同 济 大 学 " 十 五 " 规 划 教 材 同济大学教材、学术著作出版基金委员会资助

轨道工程

练松良	主编
王午生	主审

同济大学出版社

内容提要

本书首先介绍铁路轨道的发展历史,然后系统地介绍有碴轨道和无碴轨道的结构形式与 组成、道岔、轨道几何形位、轨道结构的受力分析、无缝线路及线路的维修养护、铁路与城市轨 道交通的振动及噪声等,并结合近几年国内外铁路轨道技术的发展,介绍新技术和新理论。 同时,根据城市轨道交通的特点,介绍有关城市轨道交通轨道结构的内容。

本书可作为交通土建专业铁路与城市轨道交通方向的本科教材 ,根据内容取舍 ,也可作 为大专、高职及函授教材 ,还可供工程技术人员参考。

图书在版编目(CIP)数据

轨道工程/练松良主编.—上海:同济大学出版社, 2006.5

面向新世纪课程教材

ISBN 7-5608-3252-0

Ⅰ. 轨… Ⅱ. 练… Ⅲ. 轨道(铁路)—高等学校

—教材 Ⅳ. U213.2

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2006)第019192 号

轨道工程

- 练松良 主编
- 王午生 主审

责任编辑 曹 建 责任校对 谢惠云 封面设计 李志云

出 版 发 行 同济大学出版社

(上海四平路 1239 号 邮编 200092 电话 021-65985622)

- 经 销 全国各地新华书店
- 印 刷 同济大学印刷厂印刷
- 开本 787mm×960mm 1/16
- 印张 22.25
- 字数 445000
- 印数 1-3100
- 版次 2006 年 5 月 第 1 版 2006 年 5 月 第 1 次印刷
- 书 号 ISBN 7-5608-3252-0/U・272
- 定价 32.00元

本书若有印装质量问题 ,请向本社发行部调换

前 言

自 1825 年第一条铁路在英国投入运营以来,至今全世界已有铁路总长超过 120 万 km。至 2002 年底,全世界已经建成高速铁路并投入运营的国家有 10 个, 线路总长 5435 km;在 2007 年前,世界上将还有 9 个国家及我国台湾省建成并陆 续投入运营 16 条高速铁路,总长度达到 3267 km。

目前,铁路和城市轨道交通在我国交通运输体系中具有重要的作用和地位, 在运输市场中仍占主要份额。至2004年底,我国的铁路营业里程为74408km。 2004年国务院批准的《中长期铁路发展规划》中,我国将建设"四纵四横"铁路 快速客运通道以及三个城际快速客运系统,至2020年铁路营业里程将达到10 万km,铁路还需投资2万亿元人民币。自1997年开始,我国铁路已进行了5次 提速2006年进行了最高时速为200km的第六次提速。我国的重载铁路——大 秦线,目前列车的牵引重量已达2万t,年运量达2亿t。按照规划,大秦线将开 行4万t列车,年运量达4亿t,以缓解晋煤外运的紧张状态。随着我国城市化 进程的发展,大城市加快了轨道交通建设的步伐,北京计划22条总长约1000 km、上海计划18条总长约810 km、广州计划15条总长约610 km的城市轨道交 通建设。北京、上海、天津、重庆、广州、深圳、南京、武汉、成都、长春、苏州、杭州、 沈阳、哈尔滨等14个大城市轨道交通的近期建设规划将达到1700km左右;青 岛、西安、厦门、济南、长沙、郑州、石家庄、宁波、无锡、福州等大城市,也正在积极 开展城市轨道交通建设的规划工作。这表明我国城市轨道交通即将进入一个新 的历史发展阶段。

轨道结构作为铁路和城市轨道交通运输的重要基础设施,其结构性能对列 车的安全、平稳运行有重要的影响。近几年来,我国客运专线建设、既有线提速 改造和城市轨道交通建设等方面,新技术、新工艺和新型轨道结构不断出现。同 时,轨道结构动力学、轮轨动力学、列车-轨道相互作用等方面的理论也不断完善 和发展。作为用于本科教学的教材,要求能在全面反映轨道结构基本理论和专 业技术的基础上,同时也能反映国内外最新的成熟理论和技术。本教材在以前 本科专业教材的基础上,进一步完善了轨道结构理论,融入了新理论和新技术的 发展。

本教材的目的是要求交通土建专业铁路与城市轨道交通方向的学生能对铁路轨道有一较全面的了解,并对近几年来轨道结构的新技术、新产品有所了解, 使得毕业的学生能胜任铁路和城市轨道交通的设计、施工、管理、教学及科研等

方面的工作。

本教材共分八章,第一章介绍世界和我国铁路的发展,铁路轨道的起源和前期的发展;第二章介绍有碴轨道,详细叙述钢轨、扣件、钢轨接头、轨枕和道床的种类及性能;第三章介绍当今世界高速铁路重点发展的无碴轨道,世界上一些发达国家无碴轨道的结构类型;第四章介绍道岔的基本结构及高速、提速道岔;第 五章介绍轨道的几何形位;第六章介绍轨道结构受力的计算和分析方法;第七章 介绍无缝线路的基本原理、桥上无缝线路和超长无缝线路;第八章介绍城市轨道 交通的减振降噪及城市轨道交通轨道结构类型。

全书由练松良主编,戴月辉参与了第三章和第四章的编写,刘丽波参与了第 五章和第六章节的编写。

在本书编写过程中,得到了领导的支持和王午生教授的指导。上海铁路局 工务处杨祖表、上海铁路城市轨道交通设计研究院刘富为本教材提供了有关资 料,在此表示感谢。

限于作者水平,加之付梓仓促,本书错误与不当之处难免,欢迎各位专家及 广大读者批评指正。

> 编者 2006年1月

|--|

••

录

Ħ١	J										
第	[—	章 绪	1 论	•••••			•••••	•••••	•••••	•••••	(1)
	第	一节	世界和	中国铁路的	的发展			•••••		•••••	(1)
		一、世界	界铁路的	的发展 …	•••••	• • • • • • • • •		•••••		•••••	(1)
		二、中国	国铁路的	的发展 …				•••••		•••••	(5)
	第	二节	轨道在	铁路运输	中的地位	如作	用	•••••	•••••	•••••	· (8)
	第	三节	铁路轨	,道的发展				•••••		•••••	(9)
		一、轨道	道结构的	的形成和发	展			•••••		•••••	(9)
		二、世界	界铁路的	内轨距 …							(14)
第	5_	章有	ī碴轨道	į						•••••	(16)
	第	一节	轨道的	结构形式	和组成·						(16)
	第	二节	钢轨	,	•••••	•••••		•••••		•••••	(17)
		一、钢车	轨截面	殳 计原则及	我国主	型钢软	れ截面形物	犬	•••••		(18)
		二、对領	羽轨的机	材质要求	•••••	•••••		•••••		•••••	(21)
		三、钢	轨尺寸的	允许偏差及	v平直度	要求		•••••	•••••	•••••	(24)
		四、钢	訅伤损		•••••	•••••		•••••	•••••	•••••	(26)
		五、钢	訅探伤		•••••	•••••		•••••	•••••	•••••	(30)
	第	三节	钢轨接	头		•••••		•••••	•••••	•••••	(34)
		一、接到	头联结常	零件		•••••		•••••	•••••	•••••	(34)
		二、接	头轨缝			•••••		•••••	•••••		(36)
		三、接	头布置			•••••		•••••	•••••		(36)
		四、接	头类型		•••••	•••••		•••••			(37)
		五、钢	轨接头	不平顺及受	そカ	•••••		•••••	•••••		(39)
	第	四节	扣 件	:	•••••	•••••		•••••			(40)
		一、木材	枕扣件			•••••		•••••	•••••	•••••	(41)
		二、混	疑土轨材	沈扣件 …		•••••		•••••	•••••	•••••	(42)
		三、国约	补铁路排	扣件类型及	其主要	参数		•••••	•••••	•••••	(45)
		四、扣(牛的工作	乍特性 …		•••••		•••••	•••••	•••••	(47)
	第	五节	轨 枕	;		•••••		•••••	•••••	•••••	(48)
		一、木	枕・		•••••	•••••		•••••		•••••	(49)
											1 —

		二、钢 枕	(49)
		三、混凝土轨枕	(50)
		四、轨枕间距	(56)
	第	「六节 道 床	(56)
		一、道床的功能	(56)
		二、道碴材质、级配及清洁度	(57)
		三、道床底碴材料	(59)
		四、道床断面	(59)
		五、道床变形	(60)
		六、道床污脏	(62)
		七、高速铁路轨道的道床	(62)
	第	·七节 其他轨道部件 ······	(64)
	第	[八节 特殊地段的轨道过渡段	(66)
		一、路桥过渡段的路基处理方法	(67)
		二、过渡段轨道的常用处理方法	(68)
		三、满足高速行车安全舒适的过渡段不平顺控制标准	(69)
	第	九节 铁路运营条件与轨道结构的关系	(71)
		一、轴重的影响	(71)
		二、速度的影响 ····································	(72)
		三、运量的影响	(73)
第	Ξ	章 无碴轨道 ····································	(75)
	第	· 一节 无碴轨道结构及国内外使用情况 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	(76)
		一、日本新干线的无碴轨道 ····································	(76)
		二、德国铁路无碴轨道 ····································	(80)
		三、欧洲其他国家铁路和地区的无碴轨道	(85)
			(89)
	第	5二节 无碴轨道的扣件 ····································	(92)
			(92)
			(93)
			(96)
	<i></i>		(97)
	第		(97)
		一、尤碹轨迫与有碹轨迫之间的过渡	(97)
		、路桥过渡段	(98)
		二、路隧过波段	(98)

四、道岔区与区间无碴轨道过渡段	(100)
五、路堤与路堑过渡段	(100)
第四节 无碴轨道的施工	(100)
一、板式轨道施工	(100)
二、长轨枕埋入式无碴轨道施工	(101)
三、弹性支承块承轨台无碴轨道施工	(102)
四、浮置板无碴轨道施工	(102)
第四章 道 岔	(105)
第一节 道岔的种类和单开道岔的构造	(105)
一、转辙器	(107)
二、辙叉和护轨	(112)
三、连接部分	(118)
四、岔 枕	(119)
第二节 道岔的几何形位	(120)
一、道岔各部分的轨距	(120)
二、辙器部分的间隔尺寸	(121)
三、导曲线支距 ······	(122)
四、辙叉和护轨部分的间隔尺寸	(123)
五、有害空间 1 _н ······	(125)
六、可动心轨	(126)
第三节 单开道岔总布置图	(126)
一、曲线尖轨、直线辙叉的单开道岔计算	(126)
二、直线尖轨转辙器的计算	(133)
三、可动心轨辙叉的计算	(133)
第四节 过岔速度和提速道岔 ,高速道岔	(134)
一、过岔速度分析	(135)
二、提速道岔	(139)
三、无缝道岔	(141)
四、高速道岔	(141)
第五节 道岔运输和铺设机械	(144)
第五章 轨道几何形位	(147)
第一节 机车车辆基本知识	(147)
一、转向架的作用和构造	(147)
二、转向架的分类	(148)
三、轮 对	(149)
-	- 3 —

四、机车车辆的运动形态与类型	(152)
第二节 轨道几何形位基本要素	(153)
一、轨 距	(154)
二、水 平	(155)
三、高 低	(156)
四、方 向	(157)
五、轨底坡	(157)
第三节 曲线轨道轨距加宽	(158)
一、机车车辆通过曲线轨道的内接方式	(159)
二、曲线轨道轨距加宽的计算原理	(160)
三、曲线轨道的容许最大轨距	(162)
第三节 曲线轨道外轨超高	(162)
一、外轨超高的计算	(162)
二、未被平衡的横向加速度、欠超高和过超高	(165)
三、曲线轨道外轨超高最大值的规定	(166)
四、曲线轨道上最高行车速度	(168)
第五节 缓和曲线	(169)
一、几何形位的要求	(169)
二、常用缓和曲线	(171)
三、国内外铁路应用的缓和曲线及其分析与比较	(172)
四、缓和曲线长度	(174)
第六节 缩短轨	(177)
一、短量的计算	(178)
二、缩短轨的数量及其配置	(179)
第七节 曲线轨道方向整正	(181)
一、圆曲线计划正矢的计算	(182)
二、缓和曲线计划正矢的计算	(184)
三、拨量的计算	(187)
四、各点拨量对前后各点曲线正矢的影响	(189)
五、计算拨量的限制条件	(189)
六、计划正矢的进一步修正	(190)
七、曲线整正的步骤与方法	(191)
第六章 轨道结构力学分析	(193)
第一节 概 述	(193)
第二节 作用于轨道上的力	(194)
<u> </u>	

		一、竖向力	(194)
		二、横向水平力	(196)
		三、纵向水平力	(197)
	第	三节 轨道结构竖向受力分析及计算方法	(198)
		一、轨道静力计算	(199)
		二、轨道动力响应的准静态计算	(204)
		三、轨道各部件的强度检算	(207)
		四、轨道强度计算举例	(217)
	第	四节 无碴轨道弹性支承叠合梁计算	(222)
		一、无碴轨道纵向计算	(222)
		二、无碴轨道横向计算	(226)
	第	五节 曲线轨道横向受力分析	(228)
		一、摩擦中心理论	(229)
		二、横向水平力的限值	(231)
		三、车辆安全评估	(232)
第	七	章 无缝线路	(235)
	第	·一节 概 述 ······	(235)
		一、世界铁路无缝线路的发展	(235)
		二、无缝线路的类型	(236)
		三、无缝线路的技术经济效果	(237)
		四、无缝线路关键技术的发展趋势	(238)
	第	二节 无缝线路温度力计算	(239)
		一、温度力的计算	(239)
		二、轨 温	(240)
		三、最大最小温度力	(242)
	第	三节 线路纵向阻力和无缝线路温度力分布	(243)
		一、接头阻力	(243)
		二、扣件阻力	(244)
		三、道床纵向阻力	(245)
		四、长轨条的温度力分布	(246)
		五、缓冲区轨缝的计算	(249)
	第	四节 无缝线路稳定性	(250)
		一、概述	(250)
		二、影响无缝线路稳定性的因素	(251)
		三、不等波长的无缝线路稳定性计算公式	(255)
		-	- 5 —

第五节 普通无缝线路设计	(262)
一、设计锁定轨温的确定	(262)
二、无缝线路结构计算	(263)
第六节 桥上无缝线路	(264)
一、梁轨相互作用原理和基本微分方程	(265)
二、附加伸缩力的计算	(266)
三、附加挠曲力的计算	(270)
四、断缝和断轨力的计算	(272)
第七节 无缝线路长钢轨纵向力的测定	(273)
第八节 超长无缝线路	(275)
一、超长无缝线路的设计	(276)
二、无缝道岔 ······	(277)
第九节 应力放散和应力调整	(279)
一、应力放散	(280)
二、应力调整 ······	(280)
第十节 长钢轨的焊接、运输和铺设	(281)
一、长钢轨焊接 ······	(281)
二、长钢轨的运输与铺设	(284)
三、新线一次性铺设无缝线路	(286)
第八章 铁路和城市轨道交通的振动与噪声	(293)
第一节 振动的产生及评价标准	(293)
一、振动对人的影响	(294)
二、环境振动测量 ······	(294)
三、振动强度标准	(295)
第二节 噪声的产生及评价标准	(297)
一、噪声对人的影响	(298)
二、噪声测量	(299)
三、噪声标准	(302)
第三节 铁路噪声的组成	(303)
第四节 轮轨噪声	(305)
一、滚动噪声	(306)
二、冲击噪声	(307)
三、波磨噪声	(308)
四、啸叫噪声	(309)
五、轮轨噪声的预测	(310)
— 6 —	

	六、轮轨	噪声的估算	(313)
第	五节 凋	· 【振降噪措施 ····································	(314)
	一、降低氵	滚动噪声的措施	(314)
	二、轮轨)	冲击噪声的降噪措施	(315)
	三、钢轨	波磨噪声的降低措施	(315)
	四、啸叫	噪声的降低措施	(316)
第	「六节 凋	и振降噪型轨道结构 ⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯	(316)
	一、轨道纲	结构的振动和噪声特点 ······	(317)
	二、轨道	结构部件与一般减振降噪措施	(318)
	三、城市	轨道交通轨道结构钢轨扣件的选择	(319)
	四、弹性	支承块(枕)轨道结构	(320)
	五、浮置	板式轨道结构	(323)
	六、其他〉	咸振降噪型轨道结构	(325)
附	录		(327)
	附录一	国外铁路机构简称	(327)
	附录一	国外大型养路机械公司	(328)
	附录三	常用公英制转换	(328)
	附录四	铁路工程汉英词汇	(328)
参考	文献 …		(340)

第一章 绪 论

人类的活动离不开交通运输,在机械动力发明以前,所有的地面交通运输都 是靠人力或畜力完成的,当时的旅行速度也就是人走和马跑的速度。由于没有 机械动力,运输能力处于相当低的水平。随着生产力的发展和机械动力的发明, 人们渴望速度更快、运输量更大的运输工具,于是就有新型的地面运输工具被发 明和投入使用。在航运、铁路、公路、航空四大运输体系中,铁路的历史仅次于航 运。铁路曾经或现在依然是许多国家的主要交通工具。在180年的铁路发展过 程中,铁路创造了很多奇迹和"之最",如秘鲁建成了海拔4818m的世界高原铁 路,我国青藏线是目前世界上海拔最高、里程最长的高原铁路,在唐古拉山的最 高点海拔达5072m,多年冻土区铁路550km;澳大利亚有一条长达528km的直线 路段铁路;日本修建了53.85km的铁路海底隧道。铁路桥梁的建设也创造了诸 多奇迹。

近几年来,我国运输市场竞争剧烈,随着高速公路的迅速发展,铁路的客货运有所下降,但由于铁路具有运量大、速度较快、能耗低、运价低、安全可靠、对环境污染小以及全天候运输等优点,我国的煤炭、石油、钢铁和大型设备以及中长距离(1000km 左右)的旅客运输任务主要还是由铁路来承担,所以铁路运输在我国整个运输体系中仍起着骨干作用。

第一节 世界和中国铁路的发展

一、世界铁路的发展

不同的历史时期,人们对运输工具速度的期望值不同。1825 年,英国在大林顿(Darlington)至斯托克顿(Stockton)建成世界上第一条公用商业铁路,当时的英国保守势力竭力反对修建铁路。1830 年,在利物浦(Liverpool)至曼彻斯特(Manchester)的铁路上,当机车以22km/h的速度牵引17t货物时,人们看到了铁路运输巨大的潜力,在以后的近100 年中,铁路得到了前所未有的发展。

从 1840 年到 1913 年第一次世界大战前,由于当时高速公路和航空运输尚 未发展,人们要在陆上实现快速和大运量运输只能依靠铁路,所以此阶段美国、 欧洲的铁路发展突飞猛进。在此期间,世界上每年平均要修建 2 万 km 以上的 铁路。在 1881—1890 年这 10 年中,美国平均每年要新建铁路 1 万 km 以上。德

— 1 —

国在 1866—1870 年间,曾用投资的 70% 用于修建了长达 2443km 长的铁路。在 第一次世界大战前,美国、英国、法国、德国、意大利、比利时、西班牙等国先后建 成了本国的铁路网,铁路成了这些国家工业化的先驱,并奠定了工业化的基础。 到 1913 年,美国的铁路营业里程达到了前所未有的 40.2 万 km,全世界铁路的 营业里程达 110 万 km,其中 80% 集中在美国、英国、法国、德国和俄罗斯五个国 家。铁路垄断了陆上的交通运输,其所承担的运输量占全社会总运输量的 80% 以上。

在第二次世界大战期间,欧洲各国的经济受到了战争的破坏,铁路也不例 外。在此期间,铁路的行车速度大幅度降低,直到20世纪50年代中期,行车速 度才恢复到战前水平,最高速度一般为140km/h左右,个别达到160km/h。至 于旅行速度,少数电力、内燃牵引的列车,法国、西德、美国达到135km/h左右, 英国、意大利达到120km/h左右,蒸汽牵引的列车达到110km/h。

第二次世界大战后,汽车和飞机制造业发展很快,高速公路和民用航空逐渐 兴起,铁路运输业客货运量日减,营业亏损,一度被称为"夕阳产业"。但前苏联 和第三世界国家,在第二次世界大战后的铁路有所发展,到1970年为止,全世界 的铁路营业里程达127.9万km。

"山穷水尽疑无路 柳暗花明又一村",高速铁路就是为了和高速公路、民用 航空竞争,才逐步发展起来的。在近100年来,世界上主要资本主义发达国家都 经历了高速列车的研究、试验和发展应用阶段。1964年10月1日,日本东海道 新干线东京—大阪高速铁路正式开通并投入商业运营。这是世界上第一条完全 按照高速行车技术条件建造的铁路,其安全运营的最高时速达210km(0系列)。 2004年,日本生产出800系列高速列车,图1-1所示就是日本高速铁路的500系



图 1-1 日本的 500 系高速列车

列高速列车。法国是创造铁路列车试验速度最高的国家。1990 年 5 月 18 日, TGV-A set 325 高速试验列车速度达到 515.3 km/h ,1983 年 ,法国 TGV-PSE 电动 车组投入运营 ,最高运行速度为 270km/h ,图 1-2 所示是法国高速铁路的 TGV 列 车。1989 年 ,德国开始正式制造 ICE 高速列车 ,并于 1990 年投入运用 ,图 1-3 所 示是德国高速铁路的 ICE3 列车 ,最高速度为 330km/h。瑞典的 X2000 列车是目 前世界上先进的主动侧倾式摆式列车 ,如图 1-4 所示。由于一般既有线的平面 条件较差(曲线半径较小),使用 X2000 列车可提高列车的通过曲线速度 ,同时 不降低旅客的舒适度。X2000 最高试验速度为 275km/h ,最高运行速度为 200km/h。



图 1-2 法国的 TGV 高速列车

到目前为止,高速铁路也是在一些经济发达的国家建成并投入运行。至2002 年底,世界上已建成的高速铁路约5435km,在建3267km,时速达到200km/ h以上的铁路已超过1万km。高速行车的铁路可概括为三种类型,一为客运专 线型,如日本、法国的高速铁路;二为客货共线型,如德国和意大利的高速铁路; 三为客货共线摆式列车型,是在既有铁路上开行摆式列车以实现高速,瑞典、意 大利、西班牙、英国、日本等国的部分干线采用了这种运行方式。

在发展高速铁路的同时,美国、加拿大、澳大利亚、巴西和南非等国大力发展 重载铁路。以往没有重载铁路的统一标准,1986年10月在加拿大温哥华召开



图 1-3 德国的 ICE3 高速列车



图 1-4 瑞典的 X2000 列车

的第三届重载运输会议上确定,凡属重载运输,必须满足以下三个条件中的两 个,即年运量不少于20Mt的线路,列车牵引重量达5000t以上,列车轴重25t以 上。由于美国、加拿大、澳大利亚、巴西和南非这些国家幅员辽阔,有大量的矿 石、原材料和粮食需要运输,所以重载列车得到了较大的发展。这些国家重载运 输特点是,列车运行密度低,列车牵引重量大,车辆轴重大,如美国铁路车辆的最 大轴重达36t,以缩短列车长度。图1-5 是美国联合太平洋铁路公司(Union Pacific Railroad Company)的双层集装箱重载列车。



图 1-5 美国联合太平洋铁路公司的双层集装箱重载列车

二、中国铁路的发展

1876 年,英国商人未经中国清朝政府批准,在上海擅自修建从上海至吴淞 14.5km长的铁路,这是中国大陆首次建造的铁路,比英国第一条铁路晚51 年, 但通车后16个月就被清政府拆除,路材被运往台湾。1881年开始修建唐山至 胥各庄铁路,从而揭开了中国自主修建铁路的序幕。到1894年中日甲午战争前 夕,近20年的时间里仅修建约400多km铁路。中国杰出的铁路工程专家詹天 佑(1861—1919),1905年主持修建了我国第一条由中国人自行设计施工的官办 干线铁路——京张铁路,为中国人争了一口气,展示了中国人民的伟大和智慧。 自1876年至1949年的70余年中,全国铁路只有21810km,其中只有11000km

线路能勉强维持通车 铁路布局不合理 标准低劣混乱 设备简陋 运营困难。

1949 年以后,虽然我国铁路建设走了一些弯路,但铁路路网建设得到了较大的发展,如下所述:

西南地区:修建了成渝、宝成、黔桂、川黔、贵昆、湘黔、襄渝、阳安、来睦(来 宾—睦南关)、黎湛、内宜、南昆、渝遂等干线;

西北地区:修建了天兰、兰新、兰青、青藏、南疆、包兰、干武等干线;

华北地区:修建了来沙、京承、京源、京通、通坨、京秦、太焦、邯长、新荷、候 月、大秦重载铁路、秦沈客运专线等干线;

华东地区:修建了蓝烟、兖石、萧甬、鹰厦、南福、皖赣、阜准、宣杭、新长等干线; 华中地区:修建了焦枝、枝柳、汉丹、武大、大沙等干线;

东北地区:修建了沟海、通让等联络线,汤林、牙井、嫩林等森林线,以及霍林 河、伊敏河等煤矿支线。

1997年,为了迎接香港回归祖国,修建了全长为2553km的京九线。

近几十年来,我国铁路的各项技术得到了较大的发展,如在长江上修建了9座铁路大桥,在安康线上修建了18km长的秦岭隧道,电气化铁路已达2万km,修建了我国第一条重载铁路大秦线,1994年修建了时速为160km/h的快速铁路 广深线 2002年建成了时速200km/h的秦沈客运专线等。2002年年底,我国自 主制造的"中华之星"号机车(图1-6)已试制成功,试验速度达321.5km/h。



图 1-6 我国自主制造的"中华之星"号列车

至 2004 年年底,我国铁路的营业里程达 74 408km。我国铁路运输任务繁 重,但全国铁路的客、货流分布极不均匀,主要集中在几大干线上。我国铁路占 世界铁路总里程的 6%,但完成的运输任务为世界的 24% ~25%

自 1994 年开始,我国铁路经过了五次提速,大大提高了铁路在运输市场的 竞争能力。目前最高列车速度已达 160km/h 2006 年第六次提速将开行最高为 200km/h 的提速列车。大秦线已开行了 2 万 t 列车,秦沈客运专线也已投入运 行。铁路的跨越式发展全面提升了铁路的经济和社会效益。

2004 年 国务院通过了《中长期铁路发展规划》。至 2020 年 要求铁路营业里程 达 10 万 km ,铁路还需投资 2 万亿元人民币。规划" 四纵四横 "铁路快速客运通道以 及三个城际快速客运系统。建设客运专线 1.2 万 km 以上 ,客运速度目标值达到每 小时 200km 及以上。" 四纵 "为 北京—上海客运专线 ,贯通京津至长江三角洲东部 沿海经济发达地区 ,北京—武汉—广州—深圳客运专线 ,连接华北和华南地区 ,北 京—沈阳—哈尔滨客运专线 ,连接东北和关内地区 ,杭州—宁波—福州—深圳客运 专线 ,连接长江、珠江三角洲和东南沿海地区。" 四横 "为 徐州—郑州—兰州客运专 线 连接西北和华东地区 ,杭州—南昌—长沙客运专线 ,连接华中和华东地区 ,青 岛—石家庄—太原客运专线 ,连接华北和华东地区 ,南京—武汉—重庆—成都客运 专线 ,连接西南和华东地区。三个城际客运系统为环渤海地区、长三角、珠三角城际 客运系统 ,在覆盖区域内包含我国沿海的主要城镇。

我国正处在以城市化为中心的经济快速增长阶段,城市膨胀,人口剧增,造 成城市交通的拥堵。而城市轨道交通是大容量、低能耗、环保的公共交通运输工 具 所以近年来我国城市轨道交诵建设速度加快 各大城市也都提出了符合自身 实际的城市轨道交通线网规划和近期建设规划。北京市提出了 22 条总长约 1000km的城市轨道交通线网规划,并以奥运为契机,计划于 2008 年前新增城市 轨道交通线路 157km,总投资约 638 亿元;上海市提出了 18 条总长约 810km 的 城市轨道交通线网规划 并以世博会为契机 近期提出了总长达 389km 的 10 个 城市轨道交通建设项目 ;其中结合" 十五 "计划 ,提出建设 9 个项目 ,新建 193km 线路 总投资约 1439 亿元 :广州市提出了 15 条总长约 610km 的城市轨道交通 线网规划,近期提出了总长达130km的6个城市轨道交通建设项目,投资额约 500 亿元。 截至目前为止 北京、上海、天津、重庆、广州、深圳、南京、武汉、成都、 长春、苏州、杭州、沈阳、哈尔滨等 14 个大城市的轨道交通建设规划 已经通过了 由中国国际工程咨询公司组织的专家评估,近期建设规模将达到1600km 左右, 表明我国城市轨道交通即将进入一个新的历史发展阶段。同时 ,西安、青岛、厦 门、济南、长沙、郑州、石家庄、宁波、无锡、福州等大城市 在长期的前期研究工作 基础上 ,也正在积极开展城市轨道交通建设的规划工作。另外 ,以广州为中心的 珠三角、以上海为中心的长三角、以京津为中心的环渤海地区等区域轨道交通项

目也已开始规划实施。目前,我国高速铁路及城市轨道交通的应用技术和基础 理论都处于开拓阶段,纵观我国铁路与城市轨道交通的发展趋势,为铁路与城市 轨道交通工程学科带来了非常难得的发展机遇。

第二节 轨道在铁路运输中的地位和作用

有车必有路,车和路是不可分割的两个部分。毫不例外,铁路要完成运输任 务,则必须要有机车车辆和线路轨道。但要高效、安全地完成铁路运输任务,仅 有机车车辆和线路轨道是不够的,必须要有多个部门的配合。铁路运输的运营 管理包括机车、车辆、工务、电务、运输等几大铁路部门,在这几大部门中,工务是 铁路运输的基础设备。工务包括线路、桥梁、隧道、路基、涵洞、道口、绿化等维修 管理部门。线路(轨道属于线路管理部门)是工务的一个重要业务部门,轨道的 养护维修、设备管理都由线路业务管理部门负责。工务段是主要的线路养护维 修部门,大修段主要承担线路的大修和改造。

在铁路运输中,旅客和货物列车的安全需要绝对保证。无安全,也就无效 益。在此前提下,保证旅客列车的乘坐舒适度,提高铁路的服务质量。列车运行 的安全性和舒适度是一个系统工程,要受到如机车车辆、线路轨道、通信信号、运 输组织、沿线气象条件、地质和水文条件等的影响。而在这些因素中,机车车辆 和线路轨道状态及条件对行车安全和舒适度的影响最为直接。为了保证列车运 行的安全性和舒适度,提高铁路运输的质量,国内外很早就开展车辆-轨道、车 轮-钢轨的相互作用的研究,以提高列车运行的平稳性、安全性和铁路的运输效 益。

列车不同于其他道路车辆的显著特点之一,是靠轨道导向运行,所以轨道是 列车运行的基础,在铁路运输中是不可替代的基础设备。我国目前既有铁路,都 为客货混运线路。在提速线路上,线路的平纵断面和轨道结构既要能满足速度 达160km/h 旅客列车的要求,同时又要满足速度70~80km/h 货物列车运行的 要求。作为机车车辆荷载的承载结构和导向系统,轨道结构状态的优劣直接影 响到行车安全和舒适度。近几年来,随着我国铁路的多次提速,对轨道结构的要 求也提出了更高的要求,并对线路和轨道结构进行了多次改造。

轨道是由钢轨、轨枕、联结零件、道床、防爬器、轨距拉杆、道岔、道碴等组成, 为了保证轨道结构能够承受巨大的轮载,同时还要承受列车的制动力、牵引力和 列车摇摆的横向力等,则就要求轨道结构整体能满足客车快速平稳和货车重载 的要求。随着列车速度的提高,轨道结构所受的动荷载也相应提高。作为轨道 结构的重要部件,为了提高钢轨的承载能力,减少钢轨的伤损,近几年采用高强

度钢轨,从而提高了钢轨的使用寿命和减小了轨道的养护维修量。轨枕是保持 轨道稳定性的重要部件,在提速线路上采用了Ⅲ型轨枕,整体上提高了轨道结构 的承载能力和稳定性。道碴提供轨道纵横向阻力和将轨枕传下来的荷载传递给 路基,近几年在提速线路改造中采用了一级道碴,减少了线路病害。道岔是列车 的转向设备,如道岔允许列车速度较低,则很难提高列车的运行速度,所以道岔 也是线路改造的重要内容之一。

第三节 铁路轨道的发展

一、轨道结构的形成和发展

最早的轨道,两条凹槽的道路(Guideways)可追溯到2400年前的古希腊和 罗马时代。当时是利用两条车辙的凹槽以减小车辆走行的摩擦力,后来被大量 模仿。现代铁路的起源可追溯到16世纪的德国和英格兰,Haarmann(1891)指 出,最早的木槽道路起始于德国。当时是用榫头和钉子将木槽拼接起来,车辆既 可在一般道路上行走,也可在木槽上行走。后来,这种木槽道路引进到英格兰和 德国的矿山中,大约在1630年,木槽轨道用横向木条连接固定,用于运输煤炭, 这样一匹马能拉的重量是普通道路上的4倍。由于木槽很容易磨损,后来在木 条上钉铁皮,但铁皮也太薄弱,很容易破损。在1767年,由于铸铁产量的上升, 使得铸铁轨的使用成为可能。Reynolds为了克服木条上铁皮容易破损的缺点, 在轨道上使用了长1.524m(5ft)、宽11.43cm(4.5in)、高3.175cm(1.25in)的铸 铁轨,每根铸铁轨有三个螺栓孔,铸铁轨形状类似于现在的槽钢,凹槽朝上,并用 钉子固定,车轮在凹槽内走行。

金属轨的运用大大延长了轨道和木条的使用寿命,并且大大减小了车辆的运行阻力。但凹槽形的铸铁轨受力并不十分合理,在1776年,Curr 引进了L形的铸铁轨。由于L形铸铁轨有垂直边,提高了轨道的导向性能,如图1-7所示。当时的L形铸铁轨下用纵向木条承垫,但当纵向木条腐烂后,横向塞入木条,或者用石块塞入L形铸铁轨下,这样就形成了横向轨枕支承的结构形式。从1800年开始,马拉车辆铁路的铸铁轨长度为0.9144m(1yd),两端支承在石头上,如图1-8所示。此时的轨道已能运行2~3t的马拉车辆。

直到 1789 年, Jessop 引进了铸铁梁轨和有轮缘的车轮,从而结束了车辆既 可在普通道路上行走,又可在轨道上行走的历史,至此标志着道路和铁路开始分 离。当时采用的轨距也是 1435mm。Jessop 轨是鱼腹式,即铸铁轨的支座处轨高 较矮,在两支点之间轨高较高,在支座处轨底较宽,以便铸铁轨在石支座上稳定 安放。Jessop 轨长 0.9144~1.2192m(3~4ft),轨头宽度 4.3815cm (1.725in)。



图 1-7 早期的 L 形铸铁轨轨道图 图 1-8 支承在石枕上的 L 形铸铁轨轨道 当时车轮轮缘有在轨头内侧的,也有在轨头外侧的和在轨头两侧都有轮缘的,但 发现,当车轮缘在轨头的外侧时,车辆运行很容易脱轨,所以将车轮轮缘改为在 轨头的内侧。当时的轮缘高度为 2.54cm(1in),至今的车轮轮缘高度也在 2. 54cm(1in)左右。



图 1-9 在 Stockton 到 Darlington 线路上使用 的 Birkenshaw 锻铁 T 鱼腹形轨

由于铸铁轨只有 1.219 2m(4ft) 长,所以接头较多,且铸铁较脆,容易 断裂。在 19 世纪初,炼铁技术得到了 较大的发展。Nixon 在 1803 年生产了 宽 3.175cm(1.25in),高 5.08cm(2in) 的矩形截面锻铁轨,并铺设于 Lard Carlisle 的煤矿铁路上,轨枕为纵向支 承。以后几年,Birkenshaw 生产出截 面更为复杂的鱼腹式 T 形锻铁轨,这 种铁轨轨头成圆弧形,轨腰较厚,并用 铸铁支座支承铁轨。1825 年,在英国 Stockton 到 Darlington 的第一条公共 铁路线上,Stephenson 使用的就是这种 锻铁轨,如图 1-9 所示。1829 年,在英

国 Liverpool 到 Manchaster 的商用铁路上, Stephenson 也使用了这种 T 形锻铁轨。 Birkenshaw 的 T 形截面轨长 4.572m(15ft),铸铁座间距 0.9144m(3ft),所以一根 T 形轨为有 5 个支座而成连续梁,减少了铁轨的接头,提高了铁轨和支座的承载力。 这种铁轨的重量为每码 35lb,折合 17.37kg/m。

由于 T 形轨的下缘较薄, 张拉应力较大, 在轨座处也由于接触应力较大而极易磨损, 在 1835年, Manby 和 Locke 开发了一种双头轨(Bullhead Rail), 三年后, Robert Stephenson将此种钢轨用于 London 至 Birmingham 的铁路上, 如图 1-

10 所示。双头轨也用轨座形式,钢轨接头放在一轨座当中,没有接头夹板。原 设计时考虑铁轨铺设完成后,在轮载作用下轨头磨损,然后翻转铁轨。但使用时 发现,由于铁轨与轨座之间的磨损和腐蚀,铁轨翻转后轨面很不平整而无法使 用,而原轨头由于磨损,在轨座中也无法固定。这种钢轨在线路上固定困难,影 响列车速度的提高,但英国直到二次世界大战后才在正线上淘汰此种类型的双 头轨,现在英国的一些尚在运营的旧线路(旅游线)上仍用此种双头轨,如图 1-11 所示。



图 1-10 双头铁轨和轨座 图 1-11 英国铁路尚在使用的双头钢轨轨道

由美国 Stricland 设计 ,1835 年在 Susquehanna - Wilmington 线路上使用的 π 形轨 ,如图 1-12(a)所示 ,19 世纪 40 年代 ,在 Baltimore 和 Ohio 铁路上也使用过 类似的铁轨 ,这种铁轨每码 42lb(20.8kg/m)。这种 π 形轨引入欧洲使用后 ,发 现很容易将木枕表面压溃 ,遂将其改进。1849 年 ,由英国 Barlow 设计生产出如 图 1-12(b)、图 1-12(c)所示的 π 形轨 ,在英格兰和法国铁路上 ,这种铁轨铺设里 程达 1609.344km(1000mile)。但当此种铁轨轨头磨损后 ,很容易产生轨头纵向 劈裂而无法继续使用 ,所以这类铁轨的使用时间较短。

在这同一时期,美国使用了如图 1-12(d)所示的木轨,在 Saratoga 和 Schenectady 镇的铁路上使用了这种木轨铁路,并一直使用到 19 世纪末。虽然这种 轨道结构缺点多,但由于此类轨道设计简单,铺设方便,在欧洲一些国家也使用 过类似的轨道结构,如德国和奥地利,但使用时间很短。

1830 年 随着美国铁路的兴建,首要问题是钢轨问题,Robert L. Stevens 考察了英格兰生产的钢轨,他熟悉了英格兰许多铁路部门使用的 Birkenshaw 的 T 形铁轨以后,认为这种铁轨的铸铁轨座成本和养护费用较高,而不适合于美国的铁路。此外从英格兰运输钢轨到美国,运输成本也较高。Stevens 在 T 形轨下缘加一轨底,从而取消了 Birkenshaw 轨的铸铁轨座。这种钢轨首先铺设于美国的New Jersey 铁路,使用较为成功。这种钢轨与现代的钢轨截面相类似,只是在轨枕支承处将轨底加宽,以减小轨座压力,如图 1-13 所示。1831 年以后,这种称为

— 11 —



图 1-12 π 形钢轨和木轨

"Best Friend of Charleston"的钢轨广泛用于美国的铁路,此时也是美国第一次引进使用蒸汽机车。



图 1-13 1830 年 Stevens 首次设计的钢轨

由于 Stevens 首次设计的钢轨轨底宽度周期变化,轧钢机不能适应,而且使 用这种钢轨的轨枕间距不能变化。后来 Stevens 将钢轨设计成通长为等截面,使 用后发现,这种钢轨性能非常优良,而且可随意改变轨枕间距。在此同时,Stevens 设计了一种"Hook - headed Spike"的道钉(俗称勾头道钉),固定钢轨非常 方便,直至现在,在木枕线路上还广泛使用这种勾头道钉。

最初 Stevens 钢轨为每码 42lb (20.8kg/m),钢轨长度为 4.88m(16ft)。当时还采用石枕,但石头破损后用木头代替,发现效果良好。在 1840 年以后,几个美国铁路公司的铁路,如 Philadelphia - Wilmington-Baltimore 铁路,Baltimore-Ohio 铁路和英国的许多铁路都使用这种 Stevens 钢轨。大约在 1938 年,欧洲大陆 的 Leipzig-Dresden 铁路上首先使用这种钢轨。由于这种钢轨截面合理,重量较 轻,容易固定在横向枕木上,而且这种钢轨的垂向和横向都有较大的弯曲刚度, 使得许多欧洲铁路都使用这种钢轨,如在 1840 年后德国铁路将工字截面的轨道 结构作为主要的轨道结构系统。由于用横向轨枕轨道稳定性很好,所以这种轨 道结构一直沿用至今。

随着钢轨截面的不断改进,铁路部 门企图取消轨枕,典型的例子就是1865 年在德国 Braunschweig 铁路上使用的 Scheffler 钢轨,如图1-14 所示。该钢轨 也是T形,用螺栓固定在纵向铸铁座上, 铸铁座直接放置在道碴上,但使用结果 很不理想,钢轨很容易断裂,螺栓孔也很 容易产生裂纹。



图 1-14 Scheffler 钢轨 和铸铁座(轨枕)

在这同一时期,设计和试验了许多种纵向轨枕,如图 1-15 所示。在此同时, 也开发了多种横向金属枕,如图 1-16 所示。这些金属枕在使用过程中,由于产 生腐蚀、扣件螺栓孔四周开裂等问题而被淘汰。但在二次世界大战后不久,德国 使用这些横向金属枕铺设了 3000km 以上的主要干线轨道。



(a) 1876 年的 Menne 金属枕



(b) 1867 年的 hilf 金属枕

图 1-15 纵向金属枕





自 19 世纪 30 年代开始,对各种各样的钢轨-轨枕系统进行了实验和铺设试验,在轧钢方法发明以来,这一实验也持续了几十年。在 19 世纪末 20 世纪初, 在横向轨枕上的 Stevens 的工字型钢轨结构形式已明显占主要地位。至今这种 轨道结构也是世界铁路的主要轨道结构形式。

在研制钢轨和钢枕的时期,轨道上使用的主要是木枕。但进入 20 世纪 30 年代后,混凝土的使用越来越广泛,铁路也开始研制混凝土枕替代木枕,钢轨和 横向混凝土轨枕的有碴轨道结构在世界铁路中得到了广泛的应用。随着铁路的 发展、车辆速度的提高和轮载的增大,一些经济发达国家积极研制开发了适合不 同运输条件、不同列车运行工况的轨道结构,主要有高速客运专线轨道结构;货 运重载线路轨道结构;普通客货混运线路轨道结构;少维修轨道结构(如日本的 梯子式轨道结构);减振降噪型轨道结构(轨下基础低刚度轨道结构)等。

二、世界铁路的轨距

在古罗马时代,罗马的战车遍及欧洲各地,由于战车是由两匹战马牵引,所 以战车的轮距就要大于两匹马的宽度。战车所到之处,留下了车辙。在新造车 辆时为了使得车辆也能在罗马战车留下的车辙上行走,也将轮距做得与罗马战 车的轮距一样。后来用木头导轨,直到用铸铁轨,也用这一轮距的车辆,这样轨 距也就基本固定。英国是铁路发源地,1825 年 George Stephenson 在建造第一条 公共铁路时,采用 56in 的轨距,也就是 1422mm,后来为了增加轮轨之间的游间, 增加 13mm(0.5in)轨距,成为 1435mm。但在 19 世纪上半叶,世界各国铁路所 采用的轨距也是多种多样的。美国一开始也是有多种轨距,但由于当时美国铁 路的机车由英国进口,所以采用的轨距也是以 1435mm(56.5in)为主,但还是有 20 多种轨距同时存在,有 56.5in 58in 60in 66in ,72in(1in = 2.54cm)等轨距,但 56.5in 轨距的铁路要占 53.3%。在美国南北战争时 56.5in 轨距的铁路在运送 战争物资和人员时起到了极大的作用,而要到其他轨距的铁路上时需要转运,极 不方便。1862 年,美国军事铁路部门就考虑采用标准轨距,在后来的新建铁路 中,都采用了这一标准轨距,并将其他轨距的线路也改造成标准轨距。

世界铁路的标准轨距为1435mm,小于1435mm的称窄轨距,大于1435mm的称宽轨距。世界商业铁路的轨道有从650mm到3000mm的轨距近120种,但 有些轨距的铁路里程很少,使用最多的轨距也就在10种以内,1435mm的标准 轨距的铁路里程也最多。许多国家同时有几种轨距的铁路共存,但有一种主要 轨距的铁路。使用1435mm标准轨距的国家有中欧一些国家、美国、加拿大、中 国、日本(高速铁路);使用宽轨距的国家有西班牙、葡萄牙、印度、阿根廷 (1676mm),爱尔兰、澳大利亚(1600mm),俄罗斯和前苏联共和国一些国家、芬 兰(1524mm),使用窄轨距的国家和地区有南非、日本、瑞典、挪威、印度尼西亚、 新西兰、中国台湾,以及一些非洲国家等(1067mm),日本、丹麦、比利时、秘鲁、

— 14 —

智利、巴西、印度、肯尼亚、泰国、越南、坦桑尼亚等(1000mm)。

值得一提的是,日本是采用窄轨距铁路的国家,但在 20 世纪 50 年代末修建 东海道新干线时采用了标准轨距。当今世界高速铁路发展很快,法国、德国等拥 有高速铁路的国家,都采用 1435mm 的标准轨距。

第二章 有碴轨道

第一节 轨道的结构形式和组成

铁路自发明至今的 180 年里,世界铁路的运营里程已发展到 120 万 km 以上。尽管世界各国的铁路发展水平不一,营业里程长短不一,但轨道的主体结构 没有发生多大变化,传统的有碴轨道结构仍是当前普速铁路和高速铁路的主要 结构形式。虽然近几年来无碴轨道发展势头强劲,但所占总里程数仍较少。我 国也不例外,到 2004 年底,中国既有铁路营业总里程已达 7.44 万 km,占世界铁 路里程的 6% 但有碴轨道结构也占 99% 以上。运行电力机车的有碴轨道线路 的典型断面如图 2-1 所示,断面构造如图 2-2 所示。



图 2-1 复线轨道的线路断面图



图 2-2 有碴轨道断面构造

当今世界,许多经济发达国家在已建成、在建或计划修建的高速铁路中,也 选择有碴轨道,但越来越多地采用无碴轨道结构。尽管当前世界上把时速 250km 以上的铁路称为高速铁路,但高速铁路和普速铁路在轨道结构形式上没 有本质的区别,只是在结构尺寸和材料性能上有所差别,况且有些国家的高速铁 路本身就是由普速铁路改造而成。

城市轨道交通的地面线大多采用有碴轨道,其结构形式、功用和性能无特殊 之处,故不单独介绍。

轨道结构由钢轨、轨枕、联结零件、道床、防爬器、轨距拉杆、道岔、道碴等所 组成,不同的轨道部件,其功用和受力条件也不一样。目前世界铁路基本上都采 用工字形截面钢轨,只是单位长度重量有所不同。轨枕主要有木枕、混凝土枕和 钢枕,基本上都是横向轨枕。道碴基本都用碎石。

第二节 钢 轨

不管铁路采用何种类型、何种形式的轨道结构,钢轨都是铁路轨道的主要部件。钢轨与机车车辆的车轮直接接触,钢轨质量的好坏直接影响到行车的安全 性和平稳性。为了使线路能按照设计速度保证列车运行,钢轨必须具备以下几 个方面的功能:

(1)为车轮提供连续、平顺和阻力最小的滚动面,引导机车车辆前进。车辆 要求钢轨表面光滑,以减小轮轨阻力;而机车要求轮轨之间有较大的摩擦力,以 发挥机车的牵引力;

(2)钢轨要承受来自车轮的巨大垂向压力,并将以分散形式传给轨枕。在 轨面要承受极大的接触应力。除垂向力外,钢轨还要承受横向力和纵向力。在 这些力的作用下,钢轨要产生弯曲、扭转、爬行等变形,轨头的钢材还要产生塑性 流动、磨损等;

(3) 为轨道电路提供导体。

世界铁路所用钢轨的类型通常按每延米质量来分,在轴重大、运量大和速度 高的重要线路上采用质量大的钢轨,在一般次要线路上使用的钢轨质量相对要 小一些。我国铁路所使用的钢轨类型有 43kg/m ,45kg/m ,50kg/m ,60kg/m 和 75kg/m。钢轨刚度的大小直接影响到轨道总刚度的大小。轨道总刚度越小,在 列车动荷载作用下钢轨挠度就越大,对于低速列车来说,不影响行车的要求,但 对于高速列车,则就会影响到列车的舒适度和列车速度的提高。

目前世界各国铁路使用钢轨分重载高速铁路钢轨和普速铁路钢轨,如俄罗 斯的重载铁路使用 75kg/m 钢轨;美国使用 136RE (65kg/m)钢轨;我国铁路干 线都使用 60kg/m 钢轨。世界各国高速铁路基本上都采用了 60kg/m 的钢轨,如 日本新干线、法国 TGV 高速铁路和德国 ICE 高速铁路所采用的钢轨均为 60kg/ m 级。我国 60kg/m(实际重量为 60.64kg/m)钢轨截面与 UIC60(实际重量为

— 17 —

60.34kg/m)钢轨截面相似,特别是轨顶面均为 R = 13mm—80mm—300mm— 80mm—13mm 五段式弧线。经轮轨动力仿真计算,在轮轨几何接触、轮轨动力 性能、轮轨磨耗及现场实际使用效果等方面,国产 60kg/m 钢轨截面与 UIC60 钢 轨截面没有明显的差异。高速铁路钢轨的质量没有随列车运行速度的提高而增 大,主要原因是高速铁路线路的半径较大,钢轨磨耗减轻;高速列车的轴重相对 较轻。从铁路现场对钢轨的使用、管理、钢轨与接头扣件、中间扣件及道岔的配 套方面,在工务维修部门维修备件的装备方面,在钢厂生产工艺和设备的简化及 生产短轨的利用方面考虑,为提高总体经济效益,我国高速铁路也倾向于采用 60kg/m 钢轨。

随着铁路的发展,世界各国修建高速和重载铁路,对钢轨的性能提出了更高的要求。我国目前的钢轨定长为 12.5m 和 25m 两种,世界各国的钢轨定尺长也有长有短。由于高速重载铁路都采用无缝线路,钢轨定尺长越短,钢轨焊接接头越多,所以世界各国都大力发展长定尺长钢轨,如我国正在研制用于新建客运专线的 50m 或 100m 定尺长的钢轨。

一、钢轨截面设计原则及我国主型钢轨截面形状

如第一章所述,钢轨截面形状的发展也经过了相当长的时间。从构件截面 的力学特性可知,工字型截面的构件具有较好的抗弯曲性能。可把钢轨看成是 连续弹性地基梁,或连续点支承地基梁,在轮载的作用下,钢轨主要承受垂向弯



图 2-3 钢轨截面形状

曲,所以一般将钢轨截面设计成工字形,如图 2-3 所示。 钢轨截面由轨头、轨腰和轨底三部分组成 相互之间用圆 弧连接,以便安装钢轨接头夹板和减少截面突变引起的 应力集中。钢轨的三个主要尺寸是钢轨高度、轨头宽度 和轨底宽度。根据钢轨的受力特点,对轨头、轨腰和轨底 三部分的要求如下。

轨头宜大而厚,并具有与车轮踏面相适应的外形,以 改善轨接触条件,提高抵抗压陷的能力,同时具有足够的 支承面积,以备磨耗。钢轨顶面在具有足够宽度的同时,

为使车轮传来的压力更为集中于钢轨中心轴,顶面形状 为隆起的圆弧形。圆弧的半径不能太小,虽可使压力集中于钢轨中心轴,但又不 至于轮轨间的接触面积太小造成过大的接触应力。实践表明,钢轨顶面被车轮 长期滚压以后,顶面近似于 200~300mm 半径的圆弧。因此在我国铁路上,较轻 型的钢轨顶面常用一个半径为 300mm 的圆弧组成,而较重型的钢轨顶面,则用 三个半径分别为 80mm—300mm—80mm 或 80mm—500mm—80mm 的复合圆弧 组成。轨头侧面型式在不增加轨顶面宽度而又能扩大轨头下部宽度,使夹板与 — 18 — 钢轨之间有较大的接触面,并可使轨头下颚与轨腰之间用较大半径的圆弧连接 起来,有利于改善该处的应力集中的前提下,宜采用向下扩大的型式。

轨顶面与侧面的连接圆弧半径为 13mm(75kg/m 钢轨为 15mm)。这比机车车辆 轮的轮缘内圆角的半径 16mm 和 18mm 略小些。如此值再大 轮缘就有爬上钢轨的 危险 若再小 将加速轮缘的磨耗。轨头底面称轨头的下颚 是和夹板顶面相接触的 部分 其斜坡常用 1: 2.75 J: 3 J: 4。这个斜坡不宜过于平缓也不宜过于陡峻。过 缓则使夹板受到过大的动力作用 加速了夹板螺栓的松动和磨耗 过陡则螺栓所受的 拉力过大而容易折断。轨头下角亦应作成圆弧 以免应力过分集中 但又不使夹板的 支承宽度减小过多 ,一般圆弧的半径在 2~4mm 之间。

轨腰必须有足够的厚度和高度,具有较大的承载能力和抗弯能力。轨腰的 两侧或为直线,或为曲线,而以曲线最常用,以有利于传递车轮对钢轨的冲击动 力作用和减少钢轨轧制后因冷却而产生的残余应力。我国设计的标准50kg/m, 60kg/m和75kg/m钢轨的轨腰圆弧半径分别采用350mm 400mm和450mm。轨 腰与钢轨头部及底部的连接,必须保证夹板能有足够的支承面,并使截面的变化 不致过分突然,以免产生过大的应力集中。为此,轨腰与轨头之间可采用复曲线 的连接方式,如我国 60kg/m标准钢轨采用了25mm和8mm。轨腰与轨底之间 的连接曲线,一般采用单曲线,半径为14~20mm。







轨底直接支承在轨枕顶面上,为保持钢轨稳定,应有足够的宽度和厚度,并 具有必要的刚度和抗锈蚀能力。轨底顶面可以作成单坡或折线坡的斜坡。如为 单坡,则要求与轨头下颚的斜坡相同。如为折线坡,则支托夹板部分的斜坡要求 与轨头下颚同,其余部分可采用较平缓的斜坡,如1: 6~1: 9,两斜面之间,用 半径为15~40mm的圆弧连接。轨底的上下角也应做成圆角,半径一般为2~ 4mm。

钢轨高度要保证有足够的惯性矩和截面系数来承受车轮的竖直压力,并要 使钢轨在横水平力作用下具有足够的稳定性。根据多种类型钢轨几何尺寸的设 计资料,钢轨截面的四个主要尺寸按经验公式为,轨头顶面宽度 b=0.34M+51. 70(mm), 轨腰厚度 t=0.16M+7.08(mm), 轨身高度 H=1.92M+54.16(mm); 轨底宽度 B=1.25M+69.25(mm),其中 M 为每米钢轨的质量(kg)。轨身高与 轨底宽之间应有一个适当的比例,一般地, $H/B\approx1.15 \sim 1.20$ 。

为使钢轨轧制冷却均匀,轨头、轨腰及轨底的面积,应有一个最适当的比例。 根据上述要求,我国的75kg/mm 60kg/m 50kg/m钢轨标准截面尺寸如图 2-4 所 示,其余部分的截面尺寸及特征如表 2-1 所示。

表	2-	1
7.5		т.

钢轨截面尺寸及特性参数

	钢轨类型/(kg/m)				
坝 目	75	60	50	45	
每米质量 kg/m	74.414	60.64	51.514	44.653	
截面面积 F/cm ²	95.073	77.45	65.8	57	
重心距轨底面的距离 y ₁ /mm	88	81	71	69	
对水平轴的惯性矩 J _x /cm ⁴	4 4 9 0	3217	2037	1 4 8 9	
对竖直轴的惯性矩 J _y /cm ⁴	665	524	377	260	
底部截面系数 W ₁ /cm ³	509	396	287	217	
头部截面系数 W ₂ /cm ³	432	339	251	208	
轨底横向挠曲截面系数 W _y /cm ³	89	70	57	46	
	192	176	152	140	
轨底宽度 B/mm	150	150	132	111	
轨头高度 h/mm	55.3	48.5	42	42	
轨头宽度 b/mm	75	73	70	70	
轨腰厚度 t/mm	20	16.5	15.5	14.5	

二、对钢轨的材质要求

钢轨的材质是指钢轨的化学成分及其金相组织 ,要使钢轨具有高可靠性的

— 21 —

前提是钢轨材质具有较高的纯净度和合理的化学成分。钢轨出现质量问题的主 要形式是由于钢轨的内部夹杂、缺陷所引起的疲劳折损。所以提高钢轨材质的 纯净度是减少钢轨疲劳折损、提高钢轨可靠性、延长使用寿命的有效途径之一。

表 2-2

中国和世界主要钢轨化学成分

(%)

项目	С	Si	Mn	Р	S	Al	$\sigma_{\rm b}/{ m MPa}$	$\delta_{s}/\%$
言论 廿十名#	0.65	0.10	0.80	-0.005	0.008	0.004		
泉沪技术宗件	~0.75	~0.50	~1.30	≤0.025	~ 0.025			
1771	0.65	0.15	0.10	-0.04	≤0.04	-	883	
U/INI	~0.77	~0.35	~0.15	≤0.04				8
17114-6	0.65	0.85	0.85	-0.01	≤0.04	-	883	8
U/ININSI	~0.75	~1.15	~1.15	≤0.04				
	0.71	0.50	0.70	-0.02	≤0.03	V0.04	000	
U/3 V(PD5)	~0.80	~0.80	~1.05	₹0.05		~ 0.12	900	
	0.60	0.10	0.80	~0.040	-0.040		880	10
UIC 900A	~0.80	~0.50	~1.30	≤0.040	≤0.040	-	~1030	
TCV	0.60	0.10	0.80	-0.025	~0.020	-0.001		
IGv	~0.80	~0.50	~1.30	€0.055	₹0.030	≥0.004		
	0.62	0.15	0.70					
EN 规定(液)	~0.80	~0.58	~1.20	≤0.025	≤0.025	≤0.0004		
(固)	0.60	0.13	0.65	≤0.030	≤0.030	≤0.004		
	~0.82	~0.60	~1.25					
HEE1101	0.63	0.15	0.70	<0.020	-0.025			
JISE1101	~0.75	~0.30	~1.10	≥0.030	₹0.025			

注 EN—欧洲标准协会 ;JISE1101—日本工业标准 1101—1993 δ_b 为抗拉强度 δ_s 为伸长率 ;U75 V 轨 AI 一 栏内的 V 代表钒。

钢轨钢的主要元素是碳和铁,并根据强度和硬度的需要增加其他化学元素, 同时限制磷和硫等有害元素的含量。同一种类型的钢轨中,不同炉号和生产批 次,其化学元素也有一些差别,所以钢轨中的化学元素含量是一个范围。碳(C) 是钢轨抗拉强度的主要来源,一般含量为0.65%,但一般小于0.82%,如含碳量 过大,则会使钢轨的伸长率、断面收缩率和冲击韧性下降。锰(Mn)可提高钢轨 强度和韧性,并去除有害的氧化铁和硫类夹杂物,如钢材中的含锰量超过1.2%, 则称为高锰钢,钢材的硬度、抗冲击性、耐磨性能能得到较大的提高。硅(Si)易 与氧结合,除去钢中的气泡,增加钢的致密度,如在钢轨中的含硅量较高,则也能 提高钢轨的耐磨性能。磷(P)是有害成分,如钢轨中含磷过多,则就会出现冷脆 性,在严寒地区,易造成钢轨断裂。硫(S)也是有害成分,如钢材中含硫过多,则 当钢轨温度达到800 ~1200 时出现热脆性,造成钢轨轧制或热加工过程中 钢轨断裂,出现大量废品。一般要求磷和硫的含量都小于0.04%,但国外有些 钢轨磷和硫的含量达到或小于0.015%。此外,目前世界各国也生产合金轨,即 在钢轨中加入钒(V)、铬(Cr)、钼(Mo)等,以提高钢轨的材质,满足高速铁路的

-22 -

要求。	我国和世界各国主要钢轨的化学成分如表 2-2 所	i示。
~		

表 2-3

钢轨残留元素上限

(%)

TA	7 1		Cr	Mo	Ni	Cu	Sn	Sb	Ti	Nb	V	$C_{1} \perp 10$ Sm	Cr + Mo +	
坝日		(铬)	(钼)	(镍)	(铜)	(锡)	(锑)	(钛)	(铌)	(钒)	Cu + 10511	Ni + Cu + V		
京沪技术条件		件	0.15	0.02	0.10	0.15	0.040	0.020	0.025	0.01	0.03	0.35	0.35	
TGV	平均	值	0.028	0.004	0.036	0.026	0.011	小旦	金目	小旦	御旦	小旦		0.25
	偏	差	0.010	0.002	0.005	0.010	0.007	「瓜里」	瓜里	佩里	佩里	_	0.35	
EN		0.15	0.15	0.10	0.15	0.04	0.02	0.025	0.01	0.03	0.35	0.35		

表 2-3 列出了对残留元素上限值的规定。可以看出,为了提高钢轨材质的 纯净度,在化学成分上对 P S Al H O 等有害元素的含量进行了更严格的限制, 并对残留元素的含量作了规定。京沪技术条件中的化学成分主要是参考了法国 TGV 及德国 ICE 使用 UIC900 钢种的经验及 TGV 和 EN 标准对 UIC900A 标准的 部分补充和修订,并考虑到提高焊接性能的需要而对碳的含量作了小量调整之 后而提出的,它综合了国外高速铁路钢轨的经验,因而具有更优良的性能。为了 提高国产钢轨的纯净度,在冶炼和轧制过程中必须引入铁水预处理、碱性氧气转 炉或电弧冶炼、炉外精炼、真空脱气、连铸、高压水除磷等先进技术。

钢轨的力学性能也是钢轨的主要特性,包括强度极限 σ_{b} 、屈服极限 σ_{s} 、疲劳极限 σ_{r} 、延伸率 δ_{s} 、断面收缩率 ψ 、冲击韧性 a_{k} 及布氏硬度指标 HB 等。这些指标对钢轨的承载能力、磨耗、压溃、断裂及其他伤损有很大的影响。高速铁路钢轨还对裂纹扩展速度、残余应力、落锤性能等提出了比常速铁路更高的要求。

参数,	$\sigma_{_{ m b}}/{ m MPa}$	$\delta_{_{ m S}}/\%$	硬度 HB	疲劳寿命 次 (r=-1 <u>,</u> 应变 幅1350Hz)	K /(MPa	$\cdot m^{1/2}$)	$\frac{da}{dN}/(m/GC)$ ΔK /(MPa · m ^{1/2})		残余应力 /MPa	落锤 (1t 高 9.1m)
					最小值	平均值	10	13.5		
指标	≥880	≥10	260 ~ 300	5×10^{6}	26	29	17	≤250	1	-

圭	2	1
বহ	2	-4

钢轨的力学指标

近几年来,我国的钢轨制造技术和工艺都有较大的进步。京沪高速铁路根 据世界各国高速铁路对钢轨的力学性能要求,提出了相应的技术条件,如表 2-4 所列。表中的各项指标值大体是参照 UIC900A 和 EN 标准制订的。

钢轨的硬度是一项重要指标,高硬度的钢轨一般较耐磨(要与车轮的硬度 相匹配),其使用寿命也相应提高。对于普通的高碳钢钢轨,一般布氏硬度为 280~300HB,但低的也有260HB。对于有些特殊要求的钢轨,如曲线钢轨,当钢 轨在800°C以上时,采用水雾冷却,使钢轨的硬度达355~390HB。目前对钢轨

的热处理分两种,一种是铁路工务部门对钢轨轨头淬火,一种是钢铁厂在钢轨出 厂前根据铁路工务部门的要求对钢轨进行淬火等热处理,一般钢铁厂对钢轨淬 火的质量较好。工厂热处理的钢轨大大减小了钢体中珠光体薄片的间距,钢轨 的最高硬度可达400HB。

三、钢轨尺寸允许偏差及平直度要求

钢轨截面尺寸偏差和平直度也是钢轨质量的一个重要指标。如采用截面尺 寸偏差过大、平直度不良的钢轨,则也就很难铺设高质量的铁路轨道。为保证列 车运行的平稳性,则要求轨道的几何形位稳定,轨头的轮轨接触光带位置及宽度 稳定,而要达到这一点,高精度的外形尺寸和高平直度的钢轨是必不可少的。表 2-5列出了我国京沪高速铁路技术条件、国外高速铁路 UIC860,JISE1011(日本 工业标准1101—1993),TGV,EN(欧洲标准协会)及我国的 GB2585 和 TB/ T2344 各项标准所规定的钢轨尺寸允许偏差。表 2-6 列出了上述各项标准对钢 轨平直度所作出的规定。

18 4	-5									
 项 E	京沪技 术条件	UIC860	Л	SE1011	TGV	EN(A)	EN(B)	GB2585	TB/T2344	
钢轨高度	±0.5	±0.6		±1.0	±0.5	±0.6	±0.6	+0.8,	±0.5	
轨头宽度	±0.5	±0.5	±0.8 ,- 0.5		±0.5	±0.5	±0.5	0.5	_	
	+1.0,	+1.0,	-	+1.0 ,	+1.0 ,	+1.0,	+1.0,	+1.0,	+1.0 ,	
乳 胺厚皮	- 0.5	- 0.5		- 0.5	- 0.5	- 0.5	- 0.5	- 0.5	- 0.5	
鱼尾板	.0.25	±1.0,		外侧	0.05	. 0. 25				
支撑表面	±0.35	±0.35 - 0.5		≤1.5	±0.35	± 0.35		腰高	腰高	
鱼尾板安	3	.0.6	间隙	内侧	0.6	.0.6		±0.5	±0.5	
装高度	±0.6	±0.6		≤0.5	±0.6	±0.6				
轨底	1.0	±1.0,	±0.8		±0.8	±1.0	1.0	+1.0,	+1.0 ,	
宽度	±1.0	- 0.5					±1.0	- 2.0	- 2.0	
轨底边	+ 0.75 ,					+0.75 ,	+0.75 ,			
缘厚度	- 0.5	_		_	_	- 0.5	- 0.5	_	_	
轨底平			-	<u>₩</u> <0.4				лш-о с		
整度	口陷冬0.3	_	1	+ ≤0.4	_	口哈气0.3	□陷≤0.3	⊔ш≤0.5	凸出≤0.5	
断面	头≤0.5	.1.5	头邓	す底偏移	.1.5		.1.2	头≤0.5	头≤0.5	
不对称	底≤1.0	±1.5		≤0.5	±1.5	±1.2	±1.2	底≤1.0	底≤1.0	
端面垂	-0.6	-0.6		-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-1.0	~1.0	
直度	≤0.6	≤0.6 ≤0.6 ≤		≤0.3	≤0.6	≤0.6	≤0.6	≤1.0	≤1.0	

表 2-5

世界主要高速铁路钢轨尺寸允许偏差

(单位 mm)

注:GB—中国国家标准;TB—中国铁路标准。

	衣 2-0								
部	15 1	京沪技术	UIC	JISE	TOM			GB	TB
位	坝 日	条件	860	1101	IGV	EN(A)	EN(B)	2585	/T2344
	垂直平直度	0.4/2 ,	0.7	1.7	0.4/2 ,	0.4/2 ,	0 5 /1 5	0.9/1	0.5/1
	(向上)mm/m	0.3/1	/1.5	/1.5	0.3/1	0.3/1	0.5/1.5	0.8/1	0.5/1
轨	垂直平直度	0.0/0	0	0	0.0/0	0.0/0	0.0/1.5	0.0/1	0.0/1
端	(向下)mm/m	0.2/2	0	0	0.2/2	0.2/2	0.2/1.5	0.2/1	0.2/1
	水平平直度	0.5/2 ,	0.7	0.5	0.5/2 ,	0.6/2 ,	0.7/1.5	0.0/1	0.5/1
	mm/m	0.4/1	/1.5	/1.5	0.4/1	0.4/1	0.7/1.5	0.8/1	0.5/1
	垂直平直度	0.3/3 ,			0.3/3 ,	0.3/3 ,	0.4/3,		
轨	mm/m	0.2/1	_	_	0.2/1	0.2/1	0.3/1	_	_
身	水平平直度	0.45/1.5	_	_	0.45/1.5	0.45/1.5	0.6/1.5	_	_
重叠	垂直平直度	0.3/2	_	_	_	0.3/2	0.4/1.5	_	_
部 位	水平平直度	0.6/2	_	_	_	0.6/2	0.6/1.5	_	_
	上弯曲和下弯			10/10	-5.000	~5mm	-5.000		
全	曲	≤3mm		mm/m			≤3mm	0.5%	0.5%
ĸ	侧变曲	D 1500		10/10	$\mathbf{P} > 1500 \mathbf{m}$	R >	R >	0.5%	0.5%
	彡 山	K > 1 300111		m/m	K > 1 300111	1 500 m	1500m		
端	坦曲 mm/m	0 455/1	0.4/1			0 455 /1	0 455/1		
部	эттіші тіпті/ тіт	0.455/1	0.4/1			0.433/1	0.455/1		
全	扭曲	2.5m	_	1.0m	_	2.5m	2.5m	0.1%	0.1%
7									

从总体看 EN标准的项目检查 ,其指标值 EN(A)与 TGV 大体相近 ,可作为 v=250~300km/h 时的参考 ;EN(B)与 UIC860 ,JISE 大体相近 ,可作为 200km/h ≤v≤250km/h 时之参考。我国 GB2585 和 TB/T2344 标准与高速铁路的要求尚 有很大差距 ,必须在钢轨轧制、冷却、校直等生产环节引入先进技术 ,如万能法轧 制、立卧复合矫直、压力机补矫等 ,才能逐步缩小差距 ,满足高速铁路对钢轨几何 尺寸的偏差要求。

由于钢轨焊缝材质、金相组织、硬度、韧度等与钢轨母材的差别,焊接设备的 精度高低,操作工人的技术熟练程度等,都会造成钢轨焊接接头处的轨面不平 整。钢轨焊接接头分三种,接触焊、气压焊和铝热焊。三种焊接方法的焊接接头 质量也有差异,铝热焊钢轨接头的质量最差。所以钢轨焊接接头是无缝线路轨 道单独不平顺的来源之一。为保证高速列车的高速、平稳地运行,并减少轮轨之 间的动力作用,对钢轨焊接接头的焊接质量、平直度等提出了更高的要求。所以 钢轨焊接接头也是轨面不平直的控制部位。表 2-7 列出了中国和世界主要高速 铁路焊接接头的平直度标准。
表注	2-7	(单位 :mm)			
部位	项目	京沪技术条件 TGV E		日本新干线	TB/T1632-91
क क	接触焊	+0.2/1m ,- 0/1m	+0.2/1m ,- 0/1m	+0.3/1m ,- 0/1m	+0.3/1m ,- 0/1m
山	铝热焊, 气压焊	+0.2/1m ,- 0/1m	+0.2/1m ,- 0/1m	+0.3/1m ,- 0/1m	+0.3/1m ,- 0/1m
内侧工	接触焊	+0.2/1m ,- 0/1m	+0.2/1m ,- 0/1m	+0.3/1m ,- 0/1m	+0.3/1m ,- 0/1m
作面	铝热焊, 气压焊	$\pm 0.3/1m$	$\pm 0.3/1m$	$\pm 0.3/1m$	$\pm 0.3/1m$

四、钢轨伤损

钢轨是轨道结构的重要部件。由于机车车辆的动力作用、自然环境和钢轨 本身的质量等原因,钢轨经常发生裂纹、折断和磨耗等现象。钢轨伤损是铁路上 一个较为突出的问题,并严重影响行车的安全。我国根据钢轨的伤损种类、伤损 位置及伤损原因进行分类,共分为9类32种伤损,并用2位数编号,十位数表示 伤损部位和状态,个位数表示造成伤损的原因。以下介绍几种常见的钢轨伤损。

(一)钢轨接头螺栓孔裂纹和焊接接头裂纹

在普通线路上,钢轨接头无法避免。一般在轨腰中和轴附近钻孔,以便安装 接头螺栓。由于轨腰钻孔,强度被削弱,钢轨在应力传递过程中,在螺栓孔周围 产生应力集中,同时由于车轮通过接头时产生冲击,螺栓孔周围应力集中现象更 为严重。研究结果表明,轮轨高频冲击荷载 P₁和低频冲击荷载 P₂决定轨端第一 螺栓孔的应力水平,P₂力决定第二螺栓孔的应力水平。在轮轨冲击荷载作用下, 螺栓孔周围先产生肉眼看不见的 45°斜向(与主应力垂直方向)细微裂纹,也称 裂纹萌生期,在列车荷载的进一步作用下,裂纹进一步扩展并产生断裂,如图 2-5 所示。

研究表明,裂纹萌生期远大于扩展期,一般情况下是四倍左右,所以控制裂 纹萌生期是延长螺栓孔裂纹发展的有效措施。一般措施有:提高钢轨接头区轨 道结构的弹性,降低轮轨冲击荷载 P₁和 P₂力,螺栓孔应力可减小 30% 左右;提 高螺栓孔表面的加工光洁度和在孔口倒棱;对螺栓孔表面进行硬化、防锈等处 理,提高螺栓表面的强度。

钢轨焊接接头的轨面平顺性较普通螺栓接头好得多,但由于焊缝(主要是 铝热焊接头)材料与钢轨母材不一致,造成焊缝处钢轨的磨损与母材不一致而 产生轨面不平顺,增大了轮轨冲击荷载,从而造成焊接接头钢轨的断裂,如图 2-6 所示。



图 2-5 钢轨接头螺栓孔裂纹

图 2-6 钢轨焊接接头的断裂

(二) 轨头核伤

轨头核伤是对行车威胁最大的一种钢伤损。在列车荷载的反复作用下,在 轨头内部出现极为复杂的应力分布和应力状态,使细小裂纹横向扩展成核伤,直 至核伤周围的钢材强度不足以抵抗轮载作用下的应力,钢轨发生突然猝断,如图 2-7 所示。



图 2-7 轨头核伤

钢轨核伤的内因是由于钢轨在制造过程中,在钢轨中存在非金属夹杂物或 微小气泡;外因是在列车荷载作用下,产生巨大的接触应力,使钢轨接触疲劳破 坏。研究表明,轴载与轨头横向裂纹发展的关系为:d \propto P²(当钢轨内部最大夹 杂物直径小于 0.15mm)和 d \propto P^{3.3}(当钢轨内部最大夹杂物直径大于0.15mm), 其中 d 为夹杂物直径,P 为轴载。防止和减缓核伤的发生和发展的措施有:提高 钢轨的纯净度,减少钢轨中的非金属夹杂物;提高钢轨的接触疲劳强度;提高轨 道结构的弹性,减小轮轨冲击荷载。

(三) 轨头剥离

轨头剥离是当今重载铁路运输中经常出现的一种钢轨伤损,主要发生在轨 头内侧圆角处。发生的主要原因是由于在轨头内侧圆角处的轮轨接触应力最 大,钢轨表面下几毫米处的剪应力使得钢轨产生剪切疲劳,产生裂纹后,钢轨表

面掉块。剥离的最初阶段,钢轨表面出现间距呈规律的45°细微斜裂纹,裂纹方向与行车方向相反,如图2-8所示。之后轨头表面下出现微裂纹,当裂纹在表面下发展几毫米后,几乎成水平裂纹,当裂纹面积达到一定程度后,裂纹顶层在列车车轮碾压下产生塑性变形,最后断裂,轨面出现凹坑,如图2-10所示。



图 2-8 轨头圆角处 45°细微斜裂纹

图 2-9 钢轨表面的剥离掉块

钢轨剥离的主要原因是接触应力过大,钢轨强度不足;钢轨材质有缺陷;车 轮和轨道的维修工作不良等。钢轨剥离使得轮轨接触区产生较大变化,如细微 裂纹向下发展,就有可能形成轨头核伤,造成钢轨断裂。

(四)钢轨磨耗

钢轨磨耗分成面轨顶垂直磨耗、轨头侧面磨耗和波浪形磨耗。不管在直线 还是在曲线轨道上,都存在垂直磨耗。垂直磨耗与轮轨之间的垂直力和轮轨之 间的蠕滑、摩擦等因素有关,随着线路通过总质量的增大,垂直磨耗也相应增大。 当垂直磨耗量达到一定值时,就得更换钢轨。在正常情况下决定钢轨使用寿命 的两项依据是.钢轨强度下降和车轮轮缘不与接头夹板上缘碰撞。

钢轨侧面磨耗主要发生在曲线轨道的外股钢轨。随着电力、内燃机车的应 用和机车牵引功率的增大,钢轨侧磨的情况更加严重。钢轨侧磨直接影响到曲 线钢轨的使用寿命,特别是在半径800m以下的曲线,这一情况更加严重。在半 径600m的曲线上,运量达到1亿t就要更换,仅为其使用寿命的1/7。

钢轨侧磨使得轨头宽度变窄,如图 2-10 所示。钢轨在侧磨过程中,轨头下 侧钢材产生塑性变形,产生裂纹,严重时形成核伤等病害,如图 2-11 所示。

钢轨侧磨的主要原因是机车车辆通过曲线时,作用在外股钢轨轨头内侧的 轮缘力和轮轨冲击角。而轮缘力和轮轨冲击角的大小与机车车辆的动力性能、 转向架固定轴距的长短、曲线半径的大小、轨道的动力性能、轨道几何参数设置



图 2-10 钢轨侧磨及量测

图 2-11 钢轨侧磨及轨头侧面核伤

等诸多因素有关。工务方面减缓曲线轨道钢轨侧磨的措施有:合理调整轨道结构参数,如轨距、轨底坡、超高等;改善轨道结构的动力性能,如改变轨道结构弹性,钢轨侧面涂油等。

我国把钢轨磨耗分为轻伤和重伤两类,如表 2-8 所示。总磨耗量为垂直磨 耗加上一半侧面磨耗。垂直磨耗在轨顶距标准断面作用边 1/3 处测量,侧面磨 耗在钢轨标准断面的轨顶面下 16mm 处测量,如图 2-10 所示。工务部门要求对 轻伤钢轨要加强观测,对重伤钢轨必须及时更换。

圭	2	0
বহ	2	-0

钢轨头部磨耗的轻、重伤标准

(单位 :mm)

			重伤标准					
钢轨类型	总磨耗		垂直磨耗		侧面磨耗		± ±	/ml ==
/(kg/m)	正线及 到发线	其他站 线	正线及 到发线	其他站 线	正线及 到发线	其他 站线	一世旦 磨耗	侧面 磨耗
75	16	18	10	11	16	18	12	21
75 以下~60	14	16	9	10	14	16	11	19
60 以下~50	12	14	8	9	12	14	10	17
50 以下~43	10	12	7	8	10	12	9	15
43 以下	9	10	7	8	9	11	8	13

钢轨波浪形磨耗(Corrugation),简称波磨,是指钢轨投入运行后在钢轨表面 上出现的有一定规律的周期性磨损和塑性变形,如图 2-12 所示。钢轨的波磨问 题一直是制约铁路高速重载发展的重要因素,其发生和发展规律的机理相当复 杂,至今仍未被人们所掌握。根据波长可将波磨分两大类:波长在 30~80mm,

波深 0.1 ~ 0.5mm,波峰亮、波谷暗,规律明显,此类波磨称为波纹磨耗;波长为 150 ~ 600mm 及以上,波深 0.5 ~ 5mm,波峰、波谷都发亮,波浪界线不规则,此类 波磨称为长波磨耗。

波磨一般出现在曲线地段,在半径为 300m 至 4 500m 的曲线上都可能发生 波磨。列车制动地段的波磨出现概率和磨耗速率都较大。直线地段出现波磨的 情况很少。波磨的成因十分复杂,有钢轨材质原因,也有机车车辆动力性能的原 因,还有列车运行工况的原因。防止和减缓钢轨波磨的措施有,提高轨道结构的 弹性,合理设置曲线轨道的参数,钢轨表面打磨等。



图 2-12 钢轨的波浪形磨耗

五、钢轨探伤

根据钢轨探伤设备的工作原理,分电磁探伤和超声波探伤两大类。我国和 大多数国家铁路使用超声波钢轨探伤仪器。超声波在固体和液体中具有不同的 传播速度,但在空气中则几乎不能传播。超声波探伤就是利用这一特性进行工 作的。当超声波射入钢轨的核伤、裂纹或其他伤损时,在钢与空气的界面上受 阻,产生反射波,经过电子仪器的接收并显示,就能发现钢轨内部存在的伤痕。 还可以根据超声波发射与反射的时间间隔及其在钢轨内的传播速度,判断伤痕 的深度。

钢轨探伤的主要元件是超声波探头,探头是一个能量转换装置,它可以将电能转换为声能,也可把声能转换为电能。在每一探头盒内装有两片压电换能器, 一片发射超声波,一片接收。探头有各种角度的发射晶片,不同的探伤仪使用不

同声波角度的探头,一般有0°30°35°50°,70°探头角度。图2-13为一个6通 道的超声波探头排列。这种排列方式可探测轨头和轨腰的水平、垂向裂纹,螺栓 孔裂纹和角度达20°的轨头核伤。



图 2-13 6 个超声波探头的排列

图 2-14 SRI-10 手推钢轨探伤小车

线路上的探伤设备有手推式探伤小车和大型探伤车。世界各国有各种形式 的钢轨探伤小车,但原理基本相同。图 2-14 为以色列 ScanMaster Systems 公司 生产的 SRI-10 手推钢轨探伤小车。一般钢轨探伤小车由车架、仪器、水箱及其 他一些附件构成。水箱是给轨面刷水,使得探头与轨面接触良好,减少杂波的产 生。

探伤小车的效率较低,工人劳动强度较大,所以近年来越来越多地使用大型 探伤车。大型钢轨探伤车通常是指能同时对两股钢轨进行快速探测,并能实时 分析、处理和记录探测结果的钢轨探伤设备。钢轨探伤车主要由动力、供电、车 辆行走、制动等系统以及钢轨探伤检测系统和生活设施等部分组成。

我国自 1993 年开始引进美国生产的 SYS-1000 型钢轨探伤车,到 2004 年底 全路已有该型号探伤车 14 台。SYS-1000 超声波钢轨检测系统集计算机控制技 术、信息处理技术和超声波检测技术于一体,其先进的钢轨缺陷模式识别软件使 钢轨探伤车检测的一致性、准确性以及自动化程度得到大大提高。适用于检测 从 43~75kg/m 的所有轨型,可检测出常见的钢轨伤损。目前各铁路局在役钢

— 31 —

轨探伤车最高检测速度为 40km/h ,2003 年铁道部基础设施检测中心 GTC-001 号钢轨探伤车通过系统改造升级 ,最高检测速度已超过 70km/h。

SYS-1000 系统用超声波检测钢轨中的缺陷,其工作原理与用手工探伤仪探 测钢轨缺陷是一样的。它利用各种不同角度的超声波换能器相钢轨发射超声 波,并采集回波信息,再通过计算机技术分析处理超声波回波信号,并由系统完 成对钢轨伤损的自动识别,如图 2-15 所示。



图 2-15 轮探头在钢轨上的位置

钢轨探伤车探测小车架共安装有四个结构完全相同的超声波轮探头,每股钢轨上两个,同侧钢轨上的两轮探头以镜像方式安装。每个轮探头内有6个换 能器1个0°3个70°1个45°1个侧向45°。这6个换能器以不同的角度进入 钢轨并最大限度地覆盖钢轨。工作时,同股钢轨上的两个轮探头并不完全独立, 系统判伤时要同时借助两个轮探头的回波信息。但左右两轨上的轮探头却无任 何联系,可单独工作。这样,钢轨探伤车在正常情况下应该是24个通道同时工 作,只要有一个轮探头不能正常工作,整个系统也就不能正常探伤。不同角度换 能器声束在钢轨中的覆盖范围如图2-16所示。

0°换能器的作用有3个:①检测伤损0°纵波(3.5MHz)声束垂直于轨面进入钢轨,通过轨腰到达轨底,因此该换能器可探测到那些挡住轨底回波的缺陷。 可检测钢轨中诸如轨头和轨腰中水平方向的缺陷,另外还可探测螺孔裂纹及其 他螺孔缺陷和轨头纵向劈裂。②底波监视 0°换能器有一个非常重要的作用就



图 2-16 不同角度换能器声束在钢轨中的覆盖范围

是监视 0°声束的钢轨轨底回波作为探头调整和对中调节的基准信号。③界面 跟踪 检测钢轨界面回波 ,产生界面跟踪闸门。

45°换能器的作用是 45°横波声束(2.25MHz)主要用于探测轨腰部分缺陷, 尤其是螺孔裂纹,该换能器还可探测70°换能器漏掉的特殊取向的缺陷,在同一 钢轨的两个轮探头中45°换能器相对安装,一个向前,一个向后。

70°换能器的作用是 3 束横波声束(2.25MHz)探测轨头及轨腰上部缺陷, 同一探头上的 3 个 70°换能器沿轨面宽度方向并排平行安装,各自独立,角度和 声束方向相同,用一次波探伤,覆盖整个轨头截面,主要探测如轨头核伤和焊缝 缺陷,另外还可探测轨头中的垂直劈裂。同一钢轨上两探头中的 70°换能器相 对安装,一个向前,一个向后。

侧打 45°换能器可发射 指向钢轨内侧或外侧的横波声束(2.25MHz),目的 是查钢轨颚部界限及其尺寸,主要用于探测轨头垂直劈裂缺陷。

钢轨探伤车探测小车架的主要作用是在钢轨探伤中支持和控制超声波轮探 头,如图 2-17 所示。小车组件设计用控制系统帮助操作者保持轮探头对准钢轨 中部,保持轮探头对中良好对获得准确的探伤结果十分重要。每根钢轨上的两 个轮探头都由水平和倾角调节控制,小车同时提供一个装置以将小车走行轮按



— 33 —

钢轨的轨距锁定,这样以保证由水平和倾角控制机构控制的对准功能。当探伤 车不检测时,探测小车架保持在收缩升起状态。

探测小车架上安装有控制小车各部件动作的各种气压、液压、传感及电子等 器件。各种信号线、电缆、电气控制线等都通过不同接线盒连接到车上检测和控 制系统。通过探伤车操作室内的小车控制面板,可实现控制小车的各种动作,如 小车升降、气缸伸缩、探头对中调节、耦合水开关、过岔锁定等。

第三节 钢轨接头

钢轨长度决定于轧制、运输和铺设。在两根定长的钢轨之间,用夹板连接成 连续的轨线称为钢轨接头。现就钢轨长度、钢轨接头联结零件和养护等多种因 素进行分析。为了减少钢轨接头,应尽量采用长的钢轨;但钢轨长度愈大,其中 的温度力愈大,增加了铺设和养护的困难,所以各国铁路的钢轨长度都限制在一 定的范围以内。如前苏联的标准钢轨长度为 25m;德国的标准钢轨长度为 45mm 60mm,70mm 三种;美国的标准钢轨长度为 11.89m 和 23.96m;日本的标 准钢轨长度为 25m;我国的标准长度为 25m 和 12.5m 两种,对于 75kg/m 钢轨, 只有 25m 一种。用于普通线路的钢轨轨端淬火,并有工厂加工的夹板螺栓孔。 用于无缝线路的钢轨轨端不淬火,也不钻孔。

随着无缝线路的出现,铁路上的钢轨长度已远远长于标准轨长度,为大量地 减少钢轨接头,改善列车运行提供了有利的条件。

一、接头联结零件

钢轨接头的联结零件由夹板、螺栓、螺母、弹簧垫圈组成。

接头夹板的作用是夹紧钢轨。夹板以双头对称式(对称度在 10% 以内)为 最常用。接头夹板分斜坡支承型和圆弧支承型两种,如图 2-18 所示。我国目前 标准钢轨接头用斜坡支承型双头对称式夹板。这种夹板的优点在竖直荷载作用 下,具有较大的抵抗弯曲和横向位移的能力。夹板上下两面的斜坡,能楔入轨腰 空间,但不贴住轨腰。这样,当夹板稍有磨耗,以致联结松弛时,仍可重新旋紧螺 栓,保持接头联结的牢固。接头夹板有4孔和6孔,在我国铁路使用的夹板上有 6 个螺栓孔,圆形与长圆形孔相间布置。圆形螺栓孔的直径较螺栓直径略大,长 圆形螺栓孔的长径较螺栓头下长圆形短柱体的长径略大,当夹板就位后,螺栓头 部的长圆形柱体部分与夹板的长圆孔配合,拧螺母时螺栓就不会转动。依靠钢 轨圆形螺栓孔直径与螺栓直径之差,以及夹板圆形螺栓孔直径与螺栓直径之差, 就可以得到所需要预留的轨缝。夹板的6个螺栓头部交替布置,以免列车脱轨 时,车轮轮缘将所有的螺栓剪断。我国铁路使用的接头夹板和接头螺栓如图

— 34 —

2-19所示。夹板的主要尺寸如表 2-9 所示。



(a) 斜坡支承型

(b) 圆弧支承型





图 2-19 钢轨夹板螺栓与夹板图

表 2-9

接头夹板的主要尺寸

(单位 mm)

尺寸	a	b	с	d	e	f	1: g	1:	k ₁ ,1: 1	k ₂	L	l ₁	l ₂	l ₃	D	R	k
75kg/m 钢轨	129.4	45.5	14.5	63.1	21.0	3.0	1: 4		1: 4		1000	130	220	202	26	13	8
60kg/m 钢轨	125.5	45.0	14.0	64.3	20.0	11.0	1: 3	1:	3 ,1: 2	20	820	140	140	160	26	13	8
50kg/m 钢轨	106.8	46.0	13.0	56.2	19.0	6.0	1: 4		1: 4		820	140	150	140	26	13	8

螺栓需要有一定的直径,螺栓直径愈大,紧固力愈强。但加大螺栓直径势必 加大钢轨及夹板上的螺栓孔直径,这将削弱轨端与夹板的强度,因此宜用高强度的 碳素钢制成的螺栓,并加以热处理,以提高螺栓的紧固力和耐磨、耐腐蚀的性能。

— 35 —

接头螺栓按其机械性能划分等级。1985年前,将螺栓分为一、二、三级,它 们的抗拉强度分别882MPa 686 490MPa,一级用于无缝线路,二、三级用于普通 线路。为按照国际标准划分,分成10.9级和8.8级两种高强度螺栓,抗拉强度 分别相当于1090MPa和880MPa。过去的一级螺栓相当于10.9级,二级螺栓相 当于8.8级。螺母由Q275钢材制成。螺母直径有22mm和24mm两种。螺母 的许用拉伸应力为1060MPa。

在普通的有缝线路上,为防止螺栓松动,要加弹簧垫圈(单圈),有圆形和矩形两种。在无缝线路伸缩区的钢轨接头加设高强度平垫圈。材料为55Si₂Mn,60Si₃Mn或55SiMn,60SiMn。

二、接头轨缝

为了让钢轨能热胀冷缩,在普通线路的钢轨接头处要预留轨缝。轨缝大小 按铁道部颁发的《铁路线路维修规则》中的预留轨缝公式计算:

$$\delta_0 = \alpha L(t_z - t_0) + \frac{1}{2} \delta_g$$
, (2-1)

式中 α 为钢轨线膨胀系数(0.0118mm/(m·)) L 为钢轨长度 t_z 为当地的中间轨温 t_0 为调整轨缝时的轨温 δ_z 为钢轨的构造轨缝(18mm)。

由上式计算所得的轨缝必须满足两个条件,即在冬天轨温最低时(最低轨 温等于最低气温),预设轨缝加上一根钢轨收缩量不能大于构造轨缝,以免接头 螺栓受剪破坏,在夏天轨温最高时(最高轨温等于最高气温加20),一根钢轨 的伸长量应小于或等于预留轨缝宽度,以免两根钢轨轨端顶死。

