示

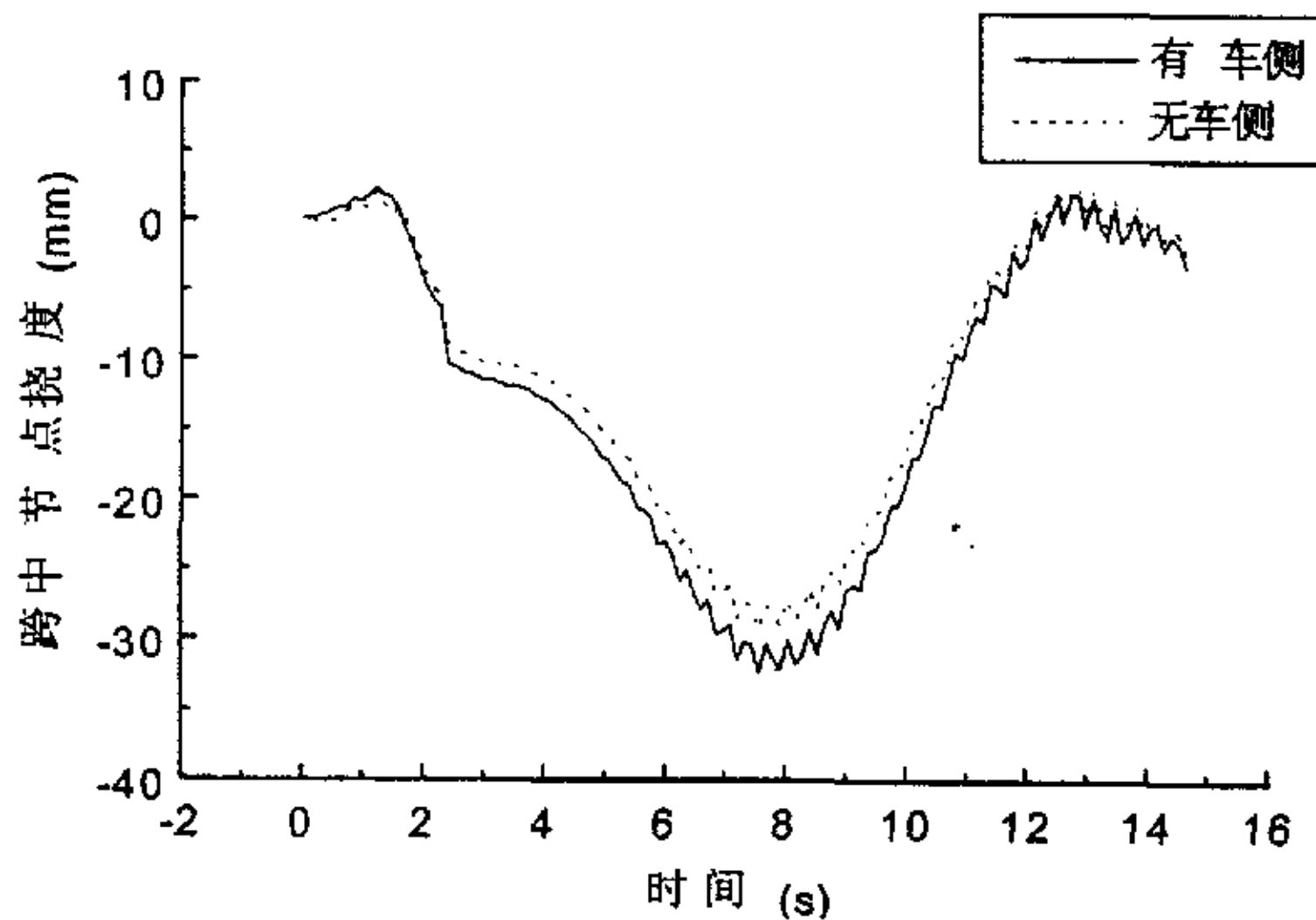


图 4-15 两车纵向间隔 10 米驶过桥梁时, 跨中节点挠度的时程曲线

从上图可以看出, 两车纵向间隔 10 米通过桥梁所得到的桥梁跨中节点时程曲线与单辆汽车作用十分相似, 这是因为两车对桥梁所施加的荷载长度 ( $4.25+10+4.25=18.5$  米) 与桥梁跨度 (150 米) 相比较不足  $1/8$ , 仍然较粗略的按集中荷载进行分析还是可以的。只是由于加载长度的变化, 桥梁跨中

