

摘 要

无缝线路是轨道结构的一大变革,它以无可争议的优越性得到各国铁路的承认。几十年来,各国铁路竞相发展无缝线路,使这项新技术日臻完善,并取得巨大的经济效益和社会效益。随之,各国对此非常重视,不断研究桥上无缝线路的应用范围。

我国到 1957 年才开始铺设无缝线路,20 世纪 60 年代开始研究桥上无缝线路。从中小跨度到大跨度,再到高墩或柔性墩桥上无缝线路,以及大跨度钢桥,大跨度钢筋混凝土连续梁桥上无缝线路,无不取得阶段性的突破。秦沈客运专线的成功修建,标志着我国桥上无缝线路发展到了一个崭新的阶段并逐步规范化。

本文结合我国客运专线的建设工程,对客运专线大跨度混凝土桥上无缝线路纵向附加力进行了研究,将轨道、桥梁及其墩台作为一个整体结构,建立了桥上无缝线路纵向附加力计算的全桥有限元分析模型,并应用自编的计算程序,对郑西客运专线两座大跨度桥上无缝线路温度附加力、挠曲附加力、制动附加力进行了计算分析。

全桥有限元模型及计算程序可以很方便地分析各种工况下、各种类型混凝土桥上无缝线路的纵向附加力,同时,还可以计算各种工况下的墩顶纵向位移和及其所受每轨作用的纵向力,支座所受到每轨作用的纵向力和垂向力等,有较强的通用性和易用性,其计算结果还可用于桥上无缝线路设计的检算,有一定的实用价值。

关键词 客运专线; 混凝土桥梁; 无缝线路; 纵向力; 有限元法

Abstract

The continuous welded rail is a great renovation on track structure, and it was accepted by lots of countries with its series undisputed advantages. With decades past, lots of countries competed for the development on the continuous welded rail, which improved this new technology, and gained enormous economic benefit and social benefit for them. Subsequently, lots of countries try to research the continuous welded rail on bridges with greatest attention.

China didn't construct continuous welded rail until 1957, and began to research the continuous welded rail on bridges in the 1960's. From medium and small span to wide span, and the followed high pier or flexible pier, and the wide span steel bridge, the wide span concrete continuous bridge, China achieved staggered breakthroughs in the research of the continuous welded rail on bridges. The succeed in building qin-shen passenger special line indicated that China was come to a new stage on the development of the continuous welded rail on bridges and was come to standardization in it step by step.

With the fast development of passenger special line, this thesis researched the additional longitudinal forces in continuous welded rail on bridges. The track, bridge and its piers are regarded as a whole system. The whole bridge finite element method model for the additional longitudinal forces in continuous welded rail on bridges was established. Using a calculation program, this thesis analyzed the forces in continuous welded rail on two bridges of zheng-xi passenger special line; they are additional longitudinal forces of temperature, bridge flexure and the force due to braking and rail breaking.

in all kinds of conditions and with various concrete bridge, the whole bridge finite element method model can be conveniently used for analyzing the additional longitudinal forces in continuous welded rail on bridges. At the same time, it can be used to calculate the longitudinal displacement at the peak of piers, and the longitudinal force resulted form each track, and the support saddle's longitudinal force and vertical force resulted from each track. So this model can be used widely and easily, and it can be used for the check

calculations on designing the continuous welded rail on bridges also, it is so valuable in using.

Key words passenger special line; concrete bridge; continuous welded rail; longitudinal force; finite element method

第 1 章 绪论

1.1 概述

无缝线路问世之前,普通线路上的钢轨接头,既是轨道结构不可缺少的组成部分,又是轨道结构的薄弱环节。由于列车通过接头造成对钢轨的冲击,使道床松散,发生低接头,加快材料磨损,也造成了车辆的摇晃,行驶不平稳。过去曾在这方面做过许多试验,但都未能解决接头病害问题。根本性的解决办法是把薄弱的钢轨接头焊接起来,成为长钢轨。

无缝线路则是轨道结构的一大变革。无缝线路由于消除了大量的钢轨接头,消除了轨道结构的薄弱环节,因而它相对有缝线路来说,具有以下诸多优点:增加行车的平稳性和旅客的舒适度;能有效减少列车运行时产生的噪声;降低了机车、车辆及轨道的养护维修工作量和维修费用,同时,提高了机车、车辆的使用寿命。与有缝线路相比,它在技术经济上有明显的优越性。而近年来,在提速工程的带动下,超长无缝线路也迅速发展,超长无缝线路最大限度地消除了缓冲区及其钢轨接头,极好地发挥了无缝线路的优越性。

无缝线路既是轨道结构技术进步的重要标志,也是高速、重载轨道结构的最优选择,它以无可争议的优越性为各国铁路所认同。正因为它带来的技术、经济效益,目前,世界上许多国家都竞相发展无缝线路,使这项新技术日臻完善,并取得更大的经济效益和社会效益。

虽然,无缝线路解决了普通线路的许多问题,然而,无缝线路也有它自身的不足之处。当轨温改变时,钢轨不能自由伸缩将在内部会产生巨大的温度力,这也是无缝线路区别与一般轨道的根本特点。桥上无缝线路又不同于一般铺设在路基上的无缝线路,桥跨结构因温度变化而伸缩,同时受到列车荷载作用而挠曲,在桥梁与无缝线路的相互作用下,形成伸缩附加力和挠曲附加力。在桥梁和道岔区无缝线路,还将产生附加纵向力。这将对轨道和桥梁结构产生一定的影响,但是,理论和实践都证明,无缝线路自身的问题是完全可以解决的。

无缝线路结构按运营模式分,有三种类型:温度应力式无缝线路、定期放散应力式无缝线路、自动放散应力式无缝线路^[32]。目前,世界各国铁路广泛应用温度应力式无缝线路。温度应力式无缝线路在长轨条之间或长

轨条与道岔之间设置 2~4 对缓冲轨或钢轨伸缩调节器, 构成缓冲区。随着钢轨温度的变化, 在无缝线路的两端一定长度范围内, 长轨条克服钢轨接头阻力、扣件及轨枕的纵向位移阻力而伸缩, 这一范围称为伸缩区。每段无缝线路的中间部分称为固定区。随着钢轨温度的变化, 固定区不产生纵向位移而产生温度力, 其量值大小与钢轨温度变化幅度及钢轨截面积成正比, 而与钢轨的长度无关。

无缝线路按照其所在区段划分, 可以分为: 路基上无缝线路、桥梁无缝线路、岔区无缝线路、小半径地段无缝线路、寒冷地区无缝线路、大坡道地段无缝线路等等。桥上无缝线路由于其本身结构的复杂性, 会在钢轨内部产生附加纵向力, 因梁轨相互作用, 也会给桥梁墩台顶施加纵向水平力, 如伸缩力或挠曲力, 在寒冷的冬季还将可能产生特殊力, 如断轨力, 这些力要在设计中认真考虑。钢轨强度检算还需考虑温度应力和附加应力值, 轨温每变化 1°C , 钢轨内部将产生约 2.5Mpa 的温度应力, 在 32m 钢筋混凝土简支梁桥上, 钢轨内部将产生约 35Mpa 的附加应力值。对于桥梁墩台的检算, 由于增加了纵向水平力, 也相应增加了几项荷载组合, 跨度 32m 的简支梁, 墩台顶所受的伸缩力可达 50kN/轨 以上, 其断轨力达 225kN/轨 , 这些都足以说明研究桥上无缝线路是非常必要的。

从理论上说, 无缝线路的长度可以是无限长, 于是为了最大限度减少钢轨接头, 延长轨条的长度, 推广应用超长无缝线路 (又称跨区间和区间无缝线路), 成为当今无缝线路的发展方向。

1.2 无缝线路的发展

1.2.1 国外铁路无缝线路的发展

各国为适应高速铁路的发展, 大力发展并改善无缝线路, 使无缝线路在技术上有了显著进步^[1-17]。这些进步集中反映在超长无缝线路的发展上, 同时, 无缝道岔和大号码道岔也随之发展了起来。法国和奥地利成功地解决了锰钢辙叉与钢轨焊接技术, 实现了区间无缝线路与车站道岔的焊联; 法国巴黎一里昂间的铁路采用了 65 号无缝道岔, 其过岔速度直向为 300km/h , 侧向为 220km/h , 居世界领先地位。各国铁路的钢轨多采用 UIC 标准, 他们非常重视钢轨的高纯净度、高强度、高精度、良好的强韧性和耐磨性。

各国已建成的高速铁路, 据资料统计约为 4860km (复线), 在建的高速

铁路约为 1840km (复线), 总延展长度合计 13400km。高速铁路线路多为超长无缝线路。国外主要国家铁路至 20 世纪 80 年代末, 铺设无缝线路的数量如下表:

国别	铁路总延展长度 (km)	无缝线路延展长度 (km)	无缝线路所占比重 (%)	附注
美国	354 813	120 000	33	不含新干线
前苏联	163 420	57 000	35	
德国	87 187	73 900	85	
英国	32 600	18 800	58	
法国	75 000	22 457	30	
加拿大	78 056	14 880	19	
日本	43 632	12 716	29	

1.2.2 我国铁路无缝线路的发展

我国铁路无缝线路起步较晚, 直到 1957 年才开始试铺。当时采用电弧焊法焊接长钢轨, 首先在北京铁路局和上海铁路局各试铺了 1km 的无缝线路。次年扩大了试铺范围, 各铁路局全面试铺, 当年累计铺设无缝线路超过 30km。后因电弧焊法焊接质量较差, 不得不停用而另辟蹊径, 之后乃改用气压焊和电接触焊, 随即选址建厂, 在工厂先是用气压焊机焊接钢轨, 随后又改用电接触焊机焊接, 把钢轨焊接成长度为 125~250m 的长钢轨, 用长钢轨运输车将焊好的长钢轨运至铺设工地, 再按长轨条设计长度用铝热焊法焊接联合接头。长轨条的联焊长度一般为 1000~1500m。20 世纪 80 年代开发的新型长钢轨运输列车, 可以运送 500m 长的厂焊长钢轨, 工地联合接头的焊接改用了小型气压焊机, 提高了工地联合接头的焊接质量。现在我国已建成焊轨厂 16 处, 焊轨流水作业线 23 条。这些流水线多采用瑞士 GAas80 和乌克兰 K190 接触焊机, 焊接能力和焊接质量有了明显提高。以往长轨条铺入线路时, 一般在长轨条直接设置 2~4 根缓冲轨, 用普通夹板联结, 以利调整轨缝和设置绝缘接头。1993 年开始铺设超长无缝线路以来, 取消了缓冲区, 构成了名符其实的“无缝”线路。京广、京沪、京哈、陇海四大干线将逐步更新为超长无缝线路。我国新建铁路一次铺成无缝线路的工程业已开始, 其中秦沈客运专线一次铺成无缝线路工程和西康线 18.4km 的国内最长隧道一次铺成无缝线路业已竣工。

近年来,我国铁路铺设无缝线路的进程明显加快,每年净增数量约达 1000km,至 2003 年底累计铺设数量已达 39157.8km。60kg/m 钢轨允许铺设无缝线路的最大轨温幅度为 108℃,铺设无缝线路的最小曲线半径正线为 400m,站线为 350m。桥上铺设无缝线路业已推广。结构特殊的特大桥也将铺设无缝线路,如全长 10.297km 的长东黄河大桥已于 2001 年铺设了无缝线路。我国铁路已在最大坡度为 20%的线路上铺设了无缝线路,铺设无缝线路的所谓禁区一一突破。超长无缝线路至 2003 年底已累计铺设 19151.4km,其中一段无缝线路长轨条的延长达到了 400km 以上。铁道部十分重视无缝线路的发展,加强了对无缝线路的技术管理,先后颁发了《无缝线路的养护维修方法》、《无缝线路质量状态检测及评定标准》和《钢轨焊接质量检测方法》等项标准。

无缝线路的轨道结构也得到了进一步加强。60kg/m 钢轨已成为我国铁路干线的主型轨,各线焊接钢轨普遍采用 60kg/m 钢轨;轨下基础更新步伐加快,69 型混凝土枕正逐步淘汰,II 型混凝土枕已成为主型轨枕,III 型混凝土枕已大量上道,混凝土岔枕及有碴桥面混凝土枕也已广泛采用;60kg/m 钢轨 12 号无缝道岔已铺设 1200 余组;采用一级道岔的道床比例逐步增大;超长无缝线路正在各主要干线上延伸。我国铁路无缝线路无论是在数量上还是在技术上都有了长足进步。

1.3 桥上无缝线路的发展

1.3.1 国外铁路桥上无缝线路的发展

一、日本

日本铁路 20 世纪 60 年代初期就开始研究桥上钢轨伸缩力的计算,引起了各国的关注。日本铁路规定了各种跨度桥梁铺设无缝线路的技术条件,且在桥梁墩台的设计中就考虑了无缝线路纵向力的作用,其新干线的各桥都铺设了无缝线路。

日本在钢桥上铺设无缝线路时,是根据梁长和桥长的不同来决定桥梁支座的布置方式、伸缩调节器的设置和桥上线路纵向阻力等。在木枕线路、明桥面上,跨度 60m 及以上的桥梁在其活动端设置钢轨伸缩调节器。伸缩调节器的动程有 $\pm 62.5\text{mm}$ 、 $\pm 100\text{mm}$ 、 $\pm 200\text{mm}$ 之分。跨度 60m 以下,桥长大于 60m 的桥梁,将相邻桥跨的固定支座和活动支座设在同一桥墩上,线

路纵向阻力采用 $15\text{kN}/(\text{m}\cdot\text{线})$ 。钢桥跨度 25m 及以下、桥长不超过 70m 时，线路纵向阻力随桥长的增加而增大，有 0 、 5 、 $10\text{kN}/(\text{m}\cdot\text{线})$ 之分。但在既有线上，考虑 $60\text{kg}/\text{m}$ 钢轨的发展，不论梁或桥的长度是多少，线路纵向阻力一律采用 $10\text{kN}/(\text{m}\cdot\text{线})$ 。在板式轨道桥梁上也采用这一阻力值。桥上钢轨折断的容许断缝值： $50\text{kg}/\text{m}$ 钢轨为 50mm ， $60\text{kg}/\text{m}$ 钢轨为 69mm 。

他们认为，在高架桥和刚构桥上，采用板式轨道结构时，应有相应的纵向力计算方法。

二、德国

德国是率先发展高速铁路的国家之一。其高速铁路跨越山谷的桥梁，为适应列车高速运行的需要，规定在桥上不得设置钢轨接头，否则，桥梁跨度不能超过 30m 。主要参数和铺设条件规定如下：

1、计算伸缩力的线路纵向阻力参数为：夏季 $20\text{kN}/(\text{m}\cdot\text{线})$ ，冬季 $30\text{kN}/(\text{m}\cdot\text{线})$ 。梁温差：混凝土梁及结合梁为 $\pm 30^\circ\text{C}$ 。

2、有碴桥采用 B70 重型混凝土枕，枕长 2.6m ， ω 型扣件，碴肩宽度 500mm ，枕下道床厚度 300mm 。

3、桥上设置钢轨伸缩调节器的温度跨度为：混凝土梁 180m ，钢梁 120m 。伸缩调节器动程分别为 200 、 340 、 500 、 830mm 等。

4、铺设无缝线路的多跨简支梁最大跨度为 60m ，按结构又分为高架桥和山谷桥。单线的高架桥，跨度较小，约为 30m ，墩身较矮，约为 15m ；山谷桥的桥跨为 $44\sim 60\text{m}$ ，墩身较高。

5、计算纵向力时，应考虑墩身和基础刚度的影响，道床在纵向力的传递中所起的作用与道床纵向阻力有关。

6、牵引力和制动力，在长桥上一部分通过道床经由梁体传给支座和墩台，另一部分则由钢轨承受。

7、德国高速铁路的某些桥梁，设有专门传递纵向力的结构，例如：

(1) 利用 RSB 传力杆传力。传力杆由一端桥台至另一端桥台连续设置，全桥简支梁的支座一律采用活动支座，由桥台承受纵向水平力。这种结构的桥梁铺设无缝线路时，规定桥跨长度不得超过 120m ，桥梁总长不得大于 300m ，不设钢轨伸缩调节器。

(2) 设徐变连接器（相当于水平支座）的传力装置。连接器设在简支梁的梁与梁之间，或设在连续梁端部；连续梁的固定支座（一个或多个）设在全桥中部，固定支座所在的桥墩应设计成容许水平位移的弹性墩；在设置徐变连接器处，设置钢轨伸缩调节器。

(3) 设纵向连接器。在简支梁的梁与梁之间或在连续梁的各联之间, 在梁的中轴处安设预应力元件或弹性橡胶支座, 起传递纵向力和位移的作用。桥上钢轨伸缩调节器设在桥的一端或两端。

三、美国和前苏联

1、美国铁路规定, 桥上铺设无缝线路时, 跨度大于或等于 300 英尺 (91.4m) 的钢梁桥, 或总长大于 500 英尺 (152.39m), 曲线转角为 2° , 在梁的活动端, 应设钢轨伸缩调节器; 桥上轨道要安设弹簧防爬器, 其数量视桥跨长度而定。

2、前苏联铁路规定, 在跨度大于 33m 的桥上铺设无缝线路时, 桥上线路要使用一定数量的 K 型扣件扣紧钢轨。在单跨超过 55m 和多跨总长超过 66m 的桥上铺设无缝线路时, 要按交通部的有关规定办理。

综上所述, 国外铁路对桥上无缝线路的纵向力问题虽为深入研究, 但都从偏于安全考虑, 制定了主要干线桥上无缝线路的技术条件, 这说明国外铁路对桥上铺设无缝线路的重视程度。

1.3.2 我国铁路桥上无缝线路的发展

我国铁路对桥上无缝线路梁轨相互作用原理, 从 20 世纪 60 年代开始进行了大量试验研究, 对中小跨度桥梁及大跨度桥梁的桥上无缝线路受力机理进行了深入探讨, 为桥上无缝线路提供了理论和方法, 为完善无缝线路的理论和扩大无缝线路的铺设做出了贡献。

20 世纪 60 年代至 70 年代初, 以跨度 32m 梁为主要研究对象。在上承板梁和预应力混凝土梁上铺设了无缝线路, 进行了伸缩力、挠曲力、各种计算参数的实桥测试和模拟试验。

试验结果表明, 伸缩力不仅受梁温度变化、线路纵向阻力的影响, 还与桥梁跨度有关, 但不随桥跨数量的增多而无限增加。由伸缩力的分布图可以看出, 各跨的线路纵向阻力存在变号的点。这一发现, 为研究梁、轨相互作用理论, 拟定伸缩力计算方法提供了依据。

试验还发现, 梁因列车荷载作用而挠曲, 梁的上翼缘产生纵向位移, 使钢轨产生挠曲力。跨度 32m 的上承板梁, 固定端的位移量为 7mm, 该处钢轨约产生 100kN 的纵向拉力, 活动端纵向力较小。桥跨两端钢轨纵向力之差反作用于桥梁, 并传给支座和墩台。这一发现告诉我们, 挠曲力的作用在轨道和桥梁的设计中不可忽视。

通过纵向力的测试, 在研究梁轨相互作用原理的基础上, 建立了中小跨

度桥上无缝线路伸缩力、挠曲力的计算理论和方法。经过实际铺设的检验,这一原理和方法于 20 世纪 80 年代得到了普遍采纳和应用。

我国铁路于 80 年代开始研究高墩桥发生墩顶位移时,对无缝线路纵向力的影响,研究人员曾发表《墩顶位移对桥上无缝线路纵向力分布的影响》的研究报告,并在捞刀河、永定河 2 号桥、兰家河桥等处进行了对梁、墩、支座、钢轨纵向力和位移的实桥综合测试,提出了墩顶位移、列车制动或牵引等情况下荷载组合计算方法的研究报告,为解决高墩、大跨度桥梁纵向力的计算奠定了基础。

在此之前 20 世纪 60 年代开始在大跨度钢桥上铺设了无缝线路,并对大跨度钢桥桥面系在温度变化和列车荷载作用下的变形与轨道产生纵向力的关系进行了研究,拟定了挠曲力、伸缩力的计算方法。以后相继在武汉、南京、九江的长江大桥上铺设了无缝线路。

在上述对桥上铺设无缝线路的试验研究和实践的基础上,我国铁路对简支梁和连续梁已经提出了较完整的桥上无缝线路的纵向力计算和结构设计方法,还总结了大中跨度桥上铺设无缝线路的科研成就和实践经验,至今已在大中跨度桥上广泛地铺设了无缝线路。

90 年代以来,按照可靠度理论编制桥梁设计规范时,对大量的挠曲力、伸缩力实桥测试资料进行了统计分析,得到了挠曲力、伸缩力以及有关计算参数的统计特征,为桥梁设计预留无缝线路荷载提供了依据。

近年,我国铁路还结合实际工程,对新建重要干线铁路的桥梁预留无缝线路荷载及桥上无缝线路轨道结构进行了研究。由于新建桥梁不断采用新的桥式,给桥上无缝线路的研究带来了新的课题,同时也推动了桥上无缝线路技术向更深的层次发展。钱塘江二桥是多联、预应力混凝土连续梁桥,为铺设无缝线路,并降低制动墩的负荷,提出了利用焊接护轨产生的逆向纵向力来平衡主轨纵向力的构思。这一构思,是桥上无缝线路技术的新突破。这些技术成果已在《秦沈客运专线跨区间无缝线路设计暂行规定》、《京沪高速铁路设计暂行规定》中应用,并已编入《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》(见附录 2)和《铁路轨道设计规范》。