为保证钢轨接头工作正常,在《铁路线路维修规则》中对接头螺栓的扭矩作 了规定,如表 2-10 所示。

表 2-10

普通线路钢轨接头螺栓扭矩标准

	单位	25m 钢轨						12.5	
坝日		最高、最低轨温差 > 85			最高、最	员低轨温差	12.3111 10 1/1		
钢轨类型	kg/m	≥60	50	43	≥60	50	43	50	43
螺栓等级	_	10.9	10.9	8.8	10.9	8.8	8.8	8.8	8.8
扭矩	N · m	700	600	600	500	400	400	400	400
c值	mm	6 4				-	2		

注 ① c值为接头阻力及道床阻力限制钢轨自由伸缩的数值 ② 小于43kg/m的钢轨比较43kg/m的钢轨 办理 ③ 高强度绝缘接头螺栓扭矩不小于 700N · m。

三、接头布置

钢轨接头相对于轨枕的承垫形式可分为两种:悬空式和承垫式,如图 2-20 --36-- 所示。单枕承垫式因车轮通过时使轨枕左右摇摆而稳定性较差,故目前很少采 用,双枕承垫式在正线绝缘接头使用较多,我国铁路采用悬空式钢轨接头。



图 2-20 钢轨接头的承垫方式

按两股钢轨接头的位置可分为相对式和相错式,如图 2-21 所示。相错式的 缺点是车轮轮流冲击接头,如轨道状态不良,会加剧车辆的摇晃。在轨道铺设 时,也不能采用单根钢轨长度的轨排铺设,不利于机械化施工。美国铁路多采用 相错式钢轨接头,我国铁路采用相对式钢轨接头。



图 2-21 相对式和相错式钢轨接头布置

四、接头类型

按钢轨接头的功能可分普通接头、异形接头、导电接头、绝缘胶接接头、伸缩 接头和焊接接头。

钢轨异形接头是用于连接两种不同型号的钢轨,如 75kg/m 钢轨与 60kg/m 钢轨连接,60kg/m 钢轨与 50kg/m 钢轨连接,但 60kg/m 钢轨不能与 45kg/m 或 43kg/m 钢轨连接,也即要相邻等级钢轨之间方可用异形接头连接。由于不同等 级的钢轨高度、轨腰高度都不一致,所以夹板也随两种钢轨的变化而变化,如图 2-22 所示。

由于钢轨表面和夹板表面生锈,导致接头电阻较大,为了减少轨道电路的电流损失,在轨端钻孔连接导电线。由于在轨头钻孔影响钢轨的疲劳强度,现在的 导电接头一般用喷焊连接导电线,如图 2-23 所示。

绝缘接头用于自动闭塞区段闭塞分区两端的钢轨接头上,隔断电流。以往 是在夹板与轨腰之间用尼龙绝缘板,在轨缝中也用一块与钢轨截面形状相同的 绝缘板,接头螺栓也用尼龙套管绝缘,但这种结构形式的钢轨接头由于尼龙绝缘 层的存在,在列车冲击轮载作用下,接头螺栓容易松动。近年来,由于高分子胶 接技术的发展和铺设跨区间无缝线路的需要,胶接绝缘接头应用越来越广泛。



图 2-22 承垫式钢轨异形接头

图 2-23 承垫式导电钢轨接头

如道岔区域内的绝缘接头采用胶接接头,取得了较好的效果。胶接接头具有较高的强度,在强大力的作用下也能保证钢轨与夹板不发生相对移动,所以胶接接头区的轨道养护条件也与无缝线路的养护条件相同。胶接接头的夹板与普通接头夹板不同,胶接接头夹板内侧与轨腰形状一致,夹板与轨腰之间用尼龙条隔开,螺栓拧紧后注入合成胶,如图 2-24 所示。



(a) 钢轨胶接接头



(b) 铺设在线路上的钢轨胶接接头

图 2-24 钢轨胶接接头

伸缩接头又称温度调节器,可以有 150~1200mm 的伸缩量,伸缩量的大小可以根据需要设计。我国一般在跨度大于 100m 的桥上使用伸缩接头,原因是 普通钢轨接头的伸缩量难以满足钢轨伸缩的要求;另外是我国在铺设跨区间无 缝线路时,在桥梁的活动端也铺设温度调节器。日本、法国的高速铁路上也使用 钢轨伸缩接头。

钢轨伸缩接头分基本轨和尖轨,尖轨固定不动,基本轨向轨道外侧伸缩,这 样保证了基本伸缩时轨距保持不变,如图 2-25 所示。由于伸缩接头结构复杂, 基本轨的伸缩影响到轨道几何形位的变化,也影响到列车运行平稳性,所以我国 在设计高速客运专线时考虑尽量不用伸缩接头。



图 2-25 钢轨伸缩接头

温度应力无缝线路长钢轨使用钢轨焊接头,焊接头有接触焊、气压焊和铝热 焊,在无缝线路一章详细讨论。

五、钢轨接头不平顺及受力

钢轨接头是轨道结构的薄弱环节之一,接头虽然能保持轨道的几何形位,但 在一定程度上破坏了轨道结构的连续性,这主要表现在钢轨接头的轨缝、台阶和 折角三个方面,如图 2-26 所示。



图 2-26 钢轨接头的折角、台阶和轨缝及接头受力特点

由于钢轨接头存在折角、台阶和轨缝,车轮通过时会产生很大的轨冲击荷载。英国铁路总局(BRB)的 Lyon 和 Jenkins 等人于 1972 年成功建立了低接头轨道动力分析模型,并提出了轮轨冲击力 P₁和 P₂力的计算公式。

$$P_{1} = P_{st} + 2\alpha v \sqrt{\frac{k_{H}m_{e}}{1 + \frac{m_{e}}{m_{u}}}}$$
, (2-2)

$$P_{2} = P_{st} + 2\alpha v \sqrt{\frac{m_{u}}{m_{u} + m_{t}}} \left(1 - \frac{C_{t}\pi}{4k_{t}\sqrt{m_{u} + m_{t}}}\right) \sqrt{k_{t}m_{u}}, \qquad (2-3)$$

式中 2 α 为钢轨接头总折角(rad);m_u 为车轮簧下质量(kg);m_e 为有效轨道质 量(kg),一般取 0.4m;其中 m 为一根当量弹性地基础梁的分布轨道质量 ,m = m_r + m_s/a m_r 为钢轨单位长度质量(kg/m);m_s 为半根轨枕质量(kg);a 为轨枕 间距(m);m_t 为轨道的集中质量(kg);m_t = $\frac{3}{2\beta}$ m;刚比系数 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EJ}}$,其中 k 为 轨道分布刚度(N/m/m);EJ 为钢轨的抗弯刚度 ;k_H 为线性化的轮轨接触刚度 ; k_t 为轨道的集中刚度(N/m);k_t = $\frac{2}{\beta}$ k;C_t 为轨道的集中阻尼(N·s/m);C_t = $\frac{2}{\beta}$ C;而 C 为轨道分布阻尼(N·s/m/m);v 为列车速度(m/s);P_{st}为静态轮载 (kN)。

 P_1 力为轮轨瞬态冲击力,也称高频冲击力,出现在车轮越过接头后 0.25~0.5ms 时间内,高频率相当于车轮簧下质量与钢轨质量用赫兹接触刚度弹簧连接时的自振频率。 P_2 力又称为低频力,出现在车轮越过接头 7ms 后,当列车速度为 160km/h 时, P_2 力的位置约在接头驶入端的第一根轨枕位置。除钢轨接头外,当车轮存在扁瘢或钢轨表面有擦伤等较短的不平顺时,车轮通过时同样会出现轮轨冲击的 P_1 和 P_2 力。

P₁力的作用很快被钢轨和轨枕的惯性反作用力所抵消 故 P₁力对钢轨头部有较 大破坏作用。P₂力对于钢轨、轨枕、道床及路基都有破坏作用 其作用与静荷载基本 相同。在 P₁和 P₂力的作用下 产生钢轨接头区的轨头被打塌和剥离、鞍形磨耗、螺孔 裂纹、夹板弯曲等病害。由于轮轨冲击作用 道床产生较大的振动加速度 接头区的 道床也较难保持稳定 其后果是钢轨接头低塌 道床翻浆冒泥、板结等。轨道状态的 恶化进一步加大轮轨之间的动力作用 对轨道的破坏进一步加大。

为减小轮轨之间的冲击力,首先是要求钢轨等轨道部件有较好的强度,如对钢 轨淬火、提高钢轨的耐冲击性能、增加接头区轨道结构的弹性、提高接头区的轨面平 顺性、严格控制轨缝大小,从而达到减小轮轨冲击力。但最根本的措施是采用无缝线 路,用焊接钢轨接头代替普通的夹板钢轨接头,从而大大提高轨面的平顺性和提高轨 道结构的强度,并且能有效地降低轮轨冲击力。

第四节 扣 件

扣件是联结钢轨和轨枕的中间联结零件。其作用是将钢轨固定在轨枕上, 保持轨距和阻止钢轨相对于轨枕的纵、横向移动。在混凝土轨枕的轨道上,由于 混凝土轨枕的弹性较差,扣件还需提供足够的弹性。为此,扣件必须具有足够的 强度、耐久性和一定的弹性,并有效地保持钢轨与轨枕之间的可靠联结。此外, 还要求扣件系统零件少,安装简单,便于拆卸。本节主要介绍有碴轨道的扣件, 也即在木枕和混凝土枕上使用的扣件。

一、木枕扣件

木枕扣件有混合式和分开式两种。

混合式扣件较为简单,且在木枕轨道上也用得最多。扣件系统由铁垫板和 道钉所组成。铁垫板上有5个方形孔,勾头道钉为方形,从铁垫板孔中打入枕木 后,既扣住钢轨,又固定住铁垫板。但这种道钉的扣压力较小,为防止钢轨纵向 爬行,需要较多的防爬器配合使用,如图2-27(a)所示。为了提高扣件弹性,避 免钢轨上翘时拔松道钉,有些铁路使用弹簧道钉,如图2-27(b)所示。



(a) 勾头道钉



(b) 弹簧道钉

图 2-27 木枕混合式扣件

分开式扣件是将固定钢轨和固定铁垫板的螺栓或道钉分开。一般用螺旋道 钉将铁垫板固定在枕木上,铁垫板有承轨槽,固定钢轨的螺栓安装在铁垫板上, 然后用弹条或扣板将钢轨固定住。分开式扣件如图 2-28 所示,一般用在桥上线 路。分开式扣件扣压力强,垫板振动得到减缓,并且能有效地制止钢轨的纵横向 移动,更换钢轨时,不需要松开铁垫板,对枕木的伤损小,组装轨排方便。但分开 扣件的零件较多,用钢量大,相应成本也较大。



图 2-28 木枕分开式扣件

二、混凝土轨枕扣件

混凝土轨枕由于质量大、刚度大的特点,对扣件的扣压力、弹性和可调性均 有较高的要求。对扣件扣压力要求是为了保证钢轨和轨枕之间具有可靠的联 结,同时要求一组扣件(2个)的纵向阻力要大于一根轨枕的道床阻力。我国铁 路每根轨枕的纵向阻力为10kN,一组扣件的纵向阻力为15~25kN,相应的扣件 扣压力为10kN。对弹性的要求是为了减小轮轨之间的冲击荷载,提高行车平稳 性,降低轨道结构部件所受的应力水平,提高轨道结构的使用寿命。对可调性的 要求是为了方便调整轨距和水平,保证轨道几何形位满足规范要求。此外,由于 轨道电路,对扣件的绝缘性能也有所要求。

由于混凝土轨枕使用越来越广泛,对扣件的要求也越来越多,世界各国也开发了各种各样的混凝土轨枕扣件,其中最有名的是英国 Pandrol 公司开发的扣件。本节只能对我国常用的混凝土扣件和国外的几种主要扣件作一些介绍。

我国初期的混凝土轨枕扣件只有扣板式和拱形弹片式两种。拱形弹片式扣 件由于其强度低,扣压力小,易变形折断,已在我国主要干线上淘汰。扣板式扣 件仍在一些次要干线上使用,目前用得最多的是弹条扣件。

(一) 扣板式扣件

扣板式扣件由扣板、螺纹道钉、弹簧垫圈、铁座及缓冲垫板组成,如图 2-29 所示。螺纹道钉用硫磺水泥砂浆锚固在混凝土轨枕承轨台的预留孔中,然后利 用螺栓将扣板扣紧。扣板能将钢轨所受的横向力传递给轨枕。扣板的弹性由弹 簧垫圈提供,弹性有限。为调整轨距,共有 10 种尺寸号码的扣板,利用不同号码 扣板的搭配,可满足不同钢轨和轨距调整的需要。扣板式扣件用于 50kg/m 及 以下钢轨的轨道。

(二) 弹条扣件

我国使用的弹条扣件有Ⅰ型、Ⅱ型和Ⅲ型。

弹条 I 型扣件由 ω 弹条、螺旋道钉、轨距挡板及橡胶垫所组成 ,60kg/m 钢 轨的弹条扣件如图 2-30 所示。弹条的直径为 13mm ,用 60Si₂ Mn 或 55Si₂ Mn 热 轧弹簧钢制造。I 型弹条分 A ,B 两种 ,A 型用于 50kg/m 钢轨 ,B 型用于 60kg/m 钢轨。轨距挡板的作用是传递横向力和调整轨距,所以也有多种号码,以满足轨 距调整的需要。轨距挡板尼龙座也有多种号码,两斜面的厚度不一样,可翻转使 用,与轨距挡板配合使用,加大轨距的调整量。

随着我国铁路提速和重载运输的发展,I型弹条的扣压力不足,弹程偏小。 II型弹条的外形与I型弹条相同,弹程不小于10mm。选用了60Si₂CrVA 合金钢 作为弹条材料,屈服强度和抗拉强度分别提高了42%和36%。



- 图 2-29 扣板式扣件 1-螺纹道钉 2-螺母 3-平垫圈; 4-弹簧垫圈 5-扣板 p-铁座; 7、8-绝缘缓冲垫片 9-衬垫; 10-轨枕;11-钢轨;12--绝缘防锈涂料; 13--硫磺锚固剂
- 图 2-30 弹条 [型扣件 1-螺纹道钉 2-螺母 3-平垫圈, 4、5-ω弹条 δ、7-轨距挡板, 8--轨距挡板尼龙座

Ⅲ型弹条为无挡肩扣件,适合于重载大运量、高密度的运输条件,如图 2-31 所示。我国Ⅲ_。型混凝土轨枕、60kg/m钢轨的线路采用此类扣件。Ⅲ型弹条扣 件由弹条、预埋铁件、绝缘轨距块和橡胶垫组成。绝缘轨距块有 7-9 和 11-13 两 种,用不同绝缘轨距块搭配调整轨距。

— 43 —

弹条Ⅲ型扣件具有扣压力大、弹性好等优点,特别是取消了混凝土挡肩,消除了轨底在横向力作用下发生横位移导距扩大的可能性。因此有较强的保持轨 距能力,又由于该扣件采用无螺栓联结,大大减小了扣件的维修养护工作量。 我国各类混凝土轨枕扣件技术指标如表 2-11 所示。

=	\mathbf{a}	1	1	
বহ	2.	-1	1	

我国各类轨枕扣件技术指标

扣件名称	70 扣板型	弹条 [型 (B 型)	调高型弹条 Ⅰ型(A型)	大秦线分 开式(B型)	弹条Ⅱ型	弹条Ⅲ型
单个弹条初始扣压力/kN	7.8	8.9	8.2	8.9	≥10	≥11
弹条变形量/mm	刚性	8	9	8	10	13
纵向防爬阻力/kN	12.5	14.3	13.1	14.3	16	17.6
扣压节点垂直静刚度 /(kN/mm)	110 ~ 150	90 ~ 120	90 ~ 120	60 ~ 80	60 ~ 80	60 ~ 80
轨距调整量/mm	0 ~ +16	- 4 ~ +8	- 4 ~ +8	- 12 ~ +8	- 8 ~ +12	- 8 ~ +4
调高量/mm	0	≤10	≤20	≤15	≤10	0





图 2-31 Ⅲ型弹条扣件

(三) 轨下橡胶垫层

为了增加扣件的弹性,一般混凝土轨枕都采用弹性橡胶垫。一般轨下胶垫 的厚度在10mm左右,薄的有6mm,厚的有14mm。有时为了提高轨道结构的弹 性,采用高弹性胶垫,但不同的铁路,采用不同的轨下胶垫,城市轨道交通的轨下 胶垫一般较软,刚度取40~60kN/mm,有时取得更小,只有25~40kN/mm;对于 普通铁路和高速铁路,一般取轨下胶垫刚度60~80kN/mm。轨下胶垫较软,在 提供轨道弹性的同时,也增大钢轨的垂向位移和横向位移,所以对轨下胶垫的刚 度必须有一个合理的选择。为了提高高速列车运行的平稳性,要求轨下垫层在 轨道纵向弹性均匀一致,在冬季和夏季,轨道的弹性也不能有过大的改变。图 2-32(a)是英国 Pandrol 公司开发的轨下胶垫 2-32(b)是我国Ⅲ_a型混凝土轨枕 的轨下胶垫,2-32(c)是Ⅲ、型轨枕的轨下胶垫。



图 2-32 混凝土轨枕轨下胶垫

三、国外铁路扣件类型及其主要参数

国外铁路主要使用弹条扣件,扣件类型很多,如图 2-33 所示。使用得最多的还是图 2-33(a)所示的 Pandrol"e"型弹条扣件,我国的弹条Ⅲ型扣件与此弹条 相类似。有碴轨道轨枕扣件主要分两大类,一类是普通地段所用的一般扣件,此 类扣件主要考虑轨道的稳定性、受力等力学指标为主,轨下垫层的刚度一般都在 60kN/mm 以上,扣件的结构相对简单,如图 2-33(d)中的 Nabla 扣件系统;另一 类是专门为一些有特殊减振降噪要求地区的高弹性扣件,此类扣件除了与一般 地段的轨道扣件有相同要求外,还要求扣件具有较高的弹性,以吸收轨道结构振 动和降低轮轨噪声,此类扣件的结构要相对复杂一些,一般要增加轨下垫层的弹 性。图 2-33(e)和图 2-33(f)为德国 Vossloh 公司开发的弹条扣件,此扣件类似 于我国的ω弹条扣件。近几年英国 Pandrol 公司开发研制了 Vanguard 扣件系 统,如图 2-33(g)所示,该种扣件是专门为对减振降噪要求较高的地段研制的, 如在市区的铁路桥梁线路,使用这种扣件系统后取得了较好的效果。



(a) Pandrol "e"型弹条扣件



(b) 混凝土轨枕 Pandrol Fastclip 扣件



(c) 木枕的 Pandrol Fastclip 扣件



(d) 法国 Nabla 扣件系统



(e) Vossloh W14 扣件系统



(f) Vossloh system300 扣件系统



(g) Pandrol Vanguard 减振扣件系统

(h) 德国铁路的扣件系统

图 2-33 国外铁路常用的扣件系统

国外主要高速铁路的扣件类型和参数如表 2-12 所示。

轨道工程

同从十两方法处政扣从

- 75	2-12	—————————————————————————————————————										
国夕	线 路	扣供米刑	扣圧力/レN	胶	垫	弹性件弹程						
	<u>متر</u> <i>لاء</i>	THE		厚/mm	静刚度/mm	/mm						
日本	东海道山阳	120 双重弹性	6	10	60	-						
法国	TGV	Nabla	11	9	70	8.1~9.1						
德国	曼海姆~斯图加特	НМ	11	-	70 ~ 80	14						
英国	-	Pandrol	11	10	30 ~ 50	12						

四、扣件的工作特性

由于钢轨扣件的形状较为复杂,用一般材料力学的方法较难计算扣件的刚度,所以一般用实验方法测得扣件和轨下垫层的刚度,通过实验还可测得轨道结构的动刚度、阻尼和振动质量。

扣件是钢轨与轨枕的联结零件。对于无缝线路, 为了保证钢轨不爬行和保证长轨条中温度力的均匀, 对扣件的扣压力有较高的要求。而扣件刚度与轨下 垫层刚度的良好配合是保证轨道结构整体弹性要求、 保证轨道结构稳定性的前提。

混凝土轨枕扣件的阻力应大于道床阻力,如图 2-34 所示,如钢轨两侧扣件的扣压力为 P_。,则每组扣件 的单位长度阻力为

 $r = P_{c}(f_{1} + f_{2})/a$, (2-4) 图 2-34 钢轨扣件与轨下

式中,f₁为扣件与钢轨之间的摩擦系数,一般取 ^{垫层的刚度组合} 0.25 f₃为钢轨与轨下垫层之间的摩擦系数,一般取 0.65 a 为轨枕间距。

当钢轨上作用荷载时,扣件弹簧和轨下垫层弹簧所产生的位移相等,所以可以看成是扣件弹簧 K₄和轨下垫层弹簧 K₅并联,如图 2-34 所示。于是可得算式

$$\mathbf{K}_{\mathrm{fv}} = \mathbf{K}_{\mathrm{f}} + \mathbf{K}_{\mathrm{po}} \tag{2-5}$$

但此并联弹簧与一般的弹簧并联又不一样。对于一般的并联弹簧,当弹簧作用 力时,两弹簧同时压缩或拉伸。但对于扣件和轨下垫层弹簧,当轨下垫层受压时,扣 件弹簧受拉(即扣压力减小);当轨下垫层压力减小时,则扣件弹簧受压增大,两者受 力方向相反。为了保证在车辆轮载作用下钢轨不产生过大的爬行量,要求当钢轨上 - 48 --



作用有轮载或无轮载时 都要求扣件弹簧和垫层弹簧都处于受压状态。

当钢轨上没有轮载时,扣件和轨下垫层都处于压缩状态,此时作用于钢轨扣 件和轨下垫层上的初始压力为 P。此时扣件和垫层的压缩量分别为

$$y_{f0} = \frac{P_{c0}}{K_{f}} y_{p0} = \frac{P_{c0}}{K_{p}}$$

当钢轨上作用有荷载时,则扣件的压缩量减小为 Δy_f ,相应的扣压力减小为 $\Delta P_f = K_f \Delta y_f$,扣件的实际扣压力为 $P_f = P_{c0} - \Delta P_f$,而轨下垫层的实际受压为 P_p = $P_{c0} - \Delta P_f + P_w (P_w)$ 为作用在轨下垫层上的车轮荷载)。

为保证钢轨上作用有荷载时扣件的扣压力不为零 则要求

$$y_{f0} \ge \Delta y_{fo}$$

轨下垫层的压缩增量为 $\Delta y_p = \frac{P_w - \Delta P_f}{K_p}$,由于 $\Delta P_f = K_f \Delta y_f$,所以 $\Delta y_p = \frac{P_w - K_f \Delta y_f}{K_p}$,

由 $y_{c0} = y_{t0} = \frac{P_{c0}}{K_{f}}$,可得 $\Delta y_{p} = \Delta y_{f}$,于是可导得

$$\Delta y_{f} = \frac{P_{w}}{K_{f} + K_{p}}$$

从以上分析可得扣件刚度与轨下垫层刚度之间的关系

$$\frac{P_{c0}}{K_{f}} \ge \frac{P_{w}}{(K_{f} + K_{p})}, \quad \square \quad \frac{K_{p}}{K_{f}} \ge \frac{(P_{w} - P_{c0})}{P_{c0}}, \quad (2-6)$$

第五节 轨 枕

轨枕是轨下基础的部件之一,它的功能是支承钢轨,保持轨距和方向,并将 钢轨对它作用的各向压力传递到道床上。因此,轨枕必须具有坚固性、弹性和耐 久性。世界铁路有碴轨道所用的轨枕主要有木枕、钢枕和混凝土枕。混凝土枕 由于料源充分、轨道结构稳定、弹性均匀,是目前高速和重载铁路的首选轨枕类 型,我国铁路的技术政策也规定,新建铁路都使用混凝土轨枕。虽然近年来世界 经济的发展,对木材的需求量增大,造成木材资源缺乏,但北美一些国家的森林 资源仍相当丰富,所以这些国家的普速铁路仍以木枕为主。钢枕的使用范围更 小,只是在欧洲一些工业发达的国家和一些特殊地区使用。

一、木枕

自铁路发明以来至今,木枕是仍在广泛使用的一种轨枕。在铁路发明的初期,由于当时经济的发展和技术水平都处于较低水平,但木材资源丰富,所以铁路都使用木枕。到目前为止,北美国家铁路仍然以使用木枕为主。由于木枕有 其一些缺点,如:易腐烂、轨道稳定性差、弹性不均匀等,所以高速铁路基本上都 不用木枕轨道,木枕轨道的线路状态如图2-35所示。

木枕也分普通木枕、岔枕和桥枕。我国铁路的普通木枕长为 2.5m,有 160mm(高)×220mm(宽)和145mm(高)×200mm(宽)两种规格。在不同的道 岔部位,岔枕长度也不一样,最短为 2.6m,最长为 4.85m 级差为 0.15m,岔枕截 面为 160mm(高)×240mm(宽)。桥枕的截面高度为 220~300mm,宽度为 200 ~240mm。

木枕常用的树种有红松、落叶松、马尾松、云杉和冷杉等。



图 2-35 木枕轨道

二、钢 枕

钢枕使用由来已久。在非洲和印度,由于白蚁对木枕的蛀蚀而无法使用,当时混凝土轨枕尚未发明,所以就寻求用钢枕代替,并取得了较好的使用效果。在 二次世界大战前,英国木材短缺,引进使用钢枕,直到战后的1946年,仍使用钢 枕。到20世纪80年代后期,英国又一次提出了使用钢枕。由于钢枕质量较轻, 便于捆扎码堆,虽然近几十年在世界上已普遍使用混凝土轨枕,但这些国家仍在 使用钢枕。

世界铁路的钢枕分两种,一种是凹槽形轨枕,如图 2-36 所示,另一种是工字钢 Y 型钢枕,如图 2-37 所示。世界上大多数钢枕为凹形。钢枕的壁厚一般为 7 ~

12mm 截面高度 115mm 左右,单枕质量约 75kg。由于凹槽形钢枕凹腔内填满道 碴 线路稳定,但每延长米线路的用钢量较大,所以使用范围受到一定的限制。



图 2-36 Corus 公司的凹槽形钢枕



图 2-37 德国铁路工字钢 Y 型钢枕

三、混凝土轨枕

混凝土轨枕的结构形式有整体式、组合式和短枕式三种,如图 2-38 所示。 整体式轨枕主要是预应力混凝土轨枕。

轨枕要承受钢轨传来的动荷载,由于道床支承状态的不同,使得轨枕的受力 条件有很大的变化。首先轨枕的轨座要有足够的面积承受钢轨的压力,保证在 轮载作用下轨座不产生压溃;由于道床的弹性,使得轨枕要承受弯矩,轨枕的轨



图 2-38 混凝土轨枕外形

下截面和枕中截面的弯矩大小不一,有时弯矩的方向也不一致,要保证轨枕截面 有足够承受弯矩的能力,轨枕受力如图 2-39 所示。为了减小道床顶面的压力, 轨枕与道床之间应有足够的接触面积;为了保证轨道结构的稳定性,要求轨枕与 道床之间能提供足够的纵横向阻力。对于高速铁路,要求轨枕具有较大的质量, 以便使轨枕振动的惯性力减缓轮轨冲击荷载对道床的影响,并且降低轨枕的自 振频率。



图 2-39 混凝土轨枕的受力状态

世界各国使用的混凝土轨枕基本上都为预应力混凝土轨枕。在设计混凝土 轨枕时,从以下几方面考虑轨枕的长度,轨枕长度越长,轨下截面的下弯矩越大; 枕中截面的负弯矩越小,甚至为正弯矩,所以轨枕长度要合理,使得轨枕的受力 最佳。轨枕太短,轨枕端部的长度不足以锚固预应力筋,轨下截面的抗弯能力达 不到要求。轨枕长度较短,道床支承面积减小,使得道床应力增大和阻力减小, 影响轨道的稳定性。对于标准轨距轨道,世界各国的混凝土轨枕长度一般为 2.2~2.7m。

轨枕截面尺寸与轨枕的受力有关,首先轨枕顶部要有一定的宽度,在轨座压力的作用下不压溃,一般承轨台的宽度在185~190mm之间。在轨枕长度确定的情况下,枕底宽度要考虑到道床的承载能力,一般枕底宽度在250~330mm之间。考虑到轨枕制造时的脱模方便,也要将轨枕截面设计成梯形。

— 51 —

混凝土轨枕在长度方向的高度是不一致的 轨下部分截面高度较高,中间截 面高度相对较低。这是因为轨枕的纵向预应力筋为直线配置,且在轨枕通长上配 筋一致 轨下截面承受正弯矩,所以要求预应力筋的重心在截面形心以下,枕中截 面一般承受负弯矩,所以要求预应力筋重心在截面形心之上,如图2-40所示。



图 2-40 混凝土轨枕截面形心与钢轨重心之间关系

我国铁路的混凝土轨枕自 19 世纪 50 年代开始开发研究、制造和使用以来, 目前各大铁路干线都使用混凝土轨枕。 I 型轨枕是在 1980 年以前制造,目前已 停止生产,在一级干线上也不得使用;II 型轨枕目前使用得较为广泛,主要用于 一般轨道,轴重为 23t,客车运行速度在 160km/h 以下,货车运行速度在100km/h 以下;III型轨枕是近几年开发研制,主要用于速度在 140 ~ 160km/h,轴重为 25t 的提速重载线路。目前沪宁线上已全部换成Ⅲ型轨枕。秦沈客运专线也采用Ⅲ 型轨枕。《京沪高速铁路线桥隧站初步设计——暂行规定》中也推荐在京沪高 速铁路使用Ⅲ型轨枕。Ⅲ型轨枕的外形和尺寸如图 2-41 所示。我国三种类型 轨枕的主要设计参数如表 2-13 所列。



图 2-41 我国Ⅲ型混凝土轨枕(单位 mm)

表 2-13										
轨 枕 类 型	Ι	型	II	型	Ⅲ型					
轨枕长度/mm	25	00	25	00	2 600					
轨枕质量/kg	25	50	25	51	320	340				
轨枕底面积/cm ²	65	88	65	88	77	20				
端头面积/cm ²	490		49	90	59	90				
截面位置	轨下	中间	轨下	中间	轨下	中间				
高度/mm	201	175	201	165	230	185				
表面宽度/mm	165	155	165	161	170	200				
底面宽度/mm	275	250	275	250	300	280				
设计承载弯矩/(kN・m)	11.9	- 8.0	13.3	- 10.5	19.05	- 17.30				
抗裂弯矩/(kN・m)	17.7	- 11.9	19.3	- 14.0	27.90	22.50				
扣件类型	70 型扣板式 ,弹条 Ⅰ 型		弹条	I型	(а)型-弹条 Ⅲ 型 (b)型-弹条 Ⅲ型					

世界各国采用的轨枕设计方法也不一样,如欧洲国家采用极限理论和塑性 理论设计轨枕,而日本采用容许应力计算方法。

图 2-42 是整体式混凝土轨枕轨道外貌。



图 2-42 混凝土轨枕轨道

为了适应高速及大轴重铁路的要求,世界各国都在积极开发研究新型的有 碴轨道结构。如从提高轨枕的横向阻力,满足高速铁路对轨道结构的要求可知, 轨道的稳定性是保证列车高速的前提之一,而混凝土轨枕由于其自重远大于木 枕,且与道碴之间有较高的摩阻力,所以,混凝土轨枕可以给轨道提供更大的纵、 横向阻力。由于混凝土轨枕不怕虫蛀、腐烂,自然因素对混凝土轨枕的损害较 小,所以混凝土轨枕具有较长的使用寿命。由于混凝土轨枕有较大的自重,轨道 结构较木枕线路稳定,在列车荷载作用下线路的变形小,所以相应的维修工作量

— 53 —



图 2-43 法国 TGV 高速铁路的双块式混凝土轨枕轨道

少。由于混凝土制品厂生产的轨枕形状、尺寸、性能都比较标准、均一,为钢轨支 承的均匀性和轨面的动态平顺性提供了更可靠的条件,因而世界各国高速铁路 有碴轨道均采用混凝土轨枕。国外高速铁路混凝土轨枕的结构类型及适用速度 范围列于表 2-14。世界大多数国家都采用整体式轨枕,但法国采用双块式混凝 土轨枕。法国的双块式混凝土轨枕线路如图 2-43 所示。

国别	轨枕类型	轨枕型号	长度/mm	轨下截	面尺寸	中间截	面尺寸	枕底面积	质量 /kg	列车最 高速度
,,,,				高度/mm	底宽/mm	高度/mm	底宽/mm			/(km/h)
_		3T	2400	190	283	175	230	6430	260	210 以下
日本	整体式	3Н	2400	220	310.5	195	250	7 040	325	210
4		4H	2400	220	310.5	195	250	7 040	325	~ 270
/+		B70W	2 600	210	300	175	220	5930	304	
偲	整体式	B90W	2 600	210	320	180	240	6 6 8 0	330	250
		B75	2800	240	330	200	290	7 560	380	
法	JU + h -+	U31	2245	220	290	+++	680	3944	218	160
围	从伏式	U41	2415	220	290	以下	840	4872	248	300

表 2-14 国外主要高速铁路混凝土轨枕的结构类型及适用速度范围

为提高线路的横向阻力,增大曲线轨道的稳定性,奥地利联邦铁路(Austrian Federal Railways)开发了一种带翼轨枕,该轨枕在轨座处有两翼,成十字形。奥地利联邦铁路还开发了新型的框架式轨枕(Frame-Sleeper-Track),如图2-44所

— 54 —

示。铺设轨道时,轨枕与轨枕靠在一起,并在框架中部填满道碴,这样大大提高 了轨道的稳定性,降低了道床顶面应力,延长了轨道的维修养护周期。

日本近几年开发了梯子式轨道,类似于纵向轨枕,主要是用于重载铁路,如 图 2-45 所示。通过美国 FAST 试验中心的试验表明,该轨道结构的线路稳定,维 修养护工作量少,这种轨道结构的混凝土和钢材的用量与普通轨枕线路基本相同,所以梯子式轨道结构具有良好的发展前景。





图 2-44 奥地利联邦铁路的框架式轨枕 图 2-45 日本的梯子式轨道(Ladder Track) 我国铁路规定 桥上轨道需要安装护轮轨。近几年来,我国开发了有碴桥面 上混凝土轨枕,所以在工作轨内侧有安装护轮轨的螺栓孔,桥枕的长度一致,中 间部分不向下凹,桥枕如图 2-46 所示。



图 2-46 混凝土桥枕(单位 mm)

岔枕与桥枕不同,在道岔的不同部位,岔枕的长度不一样,最短与区间线路 的轨枕长度相同,最长为4.9m。岔枕上需要安装四根工作轨,在不同的道岔部 位,工作轨在岔枕上的位置也不一样。列车直向通过时,两根工作轨受力,当列 车侧向通过时,则另两根工作轨受力,所以岔枕的受力条件更加复杂。岔枕如图 2-47 所示。



图 2-47 混凝土 岔枕(单位 imm)

四、轨枕间距

轨枕间距也是轨道设计中的重要参数之一。轨枕间距大小与每公里铺设的 轨枕数有关,而每公里铺设的轨枕数与列车速度、机车车辆轴重及钢轨、轨枕类 型有关。我国铁路每公里轨枕数最少是1520根,一般是在一些次要线路和站场 线路上,以后各级为每公里增加轨枕 80根,即每公里1600,1680,1760,1840 根,最多是每公里1920根。每公里轨枕数越多,轨枕间距越密,超过每公里1 920根轨枕,则在线路维修养护捣固轨枕时就会发生困难。我国使用最多的是 每公里1680,1760和1840根三种轨枕间距,也即每根25m长钢轨的轨枕数分 别为42根、44根和46根。一般在钢轨接头处的轨枕间距稍小,靠近接头── 孔的轨枕间距次之,其余的轨枕间距一样。近年来铺设跨区间无缝线路,不考虑 每25m钢轨长度的轨枕数,而且Ⅲ型枕的强度较高,所以统一采用轨枕间距 0.6m,也即每公里轨枕数为1667根。

第六节 道 床

一、道床的功能

道床是传统轨道结构的一部分 ,其主要的功能为 :

— 56 —

(1) 机车车辆的荷载通过钢轨、轨枕传递给道床,道床将荷载扩散,然后再 传给路基,从而减小路基面上的荷载压强,起到保护路基顶面的作用;

(2) 道床为轨排提供纵横向阻力 起到保持轨道几何形位稳定的作用 这对 无缝线路尤为重要;

(3) 道床具有良好的排水作用,减少轨道的冻害和提高路基的承载能力;

(4) 道床的弹性和阻尼可吸收轮轨之间的冲击振动;

(5) 此外,由于道床的易作业性,使得轨道几何形位的调整较为方便。

由于道床的这些优点,目前有碴轨道结构仍是常速铁路和高速铁路的主要 轨道结构形式。

二、道碴材质、级配及清洁度

为了满足以上的道床功能,道碴应质地坚硬,有弹性,不易压碎和捣碎,排水性能良好,吸水性差,不易风化,不易被风吹动或被水冲走。

道碴的材料有各种石质的碎石、天然级配卵石、筛选卵石、粗砂、中砂和熔炉 矿碴等。根据铁路运量、列车速度和机车车辆轴重决定选用何种材料的道碴。

目前我国铁路的道碴分面碴和底碴,面碴的材料一般为级配碎石。我国于 1990 年重新制订 TB/T2140—90《铁路碎石道碴》标准。标准中将道碴质量划分 为一级和二级,并规定在特重型、重型轨道地段应优先采用一级道碴。当时国内 生产一级道碴的采石场约占全路采石场的 1/3。如果一级道碴的标准再提高, 就会使生产一级道碴的采石场更少。因此,我国的一级道碴标准并不是从技术、 经济最优的角度订出的标准,而是根据当时全路道碴的供求关系,并考虑提高道 碴质量的运营要求而提出的,和国外道碴质量、特别是高速铁路的道碴质量相比 仍有很大的差距。

我国《京沪高速铁路线桥隧站设计暂行规定》规定的适用于京沪高速铁路 特级碎石道碴和普通干线使用的一级和二级碎石道碴材质标准见表 2-15。不难 看出 ,用 LAA 指标相比 ,我国的特级道碴仅相应于法国普通线路及 TGV 东南线 道碴的水平 ,对于高速铁路而言 ,仍然是一个根据目前掌握的京沪沿线的岩石资 源 ,并考虑到高速铁路提高道碴材质的需要而制订的一个在需要与可能之间的 折中标准。正像法国 TGV 线路一样 ,随着我国高速铁路的修建与运营 ,人们对 于道碴材质的重要性会有更高的认识 ,在" 需要 "与" 可能"的天平上可能找到更 高的平衡点。

与世界各国道碴标准中通用的洛杉矶磨耗率 LAA 相比,我国一级道碴 LAA <27%,法国普通铁路及 TGV 东南线 LAA <20%,TGV 北线 LAA <17%,TGV 新建线 LAA <16%。不难看出,在法国 TGV 线路修建和运营的过程中,LAA 指标在不断地修订和提高。1989 年建成通车营业的大西洋北线比 1983 年建成的

— 57 —

东南线 LAA 指标提高了 3 个百分点,而继后修建的高速铁路又比北线提高 1 个百分点。通过最后的这次修订,仅提高 1 个百分点,既显示了提高道碴质量对轨 道运营效果的重要性,也反映了提高道碴质量的艰巨性,且充分说明了高速铁路 建设对道碴质量的重视程度。

表 2-15

碎石道碴标准

性能	参数	特级道碴	一级道碴	二级道碴	评价方法	Ā
① 抗磨 耗、抗冲 击性能	(1) 洛杉矶磨耗率 LAA/% (2)标准集料冲击韧度IP (3)石料耐磨硬度系数 K _{干磨}	≤20 ≥100 >18	≤27 ≥95 >18	27≤LAA <32 80 < IP≤95 17 ~ 18	若3个指标分属 两个等级,则以两 个指标为准,若3 个指标分属三个等 级则划为中间等 级	
② 抗压 碎性能	(1)标准集料压碎率 CA/% (2)道碴集料压碎率 CB/%	CA < 9 CB < 18	CA < 9 CB < 18	9 ~ 14 18 ~ 22	若两指标分属两 等级 则定为低等级	道碴的最
 ③ 渗水 性能 	 (1) 渗透系数 P_m/(10⁻⁶ cm/s) (2) 石粉试模件抗压强 g σ/Mpa (3) 石粉液限 LL/% (4) 石粉塑限 PL/% 	$P_{m} > 4.5$ $\sigma < 0.4$ LL > 20 PL > 11	$P_{m} > 4.5$ $\sigma < 0.4$ LL > 20 PL > 11	3 ~4.5 0.4 ~0.55 16 ~20 9 ~11	四个指标中,以高 中一两个指指标中,就等级为准,若这 两个指标的等级为准,若这 两个指标的等级不 在同一级别,则定 为低一级	终售级①, 3 (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)
④ 抗大 气压腐蚀 破坏	硫 酸 钠 溶 液 浸 泡 损 失 率%	< 10	<10	<10		三项性能 的要求
⑤ 稳定 性能	(1)密度/(g/cm ³) (2)容重/(g/cm ³)	>2.55 >2.50	>2.55 >2.50	>2.55 >2.50		
⑥ 软弱 颗粒	饱和单轴抗压强度 M	≤20	≤20	≤20	含量少于 10% (质 量比)	

我国一级道碴的 LAA 指标与法国普通线路及 TGV 东南线相差 7 个百分 点 ,与 TGV 北线相差 10 个百分点 ,与 TGV 新线相差 11 个百分点。从 TGV 新线 最后一次修改 LAA 指标仅提高 1 个百分点就可想而知相差 11 个百分点是多大 的差距!

碎石道碴属于散粒体,其级配是指道碴中不同大小粒径颗粒的分布。道碴级配对道床的物理力学性能、养护维修工作量有重要影响。现有的道碴级配标 准如表 2-16 所示。

表 2-16

道碴级配标准

方孔筛边长/mm	16	25	35.5	45	56	63
过筛质量百分率/%	0~5	5~15	$25 \sim 40$	55 ~ 75	92 ~ 97	97~100

道碴颗粒形状对道床质量也有较大影响,一般要求道碴颗粒棱角分明,近于 立方体。扁平状和针状道碴颗粒容易破碎。道碴颗粒长度大于平均粒径1.8 倍称为针状,厚度小于平均粒径0.6 倍称为片状。我国道碴标准规定针状和片状 指数均不大于50%。

— 58 —

道碴中的污脏物,如污泥、土团、粉末等对道床的承载力是有影响的。污脏 物降低道碴颗粒间的摩擦力,道碴粉末会加速道床板结,影响道床排水。标准规 定黏土团及其他杂质含量的质量百分率不大于 0.5% 粒径 0.1mm 以下的粉末 含量的质量百分率不大于 1%。

三、道床底碴材料

底碴的功能是隔离面碴层的颗粒与路基面直接接触,截断地下水的毛细管 作用,并降低地面水的下渗速度,阻止雨水对路基面的侵蚀。在我国 TB/T2897 《铁路碎石道床底碴》标准中明确规定:"底碴材料可取自天然砂、砾材料。也可 由开山块石或天然卵石、砾石经破碎、筛选而成"。底碴材料的粒径级配应符合 表 2-17 的规定,且 0.5mm 以下的细集料中通过 0.075mm 筛的颗粒含量应小于 等于 66%。

表 2-17

底碴粒径级配

方孔筛边长/mm	0.075	0.1	0.5	1.7	7.1	16	25	45
过筛质量百分率/%	0~7	0~11	7~32	$13 \sim 46$	41 ~75	67~91	82 ~100	100

在粒径大于 16mm 的粗颗粒中带有破碎面的颗粒所占的质量百分率不少于 30%。粒径大于 1.7mm 集料的洛杉矶磨耗率不大于 50%,其硫酸钠溶液浸泡 损失率不大于 12%,粒径小于 0.5mm 的细集料的液限不大于 25%,其塑性指数 小于 6%,黏土团及其他杂质含量的质量小于等于 0.5%。

四、道床断面

道床断面包括道床厚度、顶面宽度和边坡坡度三个主要特征如图 2-2 所示。

道床厚度是指在直线上钢轨或曲线上内股钢轨中心线与轨枕中心线相交点 处的轨枕底面至路基顶面的距离。道床厚度应根据作用在道床顶面上的轨枕压 力在道床内部的传递特性及路基的承载力来决定。从实验研究可知,道床中的 应力与深度成反比,所以要求道床厚度能保证道床应力传递至路基顶面时,压应 力基本均匀。我国铁路的道床厚度为250~350mm。

道床宽度为轨枕长度加上两倍的道床肩宽,道床宽度与所要求的轨道横向 阻力、轨枕长度有关。道碴在轨枕头部的伸出部分称为道床肩宽。一般情况下 的道床肩宽为 200 ~ 300mm,在无缝线路上定为 400 ~ 500mm,为提高道床的横 向阻力,还需将碴肩堆高 150mm。

自道床顶面引向路基顶面的斜坡称为道床边坡,其大小对道床的稳定性有 十分重要的意义。道床边坡的大小与道碴材料的内摩擦角和黏聚力有关。

我国铁路的道床顶面宽度和边坡坡度如表 2-18 所示。

— 59 —

送亡顶面变飞为地地度

我 2-10 追怀顶面见及边狱极度								
线路类别		顶面宽度/m	曲线外侧	道床加宽	碴肩堆高	边坡坡度		
			半径/m	加宽/m		1: 1.75		
正线	于烧线路	3.4	>600		0.15	1: 1.75		
	儿缠线跖	3.5	≤600		0.15	1: 1.75		
	普通线路	3.1	≤800	0.10		1: 1.75		
	年通过总重密度小于 8Mt·km/km	3.0	≤600	0.10		1: 1.75		
站线		2.9				1: 1.50		

五、道床变形

主 2 10

为了了解道床的变形机理,国内外学者都对道碴进行过三轴试验,并得出了 道碴的变形积累曲线,如图 2-48 所示。不管是轴向变形,还是横向变形,在第一 次荷载作用后,三轴试验试样的弹性变形都很小,但残余变形都较大,随着荷载 作用次数的增加,每次荷载作用后的残余变形减小,加载到1000次时,每次加载 卸载的残余变形都很小,如再继续加载,则道碴变成弹性体。道碴变形与荷载作 用次数之间的关系可用式(2-7)表示。

$$e_{N} = e_{1} (1 + 0.2 \text{lgN})$$
, (2-7)

式中 e, e, 为第一次和第 N 次加载的永久轴向变形。



图 2-48 道碴三轴试样的应力与应变关系

道床是道碴的集合体,所以也有道碴的变形特性。测量荷载作用下道床的 永久变形,其变化规律与道碴三轴试验的变化规律是一致的,也即在荷载的作用 下道床产生弹塑性变形,当荷载消失后,弹性变形部分恢复,塑性变形部分成为 永久变形,造成轨道的几何形位不平顺。

道床的下沉是道床塑性变形随荷载作用而逐渐累积的过程,对道床的下沉 — 60—
规律,各国铁路部门都进行了许多研究,各国的研究资料得出的道床下沉与列车 通过总重的关系曲线如图 2-49 所示。



图 2-49 道床下沉曲线

道床下沉 特别是不均匀下沉 是轨道结构破坏的主要形式之一 轨道结构在列 车荷载作用下 都会不同程度地产生振动 道床的振动加速了其下沉速度。为了降低 道床的下沉速率 ,一般对钢轨和道床的振动加速度也要加以控制。当列车次数较多 时 ,钢轨和道床的振动加速度限制值分别为 200g 和 15g ,当列车次数较少时 ,钢轨和 道床的振动加速度限制值分别为 400g 和 25g (g 为重力加速度)。

道床下沉大体可分为初期急剧下沉和后期缓慢下沉两个阶段。

初期急剧下沉是道床压实阶段。道床在列车荷载作用下,道碴的密实度提 高,道碴的颗粒重新排列,孔隙率减小。这个阶段道床下沉量的大小和持续时间 与道碴材质、粒径、级配、捣固和夯拍的密实状况、车辆轴重等有关,一般在通过 总重数百万吨之内即可完成这一阶段的道床下沉。道床初期下沉量的大小还与 道床应力和道床振动加速度的大小有关。

后期缓慢下沉是道床的正常工作阶段。在列车荷载作用下,此时道床仍有 少量下沉,主要是由于枕底道碴颗粒克服相互之间的摩擦力,道碴向两侧流动的 过程。这一阶段的下沉量与运量之间有直接关系。这一阶段的时间越长,则道 床就越稳定。所以道床后期下沉的速率是衡量道床稳定性高低的指标,也是确 定道床养护维修的重要依据。日本试验的道床下沉曲线公式为

$$y = \gamma (1 - e^{-\alpha x}) + \beta x , \qquad (2-8)$$

式中 γ 为初期下沉量 ,是后期下沉部分的延长线与纵坐标的交点 ,一般为 2.5 ~ 5mm α 为系数 ,与初期下沉的速率大小有关 β 为系数 ,是道床后期下沉的速率 ; x 为荷载作用次数。

式(2-8)分两项,第一项 $\gamma(1 - e^{-\alpha x})$ 表示了道床初期下沉状况 γ 越小,初期 下沉量越小 α 越小,完成初期下沉的时间越长。第二项为后期的道床下沉 β 越小,后期下沉积累的速度越慢,道床越稳定。据此可知 γ 越小越好 α 越大越 好 β 越小越好。

六、道床污脏

道床污脏是影响道床正常工作的重要因素。形成道床污脏的原因很多,有 来自外界的脏污物的侵入,如从运输矿石和煤炭车上落下的碎矿石和碎煤屑;也 有来自于道碴颗粒因重复荷载、振动、摩擦和磨耗等形成的碎粒,以及来自于底 碴的颗粒和路基泥浆上升至面碴中。上述污物侵入道碴中,轻则堵塞道床孔隙 形成道床积水,重则形成翻浆冒泥或道床板结。在这种情况下,道床便失去了弹 性和降低了稳定性,严重影响到道床的正常工作,因此,道床的脏污率达到一定 程度时,便必须部分或全部进行清筛或更换道碴。我国铁路规定碎石或筛选卵 石道碴的脏污率达35%时,道碴应全部清筛或更换。

七、高速铁路轨道的道床

高速铁路道床的外形与一般普速线路的道床差别不大。由于高速铁路的车辆轴重较轻,钢轨质量又较大,所以轮轨的高频冲击荷载基本上不传给道床,道床受到的只是准静态荷载,所以高速铁路的道床厚度一般不超过普通线路的道床厚度。道床的各部尺寸如表 2-19 所示。

表 2-19

道床各部尺寸

项目	300km/h	≥200km/h	备注
道床顶面宽度/m	3.6	3.5	曲线外侧不加宽
道床边坡	1: 1.75	1: 1.75	
轨枕埋入道床深度/m	0.18	0.18	

我国京沪高速铁路线桥隧站初步设计的《暂行规定》中要求道床厚度为 0.35m,道床下面即为级配碎石的基床表层。道床肩宽 0.5m,曲线外侧不加宽 (高速铁路的曲线半径较大,无缝线路的稳定性与直线区段差别不大),道床边 坡1:1.75,混凝土轨枕埋入道床深度为 0.18m,正线单线道床面宽度为 3.6m, 双线为 8.6m。

国外高速铁路有碴轨道结构的道床均由厚 30cm 左右的碎石层和厚 20cm 左右的砂砾层构成。在道床之下为路基的基床表层。

图 2-50 为我国《京沪高速铁路线桥隧站设计暂行规定》(以下简称《暂规》) 中所规定的线路断面。可以看出,道床结构的底碴层在图中没有显示,在 350mm的碎石道碴层之下即为700mm厚的基床表层。采用这种独特的表达方 式有下列理由:

(1)我国常速铁路的道床底碴层是覆盖在碎石道碴层之内的,并不延伸到 路肩。按我国传统的习惯,路肩顶面以下算路基,路肩顶面以上算道床。国外高 速铁路的底碴层或路基保护层都是覆盖路肩的,故底碴层应当划归路基范畴。

-62 -



图 2-50 京沪高速铁路线路断面(单位:mm)

(2) 基床表层的材料和底碴层的材料相当。当采用级配碎石时,基床表层 材料就是《铁路碎石道床底碴》(TB/T2897—1998)所规定的材料,基床表层厚度 达700mm,因此基床表层能履行道床底碴层的功能。

(3) 在《铁路碎石道床底碴》(TB/T2897—1988)标准中所规定的底碴层粒 径级配与下层填土的粒径级配之间的匹配关系在《暂规》中亦有"基床表层应采 用颗粒级配不同的双层结构"的提法,似可使道碴层、底碴层和下层填土之间的 粒径匹配关系得到满足。

(一)国外主要高速铁路的道床断面结构

日本高速铁路吸取其东海道新干线在运营初期大量出现路基、道床病害的 教训,建议在高速铁路上采用单层道床结构,即在碎石道碴下面采用强化基床表 层代替双层道床中的底碴层。其强化路盘的结构,即在碎石道碴之下为沥青混 凝土层,厚度50mm,再下面为沥青底层,沥青底层之下为碎石、砾石粒径调整 层,厚度为750mm。其中沥青混凝土层和沥青底层为隔水层,其作用是防止来 自道床的地表水侵入路基。而其下的碎、砾石粒径调整层是隔离地下水向上渗 透。可以看出,强化路盘与常见的公路路面有相似的结构,与法国、西班牙、德 国、美国等国的高速铁路及普通铁路所采用的底碴层和路基保护层的机理和功 能是完全不同的。底碴层或路基保护层是一个渗水能力低于碎石道碴层而高于 其下的路基表层、防冻层的渗水层,是一个防止其上、下层相互渗混的粒径过滤 层。在东海道、山阳新干线之后,日本高速新干线主要采用板式轨道,有碴轨道 所占比例仅为百分之几(10%以下),故有碴轨道地段即使采用结构如公路路面 的强化路盘对路基进行全面加固,对其总投资的影响也有限。

(二)有碴桥上的道床厚度

普速线路上有碴桥上的道床厚度远远小于土路基上的道床厚度,因为这时 道床的主要功能是扩散轨枕荷载。确定道床厚度的控制因素是道床下部支承面 的允许压应力,而混凝土桥面的允许压应力远远高于土路基面。高速铁路有碴 桥上道床的主要功能是增加轨道弹性、承受列车的冲击、隔离振动、降低噪声、延 缓道碴颗粒自身的破碎和粉化,扩散轨枕荷载不再是决定道床厚度的控制因素。

用各国高速铁路的钢轨高度、轨下垫层厚度、轨枕承轨断面高度的数值代入,可算出德国 ICE 线路有碴桥上的道床厚度为 388mm。故在"德国铁路桥梁 及其他工程结构物规范"中规定"在行车速 v>200km/h 的区间,最小道床厚度 应保证为 400mm"。法国 TGV 线路有碴桥上的最小厚度为 450mm,道碴层厚 304mm、碎石底碴层厚 100mm。日本高速铁路新干线有碴桥在道碴和桥面之间 垫有 25mm 厚的橡胶垫层,道床厚为 304mm,如图 2-51 所示。



图 2-51 带有枕下弹性垫层和道碴弹性垫层的桥上道床断面

第七节 其他轨道部件

其他轨道部件有防爬器、轨撑、轨距拉杆等。

防爬器主要用于木枕轨道,但我国对大坡道的混凝土轨枕线路有时也使用 防爬器,以增大钢轨与扣件之间的阻力。我国木枕线路的穿销式防爬器如图 2-52所示。这种防爬器的阻力可达 20kN。为了使得几根轨枕的阻力参与抵抗 防爬器的阻力,在轨枕间用木撑或石撑顶住轨枕,使得上一根轨枕的力能传递给



图 2-52 穿销式防爬器 1—枕木 2—垫板 3—轨卡 4—钢轨 5—穿销 6—焊缝 7—斜撑 8—挡板 9—木制承力板

下一根轨枕,如图 2-53 所示。



图 2-53 穿销式防爬器及木撑 1---钢轨 2---道钉 3---铁垫板 # 9---轨枕 5---防爬木撑 5---防爬器 7---道碴; 8---接头夹板 ;10---接头螺栓 ;11---混凝土枕 ;12 ,13----扣件

国外使用得较多的是弹簧防爬器,如图 2-54 所示。这种防爬器的阻力相对 较小,一般只稍大于一根枕木的道床阻力,所以就不用木撑将轨枕连起来,安装 在轨道上的防爬器如图 2-27(a)所示。

为了有效地抵抗轮轨横向力,在钢轨外侧安装轨撑。轨撑一般安装在小半 径曲线轨道外股钢轨的外侧,以防止列车通过曲线时,过大的横向力造成轨道横 向位移过大,甚至造成钢轨翻倒。一般轨撑用于木枕轨道较多。在大多数道岔 尖轨部位,在基本轨外侧也安装轨撑,以提高钢轨的横向刚度,轨撑的形状也较 多 图 2-55 所示为国外铁路轨道上所用的轨撑。



图 2-54 国外铁路使用的弹簧防爬器图



图 2-55 尖轨处基本轨外侧的轨撑

轨距拉杆是用一根杆件在轨底将两根钢轨连接起来,以提高钢轨的横向稳 定性,提高轨道保持轨距的能力。轨距拉杆如图 2-56 所示。有些线路有轨道电 路,轨距拉杆当中用绝缘零件隔开,如图 2-56 中(a)和(b)拉杆,有些线路没有 轨道电路,故无需拉杆中间绝缘,如图 2-56 中(c)拉杆。



图 2-56 轨距拉杆

第八节 特殊地段的轨道过渡段

线路结构由线(路基线路)、桥、隧、站所组成。为了保证列车的安全平稳运 行,则要求动力学性能不同的结构物之间平顺连接。对不同结构物之间的平顺 连接的要求主要有两方面:一是几何形位的平顺连接;二是不同结构物之间的动 力特性要平稳过渡。路基与桥梁的连接在几种轨下结构连接中较为典型,在路 桥连接处,由于路基与桥梁的刚度差别巨大,必将引起轨道纵向刚度变化,引起

列车过桥时轨面的位移响应不一致,如图 2-57 所示。同时,路基与桥台的沉降 也不均匀,在桥路过渡点附近极易产生变形差,导致轨面发生弯折。当列车高速 通过时,必然会引起车辆与线路相互动力作用增加,加速线路状态的恶化,增加 线路的养护维修费用,严重时甚至危及行车安全。在路桥间设置一定长度的过 渡段,可使轨道刚度逐渐变化,并最大限度地减小路桥间的变形差,以达到保证 列车安全、平稳、舒适运行的目的。



图 2-57 列车通过路桥过渡段时的轨面位移响应

根据路桥过渡段线路不平顺的发展规律,路桥过渡段的处理应包含两个方面的内容 ①受列车荷载影响较大范围内(基床以上部分)线路结构抵抗动载变形的能力,即轨道刚度的平顺过渡和多次重复荷载作用下累积下沉不均匀的控制问题,②刚性桥台与柔性路基间工后沉降差引起轨面弯折变形的限值问题。这两个方面都对列车的运行产生影响,但产生的原因各不相同,影响程度也不一样,必须区别对待,有针对性地进行处理,才能达到较好效果。

一、路桥过渡段的路基处理方法

此部分内容属于路基部分,但为了对路桥过渡段的处理方法有一完整的了 解,这里作一简单介绍。

为了在过渡段较软一侧(也即台后路堤)增大基床刚度,减小路堤沉降,一 般的处理方法是通过加强路基来达到减小路桥间在刚度和变形方面的差异,进 而减小路桥间的轨道不平顺。常用的处理方法有:①台后填土的加筋土法;②碎 石类优质材料填筑;③使用强度高、变形小的优质材料填筑(如低标号混凝土)。 其中第三种方法是最常用的一种处理措施,几乎在各国高速铁路设计规范中均 有此方法。使用力学性能较好的轻型材料(如 EPS、人工气泡混凝土等)填筑过 渡段是近年国内外研究开发和应用的一种减轻结构物自重的工艺方法。路基过 渡段如图 2-58 所示。

在过渡段范围内路基填土上现浇一块钢筋混凝土厚板,并使一端支承在刚 性基础(桥台)上,利用钢筋混凝土厚板的抗弯模量来增大轨道刚度,但一旦混

凝土厚板断裂,则修复困难,如图 2-59 所示。



图 2-58 路基过渡段的一般结构形式



图 2-59 过渡段路基面铺设刚性混凝土板

二、过渡段轨道的常用处理方法

(一) 在过渡段较软一侧增大轨道竖向刚度

该类处理方法是通过提高轨道竖向刚度来减小路桥间的轨道刚度变化率, 但不能解决由路桥间沉降差引起的轨面弯折问题,具体处理方法有在过渡段范 围内调整轨枕长度和间距来提高轨道刚度,通过使用逐步增长的超长轨枕和减 小轨枕间距可实现轨道刚度的逐步过渡。使用这一方法要与线路养护维修方法 相协调,如轨枕间距太小,影响大型线路养路机械的作业。

在轨下垫硬胶垫 增大轨道总刚度。

(二) 在过渡段较硬一侧减小轨道竖向刚度

桥上过渡段轨道的处理方法与路基上过渡段轨道的处理方法相对应。一般 在桥上轨道的轨下垫较软的轨下胶垫;在枕下垫高弹性大胶垫;在桥面上铺设道 碴垫;增加桥上道碴厚度。在具体应用这些方法时,对轨下和枕下胶垫,道碴垫 的力学、抗磨损、抗老化等性能需经过分析测试,要注意刚度的合理匹配,以保持 轨道结构的动态稳定性。

对于桥上或隧道内为无碴轨道结构,则可通过调整轨下垫板的刚度和使用 弹性轨枕块,使轨道刚度与较软一侧轨道刚度相匹配。

(三)设置辅助轨提高轨道结构框架刚度

通过增大轨排抗弯模量来增加轨道刚度,德国 ICE 高速铁路的 Muhlberg 隧 道入口处采用了这种方法,其隧道内是板式轨道结构,隧道外为有碴混凝土轨枕 线路。过渡段长度约 30m,由四根附加在轨枕上的钢轨组成,两根在运行轨之 间,两根在运行轨外侧,图 2-60 为路桥过渡段设置两根辅助轨的轨道结构状态。



图 2-60 设置辅助轨的轨道过渡段

三、满足高速行车安全舒适的过渡段不平顺控制标准

为了全面分析高速列车通过过渡段时车辆-轨道-路基的振动特性,寻求合理的过渡段设计参数,采用了一个被国内外广泛应用的车辆-线路相互作用统一模型。该模型是一个线路与车辆竖向耦合系统,车体和转向架简化为刚体,均有点头和沉浮两个自由度。车轮和簧下质量简化成质量块,各部件之间由弹簧和阻尼器连接。线路部分是由钢轨、轨枕、道床和路基组成的三层点支承梁模型,钢轨为连续支承欧拉梁,轨枕简化为刚体,道床离散化为集中质量块。

过渡段的不平顺考虑了两种类型共三种情况:①轨面平顺,路桥间刚度变化 如图 2-61 所示;②轨面产生了如图 2-62 所示弯折,路桥间刚度差为零(即轨道 基础刚度均匀);③过渡段轨面既产生了弯折,同时路桥间刚度又有变化。

情况①主要模拟过渡段轨道经起拨道调整后,仅由路桥间刚度差引起轨道



图 2-61 过渡段轨道基础刚度变化

图 2-62 过渡段轨面弯折变形

刚度变化对高速行车的影响,情况②主要模拟在过渡段区域,假设轨道刚度是均 匀的(即路桥间刚度差为零),仅由路桥间的沉降差引起轨面弯折对高速行车的 影响,情况③是路桥过渡段不平顺的实际工况,主要模拟轨面弯折与轨道刚度变 化对高速行车的综合影响。

影响动力学性能的要素有:

(1)计算数据表明,列车速度提高和路桥间刚度变化,均对车体振动加速度 和轮轨接触力等指标存在不同程度影响,但与舒适安全标准相比还有相当大距 离。同时还发现,过渡段长度增加,对车体振动加速度和轮轨接触力等指标均产 生较为有利的影响,当过渡段增加到一定长度后,车体振动加速度和轮轨接触力 等数据变化就很小了,这说明存在一个合理的过渡长度问题。

(2)计算数据表明, 车体振动加速度和轮轨接触力等指标对 θ 变化非常敏感。当 θ 大于某一数值,就可能对舒适性产生严重影响。路桥间刚度的变化,对行车的影响远不及轨面弯折的作用。轨面产生弯折是过渡段影响高速列车安全 平稳运行的主要因素。

(3) 过渡段轨道刚度变化和轨面弯折的综合影响稍大,计算数据表明,轨道 刚度和轨面弯折综合作用对振动加速度和轨轮接触力等指标影响稍大,对轨面 平顺度要求稍严,如表 2-20 所列。

=	2	20	`
বহ	2	-20)

过渡段轨道刚度(m)变化和轨面弯折(θ)的综合影响

			P/kN			$A_v/(m/s^2)$				
$\theta/0$	m=0		m = 1	m=2		m=0 n			m = 2	
	v = 160	v = 250	v=350	v=350		v = 160	v = 250	v=350	=350 v=350	
0	95	95	96	96	96	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04
2.5	131	149	181	186	204	0.46	1.04	1.49	1.49	1.49
5.0	167	202	259	282	325	0.93	2.09	3.20	3.21	3.21
7.5	203	259	339	379	453	1.39	3.15	4.78	4.78	4.78
10.0	239	315	438	493	592	1.85	4.20	6.10	6.10	6.11
12.5	277	371	530	612	728	2.36	5.29	9.20	9.22	9.22

注:①桥台刚度/路基刚度1.0E+m;②v为行车速度(km/h)。

目前,我国还未建立起一个权威的车辆与线路相互作用的动力学性能评价 体系,一般认为,任何评价指标与控制标准都是为了保证车辆运行平稳、舒适、安 全,以及减少轮轨各部件伤损和线路状态恶化。正常情况下,当线路不平顺对行 车的影响满足平稳舒适性指标时,其同时也能满足安全性指标。也就是说,乘坐 的平稳舒适性要求最严格,成为控制条件。

《京沪高速铁路线桥隧站设计暂行规定》中要求,车体振动竖向加速度的舒适性控制标准为 $a_v \leq 0.13$ g。根据动力学分析的计算数据,列车速度分别为160km/h 250km/h 350km/h 时,由路桥结构工后变形不均匀引起轨面弯折的不平顺限值为 $\theta \leq 60$ 30 20。该限值与日本等国的研究成果有较好的一致性。

第九节 铁路运营条件与轨道结构的关系

移动设备机车车辆和地面固定设备轨道是铁路运输中不可分割的两部分。 当今世界铁路,有碴轨道仍是常用的一种轨道结构,有碴轨道由钢轨、轨枕、联结 零件、道床、防爬器、轨距拉杆、道岔、道碴等组成。轨道结构直接承受列车荷载, 并传至路基等线路下部结构,同时还要承受列车牵引力、制动力、摇摆力,钢轨温 度力等。轨道结构必须能保持几何形位稳定性和具有足够的强度,以保证各种 列车都能按规定速度安全平稳地运行。

强度和稳定性是对轨道结构的两项基本要求,但同时,不同的机车车辆对这 一要求也有所差别,如速度在120km/h以下的列车与速度在200km/h以上的列 车对轨道结构的各项要求就有较多的差别。轨道结构部件钢轨、轨枕、联结零 件、道床等本身的力学性能对轨道结构的耐久性和稳定性有较大的影响,而各轨 道部件之间的相互联系和配合也是影响轨道结构强度和稳定性的主要因素。

确定对轨道结构要求的列车运营参数有三项 轴重、速度、运量。

一、轴重的影响

轴重,又称轴载,是包括车体、车体内的装载物、转向架等整辆车的质量分配 给每一轴的荷载。如100t的四轴车辆,则每轴轴重就是250kN。轮载是轴重的 一半。由于世界各国采用的车辆不同,所以轴重的大小也有所差别。如美国的 重载货车,轴重可达36t,而日本的高速车辆,轴重只有12t左右。我国现有的机 车轴重为23t,货车轴重为21t,并向25t轴重(100t货车车辆)发展;客车轴重一 般为15.1~17.5t。

从运输能力角度可知,轴重越大,则单车的载重量越大,每延米车辆的重量 也就越大,有利于提高运输效益。北美和澳大利亚的重载铁路就是从提高车辆 的载重量,增加列车编组的方法,使列车的牵引重量达万吨以上,从而提高运输

— 71 —

效益。但轴重增大,使得轨道结构的应力水平增大。研究表明,钢轨应力增大与 轴重增大成正比,但轴重增加1.2 倍,轨枕弯矩增大1.41 倍。轴重增大,轮轨接 触应力增大,对钢轨的疲劳伤损、钢轨裂纹的形成和发展都产生很大的不利影 响,并且轨头塑性变形增大,恶化了轮轨接触条件。轴重增大,增大了道床应力, 加速了轨道几何形位的变化,恶化了列车的运行品质,为了保证列车运行品质不 下降,则必须增加对线路养护维修的投入。

所以轴重的提高,对轨道结构及线路下部结构如桥梁必须加强。钢轨采用 75kg/m的重型轨,采用强度更大的轨枕(如我国目前的Ⅲ型轨枕)和优质道碴。 在机车车辆方面,应采用动力性能较好的转向架,以降低轮轨之间的动力作用。

二、速度的影响

速度是指在单位时间内列车移动距离的长短。速度高低是衡量铁路技术水 平的重要指标之一。提高列车的行车速度是扩大铁路运能,提高铁路在运输市 场竞争能力的有效手段之一。

列车速度的提高,首先表现是轮轨动力作用的增大。从理论分析可知,当轨 道绝对平滑时,无论列车速度多高,轮轨之间也无动力作用。但轨道几何形位总 是存在不平顺,当列车速度提高时,轮轨之间的动荷载以线性关系增大。机车动 力性能不同,动力增大系数也不一样。图 2-63 为轮轨冲击动荷载系数,P₁为高 频动荷载,P₂为低频动荷载。不同的轨道不平顺,不同的轨道结构动力性能,对 P₁力和 P₂力的动荷载系数的影响也是不一样的。随着列车速度的提高,在同样 轨道不平顺和轨道结构动力性能的条件下,P₁力和 P₂力的动荷载系数大大增 大。车轮扁瘢对轮轨动力有较大的影响,但研究表明,当列车速度在 50km/h 前,车轮扁瘢对动力作用的影响会急剧增大,50km/h 以后,这一影响减缓。世界 各国铁路在提高列车速度的同时,提高轨道的平顺度和车轮的圆顺度,改善车辆 和轨道结构的动力性能,努力寻求在提高列车速度的前提下,减小轮轨动荷载系 数。

列车速度提高,钢轨、轨枕、道床的振动加速度相应增大,直接后果是造成联 结零件的松动,道床的坍塌,使得轨道几何形位的稳定性下降,轨道的维修养护 工作量增大。

列车速度提高 除轮轨垂向力 P 增大外 轮轨横向力 Q 也相应增大,直接后 果是脱轨系数 K = Q/P 增大,导致列车运行的安全储备下降,脱轨危险性增大。

为保证列车安全平稳地运行,必须提高轨道的平顺性,提高轨道结构的减振 隔振性能,加强对线路维修养护的管理,减少轨道激振源。

— 72 —



图 2-63 动荷载增大系数

三、运量的影响

运量是指在单位时间内在该段线路所有通过列车牵引质量的总和。运量是 机车车辆荷载大小与作用次数对轨道结构共同作用的综合指标。运量也是机车 车辆的通过总质量,通常用机车车辆的轴重与通过总次数的乘积表示。通过总 次数相同 轴重越大,运量也越大,轴重相同,通过总次数(行车密度)越多,运量 也越大。

运量对轨道结构的影响主要表现在对轨道结构伤损的积累和永久变形的积 累。钢轨磨耗是决定钢轨寿命的主要因素之一。运量越大,在单位时间内通过 的车轮数就越多,钢轨磨耗就越快。磨耗分垂直磨耗、侧面磨耗和波浪形磨耗。 在直线轨道和大半径曲线(半径1500m以上)轨道上,主要是钢轨垂直磨耗。在 我国当前铁路运输条件下,钢轨侧磨主要在半径小于1500m的曲线轨道上,侧 磨也是控制钢轨寿命的主要因素。除钢轨磨耗外,钢轨的伤损与运量也是密切 相关的,运量越大,钢轨伤损发生的概率也越大,所以我国铁路以运量决定线路 的大修周期。一般60kg/m钢轨的允许通过运量为700Mt,50kg/m钢轨无缝线 路允许通过的运量为550Mt。

轨道几何形位的变化与道床的永久变形积累密切相关。随着运量的增加, 道床的密实度增大,同时由于道碴的磨损及外部物质的侵入,道床污脏程度增 大,道床弹性下降,进一步增大轮轨作用力,轨道部件伤损和几何形位变形积累 速率加快,所以必须对线路进行养护维修,以恢复线路弹性的减小和轨道几何形 位的不平顺性。

我国目前根据线路年通过总质量和列车速度决定线路的等级,我国于 1999 年7月新修订的《铁路线路设计规范》GB50090—99 和 2003 年 8 月的《地铁设

— 73 —

计规范》GB50157—2003 制定的正线轨道类型标准如表 2-21 所示。

表 2-21

轨道结构类型

	项	目		单位	特重型	重型		次重型	中型	轻型	城市轨道交通
运营	年通过总质量		Mt	>50	25 ~ 50		15 ~ 25	8~15	< 8		
条件	旅客列车最高速度		km/h	≤140	140	≤120	≤120	≤100	≤80	≤60	
	钢轨类型		kg/m	75 或 60	60	60	50	50	50 或 43	60	
轨 枕 类 型	101/67	型号			Ш	I	Ⅱ或Ⅲ	Π	Π	Π	П
	冺凝土 轨枕	铺设	根数	根 /km	1 680 ~ 1 720	1680	1 840 或 1 680	1 680	1 600 ~ 1 680	1 520 ~ 1 640	1 760 ~ 1 840
	防腐 木枕	型	号				Ι	Ι	Ι	Π	
		5腐 5枕 铺设		根/ km			1 840	1 760 ~ 1 840	1 680 ~ 1 760	1 600 ~ 1 680	无碹轨道文点 间距0.6m
碎	非渗水	双	面碴	cm	30	30	30	25	20	20	25
石道床	路基	层	底碴	cm	20	20	20	20	20	15	20
	岩石 渗 水路基	单 层	面碴	cm	35	35	35	30	30	25	30

第三章 无碴轨道

国外高速铁路的运行经验和试验研究表明,在列车速度达到 300km/h 时, 有碴轨道仍能保证列车的安全运行,所以法国、日本和德国的高速铁路都为有碴 轨道线路。道碴能为线路提供一定的弹性,吸收轮轨的冲击振动,而且其表面有 良好的吸收噪声作用。但其不足之处是在列车荷载反复作用下,轨道的残余变 形积累很快,并且沿轨道纵向分布又是很不均匀的,从而导致轨道高低不平顺, 影响旅客乘坐的舒适性,增大轨道养护维修工作量。法国的高速铁路为客运专 线,由于高速列车的轴重较轻,车辆状态良好,所以对轨道的破坏相对较小;而德 国为客货混运线路,货车的轴重较大,对线路的破坏也相对较为严重,而高速铁 路又要求线路具有良好的几何状态,所以德国也在寻求结构较为稳定的无碴轨 道结构用于客货混运的高速线路。

为了提高轨道在高速运行条件下的稳定性和耐久性,实现轨道少维修的目 的,就必须考虑到改变轨下基础的结构类型,向混凝土板体轨下基础和混凝土整 体道床过渡。世界各国铁路在基础坚固的隧道内、高架结构和桥梁上成功地开 发了无碴轨道结构。它是用混凝土板体基础取代传统轨道中的轨枕和道床。板 体基础下是由聚合物或水泥沥青混合物灌注的特制垫层。这样,轨下基础既有 足够的强度和稳定性,又有一定的弹性,残余变形的积累甚小,轨道结构得以加 强,实现了轨道少维修的目的。

与有碴轨道相比较,无碴轨道的使用寿命长,维修费用低,可较好地保持轨 道的几何形位,在无碴轨道上铺设的无缝线路也不易胀轨跑道,因此,适合于在 高速铁路和城市轨道交通中应用。但无碴轨道造价较高,施工较复杂,要求扣件 的性能也较高,所以在采用无碴轨道时要充分进行技术和经济比较。

在用无碴轨道取代有碴轨道时应遵循以下基本原则:

(1) 无碴轨道结构应有足够的强度,且其弹性要与有碴轨道相当或更好;

(2) 结构简单 施工方便;

(3) 易于调整轨道的几何形位。

目前世界上的无碴轨道结构主要是以日本和德国的高速铁路无碴轨道为代 表。无碴轨道类型有:英国的 PACT 整体道床轨道,日本的板式轨道,德国的 Rheda 型无碴轨道 *S*onneville 公司的弹性支承块轨道结构(LVT)和 Gerb 弹性浮 置板轨道(主要用于城市轨道交通)等。本章对此作一些介绍。

第一节 无碴轨道结构及国内外使用情况

一、日本新干线的无碴轨道

(一) 板式轨道

为了适应高速行车的需要,解决线路维修的困难,以及由于山阳、东北、上越 等新干线桥隧工程结构占全线的比例非常大,从 20 世纪 60 年代中期以来,日本 铁路成功地研制开发了无碴板式轨道,如图 3-1 所示。20 世纪 70 年代在山阳新 干线(大阪—冈山段)试铺了 8km(双线),到 1997 年 10 月完工的北陆新干线 (高崎—长野段)铺设的 155km(双线),日本板式轨道累计铺设已达 2 400km。 东北、上越新干线板式轨道分别占全线延长公里的 90% 和 93%。目前,A 型板 式轨道已标准定型,并作为基本轨道结构推广应用。日本还开发了框架式板式 轨道,如图 3-2 所示。A 型板式轨道是由钢轨、扣件、轨道板、水泥沥青砂浆垫 层、混凝土基床和凸形混凝土台柱构成,见图 3-3 所示。A 型板式轨道的特点是 在混凝土基床与轨道板之间铺有一层 50mm 厚的乳化沥青水泥砂浆,作为全面 支承预制的钢筋混凝土轨道板的垫层,使轨道具有足够的强度和一定的弹性。



图 3-1 日本新干线的板式轨道

1. 轨道板

轨道板是把来自钢轨和扣件的轮载均匀地传递给水泥沥青砂浆垫层,并且 把轨道纵向荷载和横向荷载传递给混凝土凸形定位柱。板式轨道结构的设计, 是把水泥沥青砂浆作为弹性垫层,并把钢轨和轨道板作为弹性支承上的叠合梁 处理的,或者采用把钢轨作为梁,轨道板作为平板的有限元法处理。

轨道板的外形分为承轨槽式和铁垫板式两种。承轨槽式用于隧道内直线地



图 3-2 日本框架式板式轨道



图 3-3 日本新干线 A 型板式轨道结构(单位 m mm)

段,而铁垫板式用于高架结构和曲线地段。新干线所用轨道板沿钢轨纵向长为 4950mm,宽为2340mm,轨下截面厚度为160mm,两端和中间截面厚度为 200mm,板中预埋了钢轨扣件的螺栓套管,位置要求十分准确。 2. 水泥沥青砂浆填充层

在轨道板与混凝土基床之间填充的乳化沥青水泥砂浆垫层(CA 砂浆或 CAM),相当于有碴轨道的道碴层,以与枕下道碴层有同样弹性作用为宜,作为 有此作用的材料,应以对列车走行的破坏影响极小、耐久性强、成本低廉为 CA 砂浆的开发原则。水泥灰浆虽具有强度高和耐久性长的优点,但弹性效果差,而 乳化沥青的耐久性虽差,但具有黏性和富于弹性。因此,采用了将两者结合起来 的 CA 砂浆,其材料是由特殊沥青乳剂、水、水泥和细骨料拌和而成的半刚性体, 这样,它不仅给轨道以适当的弹性,可填充轨道板与混凝土基床之间的间隙,还 能同钢轨扣件一起用以调整轨道高低不平顺部分。

CA 砂浆最大厚度为 40mm ,建造时 CA 砂浆的施工厚度为(50 ± 10)mm。在 轮重的作用下 ,轨道板的中部挠度为 0.061mm ,该值即为 CA 砂浆垫层的受压变 形。作为设计值用的 CA 砂浆的弹性系数采用 K_p = 122.5MPa ,因而 ,CA 砂浆的 压应力 $\sigma_{ca28} = 9.8$ MPa。另外 ,要求轨道板与 CA 砂浆之间的摩擦系数至少为 0. 35。

3. 混凝土凸形定位柱

对于板式轨道,为把轨道的纵向荷载和横向荷载传给基础,在轨道两端的中间,设有直径为400mm、高为200mm的混凝土凸形定位柱,与混凝土基床灌注成为一个整体。轨道板与凸形定位柱之间用 CA 砂浆填充。设置凸形定位柱,有助于固定轨道板的纵向和横向位置,同时又可作为板式轨道铺设和整正时的基准点。

4. 混凝土基床

混凝土基床按弹性基础梁或板计算,并且在现场就地灌注而成。混凝土基 床仅仅是在露天区间的曲线地段为调整和设置超高才修建的,而在直线地段上 则没有。但考虑到隧道超挖、回填碾压不够等因素,基床更是不可缺少的。至于 混凝土基床下的结构,对地质不良的岩体应修建仰拱或底盘,对地质条件良好的 地段可在均匀混凝土上直接修建混凝土基床。

(二) 轨枕埋入式弹性轨道

板式轨道优点明显,但一般情况下噪声较高。日本为了降低高速铁路的噪 声,试验了轨枕埋入式的弹性轨道。此种轨道是在轨枕两端套上橡胶套,置入混 凝土道床的凹槽内,橡胶套为轨道结构提供弹性。从1978—1993 年,日本共铺 设了此类轨道结构21.2km,如图 3-4 所示。

(三)梯子式纵向轨枕无碴轨道

日本继有碴轨道上铺设梯子式轨道之后,进一步研究开发了梯子式纵向轨 枕无碴轨道,如图 3-5 所示。两条纵向轨枕用直径为 80mm 的钢管等间距连接。 纵向轨枕下的圆形橡胶弹簧等间距放置,以提供轨道弹性。为保证轨道纵横向



不移位,在轨枕外侧设置纵横向限位装置。

(b) 实物照片

图 3-4 弹性长枕无碴轨道结构

图 3-5 梯子式纵向轨枕无碴轨道

二、德国铁路无碴轨道

(一) 板式轨道

为了降低轨道的维修养护工作量和提高行车速度的需要 西德铁路部门一 首从事无碴轨道的开发与研制。德国的旧型号板式轨道如图 3-6 所示。1959 年 在希埃恩坦隧道和汉斯坦堡隧道第一次试铺了板式无碴轨道。其主要特点 是在仰拱或岩床上铺设一层厚为 50mm 的垫层 在其上面铺放钢筋混凝土轨道 板。轨道板带有方槽,目的是在其中放置预制的钢筋混凝土支承块。 待钢轨位 置调整准确后 就在支承块四周灌入水泥砂浆使其固结。在预制支承块上预埋 四个波纹形木栓 以便打入弹簧道钉固定钢轨。1967 年 在班堡—福尔海间又 试铺了两种板式无碴轨道。第一种类型的轨道板长为 5.17m 宽为 2.4m 厚为 0.18m 重约 5t 系预应力钢筋混凝土板 铺在厚度为 0.15m、抗压强度为 2MPa 的聚苯乙烯泡沫混凝土保温层上。轨道板之间是从一块板的端头伸出钢筋插入 邻近一块板的端头使之连接。第二种类型的轨道板长、宽、厚仍与第一种方案一 样,但系双向预应力钢筋混凝土板。它与第一种不同之处在于被置于厚度为 0.30m、用粘结材料处理过的砂砾层上。采用铝热焊的办法使板相互连接,目的 是能承受弯矩和横向力的作用。这两种类型的板式轨道均采用带铁垫板的弹条 扣件 轨下设置厚度不同的杨木垫层 用以调整钢轨的高低 在橡胶垫层下设有 薄的塑料垫层。



图 3-6 德国的旧型号板式轨道外貌

这种板式无碴轨道通过 4500 万 t 运量之后,平均下沉量为 6mm,聚苯乙烯 泡沫混凝土层情况良好。当外界气温为 - 23 时,其垫层的最低温度为 - 1 , 在速度为 180~200km/h 电力机车的动载作用下,轨道的振动位移不超过 0.6mm 路基应力为0.04MPa。德国铁路专家认为,尽管铺设成本较普通轨道高 出 50%~60%,但其维修费用却可减少一半,是有发展前途的一种轨道结构型 式。

此外,1967年原西德铁路还在厄尔达车站修建了板式无碴轨道试验段。这种板式轨道能适应250km/h以上的高速列车。它共有四层能够承重的基础层, 首先在路基面上填上一层厚为15cm的水泥混合土,其上铺一层20cm厚的80 号混凝土,再在上面铺设厚度为20cm的聚苯乙烯泡沫混凝土,然后是一层22cm 厚的350号连续配筋式混凝土板。为防止轨道沿钢轨方向移动,在板的终端设 有短的地桩墙。为了控制裂纹发展,在已硬化的连续配筋混凝土板上,每隔3m 做一条宽4mm、深40mm的假缝,以减少拉应力。通过假缝的纵向钢筋应先用沥 青漆涂刷,以免锈蚀。这种板式轨道通过3800万t运量后,轨道只有4~5mm 的均匀下沉,效果良好。

德国 Max-Bögl 公司在 1996 年开始研发 FF Bögl (博格)预制板板式轨道系统,如图 3-7 所示。这种板式轨道是横向预应力的预制板,为 C45 或 C55 钢纤维 混凝土,纵向接头由螺栓连接。在路堤、路堑、隧道和桥梁都可使用这种轨道结构。但在路堤上铺设这种轨道结构时,则必须要求路基完成初始沉降,并要求路基的残余下沉量在允许范围内。在隧道内和路堑上铺设这种轨道结构时,就没 有路基下沉问题。为保护天气变化对路基的影响,在路基表面铺设有砾石保护层,以阻隔毛细作用。

预制板铺设时,接缝间距为 5cm,以调整板的位置。板的位置调整完毕后, 用螺栓将两块板的纵向钢筋连接起来。然后注浆,最后将注浆孔密封。两块板 连接完毕后,在接缝处用混凝土填实。在轨道板表面横向锯槽,以防板的热胀冷 缩引起开裂。

(二) Rheda(雷达)型无碴轨道

Rheda 型轨道就是长枕埋入式轨道结构,是当前德国较为成功的一种无碴 轨道,德国一直向国外推荐这种轨道结构用于高速铁路和城市轨道交通。1972 年原西德铁路在 Rheda 车站试铺了枕式无碴轨道,轨下基础是由整体混凝土枕 和现浇钢筋混凝土板组合而成的。这种轨道是在路基面上先铺一层厚度为 15cm 的水泥混合土,其上又铺有20cm 厚的聚苯乙烯泡沫混凝土层,主要起保温 作用,但也能承重。在该层之上直接灌注厚度为14cm 的连续配筋式混凝土。 再在其上放置 B70S 型混凝土枕,枕长2.2m,轨枕中设有四个横向预置孔,轨道 纵向钢筋从孔中穿过,在两枕之间再绑扎横向钢筋,浇灌混凝土后使之成为整 体。整体式混凝土枕与现浇混凝土槽板之间留有3~5cm 的间隙用作调整水 平,混凝土枕间隔和枕下部分填充250 号混凝土。运营实践表明,试铺在 Rheda

— 81 —



图 3-7 德国 FF Bögl 预制板板式轨道系统 1—防冻保护层 2—沥青层 3—后浇注胶层 4—预应力板 5—设计的横向裂缝 6—轨座; 7—轨面调整孔 8—注胶孔 9—纵向钢筋 10—连接器和螺母 11—卡入式窄缝 12—安装连接器的宽缝

车站的枕式无碴轨道,除调整钢轨扣件作业以外,几乎没有其他作业,维修工作 量很少。这种无碴轨道经过不断改进和完善,现已把它标准定型为 Rheda 型无 碴轨道,如图 3-8 所示。此种轨道结构广泛应用于土质路基上、隧道内和高架桥 上。在隧道内,混凝土道床槽板直接铺设在隧道基础上;在高架桥上道床板与桥 面底座之间有一层隔离层,底座表面与道床板板底互设凹凸形榫槽,以控制道床 板相对于梁面的位移。



图 3-8 Rheda 型无碴轨道

为了使得轨枕与整体道床有最好的结合,在20世纪90年代末,德国开发了 Rheda 2000型轨道结构,如图 3-9 所示。Rheda 2000型比 Rheda 型有较大的改进,Rheda 2000型是用三角型钢筋框架连接起来的两块支承块,现场铺设时,三 角型钢筋框架与道床的纵横向钢筋连成一体,从而使得轨枕与道床具有较好的 整体性。图 3-10 是 Rheda 2000型无碴轨道实物照片。



图 3-9 Rheda 2000 型无碴轨道结构



图 3-10 Rheda 2000 型无碴轨道

(三) 工字钢 Y 型钢枕沥青道床轨道

国际铁路联盟资助的研究课题"Progress in Maintenance and Management of Railway Infrastructure",简称"ProMain",该课题组研究了新型的工字钢 Y 型钢枕,这种轨枕的有碴轨道结构如图 2-37 所示,同时研究了 Y 型枕沥青道床的轨道结构,如图 3-11 所示。研究认为,Y 型轨枕具有结构稳定,投资省,适用于新线和既有线改建等优点,并且能适应不同轨距的要求,可采用常用的扣件系统。

(四)德国其他新型无碴轨道结构

由于德国高速铁路客货混运,货车的最大轴重达 25t,对轨道的破坏相应增 大,所以一直致力于研究新型轨道结构,以降低线路的维修养护。图 3-12 是一 种条形基础的整体道床,在施工时,用滑模浇筑两条承轨台,然后在承轨台上钻 孔安装扣件锚固螺栓,施工完毕后,在轨道当中和两侧填土,种上草皮,这种轨道 称为绿色轨道。有些欧洲国家在城市轨道交通中也较多使用这种轨道结构,以 保持良好的环境状态。



图 3-11 工字钢 Y 型钢枕沥青整体道床轨道结构



图 3-12 绿色轨道(Green Track)

德国的浮置板轨道结构在世界上也是处于领先地位 浮置板轨道结构如图 3-13 所示。 浮置板轨道结构的投资成本较其他轨道结构大,所以只用于一些有 特殊减振要求的地段。目前世界上浮置板轨道结构主要用于城市轨道交通。浮 置板无碴轨道由钢轨、扣件、钢筋混凝土浮置板、弹性支座、混凝土底座组成。 这 种结构是将钢轨通过扣件固定在浮置板上 而浮置板置于可调的弹性支座上 蹑 振器有嵌入式和侧置式两种。板的两边也用弹性材料固定形成一弹性系统。其 基本原理是在轨道和基础间插入一具有较高质量的固有频率远低干激振频率的 减振器 大大减小了振动传入基础。 隔振的装置可以是橡胶或钢弹簧 但钢弹簧 支承的浮置板轨道在减振性能和使用寿命上更优于橡胶支承。浮置板轨道结构 首先在德国汉堡的地铁中使用 因其优越的减振效果 以后又在科降地铁、波恩 至穆尔海姆,杜塞尔多夫轻轨上使用。在华盛顿,纽约,亚特兰大,多伦多,布鲁 寨尔地铁中均有采用。我国在深圳地铁、北京城铁、南京地铁1号线以及上海明 珠线二期均有使用。 浮置板也因使用条件的不同有多种尺寸 ,并有预制和现浇 之分。浮置板轨道与其他类型的轨道结构连接时可采用加密隔振器等办法.以 增大浮置板轨道的支撑刚度。为保护钢轨不受大的额外剪力,在浮置板之间设 剪力铰 剪力铰可传递垂直荷载 可保证相邻浮置板协同受力 接头变形基本一 致。



图 3-13 浮置板轨道

三、欧洲其他国家铁路和地区的无碴轨道

英国铁路从 1960 年开始研究无碴轨道,1996 年起开始试铺各种类型的板 式无碴轨道。英国铁路的无碴轨道与日本新干线和德国铁路干线所铺设的板式 轨道均不相同,它是用钢筋混凝土灌注成的无接缝连续的刚性道床板上直接支 承钢轨,在轨底与混凝土道床之间放置一条带状的连续橡胶垫层,以给轨道提供 必要的弹性,采用 Pandrol 弹条扣件联结。这种轨道也称为 PACT 型无碴轨道, 如图 3-14 所示,该类型轨道具有投资较低、维修费用少、噪声小、稳定性强等特 点,适宜在隧道内和高架桥上使用,但由于轨道板与其基础是刚性联结,故要求