节点的反应时程曲线比较单车荷载有一定的变化。

为分析比较车辆荷载列对桥梁动力响应的影响，本文计算了六车间隔 10 米通过时桥梁的动力响应。

(4) 六车纵向行使、间隔 10 米，以车速 60km/h 通过桥梁。所得到的桥梁跨中节点挠度时程曲线如下所示

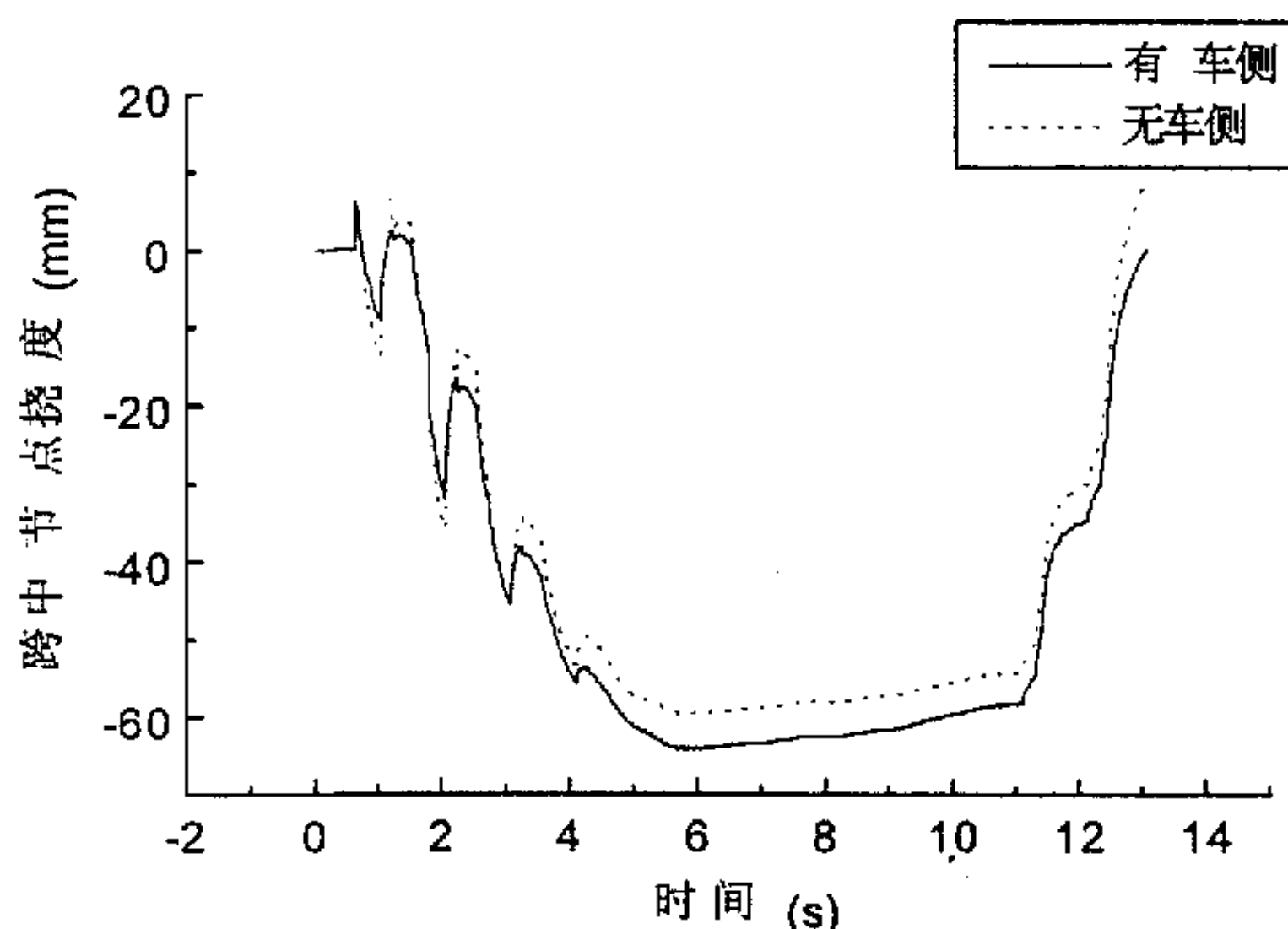


图 2-16 纵向六车间隔 10 米通过时，跨中节点挠度时程曲线

比较图 2-10，可以看出在此车辆列通过时，桥梁的动力响应与荷载列作用下的响应较为相似。跨中节点最大挠度小于单车作用最大挠度之相应倍数，这与理论分析是一致的。

由于桥上车行状况的是十分复杂的，汽车荷载作用下钢管混凝土拱桥的动力响应及其规律尚需进一步加以研究。

## 第五章 结论与展望

### 一、结论

钢管混凝土拱桥作为一种结构新颖、施工方便的桥梁形式在我国得到了越来越广泛的应用。我国的桥梁工作者已经在钢管混凝土拱桥的设计与施工方面取得了许多宝贵的经验。但是,迄今为止还未颁布有关钢管混凝土拱桥的设计规范,在实际应用中一般还沿用钢筋混凝土拱桥的设计规范。为了完善设计理论,进一步加深对这种结构的认识,一系列的理论与试验研究工作亟需进行。在此背景下,钢管混凝土拱桥的自振特性以及在车辆荷载作用下的动力响应研究越来越成为桥梁界关心的问题。

本文以瓷都大桥为例,建立全桥的空间有限元分析模型,用空间梁单元、三维杆单元和板单元模拟实桥。利用通用程序计算得到了瓷都大桥的自振特性(固有频率和振型)。在文中,分析比较了有关钢管混凝土构件截面特性的不同计算方法之间的差异,讨论了各部分结构参数的变化对桥梁自振特性的影响。