桥上无缝线路经过近 30 年的实践,证明技术经济效果明显,其安全、可靠的程度已为运营部门所公认。

我国桥上无缝线路在研究和应用方面虽然起步较早,但未能及时纳入规范,因而影响了无缝线路在桥梁上的广泛应用。不少新线桥梁的设计,均未考虑铺设无缝线路时产生的纵向力。相比之下,国外由于高速铁路的大发展,

桥上也要铺设无缝线路,因而十分重视桥上无缝线路的纵向力问题,并在有关规范中都规定了桥上无缝线路纵向力的计算方法。

1.4 本论文的主要内容

2004 年 1 月,国务院审议通过了我国铁路史上第一个《中长期铁路网规划》,明确了中国铁路网中长期建设目标,确定到 2020 年,我国铁路营业里程将达到 10 万 km,其中客运专线 1.2 万 km,主要繁忙干线实现客货分线,复线率和电气化率均达到 50%,运输能力满足国民经济和社会发展需要,主要技术装备达到或接近国际先进水平。《规划》的批准和实施,标志着中国铁路新一轮大规模建设即将展开,我国将大力发展客运专线。由此,对铁路线路提出了平顺性的要求,其中首推无缝线路,而大跨度桥上无缝线路则是一项关键技术。

本论文就是在这样迫切需要发展客运专线的形势下,着力针对客运专线,拟用有限元方法进行桥上无缝线路纵向附加力研究。

本论文的主要内容如下:

1、对无缝线路的基本原理进行了较为全面的分析研究,着重分析桥上无缝线路各纵向附加力的形成机理及其计算方法。

2、对有限元法进行了简单叙述,着重分析平面杆系结构有限元法及其常规计算步骤。

3、介绍了国内外针对桥上无缝线路所提出的一些典型计算方法和计算模型。通过比较其优劣性能,扬长避短,最后,建立了桥上无缝线路纵向附加力全桥有限元计算模型,编制了有限元计算程序。

4、论文最后,针对客运专线上典型的大跨度混凝土简支梁桥,连续梁桥上无缝线路纵向附加力进行了计算分析,研究了各种设计参数的影响。

第 2 章 桥上无缝线路基本原理

2.1 无缝线路的基本原理

2.1.1 钢轨温度力

在夏天由于太阳辐射热，一般轨温要比气温高 $10\sim 20^{\circ}\text{C}$ ；而低温时气温与轨温大致相同。一年内的轨温变化是以一天内温度变化为小周期，再随着季节变化而描绘的大周期变化。

为防止钢轨断裂，无缝线路应具有足够的强度。无缝线路强度计算的要求是，在列车的动力作用下，焊接长钢轨所受的动弯应力，温度应力及制动应力的总和，不得超过钢轨钢的屈服强度。

无缝线路还必须满足稳定性的要求。无缝线路的稳定问题是一个力学平衡问题，平衡因素以温度压力和轨道原始弯曲为一方，而以钢轨框架刚度和道床横向阻力为另一方，前者为破坏稳定的因素，后者为保持稳定的因素。无缝线路稳定与否，就是前后双方消长变化的结果。

保证无缝线路稳定的基本要求是轨道框架丧失稳定的临界温度力 $P_{\text{临}}$ 要尽可能的高。提高 $P_{\text{临}}$ 的措施在于：提高无缝线路轨道框架的刚度，即采用重型钢轨，混凝土轨枕及强力扣件，提高道床的横向阻力，道床经常保持坚实、饱满、整齐、排水良好，直线地段道床肩宽一般不少于 300mm ，并堆高碴肩；线路方向经常保持良好状态，长钢轨不得有硬弯，焊缝要保持平直；路基无翻浆下沉等病害。

无缝线路与传统的准轨线路在受力方面的根本区别在于钢轨承受着较大的温度力，因此，研究无缝线路的强度和稳定性问题时，首先要了解钢轨的温度力及其变化规律。钢轨的温度力是在轨温发生变化，而钢轨不能自由伸缩的情况下发生的。如果将一段长度为 L 且处于自由状态的钢轨两端完全固定，其初始轨温为 T_0 ，当轨温相对 T_0 上升或下降 Δt 时，相当于把钢轨压缩或拉伸了一个对应 Δt 的自由伸缩量 ΔL ，于是钢轨内产生了纵向温度力 P_t 。钢轨的自由伸缩量为

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta t \cdot L$$

由虎克定律得知，钢轨的温度应力 σ_t 为

由虎克定律得知，钢轨的温度应力 σ_t 为

$$\sigma_t = E\varepsilon_t = E \times \frac{\Delta L}{L} = E \cdot \alpha \cdot \Delta t \quad (2-1)$$

其中

$$\Delta t = T - T_0$$

式中 E ——钢轨钢的弹性模量, $E=2.1 \times 10^5 \text{MPa}$;

α ——钢轨的线胀系数, $\alpha = 1.18 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$;

Δt ——相对零应力轨温的轨温变化幅度 ($^\circ\text{C}$), 以升温为正, 称之为温升;

T_0 ——零应力轨温, 即长度被固定的钢轨, 当温度力为零时的轨温 ($^\circ\text{C}$)。

我国铁路习惯称零应力轨温为锁定轨温。将 E 和 α 的数值代入式(2-1), 则得

$$\sigma_t = 2.84\Delta t \quad (2-2)$$

由式(2-2)可知钢轨温度力 P_t 为

$$P_t = F \cdot \sigma_t = FE\alpha\Delta t = 248\Delta t$$

式中 F ——钢轨的断面积 (cm^2)。

钢轨温度力均以受压为正。

2.1.2 三种轨温

在无缝线路的设计、铺设及养护维修过程中, 涉及到三种不同的轨温, 它们具有各自的涵义^[17]。

一、中间轨温

是当地最高轨温及最低轨温的中间值, 也就是这两者的代数平均值。

二、铺轨轨温

是铺设焊接长钢轨最适宜的温度。它可以等于、大于或小于当地中间轨温, 随具体情况而定。又因为施工过程中, 轨温可能有波动, 所以确定铺轨轨温时, 容许有一个上下的波动范围, 这样, 铺轨轨温将是一个“幅度”, 而不是一个“单一值”。

三、锁定轨温

就是焊接长钢轨铺设完毕, 并上紧全部扣件, 装好全部防爬设备及接头夹板时的轨温, 锁定轨温 T 锁是铺轨轨温幅度范围内的一个特定单一值。

中间轨温、铺轨轨温及锁定轨温的关系, 如图 2-1。

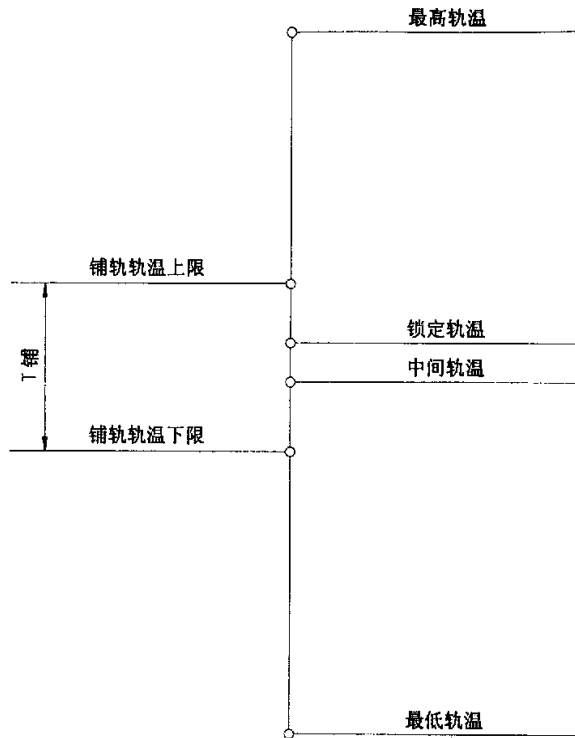


图 2-1 三种轨温及其关系示意图

2.1.3 道床纵向阻力梯度及钢轨温度力梯度

道床分布阻力 r 本身是个标量，没有方向；而阻力是有方向性的，总是和钢轨位移 u 的方向相反。将道床纵向阻力取为代数值 p ，即

$$p = \pm r$$

u 为负时取正号， u 为正时取负号。

实际的道床阻力是作用于每根轨枕的，沿钢轨长度方向呈离散的集中力分布。应用时多将其折合成作用于每股钢轨单位长度上的分布阻力 r 。 r 多取为常量。

以钢轨长度为横坐标，钢轨温度力为纵坐标所构成的图形称为钢轨温度力图。温度力图的斜率称为钢轨温度力梯度。现取一钢轨微段 dx 作为割离体（如图 2-2），以研究钢轨温度力梯度与道床阻力梯度的关系。

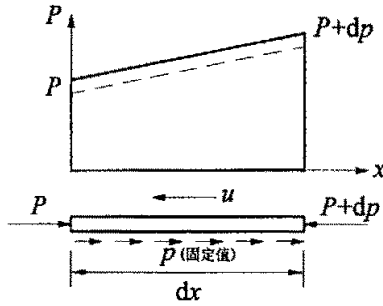


图 2-2 钢轨温度力图

温度力图中， P 以压为正， p 以向右为正。取 $\Sigma x=0$ ，可得钢轨纵向受力的平衡微分方程：

$$P + p dx = P + dP$$

从而可得

$$\frac{dP}{dx} = p$$

式中 $\frac{dP}{dx}$ 即钢轨的温度力梯度。 p 、 u 、 $\frac{dP}{dx}$ 均以 x 的正向为正。

由以上分析可以看出：

钢轨温度力梯度与道床阻力梯度等值同向。换言之，钢轨温度力图的斜率实质上反映了道床纵向分布阻力的大小和方向。

道床纵向阻力总是伴随着钢轨位移而产生的且道床阻力梯度 p 总是与钢轨位移 u 反向相反。

无论轨温如何变化，只要钢轨不发生方向位移，道床阻力梯度的方向就不变，而大小则始终恒定，此时温度力图的斜率也不变，表现为温度力图的平行移动。也就是说，轨温的变化仅能改变温度力的大小，只有钢轨位移方向的改变才有可能改变温度力图的斜率。

2.1.4 三种阻力

在无缝线路上，有三种阻力：

一、接头阻力

主要是由钢轨与夹板之间的摩擦力而产生的。摩擦力愈大，接头阻力愈大。摩擦力取决于接头夹板的螺栓孔数，螺栓的直径、强度及其拧紧程度。

二、扣件阻力

如果钢轨的扣件阻力小于轨枕在道床中的纵向移动阻力, 钢轨就要沿轨枕作相对纵向移动。

三、道床阻力

分纵向及横向两种。是由轨枕的底面、侧面和端面与道床之间的摩阻力而产生的。道床纵向阻力阻止轨枕在道床中作纵向位移, 横向阻力阻止轨枕在道床中作横向位移。前者对无缝线路长钢轨的伸缩起限制作用, 后者对无缝线路的稳定(防止胀轨、跑道)起保证作用。

2.2 桥上无缝线路的基本原理

桥上无缝线路与路基上的不同, 其钢轨除受温度力作用之外, 还受桥上附加纵向力作用, 我国在这方面已作过许多研究^[20,26,38,42,48,49]。梁因温度变化而产生伸缩, 在列车荷载作用下梁因挠曲而产生位移。在明桥面上, 梁上翼缘的这种纵向变形(即伸缩和位移), 将通过梁轨间的联结约束, 使钢轨受到纵向力的作用。

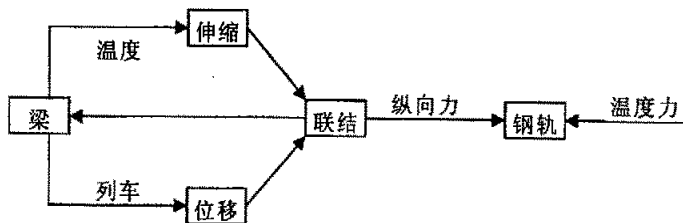


图 2-3 桥上无缝线路受力机理

2.2.1 纵向附加力计算

2.2.1.1 梁轨相互作用原理

由于温度的变化, 列车荷载的作用或冬季钢轨折断, 桥梁与钢轨之间产生相对位移, 因轨道阻力的作用, 梁轨相对位移受约束, 因此梁轨间产生大小相等、方向相反的纵向力, 致使钢轨产生变形。因此, 桥梁与钢轨组成一个互制的力学平衡体系。

以简支梁桥为例, 设单孔简支梁桥位于无缝线路的固定区。

一、温度变化

以降温为例, 温度变化时, 长钢轨不产生位移, 而简支梁则产生伸缩位

移量 u_b 。梁伸缩带动桥枕和扣件位移，扣件对长钢轨施加纵向力。长钢轨产生与梁位移方向相同的位移 u_r 。在近活动端， $u_b > u_r$ ；而在近固定端， $u_r > u_b$ ，长钢轨位移并对梁施加纵向力，梁对长钢轨作用大小相等、方向相反的反作用力。梁轨相对位移由活动端到固定端发生逆变，梁轨间的纵向力也发生逆变。在活动端施力体是梁，作用在长钢轨上的纵向力与梁位移方向相同。在固定端，施力体是长钢轨，作用在钢轨上的纵向力与梁位移方向相反。故在每跨梁上可能存在 $u_r = u_b$ ，在此截面上，作用于钢轨上的轨道纵向阻力等于零。

二、列车荷载

以上承式简支梁为例，桥上作用列车荷载时，梁挠曲，上翼缘缩短、下翼缘伸长，如图(2-4)。假设梁的两端均为活动支座，梁的中和轴位于梁高之半时，则以梁中点为对称中心，梁两端的上翼缘缩短量和下翼缘伸长量均为 $u_b = \Delta/2$ 。而实际梁的一端为固定支座，在梁的固定端无法实现 $u_b = \Delta/2$ 位移量，全梁智能向活动端平移 $\Delta/2$ ，则梁的下翼缘固定端与活动端的实际纵向位移量分别为 $u_{b1} = 0$ 和 $u_{b0} = \Delta$ ，而梁上翼缘固定端与活动端的实际纵向位移则分别为 $u_{b1} = \Delta$ 和 $u_{b0} = 0$ ，且从固定端开始，沿着梁长方向纵向位移逐渐减小。梁位移带动轨枕、扣件位移，扣件对长钢轨施加纵向力，引起长钢轨变形。

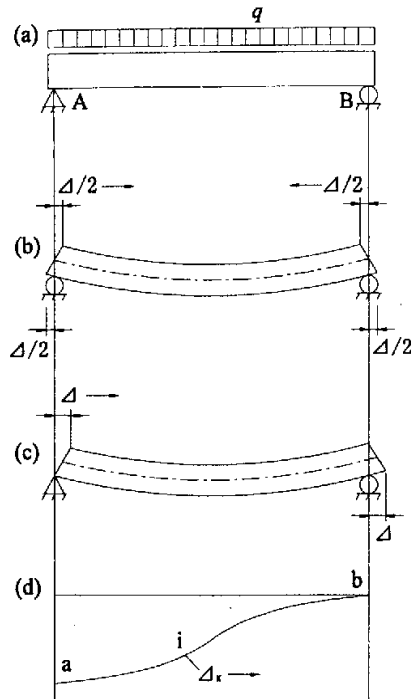


图 2-4 梁挠曲时发生的纵向位移

梁轨相互作用原理阐明了产生桥上无缝线路纵向力的充分必要条件：梁轨相对位移和轨道阻力的作用。

2.2.1.2 纵向附加力定义

钢轨纵向附加力指的是桥上无缝线路钢轨除了承受与路基地段无缝线路钢轨相同的纵向力外，所额外承受的纵向力。桥上无缝线路中的纵向附加力主要有伸缩附加力、挠曲附加力以及诸如断轨力、制动附加力等其他纵向附加力^[32,33]。

一、伸缩附加力

梁因温度变化而伸缩，并带动轨枕位移，轨枕位移使扣件产生纵向力，作用于钢轨，这一作用力称之为无缝线路的伸缩附加力。

桥上钢轨伸缩附加力与梁轨温差、线路纵向位移阻力、桥梁跨度、跨数有关，而线路阻力的方向又由梁轨间的相对位移来决定。如果梁上某一截面 I 因温度上升而出现的位移量 u_{bi} 大于同一截面钢轨位移量 u_{ri} ，钢轨将相对

于梁向固定端移动，由此得到作用于钢轨上指向活动端的阻力方向。反之，如果 $u_{bi} < u_{ri}$ ，则得到作用于钢轨上的指向固定端的阻力方向。

二、挠曲附加力

列车通过桥梁时，梁体会发生挠曲变形，对于上承式简支梁，列车荷载作用下，其上翼缘缩短，下翼缘伸长，梁上缘各点的纵向位移会通过桥面系对钢轨施加纵向水平力，这就称之为挠曲附加力^[23]。

对于简支梁桥，挠曲力的分布规律同样取决于梁轨间的相对位移，如果 $u_{bi} < u_{ri}$ ，桥上纵向阻力指向活动端；若 $u_{bi} > u_{ri}$ ，纵向阻力则指向活动端。挠曲力的大小、性质与荷载种类、位置以及在桥梁上不同的位置有关。

三、其它附加力

除了伸缩力和挠曲力以外，纵向附加力还有制动力和断轨力。

制动力是由于列车在桥梁上启动或制动时给钢轨施加了水平分布荷载，并由此而带动轨道产生相对于桥梁的水平位移，从而产生的纵向力^[41,44]。

冬天气温比较低的时候，钢轨有可能折断，钢轨折断会形成轨缝，钢轨自轨缝向两端收缩，轨缝扩展，由于梁轨间纵向阻力的作用，钢轨收缩受到约束，致使梁体和钢轨内产生相互作用形成断轨力。

2.2.1.3 纵向附加力计算方法

一、基本假定

1、钢轨通过扣件、桥枕与梁连接，计算时将钢轨与梁之间的这种连接视为约束弹簧，且假定弹簧阻力（即轨道阻力） $Q(u)$ 为梁轨相对位移 u 的函数。

2、各项纵向力各自独立，忽略相互影响。

3、计算各项纵向力时不计活动支座的阻力及固定支座的间隙，计算结果偏于安全。

二、钢轨变形微分方程

在钢轨计算长度范围内，截取微分长度 dx 分析起受力，如图（2-5）

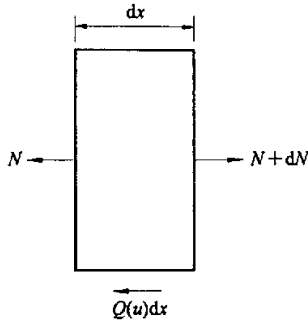


图 2-5 微段钢轨受力

微段钢轨在 x 方向上受力平衡，即

$$\begin{aligned} -N + N + dN - Q(u)dx &= 0 \\ dN - Q(u)dx &= 0 \\ \frac{dN}{dx} &= Q(u) \end{aligned} \quad (2-3)$$

根据虎克定律，则

$$N = \pm EAu'_r \quad (2-4)$$

式中 u ——梁轨相对位移量， $u = u_r - u_b$ ， u_r 和 u_b 分别为钢轨和梁的位移量；

E ——钢轨钢的弹性模量；

A ——钢轨截面积。

式 (2-4) 两边求导得

$$N' = \pm EAu''_r \quad (2-5)$$

将式 (2-3) 代入式 (2-5) 得钢轨变形微分方程

$$EAu''_r = \pm Q(u) \quad (2-6)$$

三、钢轨变形微分方程的解

1、轨道阻力 $Q(u)$ 为常量

假设轨道阻力 $Q(u) = r_c$ 为常量，则微分方程 (2-6) 的解为

$$u_{rx} = \pm \frac{r_c x^2}{2EA}, \quad N_x = r_c x$$

或

$$u_{rx} = \pm \frac{N_x x}{2EA} = \pm \frac{N_x^2 x}{2r_c EA}$$

2、轨道阻力 $Q(u)$ 为位移的线性函数

假设轨道阻力 $Q(u) = ku$ 为位移 u 的线性系数, 则

$$EAu_r'' \pm ku = 0$$

此为常系数非其次微分方程, 右函数取不同符号获得不同解。在整个计算过程中, 右函数的符号一律定为负号, 获得计算结果后, 换算倒整体坐标系中, 再区分拉伸变形或压缩变形, 并确定正负号。这样只需解非齐次微分方程:

$$EAu_r'' + ku = 0$$

$$u = u_r - u_b$$

$$EAu_r'' + ku_r = ku_b$$

设 $\lambda^2 = \frac{k}{EA}$, λ 称之为复原系数, 以 1/cm 计, 则

$$u_r'' + \lambda^2 u_r = \lambda^2 u_b \quad (2-7)$$

它的通解为:

$$u_r = B \sin(\alpha - \lambda x) + u_b$$

$$B = \sqrt{u_0^2 + \frac{N_0^2}{(EA\lambda)^2}}$$

其中

$$u_0 = u_{r0} - u_{b0}, \quad \alpha = \arctan\left(-\frac{EAu_0\lambda}{N_0}\right)$$