基础必须坚实、不变形 ,一旦混凝土道床损坏 ,修复是很困难的。

图 3-14 英国的 PACT 型无碴轨道

为了提高轨道结构的弹性,在法英之间的英吉利海峡隧道内铺设了弹性支 承块式无碴轨道(LVT—Low Vibration Track)。这种弹性靴套支承块式低振动混 凝土无碴轨道是采用两块独立的混凝土支承块,块下加设弹性垫层。支承块的 下部和周边加设橡胶靴套,当支承块的高低、水平和轨距调整完毕以后,就地灌 注道床混凝土,将支承块连同橡胶靴套包裹起来而构成的弹性支承块式无碴轨 道,如图 3-15 所示。这种轨道结构的特点是块下弹性垫层可提供轨道垂向弹 性,橡胶靴套则可提供轨道纵向和横向的必要弹性。图 3-16 是混凝土弹性支承 块无碴轨道的照片。这种无碴轨道在瑞士、丹麦、葡萄牙、比利时、委内瑞拉等国 铁路均得到了应用和发展,我国安康线(西安—安康)的 18km 长的秦岭隧道内 也使用了此种轨道结构,在哥本哈根、亚特兰大等城市的地铁内也得到了推广应 用。



图 3-15 弹性支承块式轨道结构



图 3-16 Sonneville 弹性支承块式轨道(未套橡胶靴)

法国铁路将双块式混凝土枕嵌固在混凝土道床内的 Stedef 型无碴轨道,如 图 3-17 所示,也属于此类弹性轨枕。法国的高速铁路以有碴轨道为主,所以对 无碴轨道的研究也较少。瑞士铁路也使用了类似于法国 Stedef 型的支承块式无 碴轨道 称为 Walo 无碴轨道系统,是在两端的支承块下套上橡胶靴以增加轨道 弹性,如图 3-18 所示。施工时,首先用滑模施工混凝土道床,然后将带有橡胶靴 套的支承块放入道床的凹槽内,用专用模具定位支承块,调整好轨道几何形位 后,然后第二次浇注混凝土道床。

荷兰 Edilon 公司开发的钢轨埋入式(Embedded Rail)轨道结构,该轨道结构改变了传统的钢轨分布点支承模式,为纵向连续支承,如图 3-19 所示。该轨



图 3-17 Stedef 型无碴轨道(Nabla 扣件系统)



图 3-18 Walo 无碴轨道系统

道结构的钢筋混凝土道床也是用滑模施工,对钢轨槽的施工精度要求很高。道床成型后,在钢轨槽底涂胶,铺上纵向橡胶垫,放入钢轨和 PVC 管,然后浇注弹性的 Corkelast 填料。由于钢轨被弹性填料包围,所以大大减小了列车通过时的钢轨腹板振动产生的噪声辐射,所以在城市轨道交通工程中经常推荐应用此类轨道结构,同时轨道当中和两侧填土种植草皮,形成绿色轨道。之后,荷兰铁路又开发了 SA-42 型矮型钢轨(图 3-20)。由于钢轨矮胖,轨腰腹板的振动频率较低,提高了轨道结构减振降噪的性能。



图 3-19 Edilon 钢轨埋入式轨道结构



图 3-20 Edilon SA-42 矮轨埋入式轨道结构

四、我国铁路无碴轨道结构

早在新中国成立前,我国铁路在牡图线北老松岭隧道和沈安线福普岭隧道 中修建了整体道床轨道结构,但缺乏应有的各项技术资料。1958 年,原唐山铁 道学院与北京铁路局合作,在唐山车站铺设过无碴轨道。1965 年,在京广线易 家湾明峒和贵昆线水城附近的三座隧道内铺设了整体道床,并进行了测试,取得 了一些经验和技术资料。1966 年,成昆铁路建设部门决定在长逾1.0~1.5km, 地质良好的隧道内大量采用整体道床。在成昆铁路全线隧道中,有30座隧道内 修建了整体道床轨道结构,计长64km。这些整体道床线路运营以来,大多状态 良好,充分体现了整体道床的优越性。在九江长江大桥的引桥上也采用了支承 块式无碴轨道结构。我国修建整体道床的目的是为了降低隧道内轨道的维修养 护工作量,减少工人在隧道内的作业时间。到目前为止,我国已有200多座隧 道,总延长400km以上的无碴轨道结构。我国第一条客运专线,秦沈线狗河直 线特大桥、双河曲线特大桥上试铺了板式轨道,运营情况良好。但是我国在无碴 轨道研究发展过程中,急于求成,对试铺的无碴轨道没有进行继续追踪研究,没 有及时解决施工和运行过程中出现的问题,致使不少无碴轨道破损、拆除,败坏 了无碴轨道的"声誉"。

我国铁路在开发研制无碴轨道过程中,参照国外的成功经验,近年来取得了 较大的进步。目前我国铁路无碴轨道结构的形式主要有三种,即长枕埋入式、支 承块式和板式轨道。

(一) 我国早期整体道床的轨道结构

我国铁路最早的整体道床轨道由预制的钢筋混凝土支承块和就地灌注的混凝土道床组成。预制块嵌固于混凝土道床之中。道床采用 C50 混凝土,并配置钢筋,以防止裂纹的发展。支承块为钢筋混凝土预制件,采用 C50 混凝土,支承块的尺寸为 500mm×200mm×200mm的上小下大的块体,支承块上设置承轨槽以安装扣件,支承块底部有钢筋伸出以便能与道床混凝土牢固联结。

对于混凝土整体道床轨道来说,混凝土一经灌注凝固后,其道床厚度是不可

改变的。如果列车速度提高了 ,则需采用扣件来调整改变超高。因此 ,混凝土道 床曲线地段超高的可变范围是与所用扣件的调高量密切相关的。

(二) 弹性支承块式无碴轨道

我国采用弹性支承块式无碴轨道结构是由钢轨及其扣件、橡胶靴套、块下胶 垫、混凝土道床板及混凝土底座等组成,与图 3-16 的弹性支承块整体道床的结 构形式一样。为了取得低振动的效果,在支承块底部设有弹性胶垫,在其周围设 有橡胶靴套。从而,轨下胶垫与块下胶垫为无碴轨道提供垂向弹性,靴套提供横 向弹性。又由于弹性垫层具有材料均匀、弹性一致等性能,使钢轨支承划一,受 力均衡,轨道几何形位易于保持,达到了少维修的目的。

橡胶靴套是配合支承块使用的,其外形尺寸要求严格,靴套的周边和底层厚 度均为7mm。橡胶靴套的功能是为缓冲列车横向荷载的冲击作用,故在其横向 端面上设有沟槽,以产生弹性,而在底部不设沟槽,主要是起隔离作用,要求支承 块橡胶靴套的静刚度为140~165kN/mm,此外还应具有较长的使命寿命和可维 修性。

块下橡胶垫板是放置在橡胶靴套之内支承块的下方,其平面尺寸为596mm ×284mm,略小于支承块底面尺寸,厚度采用12mm。块下胶垫的上下表面均设 有沟槽,以满足给橡胶提供变形空间,提高其弹性的要求,块下胶垫的静刚度为 95~110kN/mm。

混凝土道床板是由弹性支承块和 C40 级填充混凝土组成的。支承块中心间距采用 600mm,每7~8 个支承间距作为一个道床板单元。道床板截面按设计要求配筋,至少应按构造要求配筋。道床板表面应设置排水坡。

混凝土底座应与隧道仰拱或高架桥面上的预留钢筋连接并用同等级的混凝 土使之灌注成一整体结构。其截面尺寸为 200mm × 2730mm ,要求按最小配筋 率配筋。作为混凝土道床板的基础 ,为防止其纵横向移动 ,在混凝土底座两端的 中部设有 1000mm × 700mm × 130mm 的凹槽。此外 ,混凝土底座还可用来设置 曲线超高。底座与道床板之间设置隔离层 ,是为使道床板具有可修复性。

(三)长轨枕埋入式无碴轨道

我国铁路长轨枕埋入式无碴轨道类似于德国的 Rheda 型无碴轨道。该类型 轨道主要是由整体式混凝土枕和现场灌注的混凝土道床组成。它包括钢轨及其 扣件、穿孔混凝土枕、混凝土道床和混凝土底座。为保证轨枕与混凝土道床连接 牢固,在轨枕侧面设有预留孔穴,穿入纵向钢筋以加强二者的连接。这种轨道结 构耐久、可靠,几何形位不易变动,维修工作量小,达到了轨道少维修的目的。

混凝土道床板是由穿孔混凝土枕和凹槽形混凝土道床板组成。一个道床板 单元可设置 7~8 根穿孔轨枕,轨枕间距为 600mm。在穿孔轨枕之间的道床板 顶面上设有 2% 的人字排水坡。

(四) 板式轨道

新型板式轨道是用混凝土轨道板和水泥沥青砂浆替换以前有碴轨道的轨枕 和道碴,一般是铺设在具有坚固基础的隧道内和高架桥上,将在工厂精心制作的 预制钢筋混凝土板运至铺设现场,轨道板的高低和方向等经调整后,再向板下灌 注作为缓冲材料用的水泥沥青砂浆(CA砂浆),通过 CA砂浆垫层来全面支承轨 道板的整个底面。当由地基和结构物的变形或沉陷而引起板式轨道的变形时, 一般可用钢轨扣件来调整轨向和高低,当扣件调整不能满足要求而必须作较大 调整时,可用千斤顶等工具将轨道板抬起,在轨道板与 CA砂浆垫层之间再次灌 注填充材料进行维修。因而,板式轨道是一种具有坚固、耐久、平稳、变形小、少 维修的无碴轨道。适用在高架桥和隧道等结构上应用,但建设费用较高,列车运 行时噪声大,改线困难,对下部结构的急剧变形适应困难。

此外,为满足板式轨道施工的要求,在轨道板上还设有定位螺母、起吊螺母、 砂浆注入孔等功能。

对于板式轨道,为把轨道纵向荷载和横向荷载传给基础,以及为了控制轨道 板的纵横向移动,在轨道板两端的中间,混凝土基床上,设置了半径为250mm, 高为250mm的混凝土凸形挡台。混凝土凸形挡台属于圆形截面,可按悬臂受弯 构件设计,并沿周边采用12φ12 II 级螺纹钢筋均匀配筋,主筋埋于混凝土基床 中,采用C30级混凝土,现场浇筑。

混凝土基床作为轨道板的基础,它的作用,一是为了与隧道超挖回填和仰拱之间能用混凝土施工;二是为了能获得厚度均匀的水泥沥青砂浆垫层,以使轨道弹性均衡;三是为了设置曲线超高。混凝土的截面尺寸一般采用200mm×2800mm。至于混凝土基床的厚度,应视隧道围岩类别,一般在200~300mm之间选用,在高架桥上考虑到梁的挠曲及混凝土凸台配合所需要的厚度,以200mm为原则。

混凝土基床的结构设计,应考虑到高架桥受力变形时对基床的影响,以及地 质条件、气象条件的影响,此外还应考虑到混凝土干燥收缩和施工性能等因素的 影响,可根据钢筋混凝土结构设计规范,采用标准化设计。

水泥沥青砂浆是由乳化沥青、水泥、砂、水及外加剂经拌和而成的混合物,作为轨道板的全面支承的垫层,应具有足够的强度和必要的弹性,以及施工的可行性和保养的可维修性。CA砂浆的厚度采用50mm,其抗压强度为1.5~2.5MPa,弹性模量为200~600MPa,流动度为16~26s,可工作时间为30min,施工温度为5~25。

板式轨道用钢轨扣件 除应满足一般扣件应具备的性能以外 还要有较强的 轨道几何形位调整能力,以及为减小轮轨系统的动力作用和减振降噪提供必要 的良好弹性。

第二节 无碴轨道的扣件

无碴轨道基础刚度较大,且不能像有碴轨道那样可进行起道拨道,因此对钢 轨扣件提出了更高的要求。要求扣件必须有足够的扣压力,以确保钢轨与道床 的可靠连接;具有一定的弹性,以缓冲列车荷载的冲击;具有一定的调整量,以调 整高低、水平、方向和轨距。具体要求有:

(1)具有较大的调整轨道几何形位的能力。轨道在使用过程中出现的轨距、方向、高低等几何形位的改变一般只能通过扣件来调整。如高架上的无碴轨道,由于预应力混凝土梁的徐变上拱,调整轨面高低的能力就更为重要如上海轨道交通3号线设计使用的扣件高低调整量为+40mm 轨距调整为+20mm,-20mm。

(2)应具有较大的弹性。为使无碴轨道与有碴轨道具有相当的弹性 通常要求 扣件节点刚度在 50kN/mm 以下。而在减振降噪要求较多的地段 更需要采用特殊的 轨道结构和高弹性扣件 如采用浮置板结构或进一步降低轨道结构的刚度。

(3)用于桥上和高架桥上的无碴轨道的扣件,其阻力应控制在一定范围内, 以减小桥梁伸缩力和挠曲力对无缝线路长钢轨纵向力的影响。

(4)要求扣件具有良好的绝缘性能,结构简单,制造和维修方面,造价尽可 能低廉。

无碴轨道上通常用的扣件有如下几种型式:普通型扣件;分开式扣件;小阻 力扣件和减振型扣件。

一、普通型扣件

普通型扣件可用在任何类型的无碴轨道上。在混凝土基础上预埋紧固螺栓 基座,通过紧固螺栓和弹条来固定钢轨,绝缘轨距块兼作绝缘和轨距调整之用。 这种扣件与有碴轨道混凝土轨枕上的扣件没有区别。其结构简单,造价低,使用 方便,有较强的抗横向力能力,但调整量较小。如轻轨 I型扣件,调高量 +10mm 轨距调整在-8~+4mm之间。

Pandrol 扣件也可以归入这一类型。它为无螺栓无挡肩扣件。预埋在混凝 土基础中的铸铁挡肩承受横向力,用 Pandrol 弹条扣压钢轨,用尼龙绝缘块作绝 缘部件并保持轨距,这种扣件除在大铁路上使用之外,城市轨道交通中也常用, 如我国广州地铁1号、2号线在浮置板上就采用这种扣件。

日本新干线板式轨道使用 60kg/m 焊接长钢轨轨道。钢轨扣件是唯一能传 递行驶列车的横向力和给轨道板以垂向弹性的同时,还能简单整正轨向和高低 的轨道组成部件。日本新干线板式轨道所用的扣件主要有直结4型(图 3-21 (a))和直结5型(图 3-21(b))两种。直结4型用于不漏水的隧道直线地段,而

直结 5 型用于露天区间的直线和曲线地段及隧道的曲线地段。实际上直结 5 型 为分开式扣件。

板式轨道钢轨扣件的最大特点是在轨下除设置一层轨下胶垫外,还采用一 层可调衬垫。可调衬垫是在聚乙烯袋内用小型压缩机压入适量的环氧树脂 2~ 3h 就可硬化,用以弥补轨道板与轨底之间的间隙。



图 3-21 板式轨道使用的扣件系统

1—弹片 2—楔形铁座 3—扣件螺栓;	1—扣件螺栓 2—平垫圈(A) 3—主弹片;
4—平垫圈(A) 5—绝缘套 β—平垫圈(B);	4—T型螺栓;5—弹簧垫圈 ⋟—平垫圈(B)
7—60kg钢轨 8—铁垫片 9—轨下胶垫;	7—绝缘套 8—盖板 9—60kg 钢轨;
10—可调衬垫;11—埋栓;	10—铁垫片 ;11—轨下胶垫 ;12—可调衬垫 ;
	13—A 型铁垫板 :14—绝缘垫板

二、分开式扣件

分开式扣件的铁垫板与板下弹性垫用螺栓与预埋在混凝土基础中的尼龙套 管相连,钢轨通过轨下垫板、连接螺栓及弹条与铁垫板相连,构成二阶弹性系统。 这种扣件弹性较好,且调整量较大。如 DT I型扣件,轨距的调整量为 - 12 ~ +8mm,高低调整量为 - 5 ~ +10mm,北京地铁一、二期均采用这种扣件,使用情 况良好。目前在城市轨道交通高架桥上,无碴轨道使用的分开式无挡肩扣件主 要有 WJ-2 型(图 3-22)、DTⅢ型(图 3-23)和 WJ-4 型(图 3-24)。

国外无碴轨道扣件的类型较多,但一般也分为一般弹性扣件和高弹性扣件。 一般弹性扣件就使用 Pandrol 扣件,在轨下铺设一橡胶垫层,有碴轨道一般都用 此类扣件。但对于减振要求较高的地段,则在轨下橡胶垫下再设一铁垫板,铁垫 板下再设一橡胶垫(但一般铁垫板下橡胶垫层的刚度要大于轨下橡胶垫层的刚

;



图 3-22 WJ-2 型弹性扣件



图 3-23 DT Ⅲ弹性扣件



图 3-24 WJ-4 扣件

度)。图 3-25 的(a) (b) (c) (e)是四孔铁垫板的钢轨扣件系统 ,图 3-25 的 (d)与(f)是两孔铁垫板扣件系统。图 3-25(e)是在无碴轨道上使用的带铁垫板 的 Pandrol 扣件。



(a) Vossloh 公司 DEF300 扣件系统



(b) Vossloh 公司 System 366 扣件系统



(c) Vossloh 公司 System1403 扣件系统



(d) Vossloh 公司 DEF14 扣件系统



(e) 带铁垫板的 Pandrol 扣件系统



(f) 两孔铁垫板扣件系统



三、减振型扣件

轨道减振器又称为科隆蛋(Cologne—egg),在德国 Cologne 车站附近首先使 用这一弹性扣件,如图 3-26 所示。目前我国各大城市轨道交通对减振要求较高 的地段采用这种轨道减振器,世界其他国家的轨道交通也较多使用这种扣件系 统。香港西铁在浮置板上采用此种轨道减振器,使轨道结构的减振隔振性能达 到最佳。

轨道减振器是通过将橡胶圈与承轨板及底座采用硫化工艺牢固地粘结为一 个整体,使该扣件充分利用了橡胶圈的剪切变形,同时选择合理的动静比,使轨 道结构获得较低的垂向整体刚度(8~15kN/mm),但仍能提供较高的横向刚度, 以保证轨道的横向稳定性。轨道减振器使轨道结构减振效果较一般扣件高5dB 左右。轨道减振器扣件扣压力大,具有较强的保持轨距的能力,轨距调整量可达 到+8,-12mm,绝缘性能良好,造价相对较低,施工维修方便。



图 3-26 Cologne—egg 弹性扣件系统

Vanguard 轨道减振器是英国 Pandrol 公司开发的一种新型减振扣件,通过采 用弹性楔形支承块支承在钢轨轨头下颚,从而使钢轨轨底离开轨座,而楔形支承 块则由固定在轨下基础的侧板托架支承定位,参见图 2-33(g)所示,该扣件系统 既可用于有碴轨道,也可用于无碴轨道。Vanguard 轨道系统的每个扣件节点由 一个铸铁底座、两个铸铁侧板托架、两个铸铁楔形固定件、两个橡胶楔形钢轨支 撑块、一个轨下安全支承橡胶垫和两个弹簧夹片组成。正常情况下,安全支承橡 胶垫不与钢轨接触,这样可以有效限制荷载引起的过量变形。Vanguard 扣件结 构简单 稳定性有保证,易于安装,养护维修方便。扣件节点垂直动刚度可以达 到 6kN/mm,刚度动静比为 1.5~1.6,减振效果良好。通过调整铁垫板及楔形支 — 96—
承块,扣件调高量和轨距调整量可以分别达到36mm和51mm。

四、小阻力扣件

小阻力扣件也是分开式扣件,只是轨下胶垫为橡胶和不锈钢复合胶垫,以降 低橡胶垫板与钢轨底间的摩擦,减小扣件纵向阻力。如用于九江长江大桥的无 碴无枕承轨台道床及上海轨道交通3号线上的 WJ-1型扣件,调高量为40mm, 轨距调整量可达-20~+20mm,在此基础上作了改进的有 WJ-2型至 WJ-5型, 可根据所需阻力的大小,使用普通胶垫或复合胶垫进行调节。

第三节 无碴轨道过渡段

为减小不同线路结构之间线路刚度的突变,需要在无碴轨道与有碴轨道、路基与桥涵、路基与隧道及路堤与路堑的连接处设置过渡段,以实现过渡段范围内 线路刚度的渐变过渡。

一、无碴轨道与有碴轨道之间的过渡

无碴轨道的整体刚度大于有碴轨道,为减缓列车通过两种轨道连接处时由 于刚度突变引起的动力不平顺,需要用过渡段予以缓解。通常处理的原则是增 大有碴轨道一侧刚度,降低无碴轨道一侧刚度。国内目前已采用的是在无碴轨 道与有碴轨道的连接处设置两根50kg/m辅助轨,以加强过渡段轨道的垂向抗 弯刚度(图2-60是德国铁路的过渡段辅助轨),同时在相邻一定长度的无碴轨道 板底部增设一层弹性垫层,以减小两种轨道结构的刚度差。



图 3-27 德国 FF Bögl 预制板板式轨道在路基上与有碴轨道过渡段的设置

图 3-27 为路基上的德国 FF Bögl(博格)板式轨道与有碴轨道过渡段的设置 从图中可知 板式轨道的水硬性承载层向有碴轨道端延长 10m ,并在有碴轨 道第一个 15m 范围内对道床面灌注环氧树脂粘结剂使道碴完全粘结 ,第二个 15m 范围内部分道碴粘结 ,第三个 15m 范围内碴肩部分粘结。

二、路桥过渡段

有碴轨道的路桥过渡段在第二章中已述。

对于不同长度的桥梁,无碴轨道过渡段的形式略有不同。图 3-28 和图 3-29 分别为德国铁路长度大于 25m 的桥梁和长度小于等于 25m 的桥梁与路基的过 渡段。从图中可知,在路桥过渡段桥梁侧以 1:1 的坡度填筑混凝土,并在楔形 底端铺设通长的渗水管,然后以每层小于 0.3m 的层厚填筑 E₂大于 45MPa(E₂ 为路基的静态变形模量)的填料,长度为底部大于 3m,上部大于 20m。为了避免 横向排水,长桥上带有限位块的轨道板彼此分开,缝隙为 100mm,在过渡段由排 水管集中将桥上的水排出。



图 3-28 德国铁路长桥过渡段(单位:m)

我国最新颁布的《京沪高速铁路设计暂行规定》中,规定了路桥过渡段的级 配碎石填筑技术,压实标准为 K₃₀大于等于 150MPa,路基动态变形模量 E_{vd}大于 等于 50MPa,孔隙率小于 28%。实测分析表明,在严格按照要求的施工工艺并 严格检验的条件下,级配碎石过渡段能满足列车的运行要求。

三、路隧过渡段

路隧过渡段分为隧道内为无碴轨道与路基上为有碴轨道过渡和隧道内外均 为无碴轨道过渡。前者需要考虑线路和基础都设置过渡装置,后者只需考虑基 础间过渡。图 3-30 是韩国高速铁路的隧道内无碴轨道与路基上有碴轨道的过 渡段,从图中可知,该路隧过渡段长度接近60m。线路上部铺设20m长辅助轨,



图 3-29 德国铁路短桥过渡段(单位:m)

伸入隧道内 5m。洞外有碴轨道侧 33.6m 范围内道床碎石按照不同密实度捣固,形成为不同刚度梯度,无碴轨道的素混凝土基础延伸到有碴轨道约 60m 长度范围内,形成刚度渐变过渡。

隧	道段		道床石	百 碴捣	固(33.6m)	过渡段	路基段
	□□□ 碴轨道							
	混凝土路基							强化路基
补充钢轨		5m	15m					
			I 9.6m	П 9.6п	n	Ⅲ 14.4m	GS 层(I+II+ KS 层(I+II) SF 层(I):	+Ⅲ): 轨枕下部): 轨枕下部,道床肩部 九枕下部,道床肩部,轨枕之间
弹性垫层	垫层 A(无碴) B(132)		2)	C(520m)		(520m)	D(有碴)	
$/(kN \cdot m^{-2})$	$(kN \cdot m^{-2})$ C=22,5			(5)		C	=600_	C=80~120

图 3-30 韩国高速路隧过渡段

图 3-31 为德国无碴轨道路隧过渡段,在隧道出口处铺设 5cm 的硬泡沫板, 从隧道出口按照 5.75% 的坡度填筑楔形水泥土,逐步向普通填筑路基过渡。 我国技术条件规定,为保证过渡段轨道末端支承层的可靠连接,自无碴轨道 起点至洞内 25m 范围内,对回填层进行凿毛处理,并应预埋与底座的连接钢筋。 无碴轨道自洞内第一块轨道板开始的 5 块轨道板上粘贴 20mm 厚微孔橡胶



图 3-31 德国高速路隧过渡段

层,有碴轨道过渡段采用长度为2.6m轨枕,并用配套弹性分开式扣件。

由于隧道与桥梁基础变形差异不大,隧道与桥梁过渡时,下部基础可考虑采 用直接过渡方法。

四、道岔区与区间无碴轨道过渡段

目前我国道岔区的轨下胶垫刚度较大,为100~150kN/mm,而区间无碴轨 道线路的轨下胶垫刚度在30~50kN/mm之间。在我国铁路道岔区轨下胶垫刚 度难以降低的情况下,必须设置轨道刚度过渡段。

道岔区与区间无碴轨道过渡的主要问题在于降低道岔区的基础刚度,较好 的方法是采用硫化弹性基板,在道岔区分别设置不同刚度的高弹性基板是解决 道岔区减振、限位的良好途径。

五、路堤与路堑过渡段

当路堤与路堑连接处为坚硬岩石时,路堑一侧原地面纵向开挖台阶,台阶高度0.6m 左右,并应在路堤一侧设置过渡段,过渡段的填料要用级配碎石,与桥 及路基过渡段使用的填料一致。当路堤与路堑连接处为软质岩石或土质路堑 时,应顺原地面纵向挖成1:2 的坡面。坡面上开挖台阶,台阶高度0.6m 左右。

第四节 无碴轨道的施工

一、板式轨道施工

桥上板式轨道施工的工艺流程见图 3-32。板式轨道结构中的轨道板通常由 工厂预制好运到现场,尺寸和质量均可得到保证,现场的施工工作量亦可大为减 少。轨道板的预制应确保预应力筋、预埋套管的位置正确。现场首先要处理好 轨道板基础。桥上板式轨道施工应在桥梁上拱度基本完成之后进行(通常三个 月)。桥面处理有预埋绝缘钢筋调直、除锈和桥面凿毛、清理。其后进行混凝土 底座和凸形挡台的施工,其关键是测量定位,尤其在曲线地段和竖曲线地段。在 曲线地段,板中心与轨道中心线不一致,且曲线地段有超高,故在测量中应注意

轨道中心线与凸形挡台中心线、轨道板中心线与桥面中心线存在的偏移量。在 竖曲线地段 ,变坡点处对应的纵距为最大 ,但该处不一定是极值点的位置。



图 3-32 桥上板式轨道的施工框图

轨道板吊运到桥上后,可利用轨道板对位架进行精确定位,通过对位架上的 调位螺旋丝杠调整位置。轨道板精确定位后,可进行 CA 砂浆的浇注。首先是 CA 砂浆模板的架立,既要保证密贴,又要保证浇注时空气能顺利排出,每块板下 的 CA 砂浆应一次筑完。CA 砂浆浇注后 24h,强度达到 0.1 MPa 后方可拆模,然 后支模浇注凸形挡台树脂,同样也必须一次完成。接下来扣件组装和钢轨铺设, 并进行精密调整,确保轨道几何形位符合设计要求。通常是先调一股钢轨的方 向和轨面标高,再调另一股。精调后,扣件之间的轨底下按一定距离插入调整垫 块,用于固定钢轨的精确位置,而钢轨扣件处于正常连接状态。在扣件与钢轨的 间隙处插入充填式垫板注入袋,用胶枪或注射器注入充填树脂,当充填式垫板达 到允许承载能力后(约 10h),撤出调整垫块,进行轨道几何形位的精细检查。

二、长轨枕埋入式无碴轨道施工

在浇注混凝土底座前,首先测量放基准线,浇注混凝土底座采用滑模施工 法,滑模机械沿基准线走行。在混凝土底座达到规定强度后,就可以开始上层的 长轨枕埋入式无碴轨道施工,其施工步骤的框图如图 3-33 所示。德国 Rheda 型 无碴轨道施工时不用轨排支架,而是每三根轨枕有一根轨枕头部有垂向调整螺 栓,以此来调整轨面高度。图 3-34 为在混凝土底座上铺设 Rheda 型无碴轨道的 施工照片。对于长枕埋入式轨道结构,在施工过程中需要注意轨枕横向孔穿筋 后,注浆应饱满密实;工具轨铺设后精密调整轨面时要逐根检查轨底与橡胶垫的 密贴,防止因扣件组装不良而导致轨道的不平顺,加强轨枕与道床板混凝土接合 面的结合,二者的接合面很容易因混凝土收缩、徐变而产生裂纹,故在轨枕四周 与混凝土接触面上涂刷界面剂,以增强新老混凝土的接合性能,并用养护剂对浇 筑的混凝土进行养生。

— 101 —



图 3-33 长枕埋入式无碴轨道施工框图



(a) Rheda 型

(b) Rheda 2000 型

图 3-34 Rheda 型和 Rheda 2000 型无碴轨道施工照片

三、弹性支承块承轨台无碴轨道施工

弹性支承块无碴轨道的施工有不少步骤与长轨枕埋入式无碴轨道施工相类 似 其施工框图见图 3-35。在支承块运抵现场前 就将块下橡胶垫和橡胶套靴与 支承块组装好。但支承块与长枕埋入式不同之处是要考虑钢轨上安装支承块 后,由于支承块的重量使得钢轨的扭转对轨底坡的影响。图 3-36 为带橡胶套靴 的支承块吊装在钢轨上等待灌筑混凝土。施工中应注意混凝土道床必须低于支 承块橡胶套靴上缘 2mm。

四、浮置板无碴轨道施工

浮置板的尺寸有多种,短的浮置板多为预制,长的浮置板为现浇。现以现浇 的长的侧置式钢弹簧浮置板的施工为例。首先在处理好的基础道床上铺设隔离 层。隔离层不能太薄,且每幅之间应有重叠,可用一定厚度的塑料薄膜,隔离层 的作用是将要灌筑的轨道板与基础道床隔开 后续的各工序均在隔离层上进行。 若隔离层破坏 现浇道床板与基础道床混凝土连接 成型后的浮置板将无法顶

-102 -



第三章 无碴轨道

图 3-35 弹性支承块无碴轨道施工框图



图 3-36 上海市共和新路高架轨道弹性支承块轨道施工照片

升,因此,对隔离层的保护尤为重要。其后的各施工步骤见图 3-37。而对于嵌入 式减振器浮置板的施工,则在绑扎浮置板钢筋时就要同时放置弹簧减振器了,这 是与侧置式减振器浮置板不同之处。钢弹簧浮置板的施工如图 3-38 的照片所 示。

橡胶浮置板轨道与钢弹簧浮置板的施工方法不同,浮置板一般在工厂预制。 到工地后,将混凝土基础浇注好,然后用吊车将浮置板吊装就位即可。







图 3-38 浮置板轨道的施工照片

第四章 道 岔

在铁路线路中,使机车车辆由一条线路转向另一条线路的轨道连接设备称 为道岔。道岔是铁路轨道的一个重要组成部分。它由引导机车车辆的轮对沿原 线行进或转入另一条线路运行的转辙部分、使轮对能顺利地通过两条线路钢轨 的连接点而形成的辙叉部分、转辙和辙叉的连接部分以及岔枕和连接零件等组 成。由于线路上的道岔多、构造复杂、寿命短、限制列车速度、行车安全性低、养 护维修投入大等特点,与曲线、接头并称为轨道的三大薄弱环节。道岔的构造和 平顺连续的轨道不同,在轨道工程中,如何使道岔具有良好形状,确保列车能在 规定的速度下安全、可靠地通过道岔和延长道岔的使用寿命,是一个历来深受关 注的课题,在铁路实行提速和高速运行之后,尤其如此。

第一节 道岔的种类和单开道岔的构造

道岔有多种类型,在我国习惯上把和道岔有关的交叉设备归属在道岔中。 因此,在我国铁路上铺设和使用的标准形式的道岔有:普通单开道岔、单式对称 道岔、三开道岔、交叉渡线(由四组单开道岔和一个菱形交叉组成)和交分道岔, 如图 4-1 所示。

在我国铁路上使用最多的道岔形式是"普通单开道岔",简称单开道岔,如 图 4-2 所示,它的数量占各类道岔总数的90%以上。这种道岔的主线为直线方 向,侧线由主线向左(称左开道岔)或右(称右开道岔)侧分支。对称道岔较少, 只是在两股都是正线轨道上使用,但站场使用较多小号码的对称道岔。

单开道岔常以它的钢轨每米质量及辙叉号数来分类。目前我国的钢轨有 75kg/m 60kg/m 50kg/m和43kg/m等类型,标准道岔号数(用辙叉号数来表示)有679,12,1824和38等。其中67两个号道岔仅用于厂矿企业内部铁 路或编组场的驼峰下,其他各号道岔则用于铁路正线和站线,并以9号和12号 最为常用。新建和改建铁路的正线道岔,其轨型应与正线轨型一致。列车以高 速通过的正线单开道岔号数不得小于12号,在侧线通过高速列车的地段,则须 铺设大号码道岔。

道岔由转辙器(即转辙部分)、连接部分、辙叉(即辙叉及护轨)部分及岔枕 组成。道岔各部件的名称如图 4-3 所示。

— 105 —







图 4-2 普通单开道岔



图 4-3 道岔的各部分组成

一、转辙器

单开道岔的转辙器由两根基本轨、两根尖轨、各种连接零件和道岔转辙机构 组成。其作用是引导车轮从一线进入另一线。

(一) 基本轨

基本轨用 12.5m 或 25m 标准断面的普通钢轨制成,主股为直线,侧股按转 辙器各部分的轨距在工厂事先弯折成规定的折线。通常,道岔中不设轨底坡,为 改善道岔区钢轨的受力条件,提速道岔中基本轨设有 1:40 的轨底坡。基本轨 除承受车轮的垂直压力外,还与尖轨共同承受车轮的横向水平力,并保持尖轨的 稳定。为防止基本轨在横向力作用下的横向移动,在其外侧设置轨撑。为了增 加钢轨表面硬度,提高耐磨性并保持与尖轨良好的密贴状态,基本轨轨头顶面一 般还进行淬火处理。

(二)尖轨

尖轨是转辙器的主要部分 机车车辆进出道岔由它引导。尖轨在平面上可 分为直线型和曲线型。我国铁路大部分的 12 号及以下的道岔 均采用直线型尖 轨。直线型尖轨制造简单 ,便于更换 ,尖轨前端的刨切较少 ,横向刚度大 ,尖轨的 摆度和跟端轮缘槽较小 ,可用于左开或右开。但这种尖轨的转辙角较大 ,列车对 尖轨的撞击也大 ,尖轨尖端易于磨耗和损伤 ,如图 4-4 所示。我国新设计的 12 号道岔及以上的大号码道岔均采用曲线型尖轨。曲线型尖轨的工作边除尖轨尖 端一小段直线外 ,其余均为圆曲线 ,这种尖轨冲击角较小 ,导曲线半径大 ,列车进 出侧线比较平稳。但曲线型尖轨制造较复杂 ,前端刨切较多 ,并且左右开不能通 用 ,如图 4-5 所示。



图 4-4 直线型尖轨





尖轨可用普通截面钢轨、高型特种截面钢轨或 矮型特种截面钢轨制成。用普通钢轨制成的尖轨, 一般在尖轨前端加补强板以增加其横向刚度。特种 截面尖轨,截面粗壮,稳定性好。与基本轨高度相同 的称为高型特种截面,较矮者称为矮型特种截面。 图 4-6 为矮型特种截面钢轨(简称 AT 轨)。特种截 面尖轨,又有对称与不对称、设轨顶坡或不设轨顶坡

^{图 4-6 矮型特种截面钢} 之分。尖轨前端一定的长度范围内需要刨切,以与 基本轨密贴,所以各截面的形状不同,如图 4-7 所示。特种截面的尖轨,无论高 型或矮型,都需将它的跟端加工成普通钢轨截面,方能与后面的连接轨用标准的 跟部结构相连,否则需要采用特殊的跟端结构。



图 4-7 尖轨各截面的形状

尖轨的长度随道岔号数和尖轨的类型不同而异。在我国铁路上,9 号道岔 的尖轨长度为 6.25m,12 号道岔直线型的尖轨长度为 7.7m;曲线型的尖轨长度 为 11.3~11.5m,18 号道岔的尖轨长度为 12.5m。

尖轨与导曲线钢轨连接的一端称尖轨跟端。我国的道岔主要采用间隔铁鱼 尾板式和弹性可弯式跟端结构两种类型。

间隔铁鱼尾板式跟端结构由跟端大垫板、间隔铁、跟端夹板、跟端轨撑、防爬 卡铁及联结螺栓等组成,如图 4-8 所示。在钢轨为 75kg/m 类型的道岔中,防爬 卡铁已改为内轨撑。间隔铁鱼尾板式跟端结构,零件较少,结构简单,尖轨扳动 灵活。但稳定性较弹性可弯式差,容易出现病害。

在新设计的 60kg/m 的 12 号道岔和大号码道岔上采用了弹性可弯式跟端 结构。弹性可弯式尖轨在跟端前 2 ~ 3 根枕木处,将轨底削去一部分,使与轨头 同宽,形成柔性部位,使尖轨具有能从一个位置扳动到另一个位置的足够的弹

— 108 —

性,如图 4-9 所示。



图 4-9 弹性可弯式尖轨跟端结构

在跨区间无缝线路中,为限制尖轨尖端的伸缩位移,在尖轨跟部的基本轨和 尖轨轨腰上可安装如图 4-10 所示的限位器结构,将尖轨的温度力传递给基本 轨,减小尖轨纵向位移。



图 4-10 尖轨跟部的限位器

为使转辙器能正确引导列车的行驶方向,尖轨尖端必须与基本轨紧密贴靠。 尖轨与基本轨的贴靠方式通常有两种,一种是爬坡式,一种是藏尖式。

当采用普通钢轨刨切尖轨时,为避免对基本轨和尖轨刨切过多,一般将头部经

— 109 —

过刨切的尖轨置于比基本轨底高出 6mm 的滑床板上,使尖轨叠盖在基本轨的轨底, 形成爬坡式尖轨。基本轨轨颚不刨切,加工简单,备品方便,如图4-11所示。

当采用矮型特种截面钢轨加工尖轨时,一般在基本轨的轨头下颚轨距线以下作1:3 的斜切,使尖轨尖端藏于基本轨的轨距线之下,形成藏尖式结构。这样就保护了尖轨尖端不被车轮轧伤,并使尖轨在动荷载作用下保持良好的竖向稳定性,如图 4-12 所示。





图 4-12 藏尖式尖轨(单位 imm)

为保护尖轨具有承受车轮压力的足够强 度,规定在尖轨顶宽50mm以上部分才能完全受力。尖轨各个截面的高度都有 具体规定。当用普通截面钢轨制作尖轨时,为减少尖轨轨底的刨切量,将尖轨较 基本轨抬高6mm,如图4-13所示。这时,尖轨尖端较基本轨顶面低23mm,在尖 轨顶宽20mm以下部分,完全由基本轨受力。尖轨顶宽为20~50mm的部分为 车轮荷载的过渡段。在尖轨整截面往后的垂直刨切终点处,尖轨顶面完全高出 基本轨顶面6mm。



图 4-13 顶面高出基本轨的尖轨(单位 mm)

当采用高型或矮型特种截面钢轨加工成尖轨时,尖轨顶宽 50mm 以后直到 尖轨跟端,尖轨和基本轨是等高的,尖轨顶宽为 20~50mm 这一段为过渡段,尖 轨尖端低于基本轨 23mm,如图 4-14 所示。

(三)转辙器上的其他零件

尖轨和转辙器部分的零件较多 图 4-15 为小号码道岔转辙器部分的各零件 名称。

— 110 —







图 4-15 尖轨和转辙器部分各零件及名称

(1)在整个尖轨长度范围内的岔枕面上,有承托尖轨和基本轨的滑床板。 滑床板有分开式和不分开式两类。不分开式用道钉将轨撑、滑床板直接与岔枕 连接,分开式是轨撑由垂直螺栓先与滑床板连接,再用道钉或螺纹道钉将垫板与 岔枕连接。我国铁路在滑床板下不加弹性垫,但近几年来也开展弹性滑床板的 研究,图 4-16 是德国 BWG 公司生产的滚珠滑床板和弹性滑床板,滚珠滑床板可 大大降低摩擦力。

(2)用以防止基本轨倾覆、扭转和纵横向移动的轨撑,安装在基本轨的外侧。它用螺栓与基本轨相连接,并用两个螺栓与滑床板连接。轨撑又分为双墙 式和单墙式。

(3) 铺设在尖轨之前的辙前垫板和之后的辙后垫板。

(4) 铺设在尖轨尖端和尖轨跟端的通长垫板。

(5) 道岔顶铁。尖轨的刨切部位紧贴基本轨,而在其他部位则依靠安装在 外侧腹部的顶铁,将车轮施加的横向力传递给基本轨,以防止尖轨受力时弯曲,

— 111 —



图 4-16 滚珠和弹性滑床板(德国 BWG)

并保持尖轨部分的轨距正确。

(6) 为保持导曲线的正确位置而设置的支距垫板。

(7) 道岔拉杆和连接杆。道岔拉杆是连接两根尖轨,并与转辙设备相连,以 实现尖轨的扳动的杆件,又叫转辙杆。连接杆为连接两根尖轨的杆件,它的作用 是加强尖轨间的联系,提高尖轨的稳定性。

尖轨尖端非作用边与基本轨作用边之间的拉开距离叫作道岔的尖轨动程, 规定在距尖轨尖端 380mm 的第一连接杆中心处量取,尖轨动程的规定见第二 节。

最常用的道岔转换设备有机械式和电动式两种。若按操纵方式分类,则有 集中式和非集中式两类。机械式转换设备可以为集中式或非集中式,电动式转 换设备则均为集中式。道岔转换设备必须具备转换(改变道岔开向)、锁闭(锁 闭道岔,在转辙杆中心处尖轨与基本轨之间,不允许有4mm以上的间隙)和显示 (显示道岔的正位或反位)等三种功能。

二、辙叉和护轨

辙岔是使车轮从一股钢轨越过另一股钢轨的设备,它设置在道岔侧线钢轨 与道岔主线钢轨相交处。辙叉由心轨、翼轨、护轨及连接零件组成。按平面形式 分,辙叉有直线辙叉和曲线辙叉两类;按构造分,又有固定式辙叉和活动式辙叉 两类。在单开道岔上以直线式固定辙叉最为常用,在提速线路上多为可动式辙 叉,在高速线上都为可动式辙叉。直线式固定辙叉分两种,即整铸辙叉和钢轨组 合式辙叉。

— 112 —

整铸辙叉是用高锰钢浇铸的整体辙叉,如图 4-17 所示。高锰钢是一种含 锰、碳元素较高的合金钢(含锰约 12.5%、碳 1.2%),具有较高的强度和良好的 抗冲击韧性,经热处理后,在冲击荷载作用下,会很快产生硬化,使表面具有良好 的耐磨性,同时,由于心轨和翼轨同时浇铸,整体性和稳定性较好,可以不设辙叉 垫板而直接铺设在岔枕上。这种辙叉还具有使用寿命长、养护维修方便的优点。

钢轨组合式辙叉是用钢轨及其他零件刨切拼装而成的。它由长心轨、短心 轨、翼轨、间隔铁、辙叉垫板及其他连接零件组成,如图 4-18 所示。辙叉心是由长 短心轨拼装而成,长心轨应铺设在正线或运量较大的线路方向上。为尽可能保持 长心轨截面的完整,而将短心轨的头部和底部刨去一部分,使短心轨轨底叠盖在长 心轨轨底上,以保持辙叉心的坚固稳定。这种辙叉仅用在一些次要线路上。



图 4-17 整铸锰钢辙叉



图 4-18 拼装式组合辙叉

叉心两侧作用边之间的夹角叫辙叉角 α。辙叉心轨两个工作边的延长线的 交点称为辙叉理论中心(理论尖端)。由于制造工艺的原因,实际上的叉心尖端 有 6 ~ 10mm 的宽度,此处称为心轨的实际尖端。

翼轨由普通钢轨弯折刨切而成,用间隔铁及螺栓和叉心联结在一起,以保持 相互间的正确位置,并形成必要的轮缘槽,使车轮轮缘能顺利通过。两翼轨工作边 相距最近处称辙叉咽喉。从辙叉咽喉至心轨实际尖端之间的轨线中断的距离叫作 "有害空间"如图4-19所示。道岔号数越大,辙叉角越小,这个有害空间就越长。 车轮通过有害空间时,叉心容易受到撞击。为保证车轮安全通过有害空间,必须在 辙叉两侧相对位置的基本轨内侧设置护轨,借以引导车轮的行驶方向。

道岔号数以辙叉号数 N 来表示 辙叉号数越大 辙叉角越小。

辙叉号数
$$N = \cot \alpha = \frac{OB'}{AB'}$$
, (4-1)



图 4-19 辙叉各部名称

辙叉角

$$\alpha = \arctan \frac{1}{N^{\circ}}$$
 (4-2)

同一道岔号码,不同国家铁路的辙叉角有微小差别,如美国铁路 6 号道岔 的辙叉角为9°31'38" 12 号道岔的辙叉角为4°46'19"。我国道岔号数与辙叉角 的对应值见表 4-1。

道岔号数与辙叉角的关系

道岔号数 N	6	7	9	12	18	24	38	41
辙叉角 α	9°27'44"	8°07'48"	6°20'25"	4°45'49"	3°10'47"	2°23'09"	1°30'26.8"	1°23'39.8"

在单开道岔中、因辙叉角小干 90° 所以将这类辙叉又称之为锐角辙叉。

单开道岔辙叉从其趾端到跟端的长度 FA或 EB(图 4-19)称辙叉全长 从辙 叉趾端到理论中心的距离 EO 或 FO 称辙叉趾距(又称辙叉前长) 用 n 表示 :从 辙叉跟端到理论中心的距离 AO 或 BO 称辙叉跟距(又称辙叉后长) 用 m 表示。 辙叉趾端两翼轨作用边间的距离 EF 和辙叉跟距叉心两个作用边间的距离 AB . 分别称为辙叉趾宽(前开口)P_和辙叉跟宽(后开口)P_。

我国常用的标准道岔的辙叉尺寸见表 4-2

表 4-2		(单位 mm)				
钢轨类型/(kg/m)	道岔号数	辙叉全长	n	m	P _n	P _m
75 60	18	12 600	2851	9749	258	441
75 60	12	5927	2127	3 800	177	317
50	12	4557	1 849	2 708	154	225
60	9	4 309	1 5 3 8	2771	171	308
50	9	3 588	1538	2050	171	228

当车轮沿翼轨向叉心方向滚动时,由于车轮踏面是锥形的,车轮逐渐下降, 当车轮离开翼轨完全滚到心轨后,又恢复到原来的高度,因此,产生了垂直不平 顺。为了消除垂直不平顺,并防止心轨在其尖端截面过分削弱部分承受车轮荷 载,采用了提高翼轨顶面和降低心轨前端顶面的做法,将翼轨顶面做成1:20的 横坡。使翼轨和心轨顶面之间保持必要的相对高差。

对高锰钢整铸辙叉,规定叉心顶宽为 35mm 及其以上部分承受全部车轮压力,而在 20mm 及以下截面则完全不受力,因此,将翼 轨顶面从辙叉咽喉到叉心顶面35mm一段以 堆焊法加高。为了防止车轮撞击心轨尖端, 应使该处顶面低于翼轨顶面33mm以下,如图 4-20(a)所示。

对钢轨组合式辙叉,规定叉心顶宽 40mm 及其以上部分承受全部车轮压力,而在 30mm 及以下部分则完全不受力。由于在工厂制作 时堆焊翼轨有困难,因此,设计中未将翼轨顶 面抬高,而只将心轨轨面降低,如图 4-20(b)。 但对磨耗的辙叉进行焊修时,可将翼轨顶面 焊高,如图 4-20(c)。



图 4-20 辙叉顶面(单位 mm)

近几年来,针对高锰钢辙叉使用中出现的磨损和病害,铁路部门和冶金部门 合作开发了超强高韧可焊贝氏体钢用于固定式辙叉的叉心。超强高韧可焊贝氏 体钢的化学成分为 C ,Mn ,Cr 等,适当添加 Ni ,Mo ,V ,Ti 等微量金属,使钢材的接 触疲劳性能大大提高 $\sigma_{\rm b}$ = 1404 ~ 1560MPa $\sigma_{\rm s}$ = 1100 ~ 1308MPa。延伸率 $\delta_{\rm s} \ge$ 12% ~ 14.5% ,冲击韧性 80 ~ 113J/cm ,硬度 HRC 达 40 ~ 60。用贝氏体钢制成 的叉心焊接或用螺栓联结在辙叉体上。这种叉心用于 60kg/m 12 号提速固定辙 叉上 ,客车速度可达 140km/h ,货车 100km/h ,预期使用寿命达 200Mt ,比锰钢辙 叉的使用寿命可提高一倍以上。

护轨设于固定辙叉的两侧 ,用以控制车轮的轮缘 ,使之进入设定的轮缘槽 内 ,防止与叉心碰撞。护轨可用普通钢轨或特种截面的护轨钢轨制作。

护轨的防护范围,应包括辙叉咽喉至叉心顶宽 50mm 的一段长度,并要求有 适当的余量,在平面图中,它由中间平直段、两段缓冲段和两段开口段组成,如图 4-21 所示。护轨平直段是起防护作用的部分,缓冲段和开口段起将车轮平顺地 引入护轨平直段的作用。缓冲段的冲击角应按列车允许的通过速度设置。

可动辙叉是指辙叉个别部件可以移动的辙叉,其作用是保证列车过岔时轨 线的连续,消除固定辙叉上存在的有害空间,并可取消护轨,同时辙叉在纵断面

— 115 —



图 4-21 护轨各段名称及保护范围(单位 mm)

上的几何不平顺也可以大大减少,从而可显著地降低辙叉部位的轮轨相互作用 力,提高列车运行的平稳性,延长辙叉的使用寿命。

可动辙叉有三种形式:

(1)可动心轨式。即心轨可动,翼轨固定。这种辙叉结构的优点是车辆作 用与心轨的横向力能直接传递给翼轨,保证了辙叉的横向稳定。由于心轨的转 换与转辙器同步联动,不会在误认进路时发生脱轨事故,故能保证行车安全。缺 点是制造比较复杂,并较固定式辙叉长。

可动心轨式辙叉的心轨跟端有铰接式和弹性可弯式两种。

心轨跟端为铰接式的又称为回转式心轨,如图 4-22 所示。铰接式心轨可为 整铸或用特种尖轨钢轨制成,通过高强螺栓固定在翼轨上的间隔铁能保证心轨 与翼轨的相对位置,并传递水平力。这种辙叉便于铸造,转换力较小,可以与原 有固定式辙叉的长度相同。铺设这种可动心轨辙叉不致引起车站平面的变动, 因此,尤其适用于既有线大站场的技术改造。但是,在辙叉范围内出现活接头, 不如弹性可弯式结构稳妥可靠。



图 4-22 回转式可动心轨辙叉

另一类可动心轨辙叉的心轨为弹性可弯式,如图 4-23 所示。心轨用特种截 面钢轨制成,心轨的一肢跟端可以为弹性可弯式,另一端为活动铰接式;或是心 轨的两肢均为弹性可弯式,转换时长短心轨接合面上产生少量的相对滑动。这 种心轨较长,并且转换力较大。前一种方式不仅连接可靠,而且构造简单,辙叉 转换力较小。我国广泛采用的可动心轨辙叉选用的就是这种形式。图 4-24 是

— 116 —

弹性可动心轨辙叉实物图。



图 4-23 弹性可弯式可动心轨辙叉



图 4-24 弹性可弯式可动心轨辙叉实物图

(2)可动翼轨式。即心轨固定,翼轨可动。又分单侧翼轨可动或双侧翼轨 可动两种形式。这类辙叉可以设计成与既有固定式辙叉互换的尺寸,铺设时可 以避免引起站场平面的变动,同时又满足了消灭有害空间的要求。缺点是可动 翼轨的横向稳定性较差,翼轨的固定装置结构复杂。图 4-25 为双侧可动翼轨辙 叉。

(3) 其他消灭有害空间的辙叉形式。如德国的 UIC60 型钢轨道岔,就是用

— 117 —



图 4-25 双侧可动翼轨辙叉

滑动的滑块填塞辙叉有害空间处的轮缘槽。

虽然世界各国使用的道岔类型很多,但可动心轨辙叉道岔,工作稳定可靠, 机车车辆对辙叉的附加冲击力及列车摇摆显著降低,养护工作量减少,使用寿命 延长,并且改善了旅客在列车过岔时的舒适度,所以是当前世界铁路首选的辙叉 类型。可动心轨辙叉在国外铁路上使用较多,我国主要提速干线上也大量使用 60kg/m 钢轨 12 号可动心轨道岔,18 号以上的道岔也都是可动心轨道岔。

三、连接部分

连接转辙器和辙叉的轨道为道岔的连接部分,它包括直股连接线和曲股连 接线,直股连接线与区间直线线路的构造基本相同,曲股连接线又称导曲线,导 曲线的平面形式可以是圆曲线、缓和曲线或变曲率曲线。我国目前线路上铺设 的道岔导曲线均为圆曲线,当尖轨为曲线型时,尖轨本身就是导曲线的一部分。 导曲线由于长度及界限的限制,一般不设超高和轨底坡,但在构造及条件容许的 情况下可设置少量超高。我国在钢筋混凝土岔枕上铺设的导曲线设置了6mm 的超高,两端用逐渐减薄厚度的胶垫进行顺坡。 为防止导曲线钢轨在动荷载作用下的外倾和轨距扩张,可设置一定数量的 轨撑或轨距拉杆。也可以在导曲线范围内设置一定数量的防爬器及防爬木撑, 以减少轨道的爬行。

连接部分一般配置 8 根钢轨,直股连接线 4 根,曲股连接线 4 根。配轨时要考虑轨道电路绝缘接头的位置和满足接头相对的要求,并尽量采用 12.5m 或 25m 长的标准钢轨。连接部分使用的短轨,一般不短于 6.25m,在困难的情况下,不短于 4.5m。

我国标准的 9,12 及 18 号道岔连接部分的配轨如图 4-26 所示,尺寸见表 4-3。



图 4-26 道岔连接部分

表 4-3

标准道岔的配轨尺寸

(单位:mm)

N	9	12	18	N	9	12	18
1 ₁	5 3 2 4	11791	10226	1 ₅	6838	12500	16574
l ₂	11000	12500	18750	1 ₆	9 500	9385	12 500
l ₃	6894	12500	16903	1 ₇	5216	11708	10173
l ₄	9 500	9426	12 500	l_8	11000	12500	18750

四、岔枕

在我国铁路上,岔枕有木枕和混凝土枕两类。

木岔枕截面和普通木枕基本相同,长度分为12级,其中最短的为2.60m,最 长的为4.80m级差为0.20m。而钢筋混凝土岔枕最长为4.90m级差为0.10m。

在我国铁路上还存在一定数量按旧标准加工的岔枕。这类岔枕长度分为 16级,其中最短的2.60m,最长的4.85m级差为0.15m。

铺设在单开道岔转辙器及连接部分的岔枕,均应与道岔直股方向垂直。辙 叉部分的岔枕,应与辙叉角的角平分线垂直,从辙叉趾前第二根轨枕开始,逐渐

— 119 —

第二节 道岔的几何形位

道岔各部分几何尺寸的正确与否,是保证机车车辆安全、平稳通过的必要条件。确定道岔各部位的几何尺寸,是根据机车车辆的轮对尺寸和道岔的轨距按 最不利的组合进行的。

一、道岔各部分的轨距

直线轨道的轨距为1435mm,曲线轨道应根据曲线半径、运行速度及机车车 辆的通过条件等因素来决定。

在单开道岔上,需要考虑对轨距加宽的部位有:基本轨前接头处轨距 S_1 ;尖轨尖端轨距 S_0 ;尖轨跟端直股及侧股轨距 S_1 ;导曲线中部轨距 S_2 ;导曲线终点轨距 S_2

道岔各部位的轨距,按机车车辆以正常强制内接条件加一定的余量考虑,计 算公式为

$$S = q_{max} + (f_0 - f_i) + \frac{1}{2}\delta_{min} - \sum \eta , \qquad (4-3)$$

式中 A_{max} 为最大轮对宽度 f_0 为外轮与外轨线形成的矢距 f_1 为内轮与内轨线形成的矢距 δ_{min} 为轮轨间的最小游间; $\sum \eta$ 为机车车辆轮轴的可能的横动量之和(参照第五章第三节)。

根据对我国铁路上使用的各种机车车辆的检算,我国铁路标准道岔上各部 位的轨距值见表 4-4。

道岔各部分的轨距加宽,应有适当的递减距离,以保证行车的平稳性。对直 线尖轨道岔,尖轨尖端的轨距加宽,应按不大于60的递减率向尖轨外方递减。S₀ 与 S_h的差数,应在尖轨范围内均匀递减。导曲线中部轨距加宽的递减距离,至导 曲线起点为3m,至导曲线终点为4m。尖轨跟端直股轨距 S_b的递减距离为1.5m。

表 4-4 标准道岔各部位的轨距尺寸 (单位:	mm)
-------------------------	-----

— 120 —

		1		
道岔号码 N	9	直线尖轨	12 直线尖轨 曲线尖轨 1435 1435 1445 1437	
S ₁	1 435	1 435	1 435	1 435
S ₀	1 450	1 445	1 437	1 438
S _h	1 439	1 439	1 435	1 435
S _c	1 450	1 445	1 435	1 435

对曲线尖轨道岔,直股方向只有一处加宽与递减,除尖轨尖端处+2mm外, 其余各部分轨距均为1435mm,相应的轨距加宽要在尖轨尖端到前基本轨接头 递减,且变化率不大于10。新设计的曲线尖轨道岔,已无轨距加宽了。

道岔各部分的轨距应符合标准规定,如有误差,不论是正线、到发线、站线或 专用线上的道岔,一律不得超过+3mm或-2mm,有控制锁的尖轨尖端不超过 ±1mm 较一般轨道有更严格的要求。同时还需考虑到道岔轨距在列车作用下 将有2mm的弹性扩张,由此可以算出道岔各部分的最小、正常和最大轨距值。

二、辙器部分的间隔尺寸

道岔转辙器上需要确定的几何尺寸主要有最小轮缘槽和尖轨动程。

(一)尖轨的最小轮缘槽宽 t_{min}

当曲线尖轨处于正位时,应保证在最不利的条件下,即轮对一侧的车轮轮缘 紧贴直股尖轨,另一侧车轮轮缘能顺利通过而不撞击曲尖轨的非工作边,如图

4-27 所示。此时,曲线尖轨在其最突出处的 轮缘槽,较其他任何一点的轮缘槽为小,称为 曲线尖轨的最小轮缘槽 t_{min}。要保证轮对顺 利通过该轮缘槽,而不使轮对的轮缘撞击尖 轨的非工作边,轮缘槽宽应为以下最不利组 合时的数值:



 $t_{\min} \ge S_{\max} - (T+d)_{\min}$, (4-4)

图 4-2/ 田线天机牝缘帽

式中 S_{max} 为曲尖轨突出处直向线路轨距的最大值,计算时还应考虑轨道的弹性 扩张和轨道公差,T 为轮背内侧距,d 为轮缘厚度。我国实际采用的 $t_{min} \ge 1435$ +3 - (1350 + 22 - 2) = 68mm,其中 3mm 为轨距扩大,2mm 为轮背距离缩小。 同时 t_{min} 也是控制曲线尖轨长度的因素之一,为缩短尖轨长度,根据经验, t_{min} 可减少至 65mm。

对于直线尖轨来说 , t_{min} 发生在尖轨跟端。尖轨跟端轮缘槽 t_0 应不小于 74mm。这时跟端支距 $y_0 = t_0 + b$,如图 4-28 所示。b 为尖轨跟端钢轨头部的宽

— 121 —



度。取 b = 70mm 代入有关数据,可得尖轨跟端支距 $y_a = 144$ mm。

图 4-28 直线尖轨轮缘槽

(二)尖轨动程 d₀

尖轨动程为尖轨尖端非作用边与基本轨作用边之间的拉开距离,规定在距 尖轨端 380mm 的转辙杆中心处量取。尖轨的动程应保证尖轨扳动后,车轮对尖 轨的非工作边不发生侧向挤压,尖轨的动程应按计算确定。由于目前各种转辙 机的动程业已定型,故尖轨的动程应与转辙机的动程配合。目前大多数转辙机 的标准动程为 152mm,因此,《铁路线路维修规则》规定:尖轨在第一连接杆处的 最小动程,直尖轨为 142mm,曲尖轨为 152mm,AT 型弹性可弯尖轨为 180mm。

三、导曲线支距

在单开道岔上,以直股基本轨作用边为横坐标轴,导曲线上各点距此轴的垂 直距离称为导曲线支距。导曲线支距正确与否对保证导曲线的圆顺起着十分重 要的作用。

计算导曲线支距有多种方法,下面以圆曲线型导曲线的曲线尖轨单开道岔 为例,进行计算。取直股基本轨作用边正对尖轨跟端的 O 点为坐标原点,如图 4-29 所示。这时,导曲线始点的横坐标 x₀和支距 y₀分别为

$$x_0 = 0$$
, $y_0 = y_{s^{\circ}}$ (4-5)

导曲线终点的横坐标 x 和支距 y 分别为

$$x_n = R(\sin\gamma_n - \sin\beta)$$
, $y_n = y_s + R(\cos\beta - \cos\gamma_n)$, (4-6)

式中 R 为导曲线外轨半径 γ_n 为导曲线终点 n 所对应的偏角 β 为转辙角。

令导曲线上各支距点 i 的横坐标为 x_i,通常点间距为 2m,则其相应的支距 y_i为

$$y_{i} = y_{0} + R(\cos\beta - \cos\gamma_{i}) , \qquad (4-7)$$

式中的 γ_1 可用下述近似公式求得。



图 4-29 导曲线支距

因为
$$R\sin\gamma_i = R\sin\beta + x_i$$
, $\sin\gamma_i = \sin\beta + \frac{x_i}{R}$, (4-8)

$$\gamma_i = \arcsin\left(\sin\beta + \frac{x_i}{R}\right)$$
 (4-9)

显然,在导曲线终点 $\gamma_n = \alpha$ (辙叉角)。 计算时,可按表 4-5 的公式进行。

表 4-5

所以

导曲线各点支距 y 的计算格式

x _i	x _i /R	$\sin \gamma_i = \sin \beta + x_i / R$	$\cos \gamma_i$	$\cos\beta - \cos\gamma_i$	$R(\cos\beta - \cos\gamma_i)$	$y_i = y_g + R(\cos\beta - \cos\gamma_i)$

最后计算所得的 y_, 可用下式进行校核:

$$y_{n} = S - Ksin\alpha , \qquad (4-10)$$

式中 K 为导曲线后插直线长。

四、辙叉和护轨部分的间隔尺寸

道岔辙叉及护轨部分需要确定的间隔尺寸主要是辙叉咽喉轮缘槽宽 t_1 、查 照间隔 $D_1 D_2$ 、护轨轮缘槽宽 t_2 、翼轨轮缘槽宽 t_2 和辙叉有害空间 l_{H^2} 。

(一) 辙叉咽喉轮缘槽宽 t,

辙叉咽喉轮缘槽宽如图 4-30 所示,其计算公式为

$$t_1 = S - (T + d)_{\circ}$$
 (4-11)

— 123 —



图 4-30 辙叉查照间隔及护轨尺寸

为保证车轮顺利通过辙叉咽喉,应保证在最不利的条件下,即最小轮对一侧 车轮轮缘紧贴基本轨时,另一侧车轮轮缘不撞击翼轨。这时,最不利的组合为

$$t_1 \ge S_{max} - (T+d)_{min} \circ$$
 (4-12)

考虑到道岔轨距容许最大误差为 3mm 轮对车轴弯曲后,内侧距减少 2mm,则

$$t_1 \ge 1435 + 3 - (1350 + 22 - 2) = 68 (mm)_{\circ}$$

(2) 查照间距 D₁和 D₂

护轨作用边至心轨作用边的查照间距 D, 由图 4-30 可知 D, 的计算公式为

$$\mathbf{D}_{1} = \mathbf{T} + \mathbf{d}_{\mathbf{o}} \tag{4-13}$$

此间隔应保证车轮轮对在最不利的条件下,最大轮对一侧轮缘受护轨的引导,而另一侧轮缘不撞击辙叉叉心,即应有

$$D_1 \ge (T+d)_{max}$$

考虑到车轴弯曲使轮背内侧距增大 2mm ,代入具体数值后得

$$D_1 \ge (1356 + 2) + 33 = 1391 (mm)_{\circ}$$

D,只能有正误差,容许范围为1391~1394mm。

护轨作用边至翼轨作用边的查照间隔 D, ,由图 4-30 可知 ,D,的计算公式为

$$D_{a} = T_{o} \tag{4-14}$$

为保证最小车轮通过时不被楔住 必须有

$$D_2 \leq T_{min}$$
 ,

取 T 时,以较机车轮更小的车辆轮为计算依据,并考虑车轴上弯后对轮对内侧 — 124 — 距的减小值 2mm ,则

 $D_2 \leq 1350 - 2 = 1348 (mm)_{\circ}$

D,只能有负误差 容许范围为1346~1348mm。

(三)护轨平直段轮缘槽宽 t_a

如图 4-30 所示,护轨平直段轮缘槽宽 t_{g1}应保证 D₁不超出规定的容许范围,即

$$t_{g1} = S - D_1 - 2$$
, (4-15)

式中 2mm 为护轨侧面磨耗限度。

取 S = 1435mm D = 1391mm \mathcal{M} t_{gl} = 42mm。《铁路工务规则》规定 护轨轮缘槽平直段为 42 ~ 44mm。

为使车轮轮缘能顺利进入护轨轮缘槽内,在护轨平直段两端设置了缓冲段和开口段。缓冲段的角度与尖轨冲击角相同,其终端轮缘槽宽 tg 应保证有和辙 叉咽喉轮缘槽宽 tg 相同的通过条件,即 tg = t₁ = 68mm。在缓冲段的外端,再各 设开口段。为使轮缘不撞击护轨开口段,取开口段终端轮缘槽宽 tg 为 90mm,用 把钢轨头部向上斜切的方法得到。

护轨的平直段 x 相当于自辙叉咽喉起至心轨顶宽 50mm 处止 ,外加两侧各 100~300mm ,缓冲段长 x, 按计算确定 ,开口段长度一般采用 150mm。

在我国铁路上,9 号、12 号和 18 号道岔护轨全长分别为 3.9m,4.5m 和 8.0m。

(四) 辙叉翼轨平直段轮缘槽宽 t_

根据图 4-30,为使具有最小轮背内侧距的轮对自由通过辙叉的平直段,应有

$$t_{w} \ge S - t_{g1} - D_{2} = D_{1} - D_{2}$$
, (4-16)

代入有关数据 ,得 t_w≥1435 - 42 - 1348 =45(mm)。

考虑到制造时可能出现负公差,我国定型道岔采用 46mm,《铁路工务规则》 规定为 45~48mm。从辙叉心轨尖端至心轨宽 50mm 处 t_w 均应保持此宽度。

辙叉翼轨轮缘槽也有过渡段和开口段。与护轨情况相同,其终端轮缘槽分 别为68mm和90mm。辙叉翼轨各部分长度及其总长,可比照护轨作相应的计 算。

五、有害空间 l...

从辙叉咽喉至实际尖端之间的距离 称辙叉的有害空间,有害空间的长度1_用 可用下式求取:

— 125 —

$$l_{\rm H} = \frac{t_1 + b_1}{\sin\alpha} , \qquad (4-17)$$

式中 b 为叉心实际尖端宽度。由于 α 很小 ,可近似地取 $\frac{1}{\sin\alpha} \approx \frac{1}{\tan\alpha} = \cot\alpha = N$, 故式(4-17)可改写成

$$l_{\rm H} \approx (t_1 + b_1) N$$
, (4-18)

取 $t_1 = 68 \text{ mm}$ $b_1 = 10 \text{ mm}$ 则 9 号、12 号及 18 号道岔的有害空间分别为 702 mm , 936 mm 及 1404 mm。

六、可动心轨

可动心轨辙叉的主要间隔有辙叉咽喉轮缘槽与翼轨端部轮缘槽。可动心轨 辙叉与固定式辙叉不同,其咽喉宽度不能用最小轮背距和最小轮缘厚度进行计 算,而应根据转辙器的参数来决定。现有电动转辙机的动程为152mm,调整密 贴的调整杆的轴套摆渡最小可达90mm,因此,可动心轨辙叉咽喉的理论宽度 t₁ 不应小于90mm,并不大于152mm。现已使用的60kg/m钢轨12 号可动心轨辙 叉中,该值采用120mm。翼轨端部的轮缘槽宽度 t₂不应小于固定式辙叉咽喉 (68mm),一般采用 t₂ >90mm。若可动心轨辙叉中设置防磨护轨,护轨轮缘槽应 确保心轨不发生侧面磨耗以保持心轨与翼轨密贴。

第三节 单开道岔总布置图

在我国铁路提速过程中,道岔提速是其中的重要环节,在既有道岔类型不能 满足提速要求情况下,需要根据道岔通过速度的要求设计新型道岔。道岔设计 包括总体布置图和结构设计。本节介绍单开道岔的总体布置图,道岔结构设计 已超出本课程范围,在本节不作介绍。

单开道岔总布置图设计应根据道岔通过速度及运行条件,选定道岔类型、道 岔号数、导曲线半径、转辙器尖轨类型和辙叉类型。在此基础上进行道岔总体布 置设计,内容为转辙器计算、辙叉计算、道岔主要尺寸计算、配轨计算、导曲线支 距计算、各部分轨距计算和岔枕布置等,并绘制道岔总体布置图和材料数量表。

一、曲线尖轨、直线辙叉的单开道岔计算

(一)转辙器计算

曲线尖轨大多采用圆曲线,其曲线半径由列车侧向过岔速度确定,通常尖轨的曲率与导曲线的曲率相同,以保证转辙器和导曲线允许列车通过速度相同。

— 126 —

本节以半切线型尖轨作一总体布置设计。

半切线型尖轨如图 4-31 所示。其理论起点与基本轨相切,为避免尖轨尖端 过于单薄,从尖轨顶宽为 b'处(通常为 20~40mm)开始,将曲线改为直线,并在 顶宽 3~5mm 处再作一斜边。这种曲线尖轨比较牢固,加工也较为简单,侧向行 车速度优于直线尖轨,是我国目前大号码道岔的标准尖轨形式。



图 4-31 半切线型尖轨

曲线尖轨转辙器应确定的主要尺寸包括:曲线尖轨长度 l_0 ,直向尖轨长度 l_1' ,基本轨前端长 q,基本轨后端长 q',尖轨尖端初始转辙角 β_1 ,尖轨转辙角 β 和 尖轨跟端支距 y₀。

设侧股轨道中心线的半径为 R_0 ,尖轨工作边的曲率半径为 R,则 $R = R_0 + 717.5 mm$ 。

尖轨尖端始转辙角为β₁ 是曲线尖轨或导曲线工作边实际起点的半径与垂 直线的夹角,由图 4-31 可得

$$\beta_1 = \arccos \frac{\mathbf{R} - \mathbf{b}'}{\mathbf{R}} \circ \tag{4-19}$$

B 点的切线为 AB ,理论切线 O 与 A ,B 点所形成的三角形中 ,有 OA = AB。 由于转辙角极小 ,可以认为尖轨实际尖端至理论起点的距离与尖轨实际尖端至 尖轨顶宽 b'处的距离相等。则 A,可用下式计算:

$$A_0 = \operatorname{Rtan} \frac{\beta_1}{2} \circ \tag{4-20}$$

基本轨前端长 q 是道岔与连接线路或与另一组道岔之间的过渡段。为使两 组道岔对接时,道岔侧线的理论顶点能设置在道岔前端接头处,尖轨尖端前部基 本轨的长度 q 不应小于 A₀ - $\frac{\delta}{2}$ (δ 为基本轨端部轨缝)。同时 A 值还应满足轨

— 127 —

距变化的要求 ,即 $q_0 \ge \frac{S_0 - S}{i} S_0$ 为尖轨尖端处的轨距 S 为正常轨距 i 为轨距变 化率 ,不大于 60 q 值的长短还应考虑到岔枕的布置。我国铁路的 9 号和 12 号 标准道岔上 ,在满足岔枕合理布置的前提下 ,取 q = 2646mm。

尖轨跟部所对的圆心角为β角 称为转辙角,计算式为

$$\beta = \arccos \frac{R - y_g}{R}$$
 (4-21)

曲线尖轨的长度为

$$l_0 = AB + BC = A_0 + \frac{\pi}{180}R(\beta - \beta_1)_{\circ}$$
 (4-22)

由式(4-22)所确定的尖轨长度,应保证曲线尖轨扳开后,其最小轮缘槽应满 足 t_{min}的要求。否则应调整尖轨跟端支距 y_g,即改变β值,重新计算尖轨长度,并 校核轮缘槽宽度,直至符合要求为止。

尖轨长度 1. 对应的轮缘槽最小宽度值可通过下述方法确定。

首先确定最小轮缘槽的坐标位置 x₁(以尖轨理论切点为坐标原点)。如图 4-32 所示,设尖轨跟端支距为 y_g,尖轨转辙杆安装在离尖轨尖端 x₀ 处,尖轨的动 程为 d₀。尖轨扳开后,尖轨突出处距尖轨理论起点的距离为 x,尖轨工作边与基



图 4-32 曲线尖轨轮缘槽

本轨工作边之间的距离为 T。利用曲边三角形 的关系 ,可得

$$T = \frac{x^2}{2R} + \frac{d_0(l_0 + q - x)}{l_0 - x_0}, \quad (4-23)$$

令 $rac{\mathrm{dT}}{\mathrm{dx}}=0$ 则可得尖轨突出点(最小轮缘槽位置) 距尖轨尖端的距离为

$$x_{t} = \frac{d_{0}R}{l_{0} - x_{0}}$$
, (4-24)

由此得最小轮缘槽宽度为

$$t_{\min} = \frac{x_t^2}{2R} + \frac{d_0(l_0 + q - x_t)}{l_0 - x_0} - b , \quad (4-25)$$

式中 b 为钢轨顶面宽度。

尖轨的长度还与跟部的结构有关。间隔铁式尖轨跟端结构,其 l₀ 可按式 (4-22)计算。弹性可弯式跟端结构,按公式求得的尖轨长度还需要增加 1.2~ - 128 — 2.0m ,以作为尖轨跟部的固定部分。

转辙器中与曲线尖轨相对应的直向尖轨为直尖轨,直尖轨以曲尖轨实际尖端与跟端在水平方向的投影作为其长度,以保持两尖轨的尖端及跟端对齐,直尖轨的长度为

$$l'_{0} = A_{0} + R(\sin\beta - \sin\beta_{1})_{\circ} \qquad (4-26)$$

基本轨后端长 q'主要决定于尖轨跟端联结结构、岔枕布置及配轨要求。

新设计的 60kg/m 钢轨 12 号提速单开道岔,转辙器中采用的是切线型尖轨,仅于尖轨尖端轨头宽 2mm 处作补充刨切,使尖端藏于基本轨轨线以内。其 主要尺寸的计算原理与半切线尖轨相一致,基本参数为 :R = 360 717.5mm ,q = 2916mm $b_2 = 2mm y_g = 311mm J_0 = 13880mm J_0' = 13880mm ,尖轨尖端轨距加宽$ 值为 2mm ,导曲线理论起点离尖轨实际尖端为 886mm ,导曲线实际起点离尖轨实际尖端为 298mm。

(二) 锐角辙叉主要尺寸

锐角辙叉的主要尺寸包括趾距、跟距及辙叉全长。

直线锐角辙叉的长度应根据给定的钢轨类型、辙叉角进行计算。首先,根据 辙叉的构造要求,即夹板的孔型布置,以各个夹板螺栓顺利穿入为控制条件,计 算辙叉的容许最小长度,再按岔枕布置及护轨长度等条件进行调整,最后确定采 用值。我国铁路标准9号、12号及18号道岔直线辙叉的长度可参考表4-2,新 设计的60kg/m钢轨12号提速道岔,锰钢固定辙叉的长度是趾长2308mm,跟长 3954mm。

(三) 道岔主要尺寸计算

在转辙器辙叉计算结果的基础上,应根据道岔平面几何尺寸协调性原则,进 行道岔主要尺寸的计算。

以半切线型尖轨、直线辙叉为例,计算单开道岔的主要尺寸,如图 4-33 所示。图中各参数的意义为 道岔号数 N 或辙叉角 α ,轨距 S ,轨缝 δ ,转辙角 β ,尖 轨长 l_0 及 l_0' ,跟端支距 y_g ,基本轨前长 q ,辙叉趾距 n ,辙叉跟距 m ,导曲线半径 R ,导曲线后插入直线长度 K。

O点为直股轨道中心线与曲股轨道中心线的交点,又称道岔中心。

需要计算的尺寸如下:

道岔前长 a(道岔前轨缝中心至道岔中心的距离),道岔后长 b(道岔中心至 道岔后轨缝中心的距离);

道岔理论全长 L (尖轨理论尖端至辙叉理论尖端的距离);

道岔实际全长 L_{0} (道岔前后轨缝中心之间的距离);

导曲线后插入直线长 K(当 R 已知时),导曲线外轨半径 R(当 K 已知时)。

— 129 —



图 4-33 单开道岔总图

导曲线后插入段 K 的作用是减少车辆对辙叉的冲击,避免车轮撞击辙叉前接头,使辙叉两侧的护轨完全置于直线上。一般要求 K 的长度为 2~4m,最短不能短于辙叉趾距加上接头夹板长度的一半。即

$$K \ge n + \frac{l_{H}}{2}$$

根据对道岔几何关系的要求 将曲外股钢轨作用边投影到直股中线上 得

$$L_{t} = Rsin\alpha + Kcos\alpha - A_{0} , \qquad (4-27)$$

投影到直股中线的垂直线上,得

$$S = y_g + R(\cos\beta - \cos\alpha) + K\sin\alpha , \qquad (4-28)$$

得道岔主要计算公式:

$$K = \frac{S - R(\cos\beta - \cos\alpha) - y_g}{\sin\alpha}, \qquad (4-29)$$

$$R = \frac{S - K \sin \alpha - y_g}{\cos \beta - \cos \alpha} , \qquad (4-30)$$

或

$$L_{q} = q + l_{t} + m + \delta$$
, (4-31)

$$b = \frac{S}{2\tan\frac{\alpha}{2}} + m + \frac{\delta}{2} , \qquad (4-32)$$

— 130 —

$$a = L_0 - b_o$$
 (4-33)

例 4-1 设有 60kg/m 钢轨 12 号提速道岔,曲线尖轨、固定型直线辙叉单开 道岔。导曲线外轨半径为 350717.5mm,辙叉趾长 2038mm,辙叉跟长 3954mm, 曲线尖轨长 13 880mm,直线尖轨长 13 880mm,基本轨前端长 2916mm,轨距为 1435mm,跟端支距为 311mm,道岔前后轨缝宽 8mm,导曲线理论起点离尖轨实 际尖端为 886mm,导曲线实际起点离尖轨实际尖端为 298mm,如图 4-34 所示。



图 4-34 12 号固定型辙叉提速道岔平面主要尺寸(单位:mm)

计算如下:

$$\beta = 2^{\circ}24'47'' \cos\beta = 0.9991132$$
;

 $\alpha = 4^{\circ}45'49'' \cos \alpha = 0.99654580 \sin \alpha = 0.08304495 \tan \frac{\alpha}{2} = 0.0415931$;

$$K = \frac{S - R(\cos\beta - \cos\alpha) - y_g}{\sin\alpha}$$
$$= \frac{1435 - 350717.5 \times (0.9991132 - 0.99654580) - 311}{0.08304495} = 2692 (mm);$$

$$L_{t} = Rsin\alpha + Kcos\alpha - A_{0}$$

= 350717.5 × 0.08304495 + 2692 × 0.99654580 - 886 = 30922(mm);
$$L_{0} = q + l_{t} + m + \delta = 2916 + 30922 + 3954 + 8 = 37800(mm);$$

$$b = \frac{S}{2tan \frac{\alpha}{2}} + m + \frac{\delta}{2} = \frac{1435}{2 \times 0.0415931} + 3954 + 4 = 21208(mm);$$

— 131 —

 $a = L_0 - b = 37800 - 21208 = 16592 (mm)_o$

(四) 配轨计算

一组单开道岔,除转辙器、辙叉和护轨外,一般有8根连接轨分4股,每股2 根。配轨计算就是计算这8根钢轨的长度,并确定其接头位置。

配轨时应考虑 转辙器及辙叉的左右基本轨长度,应尽可能一致,以减少基本轨备件的数量,并有利于左右开道岔的互换,连接部分的钢轨不宜过短,小号码道岔一般不短于4.5m,大号码道岔不短于6.25m 配轨时应保证接头对接,并应尽量保证能顺利布置岔枕,同时要考虑安装轨道电路绝缘接头的可能性;充分利用整轨、缩短轨、整轨的整分数倍的短轨,做到少切锯,少废弃,钢轨利用率高的锯轨方案。

单开道岔配轨计算(图 4-33)公式为

$$l_{1} + l_{2} = L_{Q} - L_{j} - 3\delta ,$$

$$l_{3} + l_{4} = \left(R + \frac{b_{0}}{2}\right)(\alpha - \beta)\frac{\pi}{180} + K - n - 3\delta ,$$

$$l_{5} + l_{6} = L_{1} - L_{0} - n - 3\delta ,$$

$$l_{7} + l_{8} = q + A_{0} - S_{0}\tan\beta_{1} + \left(R - S - \frac{b_{0}}{2}\right)(\alpha - \beta_{1})\frac{\pi}{180} + K + m - 2\delta - l_{j} ,$$

式中 b_0 为轨头宽度 $S_0 \tan \beta_1$ 为曲线尖轨外轨起点超前内轨起点的距离 l_j 为基本轨长度。

仍对 60kg/m 钢轨 ,12 号提速道岔进行计算 ,基本轨长为 16584mm ,其他数 据采用以上计算结果。

$$\begin{aligned} l_1 + l_2 &= 37\,800 - 16\,584 - 3 \times 8 = 21\,192\,(\,\text{mm}\,) \ , \\ l_3 + l_4 &= (350\,717.\,5 + 35\,) \times 2.\,350\,555^\circ \times 0.\,017\,453\,29 + 2\,692 - 2\,038 - 3 \times 8 \\ &= 15\,024\,(\,\text{mm}\,) \ , \\ l_5 + l_6 &= 30\,922 - 13\,880 - 2\,038 - 3 \times 8 = 14\,980\,(\,\text{mm}\,) \ , \\ l_7 + l_8 &= 2\,916 + 298 - 1\,437 \times 0.\,000\,3377 + (350\,717.\,5 - 1\,435 - 35\,) \\ &\quad \times 4.\,760\,234^\circ \times 0.\,017\,453\,29 + 2\,692 + 3\,954 - 2 \times 8 - 16\,584 \end{aligned}$$

= 22271 (mm),

取8根钢轨的长度为

 $l_1 = 7770 \,\text{mm}$, $l_2 = 13422 \,\text{mm}$, $l_3 = 7804 \,\text{mm}$, $l_4 = 7220 \,\text{mm}$, - 132 -
$l_{5} = 7770 \text{ mm}$, $l_{6} = 7210 \text{ mm}$, $l_{7} = 7804 \text{ mm}$, $l_{8} = 14467 \text{ mm}$

(五)导曲线支距计算

如前所述的导曲线支距计算方法,对 60kg/m 钢轨,12 号提速单开道岔进行 计算。已知参数为

 $\beta = 2^{\circ}24'47''$, $\alpha = 4^{\circ}45'49''$, $y_{\sigma} = 311 \text{ mm}_{\circ}$

支距计算起始点坐标为 $x_0 = 0 \text{ mm}$, $y_2 = 311 \text{ mm}$ 。

支距计算起终点坐标为

 $x_n = R(\sin\alpha - \sin\beta) = 350717.5 \times (0.08304495 - 0.0421047) = 14358(mm)$,

 $y_{g} = S - Ksin\alpha = 1435 - 2692 \times 0.08304495 = 1211 (mm)_{\circ}$

其余各点按表 4-5 计算。

二、直线尖轨转辙器的计算

直线尖轨、直线辙叉与上述曲线尖轨、直线辙叉的计算方法和步骤基本一 致 但计算时需考虑如下一些特点:

(1)两根尖轨都为直线型,因此冲击角、始转辙角和转辙角相同,同时尖轨较短;

(2) 尖轨跟部结构通常采用间隔铁鱼尾板式,尖轨非工作边与基本轨工作 边之间的最小距离位于尖轨辙跟处;

(3) 在导曲线前设置插直线 k,以减少车轮对尖轨辙跟的冲击;

(4) 侧股线路的轨距加宽要比曲线尖轨的为大。

三、可动心轨辙叉的计算

可动心轨辙叉计算的主要参数有 :心轨转换过程中不发生弯折的长度 l_1 ,弹性肢长 l_2 ,转辙机必需的扳动力 P ,心轨角 β ,第一、第二转辙杆处的心轨动程 t_1 和 t_1 ,如图 4-35 所示。

在计算这些参数时,可将心轨段 1, 作为绝对刚体, 1, 段为弹性可弯的固端 悬臂梁。在第一、第二转辙杆处作用有 P, 和 P, 力, 根据这一力学模型可得到参 数计算公式,但参数之间是相互关联的未知量,无法直接计算得到。在工程实例 计算中,是先假定某几个参数,计算其他参数,从而得到一系列曲线,在此曲线上 查找合适的数据,同时考虑可动心轨结构的要求和岔枕的布置,最后定出合理的 参数。

心轨实际尖端至弹性可弯中心一段(图 4-35 中 AN 段)为心轨的摆动部分。

— 133 —



图 4-35 可动心轨辙叉

心轨摆动部分的长度与转辙机的扳动力及摆渡、心轨危险截面的弯曲应力等因 素有关。心轨摆动部分的长度加长,对上述各项指标有利。

可动心轨辙叉的最小趾距,不能采用固定辙叉趾端接头,即不能按构造计算的方法,而应按趾端的稳定性来决定,并要与道岔配轨、岔枕布置等一起考虑。

辙叉跟距是指辙叉轨距线交点至辙叉跟端的距离。当辙叉跟不设伸缩接头 时 辙叉跟距指轨距线交点至心轨跟端间的距离 这时

$$m_{\min} \ge L + l_1 - \frac{t_1}{2\sin\frac{\alpha}{2}}$$
, (4-34)

式中 L 为长心轨尖端到可弯中心的距离; l₁ 为心轨可弯中心到辙跟端的距离, 此值不应小于 2m ^tt, 为心轨尖端处的咽喉宽度。

第四节 过岔速度和提速道岔 高速道岔

道岔在使用中应满足强度、安全和旅客舒适度的要求,保证列车以规定的速 度通过,并且具有较长的使用寿命。

道岔的过岔速度是控制行车速度的重要因素。道岔的过岔速度有侧向过岔 速度和直向过岔速度之分。

在选择正线道岔号数时应符合下列规定:

(1) 用于侧向通过列车, 速度超过 80km/h 的单开道岔, 不得小于 30 号;

(2) 用于侧向通过列车, 速度超过 50km/h 的单开道岔, 不得小于 18 号;

(3) 用于侧向通过列车,速度不超过 50km/h 的单开道岔,不得小于 12 号 (非 AT 弹性可弯尖轨为 45km/h);

(4) 用于侧向接发停车旅客列车的单开道岔,不得小于12号;

(5)用于侧向接发停车货物列车并位于正线的单开道岔,在中间站不得小

— 134 —

于12号,在其他车站不得小于9号;

(6) 其他线路的单开道岔 不得小于9号;

(7)狭窄的站场采用交分道岔,不得小于9号,但尽量不用于正线,必须采用时,不得小于12号;

(8) 峰下线路采用对称道岔,不得小于6号,采用三开道岔不得小于7号;

(9) 段管线采用对称道岔 不得小于6号。

一、过岔速度分析

对一组单开道岔来说,侧向过岔速度受转辙器、导曲线、辙叉和护轨以及道 岔后连接线路四个部分的通过速度制约。其中每一部分的允许通过速度都影响 整个道岔的通过速度。其中,辙叉部分,按目前的结构类型、强度条件和平面设 计来看,其侧向过岔的允许速度常可高于转辙器和导曲线的允许速度,道岔后的 连接线路按规定其允许通过速度可不低于道岔导曲线的允许通过速度。因此, 侧向通过速度主要由转辙器和导曲线这两个部位允许的通过速度来决定。

当道岔直向运行时 撤叉部位存在着有害空间,车轮从翼轨滚向心轨时,将 对心轨产生强烈的冲击。另外,当列车逆向过岔时,车轮轮缘将与辙叉上的护轨 缓冲段的作用边以及辙叉咽喉至岔心尖端的翼轨缓冲段作用边相撞。而当顺向 过岔时,车轮则将与护轨及翼轨的另一缓冲段作用边相撞,如图 4-36 所示。因 此直向过岔速度主要取决于轮轨撞击时的动能损失值。



图 4-36 辙叉和护轨的冲角

综上所述 ,道岔的过岔速度主要取决于未被平衡的离心加速度 a、未被平衡 的离心加速度的增量 ψ 和撞击时的动能损失 ω 三个基本参数。

(一) 未被平衡的离心加速度 a

当列车进入侧向运行时产生的离心加速度,使车内乘客受到离心力的作用。 当离心力过大时会使旅客感到不适,人在车厢里行走困难,甚至物品移动倾倒, 因此,应对这种加速度值加以限制。

道岔的导曲线一般采用圆曲线 ,且道岔导曲线部分一般不设超高。因此 ,当 列车在导曲线上运行时 ,产生的离心加速度为

$$a = \frac{v^2}{R} , \qquad (4-35)$$

— 135 —

式中,v为行车速度(m/s) R为道岔导曲线半径(m)。

为保证列车平稳通过道岔,并满足旅客舒适度的要求,a 必须小于容许值 a_0 。在我国铁路上 a_0 取为 $0.5 \sim 0.65 \text{ m/s}^2$ 。取 $a_0 \leq 0.65 \text{ m/s}^2$,以 v(km/h)/3.6 取代 v(m/s)则有

$$a = \frac{v^2}{3.6^2 R} \le 0.65 (m/s^2)_{\circ}$$

由此可得 在导曲线半径确定时 容许的侧向过岔速度为

 $a \leq 2.9 \sqrt{R} (km/h)$,

或是在指定的侧向过岔速度下,导曲线的半径必须满足

 $R \ge 0.119v^2(m)$,

式中, v以 km/h 计。

(二) 未被平衡的离心加速度的增量

车辆从直线进入圆曲线时,未被平衡的离心加速度逐渐由零变化到 a,其单位时间的增量等于 $\psi = \frac{da}{dt}$,按照旅客舒适度的要求 ψ 必须限值在一个容许值之内。在我国铁路上规定 $\psi_0 = 0.5 \text{ m/s}^3$ 。

未被平衡的离心加速度的变化,可以近似地假定是在车辆的全轴距内完成, 即

$$\psi = \frac{da}{dt} = \frac{\frac{v^2}{R}}{\frac{L}{v}} = \frac{v^3}{RL} (m/s^3) ,$$
 (4-36)

式中 L为车辆全轴距,计算时可采用全金属客车的值 L=18m x为列车速度,以 km/h 计算,则表达式为

$$\psi = \frac{v^3}{3.6^3 \text{RL}},$$

v 以 km/h 计 取 ψ_0 =0.5m/s³,则相应的容许侧向过岔速度和最小的曲线半径 限值分别为 v≤7.483 $\sqrt[3]{R}$ (km/h)和 R≥0.00238v³(m)。

(三) 动能损失 ω

机车车辆由直线进入道岔侧线时,在开始迫使其改变运行方向的瞬间,将发 生车轮与钢轨的撞击。这时,车辆运行的一部分动能,将转变为对钢轨的挤压和 机车车辆走行部分横向弹性变形的位能,这就是动能损失。