利用本文模型进行分析得到的桥梁自振特性与实测结果以及理论分析的结论十分吻合,证明本模型是实用和准确的。本文采用空间车辆模型,应用模态分析法的原理,建立了车桥体系的相互作用运动方程,并考虑不同车辆、不同行使速度、不同作用位置及不同车辆参数等复杂情况,采用数值方法求解得到了瓷都大桥在车辆荷载作用下的动力响应。通过上述两方面的工作,得

到如下结论:

(1) 钢管混凝土肋拱桥为复杂的空间组合体系。结构的单元模拟、结构参数选取以及支承情况的假设对桥梁的自振特性计算结果具有很大的影响。计算分析表明本文所提出的计算模型与试验结果比较接近, 是可行的。

(2) 由计算结果可知, 瓷都大桥的第一阶振型为面外振动, 面内的第一振型为反对称振动, 第二、三阶为对称振动, 第四阶为反对称振动, 这与一般上承式单拱桥的振型序列是相同的, 所不同的是该桥的基本周期达到 1.02s, 大大超过单孔拱刚性结构基本周期 (0.3~0.4s) 的实测统计数据, 因此在构造上应该采取相应的措施, 并应该考虑高阶振型在动力分析中的影响。

(3) 瓷都大桥的面外、面内基频比为 0.8 左右, 反映该桥的面外刚度已较接近面内刚度, 表明在横向有较大的刚度。

(4) 分析面外振型可以看出, 该桥的面外基频为侧弯对称且桥面和拱肋同步, 这一振型在该桥的横向地震反应中贡献最大, 应该采取一定的措施加以改进。

(5) 钢管混凝土拱肋、横撑为组合结构, 按不同设计计算理论其截面特性有较大的差异。由于钢管混凝土构件在力学行为上是一种组合材料, 所以本文按钢管混凝土统一理论即将钢管混凝土视为一种单一材料来计算钢管混凝土构件的材料特性, 计算证明是合理的, 也是有充分理论依据的。

