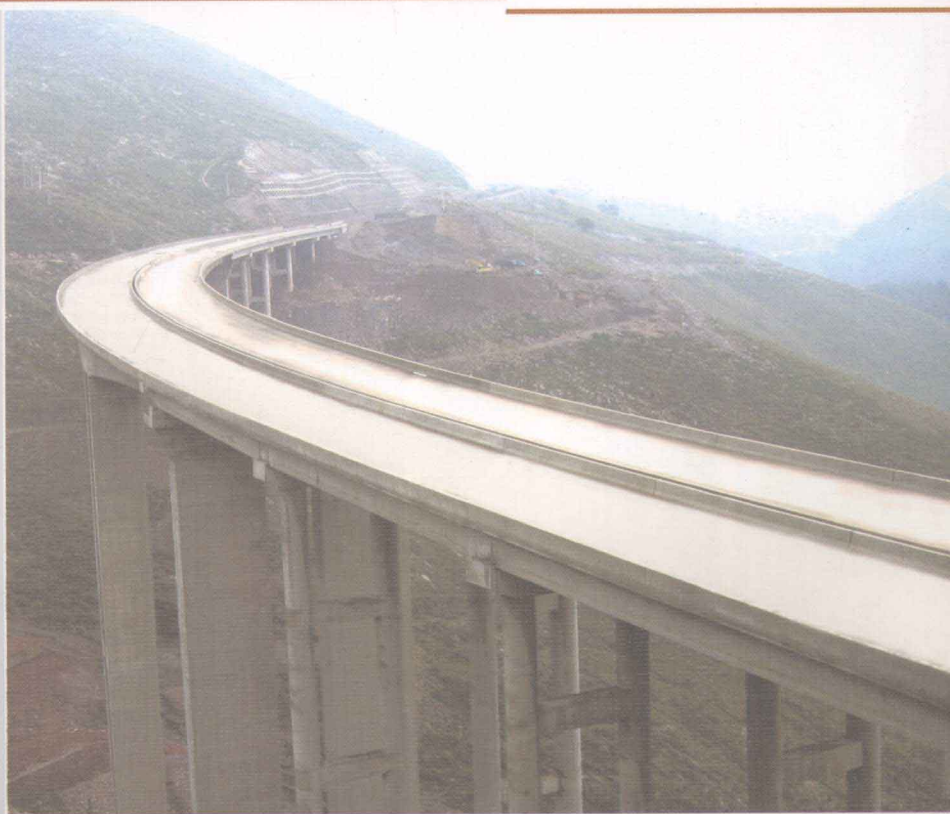


西部交通建设科技项目(编号:2002 318 223 29)资助

Curved Bridge and High Pier

# 弯桥与高墩

杨  
昀  
周列茅  
周勇军◎编著



人民交通出版社  
China Communications Press

Curved Bridge and High Pier

# 弯桥与高墩

责任编辑：沈鸿雁 王文华

文字编辑：陈建华

封面设计：王红锋

ISBN 978-7-114-09323-4



9 787114 093234 >

网上购书 / [www.jtbook.com.cn](http://www.jtbook.com.cn)

定价：55.00元



交通科技丛书

西部交通建设科技项目(编号:2002 318 223 29)资助

# 弯桥与高墩

Curved Bridge and High Pier

杨 昀 周列茅 周勇军 编著

人民交通出版社

## 内 容 提 要

本书根据作者多年来的科研及工程实践经验编写而成,旨在使读者系统掌握弯桥与高墩的理论计算,能够对类似工程进行设计及选择施工方法。本书共分3篇12章,第1篇主要介绍弯桥的理论计算、设计及施工控制方法,第2篇是对高墩桥的研究与分析,第3篇主要介绍高墩大跨径弯桥的设计与施工指南及由交通运输部公路科学研究院研发的三维预应力分析软件 BridgeKF。

本书可供从事桥梁工程设计、施工、科研的相关人员参考使用。

## 图书在版编目(CIP)数据

弯桥与高墩 / 杨昀, 周列茅, 周勇军编著. —北京:  
人民交通出版社, 2011. 10  
ISBN 978-7-114-09323-4

I. ①弯… II. ①杨… ②周… ③周… III. ①曲线桥  
②高桥墩 IV. ①U448.42②U443.22  
中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2011) 第 157449 号

书 名: 弯桥与高墩

著 作 者: 杨 昀 周列茅 周勇军

责任编辑: 沈鸿雁 王文华

出版发行: 人民交通出版社

地 址: (100011) 北京市朝阳区安定门外外馆斜街3号

网 址: <http://www.ccpress.com.cn>

销售电话: (010) 59757969, 59757973

总 经 销: 人民交通出版社发行部

经 销: 各地新华书店

印 刷: 北京市密东印刷有限公司

开 本: 787 × 1092 1/16

印 张: 23.5

字 数: 557 千

版 次: 2011 年 10 月 第 1 版

印 次: 2011 年 10 月 第 1 次印刷

书 号: ISBN 978-7-114-09323-4

定 价: 55.00 元

(如有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换)



# 前 言

在各种桥梁结构中,弯桥和高墩是特殊的一类,说特殊是因为实际工程中直桥和一般墩高的桥毕竟占大多数。弯桥的特征在于结构平面线形从直线变化到曲线;高墩线形虽然没有变化,但量值增大则引起结构稳定性问题的凸显。弯桥结构力学特性较直桥要复杂,因为直桥是弯桥的特例,只有弯桥才具备普遍的结构力学特性;高墩也是如此,即高墩结构涵盖了桥墩问题的普遍特性。

弯桥和高墩的发展都与高等级公路的发展有关。公路等级越高,桥梁结构线形指标越高。在山岭重丘区,若公路线形指标高,不可避免地会出现弯桥和高墩,尤其是当路线穿过云贵高原的“鸡爪”地形时;在平原微丘区,高墩较少但高速公路进出口匝道上,以及城市立交跨线和匝道上不可避免地会出现小半径弯桥。国家改革开放三十多年的交通基础设施建设,促进了弯桥和高墩结构设计与施工技术的大发展。

本书是在西部交通科技项目“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”和“山区不对称连续刚构设计关键技术及示范应用研究”基础上,结合多年来弯桥设计及施工控制经验,总结凝练而成。全书共分十二章,前六章介绍弯桥的理论计算、设计及施工控制方法;第七章至第十章介绍高墩结构的理论计算、设计及施工控制方法;第十一章介绍西部交通科技项目“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”成果之一“高墩大跨径弯桥的设计与施工指南”,第十二章介绍成果之二“三维预应力分析软件 BridgeKF”。

全书主要完成人员:

交通运输部公路科学研究院:杨昀、向学建、王磊、齐铁东、杨飞、胡丹、王晓雷;

长安大学:周勇军、贺拴海、王钧利、宋一凡、赵小星;

温州市交通投资集团有限公司:周列茅、刘钱;

贵州省交通规划勘察设计研究院:吴怀义、杨健、杨万旭;

贵州省公路工程集团有限公司:母进伟、汤怀。

全书由杨昀总策划及审定。限于作者水平,书中难免有不妥之处,敬请读者批评指正(联系电话:杨昀 13501123057, e-mail: y. yang@rioh. cn)。



# 目 录

## 第1篇 弯 桥

第1章 弯桥发展概况	3
1.1 概述	3
1.2 总体发展	4
1.3 试验研究	11
1.4 工程实例	23
本章参考文献	32
第2章 弯梁桥结构类型与施工方法	33
2.1 概述	33
2.2 “以直代曲”的小跨径弯桥	34
2.2.1 平面布置形式	34
2.2.2 纵向结构体系	35
2.3 支架现浇的小跨径弯桥	40
2.3.1 现浇弯桥的结构特点	40
2.3.2 支架就地浇筑的弯桥	41
2.3.3 支架逐孔现浇的弯桥	42
2.4 悬臂施工的大跨径弯桥	44
2.4.1 悬臂施工特点	45
2.4.2 悬臂浇筑施工	49
2.4.3 悬臂拼装施工	52
2.5 顶推施工的大跨径弯桥	54
2.5.1 顶推施工的特点	55
2.5.2 顶推施工的临时措施及机具	57
2.5.3 顶推法施工的受力特点	59
本章参考文献	62
第3章 弯桥理论和分析方法	63
3.1 概述	63
3.2 直梁理论	63
3.2.1 剪切中心与扭转中心	64
3.2.2 梁的弯曲与扭转	70
3.3 曲线梁理论	75
3.3.1 一般微分方程	75
3.3.2 曲梁结构变形与支承布置	79





3.4 箱梁理论.....	86
3.4.1 概述.....	86
3.4.2 剪力滞效应分析.....	87
3.4.3 横向效应.....	96
3.5 曲线梁有限元分析 .....	100
3.5.1 空间梁单元 .....	100
3.5.2 空间梁格单元 .....	101
3.5.3 板壳单元法 .....	102
3.5.4 实体单元法 .....	103
3.5.5 单元预应力模拟 .....	104
本章参考文献.....	104
<b>第4章 弯连续刚构桥结构设计</b> .....	<b>105</b>
4.1 总体设计 .....	105
4.1.1 边中跨比 .....	105
4.1.2 不等跨布置 .....	108
4.1.3 超高方式 .....	114
4.2 结构尺寸 .....	116
4.2.1 箱室数 .....	116
4.2.2 腹板 .....	118
4.2.3 顶板 .....	120
4.2.4 底板 .....	120
4.2.5 梗腋 .....	121
4.2.6 横隔板 .....	121
4.2.7 节段划分 .....	124
4.3 合龙段设计 .....	125
4.3.1 体系转换方式 .....	125
4.3.2 边跨合龙方式 .....	129
4.3.3 合龙段构造措施 .....	130
4.4 梁高和底板厚度曲线指数的选取 .....	130
4.5 预应力设计 .....	137
4.5.1 预应力发展简述 .....	137
4.5.2 弯梁桥预应力特点 .....	138
4.5.3 纵向钢束 .....	139
4.5.4 横向钢束 .....	143
4.5.5 竖向预应力 .....	144
4.5.6 防崩钢筋 .....	147
本章参考文献.....	149
<b>第5章 弯连续刚构桥结构计算</b> .....	<b>150</b>
5.1 预应力与结构耦合分析 .....	150



5.1.1	有限元分析中预应力的施加方法 .....	150
5.1.2	有限单元法中预应力与结构作用机理 .....	151
5.1.3	数值算例 .....	155
5.2	温度效应分析 .....	156
5.2.1	混凝土箱梁温度场分析 .....	156
5.2.2	混凝土箱梁二维温度梯度分析 .....	163
5.3	徐变效应分析 .....	169
5.3.1	徐变基本概念 .....	169
5.3.2	混凝土徐变效应的产生机理 .....	169
5.3.3	影响混凝土徐变效应的因素 .....	170
5.3.4	徐变效应的计算 .....	171
5.3.5	弯连续刚构桥收缩徐变效应分析 .....	174
5.4	桥面板分析 .....	176
5.4.1	桥面板的受力分析 .....	176
5.4.2	行车道板的内力计算 .....	179
5.4.3	弯板的受力特点 .....	181
5.5	强度与配筋计算 .....	184
5.5.1	纯扭构件强度计算 .....	184
5.5.2	混凝土矩形截面弯剪扭共同作用下的承载力计算 .....	188
5.5.3	箱形截面受扭构件强度计算 .....	191
5.5.4	受扭构件的构造要求及其他限制条件 .....	192
	本章参考文献 .....	193
<b>第 6 章</b>	<b>弯连续刚构桥的几个专题 .....</b>	<b>195</b>
6.1	直弯分析界限 .....	195
6.1.1	直弯分析界限的意义 .....	195
6.1.2	国内外直弯分析界限规定 .....	195
6.1.3	直弯分析界限影响因素 .....	197
6.1.4	直弯桥分析界限算例 .....	198
6.1.5	结论 .....	200
6.2	弯桥效应分析 .....	200
6.3	箱梁 0 号块空间效应分析 .....	203
6.3.1	模型概述 .....	204
6.3.2	箱梁 0 号块三向应力分析 .....	205
6.3.3	结论 .....	208
6.4	宽箱效应分析 .....	208
6.5	箱梁底板崩裂现象分析 .....	215
6.6	施工控制方法 .....	223
6.6.1	概述 .....	223
6.6.2	控制目的和内容 .....	223





6.6.3 线形控制方法 .....	224
6.6.4 应力和温度控制方法 .....	227
6.6.5 影响控制的主要因素 .....	229
本章参考文献 .....	230

## 第2篇 高 墩

第7章 高墩发展概况 .....	233
7.1 概述 .....	233
7.2 总体发展 .....	233
7.2.1 国内高墩发展概况 .....	234
7.2.2 国外高墩发展概况 .....	237
7.2.3 高墩形式 .....	238
7.3 试验研究 .....	239
7.4 工程实例 .....	248
本章参考文献 .....	259
第8章 高墩结构设计与施工 .....	260
8.1 概述 .....	260
8.2 高墩构造与刚度 .....	260
8.2.1 设计原则 .....	260
8.2.2 结构类型 .....	261
8.2.3 系梁 .....	262
8.2.4 纵桥向宽度 .....	264
8.2.5 桥墩刚度 .....	265
8.3 高墩参数设计 .....	266
8.3.1 单双臂设计 .....	266
8.3.2 双臂间距设计 .....	269
8.4 高墩施工方法 .....	270
8.4.1 概述 .....	270
8.4.2 滑模施工 .....	270
8.4.3 爬模施工 .....	271
8.4.4 翻模施工 .....	273
8.4.5 三种高墩施工方法比较 .....	274
本章参考文献 .....	276
第9章 高墩稳定理论与分析 .....	277
9.1 概述 .....	277
9.2 稳定理论 .....	277
9.2.1 稳定问题的临界荷载 .....	278
9.2.2 结构稳定问题分析方法及判别准则 .....	279
9.2.3 高墩的稳定类型 .....	281



9.3 高墩稳定分析 .....	282
9.3.1 高墩稳定的影响因素 .....	282
9.3.2 桥墩计算长度 .....	282
9.3.3 单薄壁桥墩在施工阶段的稳定计算 .....	285
9.3.4 单薄壁墩悬臂阶段施工稳定性分析 .....	287
9.3.5 双薄壁墩高墩施工阶段的稳定性 .....	288
9.3.6 弯桥施工阶段的稳定性 .....	290
9.3.7 高墩弯桥设计参数与结构稳定性关系 .....	293
本章参考文献 .....	300
<b>第 10 章 高墩刚构桥动力理论与分析 .....</b>	<b>301</b>
10.1 概述 .....	301
10.1.1 大跨径桥梁抗震问题 .....	301
10.1.2 高墩的抗震问题 .....	301
10.1.3 弯桥的抗震问题 .....	303
10.2 高墩刚构桥动力理论 .....	304
10.2.1 空间梁动力方程的有限元法 .....	304
10.2.2 频率与振型计算 .....	309
10.2.3 地震响应时程分析计算 .....	310
10.3 高墩弯刚构桥动力及地震分析 .....	314
10.3.1 “正交试验”法 .....	314
10.3.2 有限元分析模型 .....	314
10.3.3 单双薄壁墩对比 .....	314
10.3.4 双薄壁墩截面形式对比 .....	318
10.3.5 双薄壁墩间距对比 .....	323
10.3.6 双薄壁墩系梁设置对比 .....	327
本章参考文献 .....	333

### 第 3 篇 指南与软件

<b>第 11 章 高墩大跨径弯桥的设计与施工指南 .....</b>	<b>339</b>
11.1 前言 .....	339
11.2 总则 .....	339
11.2.1 目的 .....	339
11.2.2 适用范围 .....	339
11.2.3 技术内容 .....	340
11.3 设计部分(静力) .....	340
11.3.1 总体设计 .....	340
11.3.2 箱梁构造及措施 .....	340
11.3.3 薄壁墩构造及措施 .....	341
11.3.4 结构分析 .....	342



11.3.5	预应力设计	343
11.3.6	附属设施	343
11.4	设计部分(动力)	344
11.4.1	总体设计	344
11.4.2	构造	344
11.5	施工部分	345
11.5.1	高墩施工及控制	345
11.5.2	箱梁悬臂施工及控制	346
<b>第 12 章</b>	<b>三维预应力分析专用程序 BridgeKF 简介</b>	<b>349</b>
12.1	研制背景	349
12.2	系统综述	350
12.2.1	研制过程	350
12.2.2	系统组成及特点	350
12.2.3	系统基本功能	352
12.3	应用实例	354
12.3.1	杭州下沙大桥	354
12.3.2	海南琼州大桥	359

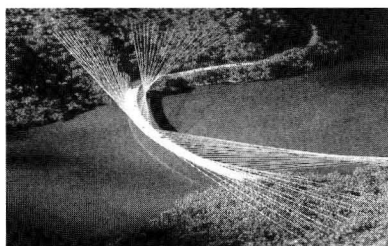
# 第 1 篇 弯 桥



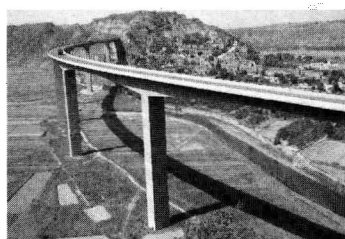
# 第 1 章 弯桥发展概况

## 1.1 概 述

弯桥通常指桥面中心线在平面上为曲线的桥梁。在各类桥梁结构中,平面弯桥是特殊的一类,无论梁桥、拱桥、斜拉桥还是悬索桥,都有弯桥工程实例,如图 1-1 所示。在各类弯桥结构中,以梁式弯桥最多,斜拉桥次之,拱桥和悬索桥较少。梁式弯桥多的原因是大多数弯桥跨径都在 100m 以下,这种跨径采用梁式结构无论设计、施工还是经济性都具有优势。超过 100m 跨径的弯桥,斜拉桥则加入竞争。拱式弯桥多见于低等级路线上的小桥或涵洞,以石桥为主。悬索桥则特殊,目前作者仅发现一例。弯桥,目前大致可分为五种情况:①“以直代曲”弯桥;②现浇结构弯桥;③高墩弯桥;④匝道小半径弯桥;⑤钢混结构弯桥。本书主要以混凝土弯桥为研究对象。



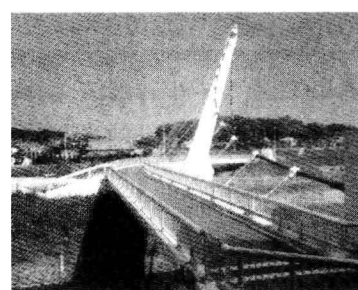
a)弯斜拉桥: Ruck-A-Chucky Bridge(美国)



b)弯梁桥: 陕西黑河桥



c)弯拱桥: 欧洲某桥



d)弯悬索桥: 日本某桥

图 1-1 弯桥结构类型

弯桥的出现大致归为两个原因:①跨越地形地物的需要。山区道路的展线一般要顺应地形,因此路线设计以曲线为主,尤其是高等级公路对线形要求高,不可避免地要出现大量弯坡斜桥。②路线设计的需要。在高速公路或城市立交的出口或转向,会经常出现跨线弯桥或匝



道弯桥。弯桥的出现是桥梁设计发展的必然结果,它一方面给桥梁设计增加了难度,另一方面也使桥梁与自然更为融合,增加了视觉美感。弯桥的发展某种意义上体现一个国家经济及交通的发展。在国外交通发达的国家中,不仅城市出现多层立交枢纽,而且在高速公路、快速干道上,多层立交桥梁比比皆是。目前国内交通基础设施建设也是如此,不但公路上采用弯桥,铁路上同样也采用弯桥。与直桥相比,弯桥的建设并不经济,且在施工工艺方面还有其特殊要求。但就整条路线而言,采用弯桥使线形美观流畅,行车舒适,避免了桥和线路成直角接线,减少了车辆急拐弯造成的行车事故,这种社会效益是不可估量的。

本章主要从弯桥的“总体发展”、“试验研究”和“工程实例”三个方面加以阐述。其中“试验研究”和“工程实例”两节是在大量弯桥试验和弯桥实例中筛选的,“试验研究”一节收录了国内第一座独柱弯梁的模型试验、第一座室内高墩弯连续刚构桥试验,以及部分国外弯桥模型试验;“工程实例”一节收录了国内第一座预应力匝道弯梁桥的设计、第一座顶推预应力弯桥设计,以及部分其他国内外弯桥设计。收录的试验和工程实例虽然不多,但具有代表性,通过这些试验和实例可窥见弯桥的发展历程。

## 1.2 总体发展

最早的弯桥什么时间建造已无据可查。从国外文献上看,1843年圣维南(Saint Venant)曾发表文章阐述关于弯桥的起源研究,但已找不到原文,该文献上也没有那篇文章的详细介绍。有些文献认为最初的现代弯桥梁是德国的钢桁架铁路桥(1914年)。其实,追溯弯桥的起源最重要的还是需要觅到弯桥有规模建设和研究的年代。由于弯桥的出现主要与高等级公路和城市立交的建设息息相关,所以根据桥梁发展史,很容易将弯桥有规模建设与研究的起源定位于20世纪二三十年代,那时美国和欧洲随着电气、汽车和飞机的相继发明和投入使用,生活方式发生了巨大变化,随之出现兴建高速公路和城市交通基础设施的高潮,但那个时期的弯桥研究文献较少。

人们对弯桥的认识是随着实践逐渐提高的。在最初的弯桥建设过程中,国内外都出现过弯桥事故。1969年,瑞士、德国、美国 and 澳大利亚相继出现弯箱梁桥施工事故,国内以深圳华强立交桥为代表也出现了不少弯桥事故。事故的原因几乎都是源于缺乏对弯桥结构特性的深入理解。无论国内还是国外,桥梁出现共性问题必然引发研究热潮。

最初的弯桥研究以试验为主,计算为辅,无论国外还是国内均是如此。因为20世纪60~80年代计算机不发达,很多简单的空间问题都必须通过试验才能解决。20世纪90年代后,计算机飞速发展,弯桥专用程序不断改进提高。现在对弯桥的一般空间效应采用程序分析已经较为准确,对弯桥的研究以计算为主,试验为辅。弯桥模型的制作材料一般有塑料、有机玻璃、混凝土、钢材和铝合金板。以往的桥梁模型设计以混凝土、钢材为主,以分析力学特性和极限强度为主。

国外弯桥大量研究始于20世纪六七十年代,主要是在发达国家,如美国、德国、日本、挪威和加拿大等国。到1978年,据美国专家Sikes在一篇弯梁分析和设计技术发展水平的报告中记载,有关弯桥的资料文献约有313篇。到1985年左右,在弯桥计算理论和静动力性能方面





的研究已经做了很多工作。在美国土木工程师协会主持下成立了弯箱梁工作委员会,专门探讨和总结弯箱梁的适用理论和试验分析。该委员会曾对美国、欧洲、日本等国家和地区的弯钢箱梁桥作过调查,收集了大量有关设计方面的详细资料。1969~1999年间,美国联邦公路管理局集中研究力量,进行过弯钢箱梁的性能研究,内容包括单肋式多室箱或多肋式单室箱荷载分布、箱形梁动力反应(自由和强迫振动,地震反应,疲劳反应)、箱形梁极限状态(稳定分析,非线性性能分析)等。美国 AASHTO 和加拿大 OMTC 几次关于弯桥荷载的规定修正都是那个时期完成的。国外弯桥建筑材料以钢结构、混凝土结构和钢混结构为主,预应力弯桥的文献较少。弯桥结构体系多为连续结构,跨径较大者一般在 50~60m,曲率半径有小到 30~40m 的工程实例,施工方法多为现场立模现浇,也有采用悬臂施工或顶推施工方法。

图 1-2~图 1-9 为国外几座典型弯桥的工程照片。



图 1-2 洛伊萨赫高架桥



图 1-3 AICH 山谷桥

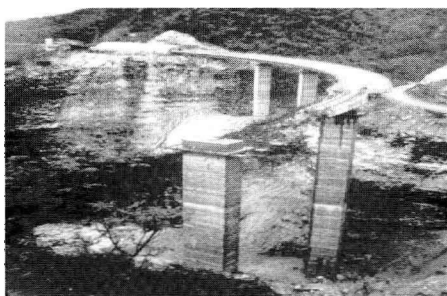


图 1-4 RESTEL 山谷桥



图 1-5 科马提河桥

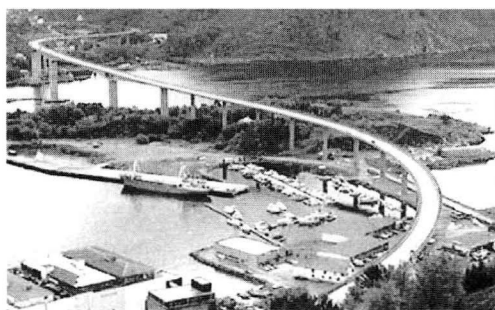


图 1-6 Maløy Bridge



图 1-7 Aursund Bridge

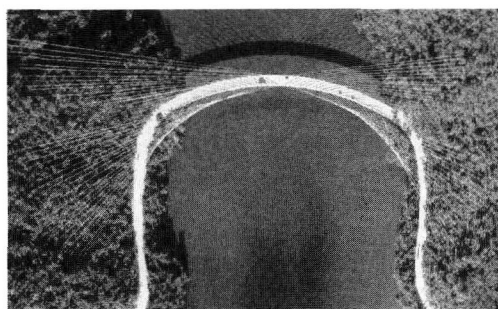


图 1-8 Ruck-A-Chucky Bridge



图 1-9 森尼伯格桥

洛伊萨赫高架桥(德国)是一座公路桥,桥宽 30.5m,结构平面弯曲,共 11 跨,跨径从 41m 到 52m 不等,全长 586m,梁高 3m,为最大跨径的 1/17。1972 年建成。

AICH 山谷桥(德国)为四车道公路桥,桥宽 27m,最高墩高 50m。该桥是当时顶推长度最大的桥,全长 1 161m,跨度从 51 到 84m 不等,梁高 3.5m。全桥的固定点在山谷的中部,主跨顶推时使用了辅助缆。1983 年建成。