3、轨道阻力 $Q(u)$ 为位移的非线性函数

假设轨道阻力 $Q(u) = \omega(s - e^{-cu^m})$ 为位移 u 的非线性函数, 即

$$EAu_r'' = \pm \omega(s - e^{-cu^m})$$

将上列二阶微分方程降阶, 则得一阶微分方程组:

$$\begin{cases} u_{r1}' = u_{r2} \\ u_{r2}' = \pm \omega(s - e^{-cu_{r1}^m}) / EA \end{cases}$$

用龙格—库塔 (Runge-Kutta) 法可解式一阶微分方程组的初值问题。这里采用显示四阶龙格—库塔法:

$$\begin{aligned}
 u_{im+1} &= u_{im} + \frac{h}{6}(p_{i1} + 2p_{i2} + 2p_{i3} + p_{i4}) \\
 p_{i1} &= f_i(t_m u_{1m}, \dots, u_{nm}) \\
 p_{i2} &= f_i(t_m + \frac{h}{2}, u_{1m} + \frac{h}{2} p_{i1}, \dots, u_{nm} + \frac{h}{2} p_{i1}) \\
 p_{i3} &= f_i(t_m + \frac{h}{2}, u_{1m} + \frac{h}{2} p_{i2}, \dots, u_{nm} + \frac{h}{2} p_{i2}) \\
 p_{i4} &= f_i(t_m + h, u_{1m} + h p_{i3}, \dots, u_{nm} + h p_{i3}) \\
 i &= 1, 2, \dots, n; m = 0, 1, 2, \dots,
 \end{aligned}$$

式中 h 为步长; u_{im} 为第 i 个因变量 u_i ($i=1, 2$) 在 $t_m = t_0 + mh$ 处的近似值; p_{i1} 、 p_{i2} 、 p_{i3} 、 p_{i4} 为 u_i 在节点 m 至 $m+1$ 之间不同预报点的斜率。

2.2.1.4 中小跨度桥上无缝线路

中小跨度桥, 系指桥跨在 60m 以下的桥梁。中小跨度桥多为简支梁桥。桥上无缝线路的设计, 既要满足强度和稳定的要求, 又要控制钢轨可能出现的断缝^[21,40]。

无缝线路固定区设在桥上时, 应考虑轨道和桥梁承受的伸缩力、挠曲力和断轨力, 并考虑与制动力、牵引力的组合计算问题。无缝线路伸缩区设在桥上时, 应考虑轨道对桥梁作用的温度力。在曲线桥上, 梁轨还承受上述诸力的横向分力作用。此外, 墩身刚度随墩身增高而减小。在无缝线路纵向力作用下, 高墩墩顶发生位移, 半穿式、下承式钢梁桥的纵梁也发生位移, 它将使梁上钢轨纵向力重新分布, 减小钢轨和桥梁承受的纵向力。

一、伸缩力计算

1、线路纵向阻力为常量时的算法

无缝线路研究的最初阶段, 对于纵向附加力的规律和作用机理认识不够完善, 以及计算机技术的限制, 为了简化起见, 采用常量阻力来计算纵向附加力。

取 $r(u)$ 为常量, 即 $r(u) = \pm r$, 则梁轨相对位移微分方程 $\frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{1}{EF} r(u) - \frac{d^2 u_b}{dx^2}$ 可以写成以钢轨位移为未知函数的微分方程, 即 $u > 0$, r 取正号, 指向左

$$\frac{d^2 u_r}{dx^2} = \frac{r}{EF}$$

$u < 0$, r 取负号, 指向右

$$\frac{d^2 u_r}{dx^2} = -\frac{r}{EF}$$

一次积分后得到钢轨力的分布为

$$\frac{dy}{dx} = \frac{rx}{EF}$$

则

$$P = rx$$

可知纵向力 P 为线性分布。

二次积分后得到钢轨位移分布为

$$u_r = \frac{rx^2}{2EF}$$

由以上分析可以看出,常量阻力下的纵向附加力解法可以用作图法或代数方程直接解得,但随着阻力试验的进行和研究的进一步深入,可以明确的得出线路阻力存在着明显的非线性,并非常量,故线路阻力为常量的计算方法和实际出入较大。

2、线路纵向阻力为变量时的算法

线路纵向阻力函数为变量的微分方程求解较为困难,因而从 80 年代起,无缝线路研究人员将更多的精力用于寻求微分方程的非线性解。根据采用的数值计算方法不同,有数值积分法、以钢轨位移 u_r 为基本未知量的微分方程解法以及以梁轨相对位移 u 为基本未知量的分段线性微分方程直接解法几种。

(1) 数值积分法

数值法求解的步骤如下:首先假设钢轨力及钢轨位移为 0 的计算起点,根据当前计算点(第 1 步)的梁轨相对位移计算下一步的阻力梯度,根据阻力梯度进行数值积分,计算当前点的钢轨力,根据上步末钢轨位移梯度或钢轨力计算当前计算点的钢轨位移,从左到右,重复以上三步,直至钢轨力为 0,若为固定区,还要验算钢轨位移代数和是否为 0,若不为 0,需要重新假设积分起点。

从其计算步骤可以看出,微分方程数值计算方法计算量特别大,缺乏通用性,尤其当需要考虑桥墩墩顶位移的影响时,计算将更为复杂,故需要寻求更为有效的计算方法。

(2) 以钢轨位移 u_r 为基本未知量的微分方程解法

从 20 世纪 90 年代初以来,铁科院铁建所无缝线路研究室在吸收国内外研究成果的基础上,研究出了以钢轨位移 u_r 为基本未知量的微分方程解法,该方法已经广泛应用于无缝线路的设计计算中。

该方法以 u_r 为基本未知量, 以路基延伸部分的计算起点和终点处钢轨力 $P=0$ (或 $u_r=0$) 为边界条件, 将钢轨离散为 n 个单元, 每段单元可以解出含待定系数的微分方程的解析解, 根据桥梁上翼缘位移, 利用结点钢轨位移和钢轨力连续的方法组成线性方程组解出系数, 代入方程求得纵向附加力。

此方法可以用于多跨桥时桥梁位移不连续、设有伸缩调节器的非固定区等工况的计算。将微分方程中的桥梁位移用温度伸缩引起的位移 $u_b = E_b \alpha \Delta t$ 代入, 便可以计算伸缩力。但是将它用于制动力的计算时显得过于繁琐。

以梁轨相对位移 u 为基本未知量的分段线性微分方程直接解法, 具体的计算方法可参见文献[25], 本文将不再阐述。

以钢轨位移 u_r 为基本未知量的微分方程解法和以梁轨相对位移 u 为基本未知量的分段线性微分方程直接解法的优点在于计算方便。前者对于线性变量阻力下的纵向力问题的求解比较方便, 但是不便于求解非线性变量阻力问题, 且对于较复杂桥型的桥梁, 其上翼缘位移也需要先通过有限单元法来求解。后者不能考虑下部结构刚度的影响, 无法分析各种纵向附加力对于桥梁墩台的影响。

3、计算参数测试

(1) 梁温差

钢梁 $\Delta t = 25^\circ\text{C}$

混凝土有碴梁 $\Delta t = 15^\circ\text{C}$

混凝土无碴梁 $\Delta t = 20^\circ\text{C}$

(2) 线路纵向阻力

一般计算伸缩区温度力、梁轨温差产生的纵向力、断轨力时, p 值取常量。计算伸缩力、挠曲力、制动力及牵引力时, p 值取变量。 p 的表达式如下:

$$p = a - bz + cz^{1/3}$$

式中 p ——线路纵向阻力[N/(cm·轨)];

z ——梁轨之间的相对位移或钢轨相对轨下基础的位移(cm);

a, b, c, s ——回归系数, 数值如表 2-1。

表 2-1 无列车荷载作用的线路纵向阻力

适用	桥梁及	扣件布置	常量[N/(cm·轨)]	样本
----	-----	------	--------------	----

条件	线路	形式	\bar{p}	σ	P_{max}	变量阻力公式 [N/(cm·轨)]	数量
提速、 重载	明桥面, 木枕, K 型扣件, 3 根桥枕/m,	1-2-1	63.5	10.5	84.5	$4.9-60.8z+128.5z^{1/2.2}$	18
		1-3-1	51.5	8.0	67.5		
	60(50)kg/m 轨	1-4-1	44.0	6.4	56.8	$4.4-57.4z+110.9z^{1/2.1}$	18
		扣件全紧 扣件全松	160.5 15	18.2 5.5	196.9 26.0		
提速、 重载	有碴桥面,	木枕 1840 根/km K 型扣件全紧	—	—	—	—	—
提速、 重载	60(50)kg/m 轨	混凝土枕 弹性扣件	—	—	63	$5.9-35.3z+97.9z^{1/2.5}$	—
200km/h 及以上		混凝土枕 弹性扣件	—	—	68	$5.0-50z+97.9z^{1/2.2}$	—

二、挠曲力计算

1、挠曲力的形成

梁在列车荷载作用下产生挠曲变形, 简支梁上翼缘收缩, 下翼缘伸长, 梁的各截面产生转角, 引起上下翼缘纵向位移, 如图 2-4 所示。若简支梁的两支座均为活动支座, 在均布荷载作用下, 梁端转角为 θ , 梁的中和轴位于梁高之半时, 则梁上翼缘的位移量为 $\Delta/2$ 。但实际上梁之一端为固定支座, 下翼缘的伸长将受固定支座的约束, 当梁挠曲时, 梁各截面的位移, 实际上是梁的平移和旋转的组合。上翼缘的位移在固定支座一端最大, 在活动支座一端最小或为零。梁上翼缘各截面向活动端纵向位移的曲线如图 2-4 (d) 所示。当上翼缘发生位移时, 它通过桥面结构与轨道的联结, 使扣件阻力作用于钢轨, 从而带动钢轨位移。此时, 钢轨在纵向分布阻力作用下将产生纵向力, 即挠曲力。挠曲力的产生不仅与荷载作用下梁的纵向位移有关, 而且也荷载改变时的附加纵向位移有关。附加纵向位移指的是梁因减载而回弹, 因增载而扩大的位移^[23]。

2、挠曲力的分布规律

(1) 梁上翼缘的纵向位移和钢轨挠曲力, 随梁上布载长度和荷载重量

的增加而增大。

(2) 机车荷载由前一跨进入下一跨时, 前一跨的荷载减轻, 梁上翼缘的位移和钢轨挠曲力下降。列车荷载向前移动一跨, 挠曲力图形向前平移一跨。列车尾部刚离开的桥跨, 钢轨挠曲力靠近零线波动。

(3) 梁的活动支座位于迎车端的挠曲力较梁的固定支座位于迎车端的挠曲力小。其原因是固定支座迎车时, 列车一进入桥跨, 固定支座附近就形成梯度较陡的纵向阻力, 因此挠曲力较大; 而活动支座迎车时, 列车荷载直至满跨才作用在固定支座处, 因此固定支座附近阻力梯度较缓, 挠曲力较小。

(4) 桥梁与轨道之间的联结方式不同, 纵向力的传递条件也不同。在钢梁桥上, 桥枕由压梁木、钩螺栓扣结在梁上, 梁轨之间的纵向力直接传递; 而在有碴桥上, 梁轨之间的纵向力由道碴间接传递。加之混凝土梁截面惯性矩大于钢梁截面惯性矩, 因此钢梁桥和有碴桥在相同跨度下, 其挠曲力的测定值有明显差别, 钢桥大, 有碴桥小。

(5) 挠曲力测定值的分布, 其拉力部分的面积与压力部分的面积大致相等。

3、挠曲力的计算原理

基本假设:

(1) 假设列车荷载分段进入梁内。分段长度越短, 计算越准确。通常假设分段长度为一跨梁长。

(2) 梁的纵向位移按两跨梁上作用的列车荷载计算。

(3) 前一荷载位置下的挠曲力对后一位置下的挠曲力的影响忽略不计。

(4) 对挠曲力和伸缩力分别计算。计算挠曲力时, 不考虑伸缩力的影响。

(5) 假设固定支座能完全阻止梁的位移, 不计活动支座摩擦阻力的影响。

三、高墩和柔性墩桥纵向力计算

高墩和柔性墩桥, 墩顶受纵向力作用将产生位移, 墩顶位移又将使纵向力重新分布。因此, 高墩和柔性墩桥的纵向力计算, 应考虑墩顶位移对纵向力的影响。

半穿式或下承式钢梁桥, 在温度变化和列车荷载作用下, 主梁产生的伸缩和挠曲变形, 将通过横梁和纵梁传至钢轨, 使钢轨承受伸缩力和挠曲力。钢轨受力后又反作用于纵梁, 纵梁的位移也会使纵向力重新分布。在此情况下, 除考虑墩顶位移的影响外, 还应考虑纵梁位移的影响。

墩台受力后，墩顶产生纵向位移，其位移量为

$$\delta = \delta_a + \delta_b$$

式中 δ_a ——墩台身弹性变形产生的位移；

δ_b ——墩台基础转动产生的位移。

墩顶位移使梁纵向平移，因此梁的实际位移为

$$\Delta_{\text{实}} = \Delta_x - \delta = \Delta_x - (\delta_a + \delta_b)$$

下承式钢梁，纵梁受力后也会产生纵向位移，上式应改写为

$$\Delta_{\text{实}} = \Delta_x - (\delta + \Delta'_x) = \Delta_x - (\delta_a + \delta_b + \Delta'_x)$$

式中 Δ'_x ——纵梁的位移量。

无缝线路固定区设在桥上时，变形协调方程和梁、轨位移相等方程一如前述，则有

$$y_{ki} = \Delta_{\text{实}i}$$

显然，墩顶无位移即 $\delta = 0$ 时，是刚性墩计算纵向力的特例。

考虑墩顶位移时伸缩力和挠曲力的计算并非本文重点，此处不作详述

四、轨道及桥梁的检算

1、纵向力的性质

无缝线路作用于桥梁的温度力、伸缩力和挠曲力是经常作用在桥梁上的纵向力。按主力计算；断轨力是偶然作用于桥梁上的纵向力，按特殊力计算。轨道和桥梁的检算，由于桥上无缝线路纵向力的非线性，伸缩力和挠曲力不叠加，择其中之较大者参与计算；断轨力与伸缩力、挠曲力和温度力也不叠加，只作单独计算。

2、轨道强度和稳定性检算

桥上无缝线路的钢轨应力，包括动弯应力、温度应力、伸缩应力或挠曲应力。

由伸缩力和挠曲力的计算结果得知，在低温时，活动端桥台处钢轨产生最大伸缩拉力，各跨梁的固定支座处钢轨产生最大挠曲拉力，这些部位是桥上轨道强度检算的控制条件。高温时，活动端桥台处钢轨产生最大伸缩压力。因此，桥梁活动端桥台处，是轨道稳定性检算的控制条件。

轨道强度检算的条件是，各项应力之和不得超过钢轨容许应力，即

$$\left. \begin{aligned} \text{轨底 } \sigma_{\text{底}} + \sigma_{t1} + \sigma_{n1} (\text{或 } \sigma_s) &\leq [\sigma] \\ \text{轨头 } \sigma_{\text{头}} + \sigma_{t2} + \sigma_{n2} (\text{或 } \sigma_s) &\leq [\sigma] \end{aligned} \right\} \quad (2-8)$$

轨道稳定性检算的条件是，温度压力和伸缩压力之和不得超过轨道稳定

的容许压力, 即

$$P'_{12} + P_s \leq [P_1] \quad (2-9)$$

式中 σ_{gd}, σ_{zd} ——轨底和轨头的动弯应力;

σ_{t1}, σ_{t2} ——钢轨的温度拉应力和温度压应力;

$\sigma_{n1}(\sigma_{n2}), \sigma_s$ ——钢轨的挠曲拉(压)应力或伸缩应力;

$[\sigma]$ ——钢轨的容许应力;

P'_{12} ——钢轨温度压力(按两轨计);

P_s ——钢轨伸缩压力(按两轨计);

$[P_1]$ ——轨道容许压力。

如已知 $[\sigma]$ 、 σ_{gd} 、 σ_{zd} 、 σ_{n1} 、 σ_{n2} 、 σ_s , 则由式(2-8)计算满足轨道强度条件的最大升、降温幅值:

$$\Delta t_1 = \frac{[\sigma] - \sigma_{gd} - \sigma_{n1}(\text{或}\sigma_s)}{E\alpha}$$

$$\Delta t_2 = \frac{[\sigma] - \sigma_{zd} - \sigma_{n2}(\text{或}\sigma_s)}{E\alpha}$$

如已知 $[P_1]$ 和 P_s , 则由式(2-9)按轨道稳定条件计算容许升温幅值 $\Delta t_2'$:

$$\Delta t_2' = \frac{[P_1] - P_s}{2EF\alpha}$$

3、梁、支座、墩台的检算

(1) 梁的检算

无缝线路作用于梁上的纵向力, 主要由主梁承受, 它使主梁产生附加变形和应力, 但数值不大, 可略而不计, 无需进行检算。

(2) 支座的检算

按作用于桥梁的最大组合纵向力(固定支座承受的最大纵向力为最大组合纵向力), 检算固定支座螺栓的抗剪强度。

支座螺栓抗剪强度的条件为

$$\tau = \frac{T}{nF} \leq [\tau]$$

式中 τ ——计算剪应力;

nF —— n 个螺栓的截面积;

T ——最大纵向力;

$[\tau]$ ——容许剪应力。

(3) 墩台的检算

一般地, 混凝土的石砌的实体墩台, 应检算墩台身及基底合力的偏心、压应力、墩台身纵向弯曲稳定、墩台倾覆和滑动的稳定等项。较高的实体墩、空心墩以及其他轻型墩台, 还要检算顶端的弹性水平位移等。钢筋混凝土墩台, 需按容许应力法检算钢筋拉应力。

设墩台容许偏心为 e_0 , 则

主力, $e_0 \leq 0.5y$;

主力+附加力, $e_0 \leq 0.6y$;

主力+特殊力, $e_0 \leq 0.7y$;

y 代表截面重心至最大压应力边缘的距离。

计算出的最小应力为负值时, 在不考虑圬工承受拉应力的情况下, 对圬工墩台应重新确定受压区的截面积, 并计算其最大压应力。

2.2.1.5 大跨度桥上无缝线路

大跨度桥, 系指跨度在 60m 以上的桥梁。大跨度桥的梁部结构, 因温度变化和列车荷载作用而产生的变形都比较大。所以, 可在连续梁和简支梁的活动端设置钢轨伸缩调节器, 以改善梁轨之间的受力状况^[21,39]。

大跨度桥的梁跨结构, 有下承式简支钢梁、连续钢桁梁、预应力钢筋混凝土连续梁, 以及各种新型结构的梁等。由于跨度大, 桥跨的伸缩变形就大, 伸缩力、挠曲力都大于中小跨度。为消减纵向力的作用, 大跨度桥上无缝线路的设计, 需要合理地布置长轨条、扣件及伸缩调节器, 以求减小梁轨之间的相互作用, 并防止线路爬行。

钢轨伸缩调节器的设置见附录 1。

2.2.2 纵向附加力计算说明

1、处于无缝线路固定区等跨布置的简支梁桥, 当跨数超过 6 跨时, 可用 6 跨简支梁桥的伸缩力计算结果近似代替跨数超过 6 跨相同梁型的计算结果。

2、列车运行速度对挠曲力大小的影响不明显, 而列车重量的影响很明显, 因而挠曲力计算按准静态力考虑。

3、作用于一跨或一联梁上的纵向力, 等于作用于梁上轨道阻力的总和, 即等于梁两端钢轨截面纵向力的代数差。一股钢轨作用于一跨或一联梁上的伸缩力、挠曲力、断轨力分别用符号 T_1 、 T_2 、 T_3 表示。

4、不等跨梁桥上无缝线路伸缩力，应按实际梁跨布置作计算，不应以单跨梁或等跨梁的计算结果代替。

5、在单线桥梁上，列车作用的制动力用符号 T_p 表示，按竖向静活载的 10% 计算。但当与离心力同时计算时，则按列车竖向静活载的 7% 计算。

6、当桥梁下部结构的纵向刚度 $K > 1000 \text{kN}/(\text{cm} \cdot \text{线})$ 时，在列车通过及温度变化的情况下，墩顶位移量并不大。因此，下部结构刚度较大的情况，桥上无缝线路纵向力计算不考虑墩顶位移的影响，无疑计算误差并不大。