(6) 钢管混凝土拱肋是肋拱桥的主要承力构件, 在使用期间要承担各种各样的荷载作用。通过分析比较可以知道: 小幅度的加大或减小拱肋截面 (例如 10%) 对结构的自振特性影响甚小, 说明拱肋在设计上只要满足静力要求即可, 为改善全桥的自振特性而增大拱肋截面是不合适的。

(7) 钢管混凝土横撑在保证肋拱桥的空间整体作用方

面有着非常重要作用，对此类拱桥的自振特性有较大影响，直接影响着拱桥的面内、外刚度之比。为保证大跨度钢管混凝土肋拱桥的正常工作，应该通过理论计算选择合适的横撑数目、支承位置以及恰当的横撑形式。

(8) 纵、横梁及桥面铺装由于传力形式可知，对该类拱桥的总体自振特性影响较小，在设计时只要满足局部构件的静力设计要求即可。

(9) 桥台的纵向支承对大跨度钢管混凝土拱桥的自振特性影响显著，直接影响着自振频率和振型序列。因此其实际工作状态应该得到充分的重视。

车辆荷载作用下车辆-钢管混凝土拱桥体系的动态响应受到车辆动态性能及车速、桥梁自振特性以及路面状况等诸多因素的影响。在实际应用一般采用冲击系数来综合考虑动力作用的影响。本文计算了瓷都大桥在车辆荷载作用下的响应。

(10) 由大跨度拱桥的自振特性和车辆的竖向振动频率可知，满足拱桥的第一个共振条件的车速远高于一般行车速度，单辆汽车荷载不大可能引起共振<sup>[32]</sup>；另一方面，大跨度桥梁上的车辆行使状况十分复杂是非常典型的随机现象，较长时间的有规则荷载激励的共振条件情况也不易满足。因此，在一般情况下，荷载的动力效应并不显著。综上所述，瓷都大桥的冲击系数接近于 1，这与该桥设计取值一致，也与公路桥涵设计规范的规定相一致（桥规规定：对于钢筋混凝土拱桥，当跨度  $l \geq 70$  米时冲击系数取 1.00）。所以，大跨度钢管混凝土肋拱桥的冲击系数的取值可以沿用钢筋混凝土拱桥的设计规范，取与钢筋混凝土拱桥一样的冲击系数；

(11) 钢管混凝土肋拱桥在偏离桥面中心线的车辆荷载作用下的动力反应较为显著，应该采取措施保证两侧拱肋更好的共同作用；

(12) 多车过桥的动力响应较单车过桥的动力响应效应之和稍小, 但基本上为一种线性关系。

(13) 车辆对开过桥时, 钢管混凝土拱桥的动力响应与车辆单向行使下的动力响应相差较大。

## 二、展望

钢管混凝土拱桥作为一种结构较为新颖的桥梁形式, 应该研究的问题很多, 本文仅仅作了一小部分工作。有关大跨度钢管混凝土拱桥动力行为的进一步研究, 应进行以下几部分工作:

(1) 由于钢管混凝土拱桥结构形式多样、空间组合构造复杂、分析时需采用的单元类型众多其动力计算模型有待于进一步改进以更加接近实际。

(2) 车辆荷载作用下车-桥体系动力响应的计算工作量很大, 涉及到车辆、车速和车辆空间位置等诸多因素。本文只是初步计算几个较简单的情况, 由于大跨度桥梁上多辆车辆同时作用的概率很大, 因此如何反映这种情况, 更好的把握车桥体系的动力相互作用的关键问题有待于进一步探讨。

(3) 本文在计算分析时没有考虑桥面不平度的影响, 由经验可知, 桥面不平度对车-桥体系的动力响应有较大的影响, 在进一步的研究中亟需考虑。

(4) 随着钢管混凝土拱桥的跨度进一步加大, 更加趋于轻型化, 加之交通量的增大和车辆大型化, 造成桥梁频繁的发生较大振动, 会导致钢管混凝土拱桥上行人的不安全感(不舒适感), 使得桥梁的使用性能不满足要求, 有必要研究钢管混凝土拱桥的使用性及桥上行人的舒适度问题。