RETEL 山谷桥(意大利)是一座公路高架桥,桥宽 9m,总跨度  $10 \times 32 = 320$ m。该桥为平面弯桥,弯曲半径 150m,对应圆心角  $122^\circ$ ,梁高 2.5m,细长比 1/13。1972 年建成。

科马提河桥(斯威士兰)为等截面预应力连续梁,位于非洲南部的科马提河,全长 300m,采用顶推施工法。

Maløy Bridge(挪威)是一座悬臂施工的公路桥,全长 1 224m,最大跨径 125m,海面最大净空为 42m,这座桥总共有 34 跨。1973 年建成。

Aursund Bridge(挪威)是一座悬臂梁桥,穿越挪威 Møre og Romsdal 县 Ruøya 岛和大陆之间的 Aursundet 海峡,是连接大陆和 Ertvågøya 道路的一部分。全长 486m,于 1995 年开通。

Ruck-A-Chucky Bridge(美国)坐落于 American River 之上,该桥是 1979 年由林同炎和 D. Allan Firmage 共同组织设计,堪称桥梁设计上一个极具创造力的典范。该桥的桥身非常有特色,是一个半径为 457.2m(1 500ft)的圆弧段,跨中为一铰接点。

森尼伯格桥(瑞士)位于瑞士阿尔卑斯山区的旅游胜地 Kloster 镇,跨径布置为  $59+128+140+134+65$ (m),全长 526m,位于半径为 500m 的曲线上。主梁为肋板式梁,跨中板高 30cm,塔根部板高 40cm,两个边肋高 80cm。桥梁高跨比只有 1/175,远较日本模式的部分斜拉桥高跨比(一般 1/55~1/70)小。森尼伯格桥的主梁更接近于斜拉桥而不是连续梁。

国内弯桥发展始于 20 世纪 80 年代。1979 年底,国内第一次邀请美国马里兰大学 C. P. Heins 教授来华介绍弯梁桥的设计理论,引起了国内工程界的重视。随后经过一段时间的摸索、实践和研究,于 1987 年在沈阳首次召开了以立交桥工程为中心的学术交流会,会上交流了弯、坡、斜桥建设中的各种学术问题,并编印了论文集。此后在各种学术性的会议上都有一些弯梁桥方面的论文发表。1986 年交通部曾列专题“等截面弯箱梁桥空间分析方法研究”,20 世纪八九十年代,国内不少省交通厅根据建设需要列过弯桥研究课题。邵容光的《混凝土弯梁桥》、孙广华的《曲线梁桥计算》、姚玲森的《曲线梁》等弯桥研究专著先后出版,各研究院校专业研究人员发表过数量可观的论文。2002 年和 2009 年交通部西部交通科技项目列专项“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”和“山区曲线斜拉桥设计与施工技术研究”。所有这些努力



使我国弯桥建设水平有了长足的进步。

国内弯梁桥发展大致经历了两个阶段：一个是城市立交桥的发展促进了有关小半径匝道弯桥设计、施工和试验技术的发展；另一个是野外高速公路的发展促进了大跨径弯梁桥的设计、施工和试验技术的发展。前者从 20 世纪 80 年代开始，主要在大都市，如北京、上海、广州、深圳、沈阳等地建造了不少立交匝道弯桥，预计随着城市现代化进程的加快，国内各主要大中城市都将面临立交桥的发展；后者从 20 世纪 90 年代末开始，主要在西南五省的山区高速公路上，由于线形上桥梁服从路线，故开始出现高墩大跨径弯梁桥，预计随着高速公路向山区纵深发展，更多的高墩弯桥会涌现出来。

图 1-10～图 1-13 为国内几座典型弯桥的工程照片。



图 1-10 钢混结构弯桥



图 1-11 混凝土结构弯桥



图 1-12 混凝土结构掉头弯桥



图 1-13 连续刚构弯桥

国内弯桥形式主要是梁式桥，个别拱桥、斜拉桥有平曲线，但半径较大，弯曲效应不明显。梁式桥分钢筋混凝土、预应力混凝土和钢混结构三种。目前钢混结构主要应用于城市立交桥，以北京居多。跨径 16m 以下的弯桥多为钢筋混凝土结构，跨径 20m 以上的弯桥多为预应力混凝土或钢混组合结构。

表 1-1 为国内外部分弯桥工程实例。表 1-1 中所列弯桥数量远不是实际弯桥的总数，无论城市立交匝道弯桥还是公路上现浇弯桥、悬臂施工的大跨径弯桥有很多都未收录，原因是很多桥梁只知其名，未见其详，如广州花都机场的掉头弯桥很是壮观，但没有跨径细节；路线上现



浇弯桥就更多了,要想全部统计到几乎不可能。但国内大跨径弯梁桥平曲线半径小于 1 000m 的基本上都收录到了,至少有代表性。

国内外部分弯桥工程实例

表 1-1

桥 名	国家	年份	跨度(m)	截面形式	材料	曲线半径 (m)	施工方法
国外弯桥							
Los Loms Bridge	美国		53.6+71.3+53.6	单箱双室	PC	76	现浇
Cyrville Road Underpass	加拿大	1972	51.2×2	单箱三室	PC	350	现浇
Caillon Bridge	瑞士	1974	23×92	单箱双室	PC	760	悬拼
长谷大桥	日本	1976	50+65+50 (变截面连续梁)	单箱单室	PC	250~直线	悬臂施工
让纳维利埃桥	法国	1976	105+172+74.17+ 172+113	单箱双室	PC	650	悬臂浇筑
Nuel Bridge	法国	1976	曲线跨径 41	II形梁	PC	750	顶推
左坡川桥	日本	1980	37.1+37.5×2+37.1	双箱双室	PC	580	悬臂施工
Bow River Bridge	加拿大	1982	40+50×7+40	单箱单室	PC	130~200	悬臂浇筑
Kelesku Bridge	英国	1987	71.9+132+71.9	单箱双室	PC	143	悬臂施工
青森大桥	日本	1987	128+240+128	双箱双室	PC	40~800	悬臂施工
腾手川桥	日本	1997	59.3+96.5+69.8	波形钢腹板	钢混	1 500	悬臂施工
廿六木大桥	日本	1995	35+50+75+65+45	单箱单室	PC	80	
上姬川桥	日本	1989	15.9+48+15.9	单箱单室	PC	400	悬臂施工
大井沢桥	日本	1995	68+112×3+68	单箱单室	PC	800	悬臂施工
松帆高架桥	日本	1990	80+80+70+70	单箱双室	PC	350,800	悬臂施工
西浦高架桥	日本	1994	43.9+68.5+71×3+ 68.5+43.9	单箱单室	PC	650,1 000	悬臂施工
Linn Cove Viaduct	美国		30+48+55×4+50+30	单箱单室	PC	最小 76	悬臂拼接
横向 1 号桥	日本		24+36+42×6+34(独柱)	单箱单室	PC	250	顶推
择水二桥	日本		75+91+86	单箱单室	PC	部分 300	顶推
Raft Sundet 桥	挪威		86+202+298+125	单箱单室	PC	3 000	悬臂施工
鹿儿岛高架桥	日本		3G125;两跨连续曲线 36.5+30.5; 3G132;两跨连续曲线 33.582+36; 3G125;两跨连续曲线 30.679+27.13; 3G132;两跨连续曲线 38.1+41.9	双箱双室	钢板梁	159 150 150 159	吊装
铃田桥	日本		54.3+75×5+54.3 (梁高按正弦曲线)	单箱单室	PC	1 200	悬臂施工



续上表

桥 名	国家	年份	跨度(m)	截面形式	材料	曲线半径 (m)	施工方法
国内立交匝道弯桥							
黄土咀桥	北京	1982	25+32+25	单箱单室	RC	159.7	支架现浇
彩虹桥	江苏	1984	10+16+10	T形梁	RC	60	支架现浇
史小桥	江苏	1986	13+16+13	T形梁	RC	260	预制装配
铁港立交桥	青岛	1986	25+42.84+26.35(主桥)	双箱双室	PC	78	支架现浇
高架桥(琴台桥)	武汉	1988	20+28+20;20+28+20	单箱单室	RC	150	支架现浇
北京东便门立交12号桥	北京	1988	25+35×3+25	单箱三室	PC	185	支架现浇
南京中央门立交桥	南京	1987	5组;3×12.91-14.21	矩形板	RC	58(内)	支架现浇
上海南浦大桥东引桥	上海		A:28.096+42+23.5; B:23.918+30+42+23.5	单箱双室	PC	90	现浇
大庆庆虹桥	大庆	1984	$\alpha=360^\circ$ 环桥, $L_{内}=11.52$ , $L_{外}=16.74$ ,4孔连续	T形梁	RC	27.64(内) 44.36(外)	现浇
文化路立交(环道)桥	沈阳	1986	7.8+25+7.8	矩形板	RC	30(内)	现浇
方型广场立交桥	沈阳	1988	17×4	空心板	RC	50(内)	现浇
沈海立交匝道桥	沈阳	1990	17×2+23+17×2	单箱单室	RC		现浇
广园立交桥	广州	1994	5~6跨一联, 每跨20~27.5m	T形梁	PC	76	现浇
西乡大道立交桥	深圳		每跨23m	箱梁	PC	43.75~100	支架现浇
黄鹤立交匝道桥	深圳	1999	28×4+40.5×2+28×5	单箱单室	PC	125	现浇
浦东金桥立交桥	上海	1994	17.2+43+30	单箱单室	PC	85	现浇
忠和立交D匝道桥	甘肃		25×3	单箱双室	PC	550	支架现浇
竹溪大道—民族大道立交	南宁	2005	(23~25)×3	箱梁	PC	50	现浇
浦上大桥	福州	2005	33.5+43.5+30+30	单箱双室	PC	220	现浇
华强立交桥	深圳		第二层主桥: 北主桥 3×20+4×28+ 15+20+15; 南主桥 15+20+15+4× 28+3×20。 第三层主桥: A匝 2×23.596+3×22+ 22.813+35+55+39.938+ 55+32+19+25+19; B匝 19+25+15+34+54+ 34.421+54+37+26.083+ 3×22+2×23.596; C匝 2×23.596+4×25.3+ 3×20+3×20	单箱单室	PC	R=255 R=101.4 R=275	现浇



续上表

桥 名	国家	年份	跨度(m)	截面形式	材料	曲线半径 (m)	施工方法
潭中高架桥	广西 柳州		闭合环形连续箱梁桥 4×21+8×26	单箱双室	RC	34.9	现浇
四丰桥	北京		7×36	单箱单室	PC	403	现拼
国内公路弯桥							
平顺公路桥	山西 长治	1990	28+35+28	单箱单室	PC	90	顶推
南昆铁路板其2号大桥	贵州	1997	32.87+32.84+44.68+ 72.0+44.68+32.90	单箱单室	PC	部分 450	悬臂施工
阿墨江大桥	云南	1999	70+2×130+70 (墩高 103)	单箱单室	PC	部分 260	悬臂施工
虎门大桥辅航道桥	广东	1997	150+270+150	单箱单室	PC	7 000	悬臂施工
海仓大桥西航道桥	厦门	2000	78+140+78+42+42	单箱单室	PC	900	悬臂施工
斗门江大桥	浙江		50+80+80	单箱单室	PC	800	悬臂施工
石岐山大桥	福建	2002	65+115+155+ 3×115+65	单箱单室	PC	762	悬臂施工
九砂希大桥	福建		52.5+2×93+52.5	单箱单室	PC	部分 486	悬臂施工
马宅顶大桥	福建	2002	30+2×50+30 (梁底曲线为圆曲线)	单箱单室	PC	部分 350	悬臂施工
朱昌河	贵州	2007	106+200+106	单箱单室	PC	1 100	悬臂施工
黑河大桥	陕西	2004	60+60×100+60	单箱单室	PC	R=582.963 R=734.58	悬臂施工
沙银沟大桥	贵州	2007	68+120+68	单箱单室	PC	620	悬臂施工
船龄崇大桥	福建	2007	85+155+85	单箱单室	PC	830	悬臂施工
山西阳城2号桥	山西	2004	75+135+75	单箱单室	PC	3 200	悬臂施工
陈家台跨河桥	河北		19.97+20+19.97	单箱单室	PC	100	现浇
太平沟大桥	甘肃		7×50	单箱单室	PC	1381	顶推
奴格沙大桥	西藏		210+150			R=200	
北二高碧潭桥	台湾		主跨径 160			750	
陶家沟特大桥	贵州	2007	70+120+120+70	单箱单室	PC	1 200	悬臂施工
杜步1号桥	广东		75+6×125+75	单箱单室	PC	3 750	悬臂施工
杜步2号桥	广东		60+7×100+60	单箱单室	PC	1 100	悬臂施工
杜步3号桥	广东		60+4×100+60	单箱单室	PC	部分 635	悬臂施工
大保高速 K442+665 大桥	云南	2007	77+140+77	单箱单室	PC	部分 388	悬臂施工



## 1.3 试验研究

### 1) 钢筋混凝土箱形弯梁桥的结构性能

20 世纪 60 年代就地浇筑的混凝土多室弯箱梁已成为美国加利福尼亚州桥梁的重要组成部分。若桥梁跨径在 18~31m 采用钢筋混凝土桥,更大跨径的则采用后张预应力混凝土桥。弯桥的曲率半径与公路线形有关,通常最小半径在 85~90m。此双跨钢筋混凝土箱形弯桥模型试验研究是美国加利福尼亚大学整个专题研究的一部分。模型比例 1 : 2.82,原型跨径 30.9m,曲率半径 86m。模型为混凝土结构。两个跨中一个有横隔板,一个没有。模型计算采用 SAP、CURDL 和 CEL 软件比较分析。试验分两部分:①恒载和活载;②超载和破坏荷载。图 1-14 为模型弯桥的制作程序、试验设备和最后破坏荷载。

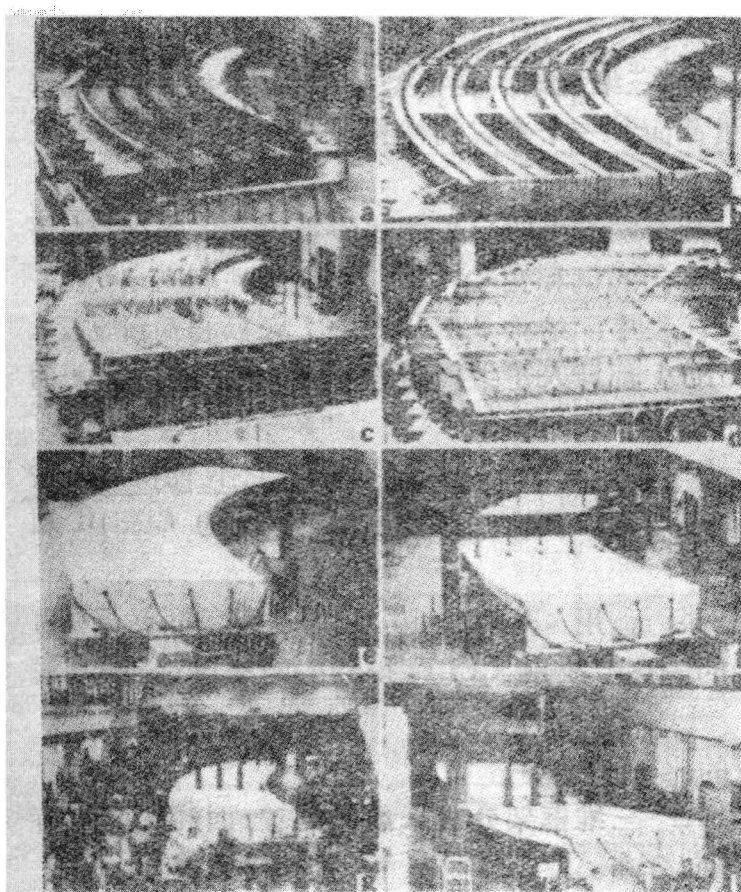


图 1-14 模型弯桥的制作程序、试验设备和最后破坏荷载

试验结论如下。

(1) 超载应力前的反应:反力理论值与实测值的最大偏差在 2%,偏差主要反映在对荷载变化和端支点横向分布的敏感性上;如果挠度理论值乘以 1.5 并计入这一应力级时的开裂影





响,那么理论解也会得出很好的挠度分布曲线;在加载跨内的正弯矩吻合较好,负弯矩和非加载跨的弯矩吻合不理想,但误差均在 10% 以内,不理想的原因是弯矩对量测反力较小变化的敏感性不足。

(2) 超载应力后的反应:在全部超载应力级时,荷载与反力仍保持线性关系,这是理论计算预料到的。按未开裂截面计算的横向分布挠度是可以接受的,试验值约比理论值大 40%~50%。当荷载角度加大时,理论计算已不能预测横向分布,因为大面积的裂缝改变了箱梁桥的刚度性能,使其不能用理论方法计算。但可以认为在后续较高荷载时,直弯桥的力学性能也是相似的。

(3) 破坏荷载:弯桥模型无横隔板桥跨的破坏由剪力、扭矩和板横向弯曲组合一起造成外侧梁肋的局部破坏,最大荷载 770kN;有横隔板桥跨的破坏出现在由于纵向弯曲产生的底板纵向钢筋的屈服,最大荷载 845kN。由此说明横隔板有较好的荷载分布性能。

(4) 从设计观点看:最重要的是弯桥的边梁,其设计弯矩要比直桥大 5%~10%。对承载能力而言,应关注箱梁桥的底板。

图 1-15 为荷载作用在跨中外边梁上时结构横向垂直挠度图。

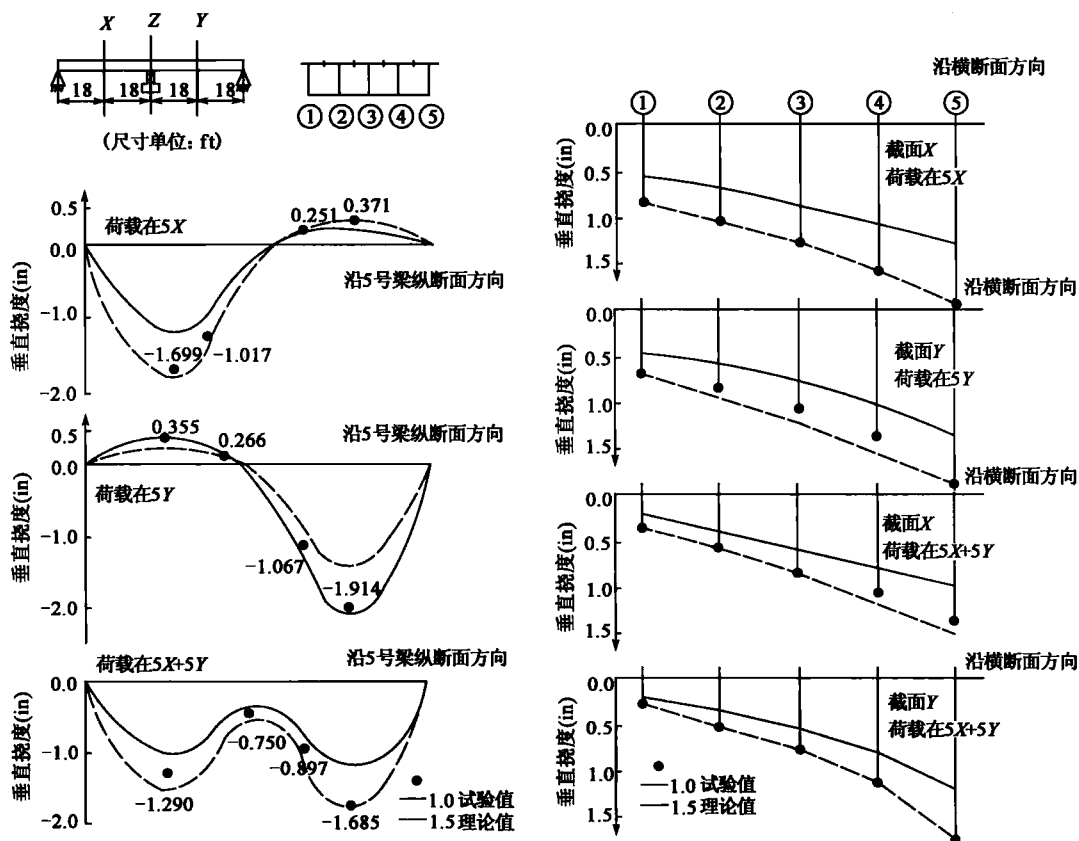


图 1-15  $1 \times 10^5 \text{ lbf}$  荷载作用在跨中外边梁上时结构横向垂直挠度图  
注: X 为跨中有横隔板处, Y 为另一跨中无横隔板处, 5 为外边梁编号。

(1 lbf = 4.448 N, 1 in = 25.4 mm, 1 ft = 0.304 8 m)



## 2) 斜交弯桥模型试验

斜交弯桥是弯桥与斜桥的组合,因此既具有弯桥的特性也具有斜桥的特性。斜交弯桥的扭矩由两部分组成,即平面曲率产生的扭矩和斜交构造产生的扭矩。对于这种复杂的构造试验研究很有必要。试验以日本大阪长柄迂回道路三跨连续斜交弯桥为原型,跨径 40m,桥宽 4.5m,曲率半径 40m,模型比例 1/15,四个支点中的一个中支点由于引道的关系需斜交,斜交角度  $30^\circ$ 。模型使用的材料是 SS41(日本的材料代号,相当于中国的 Q235B 碳素结构钢)。模型参见图 1-16 所示。由于弯梁桥的负反力较大,有必要防止支点浮动不稳被抬起。这次试验把锌块吊在各个支点的横梁上面,用这一自重给予预压。应力测试断面在斜交支承附近,另外还在支承处设置了测力传感器。应变、挠度以及反力都能同时进行测定。试验分三阶段多次加载(总荷载大约为 10kN)。

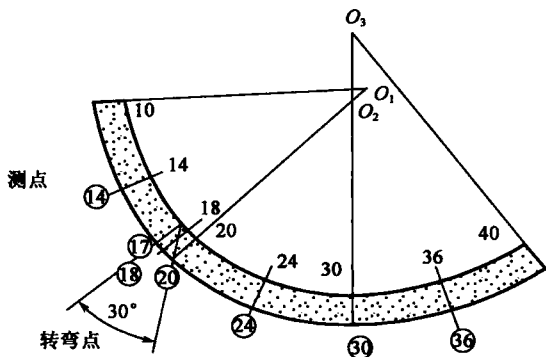


图 1-16 斜弯桥模型试验

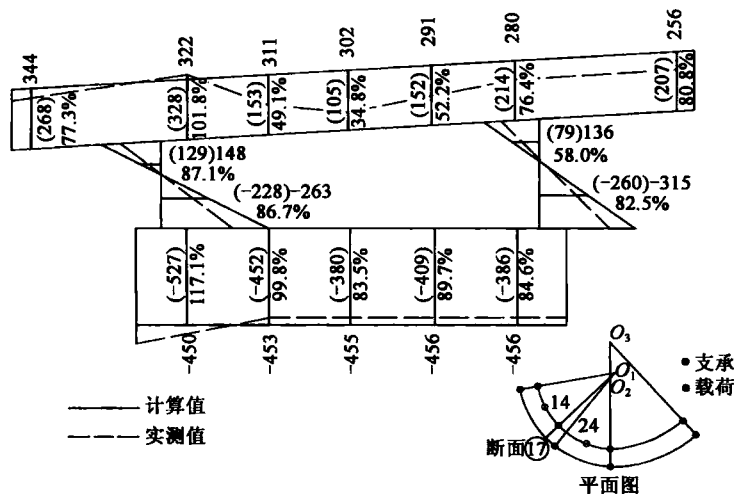
### 试验结果分析:

(1) 由于组成模型梁的板是很薄的板,而且出现了剪切滞后现象,所以在翼缘的中央处实测值同计算值有较大的差异。但是,把实测值和计算值的比平均起来,可以看到整个测点是连续的,得到了 80% 以上的较好结果。

(2) 由于参考了由弯扭引起的垂直应力,进行了试算。这一应力在弯曲引起垂直应力的 2% 以下,非常小。对于这种弯曲箱梁桥( $\alpha = \sqrt{G_s J / E_s C_w} \cdot R_s > 60$ )在此对弯扭可以不考虑,而采用纯扭转理论进行分析还是比较好的。

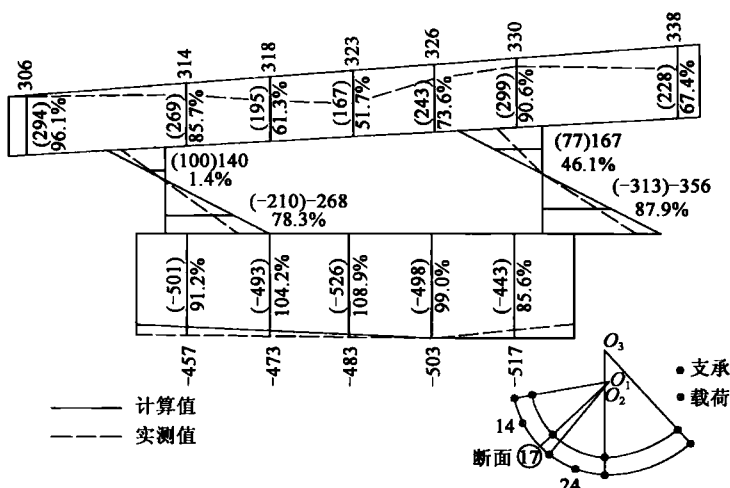
(3) 影响线是用集中荷载沿各个节点依次移动进行加载求得的,实测值与理论值吻合较好。关于各种荷载状态下的应力、挠度、反力,不管哪种情况,计算值同实测值都吻合得较好。