— 136 —

假定撞击前后的车体质量为常量,并近似地把车体看作为作用于撞击部位 的运动质点,并略去道岔被撞击后的弹性变形,则车辆与钢轨撞击时的动能损失 将正比于车体运行速度损失的平方。由图 4-37 可见,车轮在 C 点与直线尖轨撞 击后,运行方向被迫由 A 向变成 B 向,运行方向上的速度 v 变成 vcosβ'(式中β' 为冲角),速度 vsinβ'不能使车体运行,因此撞击时的动能损失为

$$\Delta \omega = \frac{1}{2} \mathrm{mv}^2 \sin^2 \beta' \, \mathrm{o}$$

因为计算动能损失的绝对值,还需要考虑到其他一系列因素,如参与撞击的 轮轨换算质量及轨道、机车车轮弹簧系统的变形等,而这些数值都比较难以确 定。实践中,采用比较的办法,即把速度 v(以 km/h 计)和冲角 β '视为变值,而 其他量都假定为在比较条件下的常值,这样,就以 $\omega = v^2 \sin^2 \beta$ '来表示撞击时动 能的损失,单位为 km²/h²。

车辆在与直线尖轨和曲线尖轨撞击时 其动能损失的表达式稍有不同。

车辆逆向进入直线尖轨转辙器时,由于冲角 β' 与尖轨平面转辙角 β 相同, 如图 4-37 所示,故动能损失为

$$\omega = v^2 \sin^2 \beta_{\circ}$$



图 4-37 车辆逆向进入直线尖轨轨辙器 图 4-38 车辆逆向进入曲线尖轨轨辙

车辆由直线进入圆曲线型尖轨时,轮缘与钢轨之间的游间 δ 和冲角 β '之间的关系由图 4-38 可知,

$$\delta = \mathbf{R}(1 - \cos\beta') = 2\mathbf{R}\sin^2\frac{\beta'}{2}$$
,

一般来说β'很小 因此可认为

$$\sin^2 \frac{\beta'}{2} \approx \left(\frac{\beta'}{2}\right)^2 \approx \frac{1}{4} \sin^2 \beta'$$
,

代入上式,可得用 δ 和R来表示的 β '的正弦值为

$$\sin\beta' = \sqrt{\frac{2\delta}{R}}$$

用此式代入动能损失计算公式 得

$$\omega = \frac{2\delta}{R} v^2 \, \mathbf{o} \tag{4-37}$$

为防止列车侧向过岔时,轮轨撞击的动能损失过大,保证旅客必要的舒适度 以及道岔结构的稳定,并延长其使用寿命, ω 必须限值在一个容许值 ω_0 之内。 在我国铁路上规定 $\omega_0 = 0.65 \text{ km}^2/\text{h}^2$ 。

取 $\omega_0 = 0.65 \text{km}^2/\text{h}^2 \delta_{\text{max}} = 0.045 \text{m}(45 \text{mm})$,可得过道岔速度限值和必需的最小导曲线半径分别应为

$$v \le 2.7 \sqrt{R} (km/h)$$
 或 R≥0.138 $v^2(m)$ 。

在综合考虑上述三个主要参数的基础上,结合现有各类道岔的结构情况以 及我国铁路维修规则规定,列车侧向过岔的最高速度见表4-6。

=	10	
নহ	4-0	

道岔侧向过岔的最高速度

(单位 km/h)

小林米田	道岔号数						
天机尖型	8	9	10	11	12	18	30
普通钢轨尖轨	25	30	35	40	45	80	
AT 型弹性可弯尖轨					50	80	140

车辆直向过岔时,虽然不存在未被平衡的离心加速度和加速度的变化的问题,但仍然有车轮轮缘对护轨和翼轨的撞击问题。因此,也需要规定一个动能损失的容许值 ω_0 。 ω_0 可以比侧向通过时的容许值 ω_0 大。这是因为列车直向过岔时,没有迫使其改变方向的问题。我国目前取 ω_0 = 9km²/h² 作为计算列车直

向过岔速度的依据,由公式 v $\ll \frac{\sqrt{\omega_0'}}{\sin\beta}$ 可以估算出不同辙叉的直向容许过岔速度。

另外,要保证直向过岔时车轮不爬轨,这主要是指辙叉咽喉至岔心尖端的翼轨部分。要达到这一点,应使撞击动能不超过容许值 $\omega_0^{"}$ 。这一数值我国取为 $3 \text{km}^2/\text{h}^2$ 。

车轮通过辙叉由翼轨滚向心轨时,车轮逐渐离开翼轨,因轮踏面为一锥体, 致使车轮重心下降,当车轮滚上心轨后,车轮又逐渐恢复至原有水平状态。列车 反向运行也有这一过程。车轮通过辙叉必须要经受这一垂向几何不平顺,引起 车辆的振动和摇摆。车辆从基本轨过渡到尖轨时,锥形踏面车轮也会出现重心

— 138 —

高度的变化 ,且车轮的滚动圆半径产生变化 ,从而引起列车的振动和摇晃 ,增加 了轮轨动力作用。

综合考虑上述参数,我国铁路维修规则规定的道岔直向容许过岔最高速度 如表 4-7 所列。

表 4-7

道岔直向容许过岔最高速度

(单位 km/h)

钢轨类型	小姑米刑	樹図米田	道岔号		数	
/(kg/m)	天机关型			12	18	30
43	普通钢轨尖轨	高锰钢整铸	85	95	—	
50	普通钢轨尖轨	高锰钢整铸	90	110	120	
50	AT 弹性可弯尖轨	高锰钢整铸	_	120	—	
50	AT 弹性可弯尖轨	可动心轨	_	160	_	
60	普通钢轨尖轨	高锰钢整铸	100	110	—	
60	AT 弹性可弯尖轨	高锰钢整铸	_	120	—	
60	AT 弹性可弯尖轨	高锰钢整铸(提速道岔)	140	160	—	
60	AT 弹性可弯尖轨	可动心轨	_	120 ~ 160 *	160	200

注:*12 号可动心轨道岔分为3类:I型适用于200km/h;II型为钩型外锁闭,用于160km/h;Ⅲ型为内锁闭,用于120km/h及以下区段。

(四)提高列车过岔速度的措施

对于列车侧向过岔 提高速度的措施有:

● 采用大号码道岔 增大导曲线半径 减小车轮对道岔各部位的冲角;

● 加强道岔构造强度;

● 采用对称道岔 ,导曲线半径可提高一倍;

● 采用曲线尖轨 ,可加大导曲线半径;

● 采用变曲率导曲线,导曲线设置少量超高;

对于列车直向过岔 提高速度的措施有:

● 采用新型的道岔结构和材料 提高道岔稳定性;

● 采用特种断面钢轨的尖轨 采用弹性可弯尖轨 增强尖轨跟部稳定性;

● 采用可动心轨 ,消灭有害空间;

● 加长护轨 ,减小护轨缓冲段冲击角 ,或采用弹性护轨 ;

● 加强道岔养护 ,提高道岔部位轨道几何形位平顺性。

二、提速道岔

随着国民经济的发展,人民生活水平的提高,要求铁路提供快捷、方便、安全 舒适的运输手段。因此将繁忙干线旅客列车的运行速度提高到160~200km/h、

— 139 —

货物列车提高到 80~100km/h 就具有重要的意义。为适应速度的提高,铺设提 速道岔就是必不可少的措施。

我国自行设计制造的提速道岔为 60kg/m 的 U75V 钢轨 12 号道岔,有高锰 钢整铸辙叉和可动心轨辙叉两类,道岔基础主要为混凝土岔枕。转辙器部分的 尖轨用 60AT 轨制作,跟部结构为弹性可弯式,外锁闭装置。尖轨和可动心轨为 两点或三点分动牵引板动。采用Ⅱ型或Ⅲ型扣件。使用证明,我国的提速道岔 设计先进,制造精良,列车通过道岔时运行安全平稳,养护工作量小,已达到国际 先进水平。

我国目前在主要干线上适应提速要求的提速道岔优于现有普通道岔的特点 主要在于:

(1)道岔各部位轨距均为1435mm,各钢轨件均设置1:40的轨底坡。改善了道岔区的轮轨相互作用条件,提高了列车通过道岔区的平顺性。

(2) 岔枕的布置均垂直于直股中心线,带钢岔枕的道岔全长范围内岔枕间 距均为600mm。各类转换设备、密贴检查器以及外锁闭装置全部隐藏在钢岔枕 内。不带钢岔枕的间距也作了调整,这样,提速道岔无论采用木岔枕或混凝土岔 枕,均能保证留有足够的空间,便于捣固作业。

(3) 尖轨用 60AT 轨制作,长度为 12.4~14.2m,两尖轨间不设连接杆,采用 分动转换方式,总扳动力低于转辙机的额定荷载。尖轨跟部设有限位器,既可控 制尖轨爬行,又可起到释放和传递无缝道岔温度力的作用。

(4) 可动心轨辙叉采用钢轨组合式,翼轨用 60kg/m 钢轨或模锻特种端面 轨制造。心轨用 60AT 轨制造。在心轨第一牵引点处的轨底下部采用热锻工艺 锻出转换柄,转换杆通过翼轨底与转辙机连接。翼轨有长短两种类型,无缝道岔 采用长翼轨型,普通道岔采用短翼轨型。

为防止心轨侧磨,侧线设分开式护轨,用 50kg/m 钢轨制作,护轨顶面高出 基本轨顶面 12mm。

(5) 尖轨和可动心轨均设两个或三个牵引点,并安装外锁闭装置。尖轨上 装有密贴检查器,对尖轨与基本轨的密贴进行监测。

(6)高锰钢整铸辙叉翼轨缓冲段冲角由 46'减缓至 34',直向护轨缓冲段冲 角由 50'减缓至 30'。这样就减小了冲击,有利于提高直向过岔速度。

(7) 道岔各部分钢轨顶面均进行全长淬火。

(8)道岔直股钢轨全部采用焊接接头,与高锰钢整铸辙叉连接采用冻结或 胶接接头。并开始使用可焊岔心。

(9) 混凝土岔枕的承载能力为正弯矩 23.6kN·m,负弯矩为-17.7kN·m,比 Ⅲ型枕的承载能力分别提高 22.9% 和 0.6%,岔枕顶面为无挡肩设计,长度为 2.6~4.8m。

(10)除尖轨和可动心轨处外,无论是木岔枕还是混凝土岔枕,轨下及垫板 下均设有弹性垫层。

图 4-23 为混凝土岔枕上的 60kg/m 钢轨 12 号提速道岔带钢岔枕的长翼轨 可动心轨辙叉的简图。

三、无缝道岔

见第七章第八节。

四、高速道岔

随着国民经济的发展和人民生活水平的提高,发展高速铁路已势在必行。 在高速铁路中,道岔有其特殊的地位。高速道岔在功能上和结构上与常速道岔 相比,虽没有原则上的区别,但它们的安全性和舒适性要求更高。近几年来,各 国铁路根据高速运行时机车车辆与道岔相互作用的特点,对高速道岔的平纵断 面、构造、制造工艺、道岔范围内的轨下基础及养护维修均进行了大量的研究,设 计和制造出一系列适用于不同运行条件的高速道岔。

高速道岔分两类:一类是适用于直向高速行车的道岔。这类道岔不仅使用 在新设计的高速线路上,以保证列车直向高速通过,并可用于由普通线路改建成 为高速铁路的线路上,使车站平面布置变动减少。这类道岔一般为常用号码道 岔。另一类是直向和侧向都能通过高速列车的大号码道岔。它们一般铺设在新 建的高速线路上以及旧线改建时列车需要高速通过的部位。

图 4-39 为日本新干线铁道使用的 38 号道岔。

以下从平纵断面和构造方面来介绍我国及国外高速道岔的主要特征。

(一) 平纵断面方面

(1) 导曲线线型以圆曲线为主,也有少数采用变曲率曲线的,如法国用于渡 线的 UIC60 轨 tan0.0154(1/65)道岔的导曲线采用单支三次抛物线,半径最大 处位于导曲线终点(曲线型辙叉跟端),侧向容许通过220km/h。瑞士铁路在 UIC-54E1: 25道岔中采用螺旋曲线。另外,英、意等国铁路也采用缓和曲线作导 曲线的。

(2)采用大半径的曲线型尖轨,从尖轨尖端到最大可能冲击断面的半径较 导曲线部分为大。尖轨与基本轨工作边在平面上多为切线型,这样可减小列车 逆向进入道岔侧线时的冲角。

(3)各部位轨距小于常速道岔的轨距,减小游间,使机车车辆平顺通过。如法、德、前苏联的单开道岔轨距分别缩减2~5mm不等。但我国新型的60kg/m 钢轨12 号提速道岔,各部位均仍保持1435mm的标准轨距。

(4) 根据车轮滚动面及辙叉外形尺寸相互位置的分布情况 经数理统计分

— 141 —



图 4-39 日本高速铁路 38 号道岔

析 提出了优化的辙叉纵横断面。

(5)采用可动部件辙叉(如可动心轨、可动翼轨或其他可动部件)消灭有害 空间。

(6)在大号码道岔中导曲线外轨设置超高。有些国家的道岔设置轨底坡或 轨顶坡,以进一步改善列车舒适度。

(7)大号码道岔全长大大增加,法国的65号道岔全长为209m,德国的42 号道岔全长为154m,瑞士的28号道岔全长为100m。

(二)构造方面

新型高速道岔在构造上采用了一系列加强措施。

(1)在基本轨与尖轨的贴靠部位,对基本轨轨距线以下的轨头下颚作 1:3 的刨切,以获得藏尖式结构。这种措施对确保逆向行车安全,防止尖轨尖端被轧伤,并使尖轨在动荷载作用下,能保持良好的竖向稳定是十分有效的。在可动心 轨辙叉中心,心轨与翼轨的贴靠部位同样采用这样的结构类型,对心轨尖端也起 到良好的保护作用。

(2)采用高度比基本轨矮的特种尖轨钢轨加工成尖轨,尖轨为弹性可弯式。 尖轨跟部轧制成与普通轨相同的截面,与连接轨直接焊接相连。尖轨跟部有局 部刨切的,也有不作刨切的,这样可以大大提高转辙器的稳定性和可靠性。

(3)大号码道岔的尖轨一般较长,为保证尖轨转换可靠及扳动到位,常使用
 多根转辙杆。如法国 UIC60tan0.0154 道岔,尖轨长 57.50m,采用 6 根转辙杆。
 德国 UIC60轨1: 26.5 道岔,尖轨长 31.740m,采用 4 根转辙杆。在长尖轨下设

置了尖轨扳动时的减摩擦装置。

(4)采用特种断面的护轨钢轨。护轨轨面高于基本轨,这样可增加护轨与 车轮的接触面,更有效地引导车轮,减少心轨磨耗。

(5) 焊接道岔部位的接头,能提高高速列车过岔时的走行平稳性。

(6) 在道岔范围内使用新型轨下基础,以便和区间线路的轨下基础类型一 致。

(三) 我国高速道岔的主要参数与特征

近年来我国已自主研制出新型高速道岔,在秦沈客运专线上铺设了 60kg/m 轨的 18 号和 38 号高速道岔,其主要参数如表 4-8 和表 4-9 所示。

表 4-8	60kg/m 轨 18 号和 38 号高速道岔的主要参数(1)

送分旦物	日曲线形式五金数	道岔全长	道岔前长	道岔后长	尖轨长度	辙叉长度
但公亏效 导曲线形式及参数		/m	/ m	/ m	/m	/ m
18	圆曲线 ,半径1100m	69	31.729	37.271	22.01	18.596
38	半径3300m的圆曲线加三次抛物线	136.2	48.771	87.429	37.60	29.392

表	4-9
-L\	-

60kg/m 轨 18 号和 38 号高速道岔的主要参数(2)

	道岔号数 长心轨长/m 侧向护轨长/m 拉杆数量/根			通过速度	/(km/h)
坦岱与奴		直向	侧向		
18	13.675	7.5	3 + 2	250	80
38	23.875	10	6 + 3	250	140

18 号和 38 号道岔主要结构特征为:

(1)钢轨件全部采用 60kg/m U75V 钢轨制造。道岔设 1:40 轨底坡(尖 轨、心轨、翼轨设 1:40 轨顶坡)。

(2)采用Ⅲ型弹条扣件。轨下基础为钢筋混凝土轨枕。岔枕间距按 600mm设置(设置电务拉杆处岔枕间距为650mm)。

(3) 尖轨为藏尖式结构。尖轨竖切区段工作边和非工作边均采用 1:4 斜 坡。尖轨设置限位器,18 号道岔设一个,允许伸缩量为 10mm,38 号道岔设两 个,允许伸缩量为 7mm。滑床台为减摩式,下设弹片弹性扣压基本轨内侧轨底。 在滑床台上还设有斥离尖轨防跳限位装置。

(4)心轨为组合式。心轨与翼轨密贴段为藏尖式结构,利用心轨的藏尖来防止心轨的跳动,同时在翼轨的轨腰上加装一个卡铁压住心轨的轨底,以加大心轨防跳安全系数。长、短心轨跟部为弹性可弯(部分轨底刨切),短心轨跟端采用斜接头与岔根尖轨连接。

(5) 翼轨采用 60AT 轨锻压成型,其平直段长度为 530mm,两端与 60kg/m

— 143 —

钢轨焊接。翼轨跟端与心轨采用三块间隔铁通过高强螺栓联结。

(6) 道岔侧股设 H 型护轨,采用 50kg/m 标准轨制造。护轨顶面高出基本 轨顶面 12mm,护轨冲击角 18 号道岔为 29'17"、38 号道岔为 20'16"。

(7)均采用分动钩型外锁闭装置,未设密贴检查器。转换设备安装在混凝 土岔枕上。

(8) 道岔绝缘接头为胶结结构。钢轨件全部焊接。道岔始、终端与区间钢 轨焊连构成跨区间无缝线路。

第五节 道岔运输和铺设机械

高速铁路对道岔组装和铺设质量,比普通线路有更严格的要求。国外一般 都在道岔工厂先把道岔组装好(有些在组装基地组装),然后整体分段将道岔运 往现场,以保证道岔的组装质量和铺设质量。道岔组装后,重量和外形尺寸都较 大,需要按照道岔的尺寸选择运输方案。图 4-40 为工厂组装道岔图,图 4-41 为 芬兰 DESEC 公司的道岔运输车,该种运输车可自带动力,也可外接电源,实现斜 板的自动升降。为保证运输安全,所装道岔必须与平板车牢固连接,斜板升起后 应有锁闭装置,使其重心位于车辆的中心位置。



图 4-40 工厂组装道岔

芬兰 DESEC 公司的 TL50 道岔铺设机械如图 4-42 所示。该机很适合于新



图 4-41 芬兰 DESEC 公司的道岔运输车(分段运输)

线轨道和道岔的铺设。在作业时,门式吊车跨在运输车两侧,将道岔吊起。该机 且具有自走行系统,可直行,也可横移,将道岔吊运至铺轨位置后,放下就位即 可。这种跨吊式大型道岔铺设机,全液压驱动,可用普通平板车运输。利用自身 的支承油缸和走行系统,可自行完成上下运载车辆过程,所以该机是目前世界上 较为先进的道岔铺设机械。



图 4-42 芬兰 DESEC 公司的铺轨与铺道岔机

奥地利普拉塞-陶依尔公司开发的"四柱起重架"运输车如图 4-43 所示。该 机在吊道岔时也跨在平板车两侧,吊起道岔后,平板车退出,然后带有自行系统 的运输车将道岔移动就位。

法国大号码道岔铺设的技术要求较高,铺设时采用法国 GEISMAR 公司的 PUM 道岔铺设专用设备。该设备由多组机动龙门架与运送小车组成,根据道岔 长度,采用不同组数作业。施工时需要机车配合,并铺设临时轨道,以便将道岔 送入预定位置。

德国 ICE 高速铁路铺设大号码道岔时也采用龙门吊车,如图 4-44 所示。



图 4-43 普拉塞-陶依尔公司的四柱道岔自行起重架



图 4-44 德国 ICE 高速铁路 BWG 公司铺设道岔

第五章 轨道几何形位

轨道几何形位指的是轨道各部分的几何形状、相对位置和基本尺寸,是保证 列车按规定速度安全平稳运行的重要条件之一。

轨道由直线部分和曲线部分组成。直线部分的方向应保持笔直,曲线部分 应圆顺 称之为轨道的方向,轨道在立面上应符合线路设计标高 称之为高低;两 股钢轨之间应保持一定的距离 称之为轨距;两股钢轨的顶面应位于同一水平或 保持一定的相对高差 称之为水平;为使钢轨顶面在有锥形踏面的车轮荷载作用 下受力均匀,两股钢轨均应向内倾斜铺设 称之为轨底坡。曲线轨道除应满足上 述要求以外,还应根据机车车辆能顺利通过曲线,对半径很小的曲线,应将轨距 加宽;为抵消机车车辆通过曲线时的离心力,应使外轨顶面略高于内轨顶面,形 成适当的超高;为使机车车辆平稳地由直线进入圆曲线,或由圆曲线进入直线, 直线与圆曲线间,应有一条曲率渐变的缓和曲线,并为外轨逐渐升高、轨距逐渐 加宽创造必要的条件。

本章主要讨论直线、曲线轨道的几何形位,道岔部分的几何形位已在道岔部 分叙述。

第一节 机车车辆基本知识

机车车辆一般可分为车体和走行两大部分。车体用来载人、运货或设置动 力设备,走行部分是将机车车辆的荷载传递到轨道上,并在轨道上走行。19 世 纪的铁路车辆是直接将轮对安装在车厢下,所以车辆的运行性能较差,车辆载重 量也较小。现代机车车辆的走行部分基本上都采用转向架形式。转向架的类型 很多,主要可分为机车转向架、客车转向架和货车转向架。转向架的结构大同小 异,都由构架、悬挂弹簧、轮对和轴箱、基础制动装置等部分组成。机车转向架还 有动力驱动机构。与轨道最为密切的是机车车辆的转向架部分。

一、转向架的作用和构造

把两个或两个以上的轮对用专门的构架组成一小车,称为转向架。车体就 支承在两个转向架上。为了使得车辆能在线路上平稳运行,则要求转向架具有 保证在正常运行条件下,车体都能可靠地坐落在转向架上;具有承受车体重量, 传递轮轴牵引力,并使各轴重均匀分配的作用;具有能在直线平稳运行,并能顺 利通过曲线的作用,转向架的悬挂弹簧具有良好的减振特性,以减小由于线路不 平顺对车体的动力作用,能充分利用轮轨粘着,传递牵引力和制动力,以提高列 车牵引效率和保证列车在规定距离内停车的作用。

由于车辆的用途、运行条件、制造和检修及当时的技术和工艺水平等因素不同,目前世界上使用的转向架类型繁多,结构各异。但都有一个共同点,其基本 作用和基本组成部分是相同的。为保证转向架具有以上功能,一般转向架可以 分成轮对轴箱装置,使轮对能与构架之间产生相对转动,并传递车辆重量和其他 各种力,弹簧悬挂装置,减小线路不平顺和轮对对车体的各种动力影响;构架或 侧架,是转向架的基础,它把转向架各零部件组成一整体,制动装置,保证列车在 规定距离内停车,转向架支承车体装置,将车体荷载和各种力传递给转向架。

二、转向架的分类

由于转向架的用途不同,运行条件的差异,制造维修方法的制约和经济效益 等具体因素的影响,对转向架的性能、结构、动力参数和采用的材料及工艺等要 求就有差别,因而就有各种各样的转向架。我国目前客车转向架有 20 多种,货 车转向架有 30 多种。转向架的分类方法有根据轴数分类,根据弹簧悬挂装置分 类,根据垂向荷载传递方式分类,根据轮对支承方式分类;根据制动装置分类和 根据构架、侧架分类等。

按轴数分类有两轴转向架、三轴转向架和多轴转向架三种。一般转向架轴 — 148 — 数是由车辆荷载确定,我国目前货车的最大轴重为25t。

按弹簧悬挂装置分类有一系悬挂和二系悬挂,如图 5-1 所示。一系悬挂是 指车体与轮对之间只经过一次弹簧减振,一系悬挂有放在轮对与构架(侧架)之 间,也有放在车体(摇枕)与构架(侧架)之间。只有一系弹簧的转向架较为简 单,便于检修、制造,成本较低,但减振性能相对较差,一般用于货车。二系悬挂 是指车体与轮对之间经过两次弹簧减振,二系悬挂转向架一般在车体(摇枕)与 构架之间、构架与轮对之间都有弹簧。由于采用二系悬挂,转向架的结构比较复 杂,零部件较多,但车辆的减振性能较好,一般用于客车。多系悬挂转向架更为 复杂,一般二系悬挂就能满足减振要求,所以多系悬挂的转向架很少使用。



(a) 一系悬挂弹簧

(b) 二系悬挂弹簧

图 5-1 弹簧悬挂装置

根据荷载传递方式分类有车体荷载通过心盘(见图 5-3)传递、通过旁承传 递和通过心盘和旁承传递三种。

根据速度分类有高速转向架(速度在 200km/h 以上)和普通转向架(速度 120km/h 以下)两种。



图 5-2 所示是我国铁路的准高速客车 209HS 型转向架 ,图 5-3 是三大件货车转向架 ,图 5-4 是国外高速无动力转向架 ,图 5-5 是国外的高速动力转向架。

三、轮 对

轮对是车辆走行的重要部件,也是与轨道关系最密切的车辆部件。轮对,如

— 149 —



图 5-3 三大件货车转向架

图 5-4 高速无动力转向架



图 5-5 国外的高速动力转向架

图 5-6 所示,是由两个形状相同的车轮与一根车轴所组成。在轮轴配合部位,采 用过盈配合,使两者牢固地组合在一起。轮与轴之间绝对不允许出现相对松动, 以确保车辆的运行安全。

车轮由轮心与轮箍组成。轮箍的内径较轮心小 1/800~1/1000,在装配时 将轮箍加热至 300 左右,使轮箍膨胀,内径扩大,然后将用液压机将轮心压入 轮箍,轮箍冷却后,就会紧紧地压迫轮心,使两者牢固配合。

为防止车轮脱轨,在车轮踏面内侧做成凸缘,如图 5-6 所示,这一凸缘称为 轮缘。轮缘内侧的竖直面称为车轮内侧,与之相对的称为车轮外侧,内侧和外侧 之间的距离称为车轮宽度。内侧称内侧面,外侧称为外侧面。轮箍与钢轨的接 触面称为车轮踏面。车轮踏面一般为锥形,斜度分1: 20 和1: 10 两段,如图 5-7所示。列车在直线和大半径曲线上运行时,一般是1: 20 踏面部分与钢轨接 触,但当车辆在小半径曲线上运行时,轮对偏向轨道一侧,另一侧的车轮踏面的 1: 10 部分就有可能与钢轨接触。具有锥形踏面的轮对在直线轨道运行时,如 果轮对的中心与轨道中心线不一致,则两个车轮就会以不同的滚动圆半径自动



图 5-6 车辆轮对 1—轴颈 2—车轮

纠正轮对的位置,使轮对中心重新回复到与轨道中心线重叠的状态,但此时伴随 着轮对的蛇行运动,如图 5-8 所示。轮对的蛇行运动加剧了机车车辆的横向振 动,使机车车辆的运行品质恶化。当列车在曲线上运行时,轮对会偏向曲线外 侧,使得一轮对的外轮滚动圆半径较大,内轮滚动圆半径较小,使得外轮走行距 离要大于内轮走行距离,这正好与曲线上外轨轨线长度大于内轨轨线长度这一 情况相一致,从而有利于减小车轮在轨面上滑行,使轮对顺利通过曲线。







图 5-8 轮对的蛇行运动

在离车轮内侧面一定的距离上划一条水平上线 称为车轮踏面测量线,由此 至轮缘尖顶处称轮缘高度,从测量线往轮缘尖方向10mm位置,测得的厚度称为 轮缘厚度,如图5-7所示。一轮对左右两轮内侧面之间的距离称为轮背内侧距 离T,将此距离加上两轮的轮缘厚度2d,就得轮对宽度q,即q=T+2d,见图5-6。

— 151 —

T 点 A 是轮对与轨道几何尺寸密切相关的三个尺寸。轮对宽度必须与轨距相配 合,为使机车车辆的轮对能安全地通过轨道的各个部分,对轮对三个尺寸的制造 公差都有严格限制。表 5-1 是《铁路技术管理规程》中我国铁路机车车辆轮对的 主要尺寸表。

表 5-1

轮对主要尺寸表

(单位 mm)

夕 称 於得喜度 h		轮缘厚度 d		轮背内侧距 T			轮对宽度 q		
白小牝	北缘向反 11	正常	最小	最大	正常	最小	最大	正常	最小
机车轮对	28	33	23	1 356	1 353	1 350	1 422	1419	1 396
车辆轮对	25	34	22	1 356	1 353	1 350	1 4 2 4	1 4 2 1	1 394

具有 1: 20 和 1: 10 锥形踏面的车轮称为 TB(铁道部标准)型车轮踏面。 当轮对运行一段时间后,踏面不再是锥形,而是具有一定圆弧的踏面,称为磨耗 型车轮踏面,如图 5-9 所示。国内外的研究表明,磨耗型车轮踏面,具有较好的 轮轨接触几何特性,可降低轮轨接触应力,所以现在在镟轮时,将车轮踏面也做 成磨耗型踏面。



图 5-9 磨耗型轨车轮踏面(单位 imm)

四、机车车辆的运动形态与类型

如不考虑车体的扭转和挠曲振动,把车体看成是一刚体,则在空间有六个自 由度的运动:

- (1) 沿轨道纵向的振动 称为伸缩运动(x方向);
- (2) 车体的横向振动 称为侧摆运动(y方向);

(3) 车体的上下振动 称为沉浮运动(z方向);

— 152 —

(4) 车体绕垂直轴(z轴)的振动 称为摇头运动(又称蛇行运动);

(5) 车体绕纵向水平轴(x轴)的振动 称为侧滚运动;

(6) 车体绕横向水平轴(y轴)的振动 称为点头运动。

在大多数情况下,车体的运动并非单一自由度的运动,而是由两种或三种运 动组合而成,车体的运动就较为复杂。引起车辆振动的原因较为复杂,既有车辆 的原因,也有轨道的原因,此处只讨论由于轨道状态不良引起的车体振动。车体 的垂向沉浮运动和点头运动主要是由于轨面垂向不平顺所引起。沉浮运动的直 接后果是引起轮载的增大和减小,增大了轨道结构的应力水平,加速轨道部件伤 损的形成和发展。车体的横向振动和摇头振动主要由轨道方向不良所引起,由 于横向振动和摇头振动,增大了轮轨横向作用力,降低了列车的舒适度,严重时 造成列车脱轨。车体的侧滚运动主要是由于线路方向和水平不平顺的组合所引 起,其结果是导致车辆舒适度降低和轮重减载,在严重状态时同样会造成行车的 安全性。

机车车辆的振动对轮轨作用力和列车舒适度都有较大的影响。为了保证列 车的安全平稳运行 ,车辆系统的动力性能固然重要 ,但提高轨道的平顺度也是提 高列车运行平稳性和舒适度必不可少的条件。

我国铁路主要干线运行的机车主要是内燃机车和电力机车,蒸汽机车目前 只是在支线上运行。车辆有货车和客车,城市轨道交通车辆的 A, B, C 三种型 号。表 5-2 列出了我国铁路和城市轨道交通运行的主要机车车辆。

	机车车辆类型	轴列式	构造速度 /(km/h)	平均轴重 /t	车轮直径 /mm	固定轴距 /mm
	东风4(DF4)	3 ₀ - 3 ₀	120(客), 100(货)	23	1050	3 600
内燃 和车	东风9(DF9)	3 ₀ - 3 ₀	140	23	1 0 5 0	4 000
1/1-	东风11(DF11)	3 ₀ - 3 ₀	160	23	1 0 5 0	4 000
	ND5	3 ₀ - 3 ₀	118	23	1 1 80	4 0 5 0
电力	韶山1(SS1)	3 ₀ - 3 ₀	95	23	1 2 5 0	4 600
机车	韶山 4(SS4)	$2_0 + 2_0 - 2_0 + 2_0$	100	23	1 2 5 0	3 000
货车	新转8(转8A)	2 - 2	120	21	840	1750
	208(用于硬座车和硬卧车)	2 - 2	120		915	2400
客车	209(用于餐车和软卧车)	2 - 2	120 120 ~ 140 140 ~ 160	18 17 16.5	915	2400

表 5-2 我国铁路和城市轨道交通主型机车和车辆主要的构造参数

— 153 —

高速	动车	2 - 2	300	20	915	3 000
	拖车	2 - 2	300	14	915	2050
城市	A 型车	2 - 2	≤80	16	840	2 500
轨道	B 型车	2 - 2	≤80	14	840	2 200
交通	C型车	2 - 2	≤70	11	760	1 800

注:30-30表示一台机车有两个三轴转向架,下标0表示3个轴都有牵引电机。

第二节 轨道几何形位基本要素

轨道几何形位要素有:轨距、水平、高低、方向和轨底坡。各种轨道几何形位 都存在一定的偏差,但不得超过其容许值,称之为轨道几何尺寸的容许偏差。不 同的铁路等级,容许偏差的大小也不一样,世界各国都有本国铁路的轨道几何形 位容许偏差。我国铁路当前在线路维修养护中使用的容许偏差可分别参见《铁 路线路维修规则》(铁运[2001]23 号部令发布 2001 年 7 月 1 日起执行)中的表 5.1.2 和表 7.2.2。

一、轨距

轨距为两股钢轨头部内侧与轨道中线相垂直的距离。因为轨底坡的缘故, 所以轨距应在钢轨顶面以下某一规定距离处量取。我国《技规》规定,轨距应在 钢轨头部内侧面下 16mm 处量取。直线轨道的轨距值规定为 1435mm。

目前,世界大多数国家铁路普遍采用1435mm 轨距 称为标准轨距。轨距宽于1435mm 称为宽轨距,常用的有1542mm,1600mm 和1676mm,主要用于印度、前苏联及澳大利亚。轨距窄于1435mm 为窄轨距,有1067mm,1000mm 和762mm。除少数国家用1060mm 和1000mm 作为干线的轨距外,其余都采用标准轨距。我国目前只在滇越铁路(昆明至老街段)保留1000mm 窄轨距。在矿山专用线中也有用900mm 或1000mm 轨距的线路。

轨距用道尺或轨检车进行测量。前者测得的是静态的轨距,后者则可以测 得列车通过时轨距的动态变化,这对于高速运行的列车来说是非常重要的。

表中有关轨距偏差的规定与过去的规定(上偏差+6mm,下偏差-2mm)有 所不同;它是按作业的性质和列车速度采用不同的偏差标准,使得这种偏差标准 更趋经济合理。

轨距变化应和缓平顺,其变化率,正线和到发线不应超过20(规定递减部 分除外)站线和专用线不得超过30。

所谓作业验收标准是综合维修标准,也是经常保养和临时补修作业质量的 检查标准,经常保养标准是轨道应经常保持的质量管理标准,临时补修标准是应

— 154 —

及时进行轨道整修的质量控制标准。

为使机车车辆车轮顺利通过轨道,轨道的轨距必须略大于轮对宽度。钢轨 与轮缘之间的空隙(也叫游间)由轨距和轮对尺寸不同的组合而成。图 5-10 中, 当轮对中心与轨道中心重叠时,每一侧的车轮轮缘与钢轨之间的游间为 δ/2,则

$$\delta = \mathbf{s} - \mathbf{q} , \qquad (5-1)$$

式中 s 为轨距(mm) q 为轮对宽度(mm)。



图 5-10 轮对宽度轨距和游间

由标准轨距 s。与正常轮对宽度 q。组合成的游间为正常游间,即

$$\delta_0 = s_0 - q_0$$

由最大轨距 s____与最小轮对宽度 q___组合成的游间为最大游间 即

$$\delta_{\max} = s_{\max} - q_{\min}$$

由最小轨距 s_{min}与最大轮对宽度 q_{max}组合成的游间为最小游间 即

$$\delta_{\min} = s_{\min} - q_{\max}$$

直线上的 s₀ β_{max} 和 s_{min}分别为 1435 mm ,1441 mm 和 1433 mm $q_0 q_{max}$ 和 q_{min} 见 表 5-1。由此,按上述诸式可算得表 5-3 中的 $\delta_0 \delta_{max}$ 和 δ_{min} 值。

表 5-3	
-------	--

δ₀**δ**_{max}**πδ**_{min}**d**

(单位 mm)

车轮名称	$\delta_{_{ m max}}$	δ_0	$\delta_{ m min}$
机车轮	45	16	11
车辆轮	47	14	9

计算δ值时,没有把轮对宽度由于车轴挠曲而产生的变化量(±2mm)及轨 距在列车通过时可能发生的弹性扩大(一般可取 2mm)考虑在内。

游间大小对列车运行的平稳性和轨道的稳定性有重要影响。游间不能过 大,否则会使车辆行驶时的蛇行运动的幅度加大,横向加速度、轮缘对钢轨的冲

— 155 —

角及作用于钢轨上横向力也随之而增加,加剧钢轨磨耗和轨道变形。行车速度 愈高,这种影响愈严重。但如轮轨游间太小,则增加行车阻力和轮轨磨耗,严重 时还可能楔住轮对、挤翻钢轨或导致爬轨事件,危及行车安全。世界各国铁路通 过研究后认为,为了提高行车的平稳性和减少轮轨之间的动力作用δ应加以限 制,即适当减小轮轨间游间,特别是在高速铁路上。目前,英国已把原来的标准 轨距从1435mm减小为1433mm,德国减小为1432mm,前苏联也把原来的标准 轨距从1524mm减小为1522mm。

二、水平

水平是指两股钢轨的顶面,在直线地段应保持在同一水平面上,在曲线地段 应满足外轨超高均匀和平顺的要求。简单地说就是轨道上左右钢轨的水平。保 持水平的目的是使两股钢轨受力均匀,并保证车辆平稳行驶。

水平可用道尺或轨检车进行测量。《铁路线路维修规则》规定:两股钢轨顶 面水平的容许偏差,正线及至发线不得大于4mm,其他站线不得大于5mm。两 股钢轨顶面水平偏差沿轨道方向的变化率不可太大,要求在1m范围内,变化不 大于1mm,否则即使两股钢轨顶面的水平偏差在允许范围内,也将引起机车车 辆的剧烈摇晃。

实践中,有两种性质不同的钢轨水平偏差,对行车的危害程度也不一样。第 一种水平偏差是在一段相当长的距离内,一股钢轨的轨顶较另一股为高,此种水 平偏差对行车的影响较小。另一种称三角坑或称轨道扭曲。它是指在一段不太 长的距离内,先是左股钢轨高,后是右股钢轨高,如图 5-11 所示。三角坑的偏差 的水平变化率(含超高)最大不得大于 30 。在检查三角坑时,静态检查时基长 为 6.25m,但在 18m 范围内,两点出现的水平偏差也不应超过规定值,轨检车动 态检查时基长为 2.4m。轨道上存在三角坑会出现一个转向架的四个车轮不能 全部正常压紧钢轨的现象,在最不利的情况下甚至可以爬上轨顶,引起脱轨 事故。

三、高低

轨道的纵向平顺情况称前后高低,也即轨面在较短范围内不能有较大的上 下起伏。

轨道的前后高低亦即轨面不平顺是由以下两种原因产生的。第一种是新铺 设的轨道或大修后的线路,经过验收即使轨面平顺,但经过一段时间列车运行 后,因道床的累积变形、路基不均匀下沉、木枕腐朽、三角坑和弹性不均匀等原 因,使轨面出现高低不平,这种不平顺称为静态不平顺;第二种是有些地方在无 列车荷载作用时,轨面是平顺的,但在钢轨与轨枕之间或轨枕与道床之间存在空

— 156 —



图 5-11 线路上三角坑的夸大示意图

隙而形成空吊板和暗坑,当车轮通过时,轨面下沉形成的不平顺,或轨道的弹性 不均匀,在列车荷载作用下形成的不平顺,这种不平顺称为动态不平顺。轨面不 平顺的长度有长有短,如不平顺的波长较长,车轮沿不平顺的全长滚动,车轮与 轨面不脱离,如轨面不平顺波长较短,如钢轨的波形磨耗、接头焊缝、打塌及轨面 擦伤等原因形成的轨面不平顺,当车轮通过这种不平顺时,车轮不触及不平顺的 底部,造成较大的轮轨冲击作用。长不平顺使车轮对钢轨产生的附加动压力,其 值随着不平顺的深度和行车速度的增加而增大,短不平顺使车轮对钢轨产生振 动冲击力。不平顺长度愈短,深度愈大和行车速度愈高,则振动冲击力愈大。例 如在列车速度为250km/h时,对于同样的波深为0.5mm时的波形磨耗,波长为 20cm时引起的最大振动冲击力达514kN,约为波长50cm时的2.6倍。因此控 制不平顺的大小,对降低轮轨间的动力作用,减小对轨道的破坏是十分重要的, 尤其是在高速和重载的轨道上。

经过维修或大修的轨道要求目视平顺,前后高低用 10m 弦测量时,最大矢度值不应超过 4mm。

四、方向

方向又称轨向,指的是轨道中线位置应与它的设计位置一致。但在机车车 辆运行过程中,往往可使直线轨道不直,曲线轨道不圆顺。直线轨道不直表现为 由肉眼看不出的长度大约在10~20m的波浪形"曲线"。曲线轨道不圆顺则表 现在缓和曲线和圆曲线上的曲率发生变化,成为有很多不同曲率半径圆弧组成 的复曲线,形成严重的方向不平顺。

轨道方向不良,引起列车的蛇行运动,对行车的安全和平稳具有特别大的影响。为了保证行车的安全,必须控制轮轨间的横向水平力(或称侧向力)的增长,使脱轨系数(横向水平力与垂直力之比值)不超过规定的允许值;为了使列车平稳运行,必须控制客车车体的横向水平加速度的大小。而轨道方向对横向水平力、脱轨系数和横向水平加速度的影响很大。

— 157 —

在无缝线路地段,若轨道方向不良,则到了高温季节,在一定条件下,还会引起胀轨跑道,严重威胁行车安全。

因此为了确保行车安全和平稳,必须定期检查轨向,并及时加以整正。

轨道方向的偏差如前所述。直线轨道上的偏差是用 10m 弦量得的偏离直 线方向最大矢度,正线不得超过 4mm,站线和专用线不得超过 5mm;曲线轨道上 的偏差是用 20m 弦量得的圆曲线或缓和曲线上的正矢与计算正矢之差。

五、轨底坡

因车轮踏面的主要部分为 1: 20 的斜坡,所以在直线上,钢轨不应竖直铺 设,而要适当地向内倾斜,因而我们定义轨底坡为钢轨底面对轨枕顶面的倾斜度 (也叫内倾度)。

设置轨底坡的目的是使车轮压力集中于钢轨的中轴线上,减小荷载偏心矩, 降低轨腰侧弯应力,避免轨头与轨腰连接处发生纵裂。此外,车轮踏面的1:20 的部分能与轨顶面的中部接触,增加了轮轨间的接触面积,减小了接触应力和由 此产生的塑性变形。

一般轨底坡的大小,应与车轮踏面主要部分的斜度相同,即1:20。我国铁路在1965年前,轨底坡规定为1:20,但在机车车辆的动力作用下,轨道被弹性挤开,轨枕产生挠曲和弹性压缩,加上垫板与轨枕不密贴等原因,实际的轨底坡与原设的轨底坡有较大的出入。此外,车轮踏面经过一段时间的磨耗后,原来1:20部分也接近1:40的坡度。为此,在1965年以后把直线地段的轨底坡从1:20改为1:40。在曲线地段,由于超高的存在,内股钢轨的轨底坡要有适当的调整,才能保证其不向轨道外方倾斜,调整范围见表 5-4。当轨顶面由于不均匀磨耗形成横向坡度时,轨底坡亦应按轨顶磨耗情况予以适当调整。

外轨超高 /mm	轨枕面最大斜度	铁垫板或承台的倾斜度			
		0	1/20	1/40	
		垫楔型垫板或枕木砍削的坡度			
0 ~75	1: 20	1: 20	0	1: 40	
80 ~ 125	1: 12	1: 12	1: 30	1: 17	

表 5-4

内股钢轨轨底坡调整范围

在任何情况下 轨底坡不应大于1:12 或小于1:60。

轨底坡设置得正确与否,可根据钢轨顶面由车轮踏面碾磨形成的光带位置 — 158 — 来判断,一般情况下,要求光带宽度一致,并稍偏向轨头中心内侧。如光带偏向 钢轨中心内侧较大,则说明轨底坡不足,如偏向外侧,说明轨底坡过大,所以在线 路维修养护工作中,可根据轨顶面的光带判断轨底坡设置得正确与否。

第三节 曲线轨道轨距加宽

行驶中的机车车辆进入曲线轨道时,由于惯性的作用,仍然力图保持其原来 的行驶方向,只有当转向架的最前轴的外轮受到外轨的导向作用后,迫使整个转 向架的车轮沿曲线轨道行驶。为使机车车辆转向架能顺利通过曲线而不被楔 住,以减小轮轨间的横向水平力和钢轨磨耗,在半径很小的曲线轨道上,轨距要 适当加宽。加宽轨距系将曲线轨道的内轨向曲线中心方向移动,并在缓和曲线 长度范围内完成,曲线外轨位置保持不变。

我国曾在 1955 年和 1983 年先后制定了两个轨距加宽标准。根据 2001 年 颁布的《铁路线路维修规则》的规定 ,轨距加宽标准如表 5-5 所示。

曲线轨距加宽标准

	铁 路		城市轨道交通		
曲线半径/m	轨距加宽/mm	递减率	曲线半径/m	轨距加宽/mm	递减率
R≥350	0	<10 ,	200 ~ 151	5	20
$350 > R \ge 300$	5	困难条件下的	150 ~ 101	10	<20 , 困难条件下<30
R < 300	15	站线 <20			

一、机车车辆通过曲线轨道的内接方式

机车车辆通过曲线轨道可以有图 5-12 所示的三种内接方式。

(1)斜接通过。机车车辆的车架或转向架最前位的外轮轮缘与外轨轨距线接触,最后位的内轮轮缘与内轨轨距线接触,此时列车的速度最低,如图 5-12(a)所示。

(2)自由内接通过。机车车辆车架或转向架外侧最前位的外轮轮缘与外轨 轨距线接触,其他各轮轮缘不与轨距线接触地在轨道上自由行驶。这种情况又 称之为转向架自由内接通过,列车通过曲线时,大部分处于这一状态,如图 5-12 (b)所示。



图 5-12 车辆通过曲线轨道的内接方式

(3) 楔接通过。机车车辆车架或转向架外侧最前位与最后位的轮缘同时与 外轨轨距线接触,内侧中间车轮(轴为奇数时)或靠近中间的两车轮(轴为偶数 时)轮缘与内轨轨距线接触,此时轮轨之间游间为零,如图 5-12(c)所示。

(4) 正常强制内接。为避免机车车辆以楔住内接形式通过曲线,对楔住内接所需轨距加上直线轨道轮轨间最小游间的一半值 $\delta_{m}/2$ 。

显然,当机车车辆以斜接通过时,因游间太大,会引起过大的蛇行运动,以楔 接通过时,又会增加行车阻力和加剧轮轨磨耗,故两者都不可取。自由内接是机 车车辆通过曲线的最有利的方式。但是对机车来说,特别是现已停止生产但还 在使用的蒸汽机车的固定轴距较大,这就需要很大的轨距加宽,而与车辆的轴数 来比较,它的数量又很少,因此解决这一问题的合理方法是对机车车辆采用不同 的方法来确定所需的轨距。 二、曲线轨道轨距加宽的计算原理

虽然目前我国铁路大量使用内燃和电力机车 蒸汽机车用得越来越少 ,但在 一些支线铁路上仍旧使用蒸汽机车 ,为保证蒸汽机车的安全运行 ,仍需对蒸汽机 车的运营条件有所保证。

曲线轨道轨距加宽的计算原理有如下三条:

(1)按机车最大的固定轴距以正常强制内接顺利通过最小曲线半径的条件来确定轨距;

(2) 按车辆以自由内接的方式通过曲线的条件来确定轨距;

(3) 保证车轮不掉道 即最大轨距不超过允许值。

依据条件(1),前进型蒸汽机车的固定轴距为最大(L=6400mm)。计算表 明,当轨距为1435mm时,其所需的最小运营半径为256m,同时第V轮对的外轮 轮缘与外轨轨线间保持16mm的正常游间。同样也可以按照楔接通过的条件来 检算其最小曲线半径。由图5-13可知,前进型机车的第Ⅰ和第V轮对的外轮轮 缘与外轨轨距线接触,中间的第Ⅲ轮对内轮轮缘与内轨轨距线接触。



图 5-13 曲线轨道轨距的加宽计算

按图 5-13 可算得所需的轨距

$$s_{w} = q_{max} + f_{w} - f_{N} + \varepsilon - \sum \eta + \frac{1}{2} \delta_{min} , \qquad (5-2)$$

式中 _{*s*__ 为机车以楔接通过,并考虑轮轨间具有一定的游间时所需的轨距 (mm) <u>f_</u> 为最前、最后位外轮在外轨轨距线上形成的外矢距,且}

$$f_{w} = \frac{(l_{w} + b)^{2}}{2R}$$
, (5-3)

其中 b 为轮缘与轨头接触点距车轴之间的距离 称为超前量,

$$b = \frac{l(r+t)}{R} \tan \tau , \qquad (5-4)$$

其中] 为车辆的固定轴距(mm) r 为车轮半径 t 为轮缘与轨头接触点至轨面的 垂直距离(一般 t = 10mm) γ 为车轮轮缘角(τ = 65°)。由于 b 值甚小 在实际计 — 161 — 算时往往忽略不计。

f、为中间两内轮在内轨轨距线上形成的内矢距,有

$$f_{N} = \frac{(1_{N} - b')^{2}}{2R} , \qquad (5-5)$$

式中 b'为内轮轮缘与轨头接触点距车轴间的距离,称为错后量;与 b 的计算方法相同,也因数值甚小,可以忽略不计。

式(5-2)中 ε 为轨距容许负偏差 ,按《铁路线路维修规则》为 4mm; $\sum \eta$ 为 机车轮轴的总横动量(mm) δ_{min} 为轮轨间最小的游间(mm)。

由式(5-3)和式(5-5)可算前进型蒸汽机车通过 R = 256mm 曲线时所需的轨 距 s_ 计算如下。

$$f_w = \frac{(3.2)^2}{2 \times 256} \times 1000 = 20 (\text{ mm}) \text{,} \quad f_N = \frac{(1.6)^2}{2 \times 256} \times 1000 = 5.0 (\text{ mm}) \text{,}$$

前进型蒸汽机车的总横动量为 11mm $\delta_{min} = 11mm q_{max} = 1422mm$ 。将上述所有 值代入式(5-2)计算得 s_w = 1422 + 20 - 5 + 4 - 11 + 5.5 = 1435(mm)。计算结果 与最小运营半径曲线所需的轨距相同。

内燃机车和电力机车的固定轴距比前进型蒸汽机车小得多,其所需的最小 运行半径曲线比蒸汽机车的要小。

依据条件(2),车辆以自由内接方式通过曲线。我国绝大部分车辆转向架 为两轴转向架,当两轴转向架以自由内接通过曲线时,前轴外轮轮缘与外轨轨距 线接触,后轴轴线位于半径方向,如图 5-14 所示。则自由内接所需的最小轨距 为



图 5-14 两轴转向架自由内接

式中 s_{f} 为车辆自由内接所需的轨距 q_{max} 为最大轮对宽度 f_{0} 为外矢距 $f_{0} = \frac{L^{2}}{2R}$;

— 162 —

L为转向架固定轴距 ;R 为曲线半径。则可求得轨距加宽值

$$e = s_{f} - s_{0}$$
, (5-7)

式中 s₀ 为直线轨距 1435 mm。

现以我国目前主型客车"202"型转向架为例,曲线半径 R = 350m L = 2.4m, q_{max} = 1424mm,则可计算得

$$f_0 = \frac{L^2}{2R} = \frac{2.4^2}{2 \times 350} \times 1000 = 8.2 \text{ mm}$$
, $s_f = 1.424 + 8 = 1.432 \text{ mm}$

所以半径 350m 及以上的曲线 轨距无需加宽。

由于城市轨道交通运行的车辆不同于铁路,所以轨距加宽标准也不一样,表 5-5 是铁路和城市轨道交通的轨道加宽值。

三、曲线轨道的容许最大轨距

曲线轨道的最大轨距,应确保行车安全,不使轮对掉道。在最不利情况下, 当轮对的一个车轮轮缘贴紧钢轨,另一个车轮踏面的1:10斜坡段部分,应全部 在轨头顶面上滚动,如图5-15所示。由此,曲线轨道的容许最大轨距 s_{max}由下式



图 5-15 曲线轨道的容许最大轨距

计算:

 $s_{max} = d_{min} + T_{min} - \varepsilon_t + a - r - \varepsilon_s ,$ (5-8)

式中 d_{min}为车辆车轮最小轮缘厚度, 取 22mm ;T_{min}为轮对最小轮背内侧距 离 取 1 350mm ;e_r 为车轮车辆弯曲时 轮背内侧距离缩小量 ,一般为 2mm ;a 为轮背至踏面斜度 1: 20 与 1: 10 的 变坡点的距离 ,取 100mm ;r 为钢轨顶

面圆角宽度 取 12 mm ε_s 为钢轨弹性挤开量 即 2 mm。代入式(5-8)得

 $s_{max} = 22 + 1350 - 2 + 100 - 12 - 2 = 1456 (mm)_{\circ}$

若不考虑 ε_{t} 和 ε_{s} 故 $s_{max} = 1460$ mm。在容许最大轨距 1460mm 的条件下 车 轮支承在钢轨顶面上的 1: 10 斜坡度的宽度为 35mm 故可保证车轮不会掉道。

第四节 曲线轨道外轨超高

一、外轨超高的计算

机车车辆在曲线轨道上运行时,产生的离心惯性力可按下式计算:

$$J = \frac{mv^2}{R}(N)$$
, (5-9)

式中 m为车辆的质量(kg);v为列车速度(m/s),习惯上 v用 km/h 单位, v(km/h)=3.6v(m/s);R为曲线半径(m)。

当 v 的单位为 km/h 时,可得离心惯性力为

$$J = \frac{mv^2}{12.96R} (N)_{\circ}$$
 (5-10)

为了平衡这个离心惯性力,需在曲线轨道上设置外轨超高,即把曲线外轨适 当抬高,借助车辆重力G的水平分力平衡离心惯性力,从而达到内外两股钢轨 受力均匀,垂直磨耗均等,使旅客不因离心加速度而感到不适,提高线路横向稳 定性,保证行车安全。

为简化计算,采用图 5-16 所示的图式。在这一简化图式中,假定所有的力 均作用于车辆的平面体内,重力作用在车体的重心上,并略去了车辆左右两侧弹 簧的伸长和压缩,车辆对轨道的偏心以及风力和牵引力的作用等,因而具有一定 的近似性。

把 J 和 G 各分解为与轨顶线平行和垂直的两个分力。为使两股钢轨上所受的压力相等,应有 J cos γ = G sin γ 。由于 γ 角甚小,在轨距 s₁ = 1500mm,外轨超高 h = 150mm 的情况下, γ = 5°43',因此,取 cos γ = 1 sin γ = tan γ = $\frac{h}{s}$,由此得

$$J = G \frac{h}{s_1} = \frac{mgh}{s_1} = \frac{9.8mh}{s_1}$$
$$h = \frac{Js_1}{9.8m}$$

得

将式(5-10)的J代入上式即可得外轨超 高h的表达式

$$h = \frac{s_1 v^2}{127R} ,$$

取 s₁=1500mm ,代入得

$$h = 11.8 \frac{v^2}{R}$$
 ,



图 5-16 外轨超高计算示意图

式中, v为行车速度(km/h) 况为曲线半径(m)。

由式(5-11)可见,对一定半径的曲线来说,超高与列车速度的平方成正比。 所以选用何种速度来设置超高是至关重要的问题。根据近几年我国铁路的既有 线提速和客运专线设置外轨超高的经验来看,在确定设置超高的列车速度时,要

— 164 —



考虑两个因素 :一是要保证旅客列车运行的舒适度和安全性 ;另一方面是要考虑 在客货列车共同作用下减小轨道设备的维修工作量和延长其使用寿命。

目前,我国根据既有的客货混运线路和新建铁路设计施工时的需要,采用如 下两种平均速度 v_o 来设置超高。

(一)全面考虑每次列车的速度和质量时计算 v。

对某一段曲线轨道来说,要使一昼夜通过曲线的列车,其内外轨所受的总重 相等,即其外轨超高 h 要使曲线轨道上内外两股钢轨的垂直压力之和相等,则 应有

$$\sum J = \sum G \frac{h}{s_1}$$

将 J = $\frac{mv^2}{12.96R}$, G = mg 代入上式得

$$h = s_1 \frac{\sum J}{\sum G} = \frac{11.8}{R} \cdot \frac{\sum mv^2}{\sum m} = 11.8 \frac{v_0^2}{R} (mm),$$

式中 N₀为平均速度(km/h)则有

$$v_0 = \sqrt{\frac{\sum mv^2}{\sum m}} = \sqrt{\frac{\sum NPv^2}{\sum NP}} (km/h) ,$$
 (5-12)

式中 ,P 为列车质量 ,v 为列车速度 ,N 为每昼夜通过的质量和速度相同的列车次 数。

一般来说,客车的速度比较高、质量比较小,货车则相反,按式(5-12)算出的 平均速度较低,因而超高较小,这对两股钢轨的垂直磨耗均匀和不同程度地减轻 外轨侧磨和内轨轨头压塌是有利的,但对于速度较高的客车来说,因超高不足而 不能满足旅客舒适的要求;且这种矛盾随着120~160km/h 快速列车的开行而 更加突出。所以对于提速线路,则必须对线路的平面条件进行改造,使得线路条 件能满足客货混运的要求。

(二)新建铁路设计施工时用经验公式计算 v_a

对于新建铁路,由于线路尚未投入运行,无法测得一昼夜通过线路的列车速度,所以考虑线路投入运行后,列车的平均速度是线路最高设计速度的0.8 倍,即 v₀ = 0.8 v_m,。计算超高的公式为

h = 11.8
$$\frac{v_0^2}{R} = \frac{11.8(0.8v_{max}^2)}{R} = 7.6 \frac{v_{max}^2}{R} (mm)$$
, (5-13)

— 165 —

式中, Nmax 为该段线路最大的设计行车速度(km/h)。

线路经过一段时间运行后 应根据实际的行车速度调整超高。

我国铁路设置超高时,是抬高外轨,内轨按原线路标高,所以在曲线上,线路 中线的标高要抬高超高的一半值。在我国城市轨道交通的圆形地铁隧道内,为 了不使超高影响建筑限界,在设置超高时,是外轨抬高一半超高,内轨降低一半 超高,这样线路中心不变,矩形隧道、敞开段、地面线、高架线的曲线超高由抬高 外轨设置。

二、未被平衡的横向加速度、欠超高和过超高

一旦线路实设超高确定后,在运行过程中是不能随意改变的,而能使得列车 通过曲线时的向心力等于离心力的列车速度只有一个,即平均速度,而在一昼夜 中,通过曲线的列车速度有高有低。当实际列车速度大于或小于曲线的平均速 度时,就会产生未被平衡的横向加速度。当列车的速度大于平均速度时,由于外 轨超高的不足而产生未被平衡的离心加速度,同时使外轨加载,内轨减载。未被 平衡的离心加速度为

$$a = \frac{v^2}{R} - \frac{gh_0}{s_1} ,$$

式中 $\frac{v^2}{R}$ 为离心力产生的离心加速度 $\frac{gh_0}{s_1}$ 为由于外轨超高的存在而产生的重力 加速度的向心加速度分量。

为了保证最高速度的旅客列车运行的平稳和安全以及旅客的舒适,必须把 未被平衡的离心加速度控制在一个合适的范围内,即必须规定一个合理的未被 平衡的离心加速度容许值 a₀。令 v_{mx}为最高行车速度(m/s),则

$$\frac{\mathbf{v}_{\max}^2}{\mathbf{R}} - \frac{\mathbf{g}\mathbf{h}_0}{\mathbf{s}_1} \leq \mathbf{a}_0$$

将 g = 9.8m/s² $s_1 = 1500$ mm 代入 并考虑到 v_{max} 以 km/h 为单位 则

$$\Delta h_{q} = 11.8 \frac{v_{max}^{2}}{R} - h_{0} \leq 153 a_{0} \circ$$
 (5-14)

显然,式(5-14)左侧第一项为与 v_{max} 相适应的外轨超高,第二项为与平均速 度相适应的外轨超高,两者分别记为 h_{max} 与 h_0 ,两者之差记为 Δh 。在 $v_{max} > v_0$ 的 情况下, Δh 为正值,称之为欠超高,以 Δh_0 表示。

当列车的速度小于平均速度,则情况正与上述相反。因超高过大而产生未 — 166 — 被平衡的向心加速度和与此相应的过超高 ,即在 $v_{min} < v_0$ 的情况下 ,式(5-14)可 以改写成为下式:

$$\Delta h_{g} = 11.8 \frac{v_{\min}^{2}}{R} - h_{0} \leq 153a_{0} , \qquad (5-15)$$

式中, vmn 为最低行车速度(km/h)。

此时的超高差 Δh 为负值 称之为过超高 ,以 Δh_a 表示。

我国经过多次的和大量的未被平衡加速度与舒适度关系的试验,规定 a_0 值 在一般情况取 0.4 ~ 0.5 m/s², 特殊情况下取 0.6 m/s²。据此可算得

在一般情况下: \(\Delta h_a = 61 ~ 76.5mm;

在特殊情况下 :Δh_a = 91.8mm。

我国《铁路线路维修规则》规定 未被平衡的欠超高一般不应大于 75mm 困 难情况下不得大于 90mm 溶许速度大于 120km/h 线路的个别特殊情况下不大 于 110mm。过超高不大于 50mm。

必须指出 随着我国铁路的提速和客运专线的修建,为提高旅客列车的舒适 度,未被平衡欠超高的控制更加严格,我国铁路轨道设计规范规定曲线欠超高和 过超高的允许值如表 5-6 所示。城市轨道交通的列车速度单一,故将欠超高值 严格控制,要求不超过 61.2mm。

列车速度	欠超高	允许值	欠超高与过超高之和的允许值					
	— 般	困难	— 般	困难				
160 < v≤200	≤60	≤80	≤110	≤130				
120 < v≤160	≤70	≤90	≤120	≤140				
v≤120	≤75	≤90	≤125	≤140				

表 5-6 曲线欠超高及欠超高与过超高之和的允许值

(单位 mm)

三、曲线轨道外轨超高最大值的规定

外轨超高最大值是指在曲线轨道上行驶的车辆在离心力、向心力、重力及风力的共同作用下不致向外倾覆(或向内倾覆)的最大超高值。下面讨论在欠超高的情况下外轨超高的最大值。如图 5-17 所示,这些力的合力 R 通过轨距中点 O 点时,车辆处于绝对稳定的状态。

在欠超高的情况下,合力只要向外侧偏离 O 点一定距离。车辆在曲线轨道 上抵抗向外侧倾覆的稳定程度,取决于偏心距 e 值的大小。为了衡量其稳定程 度,通常由稳定系数 n 表示,并定为两股钢轨中线间距离的一半(即 s₁/2)与偏 心距 e 的比值,即

— 167 —



图 5-17 车辆在绝对稳定情况下的受力图 图 5-18 车辆在欠超高情况下的受力图

$$n = \frac{s_1}{2e^{\circ}}$$
 (5-16)

当 e = 0 μ = 时,车辆处于绝对稳定状态;当 e = $\frac{s_1}{2}$ μ = 1 时,车辆处于临界稳定状态;当 e > $\frac{s_1}{2}$ μ < 1 时,车辆处于稳定状态;当 e > $\frac{s_1}{2}$ μ < 1 时,车辆处于稳定状态 μ 愈大,车辆愈稳定。

偏心距 e 与欠超高 Δh_q 的关系可由图 5-18 得到。如果外轨超高 h₀ 与行车 速度 v 相适应 ,合力 R 通过轨距中点 O ,如果存在欠超高 Δh_q ,合力 R' 将与轨顶 线相交中点以外的某一点 O' ,因为 CO 垂直于外轨超高为 h₀ 的轨顶线 BA ,CO' 垂直于外轨超高 h₀ + Δh_q 的假想的轨顶线 BA' , \angle OCO' = \angle ABA' ,所以三角形 COO' 与 BAA' 相似 ,由此得

$$OO': CO = AA': BA_{o}$$

因 OO' = e ,CO = H(车辆重心至轨顶的高度 ,我国标准货车为 2 220mm ,客车为 2 057.5mm) ,AA' = Δh_q ,BA = s₁ ,所以

$$e = \frac{H}{s_1} \Delta h_q ,$$

代入式(5-16)得

$$n = \frac{s_1^2}{2H\Delta h_q}$$
 (5-17)

将容许的欠超高 Δh_q 和货车重心高度 H 代入式(5-17),则得相应的偏心距 e 和稳定系数 n:

— 168 —
$\Delta h_q = 60 \text{ mm} \text{ Pr} e = 88 \text{ mm} n = 8.5 ;$ $\Delta h_q = 75 \text{ mm} \text{ Pr} e = 110 \text{ mm} n = 6.8 ;$ $\Delta h_q = 90 \text{ mm} \text{ Pr} e = 132 \text{ mm} n = 5.7 \circ$

列车在曲线轨道上行驶,或者临时停车时,n应取何值方能保证列车稳定? 根据长期的实践认为,n不应小于3。我国铁路规定,外轨超高最大值为 150mm,由式(5-17)可算得n=3.4。也就是说,n大于3,即可保证车辆的稳定。 若列车在曲线轨道上临时停车,则包括外轨允许水平差在内,余超高可达 154mm,此时列车处在最不利情况,

$$n = \frac{s_1^2}{2H\Delta h_g} = \frac{1.5^2}{2 \times 2.22 \times 0.154} = 3.3 > 3 \text{ ,}$$

所以列车仍能保证有足够的稳定系数。

复线和单线行车条件不同,外轨超高最大值亦应不同。复线为单方向行驶, 同一曲线上行驶的速度相差较小,故最大超高可大些;单线铁路上,上下行两个 方向的运量不同,轻、重车的行驶速度相差比较大,为了保证安全,并不使内轨偏 载过大,规定最大超高不得超过125mm。城市轨道交通的最大超高值为 120mm。

必须指出,各国规定的最大超高值不完全一致。例如,日本在无碴轨道的高 速铁路上,规定为180mm。对于有碴轨道,180mm超高的轨道状态较难保持。 日本高速铁路还特别重视临界风速对车辆倾覆所起的作用,此外,还要考虑车辆 横向振动产生的横向力的作用。

四、曲线轨道上最高行车速度

任何一段曲线轨道,当按一定的平均速度设置超高后,除了行车速度有较大 的变化外,一般是固定不变的。在已设超高的条件下,通过该段曲线的最高容许 速度受欠超高的限制,据此可得出通过该曲线的允许最高速度。

由式(5-14)可知 因为Δh_a=153a_a 故可得

11.8
$$\frac{v_{max}^2}{R} = h_0 + \Delta h_q$$
, $v_{max} = \sqrt{\frac{(h_0 + \Delta h_q)R}{11.8}}$ (km/h), (5-18)

式中 R 为曲线半径(m) h_0 为按平均速度在线路上的实设超高(mm); Δh_q 为容 许欠超高(mm)。

在复线上,当最大超高 h = 150mm 时,容许的最大行车速度与曲线半径的关系如下:

$$\Delta h_q = 60 \text{ mm}$$
时, $v_{\text{max}} = 4.2 \sqrt{R}$;
 $\Delta h_q = 75 \text{ mm}$ 时, $v_{\text{max}} = 4.3 \sqrt{R}$;
 $\Delta h_q = 90 \text{ mm}$ 时, $v_{\text{max}} = 4.5 \sqrt{R}$ 。

在单线上,当最大超高 h = 125 mm 时,容许的最高行车速度与曲线半径的关系如下:

$$\Delta h_a = 60 mm$$
时, $v_{max} \leq 4.0 \sqrt{R}$;

— 168 —

 $\Delta h_a = 75 \, mm$ 时, $v_{max} \leqslant 4.1 \, \sqrt{R}$;

$$\Delta h_a = 90 \text{ mm}$$
时, $v_{max} \leq 4.3 \sqrt{R_o}$

上述规定是为了保证列车以最高容许速度安全地通过曲线轨道。

第五节 缓和曲线

行驶于曲线轨道的机车车辆,会出现一些与直线轨道运行显著不同的受力 特征。如曲线的离心力、外轨超高不连续引起的冲击力等。为使上述一些力不 致突变,以保持列车运行的平稳性,需要在直线轨道和曲线轨道之间插入曲率渐 变的连接曲线的缓和曲线。所以设置缓和曲线的目的为:

(1)当车辆自直线进入曲线或从曲线进入直线时,在车辆上产生的离心惯性力不应突然出现和消失,而应在缓和曲线范围内逐渐地增加或减小,如图5-19,以保证行车平稳而不在缓和曲线的始、终点产生振动冲击。

(2)曲线设置的外轨超高在缓和曲线范围内逐渐递增,使因超高而产生的 车辆重力的向心力分量与离心力相适应。

(3) 对于半径较小的曲线,曲线上的轨距加宽也应在缓和曲线范围内完成。



图 5-19 在曲线轨道上车辆离心力的变化

一、几何形位的要求

不论是设置在高速客运专线还是客 货混运的线路上的缓和曲线都必须满足 下述几何形位的要求。

(1)坐标要求。在缓和曲线始点 (ZH)处 横坐标 x = 0,纵坐标 y = 0;在缓 和曲线终点(HY)处 x = x₀,y = y₀,两者之 间连续变化,如图 5-20 所示。



图 5-20 缓和曲线坐标系

— 169 —

(2)偏角要求。在 ZH 处,偏角 $\varphi = 0$,在 HY 处 $\varphi = \varphi_0$ 。两者之间连续变化。 (3)曲率要求。在 ZH 处,应有曲率 k = $\frac{1}{\rho} = 0$,在 HY 处 k = $\frac{1}{R}$,两者之间连续变化。

(4)超高要求。在 ZH 处,超高 h =0 在 HY 处 h = h₀,两者之间应以顺坡方 式连续变化。顺坡方式有两种:一种是直线型顺坡,如图 5-21(a)所示;另一种 是曲线型顺坡,如图 5-21(b)所示。直线型顺坡的特点是在 ZH 和 HY 处均有一 个折角 γ,列车通过时会产生冲击。其折角计算式为

$$\tan \gamma = \frac{\mathrm{d} \mathrm{h}}{\mathrm{d} \mathrm{l}}$$
,

因为 h = 11.8 $\frac{v_0^2}{R}$ = 11.8 $v_0^2 \cdot k$,又,由于平均速度 v_0 是一个常值,令 E = 11.8 v_0^2 ,则 h = E · k,这表示在缓和曲线上任一点的超高与曲率成正比。显然,只要满足曲 率要求,也就满足超高要求。既然直线型顺坡有折角,所以由上式得



$\tan \gamma = \frac{dh}{dl} = \frac{dEk}{dl} = E \frac{dk}{dl} \neq 0$,

图 5-21 超高顺坡

即在始、终点处的 $\frac{dk}{dl} \neq 0$ 。相反,在曲线型顺坡的始、终点处由于不存在折角,故 $\frac{dk}{dl} = 0$ 。从理论上来讲,曲线型顺坡应优于直线型顺坡。

(5) $\frac{dk}{dl}$ 的变化率 $\frac{d^2k}{dl^2}$ 的要求。列车在缓和曲线上行驶时,车轴与水平面倾斜 成一角度 ψ ,如图 5-22 所示。随着超高 h 的增大 ψ 角亦不断增大,使车体逐渐 倾转。为使车体倾转对钢轨的作用不突然产生或消失,应在缓和曲线始终点处, 使车轴的角加速度 $\frac{d^2\psi}{dt^2} = 0$,两者之间连续变化。因 $\psi = \sin\psi = \frac{h}{s_1}$,并因 h = E · k, 所以 - 170 -

$$\frac{\mathrm{d}^2\psi}{\mathrm{d}t^2} = \frac{\mathrm{E}\,\mathrm{d}^2\mathrm{k}}{\mathrm{S}_1\,\mathrm{d}t^2}$$

又因 $v = \frac{dl}{dt}$,代入上式可得

$$\frac{\mathrm{d}^2\psi}{\mathrm{dt}^2} = \frac{\mathrm{Ev}^2\mathrm{d}^2\mathrm{k}}{\mathrm{s}_1}\,\mathrm{dl}^2$$

因为要求缓和曲线始终点处 $\frac{d^2\psi}{dt^2}=0$ 故而 $\frac{d^2k}{dl^2}=0$ 在缓和曲线范围内连续变化。

综上所述,对缓和曲线的形位要求,归纳为表 5-7 所示。



图 5-22 车体在缓和曲线上的倾转

表 5-7 缓和曲线线形务

符号	始点 (ZH)l=0	终点 (HY)l=l ₀	始, 终点	点至 变化
У	0	y ₀		
φ	0	$arphi_0$		
k	0	<u>1</u> R	连	续
$\frac{dk}{dl}$	0	0		
$\frac{d^2k}{dl^2}$	0	0		

二、常用缓和曲线

由上述可知,常用缓和曲线满足表 5-7 的前三项要求,其外轨超高顺坡成直 线形,其基本方程满足的条件是:当1=0 时,k=0;当1=1₀时, $k=k_0$;当0<1<1₀ 时 $0 < k < \frac{1}{R}$ 。满足这些条件的基本方 程应为

 $k = k_0 \frac{1}{l_0}$, (5-19) 式中 k 为缓和曲线上任一点的曲率,等 于 $\frac{1}{\rho}$; 为缓和曲线上任何一点离始点 ZH 的距离 k_0 为缓和曲线终点 HY 的曲 率,等于 $\frac{1}{R}$; l_0 为缓和曲线长度。

由图 5-23 可知 $d\varphi = \frac{dl}{\rho} = kdl$,由此



图 5-23 缓和曲线计算图

— 171 —

得

$$d\varphi = k_0 \frac{1}{l_0} dl = \frac{1}{Rl_0} l dl , \quad \varphi = \int d\varphi = \frac{l^2}{2Rl_0} + C$$

因为1 = 0时 $\varphi = 0$, C = 0 ,最后得

$$\varphi = \frac{l^2}{2\mathrm{Rl}_0} , \qquad (5-20)$$

式中 φ 为缓和曲线上任一点的偏角 在 HY 点 $l = l_0$ 时 $\varphi = \varphi_0 = \frac{l_0}{2R}$ 。

又从图 5-23 中可见 ,dx = dlcos φ ,dy = dlsin φ ,因为 φ 角很小 ,可以近似地取 sin $\varphi \approx \varphi$;cos $\varphi = 1 - 2\sin^2 \frac{\varphi}{2} \approx 1 - \frac{\varphi^2}{2}$,于是得

$$dx = \left(1 - \frac{\varphi^2}{2}\right) dl = \left(1 - \frac{l^4}{8R^2 l_0^2}\right) dl , \quad dy = \varphi dl = \frac{l^2}{2Rl_0} dl ,$$

对上述两式进行积分 得

$$x = \int \left(1 - \frac{l^4}{8R^2 l_0^2}\right) dl = 1 - \frac{l^5}{40R^2 l_0^2} + C_1 , \quad y = \int \frac{l^2}{2Rl_0} dl = \frac{l^3}{6Rl_0} + C_2 \circ \frac{l^3}{2Rl_0} dl = \frac{l^3}{6Rl_0} + C_2 \circ \frac{l^3}{6Rl_0$$

因 x = 0 y = 0 l = 0 ,所以 $C_1 = C_2 = 0$,最后得

$$x = 1 - \frac{l^5}{40R^2 l_0^2}, \quad y = \frac{l^3}{6Rl_0}$$
 (5-21)

这是一条放射螺旋线的近似参变数方程式。如消去上两式的参变数1则得

$$y = \frac{x^3}{6Rl_0} \left(1 + \frac{2x^4}{35R^2 l_0^2} \right) , \qquad (5-22)$$

由于上式括号内的第二项数值甚小,所以上式又可写成为

$$y = \frac{x^3}{6Rl_0}$$
 (5-23)

这是放射螺旋线的近似直角坐标方程式,又称三次抛物线方程,即常用的缓和曲线方程。其优点是铺设和养护维修比较容易,缓和曲线长度比较短,但其缺点是直线形超高顺坡,始终点存在折角,影响行车的平稳性,尤其是速度较高的情况下(当 v > 120km/h 时)。如上所述,只要采取适当措施,是可以改善其运行条件的。

三、国内外铁路应用的缓和曲线及其分析与比较

为了提高行车平稳性,世界各国铁路都对缓和曲线的线形作了较为详细的 — 172 —

线型	线型方程	外轨超高 h _x
三次 抛物线	$y = \frac{x^3}{6Rl_0}$	$h\left(\frac{x}{l_0}\right)$
오프비	$y = \frac{l_0^2}{6R} \left(\frac{x}{l_0}\right)^4$ (前半部)	$2h\left(\frac{x}{l_0}\right)^2$ (前半部)
S 型	$y = \frac{l_0^2}{2R} \left[\frac{7}{24} - \frac{x}{l_0} + \left(\frac{x}{l_0} \right)^2 - \frac{1}{3} \left(1 - \frac{x}{l_0} \right)^4 \right] (后 半部)$	$h\left[1-2\left(1-\frac{x}{l_0}\right)^2\right]$ (后半部)
五次 抛物线	$y = \frac{l_0^2}{2R} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{x}{l_0} \right)^4 - \frac{1}{5} \left(\frac{x}{l_0} \right)^5 \right]$	$h\left[3\left(\frac{x}{l_0}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{l_0}\right)^3\right]$
七次 抛物线	$y = \frac{l_0^2}{2R} \left[\frac{2}{7} \left(\frac{x}{l_0} \right)^7 - \left(\frac{x}{l_0} \right)^6 + \left(\frac{x}{l_0} \right)^5 \right]$	$h\left[6\left(\frac{x}{l_0}\right)^5 - 15\left(\frac{x}{l_0}\right)^4 + 10\left(\frac{x}{l_0}\right)^3\right]$
半波 正弦	$y = \frac{x^2}{4R} + \frac{l_0^2}{2\pi^2 R} \left(\cos \frac{\pi x}{l_0} - 1 \right)$	$\frac{h}{2}\left(1 - \cos\frac{\pi x}{l_0}\right)$
一波 正弦	$y = \frac{l_0^2}{R} \left[\frac{1}{6} \left(\frac{x}{l_0} \right)^3 - \frac{1}{4\pi^2} \left(\frac{x}{l_0} \right) + \frac{1}{8\pi^3} \sin\left(\frac{2\pi x}{l_0} \right) \right]$	$h\left[\frac{x}{l_0} - \frac{1}{2\pi}\sin\left(\frac{2\pi x}{l_0}\right)\right]$
七次 四项式	$y = \frac{l_0^2}{84R} \left[35\left(\frac{x}{l_0}\right)^4 - 42\left(\frac{x}{l_0}\right)^5 + 28\left(\frac{x}{l_0}\right)^6 - 8\left(\frac{x}{l_0}\right)^7 \right]$	$h\left[5\left(\frac{x}{l_0}\right)^2 - 10\left(\frac{x}{l_0}\right)^3 + 10\left(\frac{x}{l_0}\right)^5\right]$

研究	表 5-8	为国内外	几种有代表性的缓和曲线线型。
	10.00		

表 5-8

缓和曲线线型方程和外轨超高

在选择缓和曲线线型时应该考虑运营条件,缓和曲线铺设时的内移量和缓 和曲线的长度等因素,以满足列车运行的安全和舒适要求。

表 5-9 是上述几种缓和曲线的内移量、长度比值能满足表 5-7 第四项和第 五项条件的情况,但任何一条缓和曲线的线型起码必须满足表 5-7 的前三项条件,所以在表中无须再加说明。

从表 5-9 可知,方程式的次数越高,满足线型条件就越全面,因而列车在缓和曲线始终点的运行条件就越平稳,但是缓和曲线的长度势必会增长,且缓和曲线的支距(曲线上任一点至切线上的垂直距离)和超高的递升也越慢,有时甚至在 1₀/4 范围内,几乎没有偏离切线,给缓和曲线的铺设和养护带来了很大的困难,且缓和曲线的有效利用长度实际上变得很短。所以有的国家并不去追求所谓"理想"的缓和曲线。如日本在高速铁路上采用的是半波正弦形缓和曲线,德国则采用了 S 形缓和曲线,它们的共同特点是在始终点仅要求 dk = 0,在我国及

— 173 —

英、美、日等国客货共线的铁路上,当行车速度小于160km/h时仍然广泛采用三次抛物线型的缓和曲线。为了适应我国既有线上提高速度的要求,可以适当采取一些措施来改善其始终点运行条件,如适当增长缓和曲线长度,在其始终点各加圆形竖曲线或余弦形竖曲线,以消除其始终点的折角,减小轮轨冲击。因此, 常把三次抛物线称为常用的缓和曲线。

ŧ	5	0
ৰহ	Э	-9

几种有代表性的缓和曲线线型的分析比较

线型	内移量 p	内移量相同 时缓和曲线 长度的比值	内移量相同时缓 和曲线超高递升 率 f 的增加倍数	超高递升率 f 相同时缓和曲 线长度比值	缓和曲线始终点 $\frac{dk}{dl}$ 或 $\frac{d^2k}{dl^2}$ 的情况
三次抛物线	$1.000 \frac{l_0^2}{24R}$	1.0001 ₀	1.000f	1.00010	$\frac{\mathrm{d}\mathbf{k}}{\mathrm{d}\mathbf{l}} eq 0$, $\frac{\mathrm{d}^2\mathbf{k}}{\mathrm{d}\mathbf{l}^2} eq 0$
s 形	$0.500 \frac{l_0^2}{24R}$	1.4141 ₀	1.414f	2.0001 ₀	$\frac{\mathrm{d}k}{\mathrm{d}l}=0$
五次抛物线	$0.600 \frac{l_0^2}{24R}$	1.2911 ₀	1.162f	1.5001 ₀	$\frac{\mathrm{d}\mathbf{k}}{\mathrm{d}\mathbf{l}} = 0$
七次抛物线	$0.429 \frac{l_0^2}{24R}$	1.5271 ₀	1.228f	1.8751 ₀	$\frac{\mathrm{d}k}{\mathrm{d}l} = 0 \ , \frac{\mathrm{d}^2 k}{\mathrm{d}l^2} = 0$
半波正弦	$0.568 \frac{l_0^2}{24R}$	1.3271 ₀	1.184f	1.5711 ₀	$\frac{\mathrm{d}\mathbf{k}}{\mathrm{d}\mathbf{l}}=0$
一波正弦	$0.392 \frac{l_0^2}{24R}$	1.5971 ₀	1.252f	2.00010	$\frac{\mathrm{d}\mathbf{k}}{\mathrm{d}\mathbf{l}} = 0 \ , \frac{\mathrm{d}^2\mathbf{k}}{\mathrm{d}\mathbf{l}^2} = 0$
七次四项式	$0.714 \frac{l_0^2}{24R}$	1.18010	1.059f	1.25010	$\frac{\mathrm{d}\mathbf{k}}{\mathrm{d}\mathbf{l}} = 0$

注 ① 表中各比值是以三次抛物线作为比较标准 ② 曲线超高递升率 $f = \frac{dk}{dl} (\underline{s} \cdot \underline{s} \cdot$

四、缓和曲线长度

缓和曲线长度的确定受许多因素的影响,其中最主要的是保证行车安全和 旅客舒适两个条件。

(一) 按安全条件确定缓和曲线长度

机车车辆行驶在缓和曲线上,若不计轨道弹性和车辆弹簧的作用,则转向架 上的车轮可能形成如图 5-24 所示的三点支承。

为了保证安全,应使车轮轮缘不爬越内轨顶面。设外轨超高顺坡坡度为 i, 最大固定轴距为 1_{ma},则车轮踏面离开内轨顶面的高度为 i1_{ma}。当悬空的高度大

— 174 —



图 5-24 转向架上四个车轮在轨道上可能形成的三点支承

于轮缘最小高度 f_{min}时 ,车轮就有可能形成的三点支承脱轨的危险。因此 ,必须保证:

$$il_{\max} \leq f_{\min}$$
, $i \leq \frac{f_{\min}}{l_{\max}}$, (5-24)

对于直线形超高顺坡的缓和曲线 其长度 1。应为

$$l_0 \ge \frac{h_0}{i} , \qquad (5-25)$$

式中 h₀ 为圆曲线外轨超高。

根据我国的经验 要保证不脱轨 超高顺坡率不宜大于 20。

对曲线形超高顺坡的缓和曲线,外轨超高的最大坡度也应满足式(5-25)对 i 的要求。曲线形顺坡的坡度是变化的。所以必须求其最大坡度值,计算如下:

$$i = \frac{dh}{dl} = E \frac{dk}{dl}$$

求 i 的最大值 ,必须使 $\frac{di}{dl} = 0$,即 $\frac{d^2k}{dl^2} = 0$ 。对曲线形顺坡的缓和曲线来说 ,i 最大 值均出现在缓和曲线中点 ,即 1 = $\frac{l_0}{2}$ 处。该处的 i 等于

$$i_{\max} = \frac{dh}{dl} \bigg|_{1 = \frac{l_0}{2}} = 11.8 v_0^2 \frac{dk}{dl} \bigg|_{1 = \frac{l_0}{2}}^{\circ}$$
(5-26)

例如 ,对半波正弦形缓和曲线来说 ,只要对表 5-6 中的方程求二阶导数 $\frac{d^2y}{dx^2}$, 即得近似式的曲率 k ,然后再求导数 $\frac{dk}{dl}$,得

$$\frac{\mathrm{dk}}{\mathrm{dl}} = \frac{\pi}{2\mathrm{Rl}_0} \sin \frac{\pi}{l_0} \mathrm{x}_{\bullet}$$

因
$$x \approx 1$$
 ,令 $x = \frac{l_0}{2}$ 代入上式得

— 175 —

$$\left. \frac{dk}{dl} \right|_{x=\frac{l_0}{2}} = \frac{\pi}{2Rl_0} \sin \frac{\pi}{2} = \frac{\pi}{2Rl_0} \circ$$
(5-50)

将上式代入式(5-49)即可求得 ima,

$$i_{max} = \frac{11.8v_0^2\pi}{2Rl_0} = \frac{h_0\pi}{2l_0}$$
 ,

式中 h。为圆曲线外轨超高。

令 l_{0q} 和 i_0 分别为曲线形超高顺坡缓和曲线长度和直线型超高顺坡坡度,为 了不使曲线型外轨超高顺坡缓和曲线的 i_{mx} 大于 i_0 ,应有

$$\frac{h_0 \pi}{2l_{0q}} \leq \frac{h_0}{l_0}$$
, $l_{0q} \geq 1.57l_0$ (5-51)

对于满足 $\frac{d^2k}{dl^2}$ 要求的缓和曲线,如七次抛物线缓和曲线可以用上述同样的方法求得中点处 i_{mx} ,

$$\mathbf{i}_{\max} = \frac{d\mathbf{h}}{d\mathbf{l}} \Big|_{1 = \frac{\mathbf{l}_0}{2}} = 11.8 \mathbf{v}_0^2 \frac{d\mathbf{k}}{d\mathbf{l}} \Big|_{1 = \frac{\mathbf{l}_0}{2}} = 11.8 \mathbf{v}_0^2 \frac{1.875}{\mathbf{R}\mathbf{l}_0} = \frac{1.875 \mathbf{h}_0}{\mathbf{l}_0}$$

为使 i " 不大于 i , 应有

$$\frac{1.875h_0}{l_{00}} \leq \frac{h_0}{l_0} , \ l_{0q} \geq 1.875l_0$$
 (5-52)

由此可见 ,采用曲线形超高顺坡的缓和曲线 ,如要求与直线形超高顺坡缓和曲线 有相同的顺坡坡度 ,必须增长缓和曲线的长度。

(二)按舒适条件确定缓和曲线长度

车轮在外轨上的升高速度 μ(或称超高时变率)由下式计算:

$$\mu = \frac{h_0}{t} = \frac{h_0 v_{max}}{l_0} (mm/s)$$
 ,

式中, vm, 为通过曲线的最高行车速度(m/s)。

当 v 以 km/h 为单位时 则上式改变为

$$\mu = \frac{\mathbf{h}_0 \mathbf{v}_{\text{max}}}{3.6l_0}$$

式中 h_0 为圆曲线外轨超高(mm); v_{max} 为通过曲线的最高行车速度(km/h); l_0 为缓和曲线长度(m)。

— 176 —

对于直线型超高顺坡缓和曲线的长度 按旅客舒适要求 则由上式得

$$l_0 = \frac{h_0}{3.6\mu} v_{max}$$
 (5-29)

根据我国的经验 μ 的容许值规定为 :一般地段 $\mu = 32$ mm/s ,困难地段 $\mu = 40$ mm/s ,分别代入上式得

$$\mu = 32 \text{ mm/s 时 } l_0 \ge 9 h_0 v_{\text{max}}(m) , \qquad (5-30)$$
$$\mu = 40 \text{ mm/s 时 } l_0 \ge 7 h_0 v_{\text{max}}(m) ,$$

式中 h。为圆曲线外轨超高 应以 m 为单位。

此外,对高速铁路的缓和曲线还应考虑未被平衡的离心加速度变化率 γ(或 称欠超高时变率)来确定缓和曲线长度,以保证舒适的要求。γ的计算为

$$\gamma = \frac{a}{t} = \frac{a}{3.6l_0 / v_{max}} = \frac{av_{max}}{3.6l_0} = \frac{a$$

由此 得缓和曲线长度

$$l_0 \ge \frac{av_{max}}{3.6\gamma}(m)$$
, (5-31)

式中 a 为缓和曲线上未被平衡的离心加速度(m/s^2); v_{max} 为缓和曲线上最高行 车速度(km/h); γ 为未被平衡的离心加速度变化率(m/s^3)。

由于欠超高与未被平衡的离心加速度关系为 $\Delta h_q = 153a \pmod{, CL}$ 得

$$l_0 \ge \frac{\Delta h_q \cdot v_{max}}{153 \times 3.6\gamma} (m)_{\circ}$$
(5-32)

根据我国铁道科学研究院的研究 n 值一般取 0.29m/s³ 困难时取 0.3m/s³。

因此,在目前我国铁路常以式(5-25)和式(5-29)算出的值中选取其中最大 者为依据。对于开行快速列车的既有线,缓和曲线长度一般应大于 10h₀ v_{max},但 不得小于 8h₀ v_{max}。为了铺设和维修养护方便起见,将计算结果取 10m 的整倍 数。若既有线上原设置的缓和曲线长度比计算结果大,则采用原来的长度,若原 长度不足则以计算结果予以延长。

对于曲线形超高顺坡的缓和曲线长度,则可根据表 5-7 中的与直线形超高 顺坡缓和曲线长度的比值来确定。

第六节 缩短轨

在我国铁路上,左右两股钢轨采用对接式,因此曲线和直线一样,两股钢轨的接头应尽量左右对齐,但容许前后相错。我国铁路规范规定,直线地段相错量 不应大于 40mm;曲线地段外股轨线比内股线长,如果用同样长度的钢轨,内股 钢轨接头必将超前于外股钢轨接头,为了使曲线上钢轨也形成对接接头,需在内 股轨线上铺入适量的厂制缩短轨,使内外两股钢轨接头形成对接,在正线和到发 线上,其容许的相错量不应大于 40mm 加所采用的缩短轨缩短量的一半。其他 线、地方铁路、专用铁路、铁路专用线上,直线地段应不大于 60mm,曲线地段应 不大于 60mm 加所采用的缩短轨缩短量的一半。在城市轨道交通的轨道上允许 相错式钢轨接头。

根据《铁路轨道施工及验收规范》TB10302—96 的规定,缩短轨的适用范围 如表 5-10 所示。

曲线半径	缩短轨缩短量/mm				
/ m	25m	钢轨	12.5m 钢轨		
4000 ~ 1000	40	80	40	—	
800 ~ 500	80	160	40	80	
450 ~ 250	160	—	80	120	
200	_	_	120	_	

表 5-10

缩短轨适用范围

注:每一处曲线应选用同一种表列缩短量较小的缩短轨。

在曲线上使用了缩短轨后,曲线尾剩余的接头相错量,宜利用钢轨长度偏差 量在曲线内(困难时可延伸到直线上)调整消除。必要时插入一根相应缩短量 的缩短轨,不得用轨缝调整的办法消除接头的相错量。

一、短量的计算

图 5-25 中 ,AB 和 A' B' 分别为曲线轨道上外股及内股轨线 ,AA' 和 BB' 为两个 任意断面 ,半径之间夹角为 $\varphi = \varphi_2 - \varphi_1$ 。

由 φ 角对应的内外股轨线弧长之差,即为 φ 角范围内的内轨缩短量 Δl 即

$$\Delta l = \int_{\varphi_1}^{\varphi_2} (\rho_1 - \rho_2) d\varphi$$
$$= \int_{\varphi_1}^{\varphi_2} s_1 d\varphi = s_1 \varphi ,$$