(5) 地震地区建造的钢管混凝土拱桥在地震时要受到

地震荷载的作用，有必要进行地震响应的研究。

(6) 研究大跨度钢管混凝土拱桥在风荷载作用下的响应，讨论随机振动的影响。

(7) 车辆模型有待于进一步细化。研究车辆支悬装置的非线性对车-桥体系动力响应的影响。

随着研究工作的进一步拓展，对钢管混凝土拱桥特性的认识进一步深化，必将推进钢管混凝土拱桥的更广泛应用，从而使这一桥梁形式更好地为我国国民经济的发展贡献力量。

## 参考文献

- [1] 钟善桐, 钢管混凝土结构, 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1994 年第一版
- [2] 钢管混凝土结构设计与施工规程(CECS28: 90), 北京: 中国计划出版社, 1992 年
- [3] 钢管混凝土结构设计与施工规程(JCJ 01-89)
- [3] 火力发电厂主厂房钢-混凝土组合结构设计暂行规定(DLGL99-91), 钢结构, 1993 年第 2 期
- [5] 陈宝春, 钢管混凝土拱桥发展综述, 桥梁建设, 1997 年第 2 期
- [6] 孙忠飞, 钢管混凝土在桥梁上的应用与发展, 铁道部第一勘测设计院科技情报室, 1995 年 8 月
- [7] 蔡绍怀, 论钢管混凝土在桥梁工程中的应用, 中国土木工程学会第五届年会暨第二次全国城市桥梁学术会议论文集, 天津: 天津大学出版社, 1992 年第 3 期
- [8] 郭金琼等, 钢管混凝土结构在城市桥梁中的应用, 福州大学学报(桥梁道路专集), 1996 年第 4 期
- [9] 胡玉山, 我国大跨度拱桥的发展途径, 四川省公路学会 1991 年桥梁学术讨论会论文集, 1991 年
- [10] 胡玉山、吴清明, 预应力系杆钢管混凝土拱桥——旺苍东河大桥, 哈尔滨建筑工程学院学报, 增刊(26)(中国钢-混凝土组合结构协会第四次年会论文集), 1993 年 11 月
- [11] 钟善桐, 努力提高协会工作, 为跨世纪发展目标而奋斗, 哈尔滨建筑大学学报, 1997 年第 5 期
- [12] 谢邦珠, 简析万县长江大桥 420 米钢管混凝土拱桥推荐方案的技术可行性、经济合理性、实际可行性, 四川省公路学会 1992 年桥梁学术讨论会论文集, 1992 年
- [13] 铁道部第二勘测设计院, 北盘江大桥初步设计, 1998 年 2 月
- [14] 王弘, 三峡专用公路上两座跨度 160 米的上承式钢管混凝土拱桥的实践, 哈尔滨建筑大学学报, 1995 年第 5 期
- [15] 公路工程质量检验评定标准(JTJ071-94)
- [16] 王元丰、钟善桐, 钢管混凝土结构动力性能研究综述, 哈尔