应力试验结果如图 1-17~图 1-19 所示。



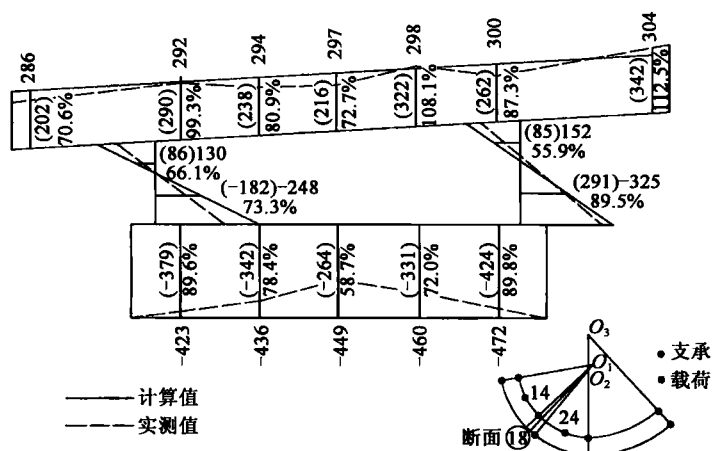
a) 在梁内侧两点加载时的应力测试结果

图 1-17

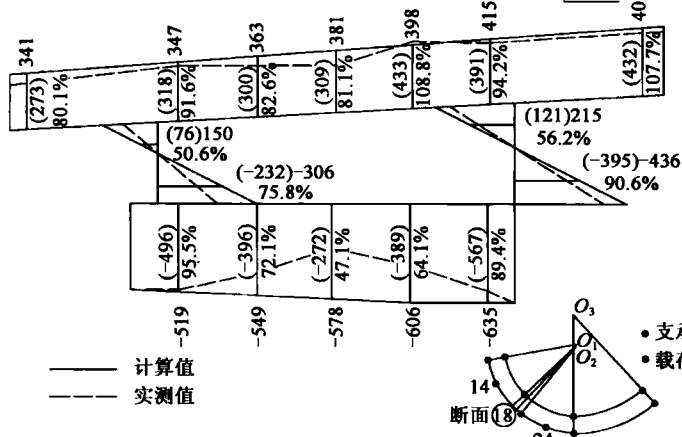


b)在梁外侧两点加载时的应力测试结果 平面图

图 1-17 断面⑰的应力测试结果(单位:  $10^5 \text{ Pa}$ )



a)在梁内侧两点加载时的应力测试结果 平面图



b)在梁外侧两点加载时的应力测试结果 平面图

图 1-18 断面⑱的应力测试结果(单位:  $10^5 \text{ Pa}$ )

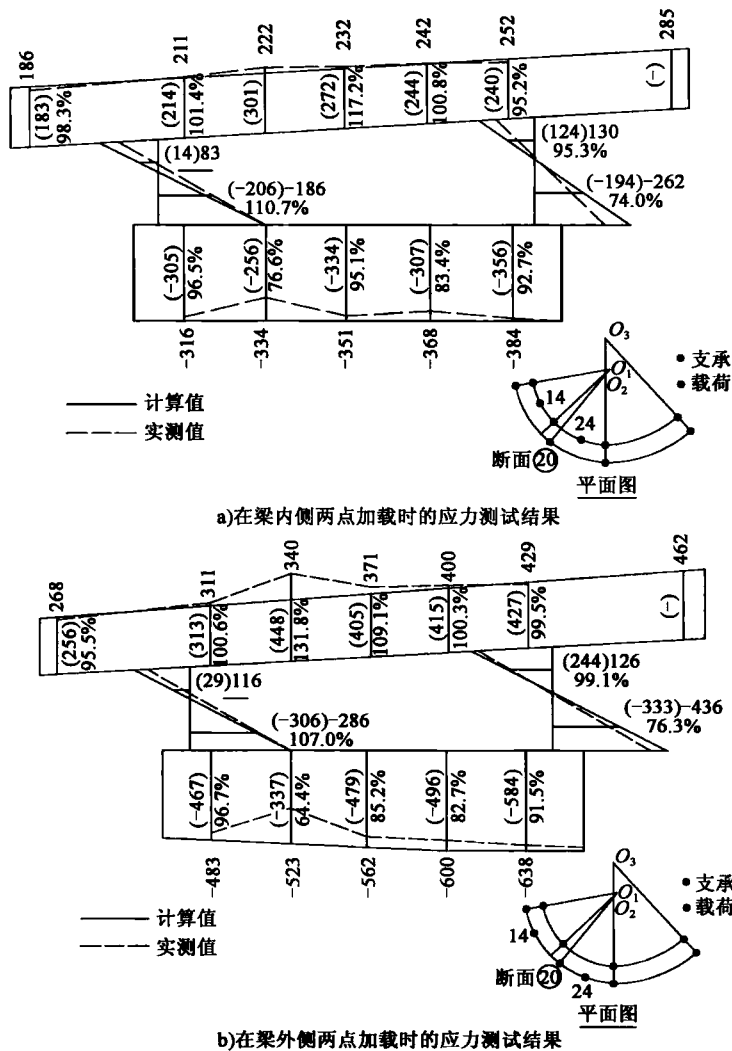


图 1-19 断面②的应力测试结果(单位:  $10^5 \text{ Pa}$ )

### 3) 单柱式连续弯箱梁桥试验研究

北京东便门立交 11 号桥位于北京东南二环路。该桥设计荷载为汽车—20 级、挂车—100, 桥面宽 13.15m, 双车道。桥梁上部结构为多跨连续预应力混凝土弯箱梁, 其中 11 号桥为 4 跨, 12 号桥为 5 跨。纵轴线半径分别为 207.5m 和 192.4m。截面形式为单箱四室结构, 下部结构中墩采用单柱式支承, 基础为钻孔灌注桩高桩承台。这种结构形式在国内首次出现。11 号桥模型如图 1-20 所示。

#### 模型结果分析:

(1) 试验数据表明, 对于单柱式支承连续弯箱梁结构, 移动中墩横向位置对改善端部支承反力分布十分有效。11 号中支承桥向外侧移动了 10cm, 不会出现支承脱空现象, 结构稳定。

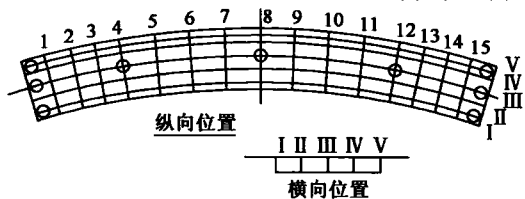


图 1-20 北京东便门立交 11 号桥模型布置



(2)这种结构中墩不承受扭矩,静载与活载最大扭矩均发生在桥端部截面,该截面剪应力最大。活载偏离桥纵轴线越远,桥端部扭矩越大。

(3)试验表明,荷载纵向位置不变时,横向位置偏于内侧,则跨中截面纵向弯矩值较大;荷载横向位置偏于内侧,则中墩截面弯矩值较大。同种桥梁设计汽车荷载最不利位置应按此规律布置。

(4)全桥挠度最大值发生在中跨跨中截面内侧,现场实测挠度最大值为 8.22mm,表明截面有较大的抗弯、抗扭刚度,完全满足使用要求。

表 1-2 和表 1-3 为在自重和汽车活载偏载作用下,中支承横移 9.28cm 前后的桥端部反力值对比。

中支承横移前桥端部的反力值(单位:kN)

表 1-2

荷载位置		汽车荷载 I		桥自重荷载 II		叠加结果 I + II	
		内侧	外侧	内侧	外侧	内侧	外侧
内侧	实验	594.9	-363.5	517.4	684.5	1112.3	321.0
	计算	562.2	-371.5	472.8	684.3	1035.0	312.8
外侧	实验	-439.1	518.0	517.4	684.5	78.3	1302.5
	计算	-423.3	520.8	472.8	684.3	40.5	1204.3

中支承横移后桥端部的反力值(单位:kN)

表 1-3

荷载位置		汽车荷载 I		桥自重荷载 II		叠加结果 I + II	
		内侧	外侧	内侧	外侧	内侧	外侧
内侧	实验	594.9	-363.5	593.9	593.9	1188.8	230.4
	计算	562.2	-371.5	559.1	607.1	1121.3	235.5
外侧	实验	-439.1	518.0	593.9	593.9	154.8	1111.3
	计算	-423.3	520.8	559.1	607.1	135.8	1127.9

#### 4) S 形曲线弯桥预应力摩阻试验

疏港路工程是大连市 1995 年重点市政工程之一,其中东一号桥支线 S 形曲线预应力连续箱梁桥(如图 1-21 所示,以下简称 S 形桥)是该工程中较复杂的一项。S 形桥结构形式为三跨连续梁,横截面为变高度单箱四室截面,主跨度为 41.22m。S 形桥跨度大、线形复杂,设计中采用了预应力混凝土结构,预应力钢索共 176 索,最长钢索计算长度为 63.467m,最短钢索计算长度为 15.205m。本次试验选取了五根钢索在正式张拉时做现场测试,该五根钢索弯曲形式相同,计算长度基本相同,贴片位置在跨中。图 1-21 中 I-I ~ V-V 为预应力筋纵向贴片截面位置。

试验结论:通过现场张拉测试,推算得出钢索在张拉阶段预应力摩擦损失计算参数  $k=0.0045$ ,  $\mu=0.53$ 。工程中的空间多曲型钢索在张拉阶段的预应力摩擦损失计算可采用推荐的分段求取空间曲线的空间曲率半径和空间转角,逐段累加计算预应力摩擦损失的计算模式,用这种计算模式求得的结果与实测值符合较好。在正式张拉阶段,由张拉钢索上所贴应变片的数据分析,最长钢索在主跨跨中的预应力摩擦损失为张拉控制应力的 25.2%,所测五根钢索预应力摩擦损失的平均值为 23.58%,最大锚固损失为 3.5%,平均值为 2.26%。

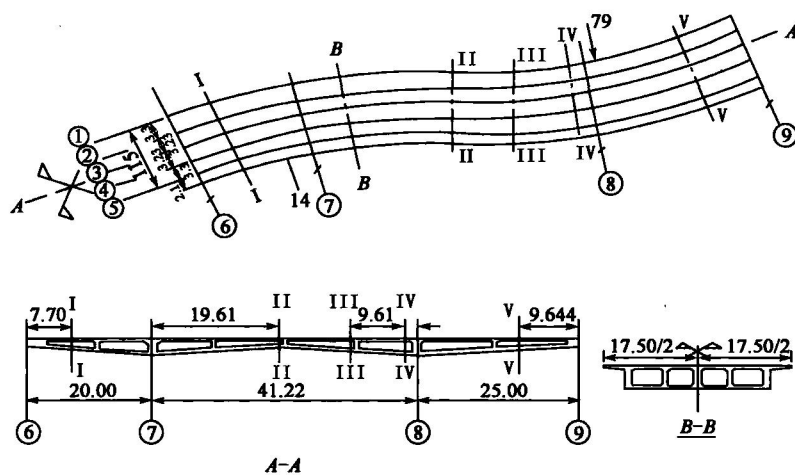


图 1-21 S形桥结构布置(尺寸单位:m)

### 5) 有机玻璃弯箱梁试验研究

模型试验是交通部科技项目(1986年)“等截面弯箱梁桥空间理论及电算方法的研究”的内容之一。模型原型为河北石家庄市某双层环道立交桥,模型制作采用有机玻璃。模型基本信息如下:三跨弯箱梁,中心角  $60^\circ$ ,中心线半径 286.5cm,每跨中心线长 100cm。模型桥结构尺寸如图 1-22 所示。模型照片如图 1-23 所示。在模型八个截面上贴了应变片,这八个截面位置是从端部起算,50cm、75cm、100cm、125cm、150cm、175cm、200cm 和 225cm。试验采用单点加载。

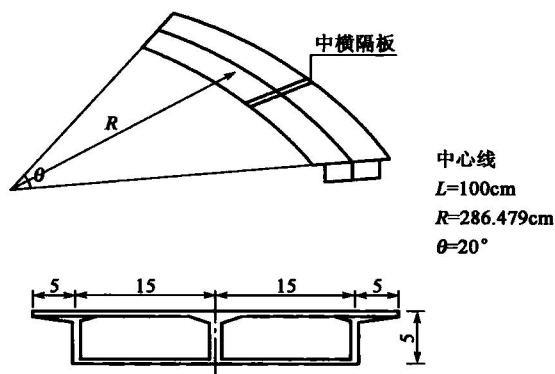


图 1-22 模型桥结构尺寸(尺寸单位:cm)

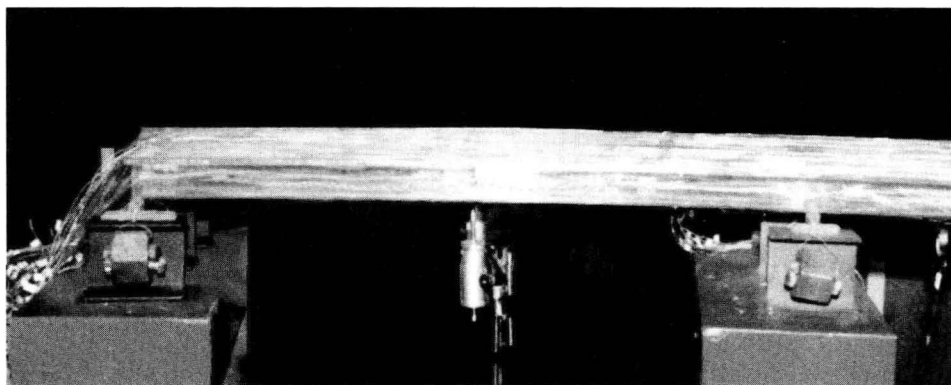


图 1-23 有机玻璃模型试验



试验结果:各测点挠度、应变值与理论值吻合较好,一般误差在 10% 以内,个别点超过 10%。加载位置附近的测点吻合程度好,远离加载位置的测点稍差,主要原因是远离加载位置的测点效应低,数值相对误差大;在横向中心荷载作用下,外侧点挠度仍然大于内侧点,说明即使在对称荷载作用下,结构仍有扭矩发生;有横隔板和无横隔板比较,有横隔板横向应力分布均匀,说明横隔板对弯桥有较好的增强整体性的作用,但这种作用仅限于加载跨,远离加载跨的截面横隔板作用不明显;弯桥挠度与同等跨径的直桥挠度纵向分布规律相似。弯桥有明显的横向变位,应该引起重视;在没有横隔板的截面,应力横向分布很不均匀,造成这种现象的原因主要有两个:一个是剪力滞效应,一个是翘曲效应,实际上应该是这两种效应的叠加结果。

#### 6) 弯连续刚构模型试验

西部交通科技项目“高墩大跨径弯桥的设计与施工技术研究”的内容之一是针对高墩和弯桥的结构复杂性,依托贵州沙银沟大桥做室内模型桥试验。也就是说,对高墩弯桥结构性能的研究不能单纯依靠仿真分析,还应结合模型桥试验。室内试验可以尽可能地避开室外复杂环境的影响,如温度变化、收缩徐变的影响以及实际施工中许多不确定的外界干扰,使理论分析尽可能与实测结果吻合,从而真实地获得高墩弯桥的实际受力状况,这是做室内试验桥的意义所在。

沙银沟大桥是上海至瑞丽国道主干线(贵州境)镇宁至胜境关第 11 合同段整体式高速公路上的一座大桥(图 1-24)。该桥主桥跨径组成:68+120+68(m),平曲线半径 620m。双薄壁主墩,一个墩高 80m,一个墩高 77m。全桥箱梁采用三向预应力体系。下部墩身采用翻模施工,上部箱梁采用悬臂浇筑施工。箱顶宽 12.0m,底宽 6.5m;0 号梁段梁高 6.8m,跨高比 17.6,一般在 1/16~1/20;现浇段和 1/2 合龙段梁高均 2.5m,跨高比 48.0,一般在 1/45~1/60;箱梁截面顶板厚度:墩身范围内的 0 号梁段为 50cm;箱梁底板厚度:0 号梁段为 130cm,合龙段为 32cm,根部至合龙段底板厚度按半立方抛物线由 75cm 渐变至 32cm,梁端支承截面 75cm,边跨现浇段从 32cm 渐变至 75cm,按直线变化;箱梁腹板厚:墩身范围内的 0 号梁段为 80cm,根部~12 号梁段为 60cm,13 号梁段~合龙段为 45cm,边跨现浇段为 60cm。

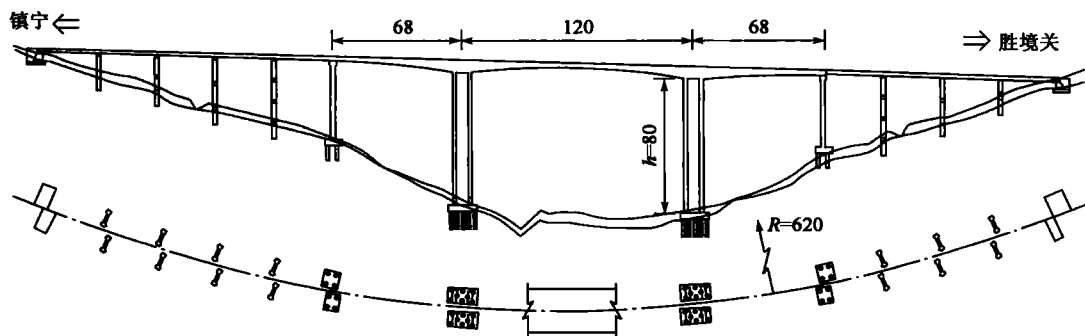


图 1-24 沙银沟大桥结构布置(尺寸单位:m)

箱梁测试位置如图 1-25 所示。

以  $a$  断面为例,说明贴片位置,如图 1-26 所示。



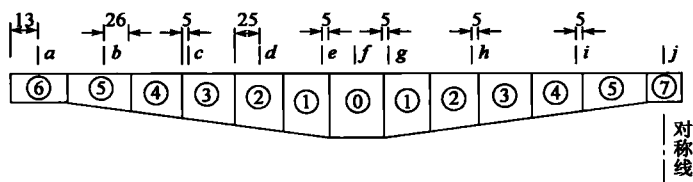


图 1-25 箱梁测试位置(尺寸单位:cm)

模型块件拼接如图 1-27 所示。

试验加载分施工和成桥两种情况。

(1)施工过程加载示意图见图 1-28。

$P=10\text{kN}$ ,分三级施加:

$P_1=3\text{kN}$

$P_2=3\text{kN}$

$P_3=4\text{kN}$

施工过程,箱梁前端横向各加  $10\text{kN}$  集中力,分三级加。测量时,分两个阶段测量:块段安装+施加预应力(先后顺序、不同大小等)和施加集中力。

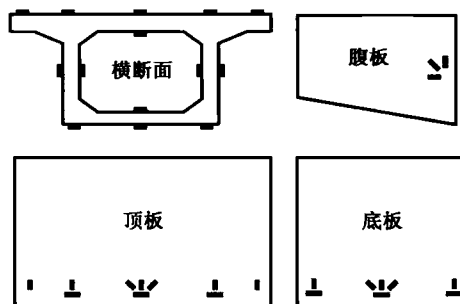


图 1-26 a 断面应力测试位置

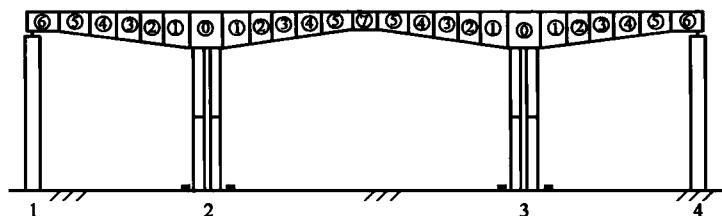


图 1-27 块件拼接图

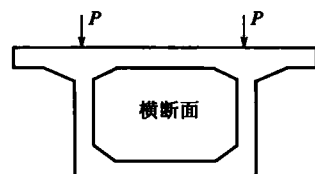


图 1-28 加载示意图

(2)合龙后连续刚构加载示意图如图 1-29 所示。

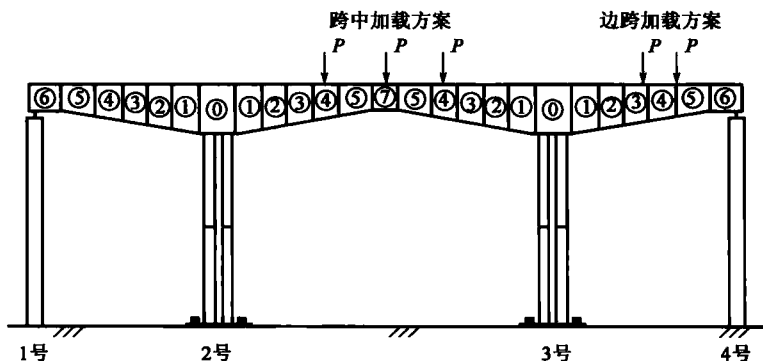


图 1-29 成桥状态加载示意图

注:边、中跨加载均分内外两种情况。

试验及模型计算结果分析如下:

(1)试验与理论值对比

墩身:墩身共有三个断面贴了应变片。其位置在顶部、中部和下部。每施工一个箱梁节段都对墩身进行测试。墩身三个典型断面应力理论及实测数值对比结果如下:(理论  $\sigma_z$  值—实



测  $\sigma_z$  值)/理论  $\sigma_z$  值 $\times 100\%$  全部在 15% 以内,不少断面在 10% 以内,说明实测值与理论计算比较吻合。成桥阶段测试结果精度大致相同。

箱梁:测试断面如图 1-25 所示。测试阶段也是分施工和运营两个阶段。由于断面多应力大小不一,故实测值与理论值相比,精度没有墩身好,尤其是边跨加载中跨断面和中跨加载边跨断面,应力数值相对小,精度就差一些。但绝大多数依然在 15% 以内,说明实测值与理论计算比较吻合。

以左“T”2 号块为例,说明试验与理论值对比情况(悬臂端各加到约 10kN 的集中力),见表 1-4。

2 号块:加载前后试验结果

表 1-4

加载工况						
	测点位置	通道号	理论值 (0.01MPa)	实测值 (0.01MPa)	实测值/理论值	理论计算点号
d 断面测试结果	顶板	127	-15.9	—	—	182
		128	-38.645	-22.158	0.573	188
		129	-204.325	-221.007	1.082	188
		130	31.055	51.705	1.665	200
		131	-18.815	-31.252	1.661	200
		132	-115.24	-143.510	1.245	200
		133	-18.815	—	—	200
		134	-48.47	-37.108	0.766	212
		135	-181.065	-196.245	1.084	212
		136	-19.06	-29.403	1.543	216
	腹板	137	-177.52	-179.325	1.010	(186 187)插值
		138	46.83	48.058	1.026	(186 187)插值
		139	-204.665	-257.903	1.260	(186 187)插值
		140	-197.61	-230.397	1.166	(210 211)插值
		141	49.375	58.311	1.181	(210 211)插值
		142	-157.87	-155.751	0.987	(210 211)插值
	底板	143	-185.935	-121.272	0.652	185
		144	-16.68	—	—	185
		145	-34.355	-42.087	1.225	197
		146	-39.66	-8.319	0.210	197
		147	-189.915	-164.999	0.869	197
		148	-39.66	-2.332	0.059	197
		149	-0.505	—	—	209
		150	-198.265	-136.464	0.688	209



## (2) 半径变化影响

①半径的变化,对扭矩、横向弯矩影响较大,对纵向弯矩影响不大。半径从  $R=15\text{m}$  变化到  $R=35\text{m}$ ,扭矩最大值从  $530\text{kN}\cdot\text{m}$  变化到  $230\text{kN}\cdot\text{m}$ ,减小了 57%,;横向弯矩最大值从  $-110\text{kN}\cdot\text{m}$  变化到  $-50\text{kN}\cdot\text{m}$ ,减小了 55%,而纵向弯矩从  $11\,830.0\text{kN}\cdot\text{m}$  变化到  $11\,710.0\text{kN}\cdot\text{m}$ ,减小了 1%。

②从受力角度看,在纯自重作用下,纵向弯矩数值最大,扭矩次之,横向弯矩最小。扭矩、横向弯矩就本试验桥而言比纵向弯矩要小很多。纵向弯矩是主要的内力。

③半径从  $R=\infty$  变化到  $R=15\text{m}$ ,对结构  $\sigma_y$ 、 $\sigma_z$ 、 $\tau_{xy}$ 、 $\tau_{yz}$ 、 $\tau_{zx}$  影响较大,对  $\sigma_x$ 、 $\sigma_1$  (主应力 1)、 $\sigma_2$  (主应力 2) 相对影响小一些。

④ $\sigma_x$  是主要正应力, $\sigma_y$ 、 $\sigma_z$  次之。

⑤半径变化对主应力的影响在 10% 以下。

## (3) 结构尺寸变化影响

①翼缘变化影响。翼缘左侧(内弧)长小于翼缘右侧(外弧)长时对降低扭矩、纵向弯矩有利,对横向弯矩不利;翼缘左侧(内弧)长大于翼缘右侧(外弧)长时对降低纵向弯矩有利,对扭矩和横向弯矩不利。

②腹板厚度变化影响。腹板厚度变化对纵向弯矩影响较小,对横向弯矩和扭矩影响较大。如果是在施工过程的最大悬臂状态下影响会更敏感。左右腹板越不相等,横向弯矩越大,扭矩也越大。以双薄壁墩根部断面  $g$  为例,扭矩从“左、右 5cm”到“左 2cm 右 8cm”,数值不仅反号,而且成倍增长。对横向弯矩也是如此。

## (4) 预应力损失影响

①随着半径减小,预应力损失也随之增大。以断面  $i$  位置为例, $R=15\text{m}$  时,沿程损失为  $397.08\text{MPa}$ ;  $R=35\text{m}$  时,沿程损失为  $360.96\text{MPa}$ 。同样位置,同样张拉力, $R=15\text{m}$  时的损失比  $R=35\text{m}$  时的损失要大 10%。

②在同样半径情况下,钢束沿程损失中间大,两端小。以  $R=20\text{m}$  为例,中间损失  $395.73\text{MPa}$ ,左端损失  $289.02\text{MPa}$ 。中间是端部的 1.37 倍。