2.2.3 墩顶位移纵向力重分布

当桥梁下部结构的综合纵向刚度 $K \leq 1000 \text{kN}/(\text{cm} \cdot \text{线})$ 时，桥上无缝线路纵向力计算应考虑因墩顶位移而引起纵向力的重分布^[51]。

$$K = \frac{T_i}{\sum \delta_i}$$

式中 T_i ——作用于墩顶上的各项纵向水平力 (kN)；

$\sum \delta_i$ ——墩顶纵向水平位移量，含桥墩基础水平位移、基础倾斜、墩身弯曲、橡胶支座的剪切变形所产生的位移 (cm)。

在 T_i 的作用下，固定支座所在桥墩的墩顶位移量为 $\sum \delta_i$ ，因温度变化、列车荷载作用引起梁的位移量为 u_b ，纵向力 T_i 作用下的墩顶位移 $\sum \delta_i$ 与梁位移量 u_b 方向相反，则梁总位移量 u_B 用下式计算：

$$u_B = u_b - \frac{T_i}{K} \quad (2-10)$$

当梁的位移量为 u_B 时，则式 (2-7) 可写成以下形式：

$$u_r'' + \lambda^2 u_r = \lambda^2 u_B \quad (2-11)$$

将式 (2-10) 代入式 (2-11) 得：

$$u_r'' + \lambda^2 u_r = \lambda^2 \left(u_b - \frac{T_i}{K} \right)$$

解以上非齐次微分方程获得通解，则下部结构非刚性的桥上无缝线路位移量和纵向力的基本方程如下：

$$u_r = B \sin(\alpha - \lambda x) + \left(u_b - \frac{T_i}{K} \right)$$

$$N = -EA \left[B\lambda \cos(\alpha - \lambda x) - \left(u_b - \frac{T_i}{K} \right) \right]$$

计算时, 给定微量 T_i 计算得 u_b , 从而解得 u_r 和 N , 进而求得新的 T_i 、 u_b 和新的 u_r 、 N , 如此叠代计算, 直至满足计算精度。

2.3 梁位移量计算

无缝线路纵向力的大小除与扣件纵向阻力的大小有关外, 还取决于梁轨相对位移量的大小。求解无缝线路纵向力无论采取何种方法, 均需首先求得梁位移量 u_b , 方可进行钢轨位移量 u_r 和梁轨相对位移量 u 的计算。

一、温度变化梁伸缩量的计算

简支梁和连续梁的伸缩量均可用下式计算:

$$\Delta l = \alpha \cdot \Delta t_b \cdot x$$

式中 α ——梁线胀系数($1/^\circ\text{C}$);

Δt_b ——梁温度变化幅度($^\circ\text{C}$);

x ——以梁固定支座为坐标原点, 顺梁长方向的纵坐标。

$x=l$ 时计算所得 Δl 为梁端伸缩位移量(cm)。

二、列车荷载作用下梁纵向位移量的计算

1、简支梁

在列车荷载作用下, 梁挠曲, 上承式梁的上翼缘缩短、下翼缘伸长, 梁各截面偏转, 又因下翼缘的固定支座的约束, 下翼缘固定端无法位移, 梁各截面则又向活动端平移, 因而梁上翼缘任意一点的纵向位移量由梁截面偏转和平移所产生。

简支梁上翼缘位移量的计算, 将梁上的中一活载分为 3 个组成部分: q_1 为机车集中活载, q_2 为机车分布活载, q_3 为车辆分布活载。梁上布荷长度为 b , 并设 EJ 为梁的当量刚度, h 为梁高, l 为梁跨度。采用初参数法, 计算梁位移量。如果以梁的固定端为坐标原点, 则上承式简支梁上翼缘不同截面的位移量计算公式为

$$u_{b1}(x) = \frac{q_1 \cdot h \cdot b \cdot d}{24E \cdot J \cdot l} (A - 6x^2) \quad 0 \leq x \leq a$$

$$u_{b2}(x) = \frac{q_i \cdot h \cdot b \cdot d}{24E \cdot J \cdot l} \left[A - 6x^2 + \frac{2(x-a)^3}{bd} \cdot l \right] \quad a \leq x \leq (a+b)$$

$$u_{b3}(x) = \frac{q_i \cdot h \cdot b \cdot d}{24E \cdot J \cdot l} \left[A - 6x^2 + \frac{2(x-a)^3}{bd} \cdot l - \frac{2(x-a-b)^3}{bd} \cdot l \right] \\ (a+b) \leq x \leq l$$

式中 $d = \frac{1}{2}b + c$, $A = 4(l+d)(l-d) - b^2$ 。

运用以上三式求梁的位移量, 只需按列车各活载组成部分在梁上的不同位置定 $a=0$ 或 $c=0$ 或 $a=0$ 同时 $c=0$, 考虑梁上的单位长度中一活载分别为 q_1 、 q_2 、 q_3 , 求得梁位移量为 $u_{bi}(x)$, 则中活载作用下的总位移量为

$$u_b(x) = \sum_{i=1}^3 u_{bi}(x)$$

从而求得梁上翼缘任意一点在任意活载位置的纵向位移量 $u_b(x)$ 。

2、混凝土连续梁

混凝土连续梁上翼缘位移量同样由梁截面的偏转和平移所产生, 但其计算较为复杂, 应采用有限元进行计算。

在非结点荷载作用下, 用有限元方法计算得每跨梁的截面弯矩:

$$\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix}^{(e)} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix}^{(e)} \times \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}^{(e)} + \begin{Bmatrix} M_{01} \\ M_{02} \end{Bmatrix}^{(e)}$$

式中 $[k]^{(e)}$ 为单元刚度矩阵, θ_1 、 θ_2 为结点转角, M_{01} 、 M_{02} 为固端力矩。获得每跨梁的弯矩分别后, 进行以下矩阵运算, 求得在荷载作用下每跨梁 n 个不同截面的转角:

$$\{\theta_i\} = \frac{1}{E_c I} [A] \cdot \{\omega\}$$

式中 $\{\theta_i\}$ ——梁截面转角列向量;

$\{\omega\}$ ——荷载弯矩图的面积列向量;

$[A]$ ——荷载弯矩图的形心对单位弯矩作用的弯矩图纵矩所组成的 $n \times n$ 阶矩阵;

E_c ——混凝土弹性模量(MPa);

I ——混凝土梁对水平轴的惯性矩(cm^4)。

求得梁截面转角 θ_i 后, 上承式梁的上翼缘纵向位移量可由下式求得:

$$u_b(x) = h_1\theta_0 + h_2\theta_i$$

式中 h_1 和 h_2 分别为梁上、下翼缘至梁中和轴的距离, θ_0 、 θ_i 分别为梁的固端和任意截面的转角。

3、连续钢桁梁

连续钢桁梁挠曲力计算前, 须先计算纵梁位移量。计算时, 可采用有限元三维结构分析软件直接进行计算, 但计算工作量繁重。也可采取以下简化计算: 首先在主桁面内计算下弦杆轴力, 然后在下平联平面内进行下弦杆与铁路桥面系(由横梁、制动架和纵梁组成)的共同作用计算, 从而计算得每一纵、横交点处的位移量, 亦即纵梁位移量。为考虑纵、横梁交点纵向水平位移的最不利影响, 加载方式必须使活载布置位置能使下弦杆产生绝对最大轴力。

双线桥假设两线列车同时、同向进入梁内, 作用于梁上的荷载为两线列车活载总和乘以折减系数 0.9。

双线钢桁梁桥, 靠近桁架一侧的两纵梁为外侧纵梁, 上、下行线相邻的两纵梁为内侧纵梁, 通常计算得外侧纵梁较内侧纵梁的位移量大, 但内、外侧纵梁的位移量分布规律相同。

2.4 桥上无缝线路计算参数

一、钢轨温度

最高轨温取近 30 年内最高气温加 20°C , 最低轨温取近 30 年内的最低气温^[22]。

二、桥梁温度差

只能通过测量梁的位移量、梁体材料的线胀系数、梁的准确跨长, 计算梁温差。其中梁体材料导热系数的影响最为突出, 因此梁温差取值仅对钢梁桥和混凝土梁桥加以区别。钢梁日温差一般为 $15\sim 22^{\circ}\text{C}$, 混凝土梁日温差一般为 $7\sim 15^{\circ}\text{C}$ 。据此各日温差取值为钢梁 $\Delta t_b = 25^{\circ}\text{C}$, 混凝土梁 $\Delta t_b = 15^{\circ}\text{C}$ 。

三、列车活载

桥上无缝线路纵向力计算采用静活载, 不考虑冲击系数。一般铁路采用中一活载, 高速铁路采用 0.8UIC 活载, 即 ZK 标准活载。

四、最低轨温下钢轨折断允许断缝

根据试验,且考虑钢轨探伤及色灯信号对行车安全的保障,建议桥上无缝线路设计历年最低轨温下钢轨折断的允许断缝为:

一般情况 $[\lambda] \leq 70\text{mm}$;

困难情况 $[\lambda] \leq 100\text{mm}$ 。

五、道床横向阻力

道床横向阻力是轨枕横向位移量的非线性函数,可用下式表达:

$$Q = Q_0 - By^z + Cy^{\frac{1}{N}}$$

式中 Q ——道床横向阻力(N/cm);

y ——轨枕横向位移量(cm);

Q_0 ——初始阻力(N/cm);

Z, C, N ——阻力系数,其值如表 2-2 所列。

表 2-2 道床横向阻力函数的系数

轨枕类型	轨枕配置 (根/km)	线路平面	Q_0 (N/cm)	B	Z	C	N
I 型混凝土枕	1840	直线及 $R > 800\text{m}$	23.0	63	1.2	106	2.5
		$R \leq 800\text{m}$	25.5	74	1.2	117	2.5
III 型混凝土枕	1760	直线及 $R > 800\text{m}$	27.4	92	1.2	179	2.5

六、扣件阻矩

阻矩函数为

$$M = H \cdot \beta^{\frac{1}{\mu}} (\text{N} \cdot \text{cm/cm})$$

式中 β 为钢轨相对轨枕的转角(rad)。阻矩函数中的系数见表 2-3 所列。

表 2-3 扣件阻矩函数的系数

扣件类型	H	μ
弹条 I 型和 II 型扣件	2.2×10^4	2
K 型扣件	7.2×10^3	4

七、轨道阻力

轨道阻力分为无列车荷载作用及列车荷载作用下的阻力两类,分别称为无载阻力和有载阻力。根据实测资料,有载资料可不按速度区分。

曾有人建议桥上无缝线路纵向力计算采用常量阻力,但它存在以下问题:不同梁型、不同类别纵向力的计算,梁轨的相对位移的差异很大,而轨道阻力的量值大小与梁轨相对位移量有关,要使计算结果符合实际,必然要按照不同计算选用不同常量轨道阻力,如此处理显然繁琐;桥上无缝线路纵向力计算,即使较为简单的等跨多孔梁伸缩力计算,也得采用电算程序计算。既然如此,轨道阻力采用符合实际的非线性函数进行计算也并不增添更多困难,且能提高计算结果的精确度。

第 3 章 平面杆系结构有限元法

有限元方法是根据变分原理求解数学物理问题的一种数值计算方法。它最初是在上世纪 50 年代作为处理固体问题的方法出现的。当时，一是由于工程上的需要，二是高速电子计算机的出现与应用，这样，有限元方法才在结构分析矩阵方法的基础上迅速发展起来，并得到越来越广泛的应用^[27]。

有限元方法虽然起源于结构理论，但近年来由于它的理论与公式逐步得到改进和推广，不仅在结构理论本身范围内由静力问题发展到动力问题、稳定问题和波动问题，由线弹性发展到非线性弹性和塑性，而且该方法已经在连续体力学的一些场问题中得到应用，例如热传导，流体力学，电磁场等领域中的问题。

近几年来，在计算机程序的编制方面，也有了较大的发展。不少国家编制了大型通用的计算机程序，其中包含有各种形状的单元，并能用于各类力学问题。

相对于其它工程分析计算方法而言，有限元方法具有一定的优越性。如，有限元方法对于复杂结构的分析十分有效，因其是利用离散化将无限自由度的连续体力学问题变为有限单元结点的计算。虽然它的解是近似的，但适当选择单元的 shape 与大小，可使近似解达到满意的程度。有限元方法的另一个优点，在于引入边界条件的方法简单，边界条件不需要进入单个有限元的方程，而是求得整个集合体的代数方程再引进，所以可以对内部和边界上的单元都采用相同的场变量函数，而且当边界条件改变时，场变量函数不需要改变，这对编制通用化的程序带来了极大的简化。

有限元方法不仅适用于复杂的几何形状和边界条件，而且能处理各种复杂的材料性质问题，例如材料的各向异性、非线性、随时间或温度而变化的材料性质问题。另外，它还可以解决非均匀连续介质的问题。总之，有限元方法的应用已极为广泛。

3.1 有限元法的基本原理

有限元法最初是 20 世纪 50 年代作为处理固体力学问题的方法出现的。追溯历史，早在 1943 年，Courant 已应用了单元的概念，1945~1955 年，Argyris 等人在结构矩阵分析方面取得了很大的进展，1956 年，Turner、Clough

等人把刚架位移法的思路,推广应用到弹性力学平面问题:他们把连续体划分为三角形和矩形单元,单元中的位移函数采用近似表达式,推导单元的刚度矩阵,建立结点位移与结点力之间的单元刚度矩阵,1960年,Clough首先把这种解决弹性力学的方法,给予特定的名字,称之为“有限元法”,几乎与此同时,我国的冯康也独立提出了类似的方法。

有限元法实质上是一种在力学模型上进行近似的数值计算方法,以弹性力学问题的位移法为例,有限元法一般主要包括以下几个步骤:

- 1、连续体离散化,即将连续的求解域离散为一组由虚拟的线或面构成的有限个“单元”的组合体,这样的组合体能解析的模拟或逼近求解区域。

- 2、假设上述“单元”由位于单元边界上的结点相互连接在一起,以这些结点位移作为基本未知量。

- 3、利用结点未知量,选择一组插值函数唯一地定义每一单元内相应物理场(位移、应力和应变等)的分布,即选择单元模式或单元列式。

- 4、将各种类型的荷载变换成只作用在结点上的等效荷载,建立基本未知量与等效结点荷载之间的基本方程。

- 5、求解基本方程,得到基本未知量的解答。

整个求解区域的未知场函数可由各个单元结点上的数值以及插值函数近似表示。这样一来,在一个问题的有限元分析中,未知场函数的有限个结点值就成为待求全部的未知量,从而使一个连续体的无限自由度问题简化为有限自由度问题。

50多年来,随着电子计算机技术的发展,有限元法的理论和应用都得到了迅速、持续不断的发展。其应用领域已由弹性力学平面问题扩展到空间问题、板壳问题;由静力平衡问题扩展到稳定问题、动力问题和波动问题。分析的对象从弹性材料扩展到塑性、粘弹性、粘塑性和复合材料等;从固体力学扩展到流体力学、传热学、电磁问题等连续介质领域。总之,以各种不同的变分原理为基础的有限元法可以应用到各种连续介质问题和几乎所有的场问题。

有限元法的发展是来自结构力学中矩阵位移法。对于没有刚体位移的杆系结构,其应力场和应变场由节点的位移唯一决定。由此得到启发,对于一般的结构,用结构中的若干点的位移来决定位移场,应变场及应力场,这就是有限元法的出发点,结合变分原理就可得到格式标准的数值离散方法——有限元法。有限元法的基本原理为变分原理。从平衡微分方程出发,运用加权残值法的思想,经过推导可以一步步导出虚功原理和最小位能原理,作为

有限元格式建立的基础。

3.1.1 变分原理

设 $F = \{y(x)\}$ 是一个满足某种条件的函数集合, R 是实数集合 $\{J\}$, 其中 J 是 R 的变量, 如果对于 F 中的每一个函数 $y(x)$, 在 R 中都有唯一的数 J 按某种法则与之对应, 那么称变量 J 为 $y(x)$ 的泛函, 记为 $J = \mathcal{J}[y]$ 。可见泛函 J 是依赖于自变函数 y 的函数。但又与复合函数不同, 后者的自变量仍为 x , 只是对应法则进行了复合。和函数的微分类似, 可以对泛函进行变分。泛函的变分是由于自变函数的微小变化 $\delta y = Y - y$ 而引起的泛函的微小增量 $\Delta J = \mathcal{J}(y + \delta y) - \mathcal{J}(y)$ 当 $\delta y \rightarrow 0$ 时的极限 δJ , 当 $\delta y \rightarrow 0$ 时它和 ΔJ 的差为无穷小量。变分与求导具有相同规则, 并且可以和求导交换顺序。如有泛函 $J(y) = \int_0^1 f(x, y, y') dx$, 称 $\delta J = \int_0^1 \delta f dx = \int_0^1 (f_y \delta y + f_{y'} \delta y') dx$ 为泛函 $\mathcal{J}[y]$ 在 $y = y(x)$ 处的变分^[25,31]。连续可导函数在某点取得极值的必要条件是该点的导数为零, 同理泛函 $\mathcal{J}[y]$ 在某个自变函数 $y(x)$ 处取得极值的必要条件是泛函 J 在 $y(x)$ 处的变分 $\delta J = 0$ 。由泛函取极值的必要条件可导出相应泛函问题的欧拉微分方程。

同样由微分方程出发进行等效积分和分步积分也可以导得相应的泛函表达式。微分和变分是从微观和宏观解决同一问题的两种不同途径。连续介质力学中经常存在着和微分方程不同但是却是等价的表达形式, 变分原理是另一种表达连续介质问题的积分表达式。在用微分表达时, 问题的求解时对具有已知边界条件的微分方程或微分方程组进行积分, 在经典的变分原理的表达中, 问题的求解是寻求使具有一定边界条件的泛函 (或泛函系) 取驻值的未知函数 (或函数系)。这两种表达形式是等价的。一方面, 满足微分方程及其边界条件的函数将使得泛函取驻值或极值, 另一方面, 从变分的角度看, 使泛函取驻值或极值的函数是满足问题的控制微分方程和边界条件的解答。

3.1.2 加权残值法

有限元法可以应用加权残值法 (Weighted Residual Method) 来建立有限元求解方程, 但加权残值法本身又是一种独立的数值求解方法。某些类别的微分方程可以通过积分或别的方法获取精确的解析解, 也可以通过矩形法、梯形法、龙格-库塔法等数值积分方法获取数值解, 加权残值法是采用与变

分解法相逆途径的一种近似解法。加权残值法的基本思路是假设包含待定参数的试探函数,这一试探函数当然不一定是、而且往往不是原微分方程的精确解,代回原方程时便出现误差,即所谓的残值,可以借助一些规则,如使微分方程的残值与权函数的乘积在积分域内为零,来尽量消除残值的影响,从而得到一系列代数方程组,求解这些代数方程组,解出其中的待定系数,便获得了近似解^[25]。

在计算出残值后,根据采用不同的权函数,可以有多种计算方法,常见的有配点法、子域法、最小二乘法以及伽辽金法等,在许多情况下,采用伽辽金法得到的求解方程组的系数矩阵将是对称的,且求解精度高,这是采用加权残值法建立有限元格式时几乎毫不例外的采用伽辽金法的主要原因,伽辽金法的基本思路就是选择权函数为试探函数系列本身,或是试探函数系列的变分。

3.1.3 虚功原理和最小位能原理

利用上述加权残值法的基本思想,可以从平衡微分方程出发,经过等效积分和分步积分得到其弱形式(即分步积分过程中权函数可导性要求提高的同时,解函数的可导性要求降低),并引入边界条件使方程简化,得到虚功原理(虚位移原理),在虚位移原理中引入物理方程和保守力的势函数,便可导出最小位能原理。

在理论力学中质点系的虚功原理可表述为:具有理想约束的质点系在某一位置处于平衡的必要和充分条件是,对于任何虚位移,作用于质点系的主动力所作的虚功总和为零。所谓的虚位移是指为约束条件所允许的任意微小位移。

虚功原理应用于变形体系时,外力虚功总和不为零。对于本文模型中所应用的杆系结构来说,变形体系的虚功原理可表述为:变形体系处于平衡的必要和充分条件时,对于任何虚位移,外力所作虚功总和等于各微段上的内力在其变形上所作的虚功总和,或简单的说,外力虚功等于变形虚功。用数学表达式表达为:

$$W = \sum \int Ndu + \sum \int Md\varphi + \sum \int Qyds$$

式中, N , M , Q 分别为杆系结构各微段的轴力、弯矩和剪力。

3.2 有限元法的基本格式

前面分别从变分以及加权残值法的基本原理简单的说明了微分和变分之间的关系,但是由于在直接应用变分法或残值法解微分方程时,对于高度复杂的问题可能难以寻得满足边界条件的试探函数,下面从最小位能原理这一弹性力学变分原理出发,通过建立有限元的一般格式,化无限自由度上点点满足的微分方程为在有限个离散区域上近似满足的代数微分方程组,来获取微分方程的数值解答,也就是有限元法的基本思路^[34]。

假定初应力、初应变、温度应变均为零,外力与位移无关,使用张量记号及爱因斯坦约定。

势能 U 可表示为:

$$U = \int W dv - \int f_i u_i dv - \int p_i u_i ds \quad (3-1)$$

式中 W ——应变能密度;

f_i ——体力密度;

p_i ——面力密度;

u_i ——位移;

v ——积分域(即结构占据的空间);

s ——积分域的边界。

最小势能原理是:

$$\delta U = \int \frac{\partial W}{\partial \varepsilon_{ij}} dv - \int f_i \delta u_i dv - \int_{S_\sigma} p_i \delta u_i ds = 0 \quad (3-2)$$

式中 ε_{ij} ——应变分量;

S_σ ——应力边界。

在导出(3-1)和(3-2)式时,利用了强加边界条件 $\delta u_i = 0$,在 S_u 上, S_u ——边界条件。

若应变张量 $\varepsilon = (\varepsilon_{ij})$ 取柯西张量:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$$