- 滨建筑工程学院学报, 1990 年 6 月
- [17] 王元丰、许士杰, 薄壁钢管混凝土构件固有振动特性的研究, 北方交通大学学报, 1998 年第 4 期
- [18] 赖泉水等, 三山西大桥主桥设计简介, 桥梁建设, 1995 年第 4 期
- [19] 程懋方, 钢管混凝土在桥梁转体施工中的应用, 哈尔滨建筑工程学院学报, 增刊(中国钢协钢-混凝土组合结构第三次年会论文集), 1991 年
- [20] 程懋方、陈俊卿, 大跨度刚架拱桥的设计与施工, 哈尔滨建筑大学学报, 1995 年第 5 期
- [21] 陈宝春等, 铭选大桥设计, 福州大学学报(桥梁道路专集), 1996 年 4 期
- [22] 郑振等, 仙游大桥设计介绍, 福州大学学报(桥梁道路专集), 1996 年第 4 期
- [23] 冯强林, 下承式预应力系杆钢管混凝土拱桥施工, 桥梁建设, 1992 年第 1 期
- [24] 周汉东等, 大跨度钢管混凝土拱肋吊装施工控制, 哈尔滨建筑大学学报, 1995 年第 5 期
- [25] 许利耿, 钢管混凝土肋拱桥的混凝土施工及质量控制, 福州大学学报(桥梁道路专集), 1996 年第 4 期
- [26] 李承根, 莲沱大桥设计施工简介, 哈尔滨建筑大学学报, 1997 年第 5 期
- [27] 张师定等, 宁通公路泰州引江河大桥的设计与施工, 哈尔滨建筑大学学报, 1997 年第 5 期
- [28] 彭大文、王忠, 大跨钢管混凝土肋拱桥的动力特性分析, 哈尔滨建筑大学学报, 1997 年第 5 期
- [29] 郑振、房贞政, 福州解放大桥汽车荷载实验研究, 哈尔滨建筑大学学报, 1997 年第 5 期
- [30] 徐耀宇、孙荣培, 金刚桥成桥实验中的动挠度检测, 桥梁建设, 1997 年第 3 期
- [31] 李涛, 三峡工程对外公路黄柏河特大桥设计, 哈尔滨建筑大学学报, 1995 年第 5 期
- [32] 李国豪, 桥梁结构稳定与振动, 北京: 中国铁道出版社, 1982 年第二版
- [33] Huang dong-zhou, Wang Ton-lo, Mohsen Shahawy, Impact Studies of Multigirder Concrete Bridges, Journal of Structural

- Engineering, 2387-2401, Vol. 119, 1993
- [34]. Huang dong-zhou, Wang Ton-lo, Mohsen Shahawy, Vibration of Thin-Walled Box-Girder Bridges Excited by Vehicles, Journal of Structural Engineering, 1330-1337, Vol. 121, 1995
- [35]. Patrick Paultre, Jean Proulx, Martin Talbot, Dynamic Testing Procedures for Highway Bridge Using Loads, Journal of Structural Engineering, 362-375, Vol. 121, 1995
- [36]. Mark F. Green, David Cebon, David J. Cole, Effect of Suspension Design on Dynamics of Highway Bridges. Journal of Structural Engineering, 272-279, Vol. 121, 1995
- [37]. S. Drosner, G. Sedlacek RWTH Aachen, FR Germany, Numerical calculation of traffic induced vibration in roadway Bridges, Proceeding of the European conference on structural dynamics Eurodyn'90 /5-7 June 1990/BOCHUM/Fr Germany Structural
- [38]. Yang Yeong-Bin, Lin Bing-Houng, Vehicles-Bridge Interaction by Dynamic Condensation Method, Journal of Structural Engineering, 1636-1642, Vol 121, 1995
- [39]. 谭国辉, 桥梁与车辆相互作用的系统模拟, 土木工程学报, 1996年第3期
- [40]. 夏禾、陈英俊, 车-梁-墩体系动力相互作用分析, 土木工程学报, 1992年第4期
- [41]. 夏禾, 列车过桥时高桥墩的动力响应及其对车辆运行稳定性的影响, 北方交通大学学位论文, 1984年
- [42]. 阎贵平、夏禾、陈英俊, 列车与刚梁柔拱组合系桥的地震响应分析, 北方交通大学学报, 1994年第1期
- [43]. 曹雪琴、桂志华, 列车过桥箱型钢梁空间振动分析, 上海铁道学院学报, 1982年第3期
- [44]. 曹雪琴, 钢桁梁桥横向振动, 北京: 中国铁道出版社, 1991年
- [45]. 马坤全、曹雪琴、吴定俊, 列车准高速通过半穿式钢桁梁桥横向振动分析, 上海铁道大学学报, 1996年第3期
- [46]. 甘惠琳、曹雪琴, 车速提高对桥梁竖向振动影响的随机模拟分析, 上海铁道学院学报, 1990年4月
- [47]. 曾庆元、杨毅等, 列车-桥梁时变系统的横向振动分析, 铁道学报, 1991年第6期
- [48]. 曾庆元、杨平, 形成矩阵的“对号入座”法则与桁梁空间分