③弯桥与直桥相比预应力损失要大很多。同样以断面  $i$  位置为例,直桥预应力损失为  $333.81\text{MPa}$ ,占张拉控制应力的 25.6%;  $R=20\text{m}$  预应力损失为  $395.73\text{MPa}$ ,占张拉控制应力的 30.4%。

## (5) 预应力位置变化影响

①预应力横向位置变化,对扭矩、纵向弯矩影响较小,对横向弯矩影响较大。从 2.5cm 到 8cm,左侧扭矩减小 2.6%,纵向弯矩变化小于 1%,横向弯矩减小 71%,右侧扭矩减小 3.1%。纵向弯矩变化小于 1%,横向弯矩减小 74%。预应力钢束距翼缘端部越近,横向弯矩越大,扭矩和纵向弯矩变化不大。

②预应力竖向位置变化,由于变化位置有限(仅 2cm,试验桥最小壁厚 5 cm),对扭矩、纵向弯矩、横向弯矩的影响有限。相对来讲,对纵向弯矩影响大一些。

## (6) 三向预应力分析

①对于扭矩  $M_x$ ,在纵+横+竖三向预应力作用下数值最大, $M_{x\max}=7\,900\text{kN}\cdot\text{m}$ , $M_{x\min}=-9\,220\text{kN}\cdot\text{m}$ ;在纵+横或纵+竖两向预应力作用下数值差不多, $M_{x\max}=6\,240\text{kN}\cdot\text{m}$ ,



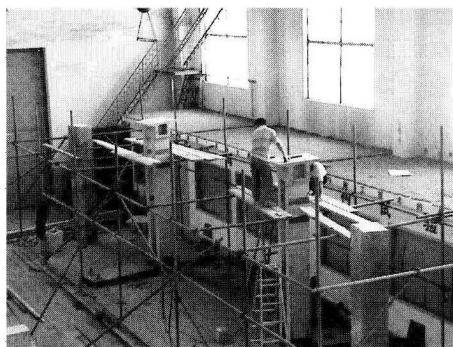
$M_{x\min} = -5\,940\text{kN}\cdot\text{m}$ ; 三向比两向情况要增大约 28%。说明在弯桥情况下,施加三向对扭矩不一定有利。

②对于纵向弯矩  $M_y$ ,在纵+横+竖三向预应力作用下, $M_{y\max} = 28\,090\text{kN}\cdot\text{m}$ ;在纵+横两向预应力作用下, $M_{y\max} = 39\,090\text{kN}\cdot\text{m}$ ;在纵+竖两向预应力作用下, $M_{y\max} = 26\,430\text{kN}\cdot\text{m}$ 。三种情况,纵+竖最小,纵+横最大。最大最小相差 47.9%。从结果上看,施加横向预应力对纵向弯矩有较大影响,分析原因主要是施加横向预应力会抵消一部分纵向预应力作用。在直桥中,纵横向预应力相互垂直,影响较小;对于弯桥则不同,纵横向预应力位置相互呈一定角度,所以作用力相互抵消。这一点是弯桥特有的性质。

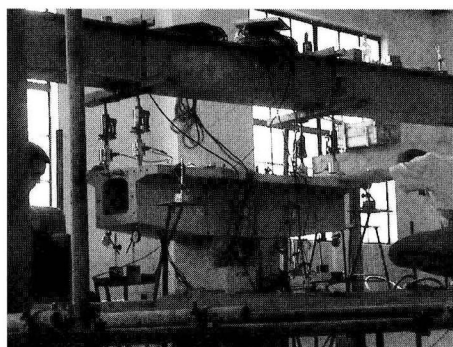
③对于横向弯矩  $M_z$ ,在纵+横+竖三向预应力作用下数值最大, $M_{z\max} = 31\,120\text{kN}\cdot\text{m}$ ,远比纵+横或纵+竖两向预应力作用下的数值  $M_{z\max} = 1\,400\text{kN}\cdot\text{m}$  或  $1\,280\text{kN}\cdot\text{m}$  大。由于是分阶段计算,体系在不断变化,其计算结果不能应用简单的叠加原理。造成三向预应力作用下横向弯矩数值大的原因与横向、竖向预应力两者联合作用有关,与分阶段形成也有关。

④由于三向预应力作用较为复杂,要想准确得到一般规律很难,因为影响因素如结构形式、体系变化、预应力大小形式位置等太多。但通过本桥仿真分析,有一点结论很明确:对于弯桥施加三向预应力,必须要进行空间分析,不能只计算纵向预应力作用,而忽略横竖预应力作用。

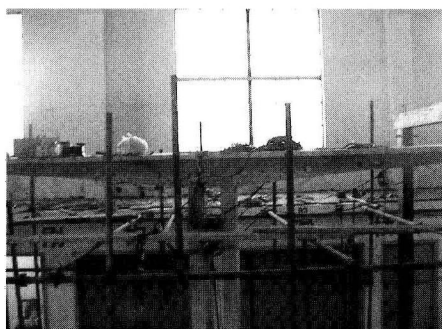
附一组模型试验照片,如图 1-30 所示。



a)安装0号块



b)做2号块试验



c)做全桥动力试验



d)模型桥全景

图 1-30 模型试验照片



## 1.4 工程实例

### 【实例 1】日本长谷大桥

日本长谷大桥三跨连续预应力箱形梁曲线桥(图 1-31),跨径组成  $50+65+50(\text{m})$ ,平曲线半径  $R=250\text{m}$ 。0 号块长  $11\text{m}$ ,预制块长  $4\times 3+4\times 3.5+2.0(\text{m})$ (合龙块),采用悬臂浇筑施工。边跨  $19\text{m}$  采用现浇施工。墩高  $40\text{m}$ 。1978 年 3 月竣工。

长谷大桥悬臂浇筑步骤:①箱梁与桥墩固接形成“T”构形式进行悬臂节段浇筑,总共浇筑 8 块;②先合龙边跨并张拉边跨连续钢束,放松箱梁与墩之间的临时钢束形成单悬臂梁式结构;③合龙中跨并张拉中跨连续钢束,使结构成为三跨连续梁结构。

由于是曲线桥,在设计与施工方面做了如下考虑:

(1)最大扭矩在支点断面,经计算确认扭转剪应力在容许范围内。为抵抗支点扭矩,其截面腹板厚度加厚。

(2)浇筑节段的接缝设在易于施工的法线方向。

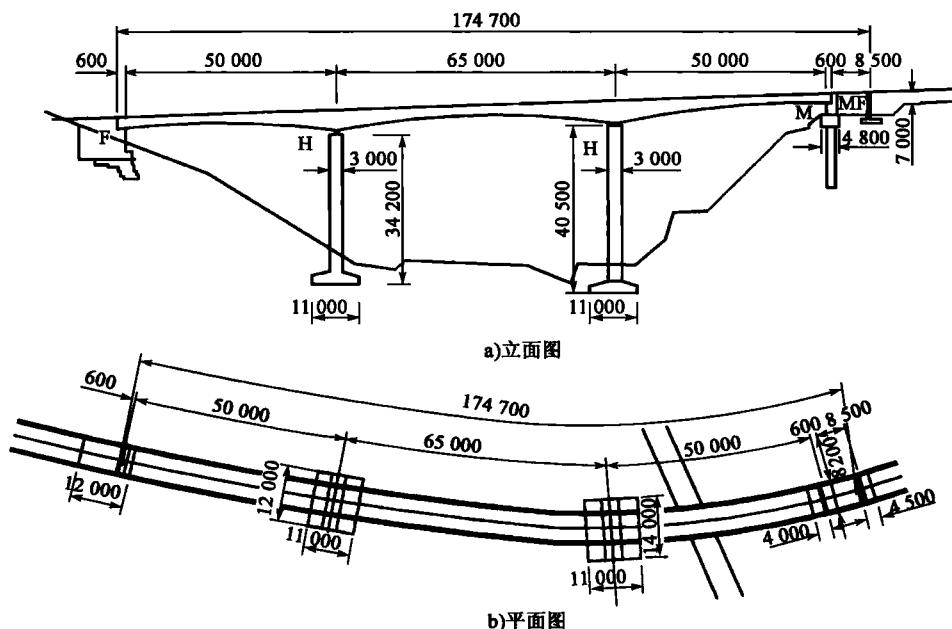


图 1-31 长谷大桥总体布置(尺寸单位:mm)

(3)因为结构有超高,截面横坡在  $0\%\sim 4\%$  变化,为保证外模板不变,箱梁截面外侧形状保持不变。

(4)挂篮行走需考虑结构纵坡( $4.94\%$ )和横坡( $0\%\sim 4\%$ )的影响。对于纵坡,在挂篮前后设置千斤顶调节,使挂篮保持水平;对于横坡,采用敷设硬枕木( $12\sim 28\text{cm}$  范围内)的方法使挂篮保持水平。

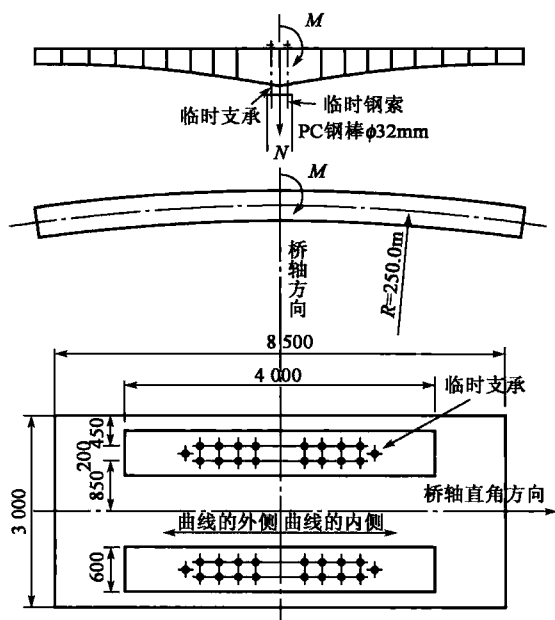


图 1-32 长谷大桥墩身临时钢束布置(尺寸单位:mm)

(5) 固接墩临时支撑布置内外按不对称布置,内侧支撑多于外侧(图 1-32)。

长谷大桥墩身临时钢束布置见图 1-32。

长谷桥的计算整体按平面杆系计算,空间程序校核。最大悬臂状态时,最后节段由于扭转所引起的竖向变位达到 1.7mm。对于墩梁固接临时钢束的计算有如下内容:

- (1) 顺桥向不平衡力矩和轴力;
- (2) 扭矩;
- (3) 临时支撑的形状和各项截面系数;
- (4) 荷载作用下临时支撑的弯曲应力;
- (5) 对临时支撑起作用的预加应力;
- (6) 横桥向的有效预应力;
- (7) 临时支撑弯曲应力的合成。

## 【实例 2】 日本泽水二桥

日本泽水二桥位于九州汽车专用公路的最后一段,桥梁跨越万江河,总体布置(图 1-33)受地形限制,只能设计成小曲率半径( $R=300\text{m}$ )的弯桥,桥墩较高,采用悬臂施工。桥梁的预应力体系,纵向预应力束采用直径 12.4mm 的 SWPR7A 钢绞线及相应的锚固系统。

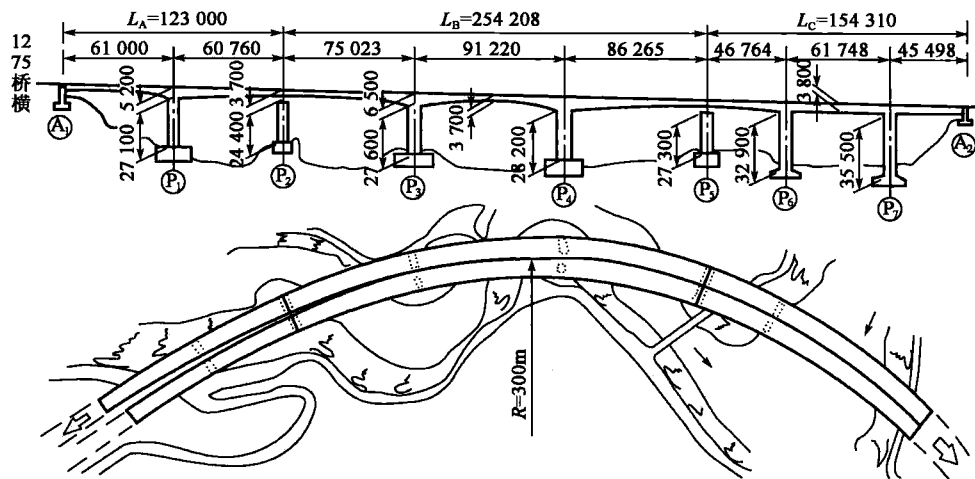


图 1-33 日本泽水二桥总体布置(尺寸单位:mm)

### (1) 结构尺寸拟定

拟定桥梁结构尺寸时,考虑该桥曲率半径较小、施工时与施工完成后结构的扭曲方向相反、产生徐变扭转二次矩等复杂因素,其结构尺寸拟定为,墩顶梁高  $h$ : A 桥 5.2m ( $h/L=1/1$ )、



B 桥 6.5m( $h/L=1/14$ )、C 桥 3.8m( $h/L=1/14$ ),比一般桥梁的主梁高度大,其应力与变形相应地减小。

考虑到作用于腹板、顶板、底板的弯矩平衡以及顶板设置横向预应力筋等因素,腹板间距定为 6.5m,顶板厚度为 35cm。腹板内设两排主钢束并考虑锚固,腹板的最小厚度为 35cm,墩顶部位剪力较大,腹板厚度还需增加。

分段施工采用中型挂篮,块件长度 2.5~4.0m。

(2)结构分析

结构分析情况如表 1-5 所示。

对于弯矩与剪力,用平面刚架与立体刚架模型进行试算分析比较后得出,由于不同的结构分析模型所得结果产生的差别较小,所以施工时与施工完成后可采用平面刚架模型进行结构分析,但由混凝土的龄期差异以及结构体系变化所产生的徐变约束力须精确分析。

日本泽水二桥结构分析模型

表 1-5

荷 载 类 型				弯矩、 剪力	扭矩	附 注	I. 平面刚架	II. 平面刚架 (施工完成)	√ III. 立体刚架
主 荷 载	1	截 面 弹 性 力	主梁自重	I' II'	I' II'				
	2		桥面重	II'	II'				
	3		活载	III'	III				
	4		预加力 二次矩	II'	II'				
	5	收 缩 徐 变 二 次 力	主梁自重 徐变	II	II'				
	6		主梁混凝土 干缩	II	II'				
	7		桥面荷载 徐变	II	II'				
	8		预加力 徐变	II	II'				
附 加 荷 载 及 其 他	9	温差、温度变化		II'	II'				
	10	水平地震力		II'	II'				
	11	风荷载		II'	II'				
	12	挂篮荷载		I'	I'				
	13	吊支架荷载		I'	I'				

对于扭矩,用立体刚架模型分析,在计算活载所产生的扭矩时,应考虑桥墩的影响,用立体有限元进行分析。





### 【实例 3】 联邦德国齐科(Siegtal)桥

联邦德国齐科桥(图 1-34)是一个 12 跨弯连续箱梁桥,最大跨径 105m,墩高 100m,平曲线半径 1 400m,总长 1 050m。两片分离箱梁总宽 30.5m,在最高的三个中墩设有固定支座,其他墩台设有滑动支座。桥墩为滑模施工的钢筋混凝土空心箱柱,箱柱横截面宽 20.7m,而顺桥向宽度在两侧以 40 : 1 的斜度变化。上部箱梁采用悬臂浇筑施工,两幅箱梁分别用了 25 和 17 个月时间。全桥竣工于 1966 年。

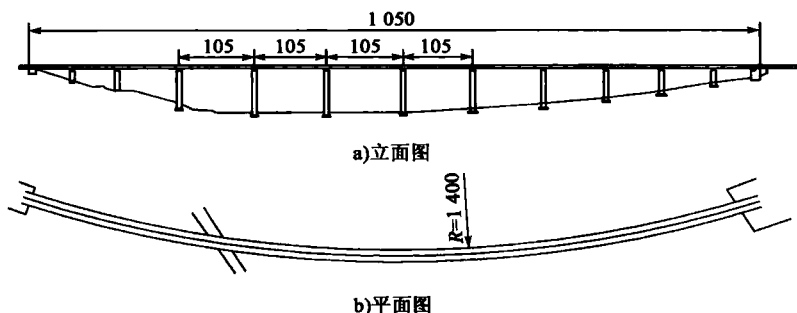


图 1-34 联邦德国齐科桥总体布置(尺寸单位:m)

### 【实例 4】 法国让纳维利埃桥

法国让纳维利埃桥是一座 5 跨弯连续梁桥(图 1-35),上部结构为变截面双室箱梁,跨径组成:105+172+74+172+113(m),桥梁曲线部分的平曲线半径为 650m。由于短跨原因,中间桥跨整体上承受负弯矩,结构非常类似于一个三跨连续梁。上部结构采用三向预应力,纵横向为钢绞线,竖向为粗钢筋。横隔板设在支点处,纵向预应力部分锚在顶板上。上部结构采用悬臂浇筑施工。

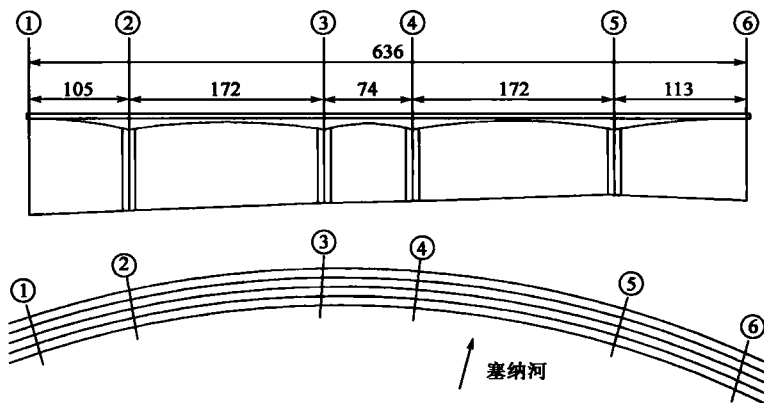


图 1-35 让纳维利埃桥总体布置(尺寸单位:m)



### 【实例 5】 加拿大卡尔盖里(Caigary)桥

加拿大卡尔盖里(Caigary)在 1982 年建成的弯河桥(Bow River Bridge)是一座很有代表性的弯梁桥结构(图 1-36)。该桥的跨径在  $40+50\times 7+40(\text{m})$ , 9 跨连续弯箱梁, 总长为 430m。该桥桥宽为 10.9m, 曲率半径  $R=130\sim 200\text{m}$ , 有反向曲线, 梁高 2.2m。由于弯河桥跨越两条交通繁忙的车道, 弯河的水面宽度约 100m, 因而在施工中不宜搭设满堂支架, 避免水上和陆上的交通受到影响。为此, 该桥选用了活动模架浇筑大悬臂的方案。

该桥的箱宽仅为 4.0m, 而悬臂板的伸出长度达 3.45m。在 4 号和 5 号墩的墩顶, 采用了墩梁固接构造, 而其他各桥墩和桥台上, 则设置了盆式支座(每墩两只)。伸缩缝仅设在桥头, 伸缩量为 80mm(伸长)和 200mm(缩短)。该桥考虑升温  $25^{\circ}\text{C}$ , 降温  $45^{\circ}\text{C}$ , 混凝土收缩和徐变以及预加应力时的梁体缩短。当主箱梁张拉完成后, 即可作为运输便道和浇筑悬臂板的支架。

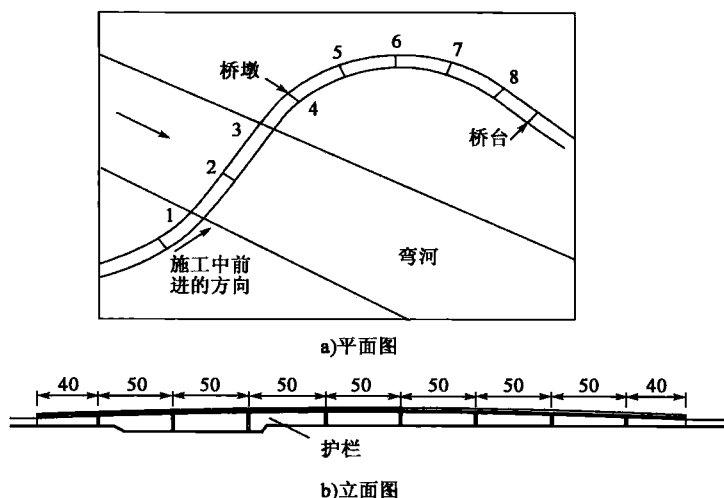


图 1-36 弯河桥总体布置(尺寸单位:m)

### 【实例 6】 青岛码头专用跨线弯桥

青岛码头专用跨线弯桥是在专用线弯道区段, 连续跨越相邻的铁路、城市道路、河道后, 与市区道路组成的一座互通式立交桥。由于专用线与铁路为  $65^{\circ}$  斜交、保持桥下道路的合理线形以及专用线坡度限制等因素, 桥梁跨径布局做两组三跨连续梁, 其沿路中心线的跨径分别为  $25+43+26(\text{m})$  和  $27+28+29.5(\text{m})$ 。桥具有弯斜特点, 平曲线半径 780m, 是我国设计建造的第一座弯、斜预应力连续梁桥(图 1-37)。

该桥构造特点: 在桥梁横断面上, 对应每侧车道下, 设置一组抗扭性能好的箱形梁, 两组箱梁间沿横隔带的桥面板是分开的, 这样在平面上对一组箱梁宽度来说, 梁的跨宽比大于 3~4 倍, 平面弯曲的影响可以忽略不计, 也便于应用平面网格程序进行桥梁的结构计算。在两组箱梁间, 除支点横梁外, 对应于跨中位置设置了中横梁。中横梁的功能: 一是改善内外两箱梁的



荷载分布差,使挠度趋于均匀;二是使相应连续梁中支点位置的支点横梁扭矩显著减小。设置了中、端横梁使箱梁的畸变得到控制。

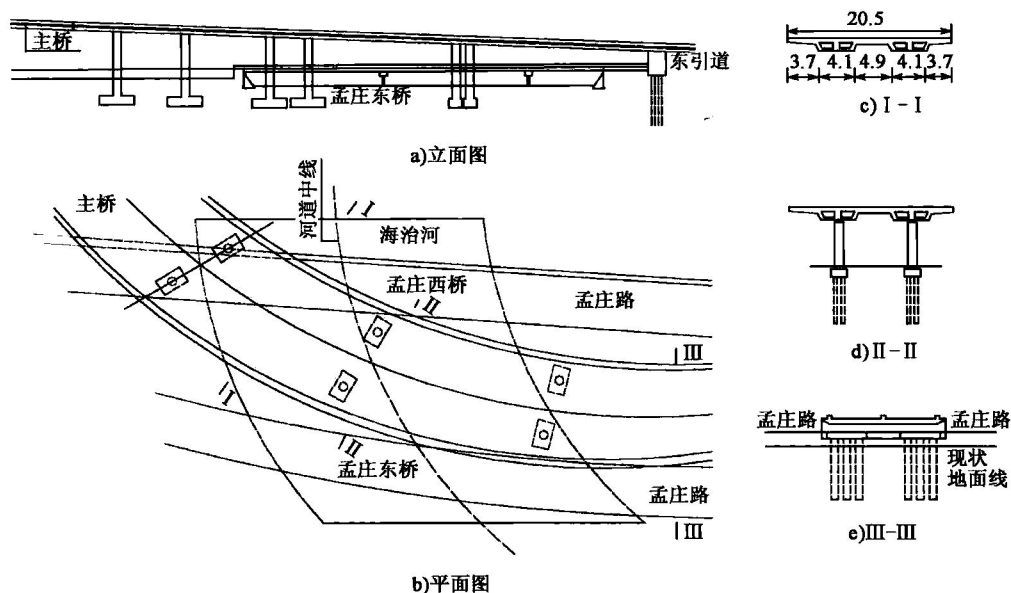


图 1-37 青岛码头专用跨线弯桥总体布置

### 【实例 7】 山西平顺大桥

山西省平顺公路弯梁桥(图 1-38)是国内首次采用顶推法施工的预应力混凝土连续弯梁桥,于 1990 年 12 月建成通车。该桥因桥位处于跨越深沟(约 40m 深)的弯道线形上,选用了  $28+35+28(\text{m})$  等截面预应力混凝土连续弯箱梁结构,曲线半径  $R=90\text{m}$ ,桥宽  $9.0+2\times 0.5(\text{m})$ ,桥面横坡超高 4%,下部结构采用钢筋混凝土矩形薄壁柔性墩和重力式 U 型桥台,墩身断面尺寸为  $5\text{m}\times 1.4\text{m}$ ,2 号墩墩身高 19.9m,3 号墩墩身高 27.4m。

全桥共分成 11 段,端段长度为 9.9m,其余各段长度均为 8.0m。导梁长度取为 21m (最大跨径的 60%),钢导梁刚度与箱梁刚度比为  $1/14.2$  (一般情况下约为  $1/9\sim 1/15$ )。该桥采用“双千斤顶单点顶推”法施工,箱梁总载重 11 557kN,顶推时最大摩擦系数为 10%。在 2 号墩、3 号墩、4 号台和 5 号临时墩的两侧设置了导向装置。在顶推过程中,考虑到内外弧行程的不一致性,曾拟订了两台千斤顶合用一个油泵,利用分油阀控制进油量的施工方案,但最终还是采用了两个油泵操作,由工人手动控制内外弧的行程。除此以外,采用导向装置以控制顶推梁体的偏移是完全必需的措施。