则(3-1)和(3-2)式可以表示为:

$$\delta u = \int \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dv - \int f_i \delta u_i dv - \int_{S_\sigma} p_i \delta u_i ds = 0 \quad (3-3)$$

由(3-1)和(3-3)式,可以证明:

$$\sigma_{ij} + f_i = 0 \quad \text{在 } v \text{ 内}$$

$$\delta_{ij}n_j = p_i \quad \text{在 } S_0 \text{ 上}$$

此即平衡微分方程和应力边界条件, 若再给定位移场到应变场的变换关系:

$$\varepsilon = Du$$

式中 D ——算子;

u ——位移张量。

则弹性力学的定解问题就完全由 (3-3) 式决定, 设 $\{v_1, v_2, v_3, \dots, v_n\}$ 是 V 的一个剖分, $\{s_1, s_2, s_3, \dots, s_n\}$ 是 S_0 的一个相应剖分 (不含 S_0 的子域中的 $S_k=0$)。则 (3-3) 式可以改写为:

$$\delta U = \sum_{k=1}^n \left(\int_{V_k} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dv - \int_{V_k} f_i \delta u_i dv - \int_{S_k} p_i \delta u_i ds \right) = 0 \quad (3-4)$$

在每一个 V_k 上, 取 u 的插值函数阵为 N_k , 即:

$$u = N_k u_s^{(k)}$$

式中 $u_s^{(k)}$ —— V_k 上若干点的位移的集合量。

将此式连同本构关系 $\sigma_{ij} = \sigma_{ij}(\varepsilon_{ij})$ 及 $\varepsilon = Du$ 代入式 (3-4), 再利用 δu_i 的独立性, 最后可得:

$$Ku_s^{(s)} + p = 0 \quad (3-5)$$

式中 $u_s^{(s)}$ —— u_s^k 的集合向量;

K ——总刚度矩阵;

p ——节点力集合向量。

解代数方程 (3-5), 可以得到 $u_s^{(s)}$, 再反演, 便可决定应力场以及应变场。

有限元法中的基本问题就是 N_k 的选取问题, N_k 又称为形函数阵, 对 N_k 的研究构成了有限元法的基本内容。

对上述过程进行抽象和提炼, 就可得到有限元法的一般性描述: 对于某个定解问题, 建立以某个基本未知量表达的泛函, 使此泛函的欧拉方程及欧

拉条件与原定解问题等价，对基本未知量分区插值。

3.3 平面杆系结构有限元法

平面杆系结构指的是由同一平面内的杆件所组成的结构，杆件之间的联结方式可以是固结、铰接或其它联结方式。在用有限元分析时一般以一根杆件或杆件的一段作为一个单元，并用矩阵位移法进行计算分析：

矩阵位移法实际上是以矩阵形式表达的位移法。矩阵位移法的基本原理与位移法是相同的，即都是以结点位移为基本未知量，并通过平衡方程来求解基本未知量，然后计算结构的内力。为了使整个计算过程便于在计算机上实现，矩阵位移法的表达形式和某些作法与位移法不同。矩阵位移法的基本要点及计算步骤是：

- 1、结构离散化，形成单元刚度矩阵
- 2、单元组装成结构，形成结构刚度矩阵
- 3、形成结构的结点荷载列阵
- 4、由结构刚度方程求解结点位移
- 5、计算单元的杆端力

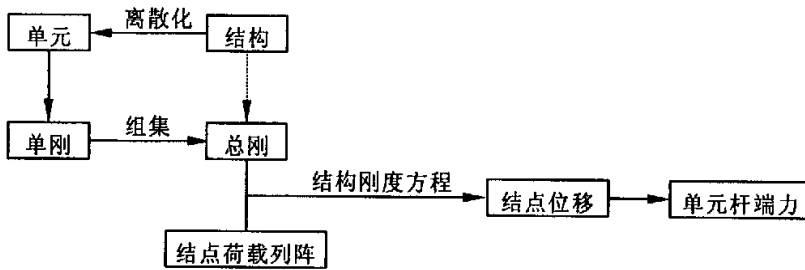


图 3-1 杆系结构有限元求解步骤

3.3.1 结构离散化

结构离散化是把给定的杆系结构按适当的方式划分成若干个杆件，每个杆件以一根等截面直杆作为一个单元，用杆的轴线代表。各杆轴线之间的交点称为结点。各单元只在有限个结点处相互连接（例如铰结或刚结）。按照自然数的顺序，对所有结点和单元进行编号。把整个结构视为由有限个单元组成的集合体。这就相当于建立位移法的基本结构^[18]。

3.3.2 单元分析

在位移法中，单元分析的中心是建立单元刚度矩阵。

每个杆件单元都是在其两端结点处切开、从结构中取出的一个分离体。作用在杆单元两端截面上的结构内力称为单元结点力。对于杆件单元，只要确定了杆件两端截面的内力（简称杆端力），其余截面内力便很容易确定，因而杆件的内力可用杆端力作代表。单元杆端力和杆端位移都是未知的。单元分析的任务就是确定杆端力与杆端位移之间的关系，即建立所谓的单元刚度矩阵。这与位移法中杆件的形常数及转角位移方程相对应。本文单元刚度方程建立为：

$$\begin{Bmatrix} \bar{N}_i \\ \bar{V}_i \\ \bar{M}_i \\ \bar{N}_j \\ \bar{V}_j \\ \bar{M}_j \end{Bmatrix}^{(e)} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} & 0 & -\frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{l^3} & -\frac{6EI}{l^2} & 0 & \frac{12EI}{l^3} & -\frac{6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix}^{(e)} \begin{Bmatrix} \bar{u}_i \\ \bar{v}_i \\ \bar{\theta}_i \\ \bar{u}_j \\ \bar{v}_j \\ \bar{\theta}_j \end{Bmatrix}^{(e)} \quad (3-6)$$

或写成：

$$\{\bar{F}\}^{(e)} = [\bar{K}]^{(e)} \{\bar{\delta}\}^{(e)} \quad (3-7)$$

式 (3-6) 或 (3-7) 就称为杆件单元在单元坐标系中的单元刚度方程，其中的 $[\bar{K}]^{(e)}$ 为单元坐标系中的单元刚度矩阵，简称单刚。 $\{\bar{F}\}^{(e)}$ 为单元坐标系中单元杆端力矩阵。 $\{\bar{\delta}\}^{(e)}$ 为单元坐标系中单元杆端位移矩阵。 EA 为单元抗拉刚度， EI 为单元的抗弯刚度， l 为单元的长度。

3.3.3 整体分析

把各个单元集成整体结构，这就要求在各结点处满足变形协调条件（包括支座处的约束条件）和平衡条件。对杆系结构分析的位移法而言，各杆之间仅在结点处相互连接。相交于某一结点的各个杆件，它们的杆端位移

可用上述同一结点的位移表示，因而位移连续条件自动得到满足。

整体分析的主要任务是，按照静力平衡与变形协调条件，由单元刚度矩阵按照刚度集成规则直接组集成结构刚度矩阵（即位移法典型方程中的系数矩阵），并建立整体结构的刚度方程（即结构的位移法典型方程），把作为分离体的各个单元重新组集成为一个完整的结构，求解结点平衡方程组，它反映了结构的结点位移与结点荷载之间的关系，可由此方程求解结点位移。具体如下：

在将各单刚集成总刚之前，要把各单元坐标系下的单刚转换成整体结构坐标系中的单刚，具体转换公式为：

$$[K]^{(e)} = [T]^T [\bar{K}]^{(e)} [T]$$

其中

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

其中 α 为两种坐标系之间的夹角，从整体坐标系的水平轴转向单元坐标系水平轴以顺时针为正。

这样局部坐标系种的单元刚度方程就转化成为如下的整体坐标系中的单元刚度方程：

$$\{F\}^{(e)} = [K]^{(e)} \{\delta\}^{(e)}$$

其中

$$\{F\}^{(e)} = [T]^T \{\bar{F}\}^{(e)}$$

$$\{\delta\}^{(e)} = [T]^T \{\bar{\delta}\}^{(e)}$$

然后按照直接刚度法将结构坐标系中的单刚组集成结构坐标系中的总刚度矩阵 $[K]$ ，简称总刚。

按照各单元的结点号，依次排列，容易形成结构的位移列阵 $\{\Delta\}$

$$\{\Delta\} = \sum \{\Delta\}^{(e)}$$

将各非结点荷载换算成单元结点荷载列阵，公式如下：

$$\{P_E\}^{(e)} = [T]^T \{\bar{P}_E\}^{(e)} = -[T]^T \{\bar{F}_0\}^{(e)}$$

其中 $\{P_E\}^{(e)}$ 为单元 e 上的非结点荷载在结构坐标系中的等效结点荷载；

$\{\bar{F}_0\}^{(e)}$ 为单元 e 在非结点荷载作用下的杆端截面内力即单元坐标系下单元固端力。

然后形成结构的等效结点荷载列阵 $\{P_E\}$

$$\{P_E\} = \sum \{P_{Ei}\}^{(e)}$$

对于直接作用在结点上的荷载，按其作用的结点号，容易形成直接结点荷载列阵 $\{P_j\}$ ，将直接结点荷载列阵 $\{P_j\}$ 和等效结点荷载列阵 $\{P_E\}$ 叠加，就得到结构的综合结点荷载列阵 $\{P\}$

$$\{P\} = \{P_j\} + \{P_E\}$$

到此形成结构的刚度方程：

$$\{P\} = [K]\{\Delta\} \quad (3-8)$$

3.3.4 计算单元杆端力

求得全部结点位移后，利用单元刚度矩阵即可算出各单元的杆端力。

按照结构的受力特点，引入支承条件，用 LU 分解法求解式 (3-8)，得到各结点的位移值 δ ，据此计算单元杆端力，我们要计算的单元杆端力是指在单元坐标系中的杆端力 $\{\bar{F}\}^{(e)}$ ，它实际上就是单元两端的轴力、剪力和弯矩。当单元上有非结点荷载作用时，单元杆端力由两部分组成：

- 1、单元杆端位移 $\{\delta\}^{(e)}$ 产生的杆端力，按式 (3-7) 计算。
- 2、各结点位移被约束时，作用在该单元上的非结点荷载产生的单元固

端力 $\{\bar{F}_0\}^{(e)}$ 。

叠加在两部分，则得到单元杆端力为：

$$\{\bar{F}\}^{(e)} = [\bar{K}]^{(e)} \{\bar{\delta}\}^{(e)} + \{\bar{F}_0\}^{(e)} \quad (3-9)$$

在求出结构的结点位移 $\{\Delta\}$ 后，对于任一单元 e ，可根据其两端相应的结点码从 $\{\Delta\}$ 中得到单元 e 的杆端位移 $\{\delta\}^{(e)}$ 。 $\{\delta\}^{(e)}$ 是结构坐标系中的杆端位移值，将它变换成在单元坐标系中的杆端位移 $\{\bar{\delta}\}^{(e)}$ ：

$$\{\bar{\delta}\}^{(e)} = [T]\{\delta\}^{(e)} \quad (3-10)$$

将 (3-10) 代入 (3-9)，得：

$$\{\bar{F}\}^{(e)} = [\bar{K}][T]\{\delta\}^{(e)} + \{\bar{F}_0\}^{(e)}$$

到此，各单元杆端力得以求出。

第 4 章 桥上无缝线路附加力的全桥有限元方法

对于任何一种结构的计算,关键有两点:一是如何建立一种合理的计算模型,计算模型是对实际结构的一种简化;二是如何正确选取计算参数^[30]。不管是建立计算模型还是选取计算参数,都应该尽可能地接近实际,这才能使计算的结果更能与实际一致。

桥上无缝线路是一个非常复杂的传力系统^[24,43],部件比较繁多并且相互制约相互协调,因此要精确地模拟出来是非常困难的,必须进行适当的简化和模拟。

4.1 基本原理

要对桥上无缝线路纵向附加力进行有限元计算,必须建立适合有限元计算的桥轨一体化模型,而在建立桥轨一体化模型的过程中,首先要考虑纵向力传递过程中影响最大的两个因素:一是道床的纵向位移阻力;二是桥梁的下部结构的纵向水平刚度(简称下部结构刚度)。为了满足钢轨应力的限制条件,下部结构必须保持一定的刚度,当下部结构的刚度低于规定的限值时,要考虑设置传力装置来满足纵向力传递对桥梁下部结构刚度的要求。

无缝线路锁定后,由于温度变化而引起的伸缩 t 受到限制,在钢轨内部会产生巨大的温度内力,产生这种情况的原因就是因为轨道具有抵抗钢轨和轨道框架纵向位移的阻力。无缝线路纵向位移阻力规律是描述轨道相对于下部结构或桥梁位移的一种特性,即单位轨道阻止其纵向位移的阻力大小,纵向位移阻力规律对纵向力的计算起着决定性的作用。在确定纵向阻力参数时,对于无碴桥,略去桥枕与梁之间的相对转动,线路纵向阻力按扣件阻力取值,在有碴桥上当扣件阻力大于道床阻力时,线路阻力按轨道在道床中的位移阻力取值。

桥墩、桥台及其基础为桥梁的下部结构,桥梁下部结构的水平线刚度,是影响纵向力分布的主要参数之一,在梁轨相互作用中,温度伸缩力、挠曲附加力以及制动附加力使桥梁下部结构产生纵向位移,下部结构的位移反过来又给桥上无缝线路钢轨施加荷载,引起钢轨附加力的重分布。桥梁下部结构刚度可按下式计算:

$$K = \frac{H(kN)}{\sum \delta_i(m)}$$

式中 $\sum \delta_i = \delta_p + \delta_\varphi + \delta_h + \delta_z$, 指的是墩顶总位移;

H ——作用于支座顶面的纵向水平力;

δ_p ——由于墩身弯曲引起的墩顶位移;

δ_φ ——由于基础倾斜引起的墩顶位移;

δ_h ——由于基础平移引起的墩顶位移;

δ_z ——由于橡胶支座剪切变形引起的支座顶面的位移, 非橡胶支座不考虑此项。

本文中将就不同的下部结构刚度做充分的计算分析, 以期找出桥梁下部结构与轨道纵向附加力之间的关系。墩台纵向水平刚度的取值范围为 $1 \times 10^4 \text{ kN/m} \sim 1 \times 10^6 \text{ kN/m}^{[25]}$, 可以充分模拟柔性、中性以及刚性墩台。

4.2 国内外桥上无缝线路计算理论及其模型

桥上无缝线路设计理论研究的轨道工程与桥梁工程相结合、相互交叉而形成的边缘学科, 它涉及复杂的结构关系和力学机理, 难度较大, 长期以来一直是无缝线路研究领域的前沿课题。国内外都极其重视桥上无缝线路的研究工作。

日本、德国、俄罗斯、美国等都对桥上无缝线路的设计制定了具体的规定。日本于 20 世纪 50 年代末开始进行桥上无缝线路的研究, 日本铁路颁发的《国铁构造物设计标准》对桥上无缝线路的设计作了较为具体的规定。自 20 世纪 60 年代开始, 德国、法国、奥地利等也开始了桥上无缝线路的研究, 联邦德国铁路局颁发了《铁路新干线上桥梁的特殊规程》^[15], 该规程也为法国、奥地利等国所采用^[35]。

一、日本

20 世纪 50 年代, 日本国铁研究所为修建东海道新干线开始进行桥上无缝线路的研究, 根据理论研究和现场试验结果, 建立了桥上无缝线路伸缩力的计算原理和计算方法, 此后这一成果广泛应用于新干线桥上无缝线路的设计。

日本桥上无缝线路伸缩力的计算方法是建立在桥梁与钢轨相互作用的基础之上。钢轨与桥梁间通过扣件、轨枕或轨枕板组成一个相互作用的力学平衡体系, 钢轨与桥梁之间纵向阻力的大小决定梁轨相互间的作用力, 纵向

阻力按常量阻力考虑。

以单孔桥梁为例，桥梁一端为固定支座，另一端为活动支座，活动支座不考虑支座摩阻力的影响。纵向力计算时，钢轨位移起点至固定支座的距离 x_1 、钢轨位移终点至活动支座的距离 x_2 以及 0 点至 A 点的距离 δ 为未知量，由于钢轨纵向力的连续性，可建立以下方程：

$$P_t - r_0 x_1 - r \delta + r(1 - \delta) = P_t + r_0 x_2$$

即

$$r_0 x_1 + 2r \delta - r_1 + r_0 x_2 = 0 \quad (4-1)$$

从位移起点到梁轨位移相等点有：

$$Y_{R,CO} = S_1 / EA = \beta_1 \delta \quad (4-2)$$

从位移终点到梁轨位移相等点有：

$$Y_{R,OD} = (S_2 - S_3) / EA = -\beta_1 \delta \quad (4-3)$$

式中 E ——钢轨钢的弹性模量；

A ——钢轨截面面积；

r ——桥上无缝线路纵向阻力；

r_0 ——桥头路基无缝线路纵向阻力；

β ——钢轨钢的线膨胀系数；

P_t ——固定区钢轨温度力。

由 (4-1) ~ (4-3) 式，即可求解未知量 x_1 、 x_2 及 δ ，从而可求得钢轨的纵向力分布以及位移。桥梁跨数大于 2 跨时，根据以上方法同样可求解钢轨纵向力以及位移量的分布情况。

为减小桥梁墩台以及钢轨纵向力，日本铁路在桥上铺设无缝线路时，大量采用小阻力扣件。在混凝土高架桥板式轨道、钢桁梁直结轨道以及钢板梁桥上分别采用直结型、直 8 型、钢直 II 型、III (a) 型、III (b) 型等扣件，该系列扣件的扣压力较小，且采用复合胶垫，扣件的纵向阻力较小。通常情况下，60kg/m 钢轨线路每轨钢轨的纵向阻力为 5kN/m。同时，为减小纵向力，在桥上无缝线路设计时，根据墩台支座以及梁长确定钢轨伸缩调节器的布置方案。

二、欧洲

欧洲自 20 世纪 60 年代开始一直关注桥上无缝线路的试验研究。前捷克斯洛伐克于 1961 年着手该项试验。20 世纪 70 年代，前苏联有 P.E.Pomogajev,

S.I.Klinov 和 N.P.Vinogorov 等人进行了研究。

法国铁路从事桥上无缝线路的有 I.Serra 与 P.Voignier 以及 B.Michaux。荷兰铁路对桥上无缝线路设计规程的制定具有开创性, F.Bijl 采用非线性(双线性)进行了桥上无缝线路附加力计算。南斯拉夫铁路 S.Rankovic 对于线性与非线性计算进行了对比。ORE D101 专业委员会在前德意志联邦铁路、巴黎铁路运输公司、西班牙铁路、瑞士联邦铁路以及法国国有铁路进行了广泛的桥上无缝线路试验研究, 并由奥地利联邦铁路与荷兰铁路进行了理论研究。1985 年捷克铁路桥梁研究所 Ladislav KRYBA 在 RI 杂志发表了“无缝线路温度力与铁路桥梁相互作用”的论文, 假定线路阻力为常数, 建立微分方程并给出了解析解的表达式, 对我国桥上无缝线路的设计思想有较大的影响。

德国铁路应用有限元方法, 根据桥梁与线路间的相互作用关系, 建立了桥上无缝线路纵向力的计算方法。线路纵向阻力采用双线性模型, 即梁轨位于小于某一位于时, 线路纵向阻力与位移成线性关系, 当位移大于或等于此位移量时, 线路纵向阻力为常量。在桥梁中部区段, 最大钢轨附加纵向力 F' 可认为大小相等, 按下式计算:

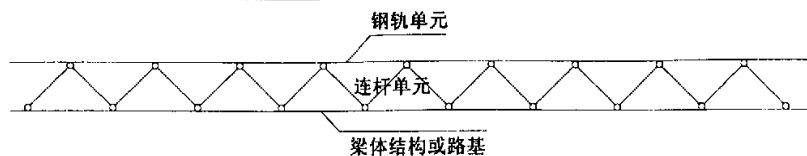
$$F = \frac{q \cdot L_0}{4}$$

式中 q ——线路水平位移阻力;

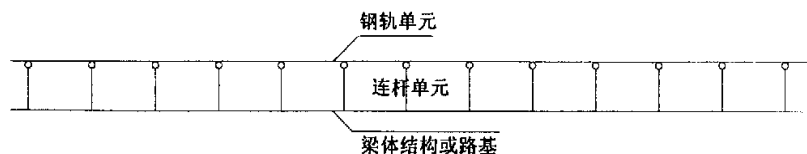
L_0 ——桥梁跨度。

桥台附近钢轨纵向力分布差别很大, 可根据计算求得。在桥梁中部区段, 桥墩水平支座反力几乎为零, 与上部梁体结构的支承状态无关, 而在边墩位置, 支座反力显著增大, 支座反力为梁体结构两端梁上钢轨纵向力的差值。