— 178 —



图 5-25 缩短量计算图

式中 φ_1 为外股轨线上A点的切线 与曲线始点切线(即图上与 x 轴重 合)间的夹角 ; φ_2 为外股轨线上 B 点的切线与曲线始点切线间的夹 角 ρ_1 为外股轨线半径 ρ_2 为内股轨 线半径 ; s_1 为内外两股轨线中线间 距离 ,取 1 500mm ;不计曲线轨距加 宽量。

如为圆曲线 ,AA' 及 BB' 分别为

其始终点 ,则 $\varphi = \frac{l_c}{R}$, $\Delta l_c = \frac{s_1 l_c}{R}$ 。其

中 J_{c} 为圆曲线长度 ,R 为圆曲线半径。如为缓和曲线 ,由式(5-20)可知 : $\varphi_{1} = \frac{l_{1}^{2}}{2Rl_{0}} \varphi_{2} = \frac{l_{2}^{2}}{2Rl_{0}} J_{1} J_{2}$ 分别为缓和曲线起点至计算断面的长度。将 φ_{1} 和 φ_{2} 代入 式(5-58)得缩短量为 $\Delta l = s_{1}(\varphi_{2} - \varphi_{1}) = \frac{s_{1}}{2Rl_{0}}(l_{2}^{2} - l_{1}^{2})$ 。如 AA'和 BB'分别为缓和 曲线的始、终点 ,则得 $l_{1} = 0 J_{2} = l_{0}(l_{0}$ 为缓和曲线长度),于是得整个缓和曲线上 的缩短量为 $\Delta l_{0} = \frac{s_{1}l_{0}^{2}}{2Rl_{0}} = \frac{s_{1}l_{0}}{2R}$,据此可算得整个圆曲线(包括圆曲线和两端的缓和 曲线)的总缩短量为

$$\Delta l = 2\Delta l_0 + l_c = \frac{s_1 l_0}{R} + \frac{s_1 l_c}{R} = \frac{s_1}{R} (l_0 + l_c)_{\circ}$$
(5-33)

如两端缓和曲线不等长 ,则应分别计算缩短量 ,然后与圆曲线缩短量相加得 总缩短量。

二、缩短轨的数量及其配置

计算出缩短量后,可选用一种缩短量为 ε 的缩短轨,求整个曲线上所需的缩短轨根数 N_0 。

$$N_{0} = \frac{\Delta I}{\varepsilon}$$
 (5-34)

显然 N₀ 不能大于外股轨线上铺设的标准轨根数 N ,否则应改用更大缩短量的缩短轨。可根据表 5-10 的规定来选用缩短轨。

例 5-1 已知某曲线,其圆曲线半径 R = 600m,圆曲线长 l_e = 119.73m,两端

缓和曲线各长 100m, 铺设标准长度 25m 的钢轨。计算缩短量及配置缩短轨。



图 5-26 缩短轨在内股轨线上的布置

解 (1) 计算曲线内股轨线的总缩短量。按式(5-33)计算得

$$\Delta l = \frac{s_1}{R} (l_c + l_0) = \frac{1500 \times (119.73 + 100)}{600} = 549 (\text{ mm})_{\circ}$$

(2) 计算缩短轨的根数 N₀。按表 5-10 拟选用缩短量为 80mm 的缩短轨 则 由式(5-34)得

$$N_0 = \frac{549}{80} = 6.9$$
,即采用7根。

外轨标准轨根数(轨缝为 8mm)

$$N = \frac{119.73 + 2 \times 100}{25.008} = 12.79 > N_0,$$

上述选用的缩短量满足要求。

(3) 配置缩短轨。配置缩短轨以列表计算,工作简单明了,便于复核,发现 错误及时修正。

计算结果见表 5-11。缩短轨在内股轨线上的布置见图 5-26。

表 5-11(1)

曲线缩短轨配置计算表

已知数据					
曲线里程	K259 + (186.45 ~ 506. 18)	缩短轨长度/m	24.92		
圆曲线半径 R/mm	600	曲线总缩短量 Δl	549		
圆曲线长度 l _c /m	119.73	使用缩短轨根数 N ₀ /根	7		
缓和曲线长度 l ₀ /m	100	ZH离第一个接头距离/m	5.5		
缩短轨的缩短量/mm	80	轨缝/mm	8		

ŧ.	5	1	1	10	٦
ĸ	J.	-1	L	(2)

表 5-11(2) 各接头错开量计算表

接头 号数	由缓和曲线或圆曲线起 点至各接头的距离/m	计算总缩短量/mm		钢轨 类别	实 际 缩短量 /mm	接 头 错开量 /mm	附注
1	5.5	$(1) = \frac{1500}{2 \times 600 \times 100} \times 5.5^{2}$ $= 0.0125 \times 5.5^{2}$	0.38	0		+0.38	进入缓 和曲线 5.5m
2	$5.5 + 25.008 = 30.508^2$	$(2) = 0.0125 \times 30.508^2$	11	0		+11	

续表

接头 号数	由缓和曲线或圆曲线起 点至各接头的距离/m	计算总缩短量/mm		钢轨 类别	实 际 缩短量 /mm	·接 头 ·错开量 /mm	附注
3	30.508 + 25.008 = 55.516	$(3) = 0.0125 \times 55.516^2$	38	0		+38	
4	55.516 + 25.008 = 80.524	$(4) = 0.0125 \times 50.524^2$	81	×	80	+ 1	
5	80.524 + 25.008 = 105.532 105.532 - 100 = 5.532	$(5) = 125 + 1500/600 \times 5.532$ = 0.0125 × 100 ² = 125	139	×	160	- 21	进入圆 曲线 5. <i>53</i> 2m
6	5.532 + 25.008 = 30.540	$(6) = 125 + 2.5 \times 30.540$	201	×	240	- 39	
7	30.540 + 25.008 = 55.548	$(7) = 125 + 2.5 \times 55.548$	264	0	240	+24	
8	55.548 + 25.008 = 80.556	(8) = $125 + 2.5 \times 80.556$	326	×	320	+6	
9	80.556 + 25.008 = 105.564	(9) = $125 + 2.5 \times 105.564$	389	×	400	- 11	
10	105.564 +25.008 = 130.572 130.572 - 119.73 = 10.842 100 - 10.842 = 89.158	总缩短量 549 (10) 549 - 0.0125 ×89.158 ²	450	×	480	- 30	进入缓 和曲线 10.842m
11	89.158 - 25.008 = 64.150	$(11) = 549 - 0.0125 \times 64.150^2$	498	0	480	+18	
12	64.150 - 25.008 = 39.142	$(12) = 549 - 0.0125 \times 39.142^2$	530	×	560	- 30	
13	39.142 - 25.008 = 14.134	$(13) = 549 - 0.0125 \times 14.134^2$	547	0	560	- 13	

注:"〇"表示标准轨,"×"表示缩短轨,"+"表示内轨接头超前量,"-"表示内轨接头落后量。

第七节 曲线轨道方向整正

铁路曲线轨道在列车的动力作用下,特别是横向水平力的作用下,可产生变形,其中最为常见的变形形式是曲线轨道方向的变化,结果轨道不能保持原设计的圆顺度。为了确保行车的平稳与安全,有必要进行定期的检查,并及时把曲线轨道整正到原来的设计位置,保持曲线轨道良好的圆顺度。

整正曲线的方法很多。在铁路维修工作中,最常用的是绳正法,即利用曲线 上正矢与曲线之间的关系,改正正矢,使之恢复原有的设计曲率,并通过相应的 拨量,把它拨正到原来的设计位置。

绳正法的方法是在曲线轨道上以外股轨线为基准线,每10m设一个测点, 用一根不易变形的20m长的弦线,两端紧贴外股钢轨内侧轨顶面下16mm处, 在其中点准确量出弦线与该测点间的距离,称为实测正矢,并规定其值不得超过 表5-12所列的数值,否则应及时整正。

表 5-12		曲线正		单位 mm		
曲线半级	缓和曲线 与计划	各点正矢 正矢差	圆曲线正矢连续差		圆曲线正 小伯	矢最大最 直差
曲线十位	正线及到 发线	其他线	正线及到 发线	其他线	正线及到 发线	其他线
250 及以下	7	8	14	16	21	24
251 ~ 350	6	7	12	14	18	21
351 ~ 450	5	6	10	12	15	18
451 ~ 650	4	5	8	10	12	15
651 以上	3	4	6	8	9	12

现将绳正法的基本原理,及缓和曲线和圆曲线计划正矢和拨量的计算方法 等分述如下。

一、圆曲线计划正矢的计算

计划正矢是指经整正后圆曲线各测点正矢要求达到的值。计划正矢可用下 面的方法得到。

曲线半径与正矢的关系可由图 5-27 所示的几何关系求得,一般测量的弦长 L为 20m 则有

$$f_c = \frac{L^2}{8R} = \frac{20^2}{8R} \times 1\,000 = \frac{50\,000}{R} (\,\text{mm}\,)_{\circ}$$
 (5-35)

— 182 —



图 5-27 圆曲线的半径与正矢

图 5-28 圆曲线与直线的直接连接

圆曲线上各点正矢(始点和终点除外)相等。如果圆曲线与直线直接接连, 其始点 ZY上的正矢 f₀ 与圆曲线正矢 f₂ 的关系,可从图 5-28 求得。如 ZY不在 测点上,其距直线上的测点 O为 A,距圆曲线上测点 1 为 B。ZY 点与坐标原点 重合。测点 O 的正矢为 f₀,测点 1 的正矢为 f₁, y₁ 与 y₂ 分别为 1 和 2 点的切线 支距 x₁ 与 x₂ 为相应的横坐标 L 为弦长,测点间距可近似等于 L/2。

由三角形(-111'),可得 $f_0 = \frac{y_1}{2}$,由图得圆曲线方程 $x^2 + (y - R)^2 = R^2$,又 由三角形(O11')近似地得 $x_1^2 = B^2 - y_1^2$,代入上面的圆曲线方程得 $x_1^2 + (y_1 - R)^2$ = R^2 ,故 $B^2 - y_1^2 + (y_1 - R)^2 = R^2$,解得

$$y_1 = \frac{B^2}{2R}$$

则 $f_0 = \frac{B^2}{4R^\circ}$

利用式(5-35)的 R 与 f_c 的关系,代入上式可得 f_c 与 f_c 间的关系:

$$f_0 = \frac{2f_c B^2}{L^2}$$
(5-36)

若 ZY 点在测点上 则 A=0 B=L/2 由上式得

$$f_{0} = \frac{f_{c}}{2}$$
 ,

即 ZY 点处的正矢为圆曲线正矢之半。

测点1的正矢f,计算如下:

将测点2的坐标代入圆曲线方程式,得

— 183 —

$$(y_2 - R)^2 = R^2 - x_2^2$$
,

由三角形(O'22')得

$$x_2^2 = \left(B + \frac{L}{2}\right)^2 - y_2^2$$
,

代入上述圆曲线方程得

$$\mathbf{y}_2 = \frac{\left(\mathbf{B} + \frac{\mathbf{L}}{2}\right)^2}{2\mathbf{R}}$$

再利用 R 与 f_c 的关系 代入上式可得 y₂ = $\frac{4f_c(B + \frac{L}{2})^2}{L^2}$ 。

同样地 ,利用三角形(O22') ,并由于曲线半径 R 很大 ,可以近似地认为 f_i 在 y_i 的延长线上 ,由此可得

$$f_1 = \frac{y_2}{2} - y_1$$

将
$$y_1 y_2$$
和 B = $\frac{L}{2}$ - A代入上式得
 $f_1 = \frac{4f_c \left(B + \frac{L}{2}\right)^2}{2L^2} - \frac{B^2}{2R} = \frac{4f_c \left(\frac{L}{2} - A + \frac{L}{2}\right)^2}{2L^2} - \frac{4f_c \left(\frac{L}{2} - A\right)^2}{L^2} = \left[1 - 2\left(\frac{A}{L}\right)^2\right]f_c$, (5-37)

如若 ZY 点在测点上 A=0 则 $f_1 = f_c$ 。

二、缓和曲线计划正矢的计算

(一)测点在缓和曲线始终点时的计划正矢的计算

图 5-29 所示为缓和曲线始点附近的一段 O 为缓和曲线的始点 ZH O 1 2, …为正矢测点 ,其正矢分别为 f_0 f_1 f_2 ,…。以 λ 表示测点间的距离 ,为正矢弦长 L的一半 y_1 y_2 y_3 ,…为各测点的切线支距。对常用缓和曲线 ,切线支距 y 可用 下式求取:

$$y = \frac{l^3}{6Rl_0},$$

式中」为测点至缓和曲线始点 ZH 的曲线长度。

— 184 —



图 5-29 缓和曲线计算正矢计算图

由于测点间距为 λ, 可近似地认为 1 = Σλ, 由此可得各点的切线支距为

$$y_1 = \frac{\lambda^3}{6Rl_0}$$
, $y_2 = \frac{(2\lambda)^3}{6Rl_0} = 8y_1$, $y_3 = \frac{(3\lambda)^3}{6Rl_0} = 27y_1$

由于缓和曲线终点处切线的总折角 $\varphi_{_0}$ 很小 ,可以认为图 5-29 中的 $f_{_1}$ 与 $f_{_2}$ 分别位于 $y_{_1}$ 与 $y_{_2}$ 的延长线上 ,可知

$$f_1 = \frac{1}{2}y_2 - y_1 = 3y_1$$
, (5-38)

将 y, 代入得

$$f_1 = \frac{\lambda^3}{2Rl_0} = \frac{\frac{\lambda^2}{2R}}{\frac{l_0}{\lambda}} = \frac{f_c}{n} , \qquad (5-39)$$

式中 f_c 为圆曲线正矢 $f_c = \frac{L^2}{8R} = \frac{\lambda^2}{2R}$ n 为缓和曲线的测点分段数 其值为 $\frac{l_0}{\lambda}$ 。

因为缓和曲线上各点的半径 ρ 是变化的 ,所以除第 1 点外的其他各点正矢 由图 5-21 可得

 $f_2 = 2f_1$, $f_3 = 3f_1$, ..., $f_{n-1} = (n - 1)f_1 \circ$

因此,可将缓和曲线始点后第1点的正矢 f₁称为"缓和曲线的正矢递增 率",用 f₂表示,即

$$f_s = f_1 = \frac{f_c}{n}$$
, (5-40)

可得

$$f_2 = 2f_s$$
, $f_3 = 3f_s$, ..., $f_{n-1} = (n-1)f_s$ (5-41)

— 185 —

缓和曲线始点处的正矢由图 5-21 得 $f_0 = \frac{1}{2}y_1 = \frac{f_1}{6}$ 。因为 $f_1 = f_s$,所以

$$f_0 = \frac{f_s}{6}$$
, (5-42)

于是有缓和曲线终点处的正矢

$$f_n = f_c - \frac{f_s}{6}$$
 (5-43)

这是因为终点(HY)右侧为圆曲线(正矢等于 f_c),左侧为缓和曲线(正矢小于 f_c,且按比例递减),所以,该点的正矢应较圆曲线正矢减少缓和曲线正矢递增率的 1/6。

由此可见,常用缓和曲线正矢按直线比例递增,只要按式(5-40)求得 f_s后,便可算得其他各点的正矢。

(二)测点不在缓和曲线始、终点时计划正矢的计算

由于圆曲线长度一般都不正好是 10m 的整倍数,因此其中一端的缓和曲线 的始、终点就不可能恰好落在测点上。这样始终点左右相邻点的正矢要另作计 算。

(1) 缓和曲线始点左右邻点计划正矢的计算。如图 5-30 所示 ,ZH 不在测 点上 ,位于直线上 O 点与缓和曲线上 1 点之间 ,O 点距 ZH 为 A ,1 点距 ZH 为 B , 相应的正矢分别为 f_a和 f_b。 λ 为半弦长 ,即 $\lambda = L/2$ 。由图 5-30 可知



因为 R =
$$\frac{\lambda^2}{2f_c}$$
 $l_0 = n\lambda$, $f_s = \frac{f_c}{n}$,代入上式并简化 ,得

— 186 —

$$f_{a} = f_{s} \frac{1}{6} \left(\frac{B}{\lambda}\right)^{3} = \alpha_{a} \cdot f_{s} , \qquad (5-44)$$

式中 $\alpha_a = \frac{1}{6} \left(\frac{B}{\gamma}\right)^3$ 称为求 ZH 左侧 O 测点正矢 f_a 的修正系数(也称纵距率)。

$$abla , ext{ } f_{b} = rac{y_{2}}{2} - y_{1} = rac{(B + \lambda)^{3}}{2 \times 6 R l_{0}} - rac{B^{3}}{6 R l_{0}},$$

与上述方法相同 简化后可得

$$f_{b} = \frac{1}{6} f_{s} \left[\left(1 + \frac{B}{\lambda} \right)^{3} - \left(\frac{B}{\lambda} \right)^{3} \right] = \alpha_{b} \cdot f_{s} , \qquad (5-45)$$

式中 $\alpha_{\rm b} = \frac{1}{6} \left[\left(1 + \frac{\mathrm{B}}{\lambda} \right)^3 - \left(\frac{\mathrm{B}}{\lambda} \right)^3 \right]$ 称为求 ZH 右侧测点 1 正矢 f_b 的"修正系数"。 (2)缓和曲线终点左右邻点计划正矢的计算。如图 5-31 所示 缓和曲线终

点(HY)不在测点上,位于圆曲线上的 a 点与缓和曲线上 b 点之间 a 点距 HY 为 A b 点距 HY 为 B 相应的正矢为 f_a 和 f_b 。

根据同样的推理方法,可得

$$f_{a} = f_{c} - f_{s} \left(\frac{B}{\lambda}\right)^{3} = f_{c} - \alpha_{a} f_{s} ,$$

$$f_{b} = f_{c} - f_{s} \frac{1}{6} \left[\left(1 + \frac{B}{\lambda}\right)^{3} - \left(\frac{B}{\lambda}\right)^{3} \right] = f_{c} - \alpha_{b} f_{s} , \qquad (5-46)$$

式中 α_{a} 及 α_{b} 分别为求 HY 右侧 a 点和左侧 b 点正矢 f_a 和 f_b 的"修正系数"。

(3)缓和曲线上其他各点计划正矢的计算。缓和曲线上其他各点计划正 矢,可根据各点正矢与其距始点ZH距离成直线比例的关系,按下式求取:

$$\mathbf{f}_{i} = \frac{\mathbf{f}_{c}}{\mathbf{l}_{0}} \mathbf{l}_{i}$$

式中 f; 为缓和曲线上距 ZH 为 l; 的测点正矢,其他符号见前。

三、拨量的计算

要对已经错乱的曲线进行全面拨正,恢复曲线的圆顺度,必须计算出每一个 测点上的拨量,图 5-32 中实线表示曲线拨动前的错乱位置,虚线表示拨动后的 正确位置。nn"称为 n 点的渐伸线,以 E_n 表示。它与水平切线垂直,同样 n'n"称 为 n'点的渐伸线,以 E'_n表示,也与水平切线相垂直。两渐伸线长度之差,即为 n 点的拨量,它等于

— 187 —

 $\mathbf{e}_{\mathbf{n}} = \mathbf{E}_{\mathbf{n}} - \mathbf{E}_{\mathbf{n}}'$

e_为正时,则表示曲线向外侧拨,反之,则表示向内侧拨。 *E*., O图 5-32 曲线在拨动前后的位置 图 5-33 渐伸线长度计算图 曲线上各测点的渐伸线长度的计算方法如下: 图 5-33 中 0 1 2 3 ... n 点分别表示曲线上各个测点。相应的正矢为 f。, f, f, f, r., f, 相应的渐伸线长度为 E, E, E, E, ... E, 。 $E_{1} = 2f_{0}$, $E_2 = 4f_0 + 2f_1 = 2(2f_0 + f)$ $E_2 = 6f_0 + 4f_1 + 2f_2 = 2(3f_0 + 2f_1 + f_2)$, (5-47) $E_{n} = 2[nf_{0} + (n - 1)f_{1} + (n - 2)f_{2} + \dots + f_{n-1}] = 2 \sum_{i=n}^{n-1} \sum_{i=n}^{n-1} f_{i},$ 也就是说 n 点的渐伸线长度 E_n,等于到其前一点(n-1)为止的正矢累计的合 计数的两倍。 同样地,可求得计划正矢为f的曲线上n'点的渐伸线长度为 $E'_{n} = 2 \sum_{n=1}^{n-1} \sum_{n=1}^{n-1} f'_{i}$, 由此,得 n 点的拨量为 $e_n = E_n - E'_n = 2 \sum_{i=0}^{n-1} \sum_{i=0}^{n-1} (f_i - f'_i) = 2 \sum_{i=0}^{n-1} \sum_{i=0}^{n-1} df_i$, (5-48)式中 df 为各测点的实测正矢与计划正矢之差称"正矢差"。

拨量 e_ 的计算 ,可以用表 5-13 的方法来进行。

从表 5-13 可见,用第 5 栏的箭头表示正矢差累计的计算方法,称为"斜加平 写";用第 6 栏的箭头表示正矢差累计的合计的计算方法,称为"平加下写"。

— 188 —

第五章 射	し道儿	们升	钐ſ	Ŵ
-------	-----	----	----	---

	表 5	-13				
测点	实测 正矢 <i>f</i>	计划 正矢 <i>f</i>	正 矢 差 d <i>f</i>	正矢差累计 $\sum_{0}^{n-1} df$	正矢差累计的合计 $\sum_{0}^{n-1} \sum_{0}^{n-1} df$	全拨量 $2\sum_{0}^{n-1}\sum_{0}^{n-1}df$
1	2	3	4	5	6	7
0	f_0	f_0'	$df_0 + -$	$-df_0$	0	0
1	f_1	f_1'	$df_1 + -$	$-df_0+df_1$ +-	$-\mathbf{d}f_0$	$2df_0$
2	f_2	f_2'	$df_2 + -$	$- df_0 + df_1 + df_2 + -$	$2df_0 + df_1$	$2(2\mathrm{d}f_0+\mathrm{d}f_1)$
3	f_3	f_3'	$df_3 + -$	$- df_0 + df_1 + df_2 + df_3 + - $	$3df_0 + 2df_1 + df_2$	2 ($3df_0 + 2df_1 + df_2$)
				+		
n	f_n	f_n'	$df_n + -$	$-df_0+df_1+df_2+df_3+\cdots+df_n+$	$n \mathrm{d} f_0 + (n-1) \mathrm{d} f_1 + \dots + \mathrm{d} f_{n-1}$	$2(ndf_0+(n-1)df_1 + \dots + df_{n-1})$

四、各点拨量对前后各点曲线正矢的影响

由图 5-34 可见,当拨动曲线上任何一点(n)时,不仅本点的正矢发生变化,前后邻点(n-1)和(n+1)的正矢也跟着发生变化。



图 5-34 拨量对各点正矢的影响

如果 n 点向外拨动 $e_n(图中nn')$,而其他各点不动时,则 n 点正矢增加 e_n 的同时,前后邻点的正矢将由于 n 点的拨动而相应减少 $e_n/2$ 。同理,如果(n - 1) 点及(n + 1)点分别向外拨动 e_{n-1} 和 e_{n+1} 时,则 n 点的正矢也将相应减少 $\frac{e_{n-1} + e_{n+1}}{2}$ 。因此,当曲线上各测点均有拨量时,各测点的拨后正矢用下式计算:

$$f'_{n} = f_{n} + e_{n} - \frac{e_{n-1} + e_{n+1}}{2}$$
, (5-79)

式中 f_n 为 n 点拨正后的正矢 f_n 为 n 点拨正前的正矢 e_n n 点的拨量 向外侧为 正 ,内侧为负 e_{n-1} e_{n-1} 为 n 点前后邻点的拨量。

五、计算拨量的限制条件

(1)保证曲线整正前后两端的切线方向不变。因为曲线两端切线的交角 I 等于曲线上所有测点连成的折线间折角 φ 的总和 ,即 I = $\sum \varphi_i$,又因为两相邻 折线间折角 φ_i 等于(参见图 5-33)

$$\varphi_{i} \approx \sin \varphi_{i} = \frac{2f_{i}}{\lambda}$$
,

式中 λ 为相邻测点间距离。所以

$$I = \sum \varphi_i = \frac{2}{\lambda} \sum f_{i^{\circ}}$$

上式表明,曲线两端直线的交角可用整个曲线上各测点正矢的总和乘以一 个常数来表示。因此,保证曲线两端切线方向不变的条件是:实测正矢的总和必 须等于计划正矢的总和,即 $\sum_{f=} f_{f}$,或者 $\sum_{f=0} (f - f_{f}) = 0$, $\sum_{f=0} df = 0$ 。

(2)保证曲线整正前后始点、终点的位置不变。∑ df=0 这一限制条件,只能保证曲线两端的切线方向不变,如果要保证始、终点位置不变,还必须进一步使曲线终点的拨量为零,即应使 ∑ ∑ df=0。

(3) 保证曲线上某一控制点(如小桥、道口等)因受具体条件限制而不能拨 动时的拨量等于零。即应使该点的拨量 $\sum \sum df = 0$ 。

六、计划正矢的进一步修正

满足 $\sum df = 0$ (或者 $\sum (f - f) = 0$)限制条件的各点计划正矢,并不一定 能满足曲线终点 $\sum \sum df = 0$ 的另一个限制条件,而且一般说来,总是不能满 足的。在这种情况下,就必须对原来的计划正矢作进一步修正,使这一条件最后 能够得到满足。

修正计划正矢的目的,是使曲线终点的拨量等于零(即 ∑ ∑ df=0)。从 df=f-f可知,如果在前一点号i处增加(或减少)计划正矢a(mm),同时在相距 - 190 -- m 个点号的 i + m 处减少(或增加)计划正矢 a(mm)则在整个曲线上, \sum df = 0 的条件, 依然保持不变。又从 $\sum \sum$ df 的计算方法可知, 如果在这一对点号 上,计划正矢先增后减,前一点号的 df 将减少 a(mm),后一点号的 df 将增加 a(mm),结果曲线终点的 $\sum \sum$ df 将减少 ma(mm)。反之, 如果先减后增,则 将增加 ma(mm)。因此, 如果曲线终点的 $\sum \sum$ df 为正值, 修正计划时因先增 后减,反之,则应先减后增。

如果曲线上某一点有不能拨动或仅能少量拨动的限制条件时,则应在满足曲线终点 $\sum \sum$ df 的前提下,对计划正矢再作进一步的修正。其方法是在该点之前的一段曲线上选取一对点号对计划正矢作 a (mm)的增减。控制点 $\sum \sum$ df 为正值时,计划正矢应先增后减;反之,则应先减后增。然后,再在该点之后的一段曲线上,选取另一对点号对计划正矢作 a (mm)的增减,但应否先增后减或先减后增,要与前述的反其道而行之,并且两点的 ma 值必须完全相等,这样,才能保证曲线终点 \sum df =0 及 $\sum \sum$ df =0 两个限制条件依然保持不变。

为使曲线保持最大可能的圆顺度 ,a 应尽可能地小 ,最好为 1mm ;m 应尽可能地大。如果一对点号不能满足要求 ,可取几对点号 ,使 ∑ ma 达到消灭曲线 终点拨量不等于零的目的。

七、曲线整正的步骤与方法

(1) 以曲线轨道外轨轨距线为基准线,缓和曲线始点为0 号测点,每10m 设一测点,并依次编号,记录 HY 点、YH 点和 HZ 点离相邻测点的距离 A 和 B。 然后用 20m 长弦依次量取各点的实测正矢 f;

(2)根据曲线资料计算圆曲线计划正矢 f_c 缓和曲线的正矢递增率 f_s,从而确定除 ZH (即 0 点),HY 的左右邻点,YH 的左右邻点和 HZ 的左右邻点以外各测点的计划正矢 f;

(3)根据 A和 B 的距离,应用查表或直接计算方法求得的修正系数,分别 求取其他待定各点的计划正矢 f;

(4) 计算各测点的正矢差 df = f - f;

(5) 计算各测点的正矢差累计 \sum df。如果曲线终点的 \sum df ≠0,应对计 划正矢 f 作适当修正,使 \sum df =0 这一条件能得到满足;

(6) 计算各测点的正矢差累计的合计 $\sum \sum df_{\circ}$ 如果曲线终点 $\sum \sum df_{\circ}$ df — 191 — ≠0,应选取一对或几对点号,对计划正矢作进一步修正,使 $\sum \int df = 0$ 这一条件得到满足:

(7)如曲线上有其他限制条件时,应对计划正矢再作进一步修正,使这一条件也能得到满足;

(8) 计算各点拨量 $e_n = 2 \sum_{0}^{n-1} \sum_{0}^{n-1} df e_n$ 为正值时向曲线外侧拨动 ,负值时向 内侧拨动 ;

(9) 应用式(5-79)检查各点的拨动正矢 验证整个计算过程是否正确无误;

(10)在每一测点的曲线外侧设置曲线标桩,根据计算所得的拨量仔细拨 道。拨道时,应根据各段轨道的拨动方向,预先把轨缝调整好,使拨正后的轨缝 符合规定标准。

例 5-2 轨道曲线整正的整个计算工作可按表 5-14 形式进行,便于检查校 核。本例中,曲线半径 R = 600mm,两端缓和曲线长 50m,实测正矢见表 5-14 中 第二栏,其他有关资料见表 5-14 中的备注栏。第 8 测点为小桥,不允许拨动曲 线。

必须指出 随着轨道检测技术的发展和大型养路机械化的逐步推广使用 曲 线整正从测量正矢、计算计划正矢和拨量以及进行拨道都需在养路机械上通过 正矢测量的装置、计算机的数据处理及拨道装置来完成。

18 3-14

绳正法整正曲线计算

单位 mm

	÷			Æ			第一	·次修正				第二	次修正				
测 点 号	头测正矢 f	计划正矢 f	正 矢 đf	矢 差 累 计 ∑ df	正矢修正量 a	计划正矢 f	正 矢 đf	正矢差累计 \sum_{df} df	半 拨 量 ∑∑ ď	正矢修正量 a	计划正矢 f	正 矢 差 df	正矢差累计 $\Sigma^{\rm df}$	半 拨 量 ∑∑ df	全 拨 e	拨后正矢	附注
1	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	
2	5	3	2	2		3	2	2	0	1	4	1	1	0	0	4	ZH
3	10	17	- 7	- 5	- 1	16	- 6	- 4	2	1	17	- 7	- 6	1	2	17	
4	40	34	6	1	- 1	33	7	3	- 2		33	7	1	- 5	- 10	33	
5	45	50	- 5	- 4		50	- 5	- 2	1	- 1	49	- 4	- 3	- 4	- 8	49	
6	75	67	8	4		67	8	6	- 1		67	8	5	- 7	- 14	67	
7	77	81	- 4	0		81	- 4	2	5	- 1	80	- 3	2	- 2	- 4	80	HY
8	80	84	- 4	- 4		84	- 4	- 2	7		84	- 4	- 2	0	0	84	小桥
9	100	84	16	12		84	16	14	5		84	16	14	- 2	- 4	84	

10	70	84	- 14	- 2		84	- 14	0	19		84	- 14	0	12	24	84	
11	85	84	1	- 1		84	1	1	19	- 1	83	2	2	12	24	83	
12	89	84	5	4		84	5	6	20		84	5	7	14	28	84	
13	75	84	- 9	- 5		84	- 9	- 3	26		84	- 9	- 2	21	42	84	
14	96	84	12	7		84	12	9	23		84	12	10	19	38	84	
15	70	84	- 14	- 7		84	- 14	- 5	32		84	- 14	- 4	29	58	84	
16	73	81	- 8	- 15		81	- 8	- 13	27		81	- 8	- 12	25	50	81	YH
17	82	67	15	0	1	68	14	1	14		68	14	2	13	26	68	
18	43	50	- 7	- 7		50	- 7	- 6	15	1	51	- 8	- 6	15	30	51	
19	40	34	6	- 1	1	35	5	- 1	9		35	5	- 1	9	18	35	
20	10	17	- 7	- 8		17	- 7	- 8	8		17	- 7	- 8	8	16	17	
21	11	3	8	0		3	8	0	0		3	8	0	0	0	3	ΗZ
22	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	
Σ	1 176	1 176	+ 79 - 79	+ 30 - 59		1 176	+ 78 - 78	+ 44 - 44			1 176	+ 78 - 78	+ 44 - 44			1176	

第六章 轨道结构力学分析

第一节 概 述

铁路轨道是有别于桥梁、房屋等土建工程结构物的结构。首先,它的基础是 由松散的介质(道碴)所组成,其次是它所承受的来自机车车辆的荷载具有随机 性和重复性。因而在轨道结构的各部件中产生了非常复杂的应力、变形和其他 的动力响应(振动加速度等)。此外,轨道(特别是道床)还会不可避免地产生不 均匀下沉和残余变形积累,使轨道几何形位发生偏差,形成各种轨面及方向上的 不平顺,增大了轮轨之间的相互动力作用,轨道破坏的发展速度加快,这就需要 依靠加强对轨道的养护维修来加以消除。因此,铁路轨道是一种边工作边维修 的工程结构物;并且必须根据速度、轴重和运量的运营条件的要求,不断地加强 和完善轨道结构,而轨道力学分析则是达到这一目的不可缺少的手段。

轨道结构力学分析,就是应用力学的基本原理,结合轮轨相互作用理论,用 各种计算模型来分析轨道及其各部件在机车车辆荷载作用下产生的应力、变形 及其他动力响应,对轨道结构的主要部件进行强度检算。在提速、重载和高速列 车运行的条件下,通过对轨道结构的力学分析、轨道结构的稳定性分析,行车的 平稳性和安全性等进行评估等,确定线路允许的最高运行速度和轨道结构的强 度储备。轨道结构力学分析的主要目的为:

(1)确定机车车辆作用于轨道上的力,并了解这些力的形成及其相应的计 算方法。

(2) 确定在一定的运行条件下 轨道结构的承载能力。

轨道结构的承载能力包括以下三方面:

(1)强度计算。在最大可能的荷载条件下,轨道各部件应具有抗破坏的强度。

(2) 寿命计算。在重复荷载作用下 轨道各部件的疲劳寿命。

我国学者曾先后根据 Miner 线性累积伤损法和 Weibull 概率分布函数来确 定钢轨的疲劳寿命。但由于钢轨工作条件的复杂性 ,至今还不能准确地来预测 钢轨的使用寿命。

同样,我国学者用安全度设计理论在预测的轨枕使用期限内(一般定于 50 年)确定 PC 轨枕所需的轨下截面和中间截面的弯矩,但由于确定轨枕的荷载谱 需要积累长期的实测数据,再加上轨枕的使用寿命不仅与设计有关,还受到制

— 194 —

造、铺设和养护等方面的影响,所以轨枕的实际使用寿命比预期的要短。

总之,上述预测钢轨和轨枕疲劳寿命的理论研究工作,有待进一步深入研 究。

(3)残余变形计算。在重复荷载作用下 轨道整体结构的几何形位破坏的 速率 进而估算轨道的日常维修工作量。

对有碴轨道而言,轨道整体结构几何形位的破坏主要是由于道床的残余变 形(或称永久变形)引起的。日本高速铁路的研究认为道床永久变形的发展与 轨道平顺性有着密切的关系,因此在1995年提出了"防止轨道不平顺发展的有 碴轨道设计方法"。其中提出了根据道床的变形来预测轨道不平顺发展的计算 方法。对有碴轨道结构的设计,不仅要确保强度,而且还要控制轨道的变形。这 是设计方法的新思路。目前,我国已经对加强轨道不平顺管理引起了重视。

对无碴轨道结构而言,其残余变形比较小,是一种少维修的轨道结构。

由于寿命和残余变形的计算在我国尚不成熟,所以本章仅介绍承载能力计 算中的强度计算。

第二节 作用于轨道上的力

轨道力学分析,首先要确定作用在轨道上的力,而行驶中的机车车辆作用于 轨道上的力非常复杂,而且有强烈的随机性和重复性。这些力大体上可分为垂 直于轨面的竖向力、垂直于钢轨的横向水平力和平行于钢轨的纵向水平力等三 种,如图 6-1 所示。现分述如下。

一、竖向力

竖向力的主要组成部分是车轮的轮载。轮载是机车车辆静止时同一个轮对 的左右两个车轮对称地作用于平直轨道上的荷载,我国铁路使用的主型机车车 辆的轴荷载如表 5-2 所示。列车行驶过程中,车轮实际作用于轨道上的竖直力 称车轮的动轮载。其超出静荷载的部分称静荷载的动力附加值。动轮载随机车 车辆和轨道的构造及其状态以及机车车辆的运动状态而变化。静轮载几乎不受 上述影响,而动力附加值则与上述有密切关系。

受机车车辆构造及其状态影响的动力附加值有:

(1)车辆踏面上因制动或其他原因被擦伤而形成扁瘢。有扁瘢的车轮每转动一周要撞击钢轨一次,从而产生具有冲击性质的轮载,其值随擦伤长度的增大而增加。严重的擦伤车轮所引起的冲击轮载达静轮载的3~4倍。

(2)因车轮不圆顺而产生的附加动力值。车轮不圆顺是指车轮滚动圆的圆 度误差。其产生的附加动力值随不圆顺的深度的增大而增大。行车速度的影响

— 195 —

也很大。但深度比速度的影响更为显 著。

受轨道构造及其状态影响的动力附 加值有:

(1)机车车辆通过钢轨接头时,由 于轨缝、错牙、台阶和折角产生的轮轨冲 击;

(2) 机车车辆通过无缝线路的焊缝 不平顺和轨面短波不平顺时产生的轮轨 冲击;

(3) 机车车辆通过轨道不平顺时, 机车车辆部件的浮沉振动而对轨道产生 的动力作用。

受机车车辆在轨道上运动形状影响 的动力附加值有:

(1)机车车辆在平直轨道上因蛇行运动使同一轮对左右两轮滚动圆半径不同而引起的车轮偏载。



图 6-1 轮轨之间作用力

(2) 机车车辆通过曲线轨道时,作用于转向架上横向力,使同一轮对左右两 车轮偏载。

确定竖直力的方法归纳起来有以下三种:

(1)用概率组合的方法将上述诸原因引起的竖直力组合起来,求得概率为 最大的竖直力。这方法是苏联学者把由弹簧振动、轨道不平顺、车轮单独不平顺 (扁瘢)、车轮连续不平顺(相当于不圆顺车轮)等原因引起的各竖直力用概率组 合起来求得最大值,即取各竖直力的数学平均值与其总均方差的2.5倍之和,便 得到竖直力的可能最大值。例如,苏联的 Bn10型电力机车第一轴的最大竖直 动轮载,在行车速度为100km/h时,平均值为132kN,2.5倍的总均方差为 76kN,可能的最大竖直动轮载为208kN。

(2) 用速度系数等求得最大的竖直力。这方法在很多国家中应用。例如, 在我国用速度系数 α 和偏载系数 β_{α} 来计算竖直动轮载 P_{α} 。计算公式为

$$P_{d} = P(1 + \alpha + \beta_{p}) , \qquad (6-1)$$

式中 P 为静轮载。

上述系数分别可由试验或计算来确定。这将在后面轨道强度计算中详细介 绍。

— 196 —



图 6-2 存在低接头的模型

(3)用计算模型来确定竖直力。图 6-2 为英国 D. Lyon 用来模拟车轮通过 钢轨低接头时计算轮轨间的冲击力的模型。

图 6-3 为复杂的车辆-轨道模型。利用这种模型可以计算车辆通过轨道时, 因轨道不平顺或车轮扁瘢或钢轨低接头等原因产生的竖直力。

在上述三种方法中,因第二种方法比较简单,至今是我国确定垂直轮载的主要方法。第三种方法,虽然计算复杂,但它可以计算各种情况下的轮轨相互作用,特别是用来预测高速铁路上轮轨间的动力作用,因此日益受到大家的重视, 其发展方兴未艾。

二、横向水平力

在轮轨接触点上,除作用着垂直于轨面的竖直力外,还存在着车轮轮缘作用 于轨头侧面上的导向力和轮轨踏面上的横向蠕滑力合成的轮轨横向水平力,如 图 6-4 所示。

产生横向水平力的原因有:

(1) 机车车辆在方向不平顺的轨道上运行时,车辆蛇行运动产生往复周期 性的横向水平力。

(2) 机车车辆运行时在接头死弯、道岔尖轨、辙叉翼轨和护轨等处的轮轨冲

— 197 —



图 6-3 具有两系悬挂的客(货)车-轨道模型

击引起的横向水平力。

(3) 机车车辆通过曲线轨道时,因欠超高(或过超高)引起的未被平衡横向 水平力。

(4) 机车车辆通过曲线轨道时,因转向架转向,使车轮轮缘作用于钢轨侧面 的导向力。

前两项力受很多因素的影响,不能单凭理论计算,需借助建立在实测数据基础上的经验公式进行估算。第三项可用离心惯性力与向心力之差的简单公式来 求得。第四项是产生横向水平力最主要原因,其绝对值也比较大。

三、纵向水平力

(1)钢轨爬行力。轨道爬行的原因十分复杂,其中最基本和决定性的则是 钢轨在动荷载作用下的波浪形挠曲。当中间扣件扣压力不足,轨底将在垫板上 顺着行车方向滑动,如扣件阻力大于道床阻力,则钢轨带动轨枕一起移动,产生 与行车方向一致的爬行,在长大坡道上,由于列车的牵引和制动,钢轨向下坡方

— 198 —



向爬行 从而产生钢轨纵向爬行力。

(2) 坡道上列车重力的纵向分力。随 坡度的大小而异。

(3)制动力。当列车停车或减速时,因 操纵制动闸瓦对车轮施加强大压力而在轮 轨接触点上产生制止列车前进的力称制动 力。制动力可以闸瓦压力与摩擦系数的乘 积而求得。由于闸瓦压力随机车车辆的构 造性能而不同,摩擦系数又随闸瓦压、制动 过程中列车瞬时速度而变化,计算方法非常 烦琐。目前钢轨所承受的制动力,一般按 9.8MPa 计算。

(4)摩擦纵向力。列车通过曲线轨道时,因转向架转向使轮踏面产生作用于钢轨顶面上的摩擦力的纵向分力。

图 6-4 轮轨接触点上的作用力

(5)温度力。钢轨受阻力约束,不能随轨温变化而自由伸缩,故在钢轨内产 生温度力。

第三节 轨道结构竖向受力分析及计算方法

轨道结构竖向受力的静力计算目的是分析轨道结构的受力,具体来说有以 下两项内容:

(1)在给定的机车车辆运行条件下 检算轨道强度 拟定与之相适应的轨道 结构类型 ,或提出相应的加强措施;

(2) 在给定的轨道结构条件下,确定通过该线路的机车车辆允许最大轴重 和最高行车速度。

目前,最常用的检算轨道强度方法称为准静态计算方法。所谓准静态计算 方法,就是应用静力计算的基本原理,对轨道结构静力计算,然后根据轮轨系统 的动力特性,考虑为轮载、钢轨挠度、弯矩和轨枕反力等的动力增值问题。

轨道强度准静态计算包括以下三个内容:

(1) 轨道结构的静力计算;

(2) 轨道结构强度的动力计算——准静态计算;

(3) 检算轨道结构各部件的强度。

一、轨道静力计算

轨道静力计算常用有连续弹性基础梁和连续弹性点支承梁两种模型,如图 6-5 所示。本章节只介绍连续弹性基础无限长梁计算模型,连续弹性点支承无 限长梁计算模型可参考谢天辅编著的《铁路轨道结构静力计算问题》。



图 6-5 轨道的弹性基础梁模型

(一) 计算假定和计算参数

连续弹性基础梁模型就是把钢轨视为一根支承在连续弹性基础上的无限长 梁,分析梁在受竖向力作用下所产生的挠度、弯矩和基础反力。这一理论最先由 E. Winkler(1876年)提出,后由德国 A. Zimmermann 和 A. N. Talbolt 等人提出和 逐步完善。该法所求得的解析解是严密的理论解,可将轨道结构的内力和变形 分布写成函数的形式,这一经典理论在目前轨道强度计算中仍发挥着重要作用。

利用这一模型进行竖向受力分析时,作如下一些假定:

(1) 轨道和机车车辆均符合各项规定标准的要求;

(2)钢轨是一根支承在连续弹性基础上的无限长梁。连续基础由路基、道 床、轨枕和扣件所组成。作用于弹性基础单位面积上的压力和弹性下沉成正比;

(3)作用于钢轨的对称面上,两股钢轨上的荷载相等。钢轨的竖向抗弯刚 度 EJ 和连续基础刚度均对称于轨道的纵向中心线,因此,可把两股钢轨分开计 算。

(4) 不考虑轨道自重。

按图 6-5(a)所示的模型进行计算时,必须先确定 EJ 和包括轨枕、道床、路基的钢轨基础弹性系数 k 等计算系数。EJ 为钢轨钢的弹性模量 E 和钢轨截面 对其水平中性轴的惯性矩的乘积。E 值一般可取为 2.058 × 10⁵ MPa。J 可根据 不同的钢轨类型及其相应的垂直磨耗程度从表 6-1 中查得。

钢轨基础弹性系数 k 的含义是要使钢轨产生单位下沉时必须在单位长度钢 轨上均匀施加的压力(单位为 N/mm²或 MPa,即均布弹簧刚度)。为了确定 k 值,必须首先确定道床系数 C 或钢轨支点弹性系数 D。

道床系数 C 是使道床顶面产生单位下沉时所必须施加于道床顶面单位面积上的压力 ,单位为 MPa/mm ,它表示轨枕下道床和路基的弹性特征。

表 6-1 各种类型钢轨截面惯性矩与截面系数

第六章	轨道结构力学分析

钢轨垂直	夕称	前位	钢轨类型							
磨耗/mm	口 1小	+ U	75	60	50	43	38			
	J	mm ⁴	44 890 000	32170000	20370000	14890000	12040000			
0	W ₁	mm ³	509 000	396000	287 000	218000	179 000			
	W2	mm ³	432 000	339400	251 000	208000	178 000			
3	J	mm ⁴	43 280 000	30 690 000	19460000	14090000	11360000			
	W ₁	mm ³	496 000	385 000	283 000	211000	176000			
	W2	mm ³	420 000	318000	242 000	200 000	171000			
	J	mm ⁴	40 890 000	28790000	18270000	13170000	10500000			
6	W ₁	mm ³	482 000	375 000	275 000	205 000	168 000			
	W2	mm ³	405 000	291 000	230 000	189000	161 000			
	J	mm ⁴	38980000	26900000	17 020 000	12200000	9730000			
9	W ₁	mm ³	480 000	363 000	264 000	197000	163 000			
	W2	mm ³	390 000	264 000	216000	176000	148 000			

注:W1----轨底截面系数;W2----轨头截面系数。

钢轨支点弹性系数(或称支点刚度)D表示钢轨支点的弹性特征,它是使钢 轨支点顶面产生单位下沉时所必须施加于支点顶面上的钢轨压力,单位为 N/mm。D的表达式为

$$D = \frac{R}{y_p}, \qquad (6-2)$$

式中 R 为作用在支点上的钢轨压力(N) ;y, 钢轨支点下沉量(mm)。

对于混凝土轨枕线路,钢轨支点弹性系数 D 由橡胶垫板的弹性系数 D₁ 与 道床和路基的弹性系数 D₂ 组成。将橡胶垫板、道床和路基模拟成弹簧 1 和 2, 支点则为前两个弹簧的串联组合,因此,D 可表示为

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{D_1} + \frac{1}{D_2}$$
 (6-3)

D 值随材料的性质、路基和道床密度及气候的影响而变化。根据我国的测 定数据,混凝土轨枕轨道的 D 值见表 6-2 所示。

从表 6-2 可知,在计算钢轨和轨枕道床路基应力时,应分别采用不同的 D 值。这是因为 D 值的大小对钢轨和轨枕、道床、路基应力的影响是不同的。

k 与 D 的关系为

表	6-2

混凝土轨枕轨道的 D 值

(单位 :N/mm)

	特	重型、重型	次重型、普通型				
机机和型做关型	钢轨	轨枕、道床及基床	钢轨	轨枕、道床及基床			
混凝土枕 橡胶垫板	30 000	70000	22 000	42 000			
宽轨枕 橡胶垫板	50 000	120 000	—	_			

$$k = \frac{D}{a} , \qquad (6-4)$$

式中 a 为轨枕间距(mm)。

C与D的关系为

$$D = \frac{Cbl\alpha}{2} , \qquad (6-5)$$

式中 b 为轨枕宽度(mm); l 为轨枕长度(mm); α 为轨枕挠度系数,由于混凝土 轨枕刚度比较大,所以其 α 值可认为等于 1.0。

由上述两式,可得 k 与 C 的关系为

$$k = \frac{Cbl\alpha}{2a},$$
 (6-6)

对于 C 值,新线轨道由于路基未完全压实,C=0.04~0.06MPa/mm,既有线 轨道 C 值较高,C=0.08~0.10MPa/mm。

应当指出 C D k 三个弹性特征参数值是离散性很大的随机变量。如果选择不当,计算结果会引起很大的误差。因此 尽可能采用实测数据。

(二) 计算公式的推导

根据图 6-5 (a)的计算模型,钢 轨作为连续弹性基础上的无限长 梁,在集中荷载 P 的作用下产生了 如图 6-6 所示的挠曲。设 P 力在坐 标原点 O 上,挠度向下为正,截面左 面的弯矩 M,顺时针为正,剪力向上 为正,其弹性曲线的方程可表示为 y =y(x)。当变形微小时,由材料力



图 6-6 弹性基础上梁的挠曲

学可知 钢轨各截面的转角 θ , 弯矩 M, 剪力 Q 和基础反力强度 q 分别为

$$\theta = \frac{dy}{dx}$$
, $M = -EJ \frac{d^2y}{dx^2}$, $Q = -EJ \frac{d^3y}{dx^3}$, $q = -EJ \frac{d^4y}{dx^4}$. (6-7)
根据 Winkler 假设 q=ky,由此得

EJ
$$\frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0$$
, (6-8)

式中 EJ 为钢轨的竖向抗弯刚度 k 为钢轨基础弹性系数。

$$\Rightarrow \qquad \beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EJ}} \quad (mm^{-1}), \qquad (6-9)$$

β为钢轨基础与钢轨刚比系数 则式(6-8)便变为

$$\frac{d^4y}{dx^4} + 4\beta^4 y = 0 , \qquad (6-10)$$

其特征方程为 $\lambda^4 + 4\beta^4 = 0$ 。

λ 的四个根为 $\lambda_{12} = (1 \pm i)\beta$, $\lambda_{34} = (-1 \pm i)\beta$; 从而,方程(6-10)的通解为 $y = Ae^{(1+i)\beta x} + Be^{(1-i)\beta x} + Ce^{(-1+i)\beta x} + De^{(-1-i)\beta x}$;

应用欧拉公式 e^{±iβx} = cosβx ± isinβx ,最后得

$$y = C_1 e^{\beta x} \cos\beta x + C_2 e^{\beta x} \sin\beta x + C_3 e^{-\beta x} \cos\beta x + C_4 e^{-\beta x} \sin\beta x , \quad (6-11)$$

式中 C₁ C₂ C₃ C₄ 为积分常数 由边界条件确定。

当钢轨为无限长时 根据边界条件 x→ 时,y=0,得 C₁ = C₂ = 0;当 x = 0 时 $\frac{dy}{dx}$ =0,得 C₃ = C₄ = C;x=0 时 2EJ $\frac{d^3y}{dx^3}$ = P,得 C = $\frac{P}{8EJ\beta^3}$;最后得 y,并由式 (6-7)得其他各值如下。

$$\begin{cases} y = \frac{P}{8EJ\beta^{3}}e^{-\beta x}(\cos\beta x + \sin\beta x), \\ \theta = -\frac{P}{4EJ\beta^{2}}e^{-\beta x}\sin\beta x, \\ M = \frac{P}{4\beta}e^{-\beta x}(\cos\beta x - \sin\beta x), \\ Q = \frac{P}{2}e^{-\beta x}\cos\beta x, \\ q = \frac{P\beta}{2}e^{-\beta x}(\cos\beta x + \sin\beta x)_{\circ} \end{cases}$$
(6-12)

作用于轨枕上的钢轨压力(或称轨枕反力)R 等于基础反力强度 q 与轨枕间距 a 的乘积 ,即

$$\mathbf{R} = \mathbf{q} \cdot \mathbf{a} = \frac{\mathbf{P}\beta \mathbf{a}}{2} \mathbf{e}^{-\beta \mathbf{x}} (\cos\beta \mathbf{x} + \sin\beta \mathbf{x}) ,$$

令 $\eta = e^{-\beta x} (\cos\beta x + \sin\beta x), \mu = e^{-\beta x} (\cos\beta x - \sin\beta x),$ 在轨道强度计算中一般仅 计算 y, M和 R,由式(6-12)可得

$$\begin{cases} y = \frac{P}{8EJ\beta^{3}}\eta = \frac{P\beta}{2k}\eta ,\\ M = \frac{P}{4\beta}\mu ,\\ R = \frac{P\beta a}{2}\eta_{\circ} \end{cases}$$
(6-13)

一般情况下 机车车辆一个转向架下有两个或三个轮对,在多个轮对作用下 求位于计算轮的钢轨截面(计算截面)上的 y,M R 值时,必须考虑计算轮及其 左右邻轮的影响,如图 6-7 所示。根据力的独立作用原理,把轮群对计算截面的 作用叠加起来,即得整个轮群对这个截面的总作用。由此得到轮群作用下的 y, M和 R 的计算公式

$$\begin{cases} y = \frac{\beta}{2k} \sum P\eta , \\ M = \frac{1}{4\beta} \sum P\mu , \\ R = \frac{\beta a}{2} \sum P\eta , \end{cases}$$
(6-14)

式中 P 为轮群中各车轮的轮载。



图 6-7 群轮作用下各轮位的计算距离

 $\sum P_{\eta}$ 和 $\sum P_{\mu}$ 分别称为计算钢轨挠度(下沉)、轨枕反力和计算钢轨弯 矩的当量荷载。因为邻轮的影响随 *β*x 的大小而有正负值,故当量荷载可以大于 或小于计算轮的轮载 P。当当量荷载大于计算轮轮载时,邻轮对计算轮的影响 起增长的作用,而相反时,邻轮对计算轮的影响起抵消作用。例如,计算一台具 有两个三轴转向架的内燃或电力机车的 $\sum P_{\eta}$ 和 $\sum P_{\mu}$ 时,由于两个转向架 之间的距离比较大,当 *β*x > 5 时(60kg/m 钢轨轨道的 *β*值一般为 0.001 ~ - 204 - 0.0015mm⁻¹之间) η 和 μ 值已很小,如图 6-8 所示,两个转向架可以认为是彼此独立而互不影响的。因此只须计算任何一个转向架下所有车轮的 $\sum P\eta$ 和 $\sum P\mu$ 值,并从中选取最大值作为计算 y,M和 R 值的依据。计算结果表明,根据目前我国铁路使用的机车车辆轴距,最大的 $\sum P\eta$ 位于第二轮下,最大的 $\sum P\mu$ 值位于第一轮或第三轮下。



图 6-8 η 和μ值

二、轨道动力响应的准静态计算

所谓结构动力的准静态计算,名义上是动力计算,而实质上则是静力计算, 因为在计算过程中不考虑质体运动的惯性力。而准静态计算方法的前提是质体 运动的惯性力与结构所受的外力、反力相比较,相对较小,从而可以忽略不计,而 相应的外荷载称为准静态荷载。在轨道结构的准静态计算中,主要是确定钢轨 的挠度、弯矩和轨枕动力增值。这些动力增值的主要因素是行车速度、钢轨偏载 和列车通过曲线轨道时的横向水平力,分别用速度系数、偏载系数和横向水平力 系数加以考虑。

(一) 速度系数

列车在直线轨道上运行,由于轮轨之间的动力效应,导致作用在轨道上的动轮载要比静轮载大。动轮载 P_a 与静轮载 P 之差称为轮载的动力增值,与静轮载的比值称为轮载增值系数。这个系数随行车速度的增加而增大,因此,通常称为速度系数,用 α 表示 $\alpha = (P_a - P)/P$ 。则可求得动轮载为

$$\mathbf{P}_{d} = (1 + \alpha) \mathbf{P}_{\circ} \tag{6-20}$$

各国所采用的速度系数公式不尽相同,一般都是通过实测数据而得的经验 公式。大多数与行车速度成线性或非线性的关系,也有少数和车轮直径及轨道 的弹性系数成一定的函数关系。我国通过对不同机车类型和速度条件下的钢轨

— 205 —

挠度、轨底弯曲拉应力和轨枕反力的大量实际测定,再经过数理统计分析,得出 适用于行车速度 v≤120km/h 的速度系数值,如表 6-3 所示。

目前我国铁路的列车时速已达 160km/h,并且还要修建时速 200km/h 的客 货混运线路和时速 200km/h 以上的客运专线。随着列车速度的提高,表6-3(1) 中的速度系数就不能适应。但速度系数的确定需要大量的试验研究,目前我国 铁路尚未有规范的标准速度系数,表 6-3(2)是根据我国实测数据整理而得,仅 供大家参考。

表 6-3(1)

速度系数

	速度系数 α					
	计管轨底变曲应力田	计算轨道下沉及轨下基				
	计异机成号曲应力用	础部件的荷载及应力用				
内燃	0.4v/100	0.3v/100				
电力	0.6v/100	0.45v/100				
蒸汽	0.8v/100	0.6v/100				

注 x以 km/h 计。

表 6-3(2)

速度系数

速度系数	油度芬用	法由关	牵引种类		
	还反氾迫	还反左	电力	内燃	
α	v≤120		0.6v/100	0.4v/100	
α_1	$120 < v \le 160$	$\Delta v_1 = v - 120$	$0.3\Delta v_1/100$		
a ₂	160 < v≤200	$\Delta v_2 = v - 160$	0.45Δv ₂ /100		



图 6-9 计算偏载系数

(二) 偏载系数

列车通过曲线轨道时,由于未被平衡超高(欠超高或过超高)的存在,从而 引起外轨或内轨的偏载,车体重力与离心惯性力(或向心力)的合力R就会偏离 轨道的中心线。图6-9所示即为存在欠超高时的偏载情况。

外轨偏载与静载之比称为轨道的偏载系数,用 β_{n} 表示,其值为

$$\beta_{\rm p} = \frac{\Delta p}{P_{\rm o}} = \frac{P_{\rm o} - P_{\rm o}}{P_{\rm o}} , \qquad (6-21)$$

式中 AP 为外轨偏载值 ;P。为平均轮载 ;P,,外轨轮载。

把合力 R 分解为垂直于轨面线的分力 F 和平行于轨面线的分力 F_1 ,则由静力平衡条件 $\sum_{n} M_n = 0$,可得

$$P_{1}s_{1} = F \frac{s_{1}}{2} + F_{1}H \quad \exists \xi \quad P_{1} = \frac{F}{2} + F_{1}\frac{H}{s_{1}}$$

式中,H为车体重心高度(从轨面算起),一般为2.1~2.3m;s,为两股钢轨中心 距,取1500mm。

欠超高角 α 和超高角 δ 均很小(一般为 3°~5°),故可取 $\cos\alpha \approx 1 \cos\delta \approx 1$, $\sin\alpha = \frac{\Delta h}{S_1} \sin\delta = \frac{h}{s_1}$,由此得 F = 2P₀, F₁ = 2P₂ $\frac{\Delta h}{s_1}$ 。 2P HAb

代入上式 得 $P_1 = P_0 + \frac{2P_0 H\Delta h}{s_1^2}$.

代入式(6-21),并把 H = 2200mm s_1 = 1500mm 代入上式,得偏载系数表达式为

$$\beta_{\rm p} = \frac{2{\rm H}\Delta{\rm h}}{{\rm s}_{\rm 1}^2} = \frac{2\times2200\cdot\Delta{\rm h}}{1500^2} = 0.002\Delta{\rm h}_{\rm o}$$
(6-22)

(三)横向水平力系数

横向水平力系数系考虑横向水平力与偏心竖直力共同作用下,使钢轨产生 横向水平弯曲和约束扭转,轨底边缘应力因之而增大所引入的系数。它等于轨 底外缘弯曲应力与轨底中心弯曲应力的比值,即

$$f = \frac{\sigma_0}{\frac{\sigma_0 + \sigma_i}{2}}, \qquad (6-23)$$

式中 σ_0 为轨底外缘弯曲应力 σ_1 为轨底内缘弯曲应力。

f 值系根据不同机车类型及线路平面条件下 σ_0 及 σ_i 的大量实测资料 通过 数理统计分析加以确定。表 6-4 为我国通用的机车类型的横向水平力系数的建 议值。

表(5-4
----	-----

横向水平力系数 f

线路平面	直线	曲线半径/m				
		≥800	600	500	400	300
横向水平力系数 f	1.25	1.45	1.60	1.70	1.80	2.00

(四)轨道强度的准静态计算

用准静态计算方法计算钢轨的动挠度 y_{d} 、钢轨动弯矩 M_{d} 和钢轨动压力(或 轨枕动反力) R_{a} 的计算公式为

v≤120 时,
$$\begin{cases} y_{d} = y_{j}(1 + \alpha + \beta_{p}), \\ M_{d} = M_{j}(1 + \alpha + \beta_{p})f, \\ R_{d} = R_{j}(1 + \alpha + \beta_{p}); \end{cases}$$
 (6-24a)

120 < v≤160 时,

$$\begin{cases} y_{d} = y_{j} (1 + \alpha + \beta_{p}) (1 + \alpha_{1}), \\ M_{d} = M_{j} (1 + \alpha + \beta_{p}) (1 + \alpha_{1}) f, \\ R_{d} = R_{j} (1 + \alpha + \beta_{p}) (1 + \alpha_{1}); \end{cases}$$
(6-24b)

160 < v≤200 时,
$$\begin{cases} y_{d} = y_{j}(1 + \alpha + \beta_{p})(1 + \alpha_{1})(1 + \alpha_{2}), \\ M_{d} = M_{j}(1 + \alpha + \beta_{p})(1 + \alpha_{1})(1 + \alpha_{2})f, \\ R_{d} = R_{j}(1 + \alpha + \beta_{p})(1 + \alpha_{1})(1 + \alpha_{2}); \end{cases}$$
 (6-24c)

式中_{,yi}, Mi 和 Ri 分别为钢轨的静挠度、静弯矩和静轨枕压力。

式(6-24b)和式(6-24c)为参考计算式,式(6-24c)中计算 α_1 时的速度差为 $\Delta v_1 = 160 - 120 = 40(km/h)$,计算 α_2 时的速度差为 $\Delta v_2 = 200 - 160 = 40(km/h)$ 。

三、轨道各部件的强度检算

(一)钢轨强度检算

钢轨应力分为残余应力、基本应力、局部应力和附加应力等。残余应力指的 是钢轨在冶炼、轧制或运输铺设过程中因作业不当而残留于钢轨内部的应力。 基本应力包括在轮载作用下的弯曲应力和钢轨温度变化产生的温度应力。局部 应力是轮轨接触点上的接触应力、螺栓孔周围和钢轨截面发生急剧变化的应力 集中。附加应力是指钢轨所承受的制动力和爬行力等。钢轨强度检算是对钢轨 基本应力的检算,它必须满足钢轨强度条件的要求。钢轨局部应力并不是检算 强度的内容,但是随着轴重的增加,轮轨间的接触应力随之而增加,对钢轨的损 伤影响显著,因此在这里也要介绍轮轨接触应力的计算方法。

1. 基本应力计算

表 6-5

钢轨承受列车动载后,产生了轨底外缘动拉应力 σ_{1d} 和轨头外缘动压应力 σ_{2d} ,可按下式计算:

轨底动应力
$$\sigma_{1d} = \frac{M_d}{W_1}$$
, 轨头动应力 $\sigma_{2d} = \frac{M_d}{W_2}$. (6-25)

式中 M_a 为钢轨所受的动弯矩(N·mm) ; W_1 , W_2 为钢轨底部和头部对其水平面 中和轴的截面系数(mm³) ,可由表 6-2 查得。

对于无缝线路,可通过轨温变化幅度计算钢轨中的温度力, $\sigma_t = 2.48\Delta t$ (MPa) Δt 为最高轨温或最低轨温与锁定轨温之差。对于 25m 长钢轨的普通线路,由轨温变化而产生的温度应力 σ_1 可由表 6-5 查得。基本应力 σ 计算如下:

$$\sigma = \sigma_{d} + \sigma_{t} \quad (MPa)_{o} \tag{6-26}$$

轨型/(kg/m) 钢轨长度/m	75	60	50	43
12.5	34.5	42.5	50	60
25	41.5	51	60	70

温度应力 σ

因此,钢轨的基本应力应符合下列的强度条件:

轨底:
$$\sigma_{1d} + \sigma'_{t} \leq [\sigma] = \frac{\sigma_{s}}{K}$$
, 轨头: $\sigma_{2d} + \sigma_{t} \leq [\sigma] = \frac{\sigma_{s}}{K}$, (6-27)

式中 σ_{t} 为钢轨的温度压应力 ; σ'_{t} 为钢轨温度拉应力 ;[σ]为允许应力(MPa); σ_{s} 为钢轨的屈服极限(MPa) ;K 为安全系数 ,新轨为 K = 1.3 ,再用轨为 K = 1.3 35。

根据国家钢轨钢标准拉件试验资料统计结果:U71,U74,U71Cu 钢轨钢 σ_{b} =785MPa σ_{s} =405MPa;U71Mn,U70MnSi,U71MnSiCu 钢轨钢 σ_{b} =883MPa σ_{s} =457MPa;U75V(即原 PD3 轨)钢轨钢 热轧 σ_{b} =980MPa σ_{s} =610MPa ,离线热 处理 σ_{b} =1300MPa σ_{b} =900MPa,在线热处理 σ_{b} =1200MPa σ_{s} =800MPa。

2. 轮轨接触应力的分析与计算

车轮在钢轨上滚动具有复杂的物理和力学特性。轮轨之间的接触面积约为 100mm²,接触应力可达1000MPa以上,大大超过钢轨的屈服极限,易于引起轨 头压溃,形成轨面波浪形磨耗等滚动接触疲劳(RCF),所以需知道接触应力的大 小,但迄今为止,还不能直接测量其值。图 6-10 为大滑动滚动试验后,试样表面

单位 :MPa

的显微图。从图中可知,试验表面有一塑性变形层,其中产生许多细微裂纹。

钢轨承受车轮荷载,当车轮为纯滚动时,在轮轨接触区域内,最大剪应力位 于轨顶面以下约2mm处,在轨面下2mm范围内,形成压缩残余应力区,在其下 部,形成张拉残余应力,如图6-11所示。当列车牵引或制动条件下,轮轨之间存 在切向力,最大剪应力在轨顶面,如图6-12所示。



200µm

图 6-10 高滑动滚动接触试验后试样表面的塑性变形



图 6-11 无切向力时钢轨中剪应力分布

图 6-12 有切向力时钢轨中剪应力分布

当轮轨接触应力较小时,钢材处于弹性变形状态,应力增大,轨顶材料进入 弹性安定状态,当达到弹性安定极限后,应力进一步增大,轨顶材料进入塑性安 定状态,再进一步增大,达到塑性安定极限,荷载再增大,则钢材进入塑性状态, 每次荷载作用都会增大塑性应变,故此称为棘齿效应,材料内产生裂纹如图6-13 所示。

初始轮轨接触均会造成轮轨表层局部的塑性变形,在塑性变形量较小时,并 不会导致钢轨和车轮连续的塑性流动而破坏,这主要得益于轮轨表面因初始的 — 210 —



图 6-13 不同应力条件下的钢材塑性应变积累

塑性变形后会形成较大的残余应力分布,抑制轮轨表面进一步发生塑性变形;另 外 轮轨表面在初始的塑性变形后,车轮、轨面接触点曲率半径增大,增加了接触 区域面积,降低了轮轨的接触应力值,减少了轮轨表面进一步发生屈服的可能 性。

研究表明,安定极限值受切向力的影响极大,当切向力 F_T 为零时,安定极限 值 p/k_e约为 4。而当切向力 F_T与法向力的比值增大时,安定极限值 p/k_e下降。 所以在相同的法向载荷下,随着切向力的增加,钢轨发生塑性变形的概率将迅 速增大,如图 6-14 所示。因此,线路上一些切向力较大的区段,如制动或启动区 段、曲线区段,钢轨抗塑性变形的能力将迅速减小,钢轨发生压溃的可能性迅速 增加。

轮轨接触点在轨头表面的不同位置,其接触面的形状和大小也不相同。对 于发生在钢轨踏面中部的接触应力,可以根据赫兹(Hertz)弹性接触理论对接触 应力问题作出经典性的解答。对于发生在轨头边缘附近的接触应力,其值较位 于轨头中部的为大,钢轨不可避免地发生塑性流动,如用上述理论来计算接触应 力会产生很大的误差。这里仅介绍轨头踏面中部的接触应力计算方法。

当新轮与新轨相接触时,可以认为是两个相互垂直的圆柱体的接触问题,如 图 6-15 所示。两个相互垂直的圆柱体的接触面是一个椭圆形,在椭圆形的中心 的接触压应力最大,为

$$\sigma_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi ab} \quad (MPa) , \qquad (6-28)$$

— 211 —



图 6-15 轮轨接触图

式中 P 为轮载(N) ;mab 为轮轨接触椭圆形面积 a b 为分别为椭圆形的长半轴 和短半轴(mm)。

$$a = m \left[\frac{3P(1 - \nu^2)}{2E(A + B)} \right]^{\frac{1}{3}}, \quad b = \frac{n}{m} \cdot a , \qquad (6-29)$$

式中 ν 为泊松比 ,取 0. 25 ~ 0. 30 ;E 为钢轨钢的弹性模量 ,取 2. 058 × 10⁵ MPa ; m n 为与 θ 角有关的系数。

 θ 角由下式来计算:

$$\theta = \arccos \frac{|\mathbf{B} - \mathbf{A}|}{\mathbf{A} + \mathbf{B}} , \qquad (6-30)$$

式中,

$$\begin{cases} A + B = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_{w}} + \frac{1}{R_{t}} + \frac{1}{R_{r}} \right), \\ |B - A| = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_{w}} - \frac{1}{R_{t}} - \frac{1}{R_{r}} \right). \end{cases}$$
(6-31)

式(6-31)中 _R 为接触点处车轮的滚动半径(mm) ;R 为钢轨顶面的圆弧半径 (mm) ;R 为车轮踏面横截面外形半径(mm) ;一般在计算时考虑为 。

m n 值可在求得 θ 值后从表 6-6 中查得。如 θ 处于表中两值之间 ,则可用 内插法求得。

表 6-6

 $m_n 与 \theta$ 值的关系

θ	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	85°	90°
m	2.731	2.397	2.136	1.926	1.754	1.611	1.486	1.378	1.284	1.202	1.128	1.061	1.000
n	0.493	0.530	0.567	0.604	0.641	0.678	0.717	0.759	0.802	0.840	0.893	0.944	1.000

沿着椭圆面上的法向力 σ,可视为按椭圆体规律分布:

$$\frac{\sigma^2}{\sigma_{\text{max}}^2} + \frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1_{\circ}$$
 (6-33)

轮轨接触应力随着车轮滚动圆半径和轨顶面半径的增大而减小,随着轮重 的增加而增大。就轮轨接触应力的大小而言,已远远超过钢轨钢的屈服极限,但 由于接触面积受到四周钢材的挤压,钢材不会被压溃。然而在钢轨边缘,接触面 积周围没有钢材挤压,在巨大的接触应力作用下。钢轨就不可避免地出现塑性 流动(应力大于塑性安定极限)。

比接触应力更为危险的是剪应力。竖向接触应力 σ_y为沿深度 y 方向,而水 平接触应力 σ_x为沿钢轨长度方向的压应力。σ_x比 σ_y随着深度的增加而衰减 得快。根据前苏联别辽耶夫(H.М.беляев)教授的研究,最大剪应力发生在轮 轨接触面以下的某一深度,其值为

$$2\tau \approx 0.63\sigma_{\text{max}} = 0.63m_0 \sqrt[3]{\frac{\text{PE}^2}{\text{R}_w^2}},$$
 (6-34)

在接触面以下发生的最大剪应力深度 h 与接触椭圆的长短半轴 a 和 b 有关。 — 213 —

例如 ,当
$$\frac{b}{a} = 1$$
时 ,h = 0.48a ;当 $\frac{b}{a} = \frac{3}{4}$ 时 ,h = 0.41a ;当 $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$ 时 ,h =

0.31a.

而在接触面上的最大剪应力为

$$2\tau_1 \approx \mathbf{n}_0 \sigma_{\mathrm{max}^{\circ}} \tag{6-35}$$

例如 ,当 $\frac{R_r}{R_w} \leq 0.33$ 时 , τ_1 位于椭圆的中心 ;当 $\frac{R_r}{R_w} > 0.33$ 时 ,则 τ_1 位于椭圆 长轴的端点上。

以上两式的 m₀ 和 n₀ 可由表 6-7 查得。

表 6-7

m。和n。值

$\frac{R_r}{R_w}$	m ₀	n ₀	$\frac{\frac{R_r}{R_w}}{R_w}$	m ₀	n ₀
1.00	0.388	0.27	0.40	0.536	0.28
0.90	0.400	0.27	0.30	0.600	0.28
0.80	0.420	0.28	0.20	0.716	0.30
0.70	0.440	0.28	0.15	0.800	0.31
0.60	0.468	0.28	0.10	0.970	0.33
0.50	0.490	0.28			

从式(6-28),式(6-34),式(6-35)可知,轮轨接触应力和最大剪应力与轮载 P及其轮径关系密切,在轮载不变的情况下,加大车轮直径可降低轮轨之间的接 触应力。

(二) 轨枕承压强度与弯矩的检算

1. 轨枕顶面承压应力 σ_{1} 的计算

轨枕顶面承压应力 σ_z 取决于钢轨压力、承压面积和材料的承压强度的大小。承压应力可按下式计算:

$$\sigma_z = \frac{R_d}{A} , \qquad (6-36)$$

式中 A为轨枕与轨底的接触面积(mm^2)。

混凝土轨枕耐压强度大,一般可以不检算其承压应力。

2. 轨枕弯矩的计算

在轮载作用下,混凝土轨枕的轨下截面上出现正弯矩,枕轨中间截面上出现 负弯矩,它们的大小决定于作用在轨枕上的钢轨压力和道床支承反力。计算轨

— 214 —

枕截面上的弯矩有下列四种方法:将轨枕视为一根支承在弹性地基上的等截面 定长梁 将轨枕视为支承在非均匀支承的变截面的有限长连续梁;安全度设计理 论 将轨枕视为一根支承在符合一定支承条件道床上的倒置简支梁。目前一般 用倒简支梁法计算轨枕弯矩。

利用倒简支梁法计算轨枕截面弯矩时,可以根据轨枕实际使用的条件采用 最不利的道床支承方案。即检算轨下截面正弯矩时,采用图 6-16 所示的中部不 支承在道床上的方案,检算轨枕中间截面负弯矩时采用图 6-17 的支承方案。



图 6-16 计算轨下截面正弯矩的道床支承方案 图 6-17 计算轨枕中间截面负弯矩支承方案 按图 6-16 可得检算轨下截面和中间截面的正弯矩公式为

$$M_{g} = \left(\frac{a_{1}^{2}}{2e} - \frac{b'}{8}\right) R_{d} \leq [M_{g}] \quad (N \cdot mm) ,$$

$$M_{c}' = \left(\frac{2a_{1} - e}{2}\right) R_{d} \leq [M_{c}'] \quad (N \cdot mm)_{o} \qquad (6-37)$$

按图 6-17 可得检算中间截面负弯矩的公式为

$$M_{c} = -\left[\frac{4e^{2} + 3L^{2} - 12La_{1} - 8ea_{1}}{4(3L + 2e)}\right]R_{d} \leq [M_{c}] \quad (N \cdot mm)_{o} \quad (6-38)$$

对于重型及特重型轨道 轨枕中间截面的负弯矩按轨枕全长上支承反力均 匀分布计算 则可得检算中间截面负弯矩的公式为

$$M_{c} = -\left(\frac{L - 4a_{1}}{4}\right)R_{d} \leq [M_{c}] \quad (N \cdot mm) , \qquad (6-39)$$

式中 L 为轨枕长度(mm) a_1 为钢轨中心线至枕端距离(mm) $a_1 = \frac{L - s_1}{2}$ (mm); s₁ 为两钢轨中心之间的距离 ,取 1500mm e 为道床支承长度 ,一般按 $e = (L - s_1)$ 来计算 ,在现行标准设计中 ,对于 2.5m 轨枕 ,其中间部分 600mm 长度不支承在 道床上 ,故 e = 950mm b'为轨底宽(mm) ;R_d 为钢轨动压力(N) ;[M_g]为轨下截 面允许弯矩 ,与轨枕类型有关 ,I型枕可取为 11.9kN · m ,II型枕可取为 13.3kN — 215 — ・m,Ⅲ型枕可取为18kN・m,[M。]为轨枕中间截面允许弯矩,Ⅰ型枕可取为8. 8kN・m,Ⅲ型枕可取为10.5kN・m,Ⅲ型枕可取为14kN・m。

R_a 原则上可按准静态方法计算而得。但考虑到钢轨支承在轨枕上以及轨 枕支承在道床上并不是理想的均匀支承,更由于道床坍塌及空吊板的存在,用准 静态方法算得的钢轨动压力与实测值有很大的出入。为了保证轨枕的强度,我 国铁道科学研究院建议在设计轨枕时采用的 R_a 在(0.86~1.20)P 的范围内(P 为静轮载)。此外为了适应重载运输的要求,25t 轴重货车的运行也势在必行, 因此为了设计适应 25t 轴重货车运行条件的轨枕,R_a采用 125kN 作为设计依 据。

(三) 道床应力及路基面应力计算

1. 道床顶面应力的计算

道床顶面应力,即轨枕底部接触面上的应力,随着道碴颗粒与轨枕底部接触 的情况而分布十分不均匀,一般是钢轨中心线和轨枕中心线相交处的应力较大, 轨枕边上的应力相对小一些。但是为了计算方便,通常先计算道床上的平均应 力,然后再考虑应力分布的不均匀性计算道床顶面上的最大压应力,如图 6-18 所示。道床顶面上的平均压应力由下式来计算:



图 6-18 道床受力图

$$\sigma_{\rm b} = \frac{\rm R_{\rm d}}{\rm be'} \quad (\rm MPa) , \qquad (6-40)$$

式中 R_a 为钢轨动压力(N) 为为轨枕底面的宽度 ,木枕 b = 220mm ,混凝土轨枕 取其平均宽度 e' 为轨枕有效支承长度(mm) ,木枕 e' = 1100mm , I 型混凝土轨 枕 e' = 950mm , II 型混凝土轨枕 ,其中间部容许支承在不捣实的道床上 ,所以按 下式计算 e' ,即

$$e' = \frac{3L}{8} + \frac{e}{4}$$
 (6-41)

— 216 —

当 L=2500mm e=950mm 时,由上式得 e'=1175mm。 道床顶面上的最大压应力按下式计算:

$$\max_{\sigma_{\rm b}} = m_{\sigma_{\rm b}} \quad (MPa), \qquad (6-42)$$

式中 m 为道床应力分布不均匀系数 取 m = 1.6。

2. 道床顶面及路基面应力计算

道床顶面的应力通过道床本身的传递至路基面。计算道床和路基面应力有 以下三种方法:有限单元法;弹性半空间理论和近似计算法(道床摩擦角扩散 法)。近似计算法的特点是道床顶面压应力通过道碴颗粒相互传递,分层扩散, 随着道床厚度的增加,应力逐渐减小,直至路基面。

近似计算方法比较简单,而且在强度计算中,计算道床应力的目的仅是确定 道床厚度,因此,目前常用第三种方法计算道床应力。用近似法计算道床竖向应 力时,应作如下的简化假定:

① 轨枕压力以扩散角 φ 按直线扩散规律从道床顶面向下传递到路基面;

② 不考虑相邻轨枕的影响;

③ 传递到路基面的压应力 达到基本分布均匀的要求。

道床应力以扩散角向下传递,如图 6-19 所示。



图 6-19 道床应力传递图

自 M N 和 m n 点分别以扩散角 φ 绘出扩散线 MA MC ND NB ma ,mc ,nd , nb 等。内扩散线 MC 与 ND 相交于 k₁ 点 ,mc 与 nd 相交于 k₂ 点。过 k₁ 和 k₂ 点 各作水平线 I 及 II ,它们分别距轨枕底面的深度为 h₁ 和 h₂。从图中可得

$$h_1 = \frac{b}{2} \cot \varphi$$
, $h_2 = \frac{e'}{2} \cot \varphi$, (6-43)

— 217 —

这两条水平线 I 和 II 将道床划分为三个不同的区域 ,三个区域代表三个不同的道床厚度。

在第一区域中,道床的深度为 $0 \le h \le h_1$ 。在此区域内的道床压应力的分布 为一梯形台体,如图上的 AC'D'BDC 和 ac'd'bdc。这台体的体积代表这一层的道 床压应力,其值应和道床顶面压应力相等,由此得这台体的高度(应力) σ_1 为

$$\sigma_{\rm h} = \frac{R_{\rm d}}{\rm be'} \, \bullet \tag{6-44}$$

考虑到顶面压应力的不均匀性,顶面的最大压应力 $max\sigma_b = m\sigma_b(MPa)$,所以在第一区域内的压应力应为

$$\sigma_{\rm h} = {\rm m} \cdot \frac{{\rm R}_{\rm d}}{{\rm be'}} \circ \tag{6-45}$$

在第二区域中,道床的深度为 $h_1 \leq h \leq h_2$ 。在此区域中,道床深度已越过内 扩散线交点 k_1 。图中 $A_1C_1'D_1'B_1D_1C_1$ 及 $a_1c_1'd_1'b_1d_1c_1$ 为深度为 h 的压应力分布 的梯形台体。 $A_1D_1 = 2htan\varphi a_1d_1 = ad = e'$,所以梯形台体的高度 σ_h 为 $A_1D_1 \cdot a_1d_1 \cdot \sigma_h = R_d$ 。因此

$$\sigma_{\rm h} = \frac{R_{\rm d}}{2\rm he' tan\varphi} \circ$$
(6-46)

第三区域中,道床深度 h > h₂,道床深度已超过 k₂点。在这一层上的应力梯 形台体为 A₂C'₂D'₂B₂D₂C₂及 a₂c'₂d'₂b₂d₂c₂。A₂D₂ = 2htan φ , a_{d2} = 2htan φ , 梯形台体 的高度 σ_{h} 可以从下式

$$\mathbf{A}_{2}\mathbf{D}_{2} \cdot \mathbf{a}_{2}\mathbf{d}_{2} \cdot \boldsymbol{\sigma}_{\mathrm{h}} = \mathbf{R}_{\mathrm{d}}$$

求得,

$$\sigma_{\rm h} = \frac{R_{\rm d}}{4{\rm h}^2 {\rm tan}^2 \varphi}$$
(6-47)

上述式中 φ 为道床压应力扩散角 ,一般应根据道碴材质的内摩擦角来确定 ,通 常采用 $\varphi = 35^{\circ}$ 。

3. 道床及路基强度的检算

根据上述任何一式算出来的道床压应力必须符合如下的强度条件:

$$\sigma_{\rm b} \leq [\sigma_{\rm b}], \quad \sigma_{\rm r} \leq [\sigma_{\rm r}], \tag{6-48}$$

式中 [σ_{b}]为道碴的允许压应力(MPa),碎石道碴的[σ_{b}]=0.5MPa,筛选卵石 — 218 — 道碴[σ_b]=0.4MPa;[σ_r]为路基面允许压应力(MPa)。新建线路砂黏土路基的[σ_r]=0.13MPa,既有线路基的[σ_r]=0.15MPa。



图 6-20 DF4 内燃机车轴距和轮载

四、轨道强度计算举例

计算资料 重型轨道结构组成

线路条件:新建铁路,曲线半径 R = 600m;钢轨:60kg/m,U71 新轨,25m 长的标准轨,轨枕:II型混凝土轨枕1760 根/km;道床:碎石道碴,面碴25cm,垫碴20cm;路基:砂黏土;钢轨支点弹性系数 D:检算钢轨强度时,取30000N/mm;检算轨下基础时,取70000N/mm; $\sigma_{\rm c}$ =51MPa,不计钢轨附加应力。

机车 :DF4 内燃机车,三轴转向架,轮载115kN(轴重23kN),轴距1.8m,如 图 6-20 所示,机车构造速度120km/h。

轨道各部件强度检算

(1) 机车通过曲线轨道的允许速度的确定。对于新建线路,通过 R = 600m 曲线轨道时的机车允许速度可按 $v_{max} = 4.3 \sqrt{R}$ 来计算,得 $v_{max} = 105$ km/h,然后按 此速度来检算各部件的强度。

(2)钢轨强度的检算。DF4 内燃机车的两个转向架之间距离比较大,彼此 的影响甚小,可任选一个转向架的车轮作为计算轮,同时由于三个车轮的轮重和 轮距相同,两端的车轮对称,只要任选1与2轮或2与3轮作为计算轮来计算弯 矩的当量荷载 Σ P_μ,计算结果见表 6-8。

-								
计算值		Σр						
	1	2	3	<i>Σ</i> , ^{Ρμ}				
P/N	115000	115000	115000					
x/mm	0	1 800	3 600					
βx	0	2.124	4.248	96813				
μ	1	- 0.1645	0.0063					
Pμ	115000	- 18912	725					
	计算值 P/N x/mm βx μ Pμ	计算值 1 P/N 115000 x/mm 0 βx 0 μ 1 P μ 115000	<td>計算值轮位123P/N115000115000x/mm018003600βx02.1244.248μ1-0.16450.0063Pμ115000-18912725</td>	計算值轮位123P/N115000115000x/mm018003600 βx 02.1244.248 μ 1-0.16450.0063P μ 115000-18912725				

表 6-8

 $\sum P\mu$ 的计算

2	P/N	115000	115000	115000	
	x/mm	1 800	0	1 800	
	βx	2.124	0	2.124	77 176
	μ	- 0.1645	1	- 0.1645	
	Рμ	- 18912	115000	- 18912	

计算步骤如下:

① 计算 k 值

计算钢轨强度的 D=30000N/mm ,按无缝线路的要求 ,轨枕均匀布置 ,轨枕间距 a=1000000/1760=570mm ,由此可得 k=D/a=30000/570=52.6MPa。

② 计算β值

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EJ}} = \sqrt[4]{\frac{52.6}{4 \times 2.1 \times 10^5 \times 3217 \times 10^4}} = 0.00118 (\text{ mm}^{-1}) \text{ ,}$$

式中 J 为 60 kg/m 新轨对水平轴的惯性矩 ,为 $3217 \times 10^4 \text{ mm}^4$ 。

③ 计算 ∑ Pµ

以 1 与 2 轮分别为计算轮来计算 $\sum P\mu$,并选取其中最大值来计算钢轨的 弯矩。

由表 6-8 可知,计算轮 1 的 $\sum P_{\mu} = 96813$ 为其中的最大值,用此值来计算 静弯矩。

④ 计算静弯矩 M

 $M = \frac{1}{4\beta} \sum P\mu = \frac{1}{4 \times 0.00118} \times 96813 = 20511229 (N \cdot mm)_{\circ}$

⑤ 计算动弯矩 M_a

计算内燃机车运行条件下轨底弯曲应力的速度系数公式为 $a = \frac{0.4v}{100}$,可算得速度系数为

$$a=\!\frac{0.\,4}{100}\!\times\!105=\!0.\,42$$
 ,

由计算偏载系数 β_n 的公式 ,式中的 $\Delta h = 75 \text{ mm}$,则得 $\beta_n = 0.002 \times 75 = 0.15$ 。

由表 6-4 查得 R = 600mm 时的横向水平力系数 f = 1.60。将上述系数代入 式(6-24)的 M_a 则得

 $M_{d} = M(1 + \alpha + \beta_{p})f = 20511229 \times (1 + 0.42 + 0.15) \times 1.60$ = 51524207(N · mm)

— 220 —

⑥ 计算钢轨的动弯应力 σ_{1d} 和 σ_{2d}

由表 6-1 可查得新轨的 $W_1 = 396000 \text{ mm}^3$, $W_2 = 339400 \text{ mm}^3$,则得轨底和轨头应力为

轨底
$$\sigma_{1d} = \frac{M_d}{W_1} = \frac{51524207}{696000} = 130$$
 (MPa);

轨头
$$\sigma_{2d} = \frac{M_d}{W_2} = \frac{51524207}{339400} = 152.4$$
 (MPa)。

由表 6-5 查得 25m 长的 60kg/m 钢轨的温度应力 $\sigma_t = 51$ MPa 则得钢轨的基本应力为

轨底
$$\sigma_{1d} + \sigma'_{t} = 130 + 51 = 181$$
(MPa);

轨头
$$\sigma_{24} + \sigma_{1} = 152 + 51 = 203$$
 (MPa),

U71 新轨的屈服极限 σ_s =405(MPa),新轨的安全系数 K=1.3,允许应力为

$$[\sigma] = \frac{405}{1.3} = 312 (MPa)_{\circ}$$

上述轨底和轨头的基本应力均小于[σ]符合钢轨的强度检算条件。

(3) 轨枕弯矩的检算

① 计算 k 和 β 值。计算轨枕弯矩时 ,用 D = 70 000N/mm ,由此可得 β 和 k 的值:

$$k = \frac{70\,000}{570} = 123.0$$
 (MPa),

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EJ}} = \sqrt[4]{\frac{123}{4 \times 2.1 \times 10^5 \times 3217 \times 10^4}} = 0.00146 (\text{ mm}^{-1})_{\circ}$$

 ① 计算轨枕反力的当量荷载 ∑ Pη。与计算 ∑ Pμ 一样 ,也列表计算 ,其 结果见表 6-9。

表 6-9

$$\sum P\eta$$
 的计算值

计算轮	计管估		Σр	
	1 异祖	1	2	3

	P/N	115000	115000	115000	
	x/mm	0	1 800	3 600	
1	βx	0	2.628	5.256	111643
	η	1	- 0.02742	- 0.00177	
	$P\eta$	115000	- 3153.44	- 203.121	
2	P/N	115000	115000	115000	
	x/mm	1800	0	1 800	
	βx	2.628	0	2.628	108 693
	η	- 0.02742	1	- 0.02742	
	$P\eta$	- 3153.44	115000	- 3153.44	

取表中最大的 $\sum P\eta = 111643 N_{\circ}$

③ 计算轨枕上的动压力 R_d

速度系数 $\alpha = \frac{0.3 \text{v}}{100} = \frac{0.3 \times 105}{100} = 0.32$;

偏载系数 $\beta_{\rm p}$ = 0.002 Δ h = 0.002 × 75 = 0.15 ,

$$R_{d} = (1 + \alpha + \beta_{p})R = (1 + 0.32 + 0.15)\frac{\beta a}{2} \sum P\eta$$
$$= 1.47 \times \frac{0.00146 \times 570}{2} \times 111643 = 68288(N)_{\circ}$$

R_d约为静轮载的 61.3%,以此计算值来计算轨枕弯矩。

对于 II 型轨枕 L = 2 500mm ,a₁ = 500mm ,e = 950mm ,60kg/m 轨底宽 b' = 150mm ,代入式(6-37)计算轨下截面正弯矩 ,得

$$\mathbf{M}_{g} = \left(\frac{a_{1}^{2}}{2e} - \frac{b'}{8}\right) \mathbf{R}_{d} = \left(\frac{500^{2}}{2 \times 950} - \frac{150}{8}\right) \times 68\,288 = 7\,704\,798\,(\,\mathrm{N}\,\cdot\,\mathrm{mm}\,)_{o}$$

在计算轨枕中间截面弯矩时,可按式(6-38)和式(6-39)代表的两种不同中 部支承方式的计算结果进行比较。由式(6-38)得

$$M_{c} = -\left[\frac{4e^{2} + 3L^{2} - 12La_{1} - 8ea_{1}}{4(3L + 2e)}\right]R_{d}$$
$$= -\left[\frac{4 \times 950^{2} + 3 \times 2500^{2} - 12 \times 2500 \times 500 - 8 \times 950 \times 500}{4(3 \times 2500 + 2 \times 950)}\right] \times 68288$$

 $= -6465566(N \cdot mm)$,

由式(6-39)得

— 222 —

$$M_{c} = -\left(\frac{L-4a_{1}}{4}\right)R_{d} = -\frac{2500-4\times500}{4}\times68288 = -8536000(N\cdot mm)_{o}$$

显然 轨枕中部支承时产生的负弯矩比中部不支承时的负弯矩大 32%。

(4) 道床顶面应力的检算。由式(6-42)和图(6-19)计算道床顶面应力。对 于Ⅱ型轨枕,中部 600mm 不支承在道床上时,e' = 950mm,中部支撑在道床上时 e' = 1175mm,b = 275mm,所以按照上述两种支承情况可算得道床顶面压应力为

$$\sigma_{\rm b} = \frac{\rm R_{\rm d}}{\rm be'} \, {\rm m} = \frac{68\,288}{275\,\times950} \times 1.6 = 0.418 \, {\rm (MPa)}$$
 ,

$$\sigma_{\rm b} = \frac{R_{\rm d}}{be'} \,\mathrm{m} = \frac{68\,288}{275 \times 1\,175} \times 1.6 = 0.338 \,\mathrm{(MPa)}_{\circ}$$

上述 $\sigma_{\rm b} < [\sigma_{\rm b}] = 0.50$ MPa ,满足强度条件。

(5)路基面道床压应力的检算。可以有两种检算方法,一是根据已知的道 床厚度 检算路基面的道床压应力,另一是根据路基填料的允许应力反算所需的 厚度。

第一种计算方法如下:

由式(6-43)计算 h₁和 h₂:

h₁ =
$$\frac{b}{2}$$
 cot φ = $\frac{275}{2}$ cot 35° = 196.4(mm);
h₂ = $\frac{e'}{2}$ cot φ = $\frac{1175}{2}$ cot 35° = 839.0(mm).