图 1-38 山西省平顺公路桥



### 【实例 8】 北京四丰桥

北京市四丰立交桥(图 1-39)及其联络线工程位于北京市西四环中路丰北高架桥与丰北桥相交处,东靠丰台体育中心,北靠丰台花园,是北京市城市规划中五棵松奥运村交通枢纽的重要组成部分。1 号匝道桥采用预制钢筋混凝土等高单箱一室节段箱梁,每跨由 13 片节段梁拼装组成,共 7 跨,每跨约 36m,墩顶跨与跨连接为后浇钢筋混凝土伸缩缝形式。该桥桥梁中线由缓和曲线及圆曲线组成,其中圆曲线半径  $R=403.625\text{m}$ ,桥面宽度为 8.45m,全长 254.5m。荷载等级为城—A 级主干线,抗震烈度为 8 度。预应力形式有体内、体外两种:体内索中底板采用 9-7 $\phi 5$ (15.24) 钢绞线索,腹板采用 12-7 $\phi 5$ (15.24) 钢绞线索;体外索采用的是 15-7 $\phi 5$ (15.24) 无黏结钢绞线。体外索锚具型号为 OVM. TF15-15SF. 0 体外可换式专用锚具,钢绞线标准强度为 1860MPa,体外索设计索力  $\sigma_k=0.65R_{by}$ ,采用先单根预紧后整体对称张拉的方案。

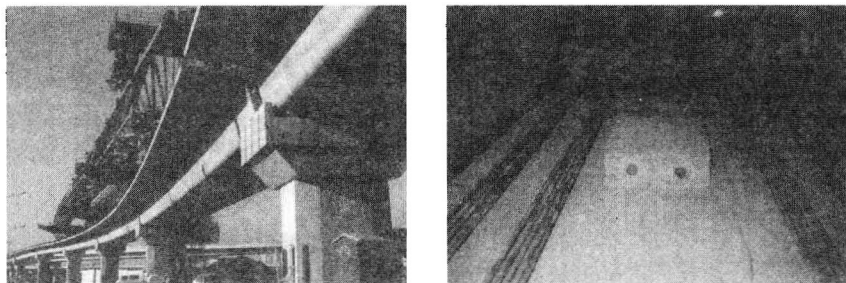


图 1-39 北京市四丰立交桥

### 【实例 9】 福建马宅顶大桥

福建马宅顶大桥为 30+2×50+30(m)跨径变截面预应力混凝土箱梁连续—刚构组合体系(图 1-40),结构平曲线半径 350m,全超高 7%。横截面为单箱单室。箱梁控制断面梁高中间支点处 3.0m,边跨直线段及中跨跨中处 2.0m。梁高变化段梁底曲线采用圆曲线,曲线半径  $R$  为 177.22m。箱梁横截面为单箱单室直腹板,箱梁顶面宽度为 12.50m,底宽为 6.5m。箱梁梁体两翼缘悬臂长度为 3.0m。箱梁顶板厚均为 25cm,底板为变厚度,支点处底板厚 50cm,跨中处底板厚 25cm,梁高变化区段底板变厚为 25~50cm。腹板为变厚度,边支点区段腹板厚度为 40cm,中支点区段腹板厚度为 60cm,跨中部分厚 30cm,2、3 号节段为腹板变化段,腹板厚为 60~30cm。

全桥横隔板在支点处共设置 5 道,边支点单隔板厚 70cm,中支点隔板厚 240cm,且 6 号墩顶隔板加设横向预应力筋。每跨跨中顶板均设 80cm×80cm 的临时进入人孔。

### 【实例 10】 陕西黑河大桥

陕西黑河大桥是国道 312 线上的一座特大桥(图 1-41),跨径组成:60+6×100+60(m),全桥主要位于  $R=582\text{m}$  的圆曲线上,部分位于  $R=582\text{m}$  与  $R=751\text{m}$  两反向圆曲线上。全桥单向纵坡 3.29%。主桥采用单箱单室,设纵、竖向预应力。桥墩采用矩形薄壁空心墩,最大墩高 62m。上部箱梁采用悬臂浇筑施工。

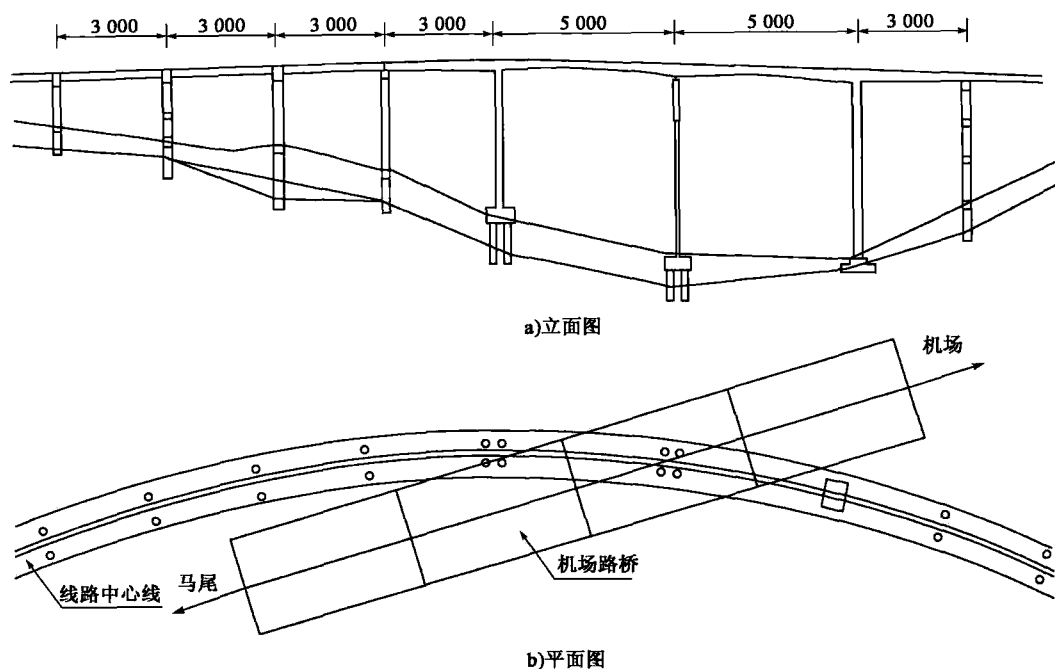


图 1-40 福建马宅顶大桥(尺寸单位:cm)

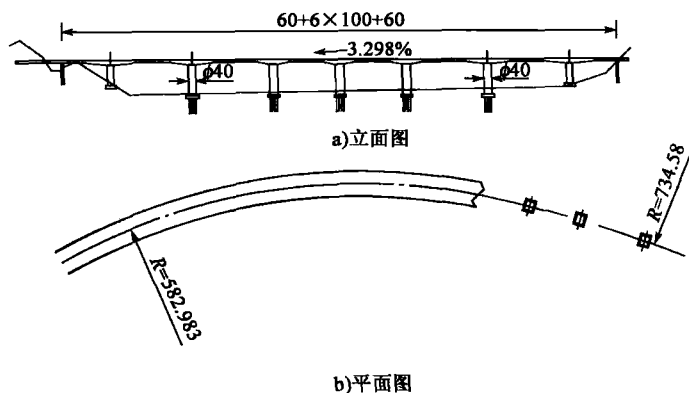


图 1-41 陕西黑河大桥整体布置(尺寸单位:m)

黑河桥结构特点:预应力束在平面上采用对称于轴线的曲线配置,以抗弯为主,抗扭为辅;桥面横坡(单向 4%~双向 2%)由不等高腹板调整,这种设置有利于平衡荷载产生的弯矩;为抵抗扭矩与畸变对主梁的影响,应适当增加竖向预应力钢筋与箍筋的用量;为抵抗预应力钢束径向力引起的混凝土剪切应力和挤压应力,应设置防崩钢筋;桥墩采用单箱截面有利于施工阶段结构纵横向稳定,有利于抵抗横向弯矩和地震力产生的扭矩;挂篮行走应注意偏转问题。

### 【实例 11】 云南大保高速 K306+185 大桥

云南省元江—磨黑高速公路 K306+185m 大桥是一座三跨预应力钢筋混凝土连续刚构



桥,跨径为  $77+140+77(\text{m})$ ,分 19 个对称梁段悬臂浇筑施工,箱梁顶宽  $22.5\text{m}$ ,为单箱单室截面。该桥平面位于两条相反平曲线上,平面成 S 形,曲线最小半径为  $260.06\text{m}$ ,弯道全超高  $7\%$ 。该桥元江岸纵坡  $5.5\%$ ,磨黑岸位于半径为  $10\,000\text{m}$  的竖曲线上,构成了该桥弯、坡、斜的特点。大桥总体布置如图 1-42 所示,如此小半径的连续刚构桥目前国内尚不多见。

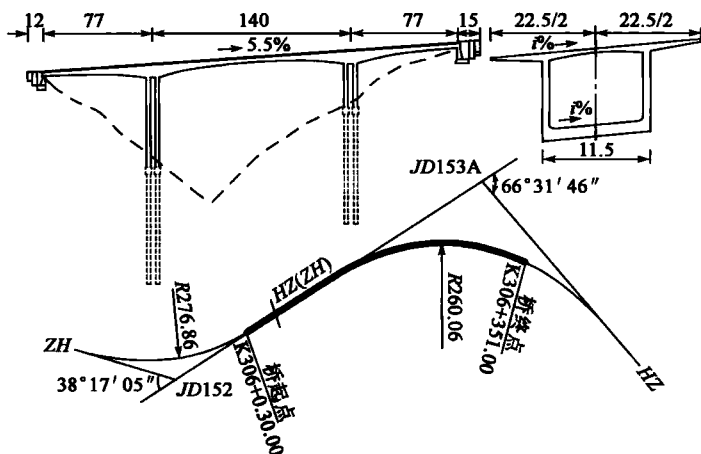


图 1-42 云南大保高速 K306+185 大桥整体布置(尺寸单位:m)

根据该桥箱梁弯、坡、斜的特点,挂篮需进行特殊设计,以适应箱梁横向高差变化;此外对于弯坡斜刚构桥施工,悬臂箱梁除存在竖向挠度外,还可能在预应力张拉阶段产生横向变位,在长悬臂阶段产生箱梁扭转;且弯道上 T 构两悬臂的不对称还导致结构内力不对称,从而对单 T 结构稳定性造成影响。这些问题都是弯坡斜刚构桥施工中不得不考虑的因素。

预应力钢筋混凝土箱梁采用轻型挂篮悬臂浇筑施工,挂篮由主承重桁架、滑轨、吊杆、模板系统、行走系统、锚固系统等组成,如图 1-43 所示。

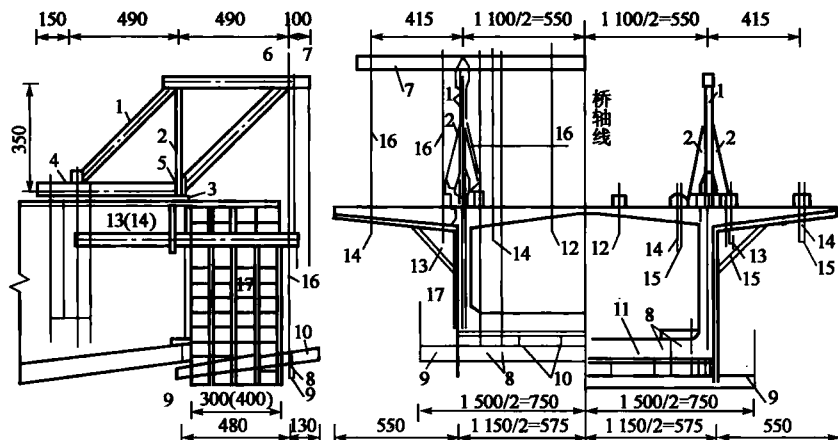


图 1-43 云南大保高速 K306+185 大桥挂篮总体布置图(尺寸单位:cm)

1-主桁架;2-辅助支撑;3-滑行轨道;4-后行走反扣;5-前定位反扣;6-上横梁支座;7-上吊杆横梁;8-下横梁连接铰座;9-下吊杆横梁;10-底平台纵梁;11-底平台背销横梁;12-顶模吊梁;13-滑梁;14-滑梁;15-滑行吊带;16-吊杆;17-模板

(1)挂篮主桁正对箱梁腹板共设置两片,采用  $[36]$ 、 $[40]$  槽钢组拼而成菱形结构。

(2)滑轨以高强度等级砂浆作铺垫,上铺钢板焊成的 I 字形轨道作为挂篮的行走轨道。



(3) 桁片下弦后端设有行走反扣,在行走时,行走反扣扣在滑轨上,维持挂篮受力平衡。

(4) 挂篮外模全部采用钢模,保证混凝土外观平整美观,内模则采用高压层板,既容易拆装,又适应箱梁截面高度变化。

(5) 行走系统采用 4 组双线滑车组配 4 台 5t 手拉葫芦牵引主承重桁片前移,底模、腹板外模和顶模同主桁架形成整体向前移动,移挂篮一次到位,十分方便。

(6) 挂篮前吊杆根据不同位置受力不同,分别采用  $\phi 72$ 、 $\phi 56$  圆钢吊杆和  $\phi 32$  精轧螺纹钢吊杆。

(7) 挂篮后锚全部采用竖向预应力  $\phi 32$  精轧螺纹钢筋接长锚固,每个桁片后用 8 根精轧螺纹钢筋锚固,一个挂篮共锚固 16 根精轧螺纹钢筋。

由于该桥为小半径弯道桥,存在弯坡斜特点,桥面横坡在  $-2\% \sim 7\%$  之间变化,变化幅度大,主承重桁片高差也是变化值,因此无法在桁片之间设横向联系,两个桁片是独立的,为保证桁片的横向稳定性,在挂篮桁片立杆左右两侧设人字辅助斜撑,浇筑混凝土时人字斜撑下用钢板和木楔楔紧,挂篮行走时则拆除木楔利于行走。

## 本章参考文献

- [1] Sennah Khaled M, Kennedy J B. ASCE state-of-the-art in design of curved box-girder bridges. Journal of bridge engineering, 2001, 6(3).
- [2] 刘柏青,张士铎. 桥梁工程综述: 曲线梁桥. 中南公路工程, 1989(2): 38-43, 59.
- [3] 项海帆. 世界桥梁发展中的主要技术创新. 广西交通科技, 2003(5): 1-7.
- [4] 交通部科学技术情报研究所. 国外弯坡斜桥资料选编. 1985.
- [5] 邵容光. 混凝土弯梁桥. 北京: 人民交通出版社, 1991.
- [6] 交通部科学技术情报研究所. 国外预应力钢筋混凝土桥资料汇编: 第二辑. 1979.
- [7] 刘庆仁, 张恺. 单柱式连续弯箱梁试验研究. 北京建筑工程学院学报, 1994, 10(2): 72-78.
- [8] 赵国藩, 等. 大连市疏港路 S 形曲线连续箱梁桥预应力摩擦损失试验研究. 预应力技术, 2004(4): 4-12.
- [9] 杨昀, 等. “等截面弯箱梁桥空间理论及电算方法的研究”分报告三: 三跨连续弯箱梁桥的有机玻璃模型试验及对比分析. 北京, 1986.
- [10] 杨昀, 等. “高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”分报告: 室内模型试验. 北京, 2003.
- [11] 马宝林, 等. 高墩大跨径连续刚构桥. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [12] 小沃尔特·波多尔尼, 等. 预应力混凝土桥梁分段施工和设计. 北京: 人民交通出版社, 1984.
- [13] 邢祥, 罗玲, 吴西伦. 介绍一座弯、斜桥的结构和结构分析. 中国公路学会桥梁工程学会论文集选集. 1985.
- [14] 中国桥梁大观——山西篇.
- [15] 简璞, 等. 北京四丰桥节段梁的体外预应力施工. 预应力技术, 2005(3): 17-20, 40.
- [16] 福建省交通规划设计院. 福建马宅顶大桥施工图. 2003.
- [17] 金泰丽, 马宝林. 大跨径预应力曲线连续刚构桥设计. 中国公路学会桥梁工程学会论文集. 1996.

## 第 2 章 弯梁桥结构类型与施工方法

### 2.1 概 述

目前国内公路上的混凝土弯梁桥,按施工方法大致可以分为以下三类。

#### 1) 预制吊装的“以直代曲”中小跨径弯桥

公路桥梁中,对于结构半径较大的中小跨径混凝土弯桥,往往采用“以直代曲”的方法实现,即横向采用多片直梁(空心板梁、T 梁或小箱梁)叉开布置,逼近设计曲线,对于结构内外弧线则通过悬臂翼缘板来调节。这种弯桥的架设依然可以采用预制吊装的施工方法。由于“以直代曲”的弯桥结构半径不宜过小,因此其结构受力与类似的直桥差别不大。

#### 2) 现浇施工的中小跨径弯桥

公路桥梁中,当结构半径小到采用“以直代曲”方法设计较困难时,弯桥往往采用现浇方法施工。此种情况根据桥梁位置又可以分为两种情况:一种是主线上的小半径弯桥,另一种是匝道上的小半径弯桥。两者的共同点是都采用现浇施工方法,不同点是后者比前者要复杂,因为匝道弯桥较窄,又受桥下净空限制,往往要采用独柱支撑。因此小半径匝道弯桥是弯梁桥中受力最为复杂的结构类型。

#### 3) 悬臂或顶推施工的大跨径弯桥

公路桥梁中,如果跨径较大,采用预制吊装或现浇施工方法都比较困难时,则须根据场地和施工设备等条件选择悬臂或顶推施工方法。悬臂施工的工程实例比顶推施工的工程实例更多一些,主要由于悬臂施工对设备要求简单,也没有顶推施工专业性强。大跨径弯桥无论采用悬臂施工还是顶推施工,其技术难度都比前两种大,因此为了叙述方便,悬臂施工的大跨径弯桥与顶推施工的大跨径弯桥分节阐述。

上述预制吊装、现浇、悬臂浇筑(或拼接)和顶推施工的弯梁桥,其结构截面形式以箱形为主,尤其是后三种是真正意义上的弯桥,都是采用箱形截面。最初弯桥的断面形式不是箱梁。文献[1]上记载有人曾做过弯桥调查,罗列了 202 篇文献,其中只有 4 篇是关于弯箱梁结构的;9 年以后美国 ASCE-AASHTO 披露了一篇报告,在参考文献中有 106 篇关于弯箱梁的。这说明箱梁截面被越来越多的人所认识。目前,小半径弯桥选择箱形断面已成为必然。箱形截面之所以成为弯桥设计中常采用的截面形式,是因为箱形截面具有抗扭刚度大、稳定性能好、材料利用充分、结构合理、外形简洁和便于养护等优点。





## 2.2 “以直代曲”的小跨径弯桥

公路桥梁中“以直代曲”的弯桥在工程实际中有着非常广泛的应用,其最大的优点是受力特性与直桥类似,能大大减小设计与施工的难度,工程人员可以按照直梁来设计和制作,其施工方法也基本与普通直梁一致,采用预制吊装的方式。

然而,“以直代曲”的弯桥也有其局限性,为了能在工厂预制,方便吊装,大都采用 T 形截面、空心板和小箱梁等截面形式,而这种多梁式结构的抗扭性能不如整体式的箱梁性能好,所以在半径较小时较少采用。虽然目前有很多工程已经将半径在 100m 以下的弯桥也采用“以直代曲”的形式,但是大都跨径较小,甚至不超过 20m。

对于多梁式主梁,不论是什么截面形式,其平面布置的方式,大致都可以分为不等长梁布置和等长梁布置两种类型。不论什么类型的布梁方式,为了不使曲线桥变成折线桥,都要将其边梁的挑檐修成曲线形式,这样才能满足外观线形的要求。

### 2.2.1 平面布置形式

#### 1) 不等长梁

不等长梁一般都是径向支承的“以直代曲”的弯桥,即支承中心线与桥梁中心线的法线的夹角是  $90^\circ$ 。根据路线线形的需要,“以直代曲”的弯桥可能处于圆曲线上,也可能处于缓和曲线上。如果在圆曲线上,梁一般都是等跨等间距布置,每片梁之间的长度差是一固定常数(图 2-1);而位于缓和曲线不同部位的各孔梁,相邻梁长之差则不相等,需要由计算确定(图 2-2)。

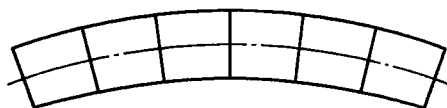


图 2-1 圆曲线上不等长梁布置

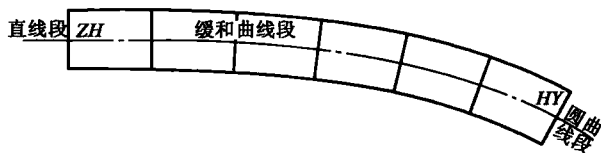


图 2-2 缓和曲线上不等长梁布置

对于圆曲线上的梁,依桥梁中心线可分为内外侧两种情况预制,预制梁的长度可依据每孔所对应的圆心角及相邻两片梁的差值计算,即外侧梁长要加上两片梁的差值,内侧要减去两片梁的差值。对于缓和曲线上的梁则情况不同,各孔各片梁长都不相等,设计时要分别给出每片梁的长度,同时要考虑梁间安装的间隙。实际上每片梁呈梯形,在圆曲线上为等腰梯形,在缓和曲线上为不等腰梯形,但由于一般结构半径较大,其差值很小。

当然,对于不等长梁也可以采用非径向支承,然而即使是非径向支承,也必须有一定的规律,否则会给设计和施工带来不少麻烦。在工程实际中,常常由于地形和周围环境的限制,需要将梁做成径向支承和非径向支承相结合的不等长梁。如图 2-3 所示,由于受地形的影响,将边跨的

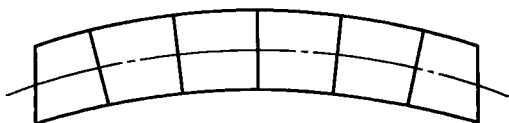


图 2-3 径向支承和非径向支承相结合的不等长梁



边支承做成非径向支承。这种梁的布置形式,在设计思路上和径向支承基本一致,只是在支承方式相结合一跨的梁制作上需要另外的模板。

不等长梁布置方式的优点和直线桥安装一样,墩顶可不作楔形块或梁端不用现浇混凝土,只有一个伸缩缝。缺点则是梁的长度不等,要分类编号分别预制,对号安装。

## 2) 等长梁

等长梁的布置也可分为径向支承和非径向支承两种。

径向支承的等长梁全部梁的长度相等(图 2-4),安装后在墩顶留下楔形空缺,因此需要在墩顶制作混凝土楔形块加以补齐。其优点是各片梁长度相等,模板制作、钢筋绑扎方便,梁不必编号,不需对号入座,其缺点是墩帽或盖梁需适当加宽,对于简支梁而言,每个墩顶梁端与楔形块间形成两道间隙,必须做两道伸缩缝,易损坏,修复困难,增加造价,但最主要的缺点还是伸缩缝增多近一倍,行车不舒适,是一种在高等级公路上不应采用的结构形式。

非径向支承的等长梁(图 2-5),一般情况下其墩台是以平行方式布置。采用这种方式进行曲线布置,可以避免上述楔形块的问题。其优点是预制梁可采用同一套模板(因其跨度相同),仅需调整梁端模板的斜度便可满足预制施工的要求,且对于圆曲线和缓和曲线上的桥梁均适宜。但各孔梁的梁端需斜置处理,且各孔的斜置角不尽相同,这给梁的设计增加了不少角度类型。而且桥孔上各桥墩及梁的控制坐标计算较为麻烦,尤其是位于缓和曲线上的桥孔计算。



图 2-4 径向支承等长梁

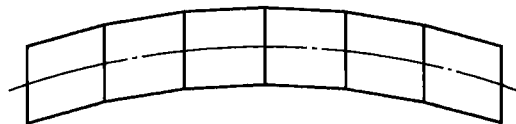


图 2-5 非径向支承等长梁

## 2.2.2 纵向结构体系

不论是等长梁还是非等长梁,其纵向结构体系可以是简支梁、连续梁或刚构等形式。设计者应根据桥址地形、地质、公路线形等多方面的因素综合考虑,选取最合适的纵向结构体系方案,灵活运用。

### 1) 简支梁

对于不等长梁,梁端没有楔形口,所以作为简支梁使用时,比等长梁少一半的伸缩缝,且少了补齐楔形口的施工工序,是较理想的布置形式。

等长梁采用墩台平行方式(非径向)布置时,其施工工序和不等长梁很接近,也比径向支承有楔形口的等长梁伸缩缝少了一半,但是由于每跨都是斜交,且角度类型不同,大大增加了设计的工作量。

采用等长梁径向支承时,安装后需要再现浇混凝土将梁端补齐。但要预留一些钢筋,以加强新旧混凝土的连接。其优点是梁可统一长度预制,钢筋绑扎、模板制作等规格统一,施工方便,其缺点是需现浇混凝土,增加了一道工序,对于多跨的简支梁而言,施工工作量会增加许多。



## 2) 桥面连续

简支梁桥面连续体系,由于结构计算简单、施工迅速、预制规格化,及行车舒适、养护方便等优点,在国内外得到广泛的应用。目前国内常用的桥面连续形式有三种:①用矩形截面钢筋混凝土板做的固接连续板,这种形式钢筋用的较多,且由于混凝土承受较大的拉应力,容易开裂,引起钢筋锈蚀;②用钢筋混凝土板做的铰接连续板,这种形式虽然受力性能得到改善,因为板端断开可以释放其拉应力,但是构造复杂,施工也不方便;③用粗钢筋做成连接杆,即在相邻两孔主梁顶面的端部用强度较高的粗钢筋连接,依靠钢筋传递水平力,钢筋两端锚固在梁顶端部的混凝土内(图 2-6)。