现代计算机技术的发展加速和拓展了桥上无缝线路计算理论的研究, 计算机数值模拟技术在桥上无缝线路设计中得到广泛应用。目前, 西欧已建立了多种数学模型进行计算机数值模拟分析计算, 荷兰特而夫脱大学研制了 Prolis 计算程序, 应用有限元原理, 对多种轨道结构进行了分析和比较。德国建立了钢轨与梁体结构联接的两种计算模型^[15], 如图 4-1 所示, (a) 用线性桁杆单元模拟钢轨和桥梁之间的联接, (b) 用抗弯杆件模拟钢轨和桥梁之间的联接。国内也有学者进行该方面的研究, 根据德国的两种模型, 利用通用结构分析软件 ANSYS, ALGOR 进行桥上无缝线路的结构分析。



(a) 用抗拉杆件模拟道碴层



(b) 用抗弯杆件模拟道碴层

图 4-1 钢轨与主梁结构的连接

三、中国

20 世纪 50 年代末期,我国开始铺设无缝线路,1963 年,首次在京广线琉璃河大桥上铺设无缝线路,与此同时进行桥上无缝线路纵向力的测试和理论研究,初步建立了桥上无缝线路的计算方法。通过多年的研究工作和工程实践,我国已逐步形成了较为完善的桥上无缝线路计算理论体系[19,28,29,45~47,50]。桥上无缝线路纵向力的计算是建立在梁轨相互作用原理基础上:在温度变化或列车荷载的作用下,梁产生纵向位移,随着梁的位移,桥面系带动扣件,并通过扣件对长钢轨施加纵向力,钢轨受力变形后,对桥面系作用大小相等方向相反的反作用力,此力通过梁、支座传递至墩台。梁轨相互作用原理是对桥上无缝线路纵向力计算原理的总结和概括。

我国已经在多座铁路桥上铺设了无缝线路,其中包括武汉长江大桥、南京长江大桥、九江长江大桥、济南、洛阳、三道坎黄河大桥、青衣江大桥以及广深线石龙特大桥。在已经建成的秦沈客运专线上,多座大跨度连续梁桥采用一次性铺设跨区间无缝线路技术。为验证纵向力计算方法的合理性,国内曾对各种梁型桥上无缝线路的伸缩力、挠曲力进行了试验测试,根据梁轨相互作用原理建立的纵向力计算方法的计算值与实测值较为接近,应用梁轨相互作用原理建立的纵向力计算方法是可行的。

4.3 几种典型计算模型的比较

根据不同的力学模型,相应的有以下几种静力计算模型:第一种是德国

采用的用连杆模拟道碴层的计算模型,非线性的位移阻力特性由连杆的材料性质来表述;第二种是原捷克斯洛伐克、奥地利采用的用连接弹簧模拟道碴层的计算模型,联邦德国的标准规定,当确认梁轨相对位移 u 始终小于 2mm 时也可以采用此模型;第三种是中国、日本常用的库仑摩擦力学模型。由于库仑摩擦模型无法分析制动、起动荷载向下部结构的传递,不能反映墩顶位移对纵向力的影响,在此不做赘述,本文主要针对前两种模型的优缺点进行分析。

4.3.1 采用连杆模拟道碴层的力学模型

图 4-1 所示的是德国规范 DS899/59 “铁路新干线上桥梁的特殊规程^[15]”上建议采用的模拟钢轨与主梁结构(或路基)连接的力学模型,钢轨与梁体结构或路基连接的模型可假定为承受纯纵向力或承受纯弯曲的连杆。高度为 0 的类似水平弹簧的连杆的拉压刚度 EA 可以根据单元之间的阻力换算出来,抗弯杆件的刚度 EI 可以根据单元顶端与底端水平位移达到屈服时的剪力换算得到。

若桥轨相对位移为 u 时,阻力为 $r(u)$,轨道节点间距为 $2l_0$,集中于节点上的力为 $2r(u)l_0$,则:

对于水平连杆单元,纵向阻力由连杆的拉压刚度提供,由于节点左右两根连杆受的力大小相等,符号相反,作用于一根水平受拉连杆上的轴力为节点力的一半即 $r(u)l_0$,根据虎克定律有:

$$EA/l_0 \cdot u = r(u)l_0$$

$$EA = r(u)l_0^2/u$$

对于一端铰接的单元长度为 h 的抗弯杆件,纵向阻力由连杆的抗弯刚度提供,同理可得:

$$3EI/h^3 \cdot u = r(u)l_0$$

$$EI = 2r(u)l_0 h^3/3u$$

根据用来模拟阻力的是抗拉压杆件还是抗弯杆件,以及桥梁采用平面单元,还是带刚臂的杆系单元,以连杆模拟道碴层的力学模型又可以分为三种:

- 1、用抗拉压杆件模拟阻力,桥梁采用平面单元;
- 2、用抗弯杆件模拟阻力,用带刚臂得刚架模拟桥梁;

3、用抗拉压的杆件模拟阻力，用带刚臂的刚架模拟桥梁。

4.3.2 采用连接弹簧模拟道碴层的力学模型

采用连杆弹簧模拟道碴层的计算模型其实与用抗拉压杆件模拟阻力、桥梁采用平面单元模型是等价的，因其在模型中没有设置传递竖向力的杆件，所以计算挠曲附加力时竖向荷载不能直接施加于轨道上而只能施加于桥梁上，梁采用了平面形式，能完全模拟桥的弯曲，但是计算时需要较大的内存空间。1997 年铁道部科学研究院铁道建筑研究所的研究报告“高速铁路桥梁纵向水平力传递体系的研究”中采用了该模型对纵向力进行分析试验研究。

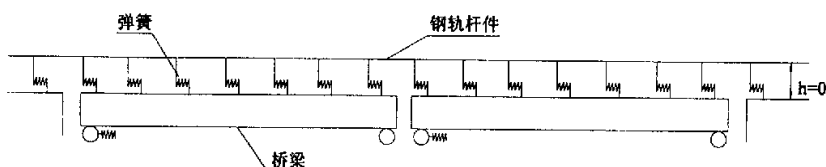


图 4-2 采用连接弹簧模拟道碴层的力学模型

4.3.3 本文采用的模型

以上两种整体模型相比较，采用连杆模拟道碴层的计算模型能比较全面的反映梁轨相互作用关系，易于实现梁轨整体分析。但是以上模型有一个共同的缺陷，即无法考虑竖向荷载作用使梁产生挠曲，梁端发生移动，而导致梁和无缝长钢轨之间因相对位移而产生纵向力（即挠曲力）。

桥上无缝线路是一个非常复杂的力学系统，钢轨、桥梁、墩台和桥梁两端的轨道之间相互制约相互协调，要进行精确的模拟是非常困难的，必须进行适当的简化。

本文在满足工程应用的前提下，通过一定的简化处理，将轨道、桥梁及其墩台作为一个整体来考虑，建立了桥上无缝线路纵向附加力的全桥有限元计算模型。这样可以比较全面反映梁、轨间的相互作用，使计算结果更加准确，更具实用价值。

4.4 建模过程

4.4.1 温度荷载

据桥上伸缩力变化规律观测表明, 梁在较长时间内的温差, 如年温差, 对钢轨伸缩力的影响并不大, 而梁的日温差却对伸缩力有较大影响, 我国伸缩力计算主要由日温差确定, 梁的日温差与各地气温情况有关。本文所采用的梁温差是根据文献[21]中确定的梁温差确定的, 计算中, 混凝土有碴轨道梁桥的温度差取为 15°C , 混凝土无碴轨道梁桥的温度差取为 20°C 。

4.4.2 列车竖向荷载

客运专线高速铁路要用 0.8UIC 活载即 ZK 标准活载, 如图 4-3 是 ZK 标准活载的轴重及轴距示意图。

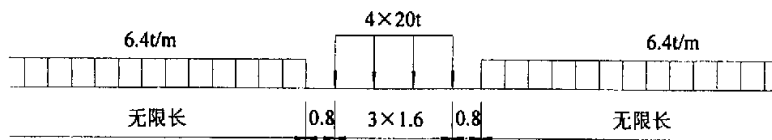


图 4-3 ZK 标准活载示意图 (单位: 轴重 t, 轴距 m)

关于桥梁多线加载系数折减问题, 我国铁路桥规考虑到双线荷载同时出现在同一桥跨结构上出现的概率极小, 双线加载时折减系数取 0.9。不过国外许多国家在双线铁路桥梁设计过程中并不考虑荷载折减 (见表 4-1)。

表 4-1 各国桥规关于双线加载系数折减的规定^[37]

国家	规范名称	荷载	双线加载折减系数
中国	铁路桥涵设计	铁路列车	0.9
日本	铁路结构设计标准	铁路列车	1
英国	BSS5400	铁路或轻轨列车	1
前苏联	CH u n 2.05.03-84	轻轨列车	1

4.4.3 轨道结构的模拟

将钢轨用梁单元来模拟, 并按实际的轨枕间距划分单元。在单元的结点处, 钢轨与轨下基础单元连接。轨下基础用梁单元模拟, 单元的一端与钢轨铰接, 另一端与桥梁单元固接, 承受并传递梁轨之间的垂向力和纵向水平力。

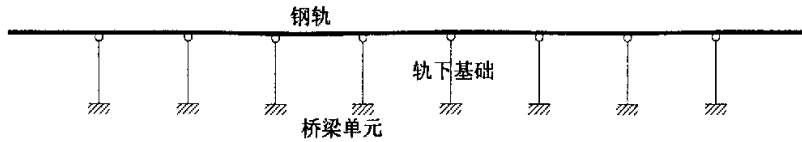


图 4-4 轨道结构简化模型

4.4.4 桥梁活动支座的模拟

对于桥梁的固定钢支座不考虑其变形，而对于摇轴支座、板式橡胶支座和盆式橡胶支座，根据其所能承受的水平力以等效的梁单元模拟。

不过对于摇轴支座，它要承受相当大的水平力，如果把摇轴支座视为完全活动或将摇轴支座简化成仅承受摩阻力的作用都是不准确的。

对于桥梁支座，其竖向的压缩变形可以忽略不计，所以活动支座可以简化成如图 4-5 所示的模型。

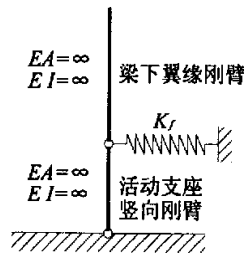


图 4-5 活动支座模型

活动支座位于桥墩墩帽上，由于其对桥墩截面的中心线有一定的偏心距，故应考虑其偏心距的影响，因此采用如图 4-6 所示的桥墩及支座模型。

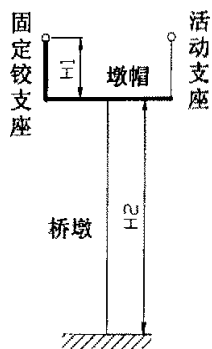


图 4-6 桥墩及支座模型

当知道活动支座的纵向水平刚度系数后，其截面抗弯特性可按下列式求得：

$$EI_b = \frac{K_f \cdot H_1^3}{3}$$

$$EA_b = \infty \quad (\text{不考虑墩的压缩变形})$$

对于固定铰支座，不考虑其竖向和水平方向的变形，即有， $EA_f = \infty$ ， $EI_f = \infty$ 。墩帽也简化成刚性臂。

对于桥墩的简化，如同桥墩上的活动支座。若桥墩的墩顶水平刚度为 K_p ，则有

$$EI_p = \frac{K_p \cdot H_2^3}{3}$$

$$EA_p = \infty$$

本文暂不考虑桥墩基础的变形。

4.4.5 桥梁的模拟

客运专线大跨度混凝土桥梁的高度比较大，对上承式混凝土桥梁来说，在列车荷载的作用下，桥梁中性轴处的变形与桥梁上下翼缘的变形相差较大，因此不能单纯用一根表征桥梁中性轴处变形的等直梁来模拟桥梁，其实际变形如图 4-7 所示。

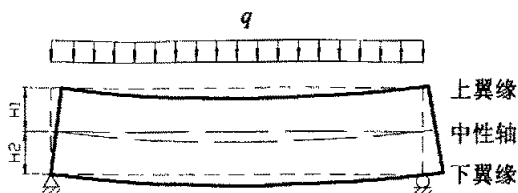


图 4-7 简支梁受力变形示意图

由图可以看出，桥梁两端截面中性轴处的竖向和水平位移并非为 0，上下翼缘处各点与中性轴相应各点的竖向和水平位移也并不相同，因此必须用相应高度的结构来模拟，以反映出桥梁高度方向上变形的差异。为了能描绘出梁轨间的相互作用，使模型更接近实际的变形情况，首先须明确桥梁上翼缘的位移，因此，根据材料力学的平截面假定，应在桥梁支座处梁的中性轴以下各加一竖向刚臂，即图 4-8 中的 AB、CD 刚臂，以模拟桥梁下翼缘。另外，为了反映出梁轨间的相对位移及相互作用，必须让模型能表现出桥梁上翼缘的位移。假如已经知道桥梁中性轴处的变形，则同样根据材料力学的平截面假定，只要在桥梁中性轴以上加设一系列竖向刚臂即可。刚臂的间距与钢轨单元的长度相对应。由此可以正确模拟桥梁上翼缘处梁轨间的相互作用。

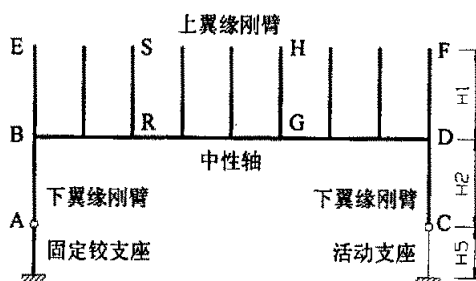


图 4-8 桥梁结构模型

假设桥梁中性轴上有一点 R，其水平位移和转角分别为 U_R ， θ_R 。则与 R 点对应的梁上翼缘点 S 的水平位移为：

$$U_S = U_R + \theta_R \cdot H_1$$

4.4.6 墩台的模拟

桥墩应用变截面的梁单元来模拟，可以反映墩台的竖向和水平变形和位

移。此处不作详述。

4.4.7 全桥有限元模型

将钢轨模型、轨下基础模型、桥梁模型、支座模型与墩台模型组合在一起，就可以得到混凝土简支梁桥、连续梁桥、连续刚构桥上无缝线路纵向附加力计算的全桥有限元模型，如图 4-9 所示。在计算分析中，只需要选择计算条件以及为数不多的结构控制参数即可完成各种工况的分析。为了消除边界条件的影响，路基上的钢轨单元数一般取较大的数值。

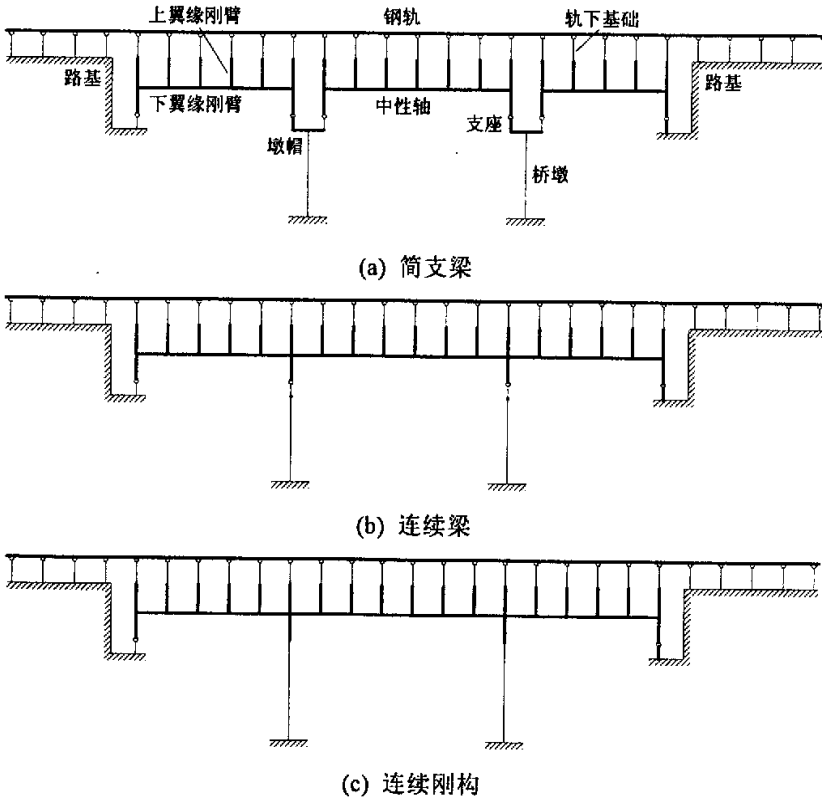


图 4-9 桥上无缝线路纵向附加力全桥有限元模型

4.5 程序的编制

4.5.1 语言的选择

在科学计算领域使用最早、最广泛的程序语言为 FORTRAN 语言，近年来，随着面向对象程序设计技术的发展和成熟，可视化编程成为目前发展的主流和趋势，这对 FORTRAN 语言提出了挑战，为了提高 FORTRAN 语言的灵活性和实用性，微软公司为该语言开发了新的编译平台，在该编译平台上，FORTRAN90 可以完全实现可视化编程。FORTRAN90 语言的强大的计算功能较适合编制有限元程序，另外其可视化编程的实现使得有限元程序的编制变得较为简单，所以本文选用 FORTRAN90 语言编制程序。

4.5.2 程序执行流程框图

根据杆系结构有限元基本原理和计算步骤，用 FORTRAN 语言实现有限元计算，程序框图如下：

第 5 章 客运专线大跨度混凝土

桥上无缝线路附加力分析

桥上无缝线路纵向附加力是一项非常重要的参数。对桥上无缝线路纵向力的研究有着极其重要的意义,它有助于明确各部件之间的传力方式和相互之间的协调关系,了解它们之间的相互影响,有助于完善无缝线路的理论和扩大无缝线路的铺设,改进设计方法和设计参数,使设计更符合实际情况,具有更好的实用价值,为桥上无缝线路提供更完善的理论和方法。本文选取郑西线上两座大跨度混凝土梁桥,对其桥上无缝线路纵向附加力进行了计算分析,部分参数选取参考附录 2。

5.1 简支梁桥

以郑西线童洛川简支梁大桥为例。该桥位于郑州至西安客运专线 DK341+172 处,全桥采用盆式橡胶支座,并采用矩形空心桥台,矩形空心及实心桥墩,桩基础。桥墩高度分别为 10.5m、12.0m、13.0m。该桥的桥跨布置为 $4 \times 48\text{m}$ 预应力混凝土箱形简支梁,桥梁为双线。每跨左端为活动支座,右端为固定支座。桥上为无碴轨道,计算中取钢筋混凝土梁的温差为 20°C ,计算断轨力时的轨温与锁定轨温的差为 43.2°C ,列车竖向活载采用 ZK 标准活载,机车头部位于第 3 跨固定支座处,活载长度取 150m,轮轨粘着系数取 0.164。

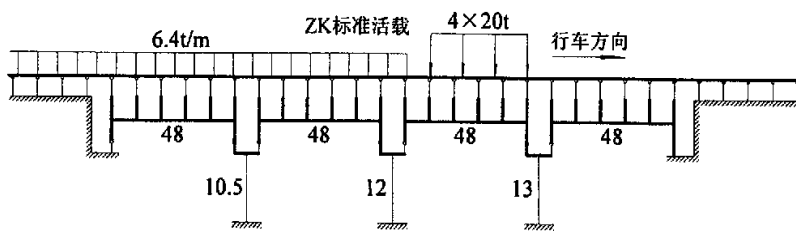


图 5-1 简支梁桥算例示意图 (单位: m)

5.1.1 不同跨度比较

本文将 48m 梁（梁高 4.087m）与 32m 梁（梁高 2.5m）、24m 梁（梁高 2.1m）进行比较，其中以 48m 跨度混凝土简支梁为例的桥上无缝线路各纵向附加力计算结果如图 5-2~图 5-4 所示。