由前面的计算资料可知,面碴厚 250mm,底碴厚 200mm,道床的计算厚度 h = 250 + 200/2 = 350(mm)。所以,计算厚度在 h, 和 h, 之间,应按式(6-46)计

或

算。の。即

$$\sigma_{\rm r} = \frac{R_{\rm d}}{2\,{\rm he'}\,{\rm tan}\,\varphi} = \frac{68\,288}{2\,\times3\,500\,\times1\,175\,\times{\rm tan}\left(\frac{35^{\,\circ}\,\times\,\pi}{180}\right)} = 0.\,12 < [\,\sigma_{\rm r}\,] = 0.\,15\,({\rm MPa})_{\circ}$$

第二种计算方法如下:

h =
$$\frac{R_d}{2e' [\sigma_r] \tan \varphi} = \frac{68288}{2 \times 1175 \times 0.15 \tan(\frac{35^\circ \times \pi}{180})} = 277 (mm)_{\circ}$$

道床厚度的计算值小于实际的道床厚度 ,满足要求 ,并采用实际的道床厚 度 ,检算通过。

第四节 无碴轨道弹性支承叠合梁计算

无碴轨道的受力分析和结构设计方法与有碴轨道不同。无碴轨道的受力可 用有限元求解,也可采用比较简单的双层或多层弹性地基上叠合梁计算方法。 弹性地基上叠合梁计算方法比有限元方法简便,而计算结果基本能够满足工程 设计要求。在计算时,将板状无碴轨道沿线路纵向或横向截取一定宽度,成为纵 向或横向截梁,而后用叠合梁理论求解。

一、无碴轨道纵向计算

(一) 计算模型及微分方程

取一半轨道,由一股钢轨及其对应的轨道板构成弹性地基上的双层叠合梁 模型,如图 6-21 所示。



图 6-21 弹性地基上双层叠合梁计算模型

上层梁为普通有接头钢轨,忽略夹板的抗弯刚度,简化为铰接。作用在接头 处钢轨上的轮载 P 是静轮载乘以一定的动载系数得到的。在普通铁路上,动轮

— 222 —

载一般取为静轮载的2~2.5 倍 ;在高速铁路上 取3~3.5 倍。由于无碴轨道在 加强轨道垂向结构刚度的同时 ,对轨道横向强度也有极大的加强 ,且计算时所取 动轮载较大 ,所以设计中通常不再考虑横向力的影响。

上层钢轨梁与下层轨道板(道床板)梁间,是由扣件简化得到的均布弹簧, 其弹簧系数为一组扣件的刚度除以钢轨支点间距。下层梁为半个轨道板,由于 无碴轨道须设置温度伸缩缝,所以下层梁通常是有限长的。下层梁支承模拟也 为均布弹簧,并符合 Winkler 假定。

建立两个坐标系,第一个坐标系 x₁O₁y₁ 的原点位于钢轨接头处,第二个坐标系 x₂O₂y₂ 的原点位于轨道板接缝处,将叠合梁分为两个区段。依据材料力学的知识,可以列出关于图 6-16 所示模型的挠度微分方程组:

$$\begin{cases} E_{1}J_{1} \frac{d^{4}y_{11}}{dx_{11}^{4}} + k_{1}(y_{11} - y_{22}) = 0 , \\ E_{1}J_{1} \frac{d^{4}y_{12}}{dx_{12}^{4}} + k_{1}(y_{12} - y_{22}) = 0 , \\ E_{2}J_{2} \frac{d^{4}y_{21}}{dx_{21}^{4}} + k_{1}(y_{21} - y_{11}) + k_{2}y_{21} = 0 , \\ E_{2}J_{2} \frac{d^{4}y_{22}}{dx_{22}^{4}} + k_{1}(y_{22} - y_{12}) + k_{2}y_{22} = 0 , \end{cases}$$
(6-49)

式中 E_1J_1 为单根钢轨的抗弯刚度 E_2J_2 为沿轨道中心线截取的半块轨道板的 抗弯刚度 y_{11} 与 y_{12} 为区段 l_1 及 l_2 内钢轨的挠度 y_{21} 与 y_{22} 为区段 l_1 及 l_2 内轨道 板的挠度 k_1 与 k_2 为钢轨和轨道板单位长度的支承弹簧系数。

(二) 微分方程组的解

设四阶微分方程组(6-49)的通解为

 $y_{11} = Ae^{\lambda x}$, $y_{12} = Be^{\lambda x}$, $y_{21} = Ce^{\lambda x}$, $y_{22} = De^{\lambda x}$, (6-50)

代入式(6-49),得

$$\begin{cases} A\lambda^{4} + a(A - D) = 0, \\ B\lambda^{4} + a(B - D) = 0, \\ C\lambda^{4} + b(C - A) + c \cdot C = 0, \\ D\lambda^{4} + b(D - B) + c \cdot D = 0, \end{cases}$$

$$b = \frac{k_{1}}{m_{1}} c = \frac{k_{2}}{m_{1}} c$$
(6-51)

 $\vec{x} \oplus a = \frac{k_1}{E_1 J_1} b = \frac{k_1}{E_2 J_2} c = \frac{k_2}{E_2 J_2}$

— 223 —

由式(6-51)可得到

$$\frac{C}{A} = \frac{D}{B} = \frac{\lambda^4 + a}{a}$$
, $\frac{C}{A} = \frac{D}{B} = \frac{b}{\lambda^4 + b + c}$, (6-52)

由式(6-52)可以得到

$$\lambda^{8} + (a + b + c)\lambda^{4} + ac = 0,$$
(6-53)

令 $\lambda^{4} = \mu$ 则有 $\mu^{2} + (a + b + c)\mu + ac = 0_{\circ}$

解得 $\mu_{12} = \frac{1}{2} [-(a + b + c) \pm \sqrt{(a + b + c)^{2} - 4ac}]_{\circ}$

因为
$$(a+b+c)^2 - 4ac < (a+b+c)^2$$
,所以 $\mu_1 \mu_2$ 恒为负值,令 $\alpha = \sqrt{\frac{-\mu_1}{4}}$, $\beta = \sqrt[4]{\frac{-\mu_2}{4}}$,因此有

$$\lambda^{4} + 4\alpha^{4} = 0$$
, $\lambda^{4} + 4\beta^{4} = 0_{\circ}$ (6-54)

式(6-54)即为微分方程组(6-49)的特征方程组。解此特征方程组,可得到4对共 轭复根:

 $\lambda_{12} = (-1 \pm i)\alpha, \lambda_{34} = (-1 \pm i)\beta, \lambda_{56} = (1 \pm i)\alpha, \lambda_{78} = (1 \pm i)\beta_{\circ}$ 从而 微分方程组的通解为

$$\begin{cases} y_{11} = A_1 e^{-\alpha x} \cos \alpha x + A_2 e^{-\alpha x} \sin \alpha x + A_3 e^{-\beta x} \cos \beta x + A_4 e^{-\beta x} \sin \beta x \\ + A_5 e^{\alpha x} \cos \alpha x + A_6 e^{\alpha x} \sin \alpha x + A_7 e^{\beta x} \cos \beta x + A_8 e^{\beta x} \sin \beta x , \end{cases}$$

$$y_{12} = B_1 e^{-\alpha x} \cos \alpha x + B_2 e^{-\alpha x} \sin \alpha x + B_3 e^{-\beta x} \cos \beta x + B_4 e^{-\beta x} \sin \beta x \\ + B_5 e^{\alpha x} \cos \alpha x + B_6 e^{\alpha x} \sin \alpha x + B_7 e^{\beta x} \cos \beta x + B_8 e^{\beta x} \sin \beta x , \end{cases}$$

$$y_{21} = C_1 e^{-\alpha x} \cos \alpha x + C_2 e^{-\alpha x} \sin \alpha x + C_3 e^{-\beta x} \cos \beta x + C_4 e^{-\beta x} \sin \beta x \\ + C_5 e^{\alpha x} \cos \alpha x + C_6 e^{\alpha x} \sin \alpha x + C_7 e^{\beta x} \cos \beta x + C_8 e^{\beta x} \sin \beta x , \end{cases}$$

$$y_{22} = D_1 e^{-\alpha x} \cos \alpha x + D_2 e^{-\alpha x} \sin \alpha x + D_3 e^{-\beta x} \cos \beta x + D_4 e^{-\beta x} \sin \beta x \\ + D_5 e^{\alpha x} \cos \alpha x + D_6 e^{\alpha x} \sin \alpha x + D_7 e^{\beta x} \cos \beta x + D_8 e^{\beta x} \sin \beta x , \end{cases}$$

(三)钢轨和轨道板挠曲位移和内力计算 依据式(6-52),令

$$\frac{C_{1\,2\,5\,6}}{A_{1\,2\,5\,6}} = \frac{D_{1\,2\,5\,6}}{B_{1\,2\,5\,6}} = \frac{\mu_1 + a}{a} = \xi , \quad \frac{C_{3\,A\,7\,8}}{A_{3\,A\,7\,8}} = \frac{D_{3\,A\,7\,8}}{B_{3\,A\,7\,8}} = \frac{\mu_2 + a}{a} = \eta , \quad \varepsilon = \frac{\eta}{\xi} ,$$

$$(6-56)$$

为书写简便 将式(6-55)写为

$$\begin{cases} y_{11} = A_{1}\varphi_{1}(-\alpha x) - A_{2}\varphi_{3}(-\alpha x) + A_{3}\varphi_{1}(-\beta x) - A_{4}\varphi_{3}(-\beta x) \\ + A_{5}\varphi_{1}(\alpha x) + A_{6}\varphi_{3}(\alpha x) + A_{7}\varphi_{1}(\beta x) + A_{8}\varphi_{3}(\beta x) , \\ y_{12} = B_{1}\varphi_{1}(-\alpha x) - B_{2}\varphi_{3}(-\alpha x) + B_{3}\varphi_{1}(-\beta x) - B_{4}\varphi_{3}(-\beta x) \\ + B_{5}\varphi_{1}(\alpha x) + B_{6}\varphi_{3}(\alpha x) + B_{7}\varphi_{1}(\beta x) + B_{8}\varphi_{3}(\beta x) , \\ y_{21} = A_{1}\xi\varphi_{1}(-\alpha x) - A_{2}\xi\varphi_{3}(-\alpha x) + A_{3}\eta\varphi_{1}(-\beta x) - A_{4}\eta\varphi_{3}(-\beta x) \\ + A_{5}\xi\varphi_{1}(\alpha x) + A_{6}\xi\varphi_{3}(\alpha x) + A_{7}\eta\varphi_{1}(\beta x) + A_{8}\eta\varphi_{3}(\beta x) , \\ y_{22} = B_{1}\xi\varphi_{1}(-\alpha x) - B_{2}\xi\varphi_{3}(-\alpha x) + B_{3}\eta\varphi_{1}(-\beta x) - B_{4}\eta\varphi_{3}(-\beta x) \\ + B_{5}\xi\varphi_{1}(\alpha x) + B_{6}\xi\varphi_{3}(\alpha x) + B_{7}\eta\varphi_{1}(\beta x) + B_{8}\eta\varphi_{3}(\beta x) , \end{cases}$$

$$(6-57)$$

式中,
$$\varphi_1(\beta x) = e^{-\beta x} (\cos\beta x + \sin\beta x) \varphi_2(\beta x) = e^{-\beta x} \sin\beta x$$
,
 $\varphi_3(\beta x) = e^{-\beta x} (\cos\beta x - \sin\beta x) \varphi_4(\beta x) = e^{-\beta x} \cos\beta x_0$

式(6-57)为钢轨和轨道板各截面挠曲位移的表达式。对位移求二阶导数并乘以 截面抗弯刚度,可得到钢轨及轨道板各截面的弯矩表达式

$$\begin{cases} M_{11} = 2E_{1}J_{1}[A_{1}\alpha^{2}\varphi_{3}(-\alpha x) + A_{2}\alpha^{2}\varphi_{3}(-\alpha x) + A_{3}\beta^{2}\varphi_{3}(-\beta x) + A_{4}\beta^{2}\varphi_{1}(-\beta x) \\ + A_{5}\alpha^{2}\varphi_{3}(\alpha x) - A_{6}\alpha^{2}\varphi_{1}(\alpha x) + A_{7}\beta^{2}\varphi_{3}(\beta x) - A_{8}\beta^{2}\varphi_{1}(\beta x)], \\ M_{12} = 2E_{1}J_{1}[B_{1}\alpha^{2}\varphi_{3}(-\alpha x) + B_{2}\alpha^{2}\varphi_{1}(-\alpha x) + B_{3}\beta^{2}\varphi_{3}(-\beta x) + B_{4}\beta^{2}\varphi_{1}(-\beta x) \\ + B_{5}\alpha^{2}\varphi_{3}(\alpha x) - B_{6}\alpha^{2}\varphi_{1}(\alpha x) + B_{7}\beta^{2}\varphi_{3}(\beta x) - B_{8}\beta^{2}\varphi_{1}(\beta x)], \\ M_{21} = 2E_{2}J_{2}[A_{1}\xi\alpha^{2}\varphi_{3}(-\alpha x) + A_{2}\xi\alpha^{2}\varphi_{1}(-\alpha x) + A_{3}\eta\beta^{2}\varphi_{3}(-\beta x) \\ + A_{4}\eta\beta^{2}\varphi_{1}(-\beta x) + A_{5}\xi\alpha^{2}\varphi_{3}(\alpha x) - A_{6}\xi\alpha^{2}\varphi_{1}(\alpha x) + A_{7}\eta\beta^{2}\varphi_{3}(\beta x) \\ - A_{8}\eta\beta^{2}\varphi_{1}(\beta x)], \\ M_{22} = 2E_{2}J_{2}[B_{1}\xi\alpha^{2}\varphi_{3}(-\alpha x) + B_{2}\xi\alpha^{2}\varphi_{1}(-\alpha x) + B_{3}\eta\beta^{2}\varphi_{3}(-\beta x) \\ + B_{4}\eta\beta^{2}\varphi_{1}(-\beta x) + B_{5}\xi\alpha^{2}\varphi_{3}(\alpha x) - B_{6}\xi\alpha^{2}\varphi_{1}(\alpha x) + B_{7}\eta\beta^{2}\varphi_{3}(\beta x) \\ - B_{8}\eta\beta^{2}\varphi_{1}(\beta x)]_{o} \end{cases}$$

(6-58)

轨道板纵向弯矩是轨道板截面尺寸及配筋设计的重要参数。位移和弯矩表达式 (6-57)和式(6-58)中 A ~ A B 为待定常数,可由边界条件求得。

为了给无碴轨道的横向计算提供参数,还须计算最大的钢轨支点压力。最

大支点压力出现在轮载作用点处的钢轨支点上。设钢轨支点间距为 s ,则可计 算出最大支点压力为

$$R_{max} = \int_{-\frac{s}{2}}^{\frac{s}{2}} k_1 (y_{11} - y_{21}) dx_o$$
 (6-59)

(四) 求解待定常数

依据图 6-16 所示的力学模型,可以定出边界条件。在 x₁ = 0 的钢轨接头 处,有

$$y_{11}'' = 0$$
, $y_{11}''' = \frac{P}{2E_1J_1}$, $y_{21}' = 0$, $y_{21}''' = 0$; (6-60)

在 $x_1 = l_1$, $x_2 = 0$ 的轨道板接缝处, 有

在 x, =1, 的模型边界处,认为位移和力都已经很小,因此有

 $y_{12} = 0$, $y'_{12} = 0$,

 $y_{22} = 0$, $y'_{22} = 0$ (模型终点不取在板的接缝处),

 $y_{22}'' = 0$, $y_{22}''' = 0$ (模型终点取在板的接缝处)。 (6-62)

由上述 16 个边界条件,可以组成 16 个线性方程组,即可求得 $A_1 ~ A_8$, B, ~ B, + B, + 16 个待定常数。

二、无碴轨道横向计算

以轮载作用点为中心,截取一段轨道板或无碴道床,视轨道板为弹性地基上 的有限长梁,并拟定钢轨支点设计荷载,以求解轨道板横向弯矩、位移等力学参 数。

(一) 力学模型及微分方程

轨道板横向力学分析的计算模型如图 6-22 所示,梁长为轨道板的宽度,梁 宽为钢轨支点间距。梁下为连续弹性支承,弹性系数可依据基础刚度系数和截 梁宽度进行计算。梁上作用有两个支点钢轨压力,每个支点压力可取为式 (6-59)计算得到的最大支点压力,分布在一个轨底宽 e 的范围内。

根据梁的受力特点,可分为5段,各段内梁挠曲位移满足的偏微分方程 — 226—



图 6-22 轨道板横向计算模型

$$E_{2}J_{3}\frac{d^{4}y_{135}}{dx_{135}^{4}} + k_{4}y_{135} = 0 , \quad E_{2}J_{3}\frac{d^{4}y_{24}}{dx_{24}^{4}} + k_{4}y_{24} = r , \quad (6-63)$$

式中 E_2J_3 为轨道板横向截梁的抗弯刚度 ; $y_{1,3,5}$ 为轨道板截梁 I, III, V 区段中 各断面的挠度 ; $y_{2,4}$ 为轨道板截梁 II, IV 区段中各断面的挠度 ; k_4 为单位长度截梁 的支承弹性系数 ;r 为钢轨支点横向分布的均布压力 ,即 r = R_{max} /e ,其中 R_{max} 为 最大钢轨支点压力 e 为钢轨压力分布宽度。

(二)轨道板挠度及横向弯矩计算

式(6-64)中 $C_1 \sim C_{20}$ 为待定常数。写为简明表达形式 ,则轨道板横向挠度与弯 矩为

$$\begin{cases} y_{135} = C_{1917}\varphi_3(\lambda x) + C_{21018}\varphi_1(\lambda x) - C_{31119}\varphi_3(-\lambda x) - C_{41220}\varphi_1(-\lambda x), \\ y_{24} = \frac{r}{k_4} + C_{513}\varphi_3(\lambda x) + C_{614}\varphi_1(\lambda x) - C_{715}\varphi_3(-\lambda x) - C_{816}\varphi_1(-\lambda x), \end{cases}$$
(6-65)

$$\begin{cases} M_{135} = -2E_{2}J_{3}[C_{1917}\varphi_{1}(\lambda x) + C_{21018}\varphi_{3}(\lambda x) - C_{31119}\varphi_{1}(-\lambda x) - C_{41220}\varphi_{3}(-\lambda x)] \\ M_{24} = -2\lambda^{2}E_{2}J_{3}[C_{513}\varphi_{1}(\lambda x) - C_{614}\varphi_{3}(\lambda x) - C_{715}\varphi_{1}(-\lambda x) - C_{816}\varphi_{3}(-\lambda x)] \\ \end{cases}$$
(6-66)
$$-227 - 2$$

(三)待定常数的求解

可依据图 6-13 所示力学模型的边界条件,建立方程求解待定常数。

在 x, =0 处 ,有

$$y_1'' = 0$$
, $y_1''' = 0_{\circ}$ (6-67)

在 x₁ = 1, x₂ = 0 处 ,有

$$y_1 = y_2$$
, $y'_1 = y'_2$, $y''_1 = y''_2$, $y'''_1 = y'''_1$. (6-68)

在 x, =1, x, =0 处 ,有

$$y_2 = y_3$$
, $y'_2 = y'_3$, $y''_2 = y''_3$, $y'''_2 = y'''_3$ (6-69)

在 $x_3 = l_3$, $x_4 = 0$ 处 , 有

$$y_3 = y_4$$
, $y'_3 = y'_4$, $y''_3 = y''_4$, $y'''_3 = y'''_3$. (6-70)

在 $x_4 = l_4$, $x_5 = 0$ 处 , 有

$$y_4 = y_5$$
, $y'_4 = y'_5$, $y''_4 = y''_5$, $y'''_4 = y'''_5$ (6-71)

在 x_z = l_z 处 ,有

$$y_5'' = 0$$
, $y_5''' = 0_{\circ}$ (6-72)

依据上述式(6-67)~式(6-72)中20个边界条件,可以建立20个线性代数 方程组成的方程组,求解这一方程组,可得到式(6-65)等式中的20个待定常数。

第五节 曲线轨道横向受力分析

列车在直线轨道上因车轮的锥形踏面而引起的蛇行运动,轮轨游间较大可 增大轮轨间横向水平力,但比列车通过曲线轨道时产生的横向水平力小。本节 介绍列车通过曲线轨道时横向水平力的计算,以及横向水平力对轨道横向变形 及行车安全的影响。

机车车辆通过曲线轨道的横向水平力有以下三种计算方法:

(1)摩擦中心理论。此理论作了一系列的假定,是一种近似计算方法。它 适用于计算固定轴距比较长和曲线半径比较小的条件下的横向水平力。对于现 代的固定轴距比较短的机车车辆和曲线半径比较大的曲线轨道,计算所得横向 水平力存在较大误差而降低其应用价值。但是由于此理论比较简单,作为定性 分析,还是具有一定的实用性,所以还是常被用于估算小半径曲线轮轨横向力。

— 228 —

(2) 蠕滑中心理论。此理论引进了现代机车车辆动力学的研究成果,对摩 擦中心理论作了较大的改进。例如在计算中考虑了车轮踏面的锥度、轮载的偏 载效应以及轮轨间的蠕滑理论和非线性蠕滑等特性。所以用此理论计算得到的 横向水平力,其精度有很大的提高,但计算方法稍复杂。

(3) 机车车辆非线性动态曲线通过理论。此理论按轮轨间的相互作用的特 点,把机车车辆和轨道组成一个统一的计算模型,列出机车车辆受力的动态平衡 微分方程组,将曲线轨道的半径、超高、轨距、轨底坡以及轮轨几何形状作为微分 方程组中的参变数,应用计算机仿真计算技术,求解微分方程的解,从而得到横 向水平力等值。此法是目前研究机车车辆通过曲线轨道时轮轨相互作用较为完 善的理论,主要用于研究工作。

由于摩擦中心理论较为简单 本节介绍这种理论的计算方法。

一、摩擦中心理论

用此理论计算机车车辆通过曲线轨道时车轮作用于钢轨上的横向水平力, 需作一些假定。

我们以两轴转向架的车辆通过曲线轨道为例来说明这些假定。图 6-23 为 一个两轴转向架在曲线轨道上行驶时的受力情况。在分析受力时假定:

- (1)转向架和轨道都作为刚体;
- (2) 不考虑牵引力的作用;
- (3) 不考虑车轮踏面为锥体的影响;
- (4) 各车轮轮载 P 与轮轨间的摩擦系数 μ 均相同;
- (5) 各轮轴中点与轨道中点重合;
- (6)转向时,转向架绕位于其纵轴或其延长线上的旋转中心转动。

在图 6-23 中 , O 为转向架中心 , C 为瞬时旋转中心 ,1 与 2 分别表示前轴的 外轮和内轮 β 与 4 分别表示后轴的外轮和内轮。所有的力均作用于转向架及 轮对上。当转向架绕 C 点转动时 ,钢轨顶面对轮踏面的摩擦阻力为 μ P_i(i = 1 , 2 β μ)。由于假设各轮的轮载 P 与轮轨间摩擦系数 μ 均相等 ,所以

$$\mu \mathbf{P}_1 = \mu \mathbf{P}_2 = \mu \mathbf{P}_3 = \mu \mathbf{P}_4 = \mu \mathbf{P}_0$$

轮轨间的摩擦系数μ随着钢轨的各种条件而变化 μ值一般取 0.25~0.30。 将摩擦阻力分解为垂直于 x 轴的 Y_i 和平行于 x 轴的 X_i 两个分力 则对于车 轮 1 有



图 6-23 摩擦中心理论计算图

$$Y_{1} = \frac{\mu P X_{b}}{\sqrt{x_{b}^{2} + \left(\frac{s_{1}}{2}\right)^{2}}}, \quad X_{1} = \frac{\mu P \frac{s_{1}}{2}}{\sqrt{x_{b}^{2} + \left(\frac{s_{1}}{2}\right)^{2}}}, \quad (6-73)$$

式中 🗛 为 C 点至前轴的距离 🔊 为两钢轨顶面中点间的距离。

因为车轴中点与轨道中点重合,所以 $Y_1 = Y_2$ $X_1 = X_2$ 。 同理 对于车轮 3 有

$$\mathbf{Y}_{3} = \frac{\mu \mathbf{P} \mathbf{x}_{a}}{\sqrt{\mathbf{x}_{a}^{2} + \left(\frac{\mathbf{s}_{1}}{2}\right)^{2}}}, \quad \mathbf{X}_{3} = \frac{\mu \mathbf{P} \frac{\mathbf{s}_{1}}{2}}{\sqrt{\mathbf{x}_{a}^{2} + \left(\frac{\mathbf{s}_{1}}{2}\right)^{2}}}, \quad (6-74)$$

式中 x_{1} 为 C 点至后轴的距离 $x_{2} = L - x_{b}$ 。

同理 , $Y_3 = Y_4$, $X_3 = X_4$ 。根据力的平衡方程式 $\sum Y = 0$,得

 $F_{ND1} - F_{ND4} - 2Y_1 + 2Y_3 - J + F_n = 0$, (6-75)

式中 F_{NDI} 为作用于前轴外轮上的轮缘力(或称导向力)(N) F_{NDI} 为作用于后轴 内轮上的轮缘力(N) ; 为分配到一个转向架上的车辆的离心惯性力(N) ,其值 为 $J = m \frac{v^2}{R}$, m 为车辆分配到一个转向架上的质量(kg) ; v 为车辆实际的行驶速 度(m/s) ; R 为曲线半径(m) ; F_n 为分配到一个转向架上的车辆重力的向心分力 - 230 - (N) 其值为 $F_n = \frac{mgh}{s}$ g 为重力加速度(m/s²),采用 9.80 h 为外轨超高(mm); 其他符号同前。

由 $\sum M_0 = 0$ 得

$$F_{ND1} \frac{L}{2} + F_{ND4} \frac{L}{2} - 2Y_1 \frac{L}{2} - 2Y_3 \frac{L}{2} - 2X_1 \frac{s_1}{2} - 2X_3 \frac{s_1}{2} = 0 ,$$

$$F_{ND1} + F_{ND4} - 2Y_1 - 2Y_3 - 2X_1 \frac{s_1}{2} - 2X_3 \frac{s_1}{2} = 0 , \qquad (6-7)$$

式中 L 为转向架固定轴距 其他符号同前。

在曲线轨道上,一般情况下是转向架后轴内轮不挤压内轨,故可认为 $F_{ND4} = 0_{\circ}$

对于已经给定的车辆类型、曲线资料及行车速度,上式中的 m P L μ R s_{1} , h和v等均为已知值,则式(6-75)和式(6-76)中的JF。均为已知值,J和车辆速 度之间的关系为 v=3.6 $\sqrt{\frac{JR}{m}}$ (km/h)。而 X₁,X₃,Y₁,Y₃ 均为 x_b 的函数。解式 (6-75)和式(6-76),消去 F_{ND1},并取 F_{ND4}=0,得

$$J = F_n + \frac{2X_1s_1}{L} + \frac{2X_3s_1}{L} + 4Y_{3\circ}$$
 (6-77)

由此 ,可求得在给定条件下的旋转中心的位置 x₆。当 x₆ < L ,旋转中心位于 前轴和后轴之间 $x_a = L - x_b$ 为正值 ;当 $x_b > L$,旋转中心位于后轴之后的转向架 纵轴的延长线上 $x_{a} = L - x_{b}$ 为负值。

车轮轮缘作用于钢轨侧面上的横向水平力 H 等于轮缘力与轮轨间的摩擦 阻力分力 Y的代数和。在图 6-18 所示的车辆情况下,其值分别为(正值表示方 向向外,负值表示方向向内):

 $H_1 = F_{ND1} - Y_1$, $H_2 = -Y_2$;

 $H_{_3}=\pm~Y_{_3}$ ($x_{_b}<L$ 取正值 , $x_{_b}>L$ 取负值) , $H_{_4}=~\pm~Y_{_4}$ ($x_{_b}<L$ 取正值 , x_>L 取负值)。

此外,还可以从图 6-15 求得冲角 α 。此 α 角称为正冲角,即车轮轮缘的前 端与钢轨侧面相接触时的角度。冲角 α 与曲线半径 R 和旋转中心位置 x_{h} 有关, 可按下式求得 $\alpha = \arcsin \frac{X_b}{R}$ 。因为 α 的绝对值很小,所以可近似地认为

-231 -

(6-76)

$$\alpha = \frac{X_b}{R^{\circ}}$$
 (6-78)

二、横向水平力的限值

轨道在横向水平力的作用下产生横向位移。如横向水平力比较大,而轨道的 横向强度不足以抵抗较大的横向水平力,则轨道发生严重的变形(钢轨和轨枕在 道床上出现横向移动或挤翻钢轨)引起车辆脱轨。为此,应对横向水平力值加以 限制。根据我国《铁道车辆动力学性能评定和试验鉴定规范》(GB5599—85)规定, 对施加于轨道上的横向水平力应采用如下的限值: 在木枕线路上,

H≤0.85×
$$\left(10+\frac{P_1+P_2}{2}\right)$$
 (kN); (6-79)

在混凝土轨枕线路上,

H≤0.85×
$$\left(15+\frac{P_1+P_2}{2}\right)$$
 (kN). (6-80)

式中 H 为轮对横向水平力(这里采用构架力),例如,由图 6-15 可知,第一轴的 轮对横向力为

$$H = F_1 - Y_1 - Y_2$$
;

 P_1, P_3 为同一轮轴上两车轮的静轮载(kN)。

在曲线半径比较小的轨道,当横向水平力超过上述限值时,应采用轨距 (拉)杆进行加强。

三、车辆安全评估

(一)脱轨系数

当曲线轨道与车辆均处于正常状态,车辆是否会脱轨与作用钢轨上的轮载 和横向水平力的大小有关。车辆脱轨有以下两种类型:车轮爬上钢轨顶面引起 车辆脱轨;车轮突然跳上钢轨顶面引起脱轨。

图 6-24 所示为一个导向轮对爬上钢轨时的临界状态。由图可知,导向轮轮 缘与钢轨接触点为 E,在 E 点作用着轮载 P₁与横向水平力 H。AB 为车轮轮缘在 轮轨接触点 E 处的切面,它与水平面成的夹角为β,称为轮缘角,轮缘角大则不 容易爬轨,但轮对通过道岔时容易撞击尖轨尖端,我国标准锥形踏面车轮的轮缘 角为 69°12',实测值为 68°~70°。

将轮对上所有的力投影到 AB 和与 AB 垂直的法线 CD 的方向上,于是可得 — 232 —



图 6-24 导向轮对爬上钢轨时的临界状况

促使车轮沿 AB 面下滑的力为

 $T = P_1 \sin\beta - H\cos\beta - \mu_2 P_2 \cos\beta$,

阻止车辆沿 AB 面下滑的力为

 $\mu_1 N = \mu_1 (P_1 \cos\beta + H \sin\beta + \mu_2 P_2 \sin\beta)$,

式中 P_1 为导向轮轮载 P_2 为内轮轮载 H 为横向水平力 μ_1 为导向轮与钢轨接 触点的滑动摩擦系数 ,一般取 $\mu_1 = 0.2 \sim 0.3 \ \mu_2$ 为内轮踏面在轨顶面上的滑动 摩擦系数 ,一般取 $\mu_1 = \mu_2 = \mu_0$ 。

为了保证车轮不爬上轨顶 ,应有 T≥μ, N ,即

 $P_1 \sin\beta - H\cos\beta - \mu_2 P_2 \cos\beta \ge \mu_1 (P_1 \cos\beta + H\sin\beta + H\sin\beta + \mu_2 P_2 \sin\beta) ,$

经整理后得

$$\frac{\mathrm{H} + \mu \mathrm{P}_2}{\mathrm{P}_1} \leqslant \frac{\mathrm{tan}\beta - \mu}{\mu \mathrm{tan}\beta + 1} , \qquad (6-81)$$

令 $\frac{\tan\beta - \mu}{\mu \tan\beta + 1} = k$,则上式成为

$$\frac{\mathrm{H} + \mu \mathrm{P}_2}{\mathrm{P}_1} \leq \mathbf{k}_{\mathrm{o}} \tag{6-82}$$

式(6-82)即为著名的 Nadals 公式 k 为脱轨系数。k 随 μ 和 β 值而变化。k 值越大 则表示 $\frac{H + \mu P_2}{P_1}$ 的值增大而不会脱轨。取轮缘角 $\beta = 69^{\circ}12$ 时 随着摩擦系数

— 233 —

μ 增大,脱轨系数 k 降低,如图 6-25 所示。 因此,降低轮轨间的摩擦系数,可以增大 k 值,减小脱轨的危险性。

按 GB5599—85 规范规定,若试验鉴 定车辆测定的横向水平力是构架力,则 脱轨系数容许值

$$\frac{\text{H}+0.24\text{P}_2}{\text{P}_2} \leq 1.2 \text{ ,} \quad (6-83)$$

脱轨系数安全值

$$\frac{H+0.24P_2}{P_1} \le 1.0$$
, (6-84) 图 6-25 摩擦系数与脱轨系数的关系

式中 µ 值取 0.24。

若仅用爬轨轮上的横向水平力 H 与垂直力 P₁ 之比作为脱轨系数 ,则 脱轨系数容许值

$$\frac{H}{P_1} \le 1.2$$
, (6-85)

脱轨系数安全值

$$\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{P}_{\mathrm{I}}} \leq 1.0_{\circ} \tag{6-86}$$

上述脱轨系数指标适用于低速脱轨的情况,目前我国高速列车的脱轨系数 限值取0.8。

因车辆突然跳轨引起的脱轨是由于轮轨瞬时冲击,产生的冲击力大得足以 迫使车辆在瞬时跳上钢轨。我国对此尚无明确的评定标准。国外规定,当轮轨 间横向力的作用时间小于 0.05s 时,容许的脱轨系数为

$$\frac{H}{P_{1}} \leq \frac{0.04}{t}$$
, (6-87)

式中 t 为轮轨间横向水平力作用时间(s)。

必须指出,车辆爬轨或跳轨引起脱轨,除上述原因外,还可能有其他因素存 在。例如车轴断裂和轨道部件损伤,轮载转移,不正常的车辆装载,轨道的不良 几何形位及车辆在不良几何形位下动力运行特性等。因此,一旦脱轨,必须进行 详细的现场调查研究,查明脱轨的真正原因。





(二)轮重减载率

产生脱轨的原因过去多半认为是由于横向力增大的结果,但在实际运行中 发现,有时在横向力不大的情况下,而轮重严重减载时,也会出现脱轨现象,也就 是说,当左右轮的轮重偏载过大时,即便轮对横向力很小,也有可能脱轨。在图 6-16 中若 $P_1 \gg P_2$,当横向力 H = 0 时,由于左侧车轮转向的摩擦力,仍可使左侧 轮缘爬上钢轨。

ig
$$\overline{P} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)$$
, $\Delta P = \frac{1}{2}(P_2 - P_1)$,

则 $\frac{\Delta P}{P} = \left| \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2} \right|$ 称为轮重减载率。根据理论分析和试验研究结果,目前我国建议的轮重减载率安全指标为

危险限度
$$\frac{\Delta P}{\overline{P}} = \left| \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2} \right| = 0.65$$
, 允许限度 $\frac{\Delta P}{\overline{P}} = \left| \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2} \right| = 0.6_{\circ}$
(6-88)

对于小半径曲线,列车低速运行的情况,采用轮重减载率作为衡量列车运行的安全标准,具有一定的意义。

第七章 无缝线路

第一节 概 述

列车通过钢轨接头时会产生很大的轮轨冲击力,对轨道结构产生很大的破坏作用,造成轨道部件破损,同时加剧了机车车辆的振动、加速车辆的破损和增加能耗、降低车辆舒适度。为了改善钢轨接头的工作状态,曾经从接头的构造上和材质上采取过很多措施,如轨枕的支承形式和尺寸、夹板的形状和长度、增加螺栓个数、轨端淬火等,但均未能解决接头的缺陷,接头病害依旧存在。直到无缝线路问世,为大量减少钢轨接头创造了条件。

一、世界铁路无缝线路的发展

无缝线路既是轨道结构技术进步的重要标志,也是当今世界高速,重载铁路 轨道结构的最佳选择 它以无可争议的优越性 得到世界各国铁路的承认。德国 是最早采用无缝线路的国家 1926 年铺设了一条 120m 长的试验轨道 1935 年 又铺设了1km 长的一段试验轨道,并在1945 年作出了无缝线路为标准线路的 规定。至 1961 年 原联邦德国铁路无缝线路总延长达到了29000km 20 世纪 80 年代,无缝线路里程达到了73900km,占线路总里程的 85%,并有 79% 的道岔焊 成了无缝道岔。美国在 1933 年开始铺设无缝线路,至 1936 年,约铺设了 170km,以后发展缓慢。至1970年,美国的无缝线路里程达53200km,以后每年 以8000km 递增,至20世纪80年代,美国铁路无缝线路里程达116200km,是全 世界铺设无缝线路最多的国家。1935年苏联在莫斯科郊外的车站铺设了一段 600m 的无缝线路。由于俄罗斯大部分地区的温差较大,最大轨温差达119, 影响了无缝线路的发展 ,直到 1956 年才正式开始铺设无缝线路。法国也是无缝 线路发展较早的国家 在 1949 年前后 法国进行了大量的铺设试验 至 1970 年 , 无缝线路总里程达12900km,并以每年 660km 速度递增,至 20 世纪 80 年代,无 缝线路铺设里程达22000km。日本在修建东海道新干线时采用50kg/m钢轨的无 缝线路,后来换铺成 60kg/m 钢轨的无缝线路。

至 2002 年底,世界铁路路网长约为 130 万 km,无缝线路总长为 45.4 万 km。

我国自 1957 年开始在京门支线(北京)和真西支线(上海)铺设无缝线路以 来,经过数十年的不懈努力,无缝线路里程得到较大增长,近几年来,无缝线路铺 设里程每年达1000km以上。铺设无缝线路的技术也得到了较大提高,允许

— 236 —
60kg/m 钢轨的铺设无缝线路的最大轨温差达 108 ;最小曲线半径为 400m,站 线为 350m;并在大桥上铺设了无缝线路。至 2003 年底,无缝线路总里程已达 39 880km,占铁路营业里程的 45%。近几年来,我国铁路的无缝线路一直处于快 速增长阶段。

世界各国的无缝线路铺设里程如表 7-1 所示。

表 7-1

世界各国无缝线路里程

国别	最大轨温幅度/	无缝线路总长/km	占营业线比例/%	备注
	102	39 880	45.0	
法 国	70	22 457	64.8	
英 国	67	18 800	57.7	
德国	90	76000	96	
俄罗斯	119	39 900	32.2	
美国	94.4	116200	43.2	
日本	70	12716	29	不含新干线
加拿大		14880	19	

二、无缝线路的类型

焊接长钢轨因轨温变化会引起伸缩,按处理方法的不同,可将无缝线路分为 温度应力式、定期放散温度应力式和自动放散温度应力式。

在温度应力式无缝线路上,长轨条之间铺设2~4 根普通轨(称为缓冲轨), 或钢轨伸缩调节器。长钢轨和普通钢轨之间采用普通钢轨接头,但采用高强度 接头螺栓提高钢轨接头阻力。无缝线路铺设后,焊接长钢轨因受扣件及道床纵 向阻力的约束,两端自由伸缩受到一定的限制,中间部分的自由伸缩则完全受到 限制,因而在钢轨中产生温度力。这种无缝线路铺设简单,养护方便,故得到了 广泛应用,但由于钢轨要承受强大的温度力,钢轨的强度和稳定性必须满足设计 要求。

在定期放散应力式无缝线路上,每年对无缝线路的温度调整或放散 1~2次,以减小长轨条中的温度力。在放散温度力时,将长轨条的所有扣件松 开,使它能自由伸缩,放散其内部的温度应力,并在一定的温度条件下重新将全 部钢轨扣件扣紧。这种方法主要用于年温差变化幅度较大的寒冷地区(年温差 大于100 地区)。由于此种方法需要花费较多的人力和物力,工序繁杂,故很

少采用。

在自动放散应力式无缝线路上,在焊接长钢轨的两端设置伸缩调节器(又称尖轨接头,伸缩接头)来自动释放长钢轨中和温度力。这种形式的无缝线路 主要用在高速铁路和桥梁(尤其是大桥)上。20世纪70年代前,法国、英国、比 利时、瑞士等国铁路在温度应力式无缝线路上也使用小动程(105~180mm)的 钢轨伸缩调节器,近10年来,由于跨区间无缝线路的发展,在一般线路上不再使 用这种小动程的钢轨伸缩器,但在大桥和一些特殊地段仍旧使用。目前日本仍 然广泛使用伸缩调节器,在新干线上,每1.5km长无缝线路设置带绝缘接头的 伸缩调节器,在既有线上,隧道进出口、小半径曲线头尾也设置伸缩调节器。

从理论上说,无缝线路的轨条长度可无限长,为了最大限度地减少钢轨普通 接头,延长轨条长度。根据焊接长钢轨的长度不同,分为普通无缝线路、全区间 无缝线路和跨区间无缝线路。普通无缝线路的轨条长度一般为1~2km,在两长 轨条之间铺设2~4根25m长的标准轨组成缓冲区。虽然普通无缝线路的钢轨 普通接头大大减少,但在缓冲区仍存在钢轨普通接头。近年来,我国铁路积极推 广和铺设全区间无缝线路和跨区间无缝线路。全区间无缝线路是整个区间无钢 轨普通接头,但与车站道岔仍用普通钢轨组成的缓冲区隔开。跨区间无缝线路 是将连续几个区间的钢轨焊接起来,区间线路也与道岔焊接或用胶接接头,信号 闭塞区间用胶接绝缘接头,至2004年9月底,上海铁路局已铺设完成上海至南 京303km长的我国最长的一条跨区间无缝线路。

三、无缝线路的技术经济效果

无缝线路的综合技术经济效果突出 ,已为世界各国铁路实践所证实。

无缝线路可延长钢轨使用寿命。美国圣太菲铁路在堪萨斯州横贯大陆的干 线区间,东行为无缝线路,西行为普通线路,AREA 设立的 CWR(Continuous Welded Rails)专门委员会对该线路进行 10 年的运营期间钢轨使用情况进行统计分 析,发现无缝线路较普通线路的钢轨使用寿命长 40%。日本对既有线年货运密 度接近 30Mt·km/km 的无缝线路和普通线路进行调查统计,当累积通过总重达 300Mt 时,钢轨接头的伤损率分别为1/40000和1/10000。而日本原国铁规定是 50kg/m 钢轨的换轨大修周期为累积通过总重 400Mt,而东海道新干线使用 50N 型钢轨无缝线路实际通过总重达 550Mt 后才更换为 60kg/m 钢轨。俄罗斯铁道 运输科学研究院对年货运密度为 50~55Mt·km/km 的线路,使用 P65 型钢轨, 当累积通过总重达 500Mt 时,无缝线路的钢轨更换数小于2.4 根/km,而普通线 路为 4~5 根/km。中国铁道科学研究院对我国京山、长大、京包、哈长等线使用 50kg/m 的无缝线路与普通线路大修周期进行调查,发现无缝线路的钢轨使用寿 命延长 1.25 倍,轨枕寿命延长 1.26 倍。

— 238 —

无缝线路可减少养护维修劳力和材料。美国 AREA 设立的 CWR 专门委员 会对圣太菲铁路东行无缝线路和西行普通线路进行调查统计证明,每年每英里 无缝线路节约线路养护劳力 149.3 个人工。日本 50kg/m 钢轨无缝线路和普通 线路,每年每公里养护维修材料、人力费用分别为 54.7 万日元和 283 万日元。 俄罗斯 50Mt·km/km 线路,钢轨为 P65 型,每年每公里钢轨混凝土无缝线路和 木枕普通线路投入的养护维修劳力分别为 120 和 264 个人工,材料费用分别为 3120和8 360卢布。

无缝线路可减少列车运行能耗。据俄罗斯铁道运输科学研究院统计计算, 年货运密度为 36~37Mt·km/km 的无缝线路,每年10000km 可节约 35kt 柴油 燃料。我国东风型内燃机车,每年10000km 无缝线路可节约 30kt 柴油,提高运 输能力 18%。

铺设无缝线路的附加费用较少。据铁路合作组织第九委员会统计,无缝线路为
普通线路铺设费用的 95.5% ~108.6%,工资支出为 97% ~120%。1999—2000 年
北京、郑州铁路局统计, 捕设 1km 无缝线路焊接、铺设的附加费约为 1.8 ~2.0 万元。

综合以上所述,无缝线路是一项投资少,收益高的先进技术,因而受到世界 各国的普遍重视。

四、无缝线路关键技术的发展趋势

无缝线路的发展是经过了一段较长的时间,在这一过程中,无缝线路的各项 有关技术得到了发展。一般无缝线路的轨条长度为1~2km,两长轨条之间有缓 冲区,长轨条两端又有伸缩区,所以轨条长度为1km的无缝线路,缓冲区和伸缩 区的长度就要占30%~40%。在这一区段,线路的维修养护工作与普通线路相 差无几。我国近几年发展的跨区间无缝线路,则可大大减少伸缩区和缓冲区,从 而减少线路的维修养护工作量。

钢轨是轨道结构的重要部件,随着铁路运量的增加、列车速度的提高和机车 车辆轴重的增加,对钢轨也提出了更高的要求。提高钢轨质量的最终目标是延 长使用寿命,并减少使用过程中的伤损。为此,世界各国都对钢轨的冶炼工艺技 术和钢轨机械性能进行研究。目前国际上通常采用合金钢轨,以提高钢轨的抗 拉强度。我国主要干线上大量使用 U74 和 U71Mn 钢种热轧钢轨,相应的抗拉强 度为 784MPa 和 882MPa。这类钢轨在使用过程中表现出耐磨、耐压溃性能不 足,产生剥离、掉块和波形磨耗。近几年来我国铁路推广使用 U75V(原称 PD3) 钢种钢轨其抗拉强度达 980MPa,淬火后其抗拉强度达 1265MPa,而且抗疲劳及 耐磨性能明显提高。钢轨的强韧化,将是发展我国铁路无缝线路的长期目标。

钢轨焊接是无缝线路的关键技术。我国最早采用电弧焊,后来采用了铝热 焊,继而又采用了气压焊和接触焊,钢轨接头的质量不断提高。电接触焊的质量

最高 ,成本也相对较低 ,德国和法国的拉伊台克铝热焊质量也较高。近几年 ,我 国积极引进和应用现场移动接触焊 ,大大提高了钢轨产接头的焊接质量 ,为我国 大力发展跨区间无缝线路提供了设备和技术保障。

钢轨胶接绝缘接头也是铺设跨区间无缝线路的关键技术之一,世界上一些 工业发达的国家,大力发展和推广使用胶接绝缘接头。美国 3M 公司的胶接绝 缘接头质量最优,其用于 132RE 钢轨的胶接绝缘接头整体剪切强度达 2948.4kN,钢轨与夹板的相对位移不超过 0.25mm。日本铁路研究开发的一种 以变性橡胶环氧树脂为主要成分的 60kg/m 钢轨胶接绝缘接头,其整体剪切强 度达1800kN。俄罗斯铁路研制的钢轨胶接绝缘接头,整体剪切试验值为 2900kN,并广泛用于跨区间无缝线路上。

世界各国铁路都十分重视区间线路长钢轨与道岔的焊联问题,这是因为道 岔部位结构复杂,轨道电路也较为复杂,而站内道岔与信号机之间距离较短,如 采用缓冲区,则站内短轨太多,钢轨接头也就很多,影响列车速度的提高和增加 线路的维修养护工作量。目前一般采用道岔区钢轨直接与区间线路钢轨焊联和 采用胶接绝缘接头两种方法。而区间线路长钢轨与道岔焊联的主要技术难点是 无缝线路的纵向力造成道岔的纵向位移和增大道岔所受的附加纵向力,影响道 岔区域轨道安全运行,此外道岔所用的钢材与区间钢轨所用的钢材也不相同,造 成两种不同钢种钢轨的焊联,技术要求较高。日本既有线与新干线有3万组道 岔与无缝线路连成一体,德国有11万组无缝道岔;法国 TGV 东南线、大西洋线 的可动心轨道岔用 UIC60A 钢轨组合制作,与无缝线路的长轨条焊接。

第二节 无缝线路温度力计算

由于无缝线路长轨条受到扣件阻力和道床阻力的约束,当轨温发生变化时, 在长钢轨中就会产生轴向温度力,轨温上升,长轨条中产生轴向压力,轨温下降, 长轨条中产生轴向拉力。为了保证无缝线路安全运行,无缝线路长钢轨中的温 度力必须满足强度和稳定性的要求。

一、温度力的计算

当轨温变化 Δt 而自由伸缩时 ,一根长为1的钢轨伸缩量为

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta t , \qquad (7-1)$$

式中 α 为钢轨的线膨胀系数 \mathbb{I} 0.0118 · mm/m ; 为钢轨长度(m); Δ t 为轨 温变化幅度(),又称轨温差。

如果钢轨受到阻力而不能随轨温的变化而自由伸缩时,则在钢轨中产生温 - 240 --- 度应力,由虎克定律可得钢轨的温度应力为

$$\sigma_{t} = \mathbf{E} \cdot \varepsilon_{t} = \mathbf{E} \cdot \frac{\Delta \mathbf{I}}{\mathbf{I}} = \frac{\mathbf{E} \cdot \alpha \cdot \mathbf{I} \cdot \Delta \mathbf{t}}{\mathbf{I}} = \mathbf{E} \cdot \alpha \cdot \Delta \mathbf{t} , \qquad (7-2)$$

式中 E 为钢的弹性模量 $\mathbb{I}_{2.1} \times 10^5 \text{ MPa} \ge$ 为钢轨的温度应变。

据此可算得钢轨中的温度应力和温度力为

$$\sigma_{t} = 2.48\Delta t (MPa)$$
, $P_{t} = \sigma_{t}F = 2.48\Delta t \cdot F(N)$, (7-3)

式中 F 为钢轨截面积(mm²)。

由式(7-3)可知,长钢轨中的温度力只与轨温变化幅度有关,而与钢轨长度 无关,这也是跨区间无缝线路的理论依据,所以控制长钢轨中温度力大小的关键 是控制轨温的变化幅度Δt。从式(7-3)可知,钢轨中的温度力大小与钢轨截面 积有关,在同样轨温变化幅度条件下,钢轨截面积越大,钢轨中的温度力也越大。

二、轨温

轨温要受到气温、日照、风力、气候条件、线路走向等影响。在钢轨不同部位 测量 轨温也不相同。在无缝线路温度力计算过程中,要涉及到最高轨温 T_{max}、 最低轨温 T_{min}、中间轨温 T_z 和锁定轨温 T_{sr}。根据国内外的大量研究资料表明, 最高轨温比当地最高气温高 20 ,最低轨温与当地最低气温相同。根据我国历 年长期观测的气象资料,全国各地的最高轨温和最低轨温如表 7-2 所示。

中间轨温是最高轨温和最低轨温的平均值,最大轨温差是最高轨温与最低 轨温之差。

锁定轨温,又称零应力轨温。设计、施工、运营情况不同,运用锁定轨温的概 念不同。设计确定的锁定轨温称为设计锁定轨温,施工确定的锁定轨温称为施 工锁定轨温,无缝线路的运行过程中处于温度力为零状态时的轨温称为实际锁 定轨温。这三个概念不能混淆,否则会产生误解。如常说锁定轨温发生变化,是 指实际锁定轨温发生变化,而设计锁定轨温和施工锁定轨温,一旦设计和施工完 成,记入技术档案,作为日后线路养护维修的依据,不允许随意改变。

锁定轨温确定后,与最高轨温之差称为最大升温幅值;与最低轨温之差称为 最大降温幅值。无缝线路长钢轨锁定轨温的确定由两项因素确定,一是强度问 题,二是稳定问题。线路上的钢轨要受到轮轨作用力、爬行力、列车牵引和制动 力、桥梁伸缩力再加上温度力等共同作用,钢轨的强度要满足要求。对于钢轨受 拉,只要满足强度要求即可,所以钢轨的降温幅度是由钢轨的抗拉强度控制。对 于钢轨受压,一般是在达到钢轨屈服应力前,钢轨就失稳,所以一般钢轨的升温 幅值是由轨道的稳定性控制,而并非由强度控制。为了保证夏天无缝线路轨道

— 241 —

的稳定性,一般是考虑尽量用足钢轨的抗拉强度 降低钢轨的升温幅度 所以我 国铁路的大部分地区的无缝线路锁定轨温都略高于中间轨温。但在北方,由于 高温天气出现时间短 而低温天气出现时间长 最大轨温差又较大 所以一般将 锁定轨温接近中间轨温或稍低于中间轨温,以防冬天钢轨拉断。对于普通无缝 线路 锁定轨温的确定还要考虑无缝线路伸缩区和缓冲区的钢轨接头轨缝设置 问题 即在冬天轨缝不大于构造轨缝 在夏天轨缝不顶死。此外锁定轨温的确定 还需要考虑长轨条固定区与伸缩区之间的温度力峰值。

表7-2	全国各地区的最高、最低轨温、中间轨温和最大轨温差						(单位:)			
地区	最高 轨温	最低 轨温	中间 轨温	最大 轨温差	地	X	最高 轨温	最低 轨温	中间 轨温	最大 轨温差
北京	62.6	- 27.4	17.6	90	昆	明	52.3	- 5.4	23.5	57.7
天津	65.0	- 22.9	21.1	87.9	贵	阳	61.3	- 7.8	26.8	69.1
石家庄	62.7	- 26.5	18.1	89.2	济	南	62.5	- 19.7	21.4	82.2
太原	61.4	- 29.5	16.0	90.9	青	臣	56.6	- 20.5	18.1	77.1
呼和浩特	58.0	- 36.2	10.9	94.2	南	京	63.0	- 14.0	24.5	77.0
沈阳	59.3	- 33.1	13.1	92.4	上	海	60.3	- 12.1	24.1	72.4
大连	56.1	- 21.1	17.5	77.2	杭	州	62.1	- 10.5	25.8	72.6
长春	59.5	- 36.5	11.5	96.0	合	肥	61.0	- 20.6	20.2	81.6
哈尔滨	59.1	- 41.4	8.9	100.5	福	州	59.8	- 2.5	28.7	62.3
齐齐哈尔	60.1	- 39.5	10.3	99.6	厦	ΪĴ	58.5	- 2.0	28.3	60.5
郑州	63.0	- 17.9	22.6	80.9	广	州	58.7	- 0.3	29.2	59.0
武汉	63.1	- 18.1	22.5	81.2	衡	阳	61.3	- 7.9	26.7	69.2
西安	65.2	- 20.6	22.3	85.8	ĸ	沙	63.0	- 11.3	25.9	74.3
兰州	59.1	- 23.3	17.9	82.4	南	宁	60.4	- 2.1	29.2	62.5
西宁	53.5	- 26.6	13.5	80.1	柳	州	59.2	- 3.8	27.7	63.0
银川	59.3	- 30.6	14.4	89.9	拉	萨	49.4	- 16.5	16.5	65.9
乌鲁木齐	60.7	- 41.5	9.6	102.2	香	港	56.1	0.0	28.1	56.1
成都	60.1	- 5.9	27.1	66.0	蚌	埠	64.5	- 19.4	22.6	83.9
重庆	64.0	- 2.5	30.8	66.5	南	昌	60.6	- 9.3	25.7	69.9
台北	58.6	- 2.0	28.3	60.6						

— 242 —

三、最大最小温度力

设计锁定轨温不是一个确定的值,如果是一个确定的值,在铺轨施工作业时 一定要在这一锁定轨温时将所有扣件拧紧,这是很难做到的。所以在设计无缝 线路确定锁定轨温时,应有一个范围,在这一范围内的任一轨温锁定钢轨,都能 满足长钢轨的强度和稳定性要求。设计锁定轨温记为 Τ_。根据无缝线路的稳定 性和强度计算,可以求得允许温升[Δt_a]和允许温降[Δt_a],再根据当地 30 年内 的最高轨温 Τ_{am}和最低轨温 Τ_{am}、中间轨温 Τ_a则可得设计锁定轨温(图 7-1)。

$$T_{e} = \frac{T_{max} + T_{min}}{2} + \frac{[\Delta t_{d}] - [\Delta t_{u}]}{2} \pm \Delta t_{k} , \qquad (7-4)$$

式中 Δt_k 为中和温度修正值 $\mathbb{I}_{0} \sim 5$ 。

通常情况:设计锁定轨温上下限值为

 $t_m = T_e + (5 \sim 6)$; $t_n = T_e - (5 \sim 6)$;

困难情况:设计锁定轨温上下限值为

$$t_m = T_e + (3 \sim 4)$$
 ; $t_n = T_e - (3 \sim 4)$

求得的 t__ t_ 必须满足以下条件:

$$T_{max} - t_n < [\Delta t_u]; t_m - T_{min} < [\Delta t_d],$$



图 7-1 设计锁定轨温计算图

设计锁定轨温计算如图 7-1 所示。允许温升[Δt_a]和允许温降[Δt_a]的计算 在本章第五节中介绍。

长轨条始端或终端落槽时,分别测量两次轨温的平均值作为施工锁定轨温, 如此时的轨温不在设计锁定轨温范围内,则必须进行应力放散或应力调整,并重 新锁定钢轨。左右两股钢轨的施工锁定轨温差不得超过5 ,曲线外股钢轨的 锁定轨温不得高于内轨的锁定轨温。施工锁定轨温必须准确记入技术档案,作 为工务部门对无缝线路维修养护的重要依据。

在线路运行过程中,长钢轨中的应力状态可能改变,所以实际锁定轨温也在 变化,但也必须要求实际锁定轨温在设计锁定轨温范围内。在无缝线路运行过

程中,必须加以监测,以保证无缝线路的安全应用。

设计锁定轨温确定后 就可计算最大温度压力和最大温度拉力。

最大温度压力 $P_{\text{tmax}} = 2.48 \Delta t_{\text{max}} F$ 最大升温幅值 $\Delta t_{\text{max}} = T_{\text{max}} - t_{\text{max}};$

最大温度拉力 $P_{min} = 2.48 \Delta t_{min} F$ 最大降温幅值 $\Delta t_{min} = t_m - T_{min}$ 。

例 上海地区, $T_{max} = 60.3$, $T_{min} = -12.1$, 选定 $T_e = 24$, 则 $t_m = 29$; $t_n = 19$ 。由此得 $\Delta t_{max} = 41.3$ $\Delta t_{min} = 41.1$ 。对于 60 kg/m 的钢轨 $F = 77.45 \text{cm}^2$, 则得最大温度压力为 $P_{max} = 793 \text{kN}$ 最大温度拉力为 $P_{min} = -789 \text{kN}$ 。

第三节 线路纵向阻力和无缝线路温度力分布

当轨温变化时,钢轨两端的线路纵向阻力抵抗无缝线路的伸缩。线路阻力 分接头阻力、扣件阻力和道床阻力。

一、接头阻力

钢轨两端接头处由夹板通过螺栓拧紧,产生了阻止钢轨纵向位移的阻力称 为接头阻力。接头阻力由钢轨与夹板之间的摩擦力和螺栓的抗剪力提供,为了 安全,我国铁路轨道的接头阻力 R. 仅考虑由钢轨与夹板间的摩阻力。

$$\mathbf{R}_{i} = \mathbf{n} \cdot \mathbf{s}$$

式中 s为一个螺栓提供的摩阻力 n为接头一端螺栓个数 对于 6 孔夹板 n = 3。

每个螺栓产生的摩阻力与螺栓的拉力 P 和钢 轨与夹板之间的摩擦系数有关,夹板的受力如图 7-2 所示。夹板螺栓拧紧后,在夹板与钢轨的上下接 触面上产生水平反力 T P 越大,T 也越大(P=2T)。N 为钢轨与夹板接触面的法向力 R 为 N 与 T 的合力。 据此可知

$$R = \frac{P}{2\cos\theta} , \quad N = R\cos\varphi = \frac{P\cos\varphi}{2\cos\theta} = \frac{P\cos\varphi}{2\sin(\alpha+\varphi)}$$

从图 7-2 可知 $\theta = 90^{\circ} - (\alpha + \varphi)$, $\cos \theta = \sin(\alpha + \varphi)$, $\tan \alpha = i$; 为夹板与钢轨接触面的斜率 $\theta 0 \text{kg/m}$ 钢轨为 1/3 50 kg/m 钢轨为 1/4。当钢轨与夹板之



图 7-2 夹板受力图

间发生相对移动时,两者接触面就会产生摩擦力 F,F将阻止钢轨与夹板的相对 移动。摩阻力的计算式为

— 244 —

_ _

$$\mathbf{F} = \mathbf{f} \cdot \mathbf{N} = \frac{\operatorname{Pfcos}\varphi}{2\sin(\alpha + \varphi)}$$

式中 f 为摩擦系数。

每块夹板有轨头和轨底两个接触面,两块夹板就有4个接触面,所以一个螺 栓产生的摩阻力为

$$s = 4F = \frac{2Pf\cos\varphi}{\sin(\alpha + \varphi)}^{\circ}$$

钢与钢的摩擦系数一般为 f=0.25, 可得

 $\cos\varphi = \cos(\arctan 0.25) \sin(\alpha + \varphi) = \sin(\arctan i + \arctan 0.25)$,

所以可得 60 kg/m 钢轨的 s = 0.90P 50 kg/m 钢轨的 s = 1.03P ,即一个螺栓产生 的摩阻力接近一个螺栓的拉力。

所以 接头阻力为

$$R_{j} = ns = \frac{2nPfcos\varphi}{sin(\alpha + \varphi)} \approx n \cdot P_{\circ}$$
(7-5)

接头阻力与螺栓直径、材质、拧紧程度和夹板孔数有关。在其他条件不变的 情况下,螺栓拧得越紧,接头越大。螺栓的扭力矩与螺栓拉力的关系可用经验公 式表示:

$$\mathbf{T} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{P} , \qquad (7-6)$$

式中,T为扭力矩(N·m),K为扭矩系数,取0.18~0.24;D为螺栓直径(mm); P为螺栓拉力(kN)。

列车通过钢轨接头时产生振动,会使钢轨接头阻力下降。根据国内测定,最低的接头阻力可降低到静力测定值的40%~50%。所以要定期检查接头螺栓,使之保持良好工作状态。《铁路线路维修规则》规定,无缝线路钢轨接头采用10.9 级螺栓,扭矩应保持在700~900N·m之间。表7-3 为我国铁路计算时采用的接头阻力值。

表7-3

不同扭矩时的钢轨接头阻力 R,

(単位 kN)

接头扭矩/N・m	300	400	500	600	700	800	900	1 000
50kg/m 钢轨 ,10.9 级 φ24 螺栓	150	200	250	300	370	430	490	
	130	180	230	280	340	490	510	570

二、扣件阻力

扣件阻力就是钢轨和轨枕之间的阻力。试验表明 ,有螺栓扣件的阻力与螺

栓扭矩和摩擦系数的大小有关,扣件扭矩越大,扣压力越大,扣件能提供的阻力 也越大。对于无螺栓扣件,由弹条的变形量确定扣件的扣压力。一般情况下,可 实测扣件的扣压力与扣件阻力之间的关系。钢轨与轨枕的相对位移和扣件阻力 之间的关系也并非线性,在钢轨发生初始位移时,扣件阻力的增长率最大,随着 位移的增大,阻力的增长率减小,当钢轨位移达2mm时,扣件阻力的增长率就很 小。

扣件垫板压缩和磨损、无螺栓扣件弹条的徐变都可导致扣压力下降,扣件阻力也随之下降。此外,列车通过时的振动,会使螺帽松动,导致扣压力下降。 《铁路线路维修规则》规定,扣板扣件扭矩应保持在80~120N·m;弹条扣件为 100~150N·m。各类扣件的扣压力如表7-4所示。

表 7-4

各类扣件的扣件阻力值(每组)

扣件类型	初始状态 /N	扣件转矩 ·m	垫板压缩 1 mi /N	m 时扣件扭矩 ·m	以往采用的	建议采用值	
	70 ~ 80	140 ~ 150	70 ~ 80	140 ~ 150	「昇徂/N	/ N	
ω 弹条扣件	11900	21 900	9030	116000		9 000	
70 型	12 500	19000	4 2 2 0	6750	3 000	4 000	
67 型	10100	18000	6230	9800	5 500	6000	
K 型	7 500	15000			7 500	7 500	
道钉混合式扣件	500				400	500	
防爬器	16000				20 000	15000	

三、道床纵向阻力

道床纵向阻力是指道床抵抗轨道框架纵 向位移的阻力。一般是以每根轨枕阻力 R 或 每延米分布阻力 r 表示。道床纵向阻力是抵抗 钢轨伸缩 ,防止轨道纵向爬行的重要数据。

道床纵向阻力要受到道碴材质、颗粒大 小、道床断面、道床密实度、脏污程度、轨道框 架质量等因素的影响。只要钢轨与轨枕间的 扣件阻力大于道床阻力,则无缝线路长钢轨的 温度力将完全由道床阻力和接头阻力承担。 道床阻力由轨枕底与道床顶面的阻力和枕木 盒中的道碴阻力所组成。从图 7-3 可知,在正



— 246 —

常状态下,单根轨枕的纵向阻力随着位移的增大而增加,当轨枕位移达到一定值 后,枕木盒中道碴颗粒之间的啮合被破坏,因此,位移再增大,阻力也不再增大。 在正常条件下,混凝土轨枕位移小于2mm,木枕位移小于1mm,道床纵向阻力呈 现线性增长,位移超过此临界值后,纵向阻力增加减缓甚至下降。

在无缝线路设计中,采用轨枕位移为2mm时相应的道床纵向阻力值,见表 7-5。表中数据是单根轨枕的实测结果,据国外资料介绍,如采用整个轨道框架 实验,则纵向阻力将比单根轨枕测得的结果大得多,对混凝土轨枕轨道,平均提 高80%。

=	7	5
বহ	1	-5

道床纵向阻力表

道在特征	单根轨枕的道床纵向阻力	一股钢轨下单位道床纵向阻力 R/(N/mm)			
迫床符佂	R/N	1 840 根轨枕/km	1760 根轨枕/km		
木枕线路	7 000	6.4	6.1		
混凝土轨枕线路	10000	9.1	8.7		

此外,线路的维修养护作业在一定程度上破坏了道床的原状,使得道床阻力 降低,需要通过一定运量后,线路得到列车的碾压,道床阻力才能恢复到原有值。

四、长轨条的温度力分布

温度力沿长轨条的纵向分布规律,常用温度力分布图来表示。温度力分布 图的横坐标表示钢轨的长度,纵坐标表示钢轨的温度力。钢轨内部温度力和其 外部的阻力随时保持平衡是温度力分布的基本条件。一根长轨条中的温度力分 布是不均匀的,它不仅要受到阻力和温度力变化幅度的影响,还要受到温度力变 化过程的影响。

(一) 长轨条的约束条件

长轨条的约束分接头阻力约束条件和道床阻力约束条件两种。

为简化钢轨内部温度力纵向分布的计算,通常假定钢轨接头阻力 R_j为一常 量。当长轨条中的温度力 P_i小于接头阻力 R_j时,钢轨与夹板之间不发生任何相 对位移。温度力与接头阻力相等是钢轨与夹板发生相对移动的临界状态,只有 当温度力大于接头阻力时,两者才发生相对移动。据此可知钢轨与夹板发生相 对移动的轨温变化幅度为 Δt_j = R_j/2.48F。当轨温反向变化时,长轨条中的温度 力减小,当温度力变化幅度小于接头阻力时,接头阻力不反向;当温度力变化幅 度大于接头阻力时,接头阻力开始反向,但钢轨与夹板不发生相对反向移动;当 长轨条中的温度力反向变化幅度大于2倍接头阻力时,钢轨与夹板才发生相对 反向移动。

— 247 —

接头阻力被克服后,如温度力继续上升,则钢轨产生位移,道床阻力开始阻止钢轨的伸缩。但道床纵向阻力的产生是体现在道床对轨枕的相对位移阻力, 随着轨枕位移根数的增加,道床阻力也相应增大。为了计算方便,将单根轨枕的 阻力换算成钢轨单位长度的阻力r,并取常量,所以道床纵向阻力是以阻力梯度 的形式分布,在钢轨的各个截面,温度力是不相等的。

(二)温度力图

无缝线路锁定后 轨温单向变化时 温度力沿钢轨纵向分布的规律称为基本 温度力图 图 7-4 是钢轨锁定后 轨温下降后的基本温度力图。



图 7-4 长轨条中的基本温度力图

当轨温等于锁定轨温时,在长轨条中没有温度力,即 P₁=0,如图 7-4 中的 A—A'线。

当轨温下降 $\Delta t = T - T_{st} = \Delta t_{j}$ 时 $P_{t} = R_{j}$ 轨端无位移 ,温度力在整个长轨条 中仍均匀分布 ,如图 7-4 中的 B—B'线。

当轨温进一步下降 , $\Delta t > \Delta t_j$ 时 , $P_t > R_j$,道床阻力开始发挥作用 ,轨端出现 收缩位移 ,在 x 长度范围内放散部分温度力 , $P_t = R_j + rx$,温度力线为 B—C— C'—B'。

当轨温降至最低轨温 T_{min} 时,钢轨中产生最大温度拉力,此时 x 达到最大值 L_{timax} ,即为无缝线路伸缩区长度。温度力线为 B—C—D—D'—C'—B'。此时的 固定区内的钢轨温度拉力达最大,即 $P_{min} = 2.48 \Delta t_{min}$ F。伸缩区长度为

$$L_{\pm max} = \frac{P_{\min} - R_j}{r}, \qquad (7-7)$$

(三) 轨温反向变化时的温度力图

前述为轨温从 T_{sf}→T_{min}单向变化时 ,长轨条中温度力的变化情况。当轨温 - 248 --- 达到最低后,气温开始回升,轨温也就开始升高,所以轨温是随气温循环往复变 化的。这时长轨条中的温度力变化与前述的轨温单向变化有所差别,而且与锁 定轨温的取值也有关系。

在图 7-5 所示的温度力图 ,是锁定轨温 T_{sf} 大于中间轨温 T_{z} 条件下的温度力 图 ,轨温变化的方向是 $T_{sf} \rightarrow T_{min} \rightarrow T_{sf} \rightarrow T_{max}$ 。



图 7-5 轨温反向变化时的温度力图

轨温最低时的温度力线为 B—C—D—D'。

轨温上升幅度小于 Δt_j 时,整条温度力线平移,钢轨接头所受的拉力也同时减小。当轨温上升幅度等于 Δt_i 时,钢轨接头阻力为零,温度力线为 A—E—E'。

轨温上升幅度大于 Δt_j,钢轨接头的受力开始反向,即受压。温度力线继续 平移。当轨温变化幅度达 2Δt_j时,钢轨接头达到受压的接头阻力 R_j,固定区的 温度力仍为温度拉力,道床阻力仍未反向。温度力线为 F—G—G'。

轨温上升幅度大于 2Δt_j,钢轨接头阻力被完全克服,钢轨开始伸长,道床阻 力开始局部反向,如 F—N 段所示。

轨温上升至最高轨温 T_{max}时,由于 Δt_{max} < Δt_{min},所以 P_{tmax} < P_{tmin},固定区只 能达到 H—H'线,而达不到 T 点, N—H 段的道床阻力仍不能反向,于是 F—N 线 和 N—H 线相交,形成温度力峰值 P_{ii},如图 7-5 所示,其值大小为

$$P_{\mu} = \frac{1}{2} (P_{\text{tmax}} + P_{\text{tmin}})_{\circ}$$
(7-8)

式(7-8)说明,温度压力峰值的大小与锁定轨温无关。温度力峰值位置为 — 249—

$$L_{\mu \mu} = \frac{1}{r} \left[\frac{1}{2} (P_{\text{tmax}} + P_{\text{tmin}}) - R_{j} \right]_{\circ}$$
(7-9)

温度力峰值的出现与锁定轨温和中间轨温有关。

当 $T_{sf} > T_{z}$, 执温变化为 $T_{sf} \rightarrow T_{min} \rightarrow T_{sf} \rightarrow T_{max}$ 时,则就会在伸缩区出现温度压力峰值(如前述)。

当 $T_{sf} < T_{z}$ 轨温变化为 $T_{sf} \rightarrow T_{max} \rightarrow T_{sf} \rightarrow T_{min}$ 时 则就会在伸缩区出现温度拉力峰值。

当 $T_{sf} = T_{z}$, 轨温变化为 $T_{sf} \rightarrow T_{min} \rightarrow T_{sf} \rightarrow T_{max}$ 时,或 $T_{sf} \rightarrow T_{max} \rightarrow T_{sf} \rightarrow T_{min}$,则都 不会在伸缩区出现温度压力峰值。在轨温上升过程中,在伸缩区会出现温度力 峰值,但小于 $\frac{P_{tmax} + P_{tmin}}{2}$ 。

温度压力峰值是引起无缝线路失稳的重要隐患 特别是在春夏之交 发生的 概率最大 所以在线路养护维修作业时 应特别注意伸缩区无缝线路的稳定性。

五、缓冲区轨缝的计算

在长轨条的两端,存在一些缓冲区,缓冲区一般由2~4根25m长的普通钢 轨组成,如图7-6所示,所以在缓冲区就存在有钢轨接头。从温度力图可知,当 钢轨温度力大于接头阻力时,伸缩区的钢轨产生纵向位移,所以就要对长轨条与 普通轨、普通轨与普通轨之间的轨缝进行检算。

如图 7-6 所示,长轨条与普通轨之间的 钢轨接头预留轨缝为大小为 Δ_1 ,其大小由 长轨条一端钢轨的伸缩量和普通轨一端的 伸缩量之和控制,普通轨之间的钢轨接头预 留轨缝为 Δ_2 ,其大小由一根普通轨的伸缩量控制。

从图 7-7 的长轨条温度力图可知,图中阴影部分是温度力克服接头和道床 阻力后 释放掉的温度力,所以长轨条的伸长量就是由于这部分被释放温度力引 起的。阴影部分的面积为△ABC。根据材料力学理论,可知长轨条一端的伸长 量为

$$\lambda'_{1} = \frac{\triangle ABC}{EF} = \frac{rL_{\pm max}^{2}}{2EF} = \frac{(P_{tmin} - R_{j})^{2}}{2EFr}, \qquad (7-10)$$

式中 E 为钢的弹性模量 F 为钢轨的截面积。

从图 7-8 的普通轨温度力图可知,普通轨一端的伸长量为图中阴影部分的 面积△BHGC 除以 EF,即



图 7-7 长轨条伸缩量计算图

图 7-8 普通轨条伸缩量计算图

设冬天长钢轨的收缩量为 λ'_1 ,普通轨的收缩量为 λ'_2 ,则长钢轨和普通轨之 间钢轨接头的轨缝扩大量为 $\Delta'_1 = \lambda'_1 + \lambda'_2$,普通轨之间钢轨接头的轨缝扩大量为 $\Delta'_2 = 2\lambda'_2$ 。设夏天长钢轨的伸长量为 λ''_1 ,普通轨的伸长量为 λ''_2 ,则长钢轨和普 通轨之间钢轨接头的轨缝缩小量为 $\Delta''_1 = \lambda''_1 + \lambda''_2$,普通轨之间钢轨接头的轨缝缩 小量为 $\Delta''_2 = 2\lambda''_2$ 。设预留轨缝宽度为 Δ_1 和 Δ_2 ,构造轨缝为 δ_g ,为保证冬天轨缝 不大于构造轨缝,夏天轨缝不顶死,则要求

长钢轨与普通钢轨之间接头的预留轨缝宽度须满足条件:

$$\Delta_1'' < \Delta_1 \leqslant \delta_{\sigma} - \Delta_1' ; \qquad (7-12)$$

两普通钢轨之间接头的预留轨缝宽度须满足条件:

$$\Delta_{2}^{"} \leq \Delta_{2} \leq \delta_{a} - \Delta_{2}^{'} \circ \tag{7-13}$$

第四节 无缝线路稳定性

一、概述

无缝线路作为一种新型的轨道结构,其最大特点是在夏季高温季节在钢轨 中存在有巨大的温度压力。而这一温度压力是引起无缝线路胀轨跑道的主要原 因。研究分析无缝线路的稳定性具有重要的理论与实践意义。

无缝线路稳定性分析的目的是研究温度压力、轨道原始不平顺、道床横向阻 力以及轨道框架刚度之间的关系。从大量的室内模型试验、现场实际轨道稳定 性试验以及对现场事故的观察分析表明,无缝线路的胀轨跑道可分为三个阶段, 即持稳阶段、胀轨阶段和跑道阶段,如图 7-9 所示。图中纵坐标为钢轨压力 P,, 横坐标为轨道横向弯曲变形矢度 f₀ + f, f₀ 为钢轨的原始弯曲矢度。胀轨跑道总 是从轨道的薄弱地段(即有原始弯曲不平顺)开始。在持稳阶段,即图中的 AB 段 随着轨温的升高,温度压力随之增加,但轨道不增大横向弯曲变形,B 点的温

— 251 —

度力 P_{KA}称为第一临界温度力。胀轨阶段,即图中的 BK 段,随着轨温的进一步 升高,温度压力也进一步增加,轨道出现微小的横向弯曲变形,目视不甚明显。 跑道阶段,当温度压力达到临界值 P_K时,这时轨温稍有升高或轨道稍受外部干 扰时,轨道就会突然发生横向臌曲,使积蓄于轨道中的能量突然释放,道碴抛出, 轨枕裂损,钢轨发生较大变形,此为跑道阶段,即图中 K 点以后段,此时轨道稳 定性完全丧失,其变形矢度可达 30~50cm。跑道导致轨道严重破坏,甚至颠覆 列车,造成严重后果。跑道后的线路状态如图 7-10 所示。



图 7-9 无缝线路胀轨跑道过程图

图 7-10 无缝线路的胀轨跑道

我国 1977 年提出的" 统一无缝线路稳定性计算公式 "中,假定钢轨的初始 变形波长和轨道臌曲变形后的波长相等。考虑到 P_{κ} 力是临界温度力,显然不能 作为无缝线路温度力的控制值,否则将严重威胁行车安全。如用 P_{κ} 作为温度 力控制值,则能充分保证无缝线路的稳定性,但是无缝线路的允许温升就很小。 实际的做法是把温度压力控制在 C 点的 P_n 相应的轨道变形矢度为 2mm。其目 的是既能保证线路不产生过大的变形积累,又不至于过分限制温度压力,从而可 使我国大部分地区可铺设无缝线路。然后再将 P_n 值除以安全系数 K(一般取 1. 25)后得出的[P],即作为保证无缝线路稳定性的允许温度压力。

中国铁道科学研究院卢耀荣研究员经过对无缝线路 20 多年的研究,提出了 钢轨的初始变形波长和轨道臌曲变形后的波长不相等的无缝线路稳定性计算公 式,并对无缝线路胀轨跑道事故进行分析研究。认为[P]值的确定应以限制轨 道积累变形为基本条件,取变形矢度 f=0.2mm 时的温度力作为允许温度力 [P],但不除以安全系数。

本章主要介绍不等波长的无缝线路稳定性计算公式。

二、影响无缝线路稳定性的因素

对无缝线路大量调查后表明,大部分胀轨跑道并非是温度力过大所致,而是 对无缝线路起稳定作用的因素认识不足,在维修养护中破坏了这些稳定因素而 导致无缝线路的胀轨跑道。因此,我们必须要研究使得无缝线路稳定的因素和 不稳定的因素,并注意发展有利因素,克服不利因素,从而提高无缝线路的稳定 性,发挥无缝线路的优越性。

(一)无缝线路稳定因素

无缝线路稳定的因素有

(1) 道床横向阻力;

(2) 轨道框架刚度。

道床抵抗轨道框架横向位移的阻力称为道床横向阻力。它是保证无缝线路 稳定性的主要因素之一。苏联的研究资料表明 稳定轨道框架的力 65% 是由道 床提供的 钢轨为 25% 扣件为 10%。

道床横向阻力是由道床肩部的推力、轨枕两侧和底部与道碴颗粒之间的摩 擦力所组成。在多种线路状态下,实测的混凝土轨枕横向阻力如图 7-11 所示。 根据试验结果的数据拟合,可得道床横向阻力的回归曲线方程式为

$$Q = Q_0 - By^Z + Cy^{\frac{1}{N}}$$
 (N/cm), (7-14)

式中 Q。B C Z N 为拟合参数 如表 7-6 所示。



图 7-11 混凝土轨枕道床横向阻力与位移关系曲线 实线为实测值 虚线为计算值

a—作业回填后捣固密实;b—破底清筛后道床较松散;c—逆向拨道后道床松散

在车辆荷载作用下,在两转向架之间的轨道框架浮起,此时道床阻力下降, 如表 7-6 所示。

影响道床横向阻力的因素较多,主要有道床的饱满程度,道床肩宽,道床肩 部堆高,道碴材质,维修作业方法等。

道床饱满程度关系到道碴与轨枕接触面积的大小,对道床的横向阻力有很大的影响。试验研究表明,对于木枕线路,枕底阻力占22%,枕侧占35%~53%, 枕端占30%~32%;对于混凝土轨枕线路(匈牙利和英国资料),枕底阻力占 30%~50% 枕侧占22%~50% 枕端占10%~28%;

表	7	-6	
~ ~			

道床横向阻力系数

线路状态	Q ₀	В	Z	С	Ν
作业后道床回填 捣固密实	22	38	1.5	110	3.0
	20	28	1.5	80	2.5
逆向拨道后道床松散	18	3	1.7	45	2.5
	23	63	1.2	106	2.5

适当的道床肩宽可提供一定的横向力,但并不是肩宽越宽,能提供的阻力越大。轨枕端部的横向阻力是轨枕横移挤动碴肩道碴棱体时的阻力。如图 7-12 所示 轨枕挤动道床肩部,最终的破裂面是 BC,且与轨枕端面的夹角为45°+ $\frac{\phi}{2}$, 滑动体的宽度可用下式计算:

$$b = Htan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$
,

式中 H 为轨枕埋入道床的深度 ; h 为道碴内摩擦角 ; 一般取 35°~50°。



图 7-12 轨枕端部道床破裂面示意图

对于混凝土轨枕 $H = 228 \text{ mm} \phi = 38^{\circ}$ 则可得 b = 470 mm。道床肩部宽度在 550 mm 以上对增加道床横向阻力作用不大。

-254 -

在道床肩部堆高道碴,加大了道碴滑动体的重量,增加了道床横向阻力,道 床肩部的堆高形式如图7-13所示。(a),(b)和(c)图的堆高形式可增加道床 横向阻力分别为29%34%和40%。



图 7-13 道床肩部堆高示意图(单位 mm)

不同的道碴材质具有不同的黏聚力和内摩擦角,因而道碴的摩阻力也不相同。如砂砾石道碴的阻力要比碎石道碴的阻力低30%~40%。道碴粒径对横 向阻力也有影响,在一定粒径范围内,道碴粒径大,则横向阻力也大。

线路维修作业中,凡扰动道床,如起道捣固、清筛等改变道碴间或与轨枕间 的接触状态,都会导致道床阻力下降。表 7-7 是道床作业前后的阻力对比。

=	77	
বহ	1-1	

维修作业对道床横向阻力的影响

作业项目	作业前	扒碴	捣固	回填	夯拍	逆向拨道 10mm
道床横向阻力/(N/根)	8480	7 5 2 0	5440	6 000	6400	2480
作业后降低百分数/%		11	36	29	25	71

轨道框架刚度是抵抗轨道横向臌曲的另一重要因素。轨道框架刚度为在水 平面内,两股钢轨的横向刚度加上钢轨与轨枕节点间的阻矩之和。

两股钢轨的横向刚度即为2EJ_(J_为一根钢轨对竖直轴的惯性矩)。

扣件阻矩与轨枕类型、扣件类型、扣压力及钢轨相对于轨枕的转角 β 有关。 阻矩 M 可表示为

$$M = H \cdot \beta^{\frac{1}{\mu}} \quad (N \cdot cm/cm) , \qquad (7-15)$$

式中 Η μ 为阻矩系数。

对于弹条 [型扣件 螺母扭矩为 100N·m 则 H=2.2×10⁴ μ =2。

(二)丧失稳定因素

丧失无缝线路稳定的因素有

(1) 钢轨中的温度压力;

(2) 轨道的初始横向弯曲。

由于温升引起钢轨中的轴向温度压力是无缝线路稳定问题的根本原因,而

— 255 —

轨道初始横向弯曲则是影响无缝线路稳定的直接原因。胀轨跑道多发生在轨道 的初始弯曲处。因此 ,控制轨道的初始弯曲矢度对提高无缝线路的稳定性有重 要作用。

初始弯曲一般可分为弹性初始弯曲和塑性初始弯曲。现场调查表明,大量 塑性初始弯曲矢度为3~4mm,测量的波长为4~7m,塑性初始弯曲矢度占总初 始弯曲矢度的58.33%。

三、不等波长的无缝线路稳定性计算公式

20 世纪 80 年代,铁道科学研究员卢耀荣研究员提出了轨道变形弦长与初 始弯曲弦长不等的计算模型,推导了相应的稳定性计算公式,称之为卢耀荣公 式,以下介绍不等波长下的无缝线路稳定性计算公式。

不等波长公式的基本假设为轨道框架是处在弹性均匀介质中的无限长梁, 梁具有初始弯曲,在温度压力作用下,变形曲线与初始弯曲波形相似,但波长不 相等,如图7-14所示。



图 7-14 轨道初始弯曲及变形波长曲线

初始弯曲的线形函数为正弦曲线 即

$$y_0 = f_0 \cdot \sin^2 \frac{\pi x}{l_0}$$
 (7-16)

该函数满足如下边界条件 :当 x = 0 或 $x = l_0$ 时 $y_0 = 0$ y' = 0。

当初始弯曲位于曲线半径等于 R 的曲线轨道上时,初始弯曲中包括圆曲线 在内的线性函数为

$$y_s = y_0 + y_R = f_0 \cdot \sin^2 \frac{\pi x}{l_0} + \frac{x(l_0 - x)}{2R}$$
, (7-17)

式中 f_0 为轨道初始弯曲矢度 ; l_0 为轨道初始弯曲波长(或称弦长) ; y_0 , y_R 为与 — 256 — 坐标原点 O 距离为 x 处的纵坐标, 如图 7-14 所示。

在温度力的作用下,轨道将在初始弯曲处变形。变形后的曲线仍保持连续, 变形曲线的线性与初始弯曲的线性相似,但弦长不等,即

$$y = f \cdot \sin^2 \frac{\pi x}{l} , \qquad (7-18)$$

式中 f 为变形曲线矢度 ; 为变形曲线的弦长。

变形后的曲线仍保持连续,用函数 y_k 表示,即

$$y_{K} = y + y_{s} \circ \tag{7-19}$$

相对图 7-14 的坐标系,初始弯曲 y。的表达式应改为

$$y_{0} = f_{0} \cdot \sin^{2} \frac{\pi}{l_{0}} \left[\frac{l_{0} - 1}{2} + x \right] = f_{0} \cdot \sin^{2} \pi \left[\frac{1}{2} - \frac{2x - 1}{2l_{0}} \right]$$
$$= f_{0} \left[\sin \frac{\pi}{2} \cos \left(\frac{2x - 1}{2l_{0}} \right) \pi + \cos \frac{\pi}{2} \sin \left(\frac{2x - 1}{2l_{0}} \right) \pi \right]^{2}$$
$$= f_{0} \cos^{2} \frac{\pi (2x - 1)}{2l_{0}} \circ$$

同理 圆曲线的函数表达式可写成

$$y_{R} = \frac{l_{0}^{2} - (2x - 1)^{2}}{8R}$$

则有

$$y_{K} = y + y_{0} + y_{R} = f \sin^{2} \frac{\pi x}{l} + f_{0} \cos^{2} \frac{\pi (2x - 1)}{2l_{0}} + \frac{l_{0}^{2} - (2x - 1)^{2}}{8R} \quad (0 \le x \le 1)_{\circ}$$

(7-20)

根据以上基本假设,运用势能驻值原理,推求的稳定性计算公式表达时,钢 轨受的总势能为

$$A = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$$
,

式中 A₁ 为钢轨压缩变形能 ;A₂ 为轨道弹性弯曲势 ;A₃ 为道床变形能 ;A₄ 为扣件 变形能。

(一)轨道压缩变形能 A

式中 S_s 为轨道初始状态的弧长 ; S_k 为轨道弯曲变形后的弧长 ; Δl 为轨道初始 状态与弯曲变形后的弧长差。

$$\begin{aligned} A_{l} &= P \cdot \int_{-0}^{1} \left[\left(\sqrt{1 + y'_{K}^{2}} - 1 \right) - \left(\sqrt{1 + y'_{s}^{2}} - 1 \right) \right] dx \\ &= P \cdot \int_{-0}^{1} \left[\left(1 + \frac{1}{2} y'_{K}^{2} \right) - \left(1 + \frac{1}{2} y'_{s}^{2} \right) \right] dx \\ &= P \cdot \left\{ \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{f\pi}{1} \right)^{2} \int_{-0}^{1} \sin^{2} \frac{2\pi x}{1} dx \\ &+ \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi^{2} ff_{0}}{ll_{0}} \int_{-0}^{1} \left[- 2\sin \frac{2\pi x}{1} \cdot \sin \frac{\pi (2x - 1)}{l_{0}} \right] dx \\ &+ \frac{1}{2} \cdot \frac{f \cdot \pi}{lR} \int_{-0}^{1} \left[- (2x - 1)\sin \frac{2\pi x}{1} \right] dx \right], \end{aligned}$$

$$i\mathfrak{P}\eta_{1} = \frac{1}{1} \int_{0}^{1} \left[-2\sin\frac{2\pi x}{1}\sin\frac{\pi(2x-1)}{l_{0}} \right] dx = \begin{cases} \frac{2l_{0}^{2}}{\pi(l_{0}^{2}-l^{2})}\sin\frac{1}{l_{0}}\pi, & l \neq l_{0}, \\ 1.0, & l = l_{0}, \end{cases}$$

则

$$A_{1} = P \left[\frac{(f_{\pi})^{2}}{41} + \frac{\pi^{2} ff_{0}}{2l_{0}} \eta_{1} + \frac{fl}{2R} \right]$$
 (7-21)

(二)轨道弹性弯曲势能 A₂

轨道的初始弯曲 y_0 不仅包含塑性初始弯曲 y_{0p} (矢度为 f_{0p}),而且还包含弹性初始弯曲 y_{0s} (矢度为 f_{0s}),因此在其初始状态沿着轴向具有常量分布弯矩 M_{0s} 则在温度力 P 作用下,轨道在平面内弯曲。在局限于微小弯曲变形范围,略去剪切变形,其弹性弯曲势能为

$$A_{2} = - \int_{0}^{1} \left[\frac{M(x)^{2}}{2EI} + \frac{M_{0s}(x)M(x)}{EI} \right] dx ,$$

式中 , $EI = 2EJ_v$,为两股钢轨在平面内的挠曲刚度。

由于 M(x) = EIy'', $M_{0s}(x) = EIy''_{0s}$, 故

$$A_{2} = - EI\left[\int_{0}^{1} \frac{1}{2}(y_{K}'' - y_{s}'')^{2} dx + \int_{0}^{1} (y_{K}'' - y_{s}'')(y_{0s}'') dx\right],$$