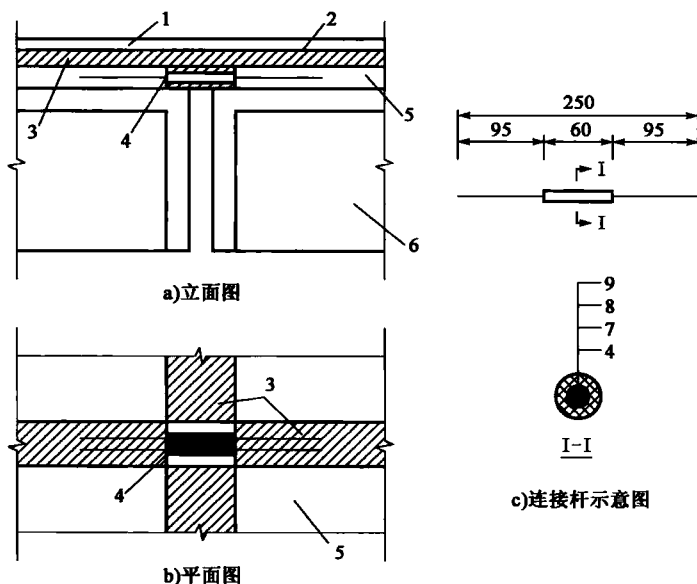


图 2-6 连接杆桥面连续(尺寸单位:cm)

1-沥青混凝土面层;2-桥面防水层;3-混凝土现浇层;4-连接钢筋;5-桥面板梗腋处;6-梁体;7-沥青涂层;8-柔性垫层;9-软套管

分析比较三种连接形式的利弊,可知第 3 种连接杆方法比第 1、2 种连接板方法安全可靠、施工简便和用料节省,而且由于每根主梁所需的连接钢筋根数不多,只要在桥面梗肋处上方开槽布置即可,对主梁断面的削弱较小。连接杆方法仅需要在梁端两支长度范围内的钢筋包上柔软的垫层,钢筋在垫层内可以做微小的上、下移动,以适应梁体由于受荷后挠曲引起的梁端转动。柔性垫层具有良好的防腐蚀性能,并使钢筋完全与混凝土隔开,钢筋不承受局部轮重的压力。通常每根主梁(如 T 形梁)只需布置 2 根直径为 20~25mm 的钢筋就足够了。另外,在桥面现浇层中布置钢筋网(在接缝处不断开),以提高桥面接缝处的抗拉能力。目前这种形式使用的最为普遍。

连接杆这种桥面连续形式,适用于 2.2.1 节中各种布梁形式,且梁板结构无论是普通钢筋混凝土还是预应力混凝土均可。对于径向支承的等长梁,板可按单一规格预制,在用混凝土补齐梁的梯形缺口时,梁板顶部放足桥面连续钢筋即可。其优点是利用施工端部缺口补齐的工作,完成桥面连续的工序步骤,一举两得。对于预应力混凝土的径向支承等长梁,在安装后浇筑不等长梁封锚混凝土时,可同时完成补齐梁梯形缺口和布置桥梁连续钢筋的工作,一举三



得。所以径向支承等长梁布置,特别适用于预应力混凝土梁。对没有梯形缺口的布置,则需要  
在梁端梗肋处上方开槽,将粗钢筋植入梁内。

连接杆这种桥面连续形式,设计时需要对桥面连续进行计算。在计算荷载效应时,连接杆  
可视为两端固接的梁。在永久作用、可变作用和温度变化等作用下连接杆呈拉弯构件受力状  
况。可变荷载作用和主梁梁端的转角、位移等使连接杆受弯;温度变化所引起主梁膨胀收缩以  
及制动力等作用将使连接杆承受拉力。

连接杆的锚固长度通常按照理论计算加构造要求来确定。连接杆埋入主梁内的锚固长度  $l_1$  为

$$l_1 = N/(\tau u) \tag{2-1}$$

式中: $N$ ——连接杆所承受的最大拉力;

$u$ ——连接杆周长, $u=\pi d$ ;

$\tau$ ——钢筋与混凝土黏着强度,取  $\tau=2.5\text{MPa}$ 。

锚固长度由式(2-1)计算,且不得小于《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》  
(JTG D62—2004)按构造规定的锚固长度。

3)先简支后连续结构

先简支后连续结构是目前较为流行的一种结构形式,它的主要施工过程有以下几步:①在  
墩台上架设各片预制梁,形成简支状态,此时梁体仅受自重作用;②连接梁端预留普通钢筋,浇  
筑墩顶湿接缝,张拉负弯矩预应力钢束;③拆除临时支座,安装永久支座,施工栏杆及桥面铺  
装,全桥成为连续体系。其中墩顶现浇连续段构造示意图如图 2-7 所示。

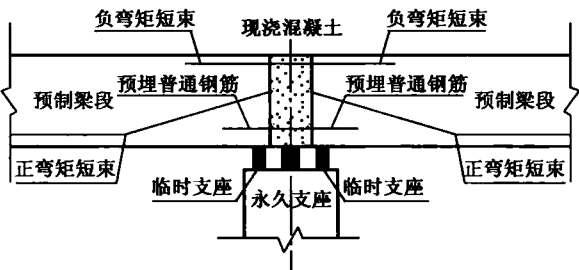


图 2-7 墩顶现浇连续段示意图

先简支后连续结构在受力上比简支结构有利,比现浇连续结构施工简便。表 2-1、表 2-2  
为  $3\times 16\text{m}$  先简支后连续结构与  $16\text{m}$  简支结构的受力对比。

简支变连续结构控制弯矩分析结果( $\text{kN}\cdot\text{m}$ ) 表 2-1

节点位置 \ 阶段	简支	简支变连续	二期恒载	收缩徐变	活载最大弯矩	活载最小弯矩
边跨跨中	385	381	550	505	293	-68.4
中支承处		-55.4	-319	-412	47.9	-221

简支结构控制弯矩分析结果( $\text{kN}\cdot\text{m}$ ) 表 2-2

节点位置 \ 阶段	简支	二期恒载	收缩徐变	活载最大弯矩	活载最小弯矩
跨中	385	667	667	358	-10.8



由表 2-1、表 2-2 可知,简支结构变为连续结构时,其主梁自重下的弯矩并未改变多少。上二期恒载时,结构以连续体系工作,但支点负弯矩与现浇一次性落架的连续结构相比要小许多;对于活载作用,其效应类似二期恒载,即支点负弯矩增加,跨中正弯矩减少。

先简支后连续结构的另一个优越性是:在预制装配成简支结构时,由于结构为静定体系,混凝土早期产生的较大收缩与徐变变形并不产生支座反力,也没有内力重新分布问题,支座产生的不均匀沉降也不产生次内力。在结构形成连续体系之后,结构收缩、徐变已完成大部分,不会产生较大的二次内力。

采用“以直代曲”的先简支后连续结构,梁的长度可按单一规格预制,也可按不等长预制,在由简支体系转为连续体系时,将梁板底部钢筋连接,顶部桥面铺装中加承受负弯矩的钢筋,通过浇筑梁端混凝土将两孔之梁连续。其优点是利用简支安装后变连续的时机浇筑混凝土时将其墩顶缺口堵上,既可以减少简支梁板的底部钢筋,完成弯桥的施工,又使结构由简支变为连续。

简支变连续结构既可适用于预应力混凝土结构,也可适用于钢筋混凝土结构。在跨径较小时,即使是预应力混凝土梁,由于主梁自重不产生墩顶负弯矩,使后续产生的墩顶负弯矩累加值不至于过大,此时墩顶现浇段也可做成钢筋混凝土结构,这种结构在设计计算时应注意控制墩顶现浇段的裂缝宽度。对于墩顶张拉预应力短束的预应力混凝土结构,在形成连续体后,其上缘应力较好控制,但是由于温度、支座沉降引起的现浇段下缘应力较难控制,这也是简支变连续结构的一个弊端。有工程在腹板侧面开槽,张拉现浇段下缘预应力束,但由于不搭支架的情况下,在梁的下缘施工极不方便,所以在使用中受到一定限制。

#### 4) 刚构结构

刚构体系为简支变连续的一种特殊情况,即将梁先预制安装,然后利用预埋在墩顶的钢筋和梁端预留钢筋,包括封锚在内,通过浇筑混凝土在墩顶将两孔梁和墩固接在一起,形成刚构弯桥。刚构体系的优点是梁可预制安装,不设支架,不用支座,节省资金。刚构体系多发生在山区墩较高的情况下。

根据多跨一联的长度及墩高情况,刚构体系又可分为全刚构结构和刚构—连续结构。若采用全刚构体系,有时需要通过调整桥墩的线刚度来改善桥墩受力,这样一来桥墩尺寸种类就比较多,美观性降低,施工也相对麻烦。刚构—连续体系是根据地形,将中间墩高较高,刚度相差不大的相邻几个桥墩固接起来,利用其柔性适应桥墩所受的水平力,较矮的边墩设置滑板支座或橡胶支座,形成刚构—连续体系,高墩、矮墩的受力性能都能得到改善,且适应地形特点。

墩梁固接体系的墩身内力较非固接体系要复杂一些,在进行墩身内力计算和结构的整体稳定性计算时均需考虑上、下部结构共同作用,横桥向不能再按单片梁考虑,而是取上部结构全断面为计算断面,将一联桥跨简化为由上、下部结构组成的平面框架梁单元模式进行计算。

固接墩与一般简支连续墩的不同之处有:①固接墩直接在支座垫石位置预埋固接钢板代替支座垫石,固接钢板的预埋在盖梁混凝土施工前就应进行,通过焊接在钢板上的锚固筋与盖梁钢筋焊接固定好,固定时要切实控制好高程、平面位置及平整度。在浇筑混凝土时,要切实保证钢板底部混凝土密实,防止钢板底部脱空。同时在盖梁浇筑完成后脱模时要对盖梁顶面墩梁固接部位进行凿毛处理。②固接墩需预埋固接钢筋,以便在梁板架设后与梁体浇筑混凝土形成整体。预埋钢筋的数量、规格、尺寸因各设计人员的设计理念及墩身尺寸结构的差异不尽相同。在架桥时为防止墩身竖向偏心矩过大,同时避免过大的集中荷载而导致盖梁开裂,架



设 T 梁时架桥机的传力点应搁置在盖梁上立柱的中心位置处,而固接墩在该部位一般都有众多预埋钢筋。由于预埋钢筋都是竖向的,会造成架桥机传力点无法搁置造成无法架梁。由于墩梁固接结构一般用于高墩,除架桥机外,若采用其他方式架桥,如龙门吊等,一般都较难实现,所以此问题往往难以避免。对于 20mm 以下直径的钢筋没问题,可以在架梁时掰弯,架完后再调直。直径更大的钢筋由于无法掰弯,只有割断处理,浪费材料。所以在实际施工中遇到此类情况,预埋钢筋直径能满足  $10d$  的焊接长度就可以了,不宜过粗,在架梁后再焊接上。

因先简支后连续与墩梁固接刚构是不同的两种结构类型,两种类型的梁结构也略有区别,在用于同一座桥中,预制时要特别注意预制和安装顺序,特别在边出梁边安装的施工方案的前提下,提前做好预制计划,防止预制出错,否则会影响总体的施工安排,甚至有可能出现报废梁。

刚构—连续体系兼顾了刚构和连续梁两种梁的结构类型,当出现在同一联中时,应注意区别以下两点。

(1) 支座类型不同:非固接墩的梁底应设支座,固接墩的梁底不用设支座,而是主梁与桥墩通过预埋钢板焊接固接成整体。同时应注意预埋的钢板不同,且应注意钢板方向。简支状态时,非固接墩顶如果设活动支座时,梁端梁底预埋带锚眼的不锈钢钢板;非固接墩设固定支座(普通橡胶支座)时,梁底预埋一般钢板;固接墩梁底也只需预埋一般钢板。

(2) 预制梁梁端部结构不同:预制梁的非连续端(设伸缩缝的非固接墩墩顶梁端),端头的横隔板需要预制,行车道板(翼缘板)要预制到和梁端头齐平的位置,同时在压浆封锚后要封端头(注意封端头的垂直度和尺寸,否则影响梁安装或无法保证伸缩缝的尺寸)。对于 T 梁,在预制梁的连续端(包括非固接墩连续端和固接墩连续端)的端头 40cm 范围内只需预制梁肋,梁端横隔板及行车道板在主梁连续时或墩顶固接时一起浇筑。

梁的安装施工与一般简支变连续结构是一致的,铺设好钢轨,门吊起吊预制好的梁板,绞车纵向运输就位,采用双导梁架桥机架设就位。不同的是,需要先除掉上下钢板的锈,墩梁固接的在梁片定位后立即焊接盖梁预埋钢板及梁端底预埋钢板,墩梁形成一整体。注意观察两钢板间是否存在不平整或水平偏压形成的三角缝,存在该情况要分析,确定不是安装原因形成的,要用钢板将缝垫紧并焊接牢固。

一个墩顶前后两孔均安装完成并完成行车道板和横隔板的连接后,安装制作固接钢筋,立模浇筑混凝土,墩梁固接完成,注意预留负弯矩张拉孔道。固接墩施工与一般连续墩施工不同之处就是连续墩在浇筑连续端时要在底部安装底模,保证与盖梁顶有一定的高度空间,固接墩则是不需装底模,直接浇筑混凝土使梁体与盖梁形成一个整体(图 2-8)。

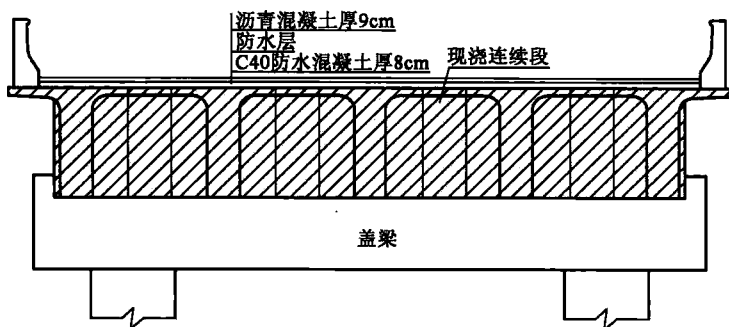


图 2-8 刚构墩断面



## 2.3 支架现浇的小跨径弯桥

对于中小跨径的弯桥,当采用“以直代曲”预制吊装施工方法有难度时,一般采用支架现浇方法。采用支架现浇方法的前提是桥梁跨径不大,桥墩的高度不高。目前弯桥支架现浇方法,根据应用条件可分满堂支架就地现浇和支架逐孔现浇两种。现浇中小半径匝道弯桥是特殊的一类。

### 2.3.1 现浇弯桥的结构特点

在现代城市桥梁工程中,特别是在城市立交枢纽工程、高架桥工程以及山区高速公路中常常不可避免地要用到小半径弯桥。对一般的弯梁桥,在端支承处设置抗扭支承,而中支承类型较多,一般有不设置抗扭支承的单点支承,有只在部分中墩设抗扭支承,也有在全部中墩设置抗扭支承。然而对小半径弯桥,尤其是匝道桥,车辆单向行使,桥梁宽度不大,且要考虑桥下地面交通、绿化、管线及美观等因素,其下部桥墩往往做成独柱形式。将中间墩布置为独柱墩,其支承分为固定铰支承、固定支承、点铰支承三种。固定铰支承是能抗扭而无抗弯约束的铰支承,常用的固定铰支承即为沿桥径向布置的双支座;固定支承是具有抗扭、抗弯约束的支承,即墩梁固接;点铰支承是无抗扭、无抗弯约束的单点铰支撑。

上述三种弯梁桥的支承形式,第一种支承形式对于小半径弯梁桥最为常用。内支座为点铰支座的弯梁桥,结构内扭矩很大,尤其是梁端附近,采用抗扭支座能有效地降低截面的扭矩,但是抗扭支座一般需要由至少两个一排的支座构成,必然要加大下部结构的尺寸,增加造价。而点铰支承可以根据梁体受力计算需要,设置支座偏心,调整端支点内外支座反力和梁体截面扭矩,防止端支座脱空,增大结构整体稳定性。因此,当弯梁桥联长较小且曲率半径较小时,一般只在两端设置抗扭支承,在中间设置点铰支承,这样桥墩可做成独柱桥墩,设计简洁,整体布置美观,占地较小。

此外,弯梁桥上部结构的支承形式还应该根据下部结构墩柱的高度、刚度等条件综合确定。当弯梁桥桥墩较矮(一般  $H < 8\text{m}$ )时,桥墩虽然承受来自主梁的双向水平力,但不会控制下部结构的设计。此时桥梁中支点的支承形式不应采取固接方式。由于对相同截面桥墩而言,桥墩较矮,墩身刚度较大,为减少桥墩对梁体的约束,宜采用点铰支承或抗扭支承,使桥墩只承受梁体竖向力和水平力,梁体在横向和纵向也可以有一定的转动。当弯梁桥桥墩较高(一般  $H > 8\text{m}$ )时,桥墩在主梁双向水平力作用下,墩底弯矩增大,配筋增多,墩柱截面尺寸会控制下部结构的设计。此时桥梁中支点的支承形式应在考虑主梁的同时,兼顾下部结构的受力来选择。由于桥墩较高,墩身刚度较小,宜采用墩梁固接支承。固接支承桥墩对主梁有一定的约束,墩顶既可以承担部分主梁的扭矩,也可以改善墩身弯矩的分布,使墩顶和墩底同时承受弯矩,减小墩身弯矩峰值。墩梁固接还可以利用墩身横向刚度,限制主梁的横向位移,保证结构的稳定性。

当采用单墩墩顶与梁固接的方式时,墩柱同时参与了主梁的抗扭,可减小主梁的扭转变形,但由于超静定次数的增加,梁内次力矩会增大,对墩的抗扭能力也有所提高。同时,由于结



构刚度的增加,致使其柔性能力降低,对其动力性能可能产生较大影响。

事实上,由于一般的曲线梁桥大多属于超静定结构,受预应力、温度(包括非线性温度)及支座沉降等作用,其赘余力导致的二次矩对结构影响比较复杂,以上各种支撑形式往往能对主梁受力起到极大的制约作用,故选择不同的支撑形式必须针对不同情况考虑,不能一概而论。

### 2.3.2 支架就地浇筑的弯桥

对于跨径在 20~60m 范围内的小半径弯桥,大多采用满堂支架就地浇筑的施工方法。满堂支架就地浇筑是在支架上安装模板、绑扎安装钢筋骨架、预留钢束孔道,在现场浇筑混凝土,并施加预应力。图 2-9 为某弯桥满堂支架就地浇筑施工现场。满堂支架施工的关键是支架,国内连续梁桥施工常用的支架形式有支柱式、梁式和梁柱式,具体可参见文献[2]。支架均可采用钢制标准杆件。支架虽为临时结构,但要承受桥梁的大部分恒载,因此必须有足够的强度和刚度,同时,支架的基础要可靠,构件结合要牢固,要有足够的纵横、斜连接杆件,使支架成为整体。位于河道中的支架,应充分考虑洪水和漂流物的影响。另外,支架受荷载后有变形和挠度,安装前要经过计算设置预拱度,使桥梁结构的外形尺寸和高程符合设计要求。同时,要设置落架设施,确保落架对称、均匀,不使主梁产生局部受力。

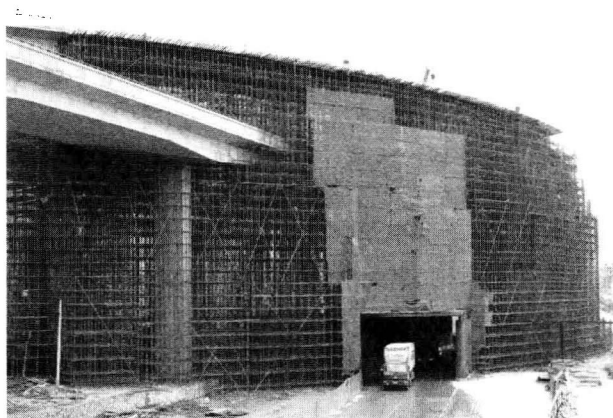


图 2-9 满堂支架就地浇筑施工

对于连续梁桥采用满堂支架就地浇筑时,需要在一联的各跨均设置支架,一联施工完成后,整联卸落支架。结构在施工过程中不存在体系转换,不产生恒载徐变二次矩。连续梁在满堂支架上现场整体浇筑建造,在穿束张拉并锚固压浆后,拆除支架。因为连续梁桥在建造过程中并无体系转换,而是一次整体完成,故恒载内力按结构力学中的连续梁进行计算。

对于弯桥而言,由于在自重作用下,结构将产生扭矩,所以在弯梁桥施工过程中必然导致承重结构——支架受力不对称。为了保证施工顺利进行和施工质量达到要求,除了确保支架的结构合理和搭设符合质量要求外,对支架的强度、刚度、稳定性要进行认真分析验算。弯桥曲率半径产生的扭矩必然对现浇支架产生不利的影响,而且弯曲半径越小,这种影响越大。因而在采取现浇落地支架施工弯桥(特别是小半径弯桥)时必须引起足够重视,避免支架发生横向失稳而造成垮塌事故。

现浇混凝土过程中,混凝土呈流塑状态,箱梁没有形成抗扭刚度,因而不产生扭矩,混凝土





重量直接传到支架上,支架不产生抗扭弯矩。这时可以按直桥的方法分析验算支架的强度、刚度和稳定性。待现浇混凝土达到一定强度后即形成一定的抗扭刚度,它产生的扭矩对支架产生影响。此时扭矩由两部分组成:一部分是由于曲线梁偏出两箱梁中心线端点连线引起的扭矩,另一部分是由于曲线梁设置超高引起的扭矩。在支架还没有拆卸之前,箱梁自重引起的扭矩必然由支架承受,即支架将产生一个相应的抗扭弯矩,以平衡箱梁自重引起的扭矩。对平曲线内外侧竖杆的受力不均匀应引起足够的重视,防止支架失稳导致事故发生。

由于曲率半径的存在,温度变化和混凝土收缩会引起箱梁体发生径向位移,从而导致支架顶端发生径向水平位移,这对支架的受力是不利的。但是由于该工况的计算较复杂,而且考虑到在一般情况下较大的温度变化和混凝土收缩均发生在混凝土开始浇筑到形成一定强度前这一段时间,此时梁体刚度还未完全形成,因而可以认为温度变化和混凝土收缩对支架的影响较小,实际操作中通过增强构造来克服就可以了。

由于弯桥在施工过程中,扭矩的存在使整体支架处于偏心受压状态,对支架受力不利,所以在施工中应采取相应措施,增加支架的强度和稳定性:①除按计算结果沿横向适当增加受压竖杆外,还可增加纵横向水平杆,以减小竖杆的计算长度。②必须设置足够的横向全断面剪刀撑以增强横向联系,必要时增设横向交叉风缆。这样能使支架在横向上有足够的抗弯刚度,同时也改善了受压竖杆的杆端约束条件,减小了压杆的长度系数 $\mu$ 值,从而提高了竖杆的承载能力。③对于温度变化和混凝土收缩的影响,在布置上述构造时,应注意尽可能在竖杆的最顶端设置一条通长的横向水平杆,并且把剪刀撑延伸到最顶端,同时在纵向也应适当增加纵向剪刀撑。

混凝土浇筑方式是支架施工的另一关键。一联应同时搭设支架,按照一定的程序一次完成浇筑工作,待张拉预应力筋、压浆后移动支架。大跨径预应力混凝土箱形截面连续梁桥,混凝土浇筑可分多种类型:一种是水平分层浇筑,即先浇筑底板,待达到一定强度后浇筑腹板,最后浇筑顶板。该方法用于工程较大时,各部位还可分多次浇筑。另一种是分段施工,即根据施工能力,每隔20~45m设置连接缝,该连接缝一般设在梁的弯矩较小区域,连接缝宽1m,待各混凝土浇筑后在接缝处合龙。小跨径板梁桥一般采用从一端向另一端浇筑的施工顺序,先梁身、后支点依次进行。

就地浇筑施工的场地布置十分重要,它需要一定的场地组拼支架、加工钢筋、制作模板、预应力筋的组索和混凝土的拌和。由于现场灌注工作量较大,同时要求在最短的时间内完成,因此要有足够的堆放场地和场内运输道,只有合理布局,才能使工程迅速而有条不紊地进行。

### 2.3.3 支架逐孔现浇的弯桥

移动支架逐孔现浇施工方法从20世纪50年代以来得到了广泛的应用和发展,首先在一些欧洲国家大量采用。这种施工技术的优点主要体现在省和快,它可使施工标准化、工作周期化,最大限度地减少工费比例,降低造价,桥越长,施工设备的周转次数越多,其经济效益越高。从构造方面来讲,逐孔施工连续梁桥一般采用等截面,常适用于中等跨径(20~60m)。

逐孔现浇施工与在支架上整体现浇施工的不同点在于:逐孔现浇施工仅在一跨梁上设置支架,当预应力张拉结束后移到下一跨逐孔施工,而在支架上现场浇筑通常在一联桥跨均布设支架连续施工,因此支架逐孔现浇在施工过程中有体系转换问题,混凝土徐变会对结构产生次



内力。

用于逐孔现浇施工的移动支架有支承式和非支承式。其中支承式包括落地式和梁式支架,非支承式包括移动悬吊和活动模架,详见参考文献[2]。逐孔现浇施工的接头宜设置于梁弯矩较小的部位,若无详细计算资料时,一般可以取距桥墩  $L/5$  处,如图 2-10 所示。

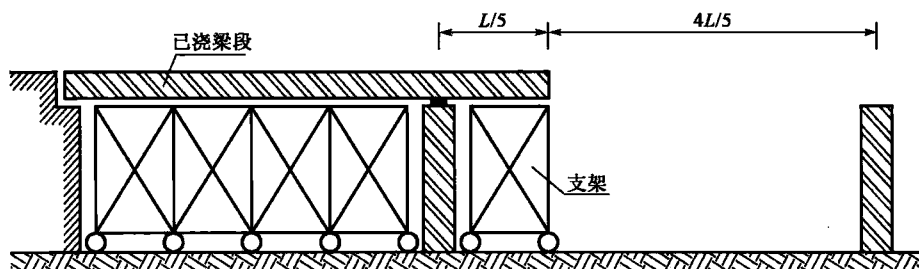


图 2-10 支架逐孔现浇施工

采用上、下导梁的移动模架方法或逐孔浇筑建造的等高度多跨连续梁,它的恒载内力如图 2-11 所示,逐孔计算,最后叠加。结构体系从静定转化到超静定结构,前拼孔数越多,超静定次数越高,每阶段的恒载内力计算应注意这一点。在逐孔施工过程中,结构内力将随结构计算图式而变化,即连续梁桥在施工过程中经过多次体系转换后,才能达到设计的结构形式。在体系转换中不同的转换途径将对应不同的内力叠加过程,因而也有不同的结果。