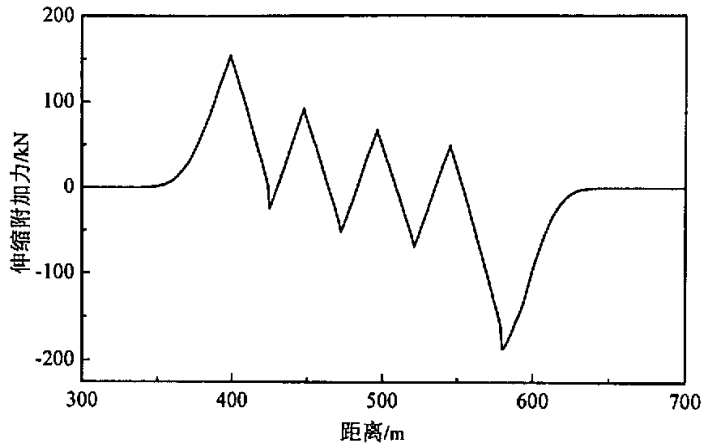


图 5-2 48m 简支梁桥上钢轨伸缩力

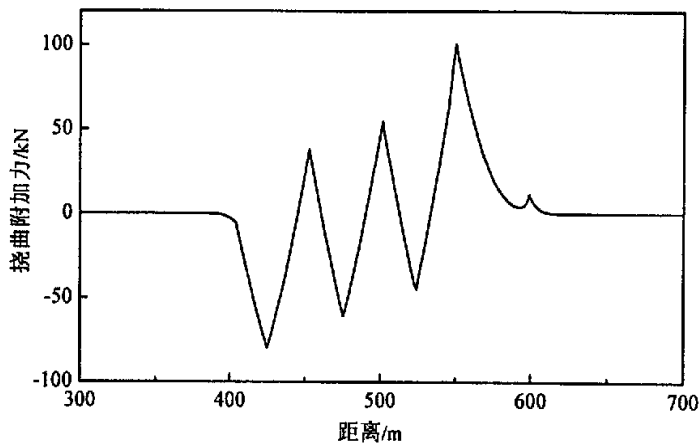


图 5-3 48m 简支梁桥上钢轨挠曲力

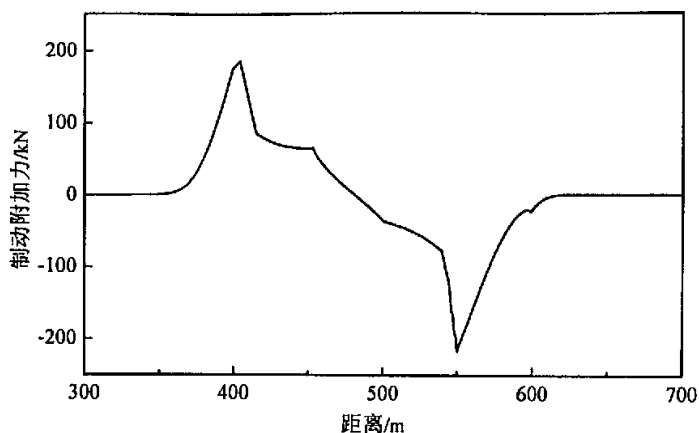


图 5-4 48m 简支梁桥上钢轨制动力

将不同跨度混凝土简支梁桥上钢轨各纵向附加力计算结果进行对比,各对比项列表如下。

表 5-1 各跨度简支梁桥上钢轨纵向力最值 (单位: kN)

	伸缩力			挠曲力			制动力		
	48m 梁	32m 梁	24m 梁	48m 梁	32m 梁	24m 梁	48m 梁	32m 梁	24m 梁
最大值	154.447	113.944	87.525	100.794	77.39	52.288	186.689	113.701	76.693
最小值	-186.129	-132.205	-99.498	-80.029	-70.674	-45.618	-216.783	-176.262	-140.204

表 5-2 各跨度简支梁桥墩顶纵向位移 (单位: mm)

	伸缩力			挠曲力			制动力		
	48m 梁	32m 梁	24m 梁	48m 梁	32m 梁	24m 梁	48m 梁	32m 梁	24m 梁
1#墩	-1.522	-1.037	-1.031	1.033	0.747	0.469	2.995	2.325	1.595
2#墩	-0.860	-0.689	-0.861	0.579	0.480	0.355	4.673	3.187	2.022
3#墩	-0.782	-0.679	-0.875	0.496	0.464	0.332	3.846	2.582	1.652

表 5-3 各跨度简支梁桥每轨作用于墩顶的纵向力 (单位: kN)

	伸缩力			挠曲力			制动力		
	48m 梁	32m 梁	24m 梁	48m 梁	32m 梁	24m 梁	48m 梁	32m 梁	24m 梁

1#墩	-66.108	-45.033	-44.792	44.861	32.463	20.364	130.466	101.078	69.432
2#墩	-27.108	-21.708	-27.120	17.942	14.552	10.386	147.169	100.199	63.687
3#墩	-21.877	-18.917	-24.219	47.891	38.855	30.082	105.326	70.720	45.376

表 5-4 各跨度简支梁桥每轨作用于支座的纵向力 (单位: kN)

	伸缩力			挠曲力			制动力		
	48m 梁	32m 梁	24m 梁	48m 梁	32m 梁	24m 梁	48m 梁	32m 梁	24m 梁
1#墩	0.024	0.016	0.011	-0.008	-0.006	-0.003	0.01	0.008	0.005
2#墩	-65.98	-44.964	-44.721	44.808	32.399	20.328	130.266	100.838	69.315
3#墩	0.031	0.02	0.015	-0.013	-0.01	-0.005	0.006	0.003	0.002
4#墩	-27.138	-21.735	-27.148	17.967	14.563	10.407	147.197	100.374	63.746
5#墩	0.029	0.019	0.014	-0.012	-0.009	-0.005	-0.002	-1E-3	-1E-3
6#墩	-21.867	-18.959	-24.215	47.814	38.815	30.055	104.736	70.504	45.045
7#墩	0.031	0.021	0.017	-0.002	-0.002	-1E-3	-0.011	-0.007	-0.005
8#墩	-188.091	-127.071	-115.218	-89.277	-66.202	-44.203	192.725	137.086	97.869

表 5-5 各跨度简支梁桥每轨作用于支座的垂向力 (单位: kN)

	伸缩力			挠曲力			制动力		
	48m 梁	32m 梁	24m 梁	48m 梁	32m 梁	24m 梁	48m 梁	32m 梁	24m 梁
1#墩	5.598	3.633	3.708	791.384	541.255	408.46	-11.848	-8.577	-6.89
2#墩	-17.81	-11.974	-11.952	789.585	531.117	399.268	35.396	26.421	19.315
3#墩	14.471	10.213	10.454	767.606	514.997	389.202	-37.193	-26.364	-19.111
4#墩	-8.454	-6.934	-8.38	782.597	525.542	395.376	45.848	29.925	20.444
5#墩	7.895	6.612	8.257	779.59	531.564	409.536	-42.085	-27.769	-18.731
6#墩	-7.511	-6.952	-8.527	1001.61	750.616	605.871	34.928	23.169	15.926
7#墩	21.82	15.487	16.025	-10.629	-22.889	-13.743	-42.202	-28.424	-20.136
8#墩	-15.708	-9.846	-9.217	-7.458	-4.895	-3.717	16.313	10.469	8.507

5.1.2 不同轨下垫板比较

另以 48m 跨度混凝土简支梁桥为例, 针对不同轨下垫板类型 (①橡胶垫板、②不锈钢复合胶垫、③钢轨与铁垫板直接接触) 进行分析, 计算结果

各对比项列表如下。

表 5-6 不同垫板时简支梁桥上钢轨纵向力最值 (单位: kN)

	伸缩力			挠曲力			制动力		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
最大值	154.447	129.986	129.986	100.794	76.597	76.597	186.689	188.989	188.989
最小值	-186.129	-159.515	-159.515	-80.029	-65.764	-65.764	-216.783	-198.358	-198.358

表 5-7 不同垫板时简支梁桥墩顶纵向位移 (单位: mm)

	伸缩力			挠曲力			制动力		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
1#墩	-1.522	-1.515	-1.515	1.033	0.931	0.931	2.995	2.902	2.902
2#墩	-0.860	-0.992	-0.992	0.579	0.549	0.549	4.673	4.737	4.737
3#墩	-0.782	-0.986	-0.986	0.496	0.414	0.414	3.846	4.146	4.146

表 5-8 不同垫板时简支梁桥每轨作用于墩顶的纵向力 (单位: kN)

	伸缩力			挠曲力			制动力		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
1#墩	-66.108	-65.767	-65.767	44.861	40.410	40.410	130.466	126.423	126.423
2#墩	-27.108	-31.249	-31.249	17.942	16.980	16.980	147.169	149.198	149.198
3#墩	-21.877	-27.341	-27.341	47.891	45.735	45.735	105.326	113.445	113.445

表 5-9 不同垫板时简支梁桥每轨作用于支座的纵向力 (单位: kN)

	伸缩力			挠曲力			制动力		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
1#墩	0.024	0.024	0.024	-0.008	-0.009	-0.009	0.01	0.009	0.009
2#墩	-65.98	-65.807	-65.807	44.808	40.486	40.486	130.266	126.407	126.407
3#墩	0.031	0.03	0.03	-0.013	-0.013	-0.013	0.006	0.006	0.006
4#墩	-27.138	-31.248	-31.248	17.967	17.038	17.038	147.197	149.122	149.122
5#墩	0.029	0.029	0.029	-0.012	-0.012	-0.012	-0.002	-1E-3	-1E-3
6#墩	-21.867	-27.258	-27.258	47.814	45.717	45.717	104.736	113.321	113.321
7#墩	0.031	0.031	0.031	-0.002	-1E-3	-1E-3	-0.011	-0.012	-0.012

8#墩	-188.091	-155.071	-155.071	-89.277	-67.636	-67.636	192.725	156.671	156.671
-----	----------	----------	----------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

表 5-10 不同垫板时简支梁桥每轨作用于支座的垂向力 (单位: kN)

	伸缩力			挠曲力			制动力		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
1#墩	5.598	5.616	5.616	791.384	791.927	791.927	-11.848	-11.452	-11.452
2#墩	-17.81	-17.684	-17.684	789.585	788.273	788.273	35.396	34.444	34.444
3#墩	14.471	14.72	14.72	767.606	768.748	768.748	-37.193	-36.824	-36.824
4#墩	-8.454	-9.682	-9.682	782.597	782.383	782.383	45.848	46.748	46.748
5#墩	7.895	9.329	9.329	779.59	779.959	779.959	-42.085	-43.542	-43.542
6#墩	-7.511	-9.227	-9.227	1001.61	1000.948	1000.948	34.928	37.533	37.533
7#墩	21.82	20.123	20.123	-10.629	-12.11	-12.11	-42.202	-40.858	-40.858
8#墩	-15.708	-12.797	-12.797	-7.458	-5.626	-5.626	16.313	13.278	13.278

5.1.3 不同支座类型比较

仍以 48m 跨度混凝土简支梁桥为例, 更换支座类型, 改用橡胶支座, 支座刚度随之改变, 此时桥上无缝线路各纵向附加力计算结果如图 5-5~图 5-7 所示。

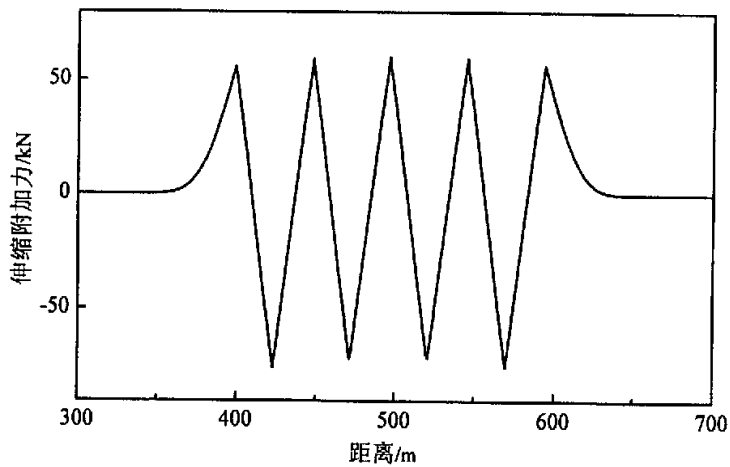


图 5-5 橡胶支座简支梁桥上钢轨伸缩力

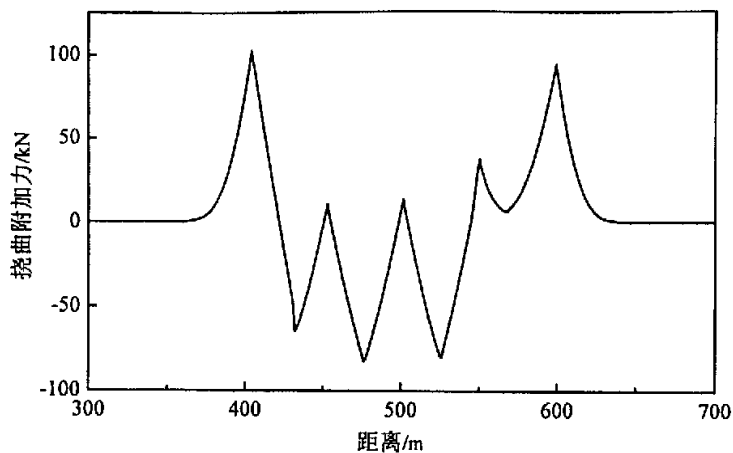


图 5-6 橡胶支座简支梁桥上钢轨挠曲力

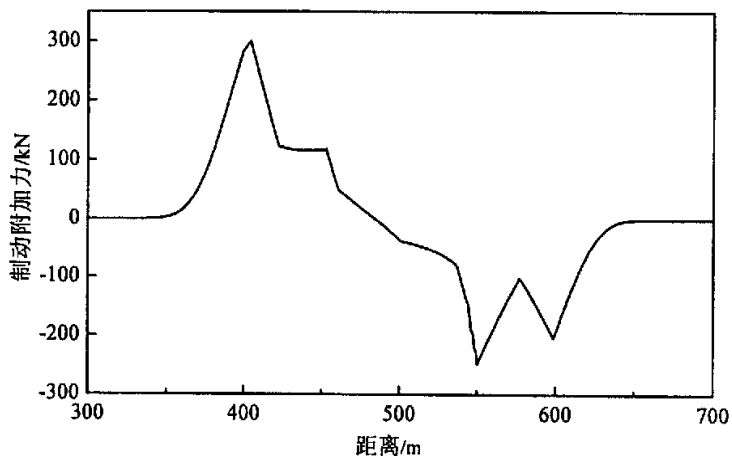


图 5-7 橡胶支座简支梁桥上钢轨制动力

将采用橡胶支座与分设固定支座与活动支座两者进行比较, 计算结果各对比项列表如下。

表 5-11 不同支座时简支梁桥上钢轨纵向力最值 (单位: kN)

	伸缩力		挠曲力		制动力	
	固活分设	橡胶支座	固活分设	橡胶支座	固活分设	橡胶支座
最大值	154.447	60.317	100.794	102.606	186.689	299.962

最小值	-186.129	-75.692	-80.029	-82.494	-216.783	-248.09
-----	----------	---------	---------	---------	----------	---------

表 5-12 不同支座时简支梁桥墩顶纵向位移 (单位: mm)

	伸缩力		挠曲力		制动力	
	固活分设	橡胶支座	固活分设	橡胶支座	固活分设	橡胶支座
1#墩	-1.522	0.037	1.033	-0.851	2.995	1.621
2#墩	-0.860	-0.004	0.579	0.410	4.673	2.308
3#墩	-0.782	-0.059	0.496	1.571	3.846	1.837

表 5-13 不同支座时简支梁桥每轨作用于墩顶的纵向力 (单位: kN)

	伸缩力		挠曲力		制动力	
	固活分设	橡胶支座	固活分设	橡胶支座	固活分设	橡胶支座
1#墩	-66.108	1.556	44.861	-36.335	130.466	68.909
2#墩	-27.108	-0.108	17.942	12.653	147.169	71.078
3#墩	-21.877	-1.582	47.891	43.117	105.326	49.093

表 5-14 不同支座时简支梁桥每轨作用于支座的纵向力 (单位: kN)

	伸缩力		挠曲力		制动力	
	固活分设	橡胶支座	固活分设	橡胶支座	固活分设	橡胶支座
1#墩	0.024	28.462	-0.008	-57.893	0.01	36.138
2#墩	-65.98	-25.6	44.808	-30.912	130.266	26.788
3#墩	0.031	27.155	-0.013	-5.361	0.006	42.005
4#墩	-27.138	-26.473	17.967	8.77	147.197	38.074
5#墩	0.029	26.365	-0.012	3.913	-0.002	33.183
6#墩	-21.867	-27.175	47.814	19.691	104.736	35.986
7#墩	0.031	25.6	-0.002	23.306	-0.011	12.939
8#墩	-188.091	-28.589	-89.277	31.711	192.725	23.496

表 5-15 不同支座时简支梁桥每轨作用于支座的垂向力 (单位: kN)

	伸缩力		挠曲力		制动力	
	固活分设	橡胶支座	固活分设	橡胶支座	固活分设	橡胶支座

1#墩	5.598	-0.056	791.384	133.901	-11.848	-0.935
2#墩	-17.81	0.12	789.585	766.315	35.396	-0.276
3#墩	14.471	0.094	767.606	770.479	-37.193	-1.381
4#墩	-8.454	0.077	782.597	769.552	45.848	1.232
5#墩	7.895	0.078	779.59	768.252	-42.085	-0.059
6#墩	-7.511	0.096	1001.61	496.286	34.928	1.885
7#墩	21.82	0.128	-10.629	462.254	-42.202	0.927
8#墩	-15.708	-0.054	-7.458	3.718	16.313	0.556

5.2 连续梁桥

以郑西线斜沟连续梁大桥为例。该桥位于郑州至西安客运专线 DK346+524 处，全桥采用盆式橡胶支座，并采用矩形空心桥台，矩形空心桥墩，直径 1.5m 钻孔灌注桩基础。桥墩高度分别为 32.5m、41.5m、34.5m。该桥的桥跨布置为 54+2×90+54m 预应力混凝土连续梁，桥梁为双线，梁高为 4.13m。2#墩上为固定支座。桥上有有碴轨道，计算中取钢筋混凝土梁的温差为 15℃，计算断轨力时的轨温与锁定轨温的差为 43.2℃，列车竖向活载采用 ZK 标准活载，机车头部位于第 2 跨固定支座处，活载长度取 150m，轮轨粘着系数取 0.164。

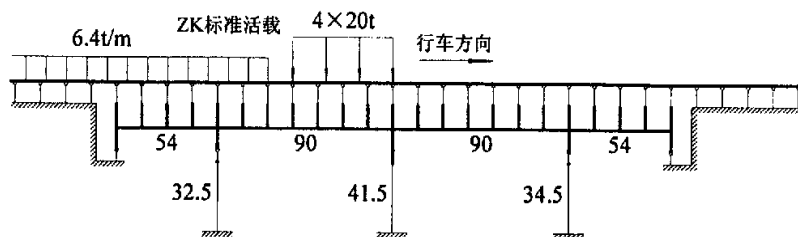


图 5-8 连续梁桥算例示意图（单位：m）

将本桥设置两个伸缩调节器与不设置伸缩调节器两种情况进行比较，其中设置两个伸缩调节器时的桥上无缝线路各纵向附加力计算结果如图 5-9~

图 5-11 所示。

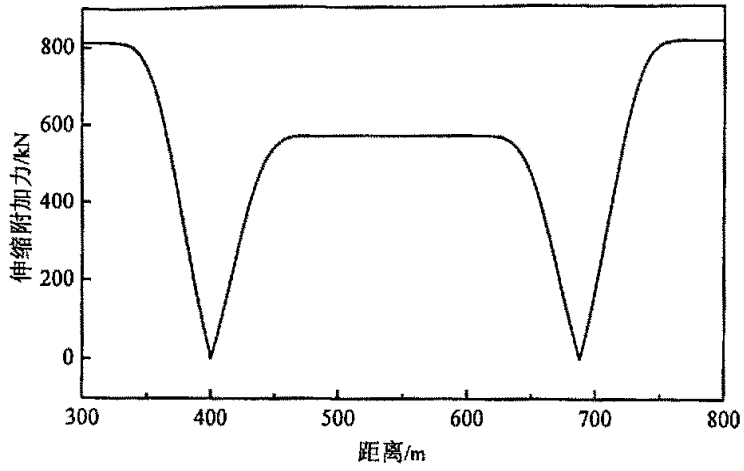


图 5-9 连续梁设置两个伸缩调节器时无缝线路伸缩力

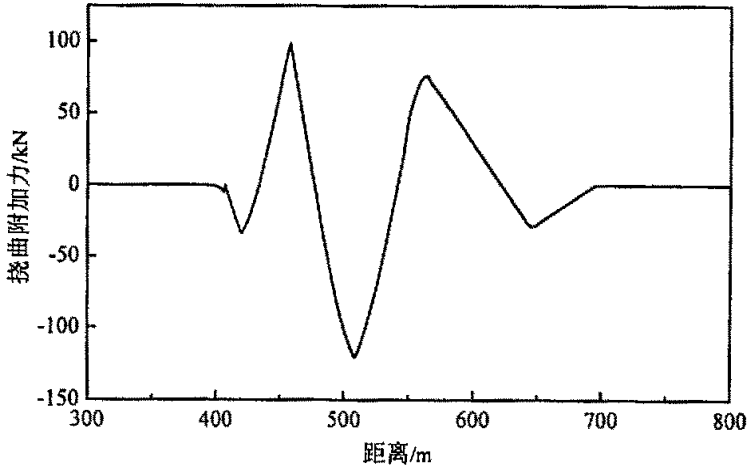


图 5-10 连续梁设置两个伸缩调节器时无缝线路挠曲力

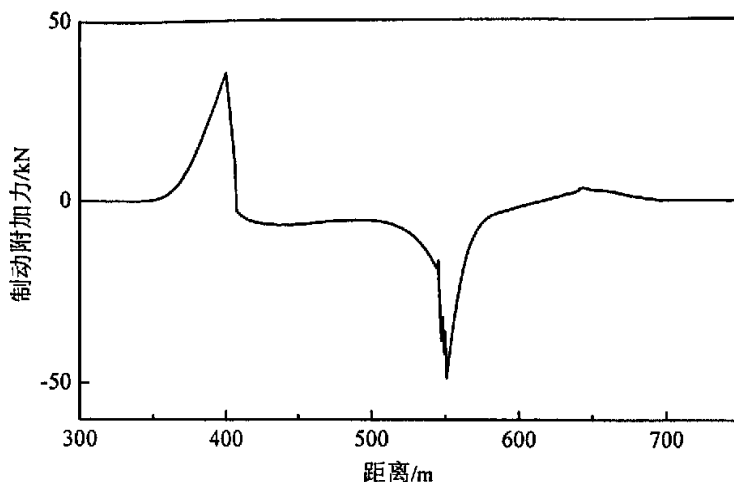


图 5-11 连续梁设置两个伸缩调节器时无缝线路制动力

将设置两个伸缩调节器与不设置伸缩调节器两种情况下混凝土连续梁桥上钢轨各纵向附加力计算结果进行比较，各对比项列表如下。

表 5-16 不同伸缩调节器时连续梁桥上钢轨纵向力最大值（单位：kN）

	伸缩力		挠曲力		制动力	
	设 2 个	不设	设 2 个	不设	设 2 个	不设
最大值	812.506	461.519	98.423	98.608	35.725	354.304
最小值	0	-234.928	-120.421	-120.256	-48.563	-320.808