式中 $EI = 2EJ_v$,为两股钢轨在平面内的抗弯刚度。

— 258 —

$$\begin{aligned} A_{2} &= - EI\left[\int_{-0}^{1} \frac{1}{2}y''^{2}dx + \int_{-0}^{1}y'' \cdot y_{0s}''dx\right], \\ A_{2} &= - EI\left\{\int_{-0}^{1} \frac{1}{2}\left[2\left(\frac{\pi}{1}\right)^{2}f\cos\frac{2\pi x}{1}\right]^{2}dx \\ &+ \int_{-0}^{1}\left[-2f_{0s}\left(\frac{\pi}{l_{0}}\right)^{2}\cos\frac{\pi(2x-1)}{l_{0}}\right]\cdot\left[2f\left(\frac{\pi}{1}\right)^{2}\cos\frac{2\pi x}{1}\right]dx\right\}, \end{aligned}$$

设

$$\varphi_{1} = \frac{1}{1} \int_{0}^{1} \left[-2\cos\frac{2\pi x}{1} \cdot \cos\frac{\pi(2x-1)}{l_{0}} \right] dx = \begin{cases} \frac{2ll_{0}}{\pi(l_{0}^{2}-l^{2})} \sin\frac{1}{l_{0}}\pi, & l \neq l_{0}, \\ 1.0, & l = l_{0}, \end{cases}$$

则 $A_2 = - EI\left[-\frac{\pi^4 f^2}{l^3} + \frac{2\pi^4 ff_{0s}}{l_0^2 l}\varphi_1\right]$ (7-22)

(三) 道床变形能 A

沿着轨道的轴向分布单位长度上的道床横向阻力为 Q ,根据实测资料进行 回归分析 ,求得道床横向阻力为轨枕横移量 y 的幂函数 ,如式(7-14)所示。则道 床的变形能 A,可按下式计算:

$$\begin{split} A_{3} &= -\int_{0}^{1}\int_{0}^{y} Qdydx = -\int_{0}^{1}\int_{0}^{y} (Q_{0} - By^{Z} + Cy^{\frac{1}{N}})dydx , \\ A_{3} &= -\int_{0}^{1} \left[Q_{0}fsin^{2}\frac{\pi x}{1} - \frac{B}{1+Z}(fsin^{2}\frac{\pi x}{1})^{1+Z} + C\frac{N}{1+N}(fsin^{2}\frac{\pi x}{1})^{\frac{1+N}{N}} \right]dx , \\ A_{3} &= -\int_{0}^{1} \left[Q_{0}fsin^{2}\frac{\pi x}{1} - \frac{B}{1+Z}(fsin^{2}\frac{\pi x}{1})^{1+Z} + C\frac{N}{1+N}(fsin^{2}\frac{\pi x}{1})^{\frac{1+N}{N}} \right]dx , \\ A_{3} &= -\int_{0}^{1} \left[Q_{0}fsin^{2}\frac{\pi x}{1} - \frac{B}{1+Z}(fsin^{2}\frac{\pi x}{1})^{1+Z} + C\frac{N}{1+N}(fsin^{2}\frac{\pi x}{1})^{\frac{1+N}{N}} \right]dx , \end{split}$$

由于变形波长的对称性 ,故

$$G = \frac{2}{l} \int_{-\infty}^{\frac{1}{2}} \left(\sin\frac{\pi x}{l}\right)^{2(1+Z)} dx , \quad K = \frac{2}{l} \int_{-\infty}^{\frac{1}{2}} \left(\sin\frac{\pi x}{l}\right)^{2\left(\frac{1+N}{N}\right)} dx ,$$

若 Z 和 N 已知 ,则可用 β 函数和 γ 函数计算 G K 的积分(查数学手册)。 从而 $A_{3} = -\left(\frac{Q_{0}lf}{2} - \frac{B}{1+Z}G \cdot f^{l+Z}l + CK\frac{N}{1+N}f^{\frac{l+N}{N}}l\right).$ (7-23)

(四) 扣件变形能 A

— 259 —

根据实测扣件阻矩资料进行回归分析,求得阻矩 M 为角位移 β 的幂函数, 如式(7-14)所示。在温度力 P 的作用下,轨道弯曲,钢轨相对于轨枕转动,产生 扣件形变能 A,按下式计算:

$$\mathbf{A}_{4} = - \int_{0}^{1} \int_{0}^{\beta} \mathbf{M} d\boldsymbol{\beta} d\mathbf{x} ,$$

把β=y'代入式(7-14)和上式,得

设

$$\begin{split} A_{4} &= -\int_{-0}^{1}\int_{-0}^{\beta}Hy'^{\frac{1}{\mu}}dy'dx = -H\frac{1+\mu}{\mu}\int_{-0}^{1}\left(\frac{2\pi}{l}f\cos\frac{\pi x}{l}\sin\frac{\pi x}{l}\right)^{\frac{1+\mu}{\mu}}dx ,\\ \psi &= \frac{1}{1}\int_{-0}^{1}\left(2\pi\cos\frac{\pi x}{l}\sin\frac{\pi x}{l}\right)^{\frac{1+\mu}{\mu}}dx = \frac{1}{1}\int_{-0}^{1}\left(\pi\sin\frac{2\pi x}{l}\right)^{\frac{1+\mu}{\mu}}dx \\ &= \frac{2}{1}\int_{-0}^{\frac{1}{2}}\left(\pi\sin\frac{2\pi x}{l}\right)^{\frac{1+\mu}{\mu}}dx ,\end{split}$$

若 μ 为已知 则可用 β 函数和 Γ 函数计算 ψ 的积分 从而

$$A_{4} = -H \frac{\mu}{1+\mu} \psi f^{\frac{1+\mu}{\mu}} \left(\frac{1}{1}\right)^{\frac{1}{\mu}} \circ$$
 (7-24)

根据势能逗留值原理,对内力和外力平衡来说,弹性势能的一阶段变分等于 零是充分必要条件。轨道在平面弯曲过程中,随着轨温的变化,弯曲矢度f随之 改变,对于任意变形矢度f_i,理论上存在无数多个l_{in},而实际存在的只能是与之 对应的某一最不利的变形波长l_i,则在计算时可假定总势能AQ与参数f有关。 由于此处的变数仅是一个参变数,因此变分和微分是一致的,在形式上仍可写成

$$\frac{dA}{df} = \frac{P\pi^2}{2l} \left(f + \frac{f_0^1}{l_0} \eta_1 + \frac{l^2}{R\pi^2} \right) - \frac{2EI\pi^4}{l} \left(\frac{f}{l^2} + \frac{f_{0s}}{l_0^2} \varphi_1 \right) - \left(\frac{Q_0^1}{2} - BGf^2 l + CKf^{\frac{1}{N}} l \right) - H\left(\frac{f}{l} \right)^{\frac{1}{\mu}} \psi = 0 ,$$

令初始弯曲矢长比为 $\frac{f_0}{l_0} = i_0$,弹性初始弯曲 f_{0s} 占总初始弯曲矢度 f_0 的比例为 $d = \frac{f_{0s}}{f_0} \cdot \frac{f_{0s}}{l_0} = \frac{f_{0s}}{l_0} \cdot \frac{f_0}{l_0} = i_0 d$,则 $P \cdot \left(f + i_0 l\eta_1 + \frac{l^2}{R\pi^2}\right) - 4EI\pi^4 \left(\frac{f}{l^2} + \frac{i_0 d}{l_0}\varphi_1\right) - \frac{l^2}{\pi^2} (Q_0 - 2BGf^Z + 2CKf^{\frac{1}{N}})$ - 260 -

$$-\frac{2H}{\pi^2}f^{\frac{1}{\mu}}l^{\frac{\mu-1}{\mu}}\psi=0$$

这样 即可求得保证轨道稳定性的最小临界温度压力。

$$\begin{aligned} & \diamondsuit \quad \tau_{i} = 4 E I \pi^{4} \left(\frac{f}{l^{2}} + \frac{i_{0} d}{l_{0}} \varphi_{1} \right) , \quad \tau_{q} = \frac{l^{2}}{\pi^{2}} (Q_{0} - 2 B G f^{Z} + 2 C K f^{\frac{1}{N}}) , \\ & \tau_{m} = \frac{2 H}{\pi^{2}} f^{\frac{1}{\mu}} l^{\frac{\mu - 1}{\mu}} \psi , \quad \tau_{0} = f + i_{0} l \eta_{1} + \frac{l^{2}}{R \pi^{2}} , \end{aligned}$$

则当 1≠1。时,无缝线路处于平衡状态的温度力 P 可用下式计算:

$$\mathbf{P} = \frac{\tau_i + \tau_q + \tau_m}{\tau_0} \, \mathbf{o} \tag{7-25}$$

当用 f = 0.02cm 时,代入式(7-25),计算所得的温度力 P 即为保持无缝线路稳定 的允许温度力[P]。

(五)无缝线路安全储备分析

无缝线路稳定性计算,显然不能把临界温升作为允许温升使用,而应顾及下 列因素的影响。

(1) 初始弯曲分布的随机性, 道床密实度、扣件拧紧程度的不均匀性;

(2) 轨温测量不精确;

(3) 计算结果误差;

(4) 高温条件下,无缝线路可能产生横向累积变形。

因而稳定性允许温升的计算,应当考虑一定的安全储备量,并以基本安全系 数定量评价无缝线路稳定性安全储备量。

$$K_{A} = \frac{\Delta t_{k}}{\Delta t_{u}}, \qquad (7-26)$$

式中 K_A为无缝线路稳定性基本安全系数 ;Δt_k为无缝线路丧失稳定时的临界温 升 ,其大小表征线路为保持稳定性能承受的最大轨温变化幅度 ;Δt_a为无缝线路 稳定性允许弯曲变形温升。

允许弯曲变形温升的取值,既有办法是取轨道变形量 f=0.2cm 对应的温 升,并认为轨枕位移量在0.2cm 以内,道床处于弹性变形范围。但根据实测资 料,在荷载作用下,轨枕微量位移,卸载后,道床也会产生残余变形,因此取对应 于 f=0.2cm 的温升作为允许弯曲变形温升。高温季节,轨道会产生积累变形而 降低稳定性。

允许弯曲变形温升取值应把防止无缝线路产生弹动现象作为先决条件,并 限制轨道产生积累变形。据测得的日温差频数及轨温昼夜变化对无缝线路的横

— 261 —

向变形积累变形,经计算,取f=0.02~0.05cm所对应的温升 Δ t作为无缝线路稳定性允许弯曲变形温升 Δ t_u,f取值与轨道结构类型及道床密实度有关,通常取f=0.02cm。这样,只要初始弯曲不超设计允许值,锁定轨温至最高轨温的温升也不超过允许值,则在高温季节,一昼夜内,无缝线路的最大弯曲变形量不超过0.02cm 经过一个季节运行后,积累变形量不会超过0.2cm,并保证在温度力和列车荷载作用下,不产生弹动现象而失稳。

根据两种轨型、混凝土轨枕(1840 根/km),在列车荷载作用下,车辆两转向 架之间的轨排受负弯矩而浮起的实测道床阻力,计算求得不同半径曲线的临界 温升 Δt_x 、允许弯曲变形温升 Δt_x ,从而求得基本安全系数 K_x,如表 7-8 所示。

由于无缝线路纵向力分布不均匀及运行过程中锁定轨温的变化两个附加因 素 还应考虑附加安全系数 K 。

稳定性计算时,不论直线或曲线均考虑在轨道弯曲变形范围内纵向力分布 不均匀的峰值相当于10 的温度力。但由于纵向力不均匀分布有较大的随机 性,把其换算为均匀分布纵向力 ΔP 则相当于8 的温度力。

钢枯米刑	临界温升 Δt_k ,允许弯曲变形	直线及	曲线半径 R/m					
	温升 Δt_u ,基本安全系数 K_A	R≥2000m曲线	1 000	800	600	500	400	
	$\Delta t_k^{}$ /	95	82	82	75	69	64	
	$\Delta t_u^{}$ /	66	56	55	50	46	43	
601rg/m	$[\Delta t_u]/$	50	48	47	42	38	35	
ookg/ III	K _A	1.44	1.46	1.49	1.50	1.50	1.49	
	K _c	1.32	1.17	1.17	1.19	1.21	1.23	
	K ₀	1.90	1.71	1.74	1.79	1.82	1.83	
	$\Delta t_k^{}$ /	95	84	84	77	73	66	
	$\Delta t_u^{}$ /	66	56	55	52	49	45	
701ra/m	$[\Delta t_u]/$	50	48	47	44	41	37	
70kg/m	K _A	1.44	1.50	1.53	1.48	1.49	1.47	
	K _c	1.32	1.17	1.17	1.18	1.19	1.21	
	K ₀	1.90	1.76	1.79	1.75	1.77	1.78	

无缝线路的基本安全系数

表 7-8

— 2 在确定稳定性允许温升时,还要考虑无缝线路经过长期运行后锁定轨温的

变化,根据试验及统计分析,锁定轨温变化在 8 以内时,由设计予以修正。对 锁定轨温变化的修正,直线与曲线区段采取不同的处理办法。在直线和半径大 于 2000m 的曲线上,为保证有充裕的养护维修作业时间,考虑高温季节也可安 排必要的养护维修作业,因此在允许温升中,修正锁定轨温 8 。在半径小于 2000m的曲线上,锁定轨温差异在作业安排中加以修正,而允许铺设温升不作修 正。

考虑以上因素后,计算得附加安全系数如表 7-8。无缝线路稳定性的实际 安全系数为基本安全系数和附加安全系数之积:

$$\mathbf{K}_{0} = \mathbf{K}_{A} \cdot \mathbf{K}_{c} , \qquad (7-27)$$

最后得无缝线路稳定性的安全系数如表 7-8 所示。实际安全系数 K_o 表征无缝 线路的实际安全储备。

(六)无缝线路稳定允许温度力和允许温升算例

设有 60kg/m 钢轨无缝线路 ,R = 2 × 10⁵ cm ,F = 77.45 cm² ,J_z = 524 cm⁴ , E = 2.1×10⁷ N/cm² ,J₀ = 720 cm ,j₀ = 1% ,d = 58.33% α = 1.18×10⁻⁵/ 。

解 无缝线路设计只需直接计算 f = 0.02cm 所对应的稳定性允许温差 [Δt_{u}]。

$$\mathbf{P} = \frac{\boldsymbol{\tau}_{i} + \boldsymbol{\tau}_{q} + \boldsymbol{\tau}_{m}}{\boldsymbol{\tau}_{0}}$$

$$\tau_{\rm i} = 8.68841 \times 10^{11} \left(\frac{0.02}{1^2} + 8.10138 \times 10^{-7} \varphi_{\rm i} \right) , \quad \tau_{\rm q} = 4.251^2 ,$$

$$\tau_{\rm m} = 1.95339 \times 10^{-3} 1^{\frac{1}{2}} , \quad \tau_{\rm 0} = 2 \times 10^{-2} + 1 \times 10^{-3} 1 \eta_{\rm i} + \frac{1^2}{1.97392 \times 10^6} \eta_{\rm i} + \frac{1}{1.97392 \times 10^6} \eta_{\rm i} + \frac{1}{1.97392} \eta_{\rm i} + \frac{1}{1.97392} \eta_{\rm i} + \frac{1}{1.97392} \eta_{\rm i} + \frac{1}{1.973$$

列表计算不同 1 对应的 P 值 从中求得 P....。

由表 7-9 所列计算结果可以看出 ,1 = 440cm 时 ,算得的 P 值最小 ,故得 $P_{min} = 2.53456 \times 10^{6}$ N(两根钢轨的允许最小温度压力值),可计算得在 P_{min} 条件 下的温升为 $t_{min} = \frac{P_{min}}{2EF\alpha} = 66.03$ 。允许温升的确定,应考虑温度力的纵向分布 不均匀因素,所以减去 8 ,直线及半径大于2000m的曲线还应在设计中考虑运 营过程中锁定轨温的变化,再减去 8 ,所以

$$[\Delta t_{\mu}] = 50$$

表 7-9 60 kg/m 钢轨 $\mathbf{R} = 2 \times 10^5 \text{cm}$ 稳定性计算表

L/cm	$arphi_1$	$\tau_{i} \times 10^{5}$ /(N · cm)	$\tau_{\rm q} \times 10^5$ /(N · cm)	$\tau_{\rm m} \times 10^4$ /(N·cm)	η_1	$ au_0$ / cm	$P \times 10^6 / N$
400	0.50386	4.63263	6.79840	3.90678	0.90684	0.46379	2.54892
430	0.56364	4.90738	7.85325	4.05064	0.94378	0.51949	2.53528
440	0.58349	5.0050	8.2660	4.0975	0.9548	0.53819	2.53456
450	0.60324	5.10000	8.60625	4.14376	0.97395	0.55692	2.53547
500	0.69946	5.61845	10.6225	4.36798	1.00723	0.650266	2.56475

第五节 普通无缝线路设计

普通无缝线路设计,主要指区间内的无缝线路设计,其主要内容为确定中和 温度和结构计算。我国无缝线路的基本结构形式为温度应力式。

一、设计锁定轨温的确定

如第一节所述 轨温分设计锁定轨温、施工锁定轨温和实际锁定轨温。本节 主要讨论确定设计锁定轨温方法。

(一) 根据强度条件确定允许降温幅度

无缝线路钢轨应有足够的强度,以保证在轮载作用下的弯曲应力、温度应力 及其他附加力的共同作用下,钢轨仍能安全工作。所以要求钢轨能承受的各种 应力总和不超过规定的容许值[*σ*],即

$$\sigma_{d} + \sigma_{t} + \sigma_{c} \leq [\sigma_{s}],$$

式中 σ_a 为钢轨承受在轮载作用下的最大弯曲应力(MPa) σ_a 为温度应力(MPa); σ_a 为列车制动应力(MPa) $[\sigma_s]$ 为钢轨容许应力 为 $\sigma_s/K \sigma_s$ 为钢轨钢的屈服强度; K为安全系数。

极限强度为 785MPa 的钢轨 , $\sigma_s = 405$ MPa ;极限强度为 883MPa 的钢轨 , $\sigma_s = 457$ MPa ;一般钢轨 K=1.3 ,再用轨 K=1.35。则可求得允许的钢轨降温幅 度[Δt_a]的计算式为

$$[\Delta t_{d}] = \frac{[\sigma_{s}] - \sigma_{1d} - \sigma_{c}}{E\alpha}, \qquad (7-28)$$

式中 σ_{14} 轨底下缘动弯应力,由轨道强度计算所得。

(二) 根据稳定条件确定允许升温幅度

从理论分析和实践观察都表明,钢轨的升温幅度不由强度控制,而是由稳定 — 264 — 性控制。在计算允许温升时,采用第四节中的无缝线路稳定性计算结果[P],然 后按下式计算钢轨的允许温升[Δt_u]。 对于路基上无缝线路:

$$[\Delta t_{d}] = \frac{[P]}{2E\alpha F}, \qquad (7-29a)$$

对于桥上无缝线路:

$$[\Delta t_{d}] = \frac{[P] - 2P_{1}}{2E\alpha F}, \qquad (7-29b)$$

式中 P,为桥上无缝线路一根钢轨附加伸缩力和挠曲力中的最大值。

(三)设计锁定轨温的确定

设计锁定轨温由式(7-4)确定。

二、无缝线路结构计算

(一) 轨条长度

轨条长度应考虑线路平、纵面条件,道岔、道口、桥梁、隧道所在位置,原则上 按闭塞区间长度设计轨条长度,一般长度为1000~2000m。轨条长度最短一般 为200m,特殊情况下不短于150m。在长轨之间、道岔与长轨之间、绝缘接头处, 需设置缓冲区,缓冲区一般设置2~4根同类型的25m长标准轨。

对于缓冲区、伸缩区,以及区间接头的布置,均有一系列规定,设计时执行 《无缝线路铺设及养护方法》中的有关规定。

(二)伸缩区长度

伸缩区长度按 $L_{\frac{1}{20max}} = (P_{tmin} - R_j)/r$ 和 $L_{\frac{1}{26max}} = (P_{tmax} - R_j)/r$ 计算,两者取 大值。但一般将伸缩区长度取 50~100m,也即取标准轨长度的整倍数。

(三)预留轨缝设计

利用式(7-10)和式(7-11)计算长轨条和普通轨的伸缩量,然后用式(7-12) 和式(7-13)设置轨缝。

(四)防爬器设置

线路爬行是造成轨道病害的主要原因之一。无缝线路地段,如发生线路爬行,其后果比普通线路更为严重,主要是因为线路爬行后,在长轨条中的温度力分布不均匀,改变了锁定轨温,产生了胀轨跑道和钢轨拉断的隐患。

在无缝线路伸缩区上,因钢轨要产生伸缩,必须有足够的接头阻力和道床阻 力与长钢轨中的温度力平衡,如果接头阻力和道床阻力较小,就会造成较长的伸 缩区长度,增加了无缝线路养护的难度。为充分发挥道床阻力的作用,在无缝线

-265 -

路结构设计时 ,要保证扣件阻力大于道床阻力。如扣件阻力不足 ,则需安装防爬 器以增大钢轨与轨枕之间的阻力。即

$$P_{\rm ph} + nP_{\rm H} \ge nR , \qquad (7-30)$$

式中 ,P_防为一对防爬器的阻力(N),见表(7-4);P_n为一根轨枕上的扣件阻力 (N) ;R为一根轨能提供的道床阻力 ,见表 7-5 ;n 为两对防爬器之间的间隔轨枕 数。

缓冲区设置的防爬器与伸缩区相同。目前采用弹条扣件的混凝土轨枕,由 于扣件的阻力较大,一般不设防爬器。

防爬器如第二章第六节所述。

第六节 桥上无缝线路

在桥上铺设无缝线路,可以减轻机车车辆对桥的冲击,改善列车和桥梁的运 行条件,延长设备使用寿命,减少线路养护维修工作量。在提速和高速线路上, 桥上无缝线路的这一优点更加明显。

桥上无缝线路的受力情况和路基上有所不同。桥上无缝线路除受到列车动 荷载、温度力和制动力等作用外,还要受到桥梁的伸缩变形或挠曲变形位移而引 起的附加力作用。因温度变化桥梁伸缩引起的梁轨相互作用力称附加伸缩力; 因桥梁挠曲引起的梁轨相互作用力称为附加挠曲力。此外,桥上无缝线路长钢 轨一旦断裂,不仅影响到行车安全,也将对桥跨结构施加断轨力。所有这些,均 通过桥跨结构而作用于桥梁墩台,因此在设计桥上无缝线路时,为保证安全,必 须考虑在各种附加纵向力的作用下,保证钢轨、桥跨、墩台均能满足各自的强度 条件、稳定条件和以及钢轨断缝条件。

我国自 1963 年开始,先后在一些中小跨度的多种类型的桥梁(简支梁、连续 梁、桁梁有碴无碴桥)上铺设无缝线路,并对桥上无缝线路梁轨相互作用的原理 进行了大量的试验研究。根据梁轨相互位移所产生的相互作用理论,对伸缩力 和挠曲力进行了深入的研究。研究了多种类型桥梁上无缝线路长钢轨中纵向力 的作用规律,以及桥梁墩顶位移(高墩)等多种因素影响,并建立了桥上无缝线 路纵向力、挠曲力的计算原理和计算方法,为我国铁路在桥上铺设无缝线路奠定 了基础。至今已成功地在桥上铺设了无缝线路。除一般中小桥外,在一些特大 桥上也成功地铺设了无缝线路,如南京长江大桥(大跨度桁梁),武汉长江大桥 (大跨度桁梁),九江长江大桥(引桥为无碴轨道)等。

由于桥上无缝线路受力复杂 本节只对桥上无缝线路梁轨相互作用基本概 念作一些介绍。

— 266 —

一、梁轨相互作用原理和基本微分方程

梁轨相互作用原理是分析桥上无缝线路长钢轨中纵向力产生的基础,这一 原理说明了产生纵向力的充分必要条件为:梁轨相对位移和扣件纵向阻力的作 用。由此可知,扣件纵向阻力的大小对梁轨受力有很大影响。从减小纵向力考 虑,减小扣件纵向阻力是有利的,但过小的扣件阻力会使焊接长钢轨在低温断裂 后产生过大的轨缝,影响行车安全。因此,对扣件纵向阻力要有一个合理的取 值。

以钢轨为研究对象 ,任取 dx 一微段 ,其受力的平衡图式如图 7-15 所示。图 中 Q(u)为梁轨间发生相对位移时产生的摩阻力 ,u 是梁轨间的相对位移 ,为钢 轨纵向位移与梁纵向位移之差。



图 7-15 梁轨相互作用原理简图

由力的平衡条件,可得

P + dP = P + Q(u)dx, dP = Q(u)dx, $\frac{dP}{dx} = Q(u)_{\circ}$

在 dx 微段内 其变形量为

$$dy = \frac{P}{EF}dx$$
 ,

于是可得 $\frac{dP}{dx} = EF \frac{d^2y}{dx^2}$,即

$$EF \frac{d^2 y}{dx^2} = Q(u) , \qquad (7-31)$$

式中 E 为钢轨钢的弹性模量 F 为钢轨截面积 Q(u)为线路纵向阻力 y 为钢轨 纵向位移。

梁轨间的相对位移为 $u = y - \delta y$ 为钢轨位移 δ 为梁位移 则可知

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{d^2u}{dx^2} + \frac{d^2\delta}{dx^2} , \quad \frac{d^2u}{dx^2} = \frac{Q(u)}{EF} - \frac{d^2\delta}{dx^2}$$
(7-32)

式(7-32)称为梁轨相对位移微分方程,其中梁的位移 δ为已知函数。计算附加 伸缩力时 δ为梁的伸缩位移,计算附加挠曲力时 δ为列车荷载作用下梁上翼缘 — 267的位移。对高墩桥梁 应考虑墩顶位移的影响。

以往计算桥上无缝线路附加力时,考虑线路纵向阻力Q(u)为常量,但实测 表明,梁轨间摩阻力随着位移的增大而增大,当位移增大到某一值时,梁轨间产 生滑移,摩阻力趋于一极限值。在计算时,为提高计算精度,常将Q(u)定为线 性或非线性变化函数。

二、附加伸缩力的计算

附加伸缩力是当梁温变化时,梁的伸缩对钢轨作用纵向力,所以附加伸缩力 的大小和分布除与梁轨间的纵向阻力、梁的伸缩量有关外,与长钢轨的布置方 式、梁跨支座布置方式等有关。其作用过程是当温度变化梁伸缩并对钢轨施加 纵向力,随着一天内梁温的循环变化,对钢轨的作用力也发生拉压变化。

(一)计算假定

在附加伸缩力计算时假定:梁的伸缩不受钢轨的约束,梁由固定端向活动端 自由伸缩,假设梁温变化为单向,不考虑梁温的交替变化,取一天内出现的最大 梁轨温差,钢梁取25 ,混凝土梁取15 ,对于矮墩桥梁,考虑墩顶位移为零。

(二)计算方法

以下以单跨梁升温时为例说明附加伸缩力的计算原理。

图 7-16 表示单跨明桥面桥梁,无缝线路固定区设置在桥上。当梁温上升时,梁由原始位置向活动端伸长,梁内各截面的伸长量按自由伸缩计算,计算式为

$$\delta_{i} = \alpha l_{i} \Delta t$$
 , (7-33)

式中 α 为梁的线膨胀系数 钢梁为 11.8×10⁻⁶/ 混凝土梁为 10.0×10⁻⁶/ \sharp_i 为 截面 i 至固定支座的距离 ; Δt 为梁的日温差 ,上承板梁取 25 ,混凝土有碴桥梁 取 15 ,混凝土无碴桥梁取 20 。

梁的位移如图 7-16 中的 BG'线所示。

钢轨跟着梁一起向活动端位移。在固定支座处钢轨因固定端外侧路基线路 纵向阻力拉住,故在钢轨中产生拉力 P_b,活动端钢轨因其外侧路基线路纵向阻 力顶住,故钢轨中产生压力 P_e。在梁轨位移相等点 C 处,钢轨拉力达到最大值 P_c。在 C 和 E 点之间,梁内伸缩力按直线变化,如图 7-16 所示。显然,在 B 和 E 截面外侧的线路纵向阻力 P 的方向和钢轨的附加伸缩力性质不难确定。而在 BE 截面间的线路纵向阻力与附加伸缩力性质,则应按梁轨相互作用原理来确 定。

当梁的位移 δ 小于钢轨的位移 y_i 时 则作用在钢轨上的线路纵向阻力 P 阻止钢轨沿梁位移方向移动 ,故指向左方(BC 段);当梁的位移 δ 大于钢轨的位移

— 268 —



图 7-16 单跨简支梁升温时伸缩力计算原理

y_i时 则钢轨向梁位移方向移动,故指向右方(CE段)。根据纵向阻力 P 与钢轨 附加伸缩力的平衡关系,可知 AC 段为附加拉力增加段,CD 段为附加拉力减小 段;在 D 点,附加伸缩力为零,但位移不为零;DE 段为附加压力增加段;EF 段为 附加压力减小段。由此可知,附加拉力最大点在梁轨位移相等点 C 点处,附加 压力最大点位于活动支点 E 处。

根据在 C 点处的梁轨位移相等条件, 可得平衡方程

$$\delta_{\rm c} = {\rm y}_{\rm c}$$
, $\delta_{\rm c} = \alpha \cdot \Delta t \cdot {\rm x}$, ${\rm y}_{\rm c} = \frac{\omega_1 + \omega_2}{\rm EF}$. (7-34)

式中 x 为梁固定端与 C 点之间的距离 ω, 为钢轨伸缩力图面积。

根据钢轨拉压变形相等的平衡条件 即钢轨伸缩变形的代数和为零 则有

$$\frac{\sum \omega_{i}}{\text{EF}} = 0 \text{, } \square \sum \omega_{i} = 0_{\circ}$$
(7-35)

钢轨的附加伸缩力和位移可根据式(7-34)和式(7-35)两个平衡条件方程求 得。

(三) 计算步骤

计算时一般先假定第一跨梁固定端点的伸缩力为 $P_{_B}$,然后由第一跨梁轨位 移相等方程 ,即 $y_{_{Cl}}$ - $\delta_{_{Cl}}$ =0 求得 C 点与固定端之间的距离 $L_{_{Cl}}$,由于梁轨位移相

— 269 —

等,由 dP = 0,在此点的附加伸缩力为 P。极值。

由梁轨相对位移方程可知,由于在 C 点后线路 Q(u)的方向改变,伸缩力逐 渐减小,至 D 点,伸缩力减至零。此点钢轨的位移达最大值。

由假定伸缩力 P_B 计算得到的变化图 ,只满足位移协调方程 $\sum \omega_i = 0$ 或 $y_F = 0$ 才是正确的 ,但在实际计算中很难做到。往往采取以 y_F 的允许误差 ± ε 来控制。根据计算经验 ,不同桥梁跨数 , ± ε 值不同 ,难以控制。所以建议最好 采取计算和 $y_F < 0$ 前后两次中所对应的最大伸缩值之差来控制 ,如差值小于 0.5kN ,即认为计算通过。

附加伸缩力计算时还应注意,当计算桥梁为多跨时,计算方法不变,但梁轨 位移相等方程增加,有几跨梁,则就有几个梁轨位移相等方程。

当桥梁位于无缝线路伸缩区,或在长轨条端部设有温度调节器时,在计算时 要考虑温度力的放散量,此时钢轨的拉压变形相等协调条件不再存在。而要用 力的平衡条件来代替,即最后一跨梁的总阻力值与计算的伸缩力要一致。同时 要注意到由于在无缝线路伸缩区,钢轨的伸缩量较大,有时在连续梁前一跨的简 支梁上出现的位移大于梁的位移,这时梁轨位移没有相等点,但需要满足力的平 衡条件。

在计算中,采用线路纵向阻力(扣件阻力)有常量,也有变量(线性或非线性)。当采用常量计算时,计算过程相对较为简单些,但与实际情况有所差别, 这时的附加伸缩力为直线变化,直线的斜率即为线路纵向阻力值,伸缩力的变化 点即为两直线相交点,伸缩力图为三角形。当采用变量计算时,计算过程较为繁 琐,对位移或伸缩力积分比较困难,但可采用数值解法。其他扣件的纵向阻力参 考卢耀荣的《无缝线路研究与应用》。

由计算可知,一般多孔等跨简支梁,伸缩力随跨度长度的增长而增加较大, 而随跨数变化较小,计算结果表明,一般可用 8 跨简支梁的伸缩力和伸缩位移来 代表多孔梁的伸缩力和伸缩位移。图 7-17 是轨道纵向阻力为 Q(u) = 58.5(1.2 - e^{-4.4u^{0.8}})N/cm,梁温差为 $\Delta t_b = 15$ 计算所得的 10 跨简支梁的无缝 线路附加温度力图。图 7-18 为一座长 40m + 64m + 40m 混凝土连续梁,相邻为 32m 简支梁的桥上无缝线路温度力分布图。

在计算钢轨纵向力时,如为不等跨,则应按实际跨数计算,如按等跨梁或单跨 梁计算,则误差过大。如桥墩的纵向刚度较大(>1000kN/(cm・线))时,墩顶单 向纵向位移一般为0.23~0.52mm,而橡胶或铸钢支座的间隙也能达0.5mm,故可 不考虑墩顶位移的影响。如高桥墩,纵向刚度较小(≤1000kN/(cm・线)),则钢 轨所受的附加伸缩力要减小,计算时需要加以考虑。

— 270 —



图 7-17 在多孔简支梁上的钢轨伸缩力分布图



图 7-18 在连续梁上的钢轨伸缩力分布图

三、附加挠曲力的计算

在列车荷载作用下,梁发生挠曲变形,梁的上翼缘受拉,下翼缘受压。梁轨 产生相对位移通过扣件给钢轨施加纵向水平力,即挠曲力。挠曲力的大小与扣 件类型、分布、扣压力大小、列车荷载,列车从活动端还是从固定端进入桥梁等有 关。在计算挠曲力时,荷载采用中活载。

(一) 计算假定

以简支梁为例,在列车荷载作用下,梁发生挠曲,上翼缘受压,下翼缘受拉,梁向活动支座一端伸,活动端处梁的上翼缘不发生移动,固定端处的梁的上翼缘 位移量最大,为δ,如图7-19所示。

(二)计算方法

计算梁的位移,按照有关规定,可以不考虑冲击力影响。为便于计算,将中 活载换算成分布荷载 q,梁的挠曲刚度采取各截面的换算值。对于实体简支梁, 由于梁截面的偏转,梁任意截面上翼缘各点产生的水平位移为

— 271 —



图 7-19 支梁上翼缘位移计算图

$$\delta_{x} = \mathbf{h}_{1}\theta_{x} + \mathbf{h}_{2}\theta_{0} , \qquad (7-36)$$

式中 $h_1 h_2$ 为梁的中和轴离上下翼缘的距离 ; θ_x 为梁任一截面的转角 ; θ_0 为梁 固定端转角。

由材料力学可知 在均布荷载作用下 任一截面的转角为

$$\theta_{x} = \int \frac{M_{x}M_{0}}{E_{1}J} dx_{o}$$

由于 M_x = q $\frac{lx}{2}$ - q $\frac{x^{2}}{2}$ M₀ = 1 边界条件 $\theta_{x} \Big|_{\frac{1}{2}}$ =0 汗是有

$$\theta_{x} = \frac{q}{24E_{1}J} (6lx^{2} - 4x^{3} - l^{3})_{\circ}$$
 (7-37)

式中 E, 为梁体材料的弹性模量 J 为梁的换算截面惯性矩。

将式(7-37)代入式(7-36),得

$$\delta_{x} = \frac{ql^{3}h_{1}}{24E_{1}J}(6C^{2} - 4C^{3} - 1) + \frac{ql^{3}h_{2}}{24E_{1}J}, \qquad (7-38)$$

式中 $C = \frac{x}{1}$,其值可为 0.01 0.02,... 表示将梁跨分成几小段。

在计算钢轨挠曲时,所用的梁轨相对位移线路阻力与计算伸缩力时情况不 一样,此时的线路阻力有的部位是有车辆荷载作用下的阻力,有的部位是无车辆 荷载作用下的阻力。行车方向对挠曲力也有影响,一般是以梁的固定端迎车计 算所得的挠曲力较大,原因是固定端处梁的位移最大,从列车由固定端进入梁跨 开始,梁轨相对位移所作用的纵向力,一直是在有荷状态下产生的,有荷条件下

— 272 —
的线路阻力较大,钢轨承受最大的挠曲拉力。但在第二跨梁,考虑到挠曲力对墩 台的作用,对墩台检算时,墩上荷载的影响,在活动端迎车时所检算的墩上前方 的梁跨上无荷载为最不利,所以在对钢轨强度和墩台稳定检算时应进行分析比 较,分别对待。

桥上无缝线路设计暂行规定中,对有载时的扣件阻力作如下规定:车前、车 尾采用无载阻力,机车、煤水车、车辆下采用有载阻力,分别为r,r,和r,。

根据梁轨位移相等条件来计算挠曲力时,由于梁挠曲所引起的纵向水平位 移是梁长的三次幂函数,钢轨的位移是二次曲线变化,要精确求解是困难的。一 般应用微分方程组,采用数值解法,分段计算出梁各断面的位移量。当初步确定 位移相等点所在范围后,假定在其前后两断面的位移量为线性变化来推求梁轨 位移相等点的位置,钢轨的轴向力图在此发生转折(即阻力发生变化),由此根 据微分方程可绘出钢轨挠曲力图。由挠曲力图计算钢轨的位移,最后要满足变 形连续条件,即拉压变形相等,否则要重新假定 P_A进行计算,直到满足计算精度 要求为止。

单跨简支梁挠曲力及梁轨位移曲线如图 7-20 所示。具体计算为

 $P_1 = r_1 l_0$, $P_2 = P_1 - r_2 l_1$, $P_k = P_2 - r_3 (L - l_1 - l_k)$, $P_3 = P_k + r_3 l_{k^0}$

式中 r_1 为轨面无载情况下的轨道纵向阻力(A'A段) r_2 为机车下轨道的纵向阻力 r_3 为车辆下轨道的纵向阻力 r_4 为轨面无载情况下的轨道纵向阻力(B'B 段)。



图 7-20 活动端迎车挠曲力计算图

各段钢轨的变形量由下式计算。

AA'段 y₁ =
$$\frac{P_1 l_0}{2EF}$$
; AC 段 y₂ = $\frac{(P_1 + P_2)l_1}{2EF}$;
CK 段 y₃ = $\frac{(P_2 + P_k)(L - l_1 - l_k)}{2EF}$;
KB 段 y₄ = $\frac{(P_k + P_3)l_k}{2EF}$;BB'段 y₅ = $\frac{P_3|P_3|}{2EFr_4}$ 。
梁轨位移相等点 K 的钢轨位移为

$$\mathbf{y}_{\mathbf{k}} = \mathbf{y}_{1} + \mathbf{y}_{2} + \mathbf{y}_{3} \mathbf{o}$$

根据梁轨变形协调条件,有

 $\delta_k = y_1 + y_2 + y_3$, $\sum y = y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_5 = 0_{\circ}$

以上两式包含有两个未知数 l₀ 和 l_k,可以通过数值法求解,从而可计算挠曲 力和钢轨位移,计算方法与伸缩力计算基本相同。

对于高墩桥的无缝线路,要考虑荷载作用下墩顶位移对无缝线路挠曲力的 影响。

四、断缝和断轨力的计算

当钢轨受到最大温度拉力和附加伸缩力的共同作用时,钢轨可能出现断裂。 为保证行车安全,要求在两力作用下发生的钢轨断缝值小于允许值。断缝值可 按下式计算:

$$\lambda = \frac{P_{\text{tmin}}^2}{pEF} + y_s \leq [\lambda]_{\circ}$$
(7-39)

式中 P_{min} 为最大温度拉力 p 为线路纵向阻力 E 为钢轨钢弹性模量 F 为钢轨 截面积 y_s 为近似地取附加伸缩力产生的最大位移(mm) $[\lambda]$ 为允许断轨轨缝 宽度(mm)。

当钢轨断裂后 温度力就作用在桥梁墩台和固定支座上 按一跨简支梁长或 一连续梁长之内的线路纵向阻力之和计算 ,但断轨力不大于最大温度拉力。于 是可得断轨力计算式

$$T_{s} = p \cdot 1$$
, (7-40)

式中)为一跨简支梁或一连续梁的长度。

无论是单线桥和双线桥,只计算一根钢轨的断轨力。

第七节 无缝线路长钢轨纵向力的测定

当道床松散或扣件松弛时,跨区间无缝线路有可能产生累积爬行导致纵向 — 274 — 力分布不均 ,并成为胀轨和断轨的隐患。因而研究应用纵向力测定仪 ,监视长轨 条内纵向力的变化是保证跨区间无缝线路安全运营的重要措施。目前各国铁路 广泛开展纵向力测定仪和测定方法的研究 ,已有以下几种:

(1)直接测量钢轨变形。这类方法所采用的仪器有机械变位计、电阻丝变 形计等。

(2) 音响弹性测量法。应用应力使金属中的音速发生变化的现象进行纵向 力的测定。

(3) 声音放射法。检测因应力改变音频放射情况 通过标定确定应力大小。

(4)巴克豪森法。应用因应力使巴克豪森噪音发生状况变化的现象,来测 定应力的方法。

(5) X 射线法。应用应力随调射线反射而发生变化的原理测定应力量值。

(6)超声波应力测定仪。材料承压时,在压力方向上的弹性系数增加,音速 也稍有增加,而且材料一旦磁化,在磁化方向上传播的超声波衰减增加,为此可 利用这一原理测定纵向力,虽然向钢轨纵轴方向输入纵波难度很大,但是使其传 播表面波较容易,而且其位置可在钢轨的腹部(不宜在钢轨顶面,因列车长期运 行表面材质硬化);并采用容易拆装的卡具安装测定器。

(7)导磁率测定法。应用应力使磁性体的导磁率发生变化的现象来测定钢 轨纵向力。这一测定方法德国和日本曾进行研究,但因钢轨残余应力及轨道上 的动力电流的电磁影响,很难测得纵向力的绝对值。国内北方交通大学易大斌 教授经长期研究,采取测量磁性体的导磁率增量来确定无缝线路锁定轨温(钢 轨处于零应力状态的轨温),从而排除上述钢轨残余应力等的影响,使该测定方 法近于实用。

(8) 在平面或立面上施加集中力 V。并测定钢轨挠度 L 计算求得纵向力:

匈牙利和美国铁路曾采用这种方法确定无缝线路纵向力 P。1990 年美国 联邦铁路局把这一项目列入安全研究计划,通过研究,采用如图 7-21 所示的加 载车,在运营线上进行无缝线路纵向力的测定。



图 7-21 美国的纵向力测定车

近几年,英国 Vortok 公司开发了一种称为 Verse 的长钢轨锁定轨温测量装置(也称温度应力测量器),如图 7-22 所示。这种装置测试原理与图 7-21 测试 方法的原理相同,在测试前也需将约 20~30m 长轨道的扣件松开。该仪器利用

— 275 —

传感器测量对钢轨的拉力,并测量钢轨的位移。根据位移和拉力的大小计算钢 轨中的温度应力。根据介绍,钢轨的残余应力不影响测量结果,测量精度为 0.2 ,测量标准差1.3 。英国、美国、芬兰、意大利和加拿大的一些铁路公司 使用了这一测量装置。



图 7-22 英国 Vortok 公司开发研制的无缝线路锁定轨温测试装置 Verse

(9)钢轨轴应力测定仪。日本力ネコ计测工业株式会社试制的钢轨轴应力 测定仪,由钢轨长度测定器、演算记录装置、钢轨温度测定器、测针、测定用台座 所构成。在钢轨铺设前处于自由状态,在钢轨上安装测针,测定两点间距、钢轨 温度、测定器温度,并把以上测定结果作为初始值,无缝线路铺设运营后,进行同 样测定,记录装置将两次测定结果进行计算,并显示、打印轴向力的测定结果。 这种钢轨轴应力测定仪曾在日本新干线上得到应用。能保证一定测量精度,但 其缺点是需要测量初始值。

(10)测标法。1982年刘兴汉工程师研究提出标定轨长法,后经郑州铁路 局和兰州铁道学院改进后定名为测标法。测标法的基本原理,是通过钢轨线膨 胀系数,将钢轨应变折合成相应的轨温变化幅度。用测标法计算确定锁定轨温 的基本公式为

$$\Gamma_{_0} = \mathrm{T} + rac{\Delta \mathrm{l}}{\mathrm{L}_{_0} lpha}$$
 ,

式中 , T_0 为钢轨处于零应力时的轨温 ,即锁定轨温 ,T 为用钢尺测量时钢轨温度 ; ΔI 为钢轨未能实现的伸缩量 α 为为钢轨的线胀系数 L_0 为测标距离。

这一方法因测量轨温与尺温有误差,钢尺与钢轨的线胀系数也稍有差异,因 而有一定误差,但适于现场单位应用;目前郑州铁路局应用较为广泛。

根据纵向力或锁定轨温的测定结果,若发现跨区间无缝线路因累积爬行导 — 276 — 致纵向力分布不均,应及时安排应力调整或应力放散。

虽然目前有以上所列的一些纵向力测定方法,但真正能在现场准确、简便地 测试长钢轨中的纵向力,则还没有一种理想的方法和设备。此外,对无缝线路胀 轨跑道起决定性影响的不是某一钢轨截面上的纵向力,而是一定长度范围内的 纵向力,所以目前世界各国仍在继续研究这一看似简单,实际极难的无缝线路长 钢轨温度力测定仪器。

第八节 超长无缝线路

超长无缝线路是指轨条长度跨区间 ,轨条与道岔直接连接的无缝线路 ,也称 跨区间无缝线路。

从无缝线路受力原理可知,无缝线路长轨条中的温度力与轨条长度无关,所 以轨条长度可无限长。由于各种原因,目前无缝线路的轨条长度为1.5~2km 左右。所以线路上还存在大量的缓冲区,无缝线路的优点难以充分发挥。为了 消除缓冲区,将无缝线路轨条延长,甚至与道岔连成一体,全面提高线路的平顺 性和完整性。

国内外在超长无缝线路方面都进行了试验研究。如德国铁路把区间无缝线路长轨条直接与车站道岔焊连,焊接道岔达11万组之多。法国在高速铁路线上,大部分为跨区间无缝线路,其中最长一段达50km。俄罗斯顿涅茨铁路上,一段无缝线路轨条长17.5km。日本青涵隧道全长53.83km,在120的坡道上铺设无缝线路长轨条,全长53.78km。自20世纪80年代开始,我国铁路开始研究和铺设超长无缝线路。我国最长的跨区间无缝线路,上海至南京段303km,已于2004年9月完成。

超长无缝线路从本质上与普通无缝线路没有区别,但由于要把道岔、钢轨绝 缘接头连接起来,所以其结构、铺设和维修养护等有不同的特点,并带来了一些 新的技术问题。

钢轨胶接绝缘接头主要用于构成单元轨道电路的隔离和闭塞。胶接绝缘接 头具有整体性好、强度高、刚性大、绝缘性能好、寿命长、养护维修少等特点,所以 在超长无缝线路中得到广泛应用。美、日、法、俄等国的钢轨胶接接头质量水平 较高。近年来,我国上海、北京、郑州等铁路局也能够生产绝缘钢轨胶接接头。 但胶接接头缺少弹性,承受撕裂能力差,不能承受过大的弯曲和撞击,其疲劳强 度也低于焊接接头,所以在使用时要加以注意。

超长无缝线路的铺设要受到铺设机具的效能、施工天窗时间的长短、铺设方 法等影响。一次铺设的轨条长度只能是1~3km,所以只能将长轨条分成若干段 单元轨条。逐段铺设后,在现场将单元轨条焊连。以往现场单元轨条焊连的主

要方法是铝热焊,与工厂接触焊尚有一些差距,目前现场接触焊也得到了大量使用,提高了现场焊接钢轨接头的质量。为了使得轨条的锁定轨温一致,在施工时当现场轨温低于设计锁定轨温时,就要进行拉轨作业。由于单元轨条的长度也较长,所以需要有较大拉伸能力的焊接设备和拉轨机。由于轨条较长,一次锁定有一定的困难,如何组织施工,安排施工程序,使得铺设、焊接、放散应力、锁定等工作有序进行,且保证整根长轨条的锁定轨温符合设计要求,这也是超长无缝线路施工中的一个关键问题。

超长无缝线路的维修养护方法与普通无缝线路的方法是一致的。对于普通 无缝线路,由于轨条长度只有1.5~3km长,有时在养护维修时可把温度力放 散,维修作业完成后重新锁定线路,但对于超长无缝线路,如此作业就比较困难。 所以超长无缝线路的维修作业对轨温条件控制更严,且在施工时需配备快速切 割、拉轨方便、焊接简便的施工设备,以便于处理各种应急情况。超长无缝线路 道岔区的受力也较为复杂,且道岔区的各部尺寸要求更严,道岔区的养护维修作 业方法还需作进一步的探讨。

一、超长无缝线路的设计

超长无缝线路与普通无缝线路不同之处是轨条贯通整个区间或区段,由于 超长轨条不能一次铺设,需将其分为若干一定长度的单元轨条,然后分次焊接铺 入。当单元轨条中有胶接接头时,要求胶接接头离单元轨条端部200m以上。 单元轨条的长度需根据轨条运输设备、施工机具、施工工艺、施工组织、施工天窗 长短、线路平面条件、铺设技术和方法、轨温变化状态等进行设计,按目前的施工 能力,一般将单元轨条长度定为2~2.5km,并尽量争取2.5~3km。此外,在设 计中还包括单元轨条的锁定轨温、轨条位移观测桩的设置、道岔区温度力的纵向 分布、轨道稳定和强度检算等。

在无缝线路设计时,一般考虑锁定轨温有±5 的变化范围,在特殊情况下可 放宽至±8 。但一根轨条的锁定轨温变化范围应小于这一范围。因此,在超长无 缝线路的各单元轨节焊连时,最好选择在设计锁定轨温中间值时进行,并在焊接前 后采用拉轨机将轨条应力调整均匀,且相邻单元轨节的锁定轨温差小于±5 。

普通无缝线路通常设置 7 对爬行观测桩,对于超长无缝线路,一般是每一单 元轨条设置一对爬行观测桩。也有间隔 85m 设置一对爬行观测桩。道岔区单 元轨条位移观测桩的布置为:单元轨条起点、每组道岔基本轨前焊点、尖轨限位 器或尖轨跟端、辙叉前焊点、道岔与道岔之间大于 100m 的设一对,单元轨条终 点处各设一对,共计 6 对以上观测桩。

二、无缝道岔

无缝道岔是超长无缝线路的一个重要组成部分,它与长轨条一样要承受无 缝线路温度力的作用,同时还要承受侧线传递过力的附加温度力,由于道岔前后 的温度力不一致,使得无缝道岔中的钢轨受力和位移发生变化,这是无缝道岔设 计、铺设和维修养护中需要处理的核心问题。

在温度力的作用下,无缝道岔的尖轨与可动心轨要发生纵向位移,通常在尖 轨尖端和可动心轨尖端的伸缩位移最大,为了保证转辙机械的正常工作,最大位移 值应控制在容许范围内。道岔类型、辙跟结构、翼轨结构、直股与侧股的焊接情况、 岔枕类型等不同,尖轨跟端和可动心轨跟端的伸缩位移不同,但基本原理相同。

间隔铁辙跟结构把里轨的温度力传递到基本轨。同钢轨接头阻力一样,辙 跟摩阻力由钢轨与间隔铁的摩阻力和螺栓的抗弯或抗剪力提供。辙跟若为限位 器结构,则在轨温升高或降低的初始阶段,道岔里股钢轨不会通过辙跟传递温度 力,待辙跟处里股钢轨有了一定的伸缩位移(7~10mm),限位器结构部件相互 接触后才传递温度力,并且能够传递很大的温度力,此时可认为辙跟处的里股钢 轨不再进一步产生伸缩位移。

道岔中由于岔枕长度不同 ,里外轨间距不同 ,每一根岔枕的道床纵向阻力也 不相同。

当道岔钢轨扣件强度足够时 四轨线岔枕在里轨温度力作用下将产生弯曲变 形 其上的里轨不会自由伸缩 忿枕的弯曲刚度相当于钢轨的一种纵向阻力阻止其 自由伸缩。对于直股与侧股均焊接的无缝道岔 ,里股钢轨均要承受无缝线路的温 度力 ,钢轨相对于岔枕发生纵向位移 通过扣件使岔枕承受作用力。对于仅有直股 焊接的无缝道岔 ,直股里轨承受无缝线路温度力的作用 侧股则为普通线路。

无缝道岔与基本轨焊接后 相当于无缝线路的固定区 ,无外力作用下不会发 生伸缩位移。而道岔里股钢轨焊接后 相当于无缝线路的伸缩区 ,它将释放的温度 力转变为伸缩位移。道岔基本轨通过岔枕、辙跟间隔铁等部件与里轨相连 ,参与阻 止在温度力作用下的伸缩位移 ,从而使得道岔基本轨承受了道岔里轨传过来的附 加温度力。研究表明 ,尖轨跟部基本轨的附加温度力约为基本温度力的 0.3 ~ 0.5 倍。无缝线路道岔设计的一项重要内容 ,就是计算道岔外侧基本轨承受的附加温 度力 ,并与作为固定区的原基本温度力叠加 检算基本轨的强度和道岔前二轨线地 段无缝线路的稳定性。

计算中首先求得间隔铁结构及每一根岔枕传递于基本轨上的作用力,然后叠加基本轨下的道床阻力即可得到该处基本轨所承受的附加温度力。由于无缝道岔

基本轨处于无缝线路的固定区 在道岔两端足够远的钢轨上无任何伸缩位移 ,当无 缝道岔基本轨承受附加温度力后将产生伸缩位移 ,附加力产生的伸长与压缩位移 是相等的 即基本轨上附加温度力的拉力与压力面积相等 ,如图 7-23 所示。



图 7-23 固定辙叉基本轨附加温度力

铁道科学研究院卢耀荣研究员对道岔的附加温度力进行研究,对各种号码 道岔在不同组合状态下的附加温度力和位移进行了计算,在如图 7-24 所示的两 组道岔布置条件下,得到了钢轨中的附加温度力和位移如图 7-25 所示。



图 7-24 两组相对连接道岔纵向力计算图式(单位:mm)

在相对辙跟与可动心轨弹性可弯中心处的基本轨出现附加温度力峰值,该处 的钢轨应进行强度检算。如强度不能满足要求,则需采取措施提高道岔区钢轨和 结构的强度。在岔前线路的温度力并非均匀,一般取尖轨尖端前4m作为稳定性 检算位置。如不能满足稳定性要求,则需采取提高无缝线路稳定性的措施。



图 7-25 两组 12 号可动心轨道岔相对连接纵向力和位移分布计算(轨温变化幅度 40)

第九节 应力放散和应力调整

无缝线路铺设的最理想季节是在春秋季节,此时的轨温较易达到锁定轨温。 但是随着我国铁路的发展,需要铺设大量的无缝线路,所以要在一年四季铺设无 缝线路。夏季铺设无缝线路,施工锁定轨温高于设计锁定轨温;冬季铺设无缝线 路,施工锁定轨温低于设计锁定轨温;不利于无缝线路安全运行。此外,无缝线 路在运行过程中钢轨发生爬行,导致温度力分布不均匀,甚至产生温度力局部集 中现象。为此要对无缝线路进行应力放散和调整,以保证无缝线路温度力的均 匀和实际锁定轨温在设计锁定轨温范围内。

一、应力放散

无缝线路应力放散是指在锁定轨温不符合设计锁定轨温的线路,将该段线路的所有扣件松开,让长钢轨自由伸缩,使长轨条中的温度力得到彻底的释放,然后再在设计锁定轨温范围内,重新锁定线路。

放散应力的方法有温度控制放散法和长度控制放散法两种。一般温度控制 法使用滚筒放散;长度放散法利用列车碾压放散。

滚筒放散法是先封锁线路,然后将钢轨扣件全部松开,拆除长轨条端部的接 头夹板,在长轨条底部每隔10~15m放置一滚筒。待钢轨自由伸缩达到放散量

— 281 —

要求,确认钢轨处于无温度应力状态时,取下滚筒,锁定线路。一股钢轨放散完 毕,再放散另一股钢轨的温度应力。确认放散应力工作完成后,恢复通车。滚筒 放散法效果较好,但滚筒仍有一定的阻力(经测定,约为70N/cm),在施工时与 撞轨法配合使用,温度应力放散效果更佳。

在行车密度较大的线路,为了不中断行车,采用列车碾压法放散无缝线路温度应力。使用此法时,需适当松开扣件和接头夹板,依靠列车的碾压和振动使钢轨中的温度力释放,当钢轨伸缩量达到规定数值后,再上紧扣件和接头夹板。在列车通过施工区时,要以45km/h限速通过。钢轨放散长度以140mm为宜。此法的缺点是钢轨伸缩量由原锁定轨温计算所得,原锁定轨温的精确与否影响到长轨条中温度应力的充分放散。

撞轨法需要在封锁线路的条件下进行。使用撞轨法放散长钢轨中温度力时,先松开扣件和接头夹板,用两根25m长钢轨制成的撞轨器顺应力放散方向 撞击钢轨,迫使钢轨克服轨底摩擦力而放散温度应力。撞轨点可以是在长钢轨 端部,也可在长钢轨中部安装临时夹板进行撞轨。此法也经常与列车碾压法一 起使用。

二、应力调整

无缝线路运行过程中,经常会出现在固定区温度力不均匀现象,如不进行调整,则在局部区段就会出现温度力集中,影响无缝线路的安全运行。为此,需进行应力调整。

应力调整不改变原锁定轨温。在应力调整时,将长轨条两端伸缩区的扣件 上紧,夹板螺栓拧紧,将固定区的扣件部分或全部松开,用列车碾压法或滚筒法 进行应力调整,使固定区钢轨的温度力均匀。应力调整完成后,上紧扣件,锁定 线路。

第十节 长钢轨的焊接、运输和铺设

一、长钢轨焊接

我国钢厂轧制的钢轨长度为 25m,如用于铺设无缝线路,则需要将钢轨进行 焊连。用于焊接的 25m 长钢轨轨端不淬火,也不钻夹板螺栓孔。无缝线路的铺 设,钢轨的焊接技术是关键。钢轨的焊接,最先采用的是电弧焊、铝热焊,继而又 开发利用气压焊、电接触焊等焊接方法。经过实践的检验,最后一致认为电接触 焊法最为可取,目前世界各国都以电接触焊作为长钢轨焊接的主要方法。电接 触焊质量好、效率高、成本低,焊接操作简单、安全,焊头具有较高的疲劳极限强 度。铝热焊法在德国、法国取得了很好的效果,近几年我国使用法国的拉伊台克 铝热焊钢轨接头取得了较好的效果。铝热焊主要是用于工地焊接接头,在维修 养护中的断轨修复,也时常采用铝热焊。

接触焊又称为电阻焊。其工作原理是将两根待焊的钢轨固定在焊机的夹钳 内,向轨端通低电压,强电流。由于两轨端之间有极大电阻,产生大量热能将轨 端加热、熔化。当轨端被加热至塑性状态时,以极快速度对两轨端挤压,把两根 钢轨焊连在一起。我国目前采用预热闪光的接触焊接方法,在焊轨前,首先编制 配轨表,按配表顺序焊接钢轨。焊接的工艺流程为:矫直,锉光,除锈,焊接(包 括断续预热和闪光两个阶段),铲除焊瘤,打磨焊缝,整理矫直,超声波探伤。图 7-26为瑞士 Schlatter 公司生产的工厂焊轨机,图 7-27 也是瑞士 Schlatter 公司生 产的工地焊轨机,此焊轨机可在铁路和公路上行驶,图 7-28 是 Plasser & Theurer 公司产生的工地接触焊焊轨机,但不能在公路上行驶。



图 7-26 Schlatter 公司生产的工厂焊轨机

气压焊是用乙炔 - 氧气体燃烧的火焰加热轨端 使轨端加热至塑性状态 在



图 7-27 Schlatter 公司生产的工地接触焊焊轨机



图 7-28 Plasser & Theurer 公司生产的工地接触焊焊轨机

一定顶锻力的作用下,两轨端被焊接在一起。焊接的主要工艺流程为:钢轨固 定,加热,顶锻,铲除焊瘤,铲渣,打磨焊缝,整理矫直及超声波探伤。以往的气压 焊钢轨焊接由人工控制,有一定的人为因素影响,近年来,采用计算机控制焊接 过程,焊接质量得以提高,图7-29所示就是钢轨气压焊机。



图 7-29 钢轨气压焊机

铝热焊是目前常用的将单元轨节焊连的工地焊接方法。铝热焊是利用还原



图 7-30 钢轨铝热焊



(a) 焊缝和砂模



(b) 浇注前对砂模预热



(c) 铝热焊浇注



(d) 液压推焊瘤





(e) 焊缝打磨

(f) 焊热焊钢轨接头



*

金属(铝)和氧化金属(氧化铁)、铁合金和铁钉屑按比例配制成的铝热焊剂,用 调温火柴点燃,引起强烈的化学反应来焊接钢轨。在反应过程中,铁的氧化物被 铝还原成铁水,同时产生巨大的热能。由于铁水比重大,沉于坩埚底,铝氧化合 成氧化铝 Al₂O₃,浮于顶面。高温的钢水随即流入安装在轨缝的砂模型内,将轨 端熔化,浇注的钢水又起到填充轨缝的作用,将钢轨焊接起来。图 7-30 是铝热 焊的模型和坩埚。图 7-31 为钢轨的焊接过程。目前我国铁路广泛采用法国进 口的铝热剂,称为拉伊台克铝热焊法,用此法焊接的钢轨接头力学性能有较大的 提高,其力学性能和材料特性可与接触焊媲美。

二、长钢轨的运输与铺设

钢轨的长度受焊轨厂设备、长轨运输车及线路长度的限制,一般工厂焊接的 钢轨长度为250~500m。在工厂的承轨台旁有运轨列车专用线路,由吊车组将 焊接好的长钢轨吊上运轨列车,如图7-32所示。一般运轨列车要装几层钢轨, 运到现场后,最上层的钢轨先卸下。运轨列车如图7-33所示。



图 7-32 长钢轨的吊装

无缝线路的铺设分两种 ,一种是将既有的普通轨线路换铺无缝线路 ,另一种 在新线上一次铺设无缝线路 ,两者的方法有所差别。

在既有线换铺无缝线路时,运轨列车将钢轨运送到铺设现场,用钢索钩住第 一对钢轨,在车上有滚轮、滑道,当运轨列车前进时,就将钢轨卸在线路两边的道 床肩部,一对钢轨卸下后,用临时接头夹板连接,接着卸下后一对钢轨,直至卸载 完毕,图7-34 为卸轨作业照片。

我国铁路换轨时采用两辆换轨小车,用轨道车索引。两辆小车一前一后,前 一辆小车走行在旧轨上,并把道床肩部的新轨挑起,两辆小车间有导轨梁将新轨 导入承轨台。后一辆小车挑起旧轨,走行在新轨上,后一辆小车后的导轨梁将旧 — 284 —



图 7-33 长钢轨运输列车



图 7-34 卸长钢轨

轨导入道心,准备回收。轨道车牵引两辆换轨小车,走完换轨区段线路,换轨结 束,新轨全部导入就位。

国外在换轨时采用大型线路大修机械。图 7-35 是美国 Fairmont 公司生产的大修换轨列车。换轨时,将旧轨挑起,拨入新轨,而将旧轨拨到道床肩部,有些拨入道心。

换轨作业完成后,需将旧轨回收。在回收旧轨时,将钢轨引入回收列车(平 板车)的滑道,列车倒退,旧轨就装上列车。当钢轨长度达到列车的装载长度 后,拆开接头夹板,导入第二对旧轨,直至回收作业完成,如图7-36所示。



图 7-35 美国 Fairmont 换轨大修列车



图 7-36 旧轨回收作业列车

三、新线一次性铺设无缝线路

在世界各国高速铁路的建设过程中,一般都采用一次性铺设无缝线路。但 由于各国的情况不同,所采用的铺设方法和施工机械也各不相同,但主要可分长 轨排铺设法和单枕铺设法。长轨排铺设法有:德国 ICE 高速铁路的长轨铺设法, 英吉利海峡出口端整体道床的长轨铺设法,卡尔斯鲁(Karlsruhe)长轨铺设法等。 单枕法有奥地利普拉塞-陶依尔(Plasser & Theurer)的 SVM1000 法,美国的 NTC 法,法国 TGV 线路 PTH500 分体机法,奥地利 PK1-20ES 分体机法等。以下介绍 几种一次性铺设无缝线路的方法。

(一) 德国 ICE 轨道 PEM 起重小车铺设法

在铺设轨道前,首先预铺道碴底层,厚度接近枕下道床的设计厚度。将已铺 好的轨道作为组装轨排的临时基地,这一基地应靠近待铺轨道地段,以减小

— 286 —

LEM 轨排运送小车的走行距离。首先在组装轨排地段的轨道两侧铺设龙门吊车[PTH350(500)]的走行轨,走行轨长度为被组装轨排的长度加上轨枕运输车的长度。龙门吊车在轨枕运输车上提取轨枕,并按规定的间距将轨枕放置在钢轨上。用 PPE 型吊机将钢轨吊到轨枕的承轨槽内,安装钢轨扣件,轨排组装完毕。轨排长度为180m。

将 PEM807 型轨排起重小车推到已组装好的轨排上,并解开与 LEM 轨排运 输小车的连接,如图 7-37(a)所示。



图 7-37 德国 ICE 轨道无缝线路的一次铺设

PEM807 型起重小车伸出支腿,支撑在道床上,并将长轨排吊起,轨排运输 小车进入长轨排下的线路上,并将轨排放在运输小车上,PEM 起重小车收起支 腿,并置于长轨排上,如图7-37(b)所示。

在待铺地段的道床上放置两根导轨作为轨排运输小车的临时轨道,并与已 铺线路用斜坡连接。LEM 轨排运输小车进入临时轨道,如图 7-37 (c)所示。 PEM 起重小车伸出支腿支撑在道床上,并将轨排吊起,轨排运输小车由牵引车 牵出,临时轨道的钢轨由牵引车向另一方向拉出,PEM 吊车将轨排放置在轨道 上并就位,此节长轨排铺设完毕,如图 7-37(d)所示。轨排运输小车与 PEM 吊 车连挂,并牵出,如图 7-37(e)所示。

(二) 英吉利海峡隧道出口端整体道床轨道铺设法

英吉利海峡隧道内线路采用低振动轨道结构(Low Vibration Track)。在铺 轨前,先在隧道外将弹性支承块与钢轨连接,组成180m 长的轨排,并用平板车 运输长轨排。在待铺地段预铺辅助导轨临时轨道,将运送轨排的平板车推至临 时轨道上,轨排吊车架置在长轨排上,如图7-38(a)所示。轨排吊车伸出支腿支 承在地面上,并吊起平板车上最上层的长轨排,如图7-38(b)所示。轨排吊起 后,运输轨排的平板车牵出待铺地段,同时临时轨道的辅助导轨向另一方向拉出 待铺地段,如图7-38(c)所示。吊车将轨排落下就位,调整轨面几何形位,浇灌 混凝土道床,待混凝土道床达到一定强度后,轨排运输车进入,轨排吊车落在平 板车的轨排上,并推至下一待铺地段,如图7-38(d)所示。此法也可用于有碴轨 道无缝线路的一次铺设。

(三) 卡尔斯鲁(Karlsruhe)法

这种方法首先在德国修建曼海姆(Mannheim)—斯图加特(Stuttgart)线路时 使用。此法的铺轨作业是对复线轨道的两线交替进行。两线的道碴全部由列车 供给,以降低道碴的运输成本。

铺设前,先在一线铺设长为约1km的临时轨道,然后向二线供碴,道碴厚度 为枕底道碴的设计厚度,如图7-39(a)所示。二线的一段道碴铺设完毕后,铺设 长轨排,轨排长180m,铺设长度约1km,如图7-39(b)所示。将一线的临时轨排 移铺到二线,二线的线路总长为2km左右,然后由二线向一线供碴,如图7-39 (c)所示。一线铺设长轨排,长度为2km,将二线的轨排移铺到一线,然后由一 线向二线供碴,长度为2km,如图7-39(d)所示。以此类推,往前铺设无缝线路。 长轨排的组装、运输和铺设与ICE 线路轨道铺设时的设备相同。

(四)法国 TGV、西班牙轨道单枕铺设法

首先铺设底层道碴,用普通悬臂铺轨机铺设临时轨道,临时轨道长度约 2km,为木枕轨排,约长18m,并与已铺好的线路连接。长钢轨运输车进入临时 轨道,卸下长钢轨,按中心线间距为3310mm放置钢轨,作为PTH350(或500)龙

— 288 —



图 7-39 卡尔斯鲁(Karlsruhe)复线轨道铺轨法

门吊车(图 7-40)的走行轨。卸下临时轨道与正式线路的连接,用龙门吊车吊起 临时轨道的轨排并送至前方的平板车上。龙门吊车返回时,从轨枕运输车上吊





取轨枕,每次提取60根,在已拆除临时轨道的地段按设计间距均布轨枕。龙门 吊车往返行走,以吊走临时轨道的轨排和提取轨枕。用 MPR 收轨机(图7-41)将 间距为3310m的钢轨收拢至轨枕的承轨槽,并用 PRD9 定位机将轨枕准确定位, 安装钢轨扣件、整道,一段轨道铺设完毕。



图 7-41 法国 TGV 铺设无缝线路使用的 MPR 收轨机

(五)奥地利普拉塞-陶依尔(Plasser & Theurer)的单枕铺设法

此法与法国 TGV 铁路铺设无缝线路的方法基本相同,但不用铺设临时轨 道,只需拖拉钢轨。此法在铺轨时,在靠近待铺线路的一段已铺轨道两侧放置间 距为3450mm 的 PK1-20ES 型铺枕机走行轨道辅助轨,走行轨道的长度为轨枕和 长轨运输车的长度。在铺轨时,将长钢轨从运输车上卸下,在长钢轨下以一定间 距垫滚筒,以利拖拉车将长钢轨往前拉,并且也是以3450mm 间距摆放,端部与 已铺线路两侧的 PK1-20ES 型铺枕机的走行轨相连接,以利铺枕机走行。用 PK1-20ES 型铺枕机每次从轨枕运输车提取 20 根轨枕,并按设计间距摆放。用 收轨机将钢轨收至轨枕的承轨槽,钢轨落槽后,上紧扣件、整道、调整轨道几何形 位,一段轨道铺设完毕。线路两侧的辅助轨随平板车前移,以利下次铺轨时的轨 枕运输车行走。

(六)奥地利普拉塞-陶依尔(Plasser & Theurer)的 SVM1000 型铺轨机

奥地利普拉塞-陶依尔 SVM1000 铺轨机的作业方法是当今世界上最具代表性 的长轨单枕铺设方法。在整个铺轨作业过程中,只有钢轨焊接和钢轨拖放是由其 他施工作业机械完成 除此之外,一台 SVM1000 型铺轨机可按流水作业的方法完 成所有的铺轨过程。其铺轨作业过程是先铺设道床底层道碴,长钢轨在车上由钢 轨推拉装置推送出 SVM1000 型铺轨车前端,在前方拖拉车和地面滚筒的导向下, 将长钢轨预先卸在道床上,按 3m 间距摆放在线路两侧,龙门吊车的走行轨是安装 轨枕运输车的两侧,龙门吊车将轨枕吊送到 SVM1000 型铺轨机前部的轨枕转载/ 存放平台上,按预定轨枕间距由传送链及轨枕铺放机构将轨枕一根一根均匀地摆 放到道床上 SVM1000 型铺轨车后部的滚轮夹钳将长钢轨收放到轨枕的承轨槽 上 安装钢轨扣件。整个铺轨作业是连续向前,不像其他铺轨作业是分段进行。 SVM1000 铺轨机如图 7-42 所示,照片如图 7-43 所示。



图 7-42 SVM1000 铺轨机



图 7-43 SVM1000 铺轨机照片

近几年来,普拉塞—陶依尔公司对铺轨机进行了进一步的改进,进一步提高 了铺轨作业的效率,新的铺轨机和作业过程如图 7-44 所示。



图 7-44 改进后的普拉塞-陶依尔铺轨机和作业过程

(七)美国 NTC 铺轨机的单枕铺设法

美国 Fairmont Tamper 公司生产的 NTC 铺轨机作业方法与普拉塞-陶依尔 SVM1000 铺轨机作业方法基本相似,工作原理和具备的功能也基本相同,但设 备结构相对简单,无钢轨推送装置,长途转运时,桁架需要解体,单独装运,NTC 铺轨机的作业原理如图 7-45 所示。图 7-46 是 NTC 铺轨机的作业照片。



图 7-45 NTC 铺轨机作业原理



图 7-46 NTC 铺轨机的作业照片

第八章 铁路和城市轨道交通的振动与噪声

随着国民经济的发展和人民生活水平的提高,对环境的要求也越来越高。 对于目前国际上公认的环境问题主要有大气污染、水污染、土壤污染、光污染、噪 声、振动、地基下沉和臭气。对于铁路来说,污染主要有噪声、振动、微气压波、电 磁辐射、日照、动力设备废气、化学物质及客车厕所排泄物等。此外,铁路施工时 的振动、噪声、水质污染、植被破坏、妨碍交通、对水系干扰等,也可属于污染范 畴。而在当前的铁路交通(包括城市轨道交通)中,振动和噪声是需要治理的首 要问题。

当列车通过时,如果轨面和车轮踏面绝对平顺,则 轮轨之间就不会产生振动,噪声也就处于极微弱状态。 但是轨面和车轮踏面都存在各种类型的不平顺,列车通 过时轨道结构和车体都会产生振动。轮轨表面越不平 顺 轮轨的振动强度也就越大。从国内外的研究资料表 明,噪声和振动是密切相关的,振动越大,则噪声也就越 大(图 8-1)。振动和噪声是不可分开的两部分,振动由



固体介质传播,噪声由空气介质传播,当物体振动时能^{图8-1 轮轨噪声示意图}引起噪声,同样噪声也能引起固体介质的振动。所以就要根据振动和噪声的特性采用适当的方法,以达到减振降噪的目的。

第一节 振动的产生及评价标准

当列车以一定速度通过轨道时,由于存在各种各样的激振源,车辆和轨道都 要在空间各个方向产生振动。引起振动强弱的原因有轨道几何形位的静、动态 不平顺,钢轨顶面波浪形磨耗、轨面擦伤、钢轨接头;列车速度的高低;车轮踏面 擦伤、车轮偏心及不圆顺等各种激振因素。由于车辆和轨道这两个系统的振动 是一种耦合关系,这种耦合振动最终要通过轨道结构传递形成输出。对于路基 上的线路,轨道结构的振动通过道床、路基向外扩散,对于桥梁,轨道结构的振动 通过桥梁墩台传递到地面,然后向外扩散;对于隧道或城市地下线路,通过隧道 周围的土介质将轨道结构的振动传递到地表。因此,轨道结构既作为振源,也是 振动传播途径中一个重要环节,直接影响最终的振动效应。从振源、传递因素的 角度出发,研究铁路交通的减振性能是较为合理,也是最有效的方法。

— 293 —

一、振动对人的影响

国际标准化组织采用四个物理参数来规定人对振动的响应限界,这四个参数是:振动频率、振动水平、振动作用于人体的方向和暴露时间。人处于振动环境中,将会引起人体生理和心理的效应。例如感到不舒服、麻感、头晕、困倦,严重时出现出汗、头痛、心慌甚至损害到人体心脏。当振动频率为5Hz时,振动加速度达到0.1g时人就感到不舒服,达到0.4g时人就觉得不可忍受了。而当振动频率为80Hz时,振动加速度达到几个g人都可以忍受。所以人的生理和心理效应随着上述四个物理参数的不同而不同。国际标准化组织(ISO)用这四个物理参数的不同量值制定了评价人体全身振动的三种限界(ISO2631)。这三种限界是:工效降低界限、暴露界限和舒适性降低界限,并相应提出了各个界限在垂直和水平方向的加速度限值。

表 8-1

人体能承受振动加速度的最小值

人体承受振动时间/h	24	8	4
垂向振动加速度/(m/s ²)	≤0.14	≤0.315	≤0.53
横向振动加速度/(m/s ²)	≤0.1	≤0.224	≤0.355

当振动作用在人体上时,会使人感到疲劳,工作效率降低。"疲劳-工效降低 界限"规定了以1~80Hz频率范围作用在人体上的垂直振动加速度和横向振动 加速度的极限值。该极限值的大小与振动频率和承受振动的时间有关,并绘制 了相应的曲线供查用,如图8-2。

根据图 8-2,可得出人体能承受振动加速度的最小值如表 8-1。确定了保障 工作效率的"疲劳-工效降低界限"后,即可依此制定其他两个评价标准。即舒适 感降低界限和暴露极限。把"疲劳-工效降低界限"的相应值除以 3.15 即成为能 保障舒适的"舒适感降低界限"。当人处于较强振动环境中,就会影响人的安全 和健康,因此制定保障安全与健康的振动"暴露极限",把上述"疲劳-工效降低 界限"的相应值提高一倍,就成为振动的"暴露极限"。

二、环境振动测量

描述振动的物理量为频率和振幅。对人体来说,能感知的振动频率范围是 1~0.1kHz。对于环境振动,人们所关心的是人体反映特别敏感的1~80Hz的 振动,这主要是由于人体各种组织器官的共振频率集中在这个范围。振动强度 目前国际上趋于用速度和加速度来评价,但大多数是用加速度来评价。加速度 也常用加速度级L₄表示,其定义为





$$L_a = 20 \lg \frac{a}{a_0} (dB)$$
, (8-1)

式中 a 为振动的加速度有效值 a_a 为加速度参考值(10^{-6} m/s²)。

这种评价方法为多值评价,在实际工作中,目前广泛采用单值,用振动级来 评价振动对人体的效应,同时便于简化测量,其定义为

$$VL = 10 \lg (10^{\frac{V_A L_1 + a_1}{10}} + 10^{\frac{V_A L_2 + a_2}{10}} + ...) \quad (dB)_{\circ}$$
(8-2)

式中, ML为振动计权加速度级(dB); $V_{A}L$ 为每个频带的振动加速度级(dB); a_{i} 为 各个频带的计权因子。

三、振动强度标准

采用计权法可直接用仪器测得频率计权加速度级值。同时 ISO 制定了采用 振级值的全身振动劳动保护标准。ISO 关于建筑物内振动限制值的建议值如表 8-2 所示。

轨道工程

表 8-2	ISO 关于建筑物内振动限制值的建议值						
		振动级 dB $a_0 = 10^{-6} \text{m/s}^2$					
地点	时间	连续、间歇振动 和重复性冲击			每天只发生数次 的冲击振动		
严格工作区(医院手术	ク エ	X(Y)轴	Z 轴	混合轴	X(Y)轴	Z 轴	混合轴
室、精密试验室)	ŦV	71	74	71	71	74	71
位 它	白天	77 ~ 83	80 ~ 86	77 ~ 83	107 ~110	110 ~ 113	107 ~110
	夜间	74	77	74	74 ~ 97	77 ~ 100	74 ~ 97
办公室	全天	83	86	83	113	116	113
车间	全天	89	92	89	113	116	113

我国对于环境振动也制定了相应的标准,即《城市区域环境振动标准》(GB 10070—88)中规定城市五类区域的 Z 振级标准值,如表 8-3 所示。

表 8-3	城市各类区域铅垂向 Z 振级标准值		
区域类型	适用地带范围	昼间	夜间
0	特殊住宅区	65	65
1	居民、文教区	70	67
2	混合区、商业中心区	75	72
3	工业集中区	75	72
4	交通干线道路两侧	75	72
4	铁路干线两侧	80	80

本标准中的"特殊住宅区"是指特别需要安静的住宅区;"居民、文教区"是 指纯居民区和文教、机关区。"混合区"是指一般商业与居民混合区,工业、商 业、少量交通与居民混合区。"商业中心区"是指商业集中的繁华地区。"工业 集中区"是指在一个城市或区域内规划明确确定的工业区。"交通干线道路两 侧"是指车流量每小时100辆以上的道路两侧。"铁路干线两侧"是指距每日车 流量不少于20列的铁道30m外两侧的住宅区。

各类标准的适用范围一般由地方政府职能部门划定。轨道交通线路穿越城 区时 线路走向一般与城市主要交通干线一致或路经大型居民区或大型厂矿工 业区,故轨道交通所经区域一般执行2~4 类标准;当线路位于郊区时,一般严于 上述标准 5dB 执行。

世界各国根据各自的特点和要求 制订了铁路环境的振动要求 ,如表 8-4 所示。

— 296 —

表 8-4

各国铁路环境振动限值

国家	限值/dB	依据或发布部门
	86	"京沪高速铁路环境影响预评价"研究提出的建议值
中国	80	GB10070—1988《城市区域环境振动标准》
日本	90	日本环境厅
国际铁路联盟	86	ORE 报告提出的建议值
	83.5~91	Oslo-Gardermoen 铁路的设计要求

第二节 噪声的产生及评价标准

噪声与振动一样,无处不在,当噪声达到某一值时,就会造成环境污染,影响 人的情绪和工作效率,噪声再增大时,则会伤害到人的听觉系统。国外对噪声等 级与噪声源之间的直观关系如表 8-5 所示。人耳能感觉噪声强度具有较宽的范 围,噪声强度用对数比例作为单位,称为分贝。

表	8-5
~ ~	-

典型的噪声强度

交通运输噪声源	离噪声源 距离/ft	噪声强度 /dBA	其他噪声源	离噪声源 距离/ft	备注
喷气式飞机起飞	200	130	空袭警报		痛阈噪声
汽车喇叭	3	110	强功率摇滚乐		最大发声值
		100	大声呼喊	0.5	非常令人烦恼
重型卡车通过	50	90	空气凿岩锤	50	长期暴露丧失听力
列车从结构物上通过	50	85			
城主公共汽车	50	80	推土机	50	令人烦恼
城市公共汽车	50		吸尘器	3	
列车通过	50	75	搅拌机	3	
高速公路	50	70	割草机	50	
停站列车	50	65	洗衣机	3	有干扰
瓜六语旱诺收	50	60	电视机	10	
临文迪里但昭	- 50	00	谈话	10	
低交通量道路	100	50	电冰箱	3	安静
		40	图书馆		
		30	细声谈话	15	非常安静
		0			听力临界值

注 ①声值增10dBA 听觉上声音增强1倍 21ft=0.3048m。

资料来源 联邦运输管理局 (FTA—Federal Transit Administration)(1995);美国环境保护署 (EPA—Environmental Protection Agency)(1971,1974)。www.soundtransit.org/pdf/projects/seis/Final_6-05/Chapters/4-3_Noise.pdf。

一、噪声对人的影响

大量研究表明,噪声危害人的听力,发生高频听阈损伤,甚至于耳聋或耳鼓膜破裂。噪声对于听力的危害程度,与噪声的形式、强度、频率及暴露时间密切相关。人们进入噪声环境,感到刺耳难受,停留一段时间再离开噪声环境,感到 听觉变得迟钝,原来能听见的轻微声音也听不见了,就是说听力下降(或听阈上移)了。但离开噪声环境休息一段时间,听觉就会逐渐恢复原状,这种现象称为 暂时性听力偏移,或听觉疲劳。若长年累月在强噪声环境下工作,内耳听觉器官 经常受到强噪声刺激,这种听觉疲劳就会固定下而不能恢复正常,就产生了永久 性听力下降或听阈偏移,这种现象称为噪声性耳聋。

在噪声的影响下,可能诱发疾病,并与个人的体质、噪声的强弱和频率的大小有关。噪声作用于人的中枢神经系统,致使人的基本生理过程,即大脑皮层的兴奋与抵制的平衡失调,导致条件反射异常,感到疲劳、头昏脑涨等。如果这种 平衡失调得不到及时恢复,久而久之,就形成牢固的兴奋灶,导致神经衰弱症。

噪声作用于中枢神经系统,还影响人的其他器官。噪声可使交感神经系统 紧张,从而产生心跳加速、心律不齐、心电图 ST-T 段波升高、血管痉挛、血压升 高,在噪声作用下会产生胃机能阻滞、消化分泌异常、胃酸酸度降低、胃蠕动减退 等,其结果引起消化不良、食欲不振、恶心呕吐、体质减弱等。

噪声影响人们的休息和睡眠,试验表明在40~45dBA的噪声刺激下,进入 睡眠的脑电波就出现觉醒反应;60dBA的噪声可使70%的人从睡眠状态中惊 醒,可见噪声对人的睡眠影响是相当严重的。

噪声干扰人们的谈话、听广播、打电话、上课、开会等活动。在强噪声的车间,人们无法用语言进行交流,特别是危险报警信号被掩盖时,往往发生事故。

在强噪声环境下工作,人们容易心情烦躁,容易疲劳,反应迟钝,工作效率大 大降低。

噪声对建筑物和仪器设备也有危害,当大型喷气飞机以超声速低空掠过时, 由空气冲击波所引起的强烈噪声会使地面建筑物受到很大损伤,烟囱倒塌、墙体 开裂、门窗玻璃破碎等。

在强噪声作用下 材料因噪声疲劳而引起裂纹甚至断裂 灵敏的自动遥控精 密仪表设备受到噪声损害而失灵。

为了研究分析人们对噪声的反应,美国联邦运输局将噪声影响分为 3 个区域,如表 8-6 所示。不同区域,对环境噪声的要求也不一样。在既有背景噪声的 条件下,人们对噪声的承受能力也不相同,背景噪声越大,产生的噪声影响也就 越小,如图 8-3 所示,在背景噪声小于 55dBA,噪声源的噪声小于背景噪声时,则 这一噪声源噪声对人们没有影响;但当背景噪声高于 55dBA 时,即使噪声源噪

— 298 —

声与背景噪声同样强度,也会对人们产生影响,所以根据不同的背景噪声和噪声 源噪声的强度,将噪声对人们的影响分为三种,即无影响、有影响和严重影响。 无影响是指在这一噪声区域内,人们不受噪声源发出噪声的影响,有影响是指大 多数人对产生的噪声有反应,严重影响是指大多数人对噪声产生烦恼。

表 8-6 FTA(Federal Transit Administration U.S.A.)的噪声区域类型划分

区域类型	噪声量值(dBA)	区域类型说明
1	室外 L [*] _{eq(h)}	需要特别安静的区域,如音乐厅、国家纪念建筑物的室内外
2	室外 L _{dn} **	居民区 ,包括民房、医院、旅馆等区域的室外
3	室外 L [*] _{eq(h)}	包括学校、图书馆、教堂等

* . L___敏感时段内与交通有关的等效噪声;

**.L₄昼夜等效噪声强度。

资料来源 .Transit Noise and Vibration Impact Assessment , FTA , April 1995



图 8-3 不同背景噪声条件下 噪声对人们的影响

二、噪声测量

振动与噪声的传播方式有纵波和横波两种。纵波,也叫疏密波或 P 波(Primary wave),它是以物质或空气的疏密压缩来传播的,这种波的传播速度最快。 — 299因此,日本高速铁路利用纵波传播速度快的特点,当发生地震时在破坏力大的横 波(S波)(Secondary wave)到来之前切断高速铁路的电源,以保障高速铁路的 运行安全,横波的传播速度约为纵波的40%~60%左右。声音在空气中的传播 一般是纵波传播。

噪声是一种令人烦恼的声音。人耳对声音的感觉与声音的声压和频率有 关,因此在确定声音强弱时既要考虑声压的大小,也要考虑频率的高低。人耳的 可闻声压范围为 2×10^{-5} Pa 的弱音到 2×10^{3} Pa 的强音,可闻频率范围为20Hz ~ 20kHz,由此可知,人耳的听觉灵敏度范围很广。实测发现,两个不同频率的声 音相比较时,若频率提高一倍,听起来音调提高的程度也是相同的,即对两个频 率的声音而言,有决定意义的是两个频率的比值,而不是其差值。据此,将可听 频率划分为若干小段,每一小段的上限频率和下限频率比值都为一定值,即 f_u/ f_d = 2ⁿ,当 n = 1 时,称为倍频程;n = 1/3 时,称为 1/3 倍频程。每个频程以中心 频率称呼。表示强度的量值有声压、声强和声功率,由此引出声压级、声强级和 声功率级。

列车通过时引起轨道结构的振动,在通过空气传播的人耳可闻声形成之前, 结构产生的声音叫结构声或固体声。振动总是伴随着固体声的传播和噪声的辐 射。通常用一些物理量对各种声音进行评价。

(一) 声功率级

声源辐射声波时在单位时间内向外辐射的声能叫声功率,记为 W(瓦)。声 功率的大小不随环境的变化而变化。声功率级的单位是分贝,它的定义为

$$L_{W} = 10 \lg \frac{W}{W_{0}}$$
 (dB). (8-3)

式中,W为声功率(W);W。为参考声功率 取1×10⁻¹²W。

(二)声强级

声强是衡量声波在传播过程中声音强弱的物理量,它是指单位时间内,垂直 于声波传播方向的单位面积上所通过的声能。与声功率一样,声强也可用相应 的声强级来表示:

$$L_{I} = 10 \lg \frac{I}{I_{0}}$$
 (dB). (8-4)

式中 J 为声强(W/m^2) J_0 为参考声强 $I I \times 10^{-12} W/m^2$ 。

(三) 声压级

声压指某瞬时,介质中的压强相对于无声波时压强的改变量,单位为 N/m² (Pa)。任一点的声压是随时间而变化的,每一瞬间的声压称为瞬时声压,某一 段时间内瞬时声压的均方根为有效声压,一般情况下所说的声压即为有效声压。

在自由声场中,声压与声强的关系如下:

$$I = \frac{p^2}{\rho C}$$
, (8-5)

式中 ρ 为空气密度C为声速。

由于大多数仪器都测量声压,因此,声压级是在噪声评价中最常用的级,它 的定义为

$$L_{p} = 20 \lg \frac{p}{p_{0}} = 10 \lg \frac{p^{2}}{p_{0}^{2}} \quad (dB)_{o}$$
 (8-6)

式中 p 为声压(N/m²) p 为参考声压 取 2 × 10⁻⁵N/m²。

声压级与声功率级在特定的声学环境中,具有一定的数量关系。当声源尺 寸较小(可近似认为是点声源),并处于无反射的自由空间中(也称自由声场) 时,空间某点的声压级与声功率级的关系为

$$L_p = L_W - 20 \, \text{lgr} - 11 \, (\text{dB}) ,$$
 (8-7)

式中, r 为离声源距离。

如果声源是放在光滑的平面上,可认为声波是在半自由空间传播,其声压级 与声功率级的关系为

$$L_{p} = L_{W} - 20 \, \text{lgr} - 8 \quad (\text{dB})_{\circ}$$
 (8-8)

噪声是人们讨厌的声音,因此在评价噪声时必须与人的感觉相联系。同样 声压级的声音,频率不同,人的感觉也不同。如频率为63Hz时,声压级为35dB 的声音人耳才能听到;而在1000Hz频率时,声压级达到4dB时,人耳就能察觉。 所以在实际测量声级时要考虑人耳对声音频率的敏感程度,以使测量的结果与 人耳对声音的响度感觉相接近。因此,在声学测量仪器中采用了频率计权网络 装置,目前有A,B,C,D四种频率计权网络,其中A型计权网络装有与人耳有同 样响应的滤波器。由A计权网络进行的声级测量称为A加权声级测量,单位为 dBA。大量试验表明,机动车辆噪声的主观评价和声级计的A计权网络读数有 较好的相关性,所以对交通噪声通常都用A声级作为测量和评价的单位。如无 特别说明,在研究铁路噪声中所用的噪声级单位 dB 均为 dBA。

标准中的等效声级 L_{Aeq}为规定时间内 A 声级的能量平均值 ,又称为连续 A 声级 ,单位为 dB ,计算式为

$$L_{Aeq} = 10 \lg \left[\frac{1}{T} \int_{0}^{T} \frac{p^{2}(t)}{p_{0}^{2}} dt \right]_{\circ}$$
 (8-9)

式中 ,p(t)为随时间变化的瞬时声压 ;T 为规定的测量时间。当测量为采样测 量 ,且采样时间间隔一定时 ,上式可表示为

$$L_{Aeq} = 10 \lg \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} 10^{0.1 L_{Ai}} \right)$$
 (8-10)

— 301 —

式中 L_{Ai}为 t 时刻的瞬时声级 jn 为规定的测量时间内的采样数。

通过对轮轨的振动和噪声的大量研究表明:在500Hz~2.5kHz频率范围内 振动和噪声为线形相关。在500Hz~1kHz频率钢轨是主要辐射体,在1.25kHz~2.5kHz频率轮轨双方都起显著作用。