- 析的有限元法, 铁道学报, 1986 年第 8 期
- [49] 许慰平, 大跨度铁路桥梁车桥空间耦合振动研究, 北京: 铁道部科学研究院学位论文, 1988 年 9 月
- [50] 毛清华、项海帆, 公路桥梁车辆振动的理论和试验研究, 土木工程学报 1990 年第 5 期
- [51] 陈英俊、甘幼琛、于希哲, 结构随机振动, 北京, 人民交通出版社, 1993 年
- [52] 牛光程, 板式公路桥的振动使用性研究, 北方交通大学学位论文, 1986 年 5 月
- [53] 徐日昶、赵家奎, 林区桥梁测试技术, 哈尔滨: 东北林业大学出版社, 1987 年第一版
- [54] 陈志刚, 汽车荷载作用下大跨度连续梁桥动力特性及冲击系数的实验研究, 哈尔滨: 东北林业大学学位论文, 1996 年
- [55] 曹雪琴, 桥梁结构动力分析, 北京: 中国铁道出版社, 1987 年
- [56] R.W.克拉夫、J.彭津著, 王光远等译, 结构动力学, 北京: 科学出版社, 1985 年
- [57] 杨毅、曾庆元, 列车桥梁时变振动系统模态综合法, 振动与冲击, 1988 年 1 期
- [58] 户川隼人著, 殷荫龙、陈学源译, 振动分析中的有限元法, 北京: 地震出版社, 1985 年
- [59] 何光渝主编, FORTRAN77 算法手册, 北京: 科学出版社, 1993 年第一版
- [60] 许晓, Microsoft FORTRAN 程序员参考手册, 北京希望电脑公司, 1991 年
- [61] 徐士良, FORTRAN 常用算法程序集(第二版), 北京: 清华大学出版社, 1995 年
- [62] Yeong-Binyang, Jong-Dar Yau, Vehicle-Bridge Interaction Element for Dynamic Analysis, Journal of Structural Engineering, 1512-1518, Vol. 123, 1997
- [63] 李涛, 大跨钢管混凝土拱桥抗震分析, 钢管混凝土拱桥设计研讨会交流资料之二, 1995 年 8 月
- [64] 范立础主编, 桥梁抗震, 同济大学出版社, 1997 年第一版
- [65] 伯野元彦, 土木工程振动手册, 李明昭等译, 北京: 中国铁道出版社, 1992 年
- [66] 吴迅、凌知民、胡匡璋, 瓷都大桥的设计与施工, 桥梁建

- 设, 1997 年第 4 期
- [67] 陈禹、陈丁、袁文平编译, 静动力有限元分析程序 SAP90 使用手册, 北京: 建筑工程学院, 1991 年
- [68] 范立础, 桥梁工程(上、下册), 北京: 人民交通出版社, 1993 年第二版
- [69] 黄棠、王效通, 结构设计原理, 北京: 中国铁道出版社, 1993 年
- [70] 郑振飞、陈宝春, 钢管混凝土拱桥计算理论研究进展, 哈尔滨建筑大学学报 1997 年第 5 期
- [71] 铁道部科学研究院, 瓷都大桥静动载试验报告, 1997 年 3 月

## 后 记

本文从选题、理论分析、程序编制到最后完成的整个过程都得到导师王元丰先生的悉心指导和帮助，先生渊博的学识、科学的态度、严谨的学风和对问题敏锐的洞察力给我留下了深刻的印象，使我受益非浅。他对学问、对完美人生的不懈追求深深地感染了我，必将使我受益终生。在此，谨向恩师表示衷心的感谢。

在论文写作过程中，也得到了许克宾教授、季文玉副教授、朱尔玉副教授、卢文良老师和本教研室朝夕相处的各位同学所给予的热情帮助，生活在这样一个团结而向上的大家庭，我感到十分幸运。感谢上海铁道大学的吴迅老师、顾萍老师和罗蔚文老师对论文的资料收集工作所给予的无私支持。

借此机会，向多年来在艰难环境中养育我成人，并不断给予我支持和帮助的亲人致以深深的谢意。

许士杰

1999.1 北京