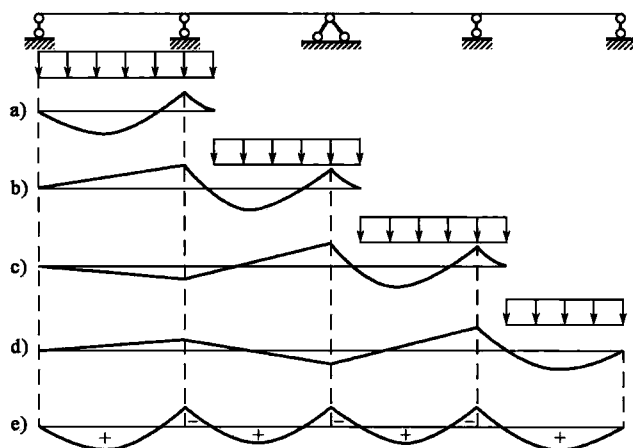


图 2-11 支架逐孔现浇施工恒载弯矩图

对于弯梁桥的逐孔浇筑施工,一般多采用落地式支架。对于落地支架逐孔施工的桥梁,由于桥墩的刚度比临时支架的刚度大得多,加之支架一般垫基在未精心处理的土基上,因此,难以预见的不均匀沉陷往往导致主梁在支点截面处开裂。又由于每次浇筑的梁段较长,混凝土的收缩受到桥墩、支座摩阻力和先浇部分混凝土的阻碍,也容易引起主梁开裂。

为了解决由于以上原因引起的主梁开裂问题,一般可采用预留工作缝或分节段浇筑的方法。图 2-12a)所示的连续梁,仅在几个支点处设置工作缝,宽约为  $0.8 \sim 1.0\text{m}$ ,待沉降和收缩完成以后,再对接缝截面进行凿毛和清洗,然后浇灌接缝混凝土。当梁的跨径较大时,临时支



架也会因受力不均,产生挠曲变形,如图 2-12b)连续梁中跨的临时桥下过道处,有明显的折曲,故在这些部位也预留工作缝。

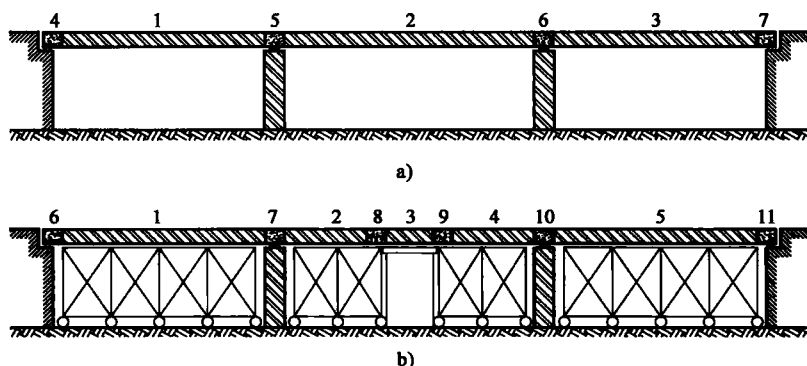


图 2-12 预留工作缝逐孔施工

有时为了避免设置工作缝的麻烦,而采用分节段浇筑的方法,如图 2-13 采用的是一次浇筑两孔,待 1 号段达到强度后才浇筑 2 号段。

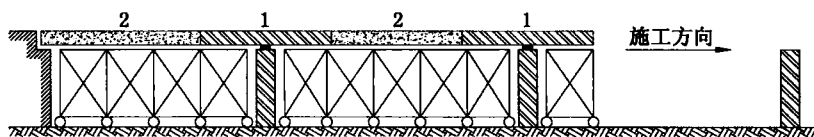


图 2-13 分节段浇筑逐孔施工

逐孔现浇施工需要一定数量的支架,但比起满堂支架,现场浇筑施工所需的支架数量要少得多,而且周转次数多,利用效率高,施工速度也比在满堂支架上现场浇筑快得多,但相对先简支后连续施工时间要长一些。

## 2.4 悬臂施工的大跨径弯桥

悬臂施工法是从桥墩开始对称地、不断悬出接长的施工方法。悬臂施工法一般分为悬臂浇筑法和悬臂拼装法,悬臂浇筑是在桥墩两侧对称逐段就地浇筑混凝土,待混凝土达到一定强度后,张拉预应力筋,移动机具、模板继续施工。悬臂拼装则是将预制节段块件,从桥墩两侧依次对称安装节段,张拉预应力筋,使悬臂不断接长,直至合龙。

预应力混凝土连续梁桥或连续刚构桥采用悬臂施工的方法需要在施工中进行体系转换,即在悬臂施工时,结构的受力状态呈 T 形刚构或悬臂梁,待施工合龙后形成连续梁或连续刚构。因此,在桥梁设计中要考虑施工过程中的应力状态,要考虑由于体系转换及其他因素引起结构的次内力。同时为使施工受力与运营状态结构的受力尽量吻合,用悬臂施工的连续梁桥或连续刚构桥通常选取变截面梁。

悬臂施工法不需要施工支架和临时墩柱,不影响桥下通航、通车,施工不受季节、河道水位的影响,并能在大跨径桥上采用,因此得到了广泛的应用。



对于弯连续梁或连续刚构其施工方法与直连续梁或连续刚构一样,只是细节上有所差异。

### 2.4.1 悬臂施工特点

#### 1) 悬臂施工的常见程序

预应力混凝土连续梁或连续刚构按其施工方法不同,有下列三种情况:

##### (1) 逐跨连续悬臂施工(图 2-14)

第一步:首先从 B 墩开始进行悬臂施工。

第二步:岸跨边段合龙, B 墩临时固接释放后形成单悬臂梁。

第三步:从 C 墩开始进行进行悬臂施工。

第四步:BC 跨中间合龙,释放 C 墩临时固接,形成带悬臂的两跨连续梁。

第五步:从 D 墩开始进行悬臂施工。

第六步:CD 跨中间合龙,释放 D 墩临时固接,形成带悬臂的三跨连续梁。

第七步:岸跨边段合龙,完成 4 跨一联的连续梁施工。

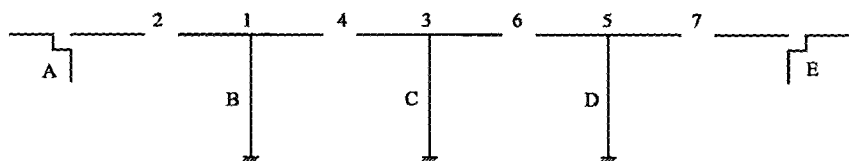


图 2-14 逐跨连续悬臂施工方法

对于多跨连续梁或连续刚构可按上述程序,从一端开始向另一端进行。逐跨连续悬臂施工经历了悬臂施工阶段,连续梁施工过程中需要有体系转换,这就是悬臂施工法的基本要点。逐跨连续悬臂施工可以利用已建结构在桥面上运输,故机具设备、材料、预制节段的运输简捷。此外,每完成一个新的悬臂并在跨中合龙后,结构的稳定性和刚度不断加强,因此常在多跨连续梁或较长的大跨径桥梁上使用。

##### (2) T 构—单悬臂—连续施工(图 2-15)

第一步:首先从 B 墩开始进行悬臂施工。

第二步:岸跨边段合龙,释放 B 墩临时固接,形成单悬臂梁。

第三步:C 墩进行悬臂施工。

第四步:岸跨边段合龙,形成 3 跨连续梁结构。

第五步:BC 跨中段合龙,形成 3 跨连续梁结构。

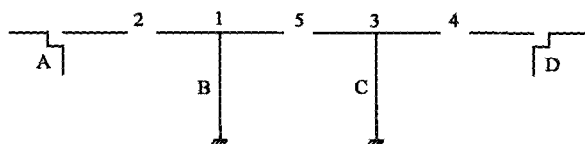


图 2-15 T 构—单悬臂—连续施工方法

多跨连续梁的中段合龙可以 2~3 个合龙段同时施工,也可以逐个进行。按这一程序施工可使结构稳定,受力对称,并便于结构内力调整,但需注意当边段合龙, B 墩临时固接尚未释放之前为一端铰接、一端固接的超静定结构,此时张拉边跨的预应力筋时,将产生预加力的二次



矩。T 构—单悬臂—连续的施工方法常在 3 跨、5 跨的连续梁中采用。

(3) T 构—双悬臂—连续施工(图 2-16)

第一步:首先从 B 墩开始进行悬臂施工。

第二步:再从 C 墩开始进行悬臂施工。

第三步:BC 跨中间合龙,并释放 B、C 墩的临时固接,形成双悬臂梁。

第四步:A 端岸跨边段合龙。

第五步:D 端岸跨边段合龙,完成 3 跨连续梁的施工。

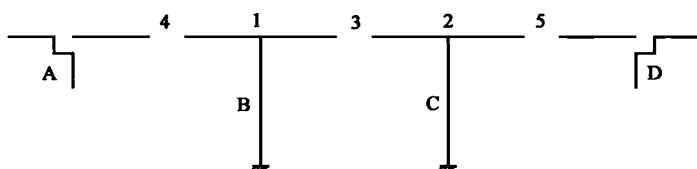


图 2-16 T 构—双悬臂—连续施工方法

按这一施工方法,先将有悬臂施工部分连接起来,最后边跨合龙,即所谓“先中孔后边孔合龙”,不但施工费用高,施工程序跳动,而且在结构呈悬臂状态时稳定性差,一端施力引起另一端产生较大的位移,因此较少采用。特别是在大跨和多跨连续梁桥中,应尽量避免使用这一施工方法,仅在小跨、少跨桥中,这些缺陷不很突出才有应用。

上述三种悬臂施工方法是施工的基本方法,对于某一具体桥梁的施工可选择其中一种,在多跨连续梁桥中也可兼顾各方法优点综合选用。

连续梁桥的最终恒载内力与施工合龙的次序有关,不同的合龙方法,它们的初始恒载内力不同,并且在体系转换过程中,由混凝土徐变引起的内力重分布的数值也不同。

对于箱形截面,可将梁体每 2~5m 分为一个节段(块段),以挂篮为施工机具进行对称悬臂施工。节段宜划分等长度,以便于施工,同时应尽可能发挥挂篮的承载能力。挂篮自重 500~1 500kN 不等,视桥梁规模及挂篮构造形式而不同。挂篮自重与构造在桥梁设计与施工过程中均为必须考虑的因素。每节段施工周期一般为 7~10d。

## 2) 0 号块施工

采用悬浇施工时,由于桥墩 0 号块圬工体积数量大,一般采用现场就地浇筑,为了拼装挂篮,常先将梁根部节段与 0 号块一起现浇,可采用支架或三角托架支承这部分施工重力。

0 号块是悬臂施工中一个特殊梁段,无论连续梁、连续刚构还是斜拉桥,只要采用悬臂施工方法就都存在 0 号块。0 号块从结构受力上起承上启下的作用,即它是薄壁墩与上部箱梁的连接处。从悬臂施工角度讲,0 号块是挂篮施工的根基,因此它历来受到设计、施工单位的高度重视。

0 号块一般施工工艺流程如图 2-17 所示。

### (1) 墩顶托架

0 号块施工一般都是在托架上完成。托架承重形式应根据承台形式、墩身高度和地形情况来设计。若墩较矮,托架可直接支承在承台上,若墩较高,托架可利用薄壁墩为承重结构。实际工程中两种情况都有。因为连续刚构有温度问题,薄壁墩一般都较高,故托架以薄壁墩为承重结构为多。



图 2-17 0号块一般施工工艺流程图

托架设计有扇形、门式等形式。托架材料可采用万能杆件、贝雷桁架及型钢等构件拼成，也可采用钢筋混凝土构件作临时支撑。扇形托架与门式托架形式参见图 2-18。图 2-19 为高墩一般托架构造。常用的托架形式还有墩顶预埋牛腿托架以及临时墩及型钢结构支撑平台托架。

托架顶面尺寸由拼装挂篮的需要和拟浇筑梁段的长度确定。托架横桥间的宽度比箱梁底板宽出 1.5~2.0m，以便设立箱梁边肋的外侧模板。托架顶面应与梁底面纵向线形的变化一致。

由于在托架上浇筑 0 号块混凝土，托架变形对梁体质量影响较大，因此在设计托架时，除应考虑托架强度外，还应考虑托架刚度和整体性。另外由于托架弹性变形、杆件连接缝隙等原因，可能使托架下沉，引起混凝土梁段出现裂缝，因此在混凝土浇筑前，需对托架采用预压、抛高或调整等措施，以减少托架变形，并检验托架是否安全。

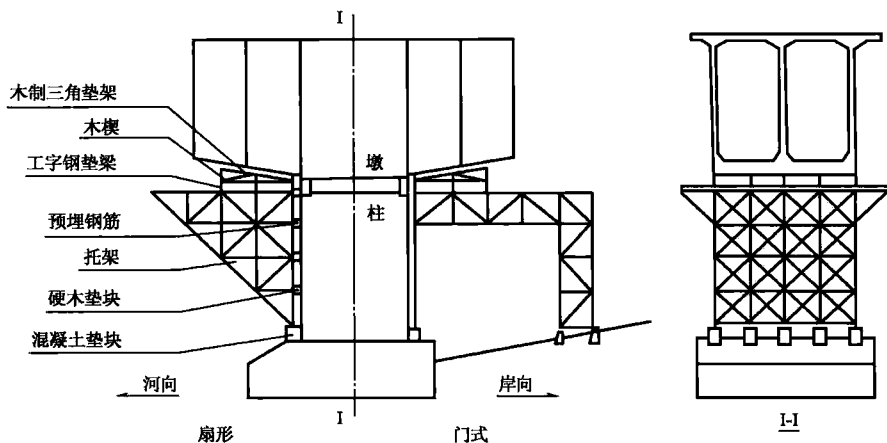


图 2-18 扇形和门式托架

### (2) 模板及支架

托架是 0 号块承重结构。模板是梁段成型结构。支架的作用是保证模板不变形。模板设计主要是刚度和强度设计,一般是刚度控制设计。应准确计算模板在浇筑过程中的弹性和非弹性变形,并使这些变形满足规范要求。模板的施工偏差和定位要求也应符合有关施工规范的规定。

### 3) 墩梁临时固接措施

预应力混凝土连续梁桥在悬臂施工时,由于墩梁铰接而不能承受弯矩,因此,施工时要采取措施临时将墩、梁固接,待悬臂施工至少一端合龙后恢复原结构状态,这是连续梁采用悬臂施工的一个特点。

悬臂施工过程中难免要出现不平衡弯矩,为此,需要采取必要的措施来承受这些不平衡弯矩。目前常用的措施有:①加临时锚固;②在墩旁设置临时支架。

采用预应力双排锚杆将梁、墩临时固接。通常锚杆的下端预埋在墩内,锚杆从混凝土中穿过并锚在梁顶。锚杆的数量由施工弯矩计算确定。为便于拆除,在临时支座间设置 20mm 厚的硫黄砂浆夹层,并在临时支承附近布设千斤顶,便于施工中的微调。这种方法构造简单,制作、拆卸方便。

采取加临时锚固的措施后,如果桥墩太高、悬臂太长,不足以承受不平衡弯矩时,可在墩单侧或两侧设置支架和临时固接[图 2-20a)]共同承受施工弯矩。当临时支承可能出现拉力时,应设置抗拉设施,可以采用临时立柱与预应力筋锚固相结合的方式[图 2-20b)],预应力筋的下端锚固在承台内,上端在箱梁底板上张拉并锚固,借此使立柱在施工过程中始终受压,以维持稳定。在

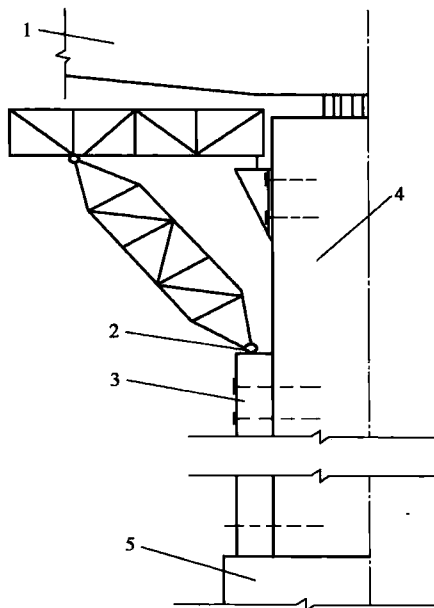


图 2-19 高墩托架构造示意图

1-箱梁;2-圆柱形铰;3-承托槽钢;4-墩身;5-承台



桥高、水深时,可采用围建在墩身上部的三角形撑架来敷设梁段的临时支承[图2-20c)],并使用砂筒、夹有电阻丝的硫黄砂筒或混凝土块等卸落设备,以使体系转换时较方便地解除临时支承。

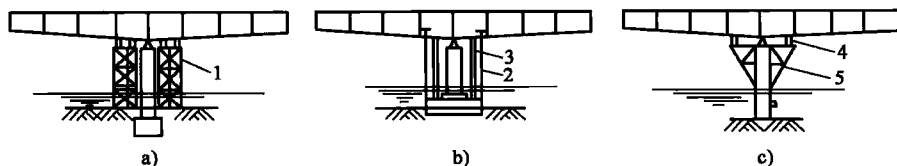


图 2-20 临时固结措施示意图

1-支架;2-立柱;3-预应力筋;4-砂筒;5-三角支撑架

对于采用悬臂施工的大跨径弯梁桥大多不采用连续梁形式,而是连续刚构形式。由于在悬臂施工过程中,在恒载作用下,主梁会产生扭矩,结构有向平曲线内侧倾斜的趋势,这就要求墩梁连接处有较好的横向刚度,能够承受横向力矩。如若采用连续梁形式,就必须对墩梁的横向固接予以重视。可以在沿桥纵向对称张拉临时固接预应力束的基础上,再沿桥横向对称或非对称张拉临时固接预应力束,或者随着施工节段的增加而增加平曲线外侧的横向固接钢束。

值得指出的是:在悬臂施工进度,如遇单孔合龙并张拉锚固预应力后,应立即拆除上述临时措施。设计过程中的内力计算图式应充分考虑并反映这一情形。

## 2.4.2 悬臂浇筑施工

### 1) 挂篮悬臂浇筑施工方法

挂篮悬臂浇筑施工的基本过程是采用移动式挂篮作为主要施工设备,以桥墩为中心,对称向两岸分节段(梁体一般 2~5m 为一个节段)浇筑混凝土,待节段混凝土达到预期强度后,张拉节段预应力束,再移动挂篮,进行下一节段的循环施工。一个节段施工分移动挂篮、浇筑混凝土、张拉预应力三个典型工序,俗称“三阶段施工法”。

挂篮通常由承重梁、悬吊模板、锚固装置、行走系统和工作平台几部分组成。承重梁是挂篮的主要受力构件,可以采用钢板梁、I 型钢、万能杆件组拼的桁架或斜拉体系等,它承受施工设备和新浇节段混凝土的重量,并由前支点和后锚固点将荷载传到已施工完成的梁身上,当后锚固点的锚固力不够,并考虑行走的稳定时,常采用在尾端压重的措施。

挂篮的主要功能有:支承梁段模板,吊运材料、机具;在其上浇筑混凝土和张拉预应力筋。挂篮的形式很多,构造也有差异。对挂篮总的要求是构造简单、操作方便、安全可靠、稳定性好、节省材料、造价低、装拆移动灵活、施工速度快。当该节段的全部施工完成后,由行走系统将挂篮向前移动。行走系统包括向前牵引装置和尾索保护装置。

悬臂浇筑施工的钢筋加工、混凝土拌制和运输问题需要周密计划,尽量缩短运输路线,方便施工。至于运输路线通常采用两种:一种是从桥位下的拌和站或拌和船供料,竖直吊装或用高压管送到挂篮上;另一种是将预制加工场设置在桥头,当悬臂施工未合龙而路线不通时,可采用简易支架或吊装设备进行水平运输。

悬臂浇筑施工的周期一般为 6~10d,依节段混凝土数量和结构的复杂程度而不同,缩短施工周期、加快施工进度主要关键在于混凝土早期强度上,减少混凝土的养生时间,这是现场浇筑施工中存在的共性问题。





挂篮悬臂浇筑施工不需要施工支架和大型临时设备,不影响桥下通航、通车,不受季节、洪水影响,不受跨数限制,桥梁施工受力状态与运营受力状态基本相近,与顶推法相比,不因施工而增加过多的材料,但悬臂施工体系转换较多,施工线形及合龙技术要求较高。

## 2) 合龙段施工

合龙段施工是悬臂施工的关键环节。通过浇筑合龙段混凝土,施加预应力,实现结构的体系转换。合龙段的长度在满足施工要求的前提下,应尽量缩短,一般取 1.5~2.0m,以有利于构造上的处理。为了保证大桥结构按设计要求合龙,避免梁体线形扭曲,一般合龙段在构造上有如下几种做法。

### (1) 用劲性钢管作为合龙段预应力筋的套管

劲性钢管安装在顶板和底板的管道位置,两端支撑在两侧箱梁端面上,并在部分管内张拉临时力筋,由劲性钢管和预应力筋共同承受合龙段处的外力,待合龙段混凝土达到张拉强度后,逐步转化为永久连续力筋。

### (2) 加强合龙段配筋

为了增强合龙段的刚度,采用加强普通钢筋的配置,或配有一定数量的劲性型钢,目的是在合龙段混凝土施工过程中可传递内力,并保持合龙段两侧梁体的连续性。

### (3) 用临时劲性钢杆锁住

劲性钢杆或型钢设置在箱梁截面以外,用螺栓固定在箱梁上,将合龙段连成整体。同时,可在钢杆中部设置千斤顶,调整劲性钢杆处于受压状态。

合龙段的构造措施,在选用时要求构造简单,受力明确,安全可靠,施工方便。合龙段除在构造上采取措施外,施工时应注意以下几个方面:

(1) 合龙段的混凝土应选用早强、高强、少收缩或微膨胀的类型,可以加速提高混凝土的强度,及早施加预应力,完成合龙段的施工。

(2) 合龙段混凝土浇筑的时间应选在一天中的最低温度时进行,并使混凝土早期结硬过程处于升温的受压状态。另外,为减少温度变化对合龙段混凝土的影响,一般选在早上施工为宜。

(3) 支承梁体的施工支架或托架,应具有较大的竖向刚度,同时在纵向要有利于梁体的变形,以减少对合龙段的约束力。

(4) 加强合龙段混凝土的养护,使之保持潮湿状态,减少日照引起的温度影响。

## 3) 梁体恒载内力

为了便于理解,取三孔连续梁为例进行阐述,如图 2-21 所示。该结构采用挂篮对称平衡悬臂浇筑法施工,从大的方面可归纳为五个主要受力阶段。

阶段一:在主墩上悬臂浇筑施工[图 2-21a)]

首先在主墩上浇筑墩顶梁体节段(称零号块件),并用预应力筋及临时垫块将梁体与墩身作临时锚固,然后采用施工挂篮向桥墩两侧节段地进行对称平衡悬臂施工。此时,结构的工作性能犹如 T 形刚构。对于边跨梁段采用有支架施工。此时结构体系是静定的,外荷载为梁体自重  $q_{\text{自}}(x)$  和挂篮重量  $P_{\text{挂}}$ ,其弯矩图与一般悬臂梁无异。

阶段二:边跨合龙[图 2-21b)]

当边跨梁体合龙以后,先拆除中墩临时锚固,后拆除支架和边跨的挂篮。此时由于结构体



系发生了变化,边跨接近于一单悬臂梁,原来由支架承担的边跨现浇段梁体重量的一半转移到边跨悬臂梁端上。由于边跨挂篮的拆除,相当于结构承受一个向上的集中力  $P_{挂}$ 。

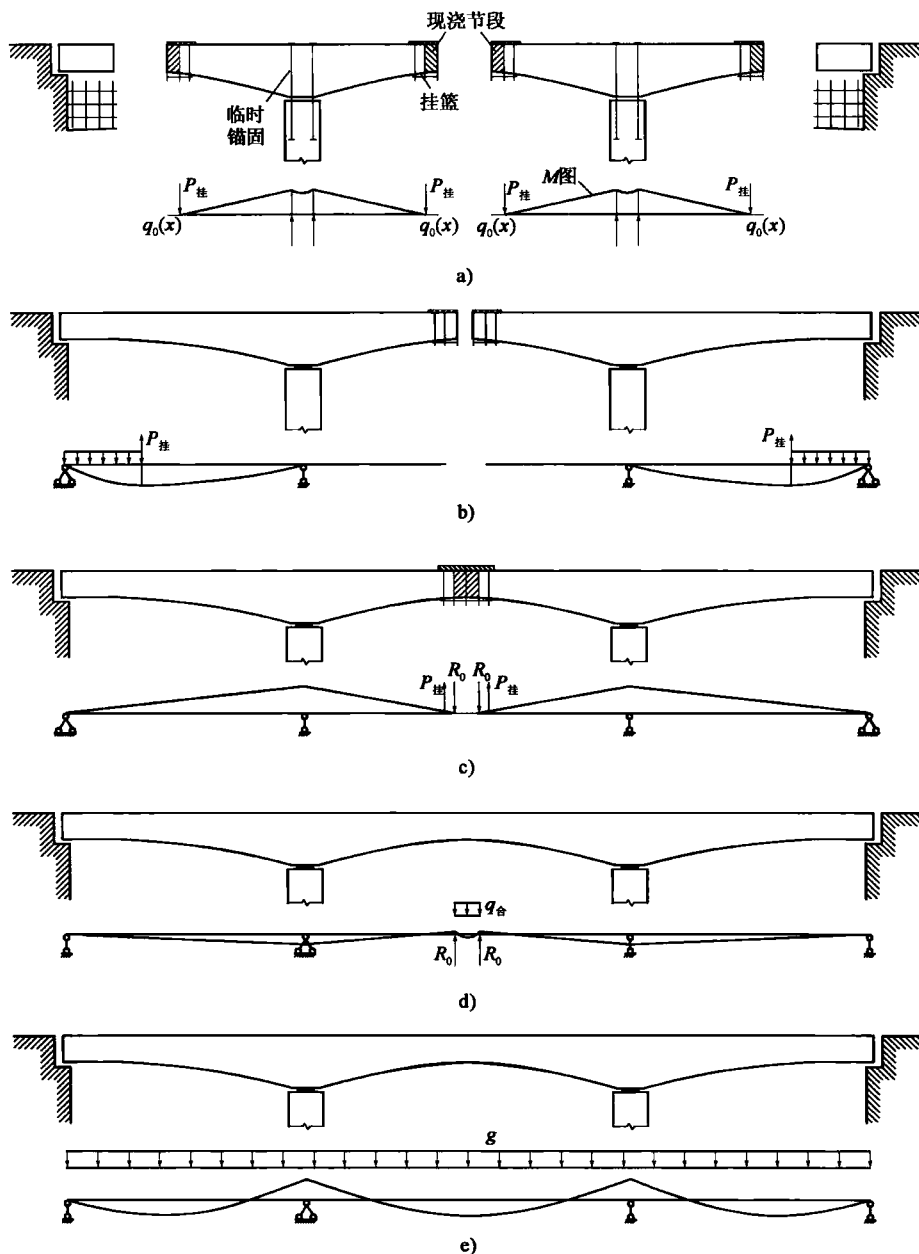


图 2-21 悬臂浇筑施工时连续梁自重内力计算图式

阶段三:中跨合龙[图 2-21c)]