三、噪声标准

由于噪声影响甚至损害人的健康,所以世界各国对环境噪声都有标准规定。 按 ISO 的标准 90(或 85)dB 时允许工作 8h,而每超过 3dB,工作时间相应减半, 在 96dB 噪声区,只能工作 2h。A 声级考虑了人耳对低频噪声敏感性差的频谱 特性,对低频有较大的修改量,能够较好地反映人耳对各种噪声的主观评价,且 易于测量,故广泛用于噪声计量中。在此基础上,进一步考虑噪声持续时间产生 的影响,采用了等效连续 A 声级 L_{eq}来评价交通运输中产生的噪声。铁路噪声和 道路交通噪声一样,L_{Aeq} 也是优先的评价量。对于高速铁路,法国和日本采用 L_{Amax},主要是由于每天行驶的车辆数目是不变的。某些欧洲国家对于铁路噪声 的要求稍低于道路交通噪声;在瑞士,对于铁路噪声的限制至少放宽 5dB,如果 每天通过的列车数目过少,则限制可放宽达 15dB。对于铁路噪声允许限制的放 宽是根据广泛的社会调查结果确定的,在 L_{Aeq}数值相同时普遍认为铁路噪声的 干扰比道路交通噪声要小。部分国家的铁路噪声法规和噪声标准见表 8-7。

国家	评价指标	容许值类别	昼间	夜间	整天	建筑物正面噪声级
澳大利亚	L _{Aeq}	新建铁路线的指标	65 ~ 70	55 ~ 60		
回主	L _{Aeq}	新建铁路线的指标			60	63(24h)
万女	L _{Amax}				85	88
注回	L _{Aeq}	降噪计划极限值	60			65~70(24h)
云国	L _{Amax}	高速线极限值	65 ~ 75			
() () () () () () () () () () () () () ($L_r = L_{Aeq} - 5$	新居住区指标	50 ~ 55	40~45		59(昼)
(忠国) -		新建和改造线极限值	59	49		49(夜)
按고	L _{Aeq}	新建铁路最佳值	60	50	55	60(24h)
19二	L _{Aeq}	新建铁路最大值	73	63	68	50(23 00-7 00)
	L _{Aeq}	新建铁路线的指标	55		60	60
扮队 友 人 一	L _{Amax}			50		
瑞典	L _{Aeq}				60	

表 8-7

部分国家的铁路噪声法规中对居住区的容 许值和建筑物正面噪声级标准

(单位 :dBA)

节日	L _{Aeq}	新建住宅指标	55	42		68(6 00-24 00)
英国		新建线隔声法规	68	63		63(6 00-24 00)
日本	L _{Amax}	新干线标准			70	

世界卫生组织(WHO)于 1993 年公布了为保护公众免受噪声干扰的标准。 为使大多数人免受严重干扰,在户外生活区的稳态连续噪声的声级不能超过 55dB(L_{Aeq});为使大多数人免受中等程度的干扰,噪声级不能超过 50dB(L_{Aeq}); 夜间户外噪声级不能超过 45dB(L_{Aeq})。各国参照 WHO 的标准并根据实情制定 相关标准。

我国 1990 年 11 月颁布的《铁路边界噪声限值及其测量方法》(GB12525— 90)中明确规定了铁路边界的噪声限值,即等效声级 L_{Aeq}为 70dB。由于轨道交 通线路大部分穿越人口密集的城区,因此其噪声还必须符合《城市区域环境噪 声标准》(GB3096—93)的限值。《城市区域环境噪声标准》中规定了城市五类 区域的环境噪声最高限值,其标准值如表 8-8 所示。

表 8-8	等效声级 L _{Aeq} /dB	(单位 dB)
类 别	昼间	夜间
0	50	40
1	55	45
2	60	50
3	65	55
4	70	55

注 表中0~4 类地区的划分标准同表 8-3。

第三节 铁路噪声的组成

列车产生的噪声由几部分组成,如图 8-4 所示。每一部分噪声都有其产生 的机理,声源位置的特性,声源的强度,频率范围,方向等。根据国内外的研究资 料表明,铁路噪声主要有牵引电机和动力设备噪声、轮轨相互作用和轨道结构振 动噪声、车体的空气动力噪声;如桥梁地段,还有结构的二次噪声;如电力机车车 辆,则还有受电弓噪声。但列车速度不同,各种噪声在综合噪声中所占的比例是 不同的。如日本通过研究认为,高速列车的噪声主要有四部分组成:轮轨噪声、 结构噪声、受电弓噪声和车体空气动力噪声,四种噪声形成综合噪声,计算式为

$$L = 10 \log_{10} (10^{LR/10} + 10^{LS/10} + 10^{LP/10} + 10^{LA/10}) , \qquad (8-11)$$

式中 L 为列车通过时的综合噪声 ;LR 为轮轨噪声 ;LS 为结构噪声 ;LP 为受电弓

噪声 :LA 为车体空气动力噪声。



图 8-4 轮轨系统高速列车的主要噪声源

日本对高速铁路的噪声进行了测试,测试时使用了高指向性的噪声测试仪, 可测试各噪声源的噪声声级,如当列车运行速度为210km/h时(其中一例),轮 轨之间噪声为78dB,集电弓噪声为74dB,桥梁结构振动噪声为71dB,车体空气 动力噪声为70dB,四种噪声综合为80dB。

国外的许多研究资料表明,对于不同的列车运行状态,综合噪声的组成也不一样。荷兰学者 M.G. Dittrich 通过研究认为:当列车速度小于 60km/h 时,列车牵引电机及辅助设备噪声占主要成分;当列车速度在 60 ~ 200km/h 时,轮轨噪声占主要成分,当列车速度大于 200km/h 时,空气动力噪声占主要成分,如图 8-5 所示。



图 8-5 速度与噪声之间的关系

目前我国铁路客车的运行速度在 120~160km/h 左右,货车速度在 80km/h 左右,从图 8-5 可知,轮轨噪声要占主要部分。我国城市轨道交通列车的最高运 行速度一般为 80km/h,区间运行速度 60km/h。因此,轨道交通的噪声主要为列 车运行时的稳定噪声,也即为轮轨噪声。所以对轮轨噪声的治理是目前我国铁 路噪声治理的一个主要方面。

在图 8-5 中没有结构噪声,而对于列车过桥时产生的二次噪声,有时超过轮 轨噪声。如列车通过钢结构桥时所产生的噪声远大于其他噪声,上海城市轨道 交通明珠线宝兴路段的钢梁下,综合噪声达 93dB,而在同一地段的混凝土箱梁 下,综合噪声为 86dB(上海城市轨道交通管理处 2001 年 5 月 30 日测试资料), 可见结构的二次噪声在综合噪声中要占较大的比例。

如图 8-6 所示,列车通过时引起地面振动,但不同的地基状态、土层结构,振动的传播路径也不相同。列车通过时轨道结构的振动通过土体的传播使建筑物产生振动,振动通过辐射及房屋门窗的振动碰撞产生噪声。建筑物的振动辐射噪声是一种低频的隆隆声,对房内的人员产生较大的影响。地铁和高架轨道交通列车通过时也会引起建筑物的振动噪声,但由于结构的不同,两者所产生的噪声强度也不同。



图 8-6 土层传播振动所产生的噪声

第四节 轮轨噪声

轮轨噪声可分为三种主要类型:尖叫噪声(啸叫噪声)、冲击噪声和轰鸣(或 滚动)噪声。所有的轮轨噪声都是由车轮和钢轨之间的相互作用产生振动,向

— 305 —

外辐射出声波。研究表明,尖叫噪声是当车辆通过小半径曲线时,由于车轮受转 向架的约束,不能正切于钢轨运行,也即车轴不能处于曲线的径向位置,于是引 起车轮沿着钢轨滚动时横向滑过轨头,由此产生轮轨接触表面的粘着和空转,引 起车轮共振,接着产生强的窄频带的尖叫声。冲击噪声是车轮通过轨缝、道岔或 擦伤的车轮等在钢轨上滚动时所引起的噪声,如低(高)接头、钢轨剥落、车轮扁 瘢等都可以引起附加的轮轨动力,激发车轮和钢轨振动造成轮轨辐射噪声。轰 鸣(或滚动)噪声是通常没有擦伤的车轮在连续焊接、状态良好的直线钢轨上滚 动时所发生的噪声,这是由于车轮和钢轨表面上的小面积粗糙造成的。

研究表明,车轮噪声峰值约在1~2kHz范围内,属高频噪声;钢轨噪声峰值 约在500Hz~1kHz范围内,属中、低频噪声;滚动噪声峰值在500Hz~1kHz范围 内,主频集中在500Hz左右,以中、低频成分为主;尖叫噪声的频率集中在4~ 6kHz高频范围内。因此看出,轮轨噪声主要由钢轨振动产生。

一、滚动噪声

轮轨表面不平顺,如车轮表面的轻微扁瘢,钢轨表面的压溃、波浪形磨耗等 被认为是产生轮轨滚动噪声(Rolling Noise)的最主要原因。钢轨表面的粗糙度 可分解成不同的波长,如粗糙度的波长短于轮轨接触斑的长度,则接触斑长度内 的粗糙度在轮轨接触应力作用下被压平,其作用就像在接触斑内的粗糙度得到 了滤波。这一粗糙度的波长一般小于2.5mm,这样的粗糙度对产生低频噪声影 响不大。轨道结构参数变化,主要是指轮轨弹性模量、钢轨支承刚度、轮轨接触 刚度(主要在钢轨横截面上轨头半径的变化)等的变化。弹性模量变化量到3% ~10%时才能产生如轨面粗糙所产生的噪声,轨头半径变化10%~15%所产生 的噪声也等同于钢轨表面粗糙度所产生的噪声,这一粗糙度的波长约为25~ 50mm,但要在实践上将这一变化与粗糙度所产生的噪声等同起来,还有一定的 难度。

车轮在运行过程中要产生纵向、横向和旋转蠕滑。一些研究者认为纵向蠕 滑对轮轨噪声影响不大,这是因为列车在制动和加速时轮轨噪声并不增大。但 钢轨打磨后列车加速和减速对轮轨噪声有本质上的影响,这与纵向蠕滑对噪声 没有影响这一结论相矛盾。列车通过曲线时由于轮轨之间的粘—滑而产生众所 周知的啸叫声。虽然直线轨道上横向蠕滑并不重要,但是当车轮在有波磨的钢 轨上运行时,由于车轮在滚动时的减载而出现横向动力蠕滑,而这一横向蠕滑认 为是主要的噪声源。由于车辆的锥形踏面使得车轮在运行时产生旋转蠕滑。但 旋转蠕滑是否产生噪声还缺乏足够的证据。

如果钢轨表面没有波磨,但轮轨之间的滚动噪声仍较大,则就有可能是在轨 面上有肉眼看不出或看得出的粗糙度,如轨面凹坑、压溃和另外一些轨面缺陷。

— 306 —
如轨面的轮轨接触光带不规则,宽度不一,则就有可能造成较大的轮轨噪声。产 生较大噪声的原因是由于轨面的粗糙度不足以大到将轮轨接触斑的面积分成几 小块,如果轮轨接触斑被分成两块或几块,则轮轨之间的噪声就不是滚动噪声, 而是冲击噪声。所以较大的滚动噪声是与轨面的粗糙度成正比的。

二、冲击噪声

如果轨面存在有波幅很大的轨面不平顺,如车轮扁瘢、钢轨接头、钢轨焊接 接头的凹台、钢轨表面缺陷等,则就会造成轮轨之间的冲击噪声(Impact Noise)。 轮轨冲击噪声涉及到轮轨接触的瞬间分离而产生的非线性现象。如果列车速度 超过某一临界值,则一定波长的轨面不平顺就可能产生冲击噪声。临界速度的 计算式为

$$\mathbf{v}_{\rm cr} = \sqrt{\frac{g\left(1+\frac{M}{m}\right)}{y''}\left(1+\frac{m}{\rho}\frac{\beta}{2}\right)} , \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4\rm EJ}}, \quad (8-11)$$

式中 g 为重力加速度 ;M 为轮载 ;m 为车轮重量 ;p 为单位长度钢轨重量 ;y 是钢 轨纵向高低不平顺 k 为钢轨基础分布刚度 ;EJ 为钢轨截面刚度。

即使没有可见的轨面不连续,也会产生轮轨冲击。如车轮400kg,钢轨50kg/m,钢轨基础分布刚度41MN/m²,不平顺波长0.4m,不平顺深度2mm,则可 得轮轨接触点分离的临界速度为96.6km/h。如不平顺波长为0.05m,不平顺深 度1.3mm(这是波长较短的波磨),则可得轮轨接触点分离的临界速度为48. 3km/h。轮载越轻,则越有可能出现轮轨接触分离现象,所以轻载车辆越倾向于 出现动力减载、横向蠕滑等。

当车轮顺向通过高低台阶的钢轨接头时,轮轨接触就会脱离,车轮扁瘢也有 这一现象。于是可导得轮轨冲击的列车临界速度为

$$v_{\rm cr} = \sqrt{rg\left(1 + \frac{M}{m}\right)\left(1 + \frac{m}{\rho}\frac{\beta}{2}\right)} , \qquad (8-12)$$

式中 r 为车轮半径。

虽然钢轨接头的台阶高度和车轮扁瘢深度影响到轮轨的冲击速度,但不影 响产生轮轨冲击的列车临界速度。但是轮轨冲击产生的声压峰值直接与钢轨接 头台阶高度和车辆扁瘢深度有关。

随着列车速度的提高,由车轮扁瘢引起的噪声减小,这与车轮扁瘢引起的轮 轨冲击速度随列车速度的提高而减小的情况相一致。如果列车速度很高,则由 于车轮扁瘢引起的冲击噪声远小于正常的轮轨噪声而几乎察觉不到。同理,当 列车速度较高时,车轮通过钢轨接头轨缝所产生的冲击噪声也较低。

— 307 —

车轮迎台阶通过钢轨接头时,轮轨之间总是产生冲击,冲击速度直接与列车 速度成正比。这时就没有一个临界速度,产生噪声的声压峰值随速度的增大而 提高。车轮迎台阶通过钢轨接头时总会有一个较明显的冲击噪声,不像列车速 度较高时,车轮顺台阶通过钢轨接头和车轮扁瘢引起的噪声会淹没在轮轨的滚 动噪声中。轮轨的冲击力可用下式计算:

$$F = vm_{eq} \sqrt{\frac{2h}{r}} , \qquad (8-13)$$

式中 ,v 为列车速度 ;m_{eq} 是由钢轨弯曲刚度和钢轨单位长度确定的等效质量 ;h 为钢轨台阶高度 ;r 为车轮半径。对于一些典型的钢轨支承方式和钢轨弯曲刚 度 ,等效质量约为单位长度质量的 0.4 倍。

三、波磨噪声

钢轨波磨引起一种特别声调的滚动噪声,常称波磨噪声(Corrugated Rail Noise)。钢轨波磨引起的噪声听起来像吼叫声(隆隆声),所以称为"轮轨吼叫"。波磨产生的噪声比正常滚动噪声大得多。当钢轨存在波磨时,列车通过时的噪声值要增大5~15dB。用1/3 倍频或窄带功率谱分析,可得波磨引起的噪声有较宽的频带,并有一峰值,如图 8-7 所示。噪声功率谱的第一峰值位于500Hz 处,也是波磨功率谱的功率峰值位置(相当于波磨的波长为0.05m),第二峰值位于1000Hz 处。所以通过对噪声的窄带功率谱分析,可确定波磨的波长或轨面的周期性不平顺。如果列车速度较高,则就有可能产生轮轨接触脱离而导致冲击噪声。



图 8-7 由于钢轨波磨引起噪声的 1/3 倍频功率谱



图 8-8 列车走行在波磨钢轨上时的车厢内噪声

对列车通过波磨轨道段和钢轨打磨以后轨道段的车辆内噪声进行分析,结果如图 8-8 所示。从图中可明显看出列车速度在 106km/h 时,钢轨未打磨地段的功率谱峰值位于 400Hz 和 600Hz 处,而钢轨打磨地段的噪声功率谱在 400Hz 和 600Hz 处的峰值就较小(但打磨后峰值在 1 400Hz 处就较突出,此时要考虑轮对或轨道的共振引起的峰值)。

在存在波磨的条件下,轮轨之间的作用相当复杂,主要原因是由于车轮在具 有波磨的轨面上运行时,车轮踏面不能跟随波磨的起伏变化,从而导致轮轨接触 分离。波磨的波幅越大,造成轮轨之间的动力作用也越大。较大的波磨造成轮 轨接触分离,轮轨之间的作用力减小,从而增加了轮轨之间横向蠕滑的可能性。 轮轨之间的周期性横向蠕滑将导致波磨的进一步发展。波磨深度在 0.05mm 条 件下,在 630Hz 倍频范围内,大约相邻频带的噪声增加 8~10dB。波磨深度在 0. 1mm 条件下,在 500~1000Hz 频带范围内产生较宽的功率谱峰值。

轮轨之间的接触分离可能是波磨引起噪声的主要原因。试验资料表明,只 要轨面存在微小的波磨,轮轨之间的噪声就大大增加。当轮轨之间存在横向滑 动或接触分离情况下,轮轨之间的动态位移就会加大,这实际就是车轮横向振动 的激振源,此时车轮辐射出的噪声能量与钢轨的噪声能量之比就要大于钢轨无 波磨条件下这一相应的比值。

四、啸叫噪声

轮轨啸叫声(Squeal)是一种令人难忘且难受的高强度高频噪声,在所有半 径曲线上都可能会发生这种噪声,曲线半径越小,此种噪声发生的几率越大,而 且车厢内外的人都能感觉到这种噪声。轮轨之间摩擦特性的变化、钢轨表面污

— 309 —

脏度的变化及车辆与轨道之间的曲线动力特性的变化等使得啸叫声也断断续 续。啸叫噪声的强度变化很大。在潮湿的早上,可能大多数曲线都不会产生啸 叫声。啸叫声的频率集中在500Hz,1250Hz和3150Hz三个1/3倍频带上(不同 的条件下频率范围有所不同)。人对高强度和分散频率的噪声具有较高的感知 性,并且这种噪声令人讨厌。

有三种情况产生轮轨啸叫声:轮轨之间的纵向粘滑;轮缘与钢轨侧面接触; 由于轮轨之间存在冲角,车辆沿轨头横向蠕滑引起的粘滑。

由于列车通过曲线时,一轮对在内外轨走行的距离不一致造成车辆的粘— 滑运动。如曲线半径大于800m,车轮踏面的锥度能补偿内外轨的这一轨线长度 差。有时为了使一轮对的外轮走大圆,内轮走小圆,有意将钢轨踏面进行不对称 打磨以满足这一要求(参见轮轨接触受力方面书籍)。有人通过研究认为,轮轨 之间的纵向粘—滑不是产生轮轨啸叫声的主要原因。



图 8-9 轮轨之间的粘滑

如图 8-9 所示,轮轨之间的摩擦系数为 0.25,但当蠕滑率小于1%时,蠕滑系数大于 摩擦系数,也即轮轨之间的蠕滑力大于摩擦 力。但当蠕滑率再增大,则蠕滑系数下降直 至轮轨之间产生滑动,轮轨之间产生滑动后, 蠕滑率迅速下降至小于1%。随着轮对的进 一步运行,蠕滑率进一步积累,导致下一轮的 轮轨粘—滑运动,如此反复,轮轨之间一直进 行着粘—滑运动。

许多人认为列车通过曲线时,外轮轮缘 与钢轨侧面接触摩擦是引起轮轨啸叫的主要

原因。可是将轮缘涂油后这一啸叫声仍然存在。也有人认为内轨是轮轨啸叫声 的主要原因_而内轨的轮缘与钢轨侧面是不接触的。

通过分析研究,最后认为车辆踏面在轨顶面上横向滑动也是产生轮轨啸叫 声的主要原因,从理论上,这一观点也最易被证明。即使在大多数情况下,列车 通过曲线时轮缘与钢轨侧面接触,但轮轨之间的啸叫声主要是由于轮轨之间横 向滑动产生的。

五、轮轨噪声的预测

钢轨表面和车轮踏面都存在粗糙,当轮对在轨面上滚动时 粗糙会导致轮轨 相对运动及本身的弹性振动,也引起轨下基础部件如轨枕的振动,并向空气中辐 射噪声。

— 310 —

(一)轮轨表面粗糙度激励

P. J. Remington 将轮轨表面粗糙度作为激励源,在轮轨或赫兹弹簧之间产生 相对位移,产生的轮轨运动取决于各自频响函数的相对幅值和相位。Flamn 将 外部力作为激励源,力通过接触区传递给结构,引起结构振动,外部力等效为一 绝对位移。D. J. Thompson 认为引起噪声的轮轨表面粗糙度波长范围为 5 ~ 500mm,幅值非常小,较典型为1μm,长波端点增长到 50μm,较严重时更大。轮 轨赫兹接触弹簧的幅值取决于导纳比。在钢轨导纳高于车轮导纳的频率,特别 是 100~1000Hz,钢轨振幅接近于粗糙度幅值。在 1800Hz 以上,轮对接近共振, 振幅更大。除轮对共振高频区外,赫兹接触的局部变形也削弱了相当大的粗糙 度幅值。

(二)车轮振动

Remington 预测车轮阻抗 其等效声级公式为

$$L_{eq} = 10 lg \left\{ \frac{N}{2d_0} \cdot \frac{(\rho c)^2}{P_0^2 \sqrt{\Gamma}} [\sigma_{WR} A_{WR} < \dot{Y}_{WR}^2 > + \sigma_{WA} A_{WA} < \dot{Y}_{WA}^2 >] D(\omega d) \right\}_{o}^{o}$$
(8-14)

式中 N 为通过钢轨的轮对数 A_0 为测点到近侧钢轨的直线距离 ρ 为空气密度 κ 为空气中声速 P_0 为参考声压 ,为 2.0 × 10⁻⁵ Pa ;v 为列车速度 ,T 为列车的通过 时间 σ_{wR} 和 σ_{wA} 分别为车轮的径向和轴向辐射效率 ;A_{wR}和 A_{wA}分别为车轮径向 和轴向辐射面积 ;< Y_{wR}^2 和 < Y_{wA}^2 分别为车轮径向振动和轴向振动速度均方值 ;D (ω d)为地面影响函数。

Haran 和 Finch 将车轮看作由多个振动铃组成的系统,Heiss 利用三维单元 构造了一个车轮振动有限元模型,仅1/8 轮对就有7000 个自由度,与现场模态 分析吻合得较好。D.J. Thompson 利用有限元方法研究了车轮自由振动和受迫 振动的各阶模态,比较各种车轮的状态参数,得到较为满意的结果。车轮是低阻 尼的结构,其振动用模态来量度,分为轴向模态和径向模态两类。径向模态用节 径数(n)表征,而轴向模态由节径数(n)和节圆数(m)来表征。在滚动噪声中, 最重要的是轮缘附近节圆的径向和轴向模态。

(三)钢轨振动

Remington 研究钢轨等效声级公式为

$$L_{eq} = 10 \lg \left\{ \frac{N}{2d_0} \cdot \frac{(\rho c)^2}{P_0^2} \sigma_{RV} (r_F + r_H) < \dot{Y}_{RV}^2 > D(\omega \ A) \right\}_{o}$$
(8-15)

式中, < \dot{Y}_{RV}^2 > 为钢轨线声源垂向振动速度均方值; r_{F} 为轨底宽度; r_{H} 为轨头宽度;其他参数同式(8-14)。

— 311 —

与式(8-14)的车轮公式相类似,把振动和噪声联系起来的是钢轨线声源垂向振动速度均方值 < Y_{RV}^2 > ,其大小与噪声大小成正比。 < Y_{RV}^2 > 是钢轨振动加速度的一次积分均方值,减小了振动加速度也就相应减小了振动引起的噪声。 Clark 建立了一个轨道垂向振动模型,钢轨用铁木辛柯梁来代替,长度只有 20 个轨枕间距长。Munjal 和 Heckl 将钢轨看作欧拉-伯努利梁来研究轨道垂向阻抗。 Scholl 研究了振动波在钢轨中传播引起的横截面变形,没有计算变形时的频率响应。

D. J. Thompson 利用有限元方法将钢轨划分网格研究振动模态,计算钢轨频率 响应和导纳,预测频率和波数关系,研究钢轨自由振动波数和特征向量,比较钢轨 垂向和横向振动。钢轨是一种无限长结构,不存在离散模态,但存在行波。在低频,振动波是垂向弯曲、横向弯曲和扭转。在高频,振动波复杂,包括横截面挠曲和 各种耦合运动。当钢轨弯曲波长等于轨枕间距两倍时,发生"铰—铰"模态,跨中 响应最大,轨枕上响应最小。"铰—铰"模态虽然影响着粗糙度增长,但对辐射噪 声贡献不大。钢轨辐射噪声不仅由振动强度决定,还与沿钢轨长度的振动衰减率 有关。振动衰减率越低,钢轨振动长度就越大,辐射噪声也就越大。

轨下支承刚度的大小影响钢轨等轨道部件的振动强度。如轨下垫层刚度大, 支承块下垫层的刚度小,那么支承块就附加在钢轨上一起振动,增大了钢轨的参振 质量,从而使得振动频率降低,振动加速度下降,钢轨振动强度下降,钢轨辐射的噪 声下降,如轨下垫层刚度小,钢轨振动强度上升,而轨下基础的振动下降,起到了隔 振的作用,传递到轨下基础结构如桥梁结构的振动下降,从而可以降低结构的"二 次噪声"。因此,平衡减振和隔振作用及其产生的噪声就要合理选择轨下垫层的 刚度,找到两种作用的平衡点。本文主要讨论轮轨噪声及降噪措施。

(四) 轨枕振动

D. J. Thompson 研究发现:提高轨下垫层刚度将增大钢轨和轨枕的耦合作 用 轨枕振幅增加,向高频辐射的噪声占主导地位。Vincent 认为轨枕噪声主要 与上部垂向振动有关,如果轨下垫层较软,轨枕噪声频率限制在400Hz以下,可 以忽略,但如果轨下垫层较硬,轨枕噪声比例上升。J. C. O, Nielsen 研究了轨道 对称振动和反对称振动:对称振动的轨枕噪声存在三个峰值:60Hz P2 共振峰 (P2 共振峰就是轮对、钢轨和轨枕作为整个系统在道床上振动所共有的共振频 率),190Hz 钢轨反共振峰和700Hz 轨枕第二阶对称弯曲特征频率。在 P2 和反 共振峰,轨枕像刚体振动,各部分辐射声能基本相同,在第二阶对称弯曲特征模 态,轨座和枕中部噪声比较大。反对称振动的轨枕第一阶反对称弯曲模态在 400Hz,噪声大部分来自枕端部以及轨座和枕中心之间。

(五)声辐射

Remington 利用统计能量(S. E. A)方法给出了振动结构声能公式。车轮的 — 312 —

径向和轴向表达式相同 即

$$\sigma_{\rm w} = \frac{2}{\left[1 + \left(\frac{f_{\rm cw}}{f}\right)^2\right]}$$

对于钢轨,有

$$\sigma_{\rm r} = 2/[1 + (f_{\rm cr}/f)^3]$$
,

式中 f_{ew}和 f_{er}分别表示钢轨垂向振动的辐射临界频率。轨枕公式与钢轨相同。 J. C. O. Nielsen 利用边界元方法计算并比较两种轨枕声辐射频率 ,证明轨枕形状 对其影响不大。

D. J. Thompson 用轴对称边界元模型预测轴向振动辐射效率,研究表明:低频时,车轮辐射效率取决于节径数 n,同样的结果可以应用到径向振动。钢轨的 声辐射预测方法类似于车轮。高频时,辐射效率 σ 趋近于 1,低频时 σ 比 1 小 很多。轨枕辐射效率在大多数频率范围接近于 1。

六、轮轨噪声的估算

轮轨相互作用产生的噪声与行车速度密切相关,以上的预测公式要受到诸 多因素的影响,在计算时要先确定这些参数。多年来人们致力于轮轨噪声估算 的研究,以便对轮轨噪声作一简单的估算,目前已有多种公式,其中最常用的是 根据列车速度轮轨噪声的 A 声级估算的 Lotz 公式:

(1) 无缝线路轨道

$$L_{A} = 74 + 30 \log \frac{V}{V_{0}}$$
, (8-14)

式中 L_A 为 A 声级噪声(dB), v 为列车速度, v₀ 为参照速度 60km/h。L_A 值为离 轨道中心 30m 远的噪声,并且列车长度大于 90m。

(2) 普通有缝线路轨道

$$L_{A} = 81 + 30 \log \frac{v}{v_{0}}$$
, (8-15)

一般用此公式的计算结果与实测结果相差 ±6dB。

(3) 隧道内线路轨道

$$L_A = 102 + 30 \log \frac{v}{v_0} \pm 6$$
 , (8-16)

若隧道内线路为无缝线路 则式中为 - 6dB 若为普通有缝线路 则为 + 6dB。

除行车速度外,列车本身的结构组成、轮轨状况、噪声测量位置及铁路周围 的地形地貌都对铁路噪声产生较大的影响,而且很多因素的随机性很强。因此 要用一个公式来精确预测出铁路噪声几乎是不可能的。上述公式只能对铁路噪 声进行大概的估算,而不能进行精确预测,如需要精确的铁路噪声数值时,还需

— 313 —

进行实地测量。

列车经过桥梁的噪声高于路基上的普通线路。在距轨道中心线 30m,高度 为1.2~1.6m的测量点的测试结果表明,无碴钢桥的噪声比线路噪声高 10~ 15dBA,无碴混凝土桥的噪声比线路噪声高 5~10dBA,而有碴混凝土桥的噪声 比线路噪声仅高出 0~5dBA。

列车通过车站时的噪声约为 85dBA, 列车通过地下铁道车站的噪声为 80~85dBA,但有的地铁车站噪声峰值可达 95dBA,美国纽约地铁车站的噪声甚至达 100~115dBA,已接近人耳的痛阈。

第五节 减振降噪措施

振动和噪声是不可分割的两部分,只是其表现的形式不同。在对轮轨运行 采取减振措施时,同时也起到降噪作用,但有时降噪措施,如防噪墙、声屏障,则 对减振就不起作用。所以一般都把这两个问题一起考虑,以求取得最好的减振 降噪效果。

一、降低滚动噪声的措施

如前所述,直线轨道的轮轨噪声包括正常轮轨滚动噪声、高强的轮轨滚动噪 声、冲击噪声和波磨噪声,所以对噪声的控制方法也要根据不同的噪声类型决 定。如钢轨表面光滑,同时也要求车轮踏面圆顺,则列车运行时轮轨的接触斑宽 度就不会变化(宽度大约为12.5~20mm)。轨头也不会出现塑性流动的飞边。 如果钢轨顶面光带宽度和位置都发生变化,则轮轨噪声就增大,就要对钢轨进行 打磨和对车轮进行旋削。实际上,有些车辆和轨道旁的降噪措施对于所有类型 的噪声也是有效的。以下就一些降低轮轨噪声的措施加以叙述。

(一) 车辆降噪措施

控制滚动噪声一种有效的方法是给车厢加裙边,这样利用车厢裙边吸收噪 声和增大声能的传播损失,从而达到降噪的目的。

如在车厢裙边内侧安装吸声材料,则能减小铁路旁的噪声约2dB。裙边应 向内侧弯曲,这样能吸收车轮的辐射噪声,但对啸叫噪声的控制效果更好。对于 有碴轨道,车厢裙边的降噪效果要比整体道床差,因为道碴吸收了一部分噪声。 由于钢轨位置低于裙边,所以裙边对吸收钢轨的辐射噪声效果较差。

在车厢底安装吸声材料,能降低车厢内外噪声约2~3dB。但在车厢底部安 装吸声材料增加了对车厢底部养护维修的困难。

弹性车轮能降低车厢内外的噪声 1~2dB。使用弹性车辆主要是要降低轮 轨之间啸叫噪声,但使用弹性车辆也降低了轮轨滚动噪声,同时又降低了轮轨之

— 314 —

间的冲击荷载。

车体隔音装置对减小车内噪声非常必要。车体隔音装置主要包括车厢体、 地板、车窗、车门以及转向架和车体的连接部位。车体使用二层隔音材料,并在 车厢内衬以玻璃纤维吸音材料,用弹性地板层组成复合地板,用密封玻璃窗和门 封条,这样就能大大降低车厢内噪声。

(二)轨道减振降噪措施

见第六节。

(三)线路旁隔音装置

防噪墙是控制滚动噪声最有效的措施,在防噪墙上可附吸音材料以提高降 噪效果。但有些地段限制使用防噪墙,主要原因有:防噪墙离轨道中心较近,维 修人员无法避车;在高楼地区,由于防噪墙高度的限制,其效果就不很理想;如防 噪墙较高,风又较大地区,则要对防噪墙加固,费用就较大,线路维修人员无法通 过防噪墙进入线路。

在防噪墙的轨道侧涂上吸音材料可提高防噪墙的降噪效果,并消除声音反射。对于整体道床轨道结构,吸音屏的效果最为明显。在装置吸音屏时,一是吸音屏离轨道较远;二是较近。如果吸音屏较远,只能降噪2~3dB;如果较近,则由于噪声在吸音屏与车体之间来回反射,降低了降噪效果。在吸音屏上涂吸音材料可降低噪声的多次反射。这种吸音屏特别适合于桥梁及高架桥;因为这些地段一般为无碴轨道,且吸音屏的重量受到限制。

深路堑对降噪的效果类似于与路堑高度相同的防噪墙。如在路堑顶部安装 防噪墙 则效果更好。

对于车站降噪措施,可在站台下面、天花板上和车站围墙上涂吸声材料。站 台下的吸音材料可用喷射混凝土。车站围墙和天花板可用吸音板。

二、轮轨冲击噪声的降噪措施

轮轨冲击噪声的降噪声措施有:钢轨打磨,轨面掉块的焊补、打磨,钢轨接头的精心养护,消灭空吊轨枕。在对钢轨正常滚动噪声采取降噪措施时同时考虑 降低冲击噪声的措施。镟轮可消灭车轮踏面的不平顺及一些缺陷,如扁瘢,从而 可降低轮轨冲击噪声。

三、钢轨波磨噪声的降低措施

钢轨打磨是降低轮轨波磨噪声的有效措施。但钢轨打磨不会消除波磨因 素,如果钢轨打磨的间隔太长,则就会重新出现波磨,如果打磨间隔太短,则增加 钢轨打磨成本,所以就要选择合理的钢轨打磨周期。

在轨头镶嵌硬金属材料可有效控制钢轨波磨,但在北美采用高硬度的合金

— 315 —

钢轨而不用轨头镶嵌硬金属。用高硬度的合金钢轨可有效控制短波长波磨。

对于轨下基础刚度超过 70MN/m²的刚性扣件轨道结构,出现波磨的可能性 就较大。有些人认为降低轨道刚度对减缓波磨速率有利。但对此问题还需根据 不同的钢轨、不同的运行条件进行分析研究,以确定刚度对波磨的实际影响,从 而采取措施降低钢轨波磨。

车轮踏面形状直接影响到轮轨之间的接触力。国外研究认为,当车轮踏面 内凹成负曲率时,造成轮轨之间的旋转蠕滑增大,从而加速波磨。对车轮经常旋 轮,保持车轮良好的锥形踏面从而降低轮轨之间的旋转蠕滑力矩,有利于减缓波 磨。

在车辆上安装干摩擦棒(HPF—High Positive Friction),对轮轨之间的摩擦 系数进行控制,从而可消除与轮轨之间粘—滑或滚—滑相关的负阻尼系数,减缓 钢轨波磨的速率。

四、啸叫噪声的降低措施

使用弹性车轮、环状阻尼器、吸振器、干润滑棒和喷油润滑控制轮轨摩擦系数、锥形车轮踏面、纵向一系悬挂弹簧及自导向转向架等可控制车轮的啸叫声。 目前弹性车辆较多用于城市轨道交通以降低轮轨啸叫声。但对于半径小于 300m的曲线,弹性车轮不能消除轮轨的啸叫声。弹性车轮是在轮辋和车轮辐板 之间安装粘弹材料的弹性元件,目前弹性车轮只用于轴重很轻的轻轨线路,在美 国还没有在轴重较大的轨道交通线路上使用这种弹性车轮。

干润滑棒将润滑材料(HPF)涂于车轮踏面上以提高轮轨之间的黏着系数, 减小轮轨之间的粘着负阻尼,从而减小轮轨啸叫声。此外车轮轮缘上用低摩擦 系数的润滑棒(Low Friction Coefficient, LFC),以减小轮缘和钢轨侧面的磨耗, 同时降低轮缘的摩擦噪声。

车辆通过曲线时,锥形踏面车轮可提供较大的内外轮轮径差,从而可减小轮 轨之间的纵向滑动。对曲线钢轨进行非对称打磨,也可起到增大内外轮轮径差 的作用。但是如果转向架的一系弹簧纵向刚度过大,使得一转向架前后轮对的 轴线在通过曲线时仍保持平行状态而不能尽量将轴线调整到曲线的径向位置 上,则轮对的横向滑动在所难免。所以锥形踏面车轮、钢轨不对称打磨、降低转 向架一系弹簧的纵向刚度这三项措施也有利于降低轮轨啸叫声。自导向转向架 能使轮对处于径向位置,但如果车轮踏锥度不足,轮对通过曲线时仍会产生纵向 滑动。

在曲线内轨安装护轨可使得一轮对的外轮轮缘不与钢轨侧面接触,从而可减小轮轨之间的啸叫声,同时可减小曲线钢轨侧磨。

— 316 —

第六节 减振降噪型轨道结构

随着我国铁路客运专线的修建和城市轨道交通的发展,振动与噪声问题也 引起了各个部门的重视。在第九章中,已对轮轨噪声的产生机理及如何降噪作 了简介。对于减振降噪,轨道结构也是一个主要方面。本章就城市轨道交通减 振降噪型整体轨道结构的选择与设计作一些简单介绍。

一、轨道结构的振动和噪声特点

(一)轨道结构的选择

有碴轨道具有造价相对低、施工速度快、维修方便及弹性好等优点,目前一些工业先进的国家仍然采用。如原联邦德国汉堡37km高架线路采用轨枕碎石 道床;1985年建成通车的菲律宾马尼拉轻轨铁路,全长14.5km,为高架线路,采 用双块式预应力混凝土枕,潘得罗尔扣件,硬质碎石道床。

由于有碴轨道的道碴提供了很好的弹性,且可以吸收部分噪声,对减振降噪 有利。然而城市轨道交通应优先采用无碴轨道结构,这是由城市轨道交通其特 殊的运营特点所决定的,如行车密度大、行车间隔短、运营时间长、工作环境狭隘 等。

有碴轨道养护维修量大。传统的碎石道床由松散的碎石组成。因此,在列 车荷载作用下,道碴的磨损、坍塌、局部陷入路基以及钢轨和轨枕的变形,都会引 起轨道的残余变形,产生轨道不平顺。而道碴的变形是引起轨道不平顺的主要 原因,占轨道变形的80%以上。整治道床占养护维修工作量的80%以上。

轨道交通线路在其运营时间内进行养护维修几乎已不可能。据统计,自 1863 年伦敦开行第一列城市轨道交通线以来至今,世界各国的城市轨道交通累 计已达4000km,其行车间隔时分不超过4min 的线路占90%以上,其运营时间 通常在18h 左右,夜间的养护维修作业在安全、质量和设备要求上提出更为苛刻 的要求。此外,城市轨道交通除市郊铁路外,地铁和轻轨线在城区内以隧道和高 架形式穿越的情况居多,其养护维修作业在空间上受到极大限制,且隧道内的工 作条件十分恶劣。

高架线采用道碴道床,其轨下基础单线自重为1.9t/m,而选用结构简洁的 轨道结构,其双线自重仅为1.8t/m。因此,采用道碴道床增加了桥梁的自重,从 而可能需加大梁高和桩基尺寸,增加投资。

此外,有碴轨道道床的清筛粉尘也给城市环境造成污染。因此,无碴轨道相 比于有碴轨道,具有稳定性、平顺性、刚度均匀性好,维修工作量少、简洁易清洗 等显著优点,逐渐被世界上许多国家所认识,并在过去的几十年里,对无碴轨道

— 317 —

结构开展了长期、系统的研究工作 ,一些国家如 :日本、德国 ,已把它作为高速铁 路和城市轨道交通的主要轨道结构形式加以发展和应用。

(二) 无碴轨道结构的振动与噪声特点

少维修、高稳定性的无碴轨道的开发与应用是城市轨道交通轨道结构发展 的必然趋势。但无碴轨道结构刚性大,同时反射部分噪声,因此,减振降噪是无 碴轨道结构必须解决的问题。

如前所述 轨道结构的噪声分为轮轨噪声,振动来源于轨道的不平顺,钢轨 与运行中的车轮相互作用,激起钢轨和轨下基础的振动,钢轨即向外辐射噪声, 振动随轨下基础向周围传递,或引起振动,或造成结构"二次噪声"。由于噪声 和振动在 500~2500Hz 频率范围内线性相关,且钢轨在此范围内是主要辐射 体,特别是在 500~1000Hz 范围内,因此抑制钢轨振动,减小钢轨的振动加速度 和频率,对降噪起着关键作用。通过研究轨道结构各组成部件参数的合理匹配, 比如刚度、阻尼、质量等,可以达到这一目的。弹性钢轨和弹性车轮的成功经验, 证明这种方法是行之有效的。

轨道结构的减振可采用隔振技术,阻断振动的传播途径,使得轨道作为振源向周围土介质或向梁跨结构传递的振动较小,从而避免结构的"二次噪声"。

(三) 对减振降噪型无碴轨道结构的要求

轨道结构的减振降噪应根据不同的环境要求来设计 从而做到物尽其用 经 济合理。减振降噪应以工程环境评价报告为依据 经现场详细调研 明确振动与 噪声的保护对象和范围,确定期望值,并根据工程线路铺设形式、地质条件合理 选型。根据上述无碴轨道结构的噪声和振动产生的特点分析 综合其他因素 其 减振降噪型轨道结构的设计应遵循以下主要原则 在列车长期动荷载作用下 轨 道结构应保持安全、可靠的几何状态,并具有足够的承载能力、强度贮备和使用 耐久性 轨道结构的振动质量、刚度和阻尼应根据轨道结构动力学原理进行合理 选择 以适应减振降噪的要求 使结构体有最大的减振降噪效果 并能减缓轮轨 之间的冲击荷载 减轻钢轨的磨耗和波磨 结构简单 便于组织快速施工和安装 , 便于配套设备和机械的应用 施工进度应符合铺轨要求 对于混凝土道床的局部 损坏应考虑有修复的可能性 在轨道的基础已确保坚实稳定的前提下 仍需考虑 因施工误差、曲线超高变化 以及预应力混凝土桥梁伸缩、上拱等因素引起的轨 面标高的改变 为此 配套的扣件设计应考虑足够的调整量和可行的调整方法: 合理选材 轨道部件国产化 从而控制轨道结构的成本 由于无碴轨道可大幅度 降低维修费用,其综合的经济效益可被接受,从而有推广应用的价值;因为减振 材料的寿命不如混凝土,少量维修是必要的,因此减振材料的更换应方便。

二、轨道结构部件与一般减振降噪措施

与减振降噪相关的轨道结构部件是钢轨、扣件、轨下基础、道岔、无缝线路, 而钢轨、扣件和轨下基础对减振降噪的关系最为紧密。

对于钢轨的选型,综合考虑轨道交通的运量、对牵引供电的能耗和对杂散电流的防护、钢轨的商业供应渠道、长轨焊接工艺的熟练程度、提高轨道结构的稳定性和延长钢轨的使用寿命等方面权衡,选用 60kg/m 钢轨较 50kg/m 钢轨经济合理。从减振降噪的角度,50kg/m 轨型的竖向刚度要比 60kg/m 轨型减少 36. 7% 重型钢轨也利于减振降噪。因此,对于钢轨的选型目前基本有着这一共识。

道岔一直是轨道结构的薄弱环节,由于车轮通过的部件多,造成的冲击振动 和噪声也较大,因此从减振降噪角度,可以考虑使用无缝道岔,但由于造价较高, 目前尚存争议。根据地铁设计规范,轨道交通的正线应铺设无缝线路,因此可降 低轮轨噪声 5~10dB。

采用弹性扣件,可起到隔振作用。

轮轨噪声与轨道平顺性有关,应对无碴轨道的施工及养护维修制定严格的 规程,以保持无碴轨道结构长期稳定与线路平顺;定期打磨钢轨,提高轨面平顺 度,同时镟圆车轮,提高车轮的圆顺度,进行小半径曲线钢轨侧面涂油,可降低尖 叫噪声,同时可有效降低钢轨侧磨。

三、城市轨道交通轨道结构钢轨扣件的选择

钢轨扣件是联结钢轨与轨下基础的重要部件,反映了轨道结构的主要技术 特性,保持轨道框架刚度和决定轨道维修养护工作量的重要环节之一。

钢轨扣件由扣压件、轨下垫层和联结螺栓组成。为了体现轨道结构应有的 技术性能,要求钢轨扣件具有一定的扣压力、必要的弹性和相应的可调能力。对 刚度较大的轨下基础,还要求轨下垫板具有较好的弹性。在大坡道地段,既要求 扣件提供较大的纵向阻力,以防止钢轨爬行;又要求扣件的扣压力不能过大,以 控制无缝线路长轨条的纵向力向桥梁过量传递。两者的要求是互相矛盾的,要 求从技术上妥善加以解决。

轨道的弹性,尤其是刚性基础整体道床轨道结构的弹性,主要取决于扣件的 弹性,国内外对此都做了大量研究工作,研制并开发了满足不同减振降噪要求的 扣件。

WJ-2 型扣件为弹性分开式扣件,如图 3-22 所示,扣压件为弹条,扣件调高量为40mm,轨距调整量为10mm,扣件节点刚度为40~60kN/m,能满足一般地段的减振要求,扣件绝缘电阻为10⁸Ω,已在上海轨道交通使用。但扣件调高以后的刚度匹配,增加扣件的减振降噪效果,则还需进一步研究。

— 319 —

在减振要求一般的地段,上海地铁采用了 DTⅢ型扣件(图 3-23),该扣件采 用二级减振,在钢轨和铁垫板下都设绝缘橡胶板,扣件弹性较好,减振效果较好, 比北京地铁采用 DTI 型扣件的振动减少 5~10dB。

WJ-4 型扣件(图 3-24),这也是一种无挡肩的弹条扣件,这种扣件的轨下垫 层调高量较小,轨面的调整主要是靠铁垫板下的垫层调整。此类扣件的减振降 噪效果类似于 WJ-2 型。

在减振要求较高地段,上海、新加坡、德国科隆等地采用了轨道减振器扣件 (Cologne-egg 图 3-26),该扣件的承轨板与底座之间用减振橡胶硫化粘贴在一 起利用橡胶圈的剪切变形,获得较低竖向刚度,较 DTI 型扣件加速度传递函数 减少15~30dB 较 DTⅢ型扣件减少10~20dB,减振效果显著,能有效地减少对 周围环境的干扰。

轨道减振器扣件的垂直刚度较低,而且不过度牺牲钢轨的横向稳定性,德国 认为该扣件具有良好的隔振性能,对于有碴轨道,减振为10~15dB,当振动频率 较高时可减振25dB。但随着时间的延长,轨道减振器的震动性能在下降,不能 达到德国的预期效果。所以要在橡胶弹性元件上提高其耐久性、抗老化性等性 能。国内外大量实验表明,此类减振器的减振性能介于一般扣件与浮置板之间。

在华盛顿地铁中,采用具有较低横向刚度的柔性扣件,该扣件的承轨板与底 板之间夹有减振橡胶,用硫化工艺粘结在一起,具有较好的减振性能,美国运输 协会调查结果表明,该扣件对缓解轮轨横向冲击效果显著。该型扣件应用上铁 板与下铁板,中间粘结橡胶层。与 DTⅢ扣件相比,基础上的竖向振动加速度减 少3.9dB,横向加速度下降11.13dB,本扣件已经在地铁二号线上试铺。

英国 Pandrol 公司开发了在板式轨道、高架桥、隧道及桥梁上使用的弹性钢 轨支座 称为 VANGUARD,如图 2-33(g)所示。这种支承系统在轨头下颚及轨 腰支承钢轨,钢轨呈悬空状态,改变了传统的轨底支承方式。由于这种支承方式 的支承刚度很低,所以振动衰减及轨距保持能力均较强。但其成本小于浮置板 轨道及其他具有同样减振动效果的轨道结构。

根据国内外对城市轨道交通轨道结构的扣件选择,认为城市轨道交通高架 无碴轨道结构扣件的选择应遵循以下原则:

(1) 联结方式。采用间接式(即分开式)。

(2) 扣压件形式。采用弹性扣压件(即弹条扣压件)。

(3)螺栓固定方式。扣件与轨下基础之间的联结螺栓,采用预埋螺栓套管式,扣件与钢轨间的联结螺栓,采用"T"形螺栓式。

(4)承受横向水平力方式。采用轨下基础无挡肩式扣压力控制方式:采用 有螺栓式。

此外,在选择扣件时,应考虑轨道交通通过地区对减振降噪的要求,也即根 — 320据不同的地区选择不同减振降噪效果的扣件系统。但对于轨道交通养护维修部 门来说 最好只使用一种扣件系统 ,这样便于备件和简化养护维修的作业手段。 一般来说 ,减振降噪效果好的扣件系统 ,其成本就相对较高。在对轨道结构扣件 选择时就应充分考虑各方面的因素 ,使扣件系统的使用达到最好的效果。

四、弹性支承块(枕)轨道结构

(一)国内外低振动轨道结构使用简况

世界各国铁路对轨道弹性与列车运行平稳方面的研究越来越重视。为了降 低 列车运行时车辆-轨道系统的振动,增加轨道结构的弹性是一种较为有效的 手段。英吉利海峡隧道采用 LVT(Low Vibration Track)轨道(图 3-16),其目的也 是使得轨道结构具有较好的减振性能,降低轮轨之间的动力作用和使得列车运 行平稳。日本对高速铁路轨道结构弹性的研究更为广泛,不但对轨道结构弹性 与轮轨的动力作用关系进行研究,而且对轨道弹性与降低列车运行噪音的关系 进行研究。国外对此问题的多年研究,特别是对钢轨下垫层的刚度的研究,已积 累了许多资料。研究的目的也是为了提高列车运行的平稳性,使轨道结构能够 有效吸收轮轨之间的冲击振动。

我国的弹性支承块式无碴轨道结构在国铁中的应用刚刚开始,在刚建成的 18km 长秦岭隧道内,铺设了这种弹性轨道结构。在课题研究期间,曾于天宝线白 清隧道改线工程中铺设了100m 的试验段。现场测试及理论分析结论表明,这种轨 道结构的振动衰减特性接近于有碴轨道。此外,我国的秦(皇岛)—沈(阳)客运专 线也部分铺设了这种轨道结构的试验段,以验证其减振性能。

由于这种轨道结构减振降噪的效果较为明显,因此,对于城市轨道交通中对 振动和噪声敏感的地段,特别是高架结构,弹性支承块式无碴轨道结构是一种比 较理想的方案。广州地铁一号线已铺设,北京地铁于 1972 年在东四十条站铺设 了这种轨道,现场测试较一般整体道床振动加速度降低 30%,减振效果良好,经 过 20 年运营使用,技术状态良好。上海地铁一号线北延伸线,部分高架地段也 采用了这种轨道结构。

(二)结构组成及特点

弹性支承块式轨道结构由弹性支承块、道床板和混凝土底座及配套扣件构 成。弹性支承块由橡胶靴套包裹的钢筋混凝土支承块以及块下大橡胶垫板组 成。橡胶靴套与块下大橡胶垫板具备一定的厚度,大橡胶垫板为沟槽形,其设置 是根据所需刚度设计而定,与轨下垫板的弹性匹配目标是使得无碴轨道的总体 刚度与传统有碴轨道的刚度相接近,尽可能做到线路上无碴轨道和有碴轨道的 结构受力、动力传递均匀一致。支承块承轨部分设轨底坡,由于无碴轨道调整钢 轨高度的需要,配套扣件为弹性分开式,支承块与铁垫板的联结通过预埋绝缘套

— 321 —

管及螺栓实现, 道床板由就地灌注的填充混凝土和槽形板组成的道床将弹性支 承块嵌固在其中。每7~8个支承间距作为一个板长单元。道床表面设人字坡, 以利排水, 在隧道内, 混凝土道床可直接与隧底仰拱填充混凝土联结。而在高架 结构上,考虑列车制动和温度力等作用, 加设了混凝土底座。为此, 需解决底座 与桥面的联结以及底座与道床的联结等问题。为了提供混凝土道床的可修复 性, 在底座表层设置隔离层, 在曲线地段, 外轨超高的设置是在混凝土底座内完 成。

轨道结构的垂向弹性由轨下和块下双层弹性橡胶垫板提供,最大程度上模 拟了弹性点支承传统碎石道床的结构和受荷响应特性,并使得轨道纵向弹性点 支承刚度趋于一致。通过双层弹性垫板刚度的合理选择,可使轨道的组合刚度 接近有碴轨道的刚度。

支承块外设橡胶靴套提供了轨道的纵、横向弹性变形。使这种无碴轨道在 承载、动力传递和振动能量吸收诸方面更接近坚实均匀基础上的碎石道床轨道。 这种低振动轨道可以弥补无碴轨道弹性不足,以适应环保对低振动、低噪音的要 求。

通过双层弹性垫板的隔离 轨道的支点荷载和振动等动力性能可保持长期 稳定 轨道的几何形位也可在长时间内得以保持。

结构简单,施工相对容易。支承块为钢筋混凝土结构,可在工厂预制,在现场只需将钢轨、扣件、靴套及垫板的支承块力加以组装,经准确定位后,就地灌注 道床混凝土即可成型。

由于采用橡胶靴套和块下大橡胶垫板,初期投资较大。且由于橡胶易老化, 故运营一定时间后必须更换。

铁道部科学研究院对弹性支承块式轨道结构进行了室内1:1 模型试验。 在确认了其疲劳强度和安全性后,利用落轴冲击试验对其振动特性进行了对比 试验,结果表明,减振型结构道床的最大振动加速度为刚性型的一半,振动次数 也只有一半,说明弹性支承块轨道结构的减振性能优良。测试结果表明,其阻尼 值比刚性整体道床提高 30.8% ~50.7%,有利于消振。

对其在不同的加载频率下的动刚度进行测试的结果表明,其支承块下动刚 度与有碴轨道的枕下动刚度非常接近。按照白清隧道弹性支承块式整体道床的 实际工程费用,并考虑今后改进材质和结构可能增加的费用,预计单线每公里 250~400万元(其中不包括扣件、钢轨及钢轨焊接铺设费用),所以这种整体轨 道工程费用较为低廉。弹性支承块式整体道床轨道结构建议用于有一般减振要 求的1类地区,如居民区、商业区域等。

(三)D型可更换式弹性直结轨道

这种轨道结构是整根轨枕的弹性支承,大量应用于日本的高速铁路和地铁 — 322 — 系统,使用历史已有20多年。列车的荷载的转递路径为:钢轨—钢轨下胶垫— PC轨枕—轨枕下胶垫—整体道床—路基。其特点是:可以不破坏周边混凝土方 便地进行轨枕下胶垫的更换及高低调整,并且可以根据用途来选择各胶垫的弹 性。对于轨枕下胶垫,根据日本的经验,作为地层振动对策和作为噪音对策采用 的刚度应该不同,减振箱内各侧面的刚度要比枕下胶垫刚度大得多。对于 PC 轨枕,将其置于减振箱内的各侧面做成竖直,这在设计和生产上是很容易达到 的,减振箱可以做得很简单(参见图 3-4 所示)。

对于 D 型弹性直结轨道,日本首先在日野土木实验所进行了各种试验,确 认了对于水平力(纵、横向)具有充分的承载力。在耐久性试验中,使用 DTLOC 系统对试验轨道在(60±30)kN 的负载条件下进行了 30h 的疲劳试验,没有发 现轨枕垫的错动等,确认了本结构具有充分的耐久性。由电动车行驶通过时的 振动测试结果表明:在高架桥的后侧 D 型弹性直结轨道的振动加速度可比普通 板式轨道低13~16dB。根据振动的1/3 倍频程的频谱分析图可知:在 500Hz 以 上时可望有 30dB 左右的减振效果,有利于降低向外传递的振动和噪音,缓解对 轨道结构和桥梁结构的损害。在营业线的大阪今宫高架桥上也进行了噪音对比 试验,结果表明,与一般的减振板式轨道相比,在钢轨附近和高架桥后侧,嗓音强 度降低了 5dB(A)以上。

根据 1/3 倍频程的频谱分析可知:高架桥的后侧在频率 800Hz 时比普通减振板式轨道低 5~10dB 表明在对人有害的噪音频率上有较大幅度的下降。

在成本方面,日本铁路的实践表明:D型弹性直结轨道的铺设费用约为减振 B型弹直结轨道3/4;在施工长度不大的情况下,低于减振G型板式轨道;并且 认为也低于中国的弹性支承块式整体轨道。因此总的来说,D型弹性直结轨道 在目前的各种减振型整体轨道来说是相对较经济的。

D型可更换式弹性轨枕直接联结轨道建议用于有特殊减振要求的0类地区和有一般减振要求的1类地区,如医院、学校、居民区、商业区域等。

五、浮置板式轨道结构

根据振动理论可知,当一个振动体在一个外部激振动力的作用下,该振动体 产生振动,但振动体振动的振动频率与振动体质量的开方成反比,与振动体的刚 度开方成正比。而加速度的大小是与振动体振动频率的平方成正比,所以也就 与质量成反比,与刚度成正比。浮置板就是利用这一原理,增大振动体的振动质 量和增加振动体的弹性,利用其惯性力吸收冲击荷载,从而起到隔振作用,所以 浮置板式轨道结构是降低传振和传声的很有效的方法,这一方法与房屋中隔绝 机座振动噪声的浮置板相同。这种隔振系统在共振频率下的放大倍数很低,所 以减振降噪效果非常显著。浮置板轨道结构系统采用三层水平垫板(钢轨下橡

— 323 —

胶垫板、铁垫板下橡胶垫板、板下橡胶垫板)和一层侧向垫板。道岔处经验算横 向刚度后也可采用上述措施。

最早采用浮置板式轨道结构的是德国。德国对环境标准的要求非常严格, 随着地铁的开通,噪声和振动也不可避免地产生了。针对此情形,德国先开发了 有道碴的浮置板轨道结构,在多特蒙德(Dortmund)的一座轻轨铁路隧道内铺设 了试验段。此后,在科隆地铁和波鸿至穆尔海姆轻轨铁路及迪塞尔多夫的轻轨 铁路上铺设了无碴浮置板式轨道(见图 3-13)。由于其良好的减振降噪性能,这 种结构在华盛顿、亚特兰大、多伦多、布鲁塞尔均有铺设。

我国第一次采用浮置板式轨道结构的城市轨道交通线路是广州地铁一号 线。上海城市轨道交通的一些重要地段也采用了浮置板式轨道结构。

在几种轨道结构中,浮置板式轨道结构的减振降噪效果最好。据德国有关 部门测试,有道碴下垫层和浮置板式的轨道结构其阻尼效应可达 30dB,且在垂 直荷载 20% ~100% 变化范围内其隔振的效果几乎保持不变。由于轨道结构四 周基本上由绝缘的橡胶支座与混凝土底座隔离,可有效防止轨道迷流的发生。 浮置板式轨道结构的缺点是其体积庞大,施工与维修不便。由于浮置板是采用 了有意增大轨下参振质量和有效阻尼的方法来控制噪声和振动,故一般而言,浮 置板体积较大,需大型机械施工。维修时,若需更换支座,在隧道内将造成不便。 需采用橡胶支座或钢弹簧支座,故造价较高。

浮置板式轨道结构包括两种基本类型:连续现浇浮置板和轨枕板式预制浮置板。连续现浇浮置板是在橡胶隔振垫上铺一块金属模板,然后将混凝土浇入 金属模板。但这种类型施工和维修均不便。板下橡胶支承方式分为整体支承、 线性支承、分布式支承三种。

整体支承在瑞士、法国、西班牙、意大利、德国、法国等国地铁中采用,其优点 是构造简单,施工速度快,支承面积大,道床受力均匀,成本较低,缺点是维修不 方便。浮置板的线性连续支承主要在德国地铁中应用,其优点是较整体支承节 省材料,轨道结构的固有频率较低。分布式支承曾在德国、美国、加拿大、新加坡 地铁中采用。这种支承方式如果设计合理,轨道结构的固有频率低,减振效果 好,维修方便。但在国外应用时曾发现轨道纵向和横向抵抗力差,为了限制变 形,必须使剪切模量、弹性模量、垫板厚度、垫板大小等的匹配,采取凹槽对橡胶 垫板进行定位,能有效地提高板的稳定性。

在华盛顿地铁、亚特兰大地铁、多伦多地铁浮置板系统的实测隔振效果表明,浮置板系统在设计固有频率以上的隔振效果是明显的,其中亚特兰大地铁在 16Hz 以上的减振效果最好,这是因为其设计固有频率最低。根据德国实测资料,其减振效果明显。

浮置板式与弹性支承块式整体轨道相比,施工和维修都较为困难,但经过仔 — 324 — 细研究国外地铁轨道结构资料后 发现采取改进板的结构形式和尺寸 对现有板 下橡胶支承方式进行改进 ,可使施工和维修简化 ,在维修过程中完全可能采用简 单机具更换橡胶垫板。

浮置板轨道结构的工程造价估计为每公里单线 600~800 万元,不包括扣件、钢轨及钢轨焊接铺设费用。

浮置板轨道结构建议用于有特殊减振要求的 0 类地区,如心脏病医院、文教 类区域。

六、其他减振降噪型轨道结构

(一) Edilon 钢轨埋置式板式轨道结构

荷兰 Edilon 公司研制了一种埋置式轨道结构,这种轨道结构以纵向连续支 承取代传统的分散点支承,增加了轨底支承系统的应力水平。从1976年开始, 荷兰就铺设了埋置式轨道结构(ERS,Embedded Rail Structure),如图 8-10 所示。 实践证明,这种轨道结构在钢轨周围使用了一种称为 Edilon Corkelast 的材料,取 得了较好的隔声和隔振效果。这种类型的轨道结构使用 20 年来,养护维修工作 量相当少。近几年,在荷兰首都阿姆斯特丹至比利时边境修建了 3km 试验段 (ERC Embedded Rail Concrete slab)(见图 3-19、图 3-20)。



图 8-10 埋入式轨道结构

为了降低列车通过时轨道结构引起的噪声,荷兰在开发研究板式轨道时,研制了轨头形状与 UIC54 相似的 SA42 型矮轨,并采用 ERS(Embedded Rail Structure)轨道结构技术,将钢轨用 Edilon Corkelast 材料埋起来,轨下基础也采用板 式轨道。由于这种钢轨矮胖,车辆通过时引起钢轨腹板的振动频率较低,提高了 轨道结构的减振降噪效果。据国外资料表明,这种轨道结构降噪效果为 5dB。

(二)整体道床轨道铺设吸音材料

对于整体道床轨道结构 在轨道上铺设吸音材料的效果较好。有碴轨道结

— 325 —

构的噪声比无碴轨道结构的噪声要高 4~5dB。但吸音材料铺设在轨道上容易 积累污脏物。铺设吸音材料有 3 种 :铺设密度为 14.6kg/m²的玻璃纤维板 ;喷射 吸音混凝土 ,铺设一薄层道碴。

(三)减振降噪型钢轨及钢轨减振装置

钢轨吸振器具有较好的降噪效果。如图 8-11 所示,钢轨吸振器是阻尼弹簧 结合的振动系统,吸振器吸收和消散振动能量。吸振器用夹子固定在钢轨上,根 据要求优化吸振器,在某一频率范围可把振动能转化为热能。



图 8-11 有碴轨道上的钢轨振动吸振器

(四)钢轨振动阻尼器

钢轨振动阻尼器可降低轮轨啸叫声。但有些人认为,这与轮轨产生啸叫声 的理论相背,因为啸叫声主要是由车轮发出的,而钢轨的啸叫声成分相对要小得 多。但使用钢轨振动阻尼器可减小钢轨振动噪声的辐射。

当车辆轮滚过钢轨顶面时,由于钢轨腹板的厚度较薄,轨腰产生振动,这一 振动向空气辐射,从而产生噪声。为了最大限度地减小钢轨腹板振动引起的噪 声,在钢轨腹部粘贴减振橡胶,如图 8-12 所示。一般是在钢轨腹部黏上钢板后 再粘上一钢板,以增加振动质量,起到衰减作用。要求使用高阻尼橡胶,从而增 大振动衰减作用,达到降噪目的。这一装置的关键之一是橡胶与钢轨、橡胶与铁 板之间要有较好的粘结性,如果粘结界面脱开,则减振效果大大下降。



图 8-12 钢轨振动阻尼吸振器

附 录

附录一 国外铁路机构简称

AAR Association of American Railroads ,美国铁路 协会

AASHO American Association of State Highway Officials 美国各州公路管理人员协会

AREA American Railroad Engineer's Association, 美国铁路工程协会

AREMA American Railway Engineering and Maintenance of Way Association 美国铁路工程和道路维修 协会

BR British Research, 英国铁道研究中心

- DOT Department Of Transportation, USA 美国运输 部
- DR deutsche Reichsbahn ,原德国国铁(东德)

ERRI European Rail Research Institute 欧洲铁道研究所

- FAST Facility for Accelerated Service Testing , Colorado , USA 加速运营试验设施 美国
- IRCA International Railway Congress Association,国际铁路会议协会
- ORE Office des Recherches et des Essais, UIC 国际铁路联盟铁路技术研究所
- RATP Regie Autonome des Transports Parisiens 巴黎运输公司
- TTC Transportion Test Center 运输试验中心 美国
- UIC Union Internationale des Chemins de Fer 国际铁路联盟 在法国巴黎
- FRA Federal Railroad Administration,美国联邦铁路局
- JNR Japanese Railways,日本铁路
- DB Deutsche Bahn AG. Deutsche Bundesbahn ,德国国铁 ,原德国联邦铁道(西德)
- BN Burlington Northern Incorporated (railroad) (美国)伯灵顿北方(铁路)公司
- BR British Railways,英国国铁
- SNCF Société Nationale des Chemins de Fer 法国国铁
- ÖBB Austrian State Railways 奥地利铁路
- NMBS/SNCB Belgian National Railways ,比利时铁路
- DSB Danish State Railways ,丹麦铁路
- VR Finnish Railways ,芬兰铁路

- IE Irish Rail 爱尔兰铁路
- FS Italian State Railways 意大利国家铁路
- NS Dutch Railways 荷兰铁路
- NSB Norwegian State Railways ,挪威国家铁路
- CP Portuguese Railways ,葡萄牙铁路
- RZD Russian Railways ,俄罗斯铁路
- RENFE Spanish National Railways,西班牙铁路
- SJ Swedish State Railways 瑞典铁路
- SBB/CFF/FFS Swiss Federal Railways 瑞士铁路

附录二 国外大型养路机械公司

Plasser-Theurer 公司,生产捣固车,道床清筛车,线路大修列车等 Matisa 公司,生产铺轨列车,生产捣固车,道床清筛车,轨道检测车等 Speno 公司,生产钢轨打磨车,超声波探伤车等 Geismar 公司,钢轨铺设、装卸、运输机械,养路机械,钢轨焊接设备 Loram 公司,钢轨打磨,轨枕更换机,侧沟挖掘机等 Plasser American 公司,Plasser-Theurer 公司在美国的公司 Harsco 公司,生产大型养路机械(美国)

附录三 常用公英制转换

- 长度 :1 英寸 =25.4mm ;1 英尺 =12 inches =0.3048m ;1 码 =3 英尺 =0.9144m ; 1 英里 =1760 码 =1.609km
- 重量:1磅=0.4536kg
- 速度:1mph(每小时英里)=1.609km/h;
- 力: 11b = 4.448N
- 应力:1psi(lb/in²)(每平方英寸磅)=0.006894MPa
- 重力加速度 $1g = 9.81 \text{ m/s}^2 = 386.22 \text{ in/s}^2$
- 质量: $1 \text{ kg} = 0.005708 \text{ lb} \cdot \text{s}^2/\text{in}$

附录四 铁道工程汉英词汇

(按汉字笔画排序)

(参考:铁路专业词汇翻译网址 http://www.rail-info.com/)

- 一系悬挂弹簧(车辆) primary suspension
- 二系悬挂弹簧(车辆) secondary suspension
- 万能道尺 universal rail gage
- 三开道岔 symmetrical three throw turnout, three-way turnout
- 三次抛物线 cubic parabola
- 三阶段设计 three-step design , three-phase design

大型线路机械 heavy permanent way machine , large permanent way machine

- 大桥 major bridge
- 小桥 minor bridge
- 工务段 track division, track district, track maintenance division
- 工程发包 contracting out of project
- 工程投标 bidding for project
- 工程报价 project quoted price
- 工程承包 contracting of project
- 工程招标 calling for tender of project, calling for tending of project
- 工程监理 supervision of construction, supervision of project
- 干线铁路 main line railway, trunk railway

4 画

- 中和轨温 neutral rail temperature
- 中和温度 neutral temperature
- 中 活载 CR-live loading, China railway standard live loading
- 中桥 medium bridge
- 允许温升 allowable temperature rise range
- 允许温降 allowable temperature drop range
- 勾头道钉 hook-headed Spike
- 区间 section
- 区段 district
- 双头轨 Bullhead Rail
- 双块式轨枕 twin-block sleeper
- 双线桥 double track bridge
- 双线铁路 double track railway
- 反向曲线 reverse curve, curve of opposite sense
- 开天窗作业时间 works occupation time, working time of closed section
- 引桥 approach bridge
- 心轨 point rail
- 心盘(车辆) center plate
- 无缝线路 continuously welded rail track(CWR), jointless track

无碴轨道 ballastless track
木枕 wooden tie
欠超高 deficient superelevation
气压焊 oxyacetylene pressure welding
水泥沥青砂浆 CAM cement asphalt mortar
车场线 yard line
车轮踏面 wheel tread
车挡 train bumber
车辆段 depot
长轨条 long rail string
长钢轨 long rail

5 画

主力 principal load

凸形竖曲线 crest vertical curve

凹形竖曲线 sag vertical curve

凹槽道路 guideway

可动心轨辙叉 movable-point frog

可动翼轨式 moveable wing rail

台身 abutment body

未被平衡的离心加速度 unbalanced centrifugal acceleration

正桥 main bridge

电气化铁路 electrified railway, electric railway

电阻焊,接触焊 flash butt welding

6 画

交叉渡线 scissors crossing, double crossover

交分道岔 slip switch

传输线 transmission line

全球定位系统 global positioning system, GPS

冲击系数 coefficient of impact

列车与线路相互作用 track-train interaction

列车运行图 train diagram

列车制动力 braking force of train

列车牵引力 tractive force of train

列车离心力 centrifugal force of train

刚架桥 rigid frame bridge

合金轨 alloy steel rail

合资铁路 joint investment railway, jointly owned railway

— 330 —

- 同向曲线 curve of same sense, adjacent curves in one direction
- 地下铁路 subway, metro, underground railway
- 地方铁路 local railway, regional railway
- 地面运输(陆上运输) ground transportation land transportation, surface transportation
- 地铁隧道 subway tunnel, underground railway tunnel, metro tunnel
- 夹直线 intermediate straight line, tangent between curves
- 安定极限 shakedown limit
- 导电轨 conductor rail
- 导曲线 lead curve
- 导曲线半径 radius of lead curve
- 尖轨 switch rail
- 尖轨长度 length of turnout
- 尖轨动程 throw of switch
- 扣件 rail fastening
- 曲线内接 inscribed to curves
- 曲线正矢 curve versine
- 曲线标 curve post
- 曲线超高 superelevation, cant, elevation of curve
- 有缝线路 jointed track
- 有碴轨道 ballasted track
- 机车 locomotive
- 机车车辆 rolling stock
- 机车全轴距 locomotive total wheel base
- 机车固定轴距 locomotive rigid wheel base
- 杂散电流 stray current
- 自由内接 free inscribing
- 自动液压大型捣固车 auto-leveling-lifting-lining- tamping machine
- 自导向转向架 bogie with self-guided axles
- 设计阶段 design phase, design stage
- 设计使用年限 designed service life
- 设计荷载 design load
- 设计高程 design elevation
- 设计锁定轨温 design temperature of rail
- 设计概算 approximate estimate of design, budgetary estimate of design
- 设计鉴定 certification of design, appraisal of design
- 轨下基础 sub-rail foundation, sub-rail track bed
- 轨头 rail head
- 轨头肥边 flaw of rail head, lipping of rail head

轨节 rail link 轨底 rail base, rail bottom 轨底坡 rail cant 轨枕 tie, cross tie, sleeper 轨枕间距 sleeper spacing 轨排 track panel, track skeleton 轨距 rail gage, rail gauge 轨距尺(道尺) track gage 轨距加宽 gauge widening 轨道 track 轨道几何形位 track geometry 轨道力学 track mechanics 轨道不平顺 track irregularity 轨道方向 track alignment 轨道水平 track cross level 轨道动力学 track dynamics 轨道过渡段 track transition section 轨道应力 track stress 轨道养护标准 standards of track maintenance 轨道前后高低 track profile longitudinal level of rail, 轨道类型 classification of track, track standard 轨道结构 track structure 轨道框架刚度 rigidity of track panel 轨道检查车 track recording car, track inspection car 轨道检测设备 track geometry measuring device 轨道强度计算 track strength analysis 轨道跑道 track buckling 轨道稳定性 stability of track 轨缝 rail gap, joint gap 轨腰 rail web 轨撑 rail brace 过超高 surplus superelevation, excess elevation 防爬器 rail anti-creep device

7 画

伸缩区 breathing zone

伸缩接头 温度调节器 expansion joint

低接头 depressed joint , battered joint of rail

— 332 —

- 冻结接头 frozen joint
- 初步设计 preliminary design
- 声屏障 acoustic barrier
- 岔枕 switch tie, turnout tie
- 岛式站台 island platform
- 扭曲 ,三角坑 twist
- 技术设计 technical design
- 投资估算 investment estimate
- 护轨 guard rail, check rail
- 改建铁路 reconstructed railway
- 极限状态设计法 limit state design method
- 私有铁路 private railway
- 运行交路 operation routing
- 运营铁路 railway in operation, operating railway
- 运量 traffic load
- 运输能力 transport capacity
- 连续梁桥 continuous beam bridge
- 间隔铁 filler, spacer block
- 附加力 subsidiary load, secondary load

8 画

- 侧式站台 side platform
- 侧架(车辆) side frame
- 侧面磨耗 lateral wear, side wear
- 单开道岔 simple turnout, lateral turnout
- 单式对称道岔 symmetrical double curve turnout, equilateral turnout
- 单曲线 simple curve
- 单线桥 single track bridge
- 单线铁路 single track railway
- 固定区(无缝线路) nonbreathing zone, fixed zone, deformation-free zone
- 固定支座 fixed bearing
- 坡度 grade, gradient, slope
- 坡度 gradient
- 坡度折减 compensation of gradient, gradient compensation, grade compensation
- 坡度标 grade post
- 坡段 grade section
- 实际锁定轨温 actual fastening down temperature
- 底碴 subballast

承垫式钢轨接头 supported joint 放散温度力 destressing, stress liberation 板式轨道 slab-track 构架 main frame 构造轨缝 structural joint gap, maximum joint gap structurally obtainable 枕木盒 crib 枕底清筛机 ballast undercutting cleaner 波纹磨耗 short-pitch corrugation 线路 track, permanent way 线路大修 major repair of track, overhaul of track, track renewal 线路中修 intermediate repair of track 线路平面图 track plan, line plan 线路机具 permanent way tool 线路纵断面图 track profile, line profile 线路爬行 track creeping 线路封锁 track blockade, closure of track, traffic interruption 线路标志 road way signs, permanent way signs 线路维修 maintenance of track 线路维修规则 rules of maintenance of way 衬垫 pad 试车线 testing line for vehicle 货运专线 railway line for freight traffic, freight special line, freight traffic only line 转向架(车辆) bogie 转向架中心距离(车辆) distance between bogie pivot centers, bogie pivot pitch 转辙角 switch angle 轮/轨接触应力 rail/wheel contact stress 轮对(车辆) wheel set 轮轨关系 wheel-rail relation, wheel-rail interaction 轮轨游间 clearance between wheel flange and gage line play 轮重 wheel load 轮缘 wheel flange wheel rim 限界 clearance, gauge 9 画

养路工区 track maintenance section, permanent way gang 养路领工区 track subdivision, track maintenance subdivision

垫板 tie plate

城市轨道交通 urban rail transit

— <u>334</u> —

复曲线 compound curve 客车车辆 passenger vehicle 客运专线 railway line for passenger, passenger traffic only line 客货混运铁路 railway line for mixed passenger and freight traffic 恒载 dead load 拱度 camber 挠度 deflection 施工图设计 construction detail design, working-drawing design 既有铁路 existing railway 柔性墩 flexible pier 查照间隔 check gage 活动支座 expansion bearing, movable bearing 相对式钢轨接头 opposite joint 相错式钢轨接头 staggered joint 穿销防爬器 wedged rail anchor 竖曲线 vertical curve 耐磨轨 wear resistant rail 轴重 axle load 轴箱 axle box 轻轨铁路 light railway, light rail 重载列车 heavy haul train 重载铁路 heavy haul railway 钝角辙叉 obtuse frog 钢丝束 bundled steel wires 钢轨 rail 钢轨工作边 gage line 钢轨支点弹性模量 modulus of elasticity of rail support 钢轨打磨 rail grinding 钢轨伤损 rail defects and failures 钢轨位移观测桩 rail creep indication posts 钢轨疲劳 rail fatigue 钢轨基础模量 rail supporting modulus, track modulus 钢轨探伤仪 rail flaw detector 钢轨接头 rail joint 钢枕 steel sleeper 钢桥 steel bridge 钢筋混凝土桥 reinforced concrete bridge 顺坡 run-off elevation

10 画

准轨铁路 standard-gage railway

圆曲线 circular curve

容许应力设计法 allowable stress design method

宽轨铁路 broad- gage railway

换算均布活载 equivalent uniform live load

捣固道床 ballast tamping

旁承(车辆) side bearing

- 旅行速度 travel speed
- 核伤 oval flaw

框架式板式轨道 framed slab track

桥台 abutment

桥枕 bridge tie, bridge sleeper

桥梁护轨 guard rail of bridge

桥梁标准活载 standard live load for bridge

桥梁基础 bridge foundation

桥梁道碴槽 ballast trough

桥墩 pier

浮置板轨道 floating slab track

特大桥 super major bridge

特殊荷载 particular load

窄轨铁路 narrow-gage railway

胶结绝缘接头 glued insulated joint

荷载组合 loading combination

铁路网 railway network, railroad network

铁路技术管理规程 regulations of railway technical operation

铁路法 Railway Law

铁路线 railway line, railroad line

铁路选线 railway location

铁路勘测 railway reconnaissance

铁路等级 railway classification

预可行性研究 pre-feasibility study

预应力混凝土桥 prestressed concrete bridge

预算定额 rating of budget, rating form for budget

高架桥 viaduct

高速列车 high speed train

高速铁路 high speed railway

— 336 —

11 画

- 停车场 stabling yard
- 减震器 shock absorber
- 基本轨 stock rail
- 基床 subgrade bed, formation
- 基底 foundation base, base
- 弹性支承块式轨道结构 LVT—Low Vibration Track
- 弹性扣件 elastic rail fastening
- 弹簧垫圈 spring washer
- 悬空式钢轨接头 suspended joint
- 悬挂弹簧 suspension spring
- 悬臂梁桥 cantilever beam bridge
- 接头夹板 joint bar, splice bar, fish plate
- 接头阻力 joint resistance
- 接头瞎缝 closed joint, battered joint of rail
- 接头螺栓 track bolt, fish bolt
- 梁高 depth of girder
- 梯子式轨道 ladder track
- 梯线 ladder track
- 液压捣固机 hydraulic tamping machine
- 涵洞孔径 aperture of culvert
- 淬火轨 head hardened rail, quenched rail
- 混凝土枕 concrete tie
- 清筛道床 ballast cleaning
- 焊轨机 rail welding machine
- 焊接接头 welded joint
- 脱轨 derailment
- 菱形交叉 diamond crossing
- 蛇行运动 snaking wheel movement hunting motion
- 辅助线 assistant line
- 铝热焊 alumino-thermit welding

12 画

- 强制内接 compulsory inscribing
- 最小曲线半径 minimum radius of curve
- 最低轨温 lowest rail temperature
- 最高轨温 highest tail temperature
- 渡线 crossover

- 温度力 temperature stress
- 滑床板 slide plate, switch plate
- 缓冲区 buffer zone, transition zone
- 缓和曲线 transition curve, easement curve, spiral transition curve
- 联络线 connecting line
- 超长超重列车 exceptionally long and heavy train
- 超高顺坡 superelevation ramp
- 道岔 turnout, switches and crossings
- 道岔中心 center of turnout
- 道岔主线 main line of turnout, main track of turnout
- 道岔号数 turnout number
- 道岔全长 total length of turnout
- 道岔护轨 turnout guard rail
- 道岔侧线 branch line of turnout, branch of turnout, turnout branch
- 道岔拉杆 switch rod, stretcher bar

道床 ballast bed

- 道床系数 ballast coefficient, ballast modulus
- 道床纵向阻力 longitudinal ballast resistance
- 道床阻力 ballast resistance
- 道床厚度 thickness of ballast bed, depth of ballast
- 道床宽度 width of ballast bed
- 道床碴肩 shoulder of ballast bed
- 道床横向阻力 lateral ballast resistance
- 道床横断面 ballast cross-section
- 道钉 track spike, rail spike, dog spike

道碴 ballast

- 道碴桥面 ballast deck, ballast floor
- 道碴弹性垫层 ballast elastic pad
- 道碴槽 ballast tub
- 道碴箱 ballast box
- 铺轨机 track laying machine
- 锁定轨温 fastening-down temperature of rail stress free rail temperature
- 锐角辙叉 end frog, acute frog

13 画

- 摆式列车 tilting train
- 摇枕(车辆) bolster
- 楔形内接 wedging inscribing

— 338 —

概率极限状态设计法 probabilistic limit state design method

概算定额 rating of approximate estimate, rating form for estimate

滚动半径(车轮) rolling radius

滚动接触疲劳 rolling contact fatigue(RCF)

碎石道碴 stone ballast

简支梁桥 simply supported beam bridge

跨区间无缝线路 super long continuous welded rail track

跨线桥 overpass bridge, grade separation, flyover

跨度 span

路肩 shoulder, subgrade shoulder

路肩高程 formation level, shoulder level

路拱 road crown

路基 subgrade, road bed, formation subgrade

路基面 subgrade surface, formation

路基横断面 subgrade cross-section

路堑 cut, road cutting

路堑边坡 cutting slope, side slope of cut

路堤 embankment, fill

锥型踏面(车轮) conic tread

零应力轨温 stress free rail temperature

14 画及以上

磁浮铁路 magnetic levitation railway, maglev

缩短轨 standard shortened rail, fabricated short rail used on curve

墩身 pier body, pier shaft

墩帽 pier coping

摩擦阻尼器 frictional damper

槽轨,有导槽轨 grooved rail

橡胶垫板 rubber tie plate

整正曲线 curve adjusting, curve lining

整体道床 integrated track bed, integrated ballast bed, monolithic concrete bed

磨轨机 rail grinding machine

磨耗型踏面 curved wheel tread ,worn wheel tread

辙叉 frog, crossing

辙叉号数 frog number

辙叉有害空间 gap in the frog, open throat, unguarded flange-way

辙叉角 frog angle

辙叉咽喉 throat of frog

辙叉趾端 toe end of frog, frog toe

辙叉跟端 heel and of frog, frog heel

翼轨 wing rail

翻浆冒泥 mud-pumping

参考文献

- [1] 王午生. 铁道线路工程[M]. 上海:上海科学技术出版社,1999.
- [2] 郝瀛. 铁道工程[M]. 北京:中国铁道出版社 2002.
- [3] 陈秀方. 轨道工程[M]. 北京:中国建筑工业出版社 2005.
- [4] 王午生,许玉德,郑其昌. 铁道与城市轨道交通工程[M]. 上海:同济大学 出版社 2003.
- [5] 卢耀荣. 无缝线路研究与应用[M]. 北京:中国铁道出版社 2004.
- [6] 广钟岩 高慧安. 铁路无缝线路[M]. 北京:中国铁道出版社 2001.
- [7] 严隽耄. 车辆工程[M]. 北京:中国铁道出版社, 1999.
- [8] 王其昌. 高速铁路土木工程[M]. 成都:西南交通大学出版社,1999.
- [9] 范俊杰. 现代铁路轨道[M]. 北京:中国铁道出版社 2001.
- [10] 曾树谷. 铁路散粒体道床[M]. 北京:中国铁道出版社, 1997.
- [11] 卢祖文. 铁路轨道结构及修理[M]. 北京:中国铁道出版社 2002.
- [12] 周镜,钱立新. 风驰电掣走世界高速铁路[M]. 杭州:浙江科学技术出版 社,1999.
- [13] 练松良. 轨道动力学[M]. 上海: 同济大学出版社 2003.
- [14] 练松良,孙琦,王午生.铁路曲线钢轨磨耗及其减缓措施[M].北京:中国 铁道出版社 2001.
- [15] 范钦爱,苏自新.提速道岔的铺设与养护[M].北京:中国铁道出版社, 1999.
- [16] [日]佐藤吉彦. 新轨道力学[M]. 徐涌译. 北京:中国铁道出版社 2001.
- [17] 铁道第三勘察设计院. 铁建设[2003]13 号 中华人民共和国行业标 准——京沪高速铁路设计暂行规定. 上册[S]. 北京:中国铁道出版社, 2003.
- [18] 铁道科学研究院. 铁建设函[2003]439 号 中华人民共和国行业标 准——新建时速 200 公里客货共线铁路设计暂行规定[S]. 北京:铁道科 学研究院 2003.
- [19] 中华人民共和国铁道部. 铁运[2001]23 号 线路维修规则[S]. 北京:中国铁道出版社 2001.
- [20] 北京城建设计研究总院. GB50157—2003 地铁设计规范[S]. 北京:中国 计划出版社 2003.

— 341 —

- [21] 上海市隧道工程轨道交通设计研究院. DGJ08-109-2004 J10325-2004 城 市轨道交通设计规范[S]. 上海:上海市隧道工程轨道交通设计研究院, 2003.
- [22] 铁道部工务局. 铁路工务技术手册——轨道[M]. 北京:中国铁道出版 社 2000.
- [23] 徐振龙,王智勇. 板式无碴轨道综合施工技术研究[J]. 铁道建筑,2005 (2)35-38.
- [24] 吴久义 相进华. 桥上长埋入式无碴轨道施工技术[J]. 铁道建筑技术, 2002(1) 22-24.
- [25] 施红忠,王安升. 秦岭特长隧道弹性整体道床施工技术[J]. 铁道建筑技术,2001(1) 34-37.
- [26] 任静,姜坚白. 钢弹簧浮置板道床在城市铁路西直门车站的应用[J]. 铁道标准设计,2002(9):14-16.
- [27] 吴钰. 英汉铁路工务工程词汇[M]. 北京 :中国铁道出版社 ,1998.
- [28] Coenraad Esveld. MODERN RAILWAY TRACK[M]. Editing : Dior Zwarthoed-van Nieuwenhuizen , Layout : Jan van . t Zand , TU Delft , Drawings : TU Delft , Production : Koninklijke van de Garde BV , 2001.
- [29] Profillidis V. A. Railway Engineering [M]. Second Edition. Published by Ashgate Publishing Limited, Gower House, Aldershot, Hampshire GU113 3HR England, 2000.
- [30] 董志洪. 高技术铁路与钢轨[M]. 北京:冶金工业出版社 2003.
- [31] 何华武. 无碴轨道技术[M]. 北京 :中国铁道出版社 2005.
- [32] Donzella G., Faccoli M., Ghidini A., et al. The competitive role of wear and RCF in a rail steel[J]. Engineering Fracture Mechanics 2005,72 287-308.
- [33] 刘启跃,张波,周仲荣. 铁路钢轨损伤机理研究[J]. 中国机械工程, 2002,13(18).
- [34] 刘启跃,金雪岩,王夏秋. 轮轨塑性变形与安定状态的关系研究[J]. 西 南交通大学学报,1999,34(5).
- [35] Karl Popp, Werner Schiehlen (Eds.). System Dynamics and Long-Term Behaviour of Railway Vehicles, Track and Subgrade [M]. New Yark :Springer Verlag Berlin Heideberg, 51-62.
- [36] U. S. Department of Transportation Federal Railroad Administration. High-Speed Ground Transportation Noise and Vibration Impact Assessment [R]. Dec ,1998, Office of Railroad Development, Washington, D. C. 20590, Re-

— 342 —
port No. 293630-1 Contact : DTFR53-94-A-00056.

- [37] TRANSIT COOPERATIVE RESEARCH PROGRAM, SPONSORED BY The Federal Transit Administration, TCRP Report 23, Wheel/Rail Noise Control Manual[R], Transportation Research Board National Research Council, http://nationalacademies.org/trb/publications/tcrp/tcrp_rpt_23.pdf
- [38] 周正明,等.上海市轨道交通明珠线一期工程环境影响报告书[R].上海 市环境科学研究院.1998.
- [39] 任文堂 郄维周. 交通噪声及其控制[M]. 北京:人民交通出版社,1984.
- [40] 国际协力事业团短期专家组. 高速铁路的减振降噪技术讲议资料[R], 北京,1999.
- [41] Dittrich M. G., Janssens M. H. A. Measurement procedures for determining railway noise emission as input to calculation schemes [M]. The Netherlands :TNO ,TPD , 2000.
- [42] Remington J., Dixon N. R., Kurzweil L. G., et al. 1993 U. S. Department of Transportantion Report UMTA-MA-06-0099-82-5. Control of Wheel/Rail Noise and Vibration[R].
- [43] Majeed H. BHATTI. Dynamic Rail overturning : application [J], Rail International, October, 1980(558)
- [44] Igwemezie J. O. . DYNAMIC GAUGE AND RAIL ROTATION UNDER DIF-FERENT VEHICLES[R]. ARR Report No : 592.
- [45] Li D., Shust W., Kalay S., MEASURMENT OF LATERAL TRACK STRENGTH USING AAR S TRACK LOADING VEHICLE [R]. 6TH IN-TERNATIONAL HEAVY HAUL CONFERENCE [R]. Cape town, South Africa 1997 6-10.
- [46] Kalousek J., Igwemezie J. O. SHELL-LIKE DEFECTS AND MICROGE-OMETRY OF GRINDING [J]. RAIL STEELS SYMPOSIUM PROCEED-INGS. 1992,139.
- [47] Raymond, J. Roark. Formulas for Stress and Strain [J]. Fourth Edition. McGRAW-HILL BOOK COMPANY 1997.
- [48] Majeed H. BHATTI. Dynamic Rail overturning : modelling[J]. Rail International , 1980(499).
- [49] Laurence E. Daniels. COMMITTEE 5 PERSENTATION ON ELASTIC FAS-TENERS[J]. Volume 96, Bulletin 752- American Railway Engineering Association, October 1995.
- [50] Sato Y. . High Frequency track vibration and characteristics of various track

- [M]. Permanent Way ,1977.
- [51] 王澜,姚明初. 轨道结构随机振动理论及其在轨道结构减振研究中的应用[J]. 中国铁道科学,1989,10(2):41-59.
- [52] 佐藤裕. 轨道力学[M]. 卢肇英译. 北京:中国铁道出版社,1981.
- [53] 张定贤. 机车车辆轨道系统动力学[M]. 北京:中国铁道出版社,1996 3-13.
- [54] 练松良,刘丽波.列车制动与道床阻力对钢轨纵向力的影响分析[J].上 海铁道大学学报,1999,22(8):75.
- [55] Zarembski A. M. Longitudinal Rail Forces : The effect of braking and acceleration[J]. Railway Track and Structure , 1994(9).
- [56] 练松良,刘丽波,Joe. Kalousek. 荷载作用下轨距扩大的理论分析[J]. 铁道学报,2000,22(增刊)30-35.
- [57] 雷晓燕,圣小珍. 铁路交通噪声与振动[M]. 北京 科学出版社 2004.
- [58] 雷晓燕. 轨道力学与工程新方法[M]. 北京:中国铁道出版社 2002.
- [59] 孙家麒. 郭建国 ,金志春. 城市轨道交通振动和噪声控制简明手册[M]. 北京 :中国科学技术出版社 2002.
- [60] 方彰炎. 钢轨的钢轨接头[M]. 北京:中国铁道出版社,1996.
- [61] 王步康. 钢轨短波长波浪形磨损的安定性分析[J]. 摩擦学学报 2004, 24(1).