表 5-17 不同伸缩调节器时连续梁桥墩顶纵向位移（单位：mm）

	伸缩力		挠曲力		制动力	
	设 2 个	不设	设 2 个	不设	设 2 个	不设
1#墩	0.002	0.002	0.000	0.000	0.011	0.001
2#墩	-0.388	-0.256	0.567	1.587	59.874	8.130
3#墩	-0.003	-0.003	0.000	0.000	0.013	0.002

表 5-18 不同伸缩调节器时连续梁桥每轨作用于墩顶的纵向力（单位：kN）

	伸缩力	挠曲力	制动力
--	-----	-----	-----

	设 2 个	不设	设 2 个	不设	设 2 个	不设
1#墩	0.040	0.039	-0.007	-0.004	0.181	0.025
2#墩	-4.500	-2.968	6.570	18.401	694.279	94.275
3#墩	-0.042	-0.041	-0.005	-0.002	0.181	0.024

表 5-19 不同伸缩调节器时连续梁桥每轨作用于支座的纵向力 (单位: kN)

	伸缩力		挠曲力		制动力	
	设 2 个	不设	设 2 个	不设	设 2 个	不设
1#墩	0.065	0.063	-0.004	-1E-3	0.181	0.025
2#墩	0.04	0.039	-0.007	-0.004	0.181	0.025
3#墩	-4.457	-2.949	6.58	18.338	697.192	94.778
4#墩	-0.042	-0.041	-0.005	-0.002	0.181	0.024
5#墩	-0.067	-0.064	-0.003	0	0.181	0.024

表 5-20 不同伸缩调节器时连续梁桥每轨作用于支座的垂向力 (单位: kN)

	伸缩力		挠曲力		制动力	
	设 2 个	不设	设 2 个	不设	设 2 个	不设
1#墩	-19.792	22.535	521.733	524.847	-5.966	4.496
2#墩	19.446	-20.145	2737.607	2736.285	-15.19	-17.547
3#墩	0.598	-4.593	1746.763	1747.215	9.958	10.545
4#墩	20.373	-20.217	-229.071	-230.617	14.736	15.153
5#墩	-20.646	22.629	59.061	62.183	-3.591	-12.781

5.3 总结

本程序可以非常方便地用于各种混凝土梁桥上无缝线路的分析, 计算其伸缩附加力、挠曲附加力、制动附加力在各种工况下的数值, 同时, 还可以计算各种工况下的墩顶纵向位移, 每轨作用于墩顶的纵向力, 每轨作用于支座的纵向力和垂向力等, 因此, 适用范围较为广泛。而且, 本程序操作简单, 使用方便, 程序运行速度也非常快捷, 可以为工程设计和工程检算提供方便, 赢得宝贵的时间。

结 论

桥上无缝线路一直以来是铁路科研工作者比较热衷的研究课题,前人在这方面已经做过很多工作,并取得了许多成效。如今,我国桥上无缝线路理论已经发展到了一个崭新的阶段,铁道部有关部门也组织编写了关于桥上无缝线路设计暂行规定,这说明我国桥上无缝线路计算方法和铺设条件也会逐渐规范化^[52]。桥上无缝线路合理化是我国桥上无缝线路发展的客观要求,因此,要求我们有关人员必须不断努力学习桥上无缝线路理论。

本文就是在顺应当今无缝线路发展的背景形势下所进行的研究工作。重点结合客运专线的建设工程,对桥上无缝线路纵向附加力进行研究,并应用有限元的方法,建立了全桥有限元分析模型。

首先对桥上无缝线路的基本原理,有限元法的基本原理进行的论述,并编制了有限元计算程序,最后,在参考几个典型计算方法和计算模型的前提下,建立了桥上无缝线路纵向附加力全桥有限元计算模型,应用此模型,可以很方便地分析各种工况下、各种类型混凝土桥上无缝线路的纵向附加力。本程序简单易用,适用范围较广,并且,其计算结果可以作为设计桥上无缝线路的检算依据,因此,有一定的通用性和实用价值。

然而,本文所建立的有限元模型仅仅是平面杆系结构的分析模型,未能从空间的角度来进一步分析桥上无缝线路纵向附加力的各种特征,作用机理以及传递规律等。毕竟桥上无缝线路不是一个平面的结构,如果能建立一个空间的计算模型和计算理论,那么,将可以更加真实地模拟桥上无缝线路,可以更加详细的计算桥上无缝线路的各个方面,计算出来的结果也能更符合实际。

因此,笔者期望能在这方面有进一步的进展和发现。

致 谢

本论文是在尊敬的导师蔡成标教授的悉心指导下完成的。在此，首先对蔡教授给予我的莫大帮助表示衷心的感谢，感谢他自始至终的关怀和指导，感谢他孜孜不倦的教诲和鼓励。在蔡教授的帮助下，我的论文才能得以顺利完成。

另外，还要感谢翟婉明教授关心，三年的硕士生活，翟教授的严谨治学的态度，刻苦钻研的精神，以及他平易近人的作风，都无时无刻不感染着我，这些都是值得我学习并受益终身的。

在本论文的写作过程中，还得到了王开云副研究员、赵春发副研究员，罗震、高建敏、和振兴、赵怀耘博士等身边每一位师兄师姐的关心、督促和帮助，在此一并表示感谢！

参 考 文 献

-
- [1] Braking and acceleration force on bridges—Braking and starting tests on track. ORE D 101/RP 1/E, 1969
- [2] Braking and acceleration force on bridges—Theoretical studies of braking and acceleration forces on bridges. ORE D 101/RP 6/E, 1974
- [3] Braking and acceleration force on bridges and interactions between track and structures—Enquiry into the laying of continuous welded rails on structures. ORE D 101/RP 10/E, 1977
- [4] Braking and acceleration force on bridges and interactions between track and structures—Braking and starting forces on bridges, Synthesis report. ORE D 101/RP 15/E, 1979
- [5] Braking and acceleration force on bridges and interactions between track and structures—Thermal phenomena in the interaction between CWR and bridges in the case of a DB pre-stressed concrete bridge with ballasted track. ORE D 101/RP 25/E, 1984
- [6] A.D.Kerr et al. Railroad Track Mechanical & Technology. Pergamon Press, 1978
- [7] Quasi-static distribution of braking and starting forces in rails and bridge, Rail International, 1974.
- [8] Thermal interaction of long welded rail with railway bridges. Rail International, 1985.
- [9] Effect of longitudinal Forces on Long Welded Track, Rail International, 1980
- [10] Dispersion of Tractive and Braking Forces in Railway Bridges—Theoretic Analysis, Rail International, 1982.
- [11] L. FRYBA. The rail interaction of long Welded Rails with Rail Bridges, Rail international, 1985,3.
- [12] Ladislav F. Thermal interaction of long welded rails with railway bridges[J]. Rail International, 1985.
- [13] Light Rail Transit. A Report by the Light Rail Transit: Its Economics and Technology. Massachusetts: MIT Press, 1964.
- [14] W.Schmaus 等,林广元译.德国联邦铁路新干线的桥梁——设计规定、体系和要求.国外桥梁,1994(3)
- [15] 张健峰等译.德国标准 DS899/59.铁路新干线上桥梁的特殊规程.铁道部大桥局桥梁研究所,1991
- [16] B.Г 安德列耶夫,Г.К 格雷比那.铁路桥梁承受制动力问题[J].桥梁译丛,1970(4)
- [17] 伊地知坚一(日).无缝线路作业[M].北京:中国铁道出版社,1982
- [18] 吴鸿庆,任侠.结构有限元分析[M].北京:中国铁道出版社,2002
-

- [19] 蔡成标.高墩桥上无缝线路列车制挠力的整体分析法:[D].成都:西南交通大学,1989
- [20] 蔡成标.高速铁路特大桥上无缝线路纵向附加力计算[J].成都:西南交通大学学报, 2003,38(5):609-614
- [21] 广钟岩,高慧安.铁路无缝线路[M].北京:中国铁道出版社,2005
- [22] 卢耀荣.无缝线路研究与应用[M].北京:中国铁道出版社,2004
- [23] 卢耀荣,冯淑卿.桥上无缝线路挠曲力计算[J].铁道学报,1987,9(2):56-67
- [24] 卜一之.高速铁路桥梁纵向力传递机理研究[D].成都:西南交通大学,1998
- [25] 卜一之,张进.高速铁路桥梁附加纵向力传递机理及传力构造的研究,"九五"国家重点科技攻关计划专题,高速铁路线桥结构与技术条件(标准)的研究,研究报告之十一[R].北京:铁道部科学研究院,1996
- [26] 卜一之,张进.高速铁路简支梁桥纵向力计算分析[J].桥梁建设,1996,(2):53-56
- [27] 刘成轩.高速车辆地面系统结构有限元分析:[D].成都:西南交通大学,1998
- [28] 江海波,吴迅.城市轨道交通桥梁无缝线路纵向力的空间一体化模型分析[J].城市轨道交通研究,2003,6(1).33-37
- [29] 田振,吴迅.城市轨道交通桥梁无缝线路纵向力分析力学模型研究[J].城市轨道交通研究,2002,(1):28
- [30] 刘晓平.土木工程结构分析及程序设计[M].北京:人民交通出版社,2000
- [31] 雷晓燕.铁路轨道结构数值分析方法[M].北京:中国铁道出版社,1998
- [32] 史鸿湘,赵壮杰,陈幼平.铁路无缝线路百问百答[M].北京:中国铁道出版社,1994
- [33] 童大坝,毛经权.铁路轨道基本知识[M].北京:中国铁道出版社,1996
- [34] 樊社新,梁华签,张玉欣.有限元法与加权残值法及其比较[J].广西机械,1997,17(1)
- [35] 秦沈客运专线综合试验科技攻关项目,项目编号:2000G49-C 跨区间无缝线路关键技术试验研究报告,跨兴闫公路特大桥无缝线路试验研究报告[R].北京,2003.7
- [36] 铁道部科学研究院铁道建筑研究所.高速铁路桥梁纵向力传递机理及传力构造的研究[R].1997.3
- [37] 吴定俊.高架轻轨桥梁设计参数取值分析[J].城市轨道交通研究,2002,(2)
- [38] 黎国清,庄军生,张士臣.高速铁路桥上无缝线路纵向力的研究[J].中国铁道科学, 1997,18(3):15~23
- [39] 郭向荣,刘庆艳.高速铁路大跨度钢桥横向刚度限值分析[J].中国铁道科学,2001, 22(5):29-33
- [40] 郭文华.中小跨度铁路桥梁横向刚度分析:[D].长沙:长沙铁道学院,1999
- [41] 王天伟.高墩桥上无缝线路制挠力的模型试验研究:[D].成都:西南交通大学,1989
- [42] 阴存欣.铁路桥梁纵向附加力静动力非线性分析与仿真研究:[D].北京:铁道部科学

- 研究院,2000
- [43] 李宏年.列车制动力荷载及对桥梁作用机理的研究:[D].北京:北方交通大学,2001
- [44] 王锐锋,李宏年.铁路桥梁列车制动力荷载研究[J].北方交通大学学报,2003, 27(1):63-67
- [45] 徐庆元,陈秀方,周小林,曾志平.桥上无缝线路附加力计算模型研究[J].长沙铁道学院学报,2003
- [46] 徐庆元.高速铁路桥上无缝线路纵向附加力三维有限元静力与动力分析研究[D].长沙:中南大学,2005
- [47] 徐庆元,周小林,杨晓宇.桥上无缝线路附加力计算模型[J].交通运输工程学报,2004, 4(1):25~28
- [48] 徐庆元,陈秀方.小阻力扣件桥上无缝线路附加力[J].交通运输工程学报,2003, 3(1):25-30
- [49] 徐庆元,陈秀方.连续梁桥上无缝线路附加力研究[J].中国铁道科学,2003, 24(3):58-62
- [50] 杨梦蛟,邢建鑫.轨道结构与桥梁共同作用力学计算模型的研究[J].中国铁道科学, 2001,22(3),57-62
- [51] 蒋金洲.桥上无缝线路钢轨附加纵向力及其对桥梁墩台的传递[J].中国铁道科学, 1998,19(2):67-75
- [52] 中华人民共和国铁路行业标准.新建铁路桥上无缝线路设计及墩台顶纵向力计算暂行规定(第二稿)[S].北京:2000.3
-

附录 1 钢轨伸缩调节器的设置

无缝线路应当是连续不间断的，达到平面和立面的几何平顺和刚度均匀，从而减小轮轨的振动和冲击。但钢轨无法轧制成无限长度，即使经焊接的长钢轨，也因线路上难免有结构物或设有机械绝缘接头，或者受线路平面和立面条件的限制，不得不断开，并使用普通钢轨接头或钢轨伸缩调节器（在欧美铁路文献中也称为钢轨伸缩接头 REJ）将断开的长钢轨连接起来。钢轨伸缩调节器是一种钢轨的连接结构，由于它的伸缩动程大、传递的纵向力小、平顺性良好，因而在某些条件下，钢轨伸缩调节器的功能是普通钢轨接头无法取代的。

一、伸缩调节器的主要用途如下：

1、在钢桁梁桥上

在温度变化或活载的作用下，钢桁梁将产生量值很大的纵向位移，若铺设在钢桁梁上的钢轨不能产生量值与其相应的位移，则墩台和钢轨均将承受巨大的纵向水平力。铺设在梁上的钢轨无论依靠本身的变形或轨缝的变化都不可能适应梁的位移量。因此《铁路桥涵设计基本规范》（TB10002.1）作了如下规定：对于温度跨度大于 100m 的钢桥，任一温度跨度都应安设钢轨伸缩调节器。但是，即使温度跨度小于 100m 的钢桁梁，视具体条件，有时铺设钢轨伸缩调节器也能收到良好的运营效果。

2、在混凝土梁桥上

混凝土的热传导系数为 $0.0084\text{J}/(\text{cm} \cdot ^\circ\text{C})$ ，是钢的热传导系数的 1/60，且在运营环境中混凝土梁直接接受阳光照射的面积很小，通常一昼夜梁体最大温度变化幅度不超过 15°C ，因此相应梁的伸缩位移量也很小。另外，混凝土梁的竖向刚度很大，因此在列车活载作用下梁的位移量也很小。基于上述原因，一般在混凝土梁桥上不铺设钢轨伸缩调节器。

但在以下情况中，为减小墩台、轨道和道岔受力，经检算必要时，应该在混凝土梁桥上或桥头路基上设置钢轨伸缩调节器：

- （1）大跨度混凝土连续梁桥；
- （2）高墩混凝土简支梁桥；
- （3）柔性墩混凝土梁桥；
- （4）混凝土梁桥上设有带活接头的道岔，而又未采取加强措施。

3、在寒冷地区无缝线路上

在年轨温幅度超过 90℃的寒冷地区，无缝线路的维修作业需要耗费大量人力、物力，根据经验，分区段设置钢轨伸缩调节器，将提高寒冷地区无缝线路的安全可靠性，并使必要时应力放散极为方便。为此建议寒冷地区铺设超长无缝线路时，有必要增设结构简单、平顺性良好的钢轨伸缩调节器，作为简化应力放散作业而配备的轨道设备。

二、钢轨伸缩调节器的铺设位置及原则

大跨度桥的结构形式多为下承式简支梁或连续钢桁梁，如仍按中小跨度（跨度小于 60m）将无缝线路固定区设置在桥上，将因温度变化而产生巨大的伸缩附加力，并因列车荷载作用而产生较大的挠曲附加力；在此情况下，冬季钢轨一经折断，会产生很大的轨缝，对行车安全不利。为消除和减少钢轨内部温度力以及伸缩附加力和挠曲附加力，改善钢轨和桥梁制动墩台的受力情况，所以在在大跨度桥上无缝线路必须设置温度调节器。

桥上无缝线路设置调节器的方式和位置，应以减小墩台受力和改善轨道结构的运营状态为前提，此外还应注意：

- （1）基本轨或尖轨接头距桥梁横梁或桥台胸墙、桥梁支座中心的距离应大于 2m；
 - （2）调节器的尖轨不得跨越相邻两跨梁或相邻不同的建筑物。
-

附录 2 《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》

2003 年铁道部颁发了《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》。有关规定如下:

一、梁温差:

- 1、钢梁: 25℃。
- 2、混凝土梁:
 - (1) 有碴轨道: 15℃;
 - (2) 无碴轨道: 20℃。

二、桥上线路纵向阻力 $p(z)$:

我国铁路科技人员对梁轨相互作用原理的认识不断深化。理论分析与实践经验均证明, 桥上线路纵向阻力设计时用常量较为合理, 且便于计算。因此, 上述《暂规》作出了 $p(z)$ 取常量的规定。其量值依此说明如下:

1、有碴桥线路纵向阻力

(1) 桥上无缝线路的轨道结构与桥梁两端无缝线路一致时, 线路纵向阻力 p 的取值:

计算伸缩力: $p=70\text{N}/(\text{cm}\cdot\text{轨})$;

计算挠曲力: 无荷载时, $p=70\text{N}/(\text{cm}\cdot\text{轨})$, 有荷载时, 机车下 $p=110\text{N}/(\text{cm}\cdot\text{轨})$ 、车辆下 $p=70\text{N}/(\text{cm}\cdot\text{轨})$ 。

(2) 桥上无缝线路的轨道结构与桥梁两端无缝线路不同, 且扣件的扣压力较低时, 线路纵向阻力 p 的取值按下式计算:

$$p=2\xi p_1 \mu / a \quad [\text{N}/(\text{cm}\cdot\text{轨})]$$

式中 ξ ——线路纵向阻力系数;

p_1 ——单个扣件的扣压力;

μ ——钢轨与轨下胶垫之间的摩擦系数, 轨下胶垫为橡胶垫板时 $\mu=0.8$ 、为铁垫板时 $\mu=0.5$;

a ——轨枕间距(cm)。

2、桥面系为无碴轨道时的 p 值确定

明桥面(钢梁), 桥枕采用 K 型扣件, 螺母扭矩为 80~120N·m 时, p 按下式计算:

$$p=\xi(p_1+np_2)/(n+1)a \quad [\text{N}/(\text{cm}\cdot\text{轨})]$$

式中 ξ ——线路纵向阻力系数, 计算伸缩力时, $\xi=0.75$; 计算挠曲力时,

无荷载 $\xi = 0.75$ ，有荷载机车下 $\xi = 1.15$ 、车辆下 $\xi = 0.75$ ；

计算断轨力时， $\xi = 1.0$ ；

p_1 ——K 型扣件扣紧轨底的节点阻力， $p_1 = 7500\text{N}/\text{节点}$ ；

p_2 ——K 型扣件（轻）扣轨底的节点阻力， $p_2 = 500\text{N}/\text{节点}$ 。

n ——扣件按“1 紧— n 松—1 紧”方式布置时，轻扣轨底的扣件数。

三、桥上长钢轨断缝容许值 $[\lambda]$ 的规定：

- 1、桥面无碴轨道 $[\lambda]$ 不得大于 10cm；
- 2、桥面有碴轨道 $[\lambda]$ 不得大于 8cm；
- 3、时速 200km 及以上的轨道 $[\lambda]$ 不得大于 7cm。

四、铺设钢轨伸缩调节器的温度跨度：

- 1、温度跨度大于 100m 的钢梁桥，每一温度跨度设 1 组钢轨伸缩调节器；
- 2、温度跨度大于 120m 的混凝土梁桥，钢轨伸缩调节器的设置根据计算确定。

五、墩台顶纵向水平线刚度：

- 1、简支梁桥台顶纵向水平线刚度，双线不得小于 3000kN/cm，单线桥台顶不得小于 1500kN/cm。
- 2、简支梁桥墩顶纵向水平线刚度不得小于下表所列数据。

简支梁桥跨度	12	16	20	24	32	40	48
双线简支梁桥墩顶水平线刚度(kN/cm)	120	200	240	300	400	700	1000
单线简支梁桥墩顶水平线刚度(kN/cm)	—	100	120	150	200	350	500

攻读硕士学位期间发表的论文及科研成果

发表的论文

黄小明,蔡成标.客运专线大跨度混凝土桥上无缝线路纵向附加力分析[J].铁道建筑,2006(12) (已录用)

硕士期间参与的科研项目

铁道第二勘察设计院科技开发项目：轨道过渡段关键技术的研究，2002～2004 年