当中跨合龙段的混凝土尚未达到设计强度时,该段混凝土的自重  $q$  及挂篮质量  $2P_{挂}$  将以 2 个集中力  $R_0$  的形式分别作用于两侧悬臂梁端部。由于此阶段的挂篮均向前移了,故原来向



下的  $P_{挂}$  现以方向向上的卸载力  $P_{挂}$  作用在梁段原来的位置上。

阶段四:拆除合龙段的挂篮[图 2-21d)]

此时全桥已经形成整体结构(超静定结构),拆除合龙段挂篮后,原来由挂篮承担的合龙自重转而作用于整体结构上。

阶段五:上二期恒载[图 2-21e)]

在桥面均布二期恒载的作用下,可得到三跨连续梁桥的相应弯矩图。

以上是对每个阶段受力体系的剖析,若要知道某个阶段的累积内力时,则将该阶段的内力与以前几个阶段的内力进行叠加便可。成桥以后的总恒载内力,将是这五个阶段内力叠加的结果。

#### 4) 桁式吊悬臂浇筑施工

桁式悬臂施工是利用万能杆件组拼的移动式模板和施工设备进行悬臂浇筑的施工方法,它的主要特点在于节段重量和施工设备均由桁架承受,通过桁梁的支架和中间支柱将荷载重量传至已完成的梁体和桥墩上。此外,由于施工桁梁把梁体与悬臂施工点相连,所以材料和设备均可由桥上水平运输到施工现场。

桁式吊有移动式和固定式两种。移动式桁梁随施工进度逐跨前移,而固定式桁梁在悬臂施工时不移动,需在桥梁的全长布置,因此仅在桥不长的情况下使用。桁式吊可用于等截面梁和变截面梁,所以桁梁通常设置在主梁的上方(图 2-22)。

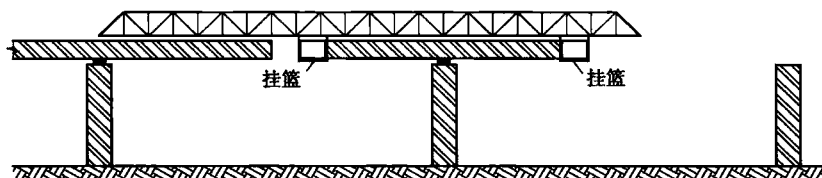


图 2-22 用移动式桁式吊施工

当悬臂浇筑合龙后,移桁架至下一个墩柱,浇筑墩顶混凝土,待墩上节段预应力张拉完成,梁墩临时固接后,将桁架继续前移呈单悬臂梁状态,然后继续悬浇余下对称节段。对于多联连续梁桥,各联不连续,施工时可临时连续,完成后再分开。当悬臂施工合龙,桁架前移后,与悬臂浇筑施工无关的后跨应释放墩梁临时固接。

移动桁式吊悬臂施工适用桥梁跨径 40~150m,经济跨径 70~90m,对于多跨长桥最为合适。如果选用桁梁支承在桥墩顶处的桁式吊,由于施工重量不加给悬臂的主梁上,可以减小对桥墩的不平衡弯矩,因此可以加大悬臂施工的节段长度,通常可做到 10m 为一节段,大大加快了施工速度。

用此法施工也适用于变截面梁弯桥,其施工条件和质量控制与用挂篮悬浇施工相同,但与一般挂篮悬浇施工相比,岸跨边段及墩上节段施工均可由桁式吊完成,无需施工支架设备。

### 2.4.3 悬臂拼装施工

#### 1) 节段预制

根据起重能力确定在工厂或桥位附近进行节段预制的长度。常用的预制方法有长线浇筑



和短线浇筑预制方法。长线浇筑是在施工现场按桥梁底缘曲线制作的固定底模上分段浇筑,底模长度可取桥跨的一半或从桥墩对称取桥跨的长度,浇筑的顺序可以采用奇偶数,即先浇奇数块节段,然后利用奇数块的断面弥合浇筑偶数节段,使混凝土面结合密贴,也可以采用分阶段的预制方法。

长线浇筑需要较大的施工场地,并要求操作设备能在预制场地移动,节段要按序堆放。此法宜在固定的水平和竖向曲率的多跨桥上采用,可以提高设备的使用效率。短线浇筑施工法是由可调整的外部 and 内部模板组成,它安装在一个台车上进行第一节段浇筑,浇筑完成后在其相对位置上安装下一段模板,新的一段要对准已浇好的一段,以保证后一节段安装时完全吻合。短线浇筑法适合工厂预制,设备可周转使用,但节段的尺寸和相对位置的调整要复杂一些。对于曲线梁的预制节段可以在纵轴位置和节段的宽度变化处进行调整(图 2-23)。

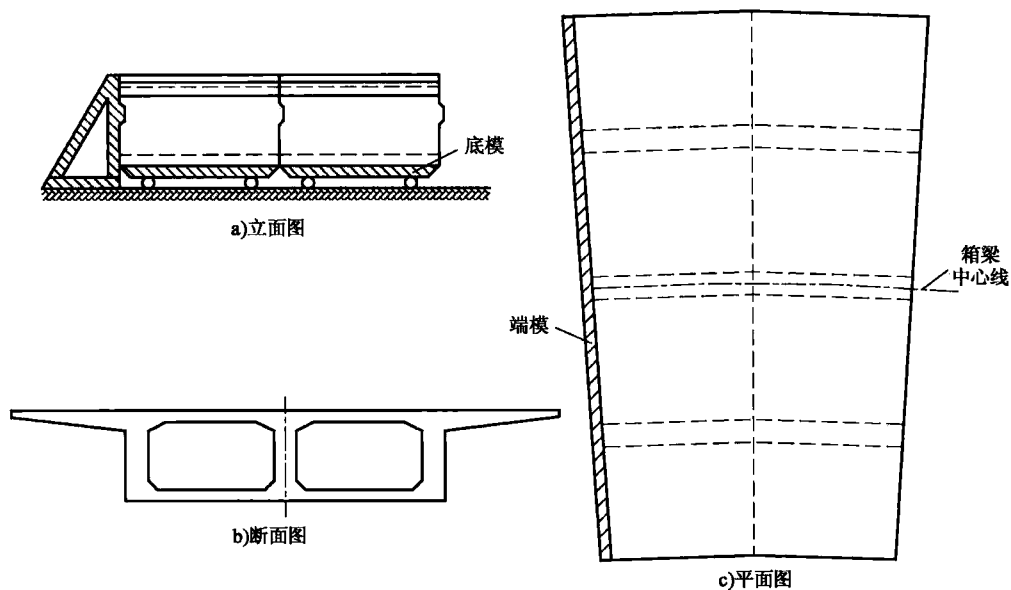


图 2-23 弯梁桥的预制节段

节段的拼装面常做成企口缝,腹板企口缝用于调整高程,顶板企口缝可控制节段的水平位置,使拼装迅速就位,并能提高结构的抗剪能力。也有在预制节段的顶板处设预埋件,用以固定拼装时的临时筋(可加临时预应力或用兰花螺钉收紧)。

## 2) 悬臂拼装施工

悬臂拼装的 0 号块,大多采用就地现场浇筑施工,也有采用预制装配。由于 0 号块梁高最大,重量大,可分数段预制吊装。节段的接缝可采用湿接缝、胶接缝和干接缝。湿接缝宽 100~200mm,缝间就地浇筑高强度等级砂浆或小石子混凝土。湿接缝常在 0 号块与第一节段间使用,用以调整预制阶段的设计位置,此时第一节段尚需吊机吊住。为固定位置,最好设有托架或在桥墩构造设计时考虑能支承住第一节段,这有利于保证第一节段的位置准确。胶接缝常用环氧树脂加水泥在节段接触面上涂一层薄层,厚 0.80mm 左右,它在施工中起润滑作用,使接缝密贴,完工后可提高结构的抗剪能力、整体刚度和不透水性,常在节段间接缝中使用。至于干接缝,即接缝间无任何填充料,在桥梁施工中用的较少,主要担心接缝不密封,导致钢筋锈



蚀,但如采用体外配索就无此问题了。

悬臂拼装的机具很多,有移动式吊车、桁式吊、缆索起重机、汽车吊、浮吊等。移动式吊车外形似挂篮,由承重梁、横梁、锚固装置、起吊装置、行走系统和张拉平台等几部分组成。在墩顶开始吊装第一节段时,可以使用一根承重梁对称同时吊装,在允许布置两台移动式吊车后,开始独立对称吊装。节段的运输通常是从桥下用轨道平车或船舶运至桥位,由移动式吊车吊装就位。

悬臂拼装的合龙段施工,一种是预留 1.5~2.0m 合龙段,在主梁高程调整后现场浇筑混凝土张拉预应力筋,将梁连成整体。另一种是采用节段拼装合龙。现浇合龙比节段拼装合龙施工时间长,工序复杂,但便于调整,而节段拼装对施工预制和拼装的精度要求较高。

美国北卡罗来纳州(North Carolina)建成的莱因海湾高架桥(Linn Cove Viaduct),由于地处风景优美的兰岭山,建设者要求设计和施工都不容许破坏原有风景区的美丽环境,最后决定采用了傍山绕行登上最高峰祖父山的高架桥方案。该桥的跨径为  $30+48+4\times 55+50+30$  (m),桥宽 11.4m,箱梁高 2.7m,该桥平面呈 S 形曲线,最小半径达 76m,最大超过横坡达 10%。该桥最终采用节段悬拼法施工(图 2-24),全桥 153 个拼装块件的尺寸规格均不相同,其中仅有一个块件是直线形,节段划分长度为 2.6m。采用这种施工方法来施工弯桥,其技术难度非常大。该桥对设计、施工方面都要求十分严格,尤其对每个预制拼装块件的制作精度更是十分严格,该桥采用了短线浇筑体系制作预制拼装块件。

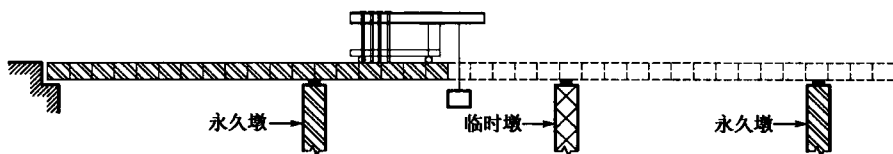


图 2-24 逐孔节段悬拼施工示意图

移动桁式吊在悬臂拼装使用较多,依桁梁的长度分两类。第一类桁梁长度大于最大跨径,桁梁支承在已拼装完成的梁段上和待拼装的墩顶上,由吊车在桁梁上移动运节段进行悬臂拼装。第二类桁梁长度大于两倍桥梁跨径,桁梁的支点均支承在桥墩上,而不增加桁梁段的施工荷重,同时前方墩 0 号块的施工可与悬臂拼装同时进行。

悬臂拼装将大跨桥梁化整为零,预制施工方便,可以上下部结构平行作业,拼装周期短,施工速度快。同时,预制节段施工质量容易控制,而且由于预制龄期长,混凝土的收缩徐变已完成大部分,减小了结构附加内力,但预制节段需要较大的场地,要求有一定的起重能力,对施工的精度要求较高,特别是大跨径桥梁。因此,悬臂拼装施工对于跨径小于 100m 的多跨长桥是一种效率高而且经济的施工方法。

## 2.5 顶推施工的大跨径弯桥

顶推法施工是在桥台后面的预制场地上逐节制造桥梁上部结构,每一新节段直接靠着前一节段浇筑混凝土,待其达到一定强度后将组合的结构向前推出一个节段长。顶推法施工可



以用于直桥也可用于弯桥,与直桥不同的是弯桥需要在横向设置导向装置。于1990年12月建成通车的山西省平顺公路弯梁桥,是国内首次采用顶推法施工的预应力混凝土连续弯梁桥。

### 2.5.1 顶推施工的特点

顶推施工是在完全没有脚手架的情况下进行,可以自由跨越桥下诸如公路、铁路、河流、房屋建筑等障碍物。顶推施工法适宜于桥梁跨度为40~60m的多跨等高度连续梁桥,当跨度更大时就需要在桥跨中间设置临时墩,国外顶推法修建成的桥梁最大跨度为168m。

#### 1) 单点顶推与多点顶推

顶推施工根据千斤顶的分布情况分为单点顶推和多点顶推。

单点顶推又可分为单向顶推和双向单点顶推两种方式。只在一岸桥台处设置制作场地和顶推设备的称单向单点顶推。为了加快施工进度,也可以在河两岸的桥台处设置制作场地和顶推设备,从两岸向河中顶推,这样的方法称为双向单点顶推。

多点顶推时在每个墩台上设置一对小吨位的水平千斤顶,将集中顶推力分散到各墩上。由于利用水平千斤顶传给墩台的反力来平衡梁体滑移时在桥墩上产生的摩阻力,从而使桥墩在顶推过程中只承受较小的水平力,因此,可以在柔性墩上采用多点顶推施工。多点顶推采用拉杆式顶推装置。

图2-25a)的顶推工艺为:水平千斤顶通过传力架固定在桥墩(台)靠近主梁的外侧,装配式的拉杆用连接器接长后与埋固在箱梁腹板上的锚固器相连接,驱动水平千斤顶后活塞杆拉动拉杆,使梁借助梁底滑板装置向前滑移,水平千斤顶走完一个行程后,就卸下一节拉杆,然后水平千斤顶回油使活塞杆退回,再连接拉杆进行下一顶推循环。图2-25b)是用穿心式千斤顶拉梁前进,在此情况下,拉杆的一端固定在梁的锚固器上,另一端穿过水平千斤顶后用夹具锚固在活塞杆尾端,水平千斤顶走完一个行程,松去夹具,活塞杆退回,然后重新用夹具锚固拉杆并进行下一顶推循环。

多点顶推与单点顶推相比,可以免用大规模的顶推设备,并能有效地控制顶推梁的偏心。当顶推曲梁桥时,由于各墩均匀施加顶推力,保证梁体沿中线顺利前移,因此,目前此法被广泛采用。多点顶推法也可以同时从两岸向跨中方向顶推,但需要增加更多的设备,工程造价提高。

主梁的节段长度划分主要考虑节段间的连接处不要设在连续梁受力最大的截面,如支点和跨中截面,同时要考虑预制工序容易,尽量减少分段,缩短工期。每段长一般取10~20m。

目前国内外的节段顶推周期为7~15d,一般15m长的节段预制期为7d,每个节段的顶推周期为6~8d。全梁顶推完毕后,便可解除临时预应力筋,调整、张拉和锚固后期预应力筋,再进行灌浆、封锚、安装永久性支座。

#### 2) 柔性墩多点顶推

根据柔性墩的特点,在顶推施工中不得不采取必要的措施来保证桥墩和主梁的安全和施工质量。

(1)顶推施工时,要保证顶推的同步性,即一方面要保证千斤顶施力同步,另一方面要保证千斤顶活塞进程、回程同步。一般可通过“分级调压、集中控制”来达到顶推同步的效果,同一桥墩需布置2台千斤顶时,应采用一台油泵供油,使横向2台千斤顶出力均匀,不产生横向偏移。



顶推油泵分级调压构造比较复杂,多台千斤顶的内摩阻系数和油泵的供应速度也有差异,实际上千斤顶的出力与摩阻力成正比,千斤顶的实际工作油压也随之变化,因此顶推千斤顶施力同步和分级调压较难做到。有时可取消油泵分级调压,即在每个墩上根据垂直荷载和假定的动摩擦系数来锁定油泵的压力,这时克服静摩擦所需的力,都由主力墩上的千斤顶来调整,或者在主墩上另设施力的千斤顶使梁顶推前进。这样可以使顶推设备简化、性能稳定,故障减少。

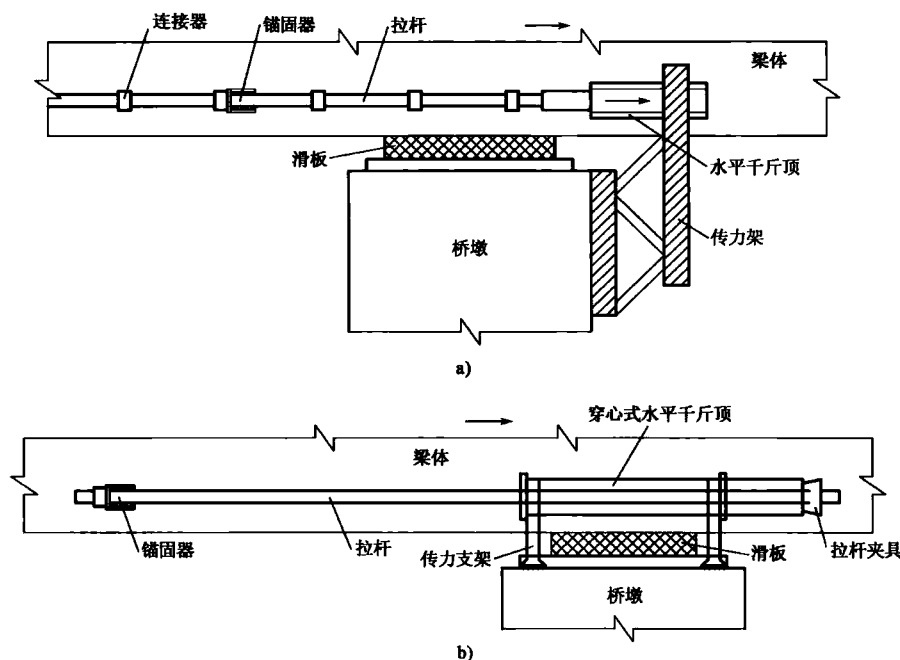


图 2-25 拉杆式顶推装置

(2)顶推施工时,应尽量保证箱梁顶推的连续性,如不连续,梁体和滑道之间摩擦系数总是静摩擦和动摩擦交替变化,导致产生“爬行”现象,会对墩造成反复冲击。

连续千斤顶装置的应用,能大大地减少顶推时千斤顶起步和停止的频率,提高了顶推的工作效率。但是不管怎样,期望从顶推设备、施力方法控制来达到顶推施力同步较为困难。连续顶推装置只是减少了爬行现象,但不能完全消除。对于桩基深,桥墩高,梁又长又重,又是呈上坡的桥,“爬行”现象会威胁到桥墩和梁的安全。为此,有些桥随着梁顶推的前进,逐步将桥墩之间用钢绞线张拉连接。采取这一措施,桥墩顶预张了一个力,相当于墩顶设置了一个铰,这个力比滑道上变化的静摩擦系数与动摩擦系数交替出现的差值大,能有效地控制墩顶的纵向位移,避免顶推过程中由于各种原因造成梁呈爬行状滑动的现象。

如果某墩上出现了一停一动的爬行式前进现象,应调整千斤顶出力大小,主力墩的施力亦需相应调整,及时消除“爬行”前进现象。

(3)千斤顶受力端应设置弧形面固定,相当于千斤顶设置了 1 个球铰,这样可允许千斤顶与拉锚器之间存在一定的转角。

(4)顶推过程中控制顶推速度,一般以 15cm/min 为宜,如顶推速度过快,在水平千斤顶出



故障停止工作时,但箱梁由于惯性仍然滑动,会威胁桥墩安全。

(5)由于顶推停止时,箱梁会出现一定的回缩值,因此在最后一段箱梁顶推时,纵向应超顶5~10mm。

### 3) 箱梁顶推纵向开裂问题

顶推法施工的连续梁,曾有过开裂的严重教训,主要表现为纵向裂纹。裂纹分布的位置一般在箱梁腹板与底板相交处对应滑道的承托位置附近,以及在底板后期预应力索空管道下缘位置。

开裂的原因复杂:顶推时,箱梁完全靠两个长条形滑道支承,又处于滑动状态,应力集中;箱梁上、下缘纵向预应力、竖向预应力筋对腹板与底板相交位置产生剪力,箱梁后期纵向预应力未穿索压浆的空管道,造成断面积削弱;在过桥墩滑道时梁体纵向产生负弯矩,底板受压,又由于箱梁纵向中心预应力作用,整个断面受压,这两个压应力叠加,将产生横向膨胀的趋势;从桥墩横向来看,过桥墩时,底板下缘中心横向受拉,所以造成纵向裂纹。

宽箱全断面顶推,导致纵向开裂的可能性更大。除了在施工中特别注意采取相应的措施外,应在箱梁本身结构中增加构造钢筋。在底板底层钢筋直径加大、间距加密的基础上,要求设计应充分考虑承托部位在顶推时受力复杂的情况,在底、腹板原有的钢筋基础上,另外增设斜向的和竖直的钢筋,在承托位置形成一个三向立体的钢筋网。另外在梁的底板、腹板、顶板两层钢筋之间,增设弯短钢筋,加强联系,增强整体性,来承受预应力的纵向作用。整个梁增加钢筋数量不多,但防止开裂的作用是非常大的。

## 2.5.2 顶推施工的临时措施及机具

为了改善顶推施工过程中的负面作用,一般采用以下措施。

### 1) 临时预应力筋

预应力混凝土连续梁在顶推过程中每一截面均会出现正负弯矩,与使用阶段受力状态有很大差异,为满足施工阶段受力要求,通常将预应力筋分为前期张拉力筋和后期张拉力筋。前期力筋为顶推施工需要设置,在截面的上下缘直线配筋,后期力筋是根据使用阶段的受力而设置的。当施工阶段的力筋在使用阶段不需要时,保留这些力筋对截面的受力反而不利,故通常需反向配束以克服它的影响。连续梁和连续刚构桥在顶推施工期间往往需布设临时力筋,待顶推就位后再予以拆除。

### 2) 临时墩

采用顶推施工时,如果桥跨度较大,会使梁顶推时悬臂过长造成梁体应力过大,因此,一般需要在跨中设临时墩,以缩短悬臂长度,降低梁体应力。临时墩的数量需要通过计算确定。实际设计中是否设临时墩不能仅仅由梁体应力结果来判定,还需结合桥位地形综合考虑。若跨中位置水深或墩较高,设临时墩就显得不经济。这时可考虑采用其他方法来降低悬臂长度,如在桥墩上设三角托架。福建南平丘墩大桥采用这一措施使顶推跨径达到67m。

由于架设应力比设计荷载作用的应力大得多,因此,在跨中设临时墩来避免这种过大的应力。但是,实际设计时,判定是否需要临时墩是极其困难的工作。这是因为:要不要临时墩不能仅由断面应力的分析结果来判定,往往还应考虑包括架设费用在内的工程费用,作经济比较后方可决定。因此对于判断是否要设置临时墩的问题,必须从断面应力分析和工程费用两方面进行研究。





### 3) 导梁

在顶推施工时,为减轻架设时主梁自重应力过大的问题,通常在主梁前端安装钢导梁、钢桁梁或钢板梁。导梁自重轻、刚度大,截面一般为等截面或变截面。钢导梁与混凝土主梁联结是通过主梁前端预埋件实现。由于拼装和拆除时的最大单元重量限制,导梁一般由若干段拼接成整体,前端设上翘段,上墩时可抵消大悬臂状态的挠度,使梁顺利上墩。

导梁的控制内力发生在导梁与箱梁连接处的正、负弯矩和下弦杆(或下缘)承受的最大支反力。导梁的长度是影响到架设时主梁应力的主要因素,其长度一般为顶推跨径的 $0.6\sim 0.7$ 倍,较长的导梁可以减小主梁悬臂负弯矩,但过长会使导梁与箱梁接头处的负弯矩和支反力相应增加,合理的导梁长度应是主梁最大悬臂负弯矩与使用状态支点负弯矩基本接近。导梁刚度宜为主梁刚度的 $1/9\sim 1/5$ ,且随着悬臂长度逐渐减小,呈变刚度结构。

对于不等跨顶推时,注意要调节导梁长度。对于弯梁桥的顶推,为了使曲线内外侧导梁同时上墩,以免箱梁受扭,有时还需将导梁的内外侧设计成不等长。

### 4) 滑道与滑板

在顶推的过程中,各个桥墩墩顶均需布设滑道装置,它由混凝土滑台、不锈钢板和滑板组成。滑板则由上层氯丁橡胶和下层聚四氟乙烯板镶制而成,橡胶板与梁体接触摩擦力大,而四氟板与不锈钢板接触摩擦力最小,因此,在推力作用下可使梁体前进。图 2-26 是滑板从后一侧滑移到前一侧,落下后再转运到后侧供继续喂入的示意图。

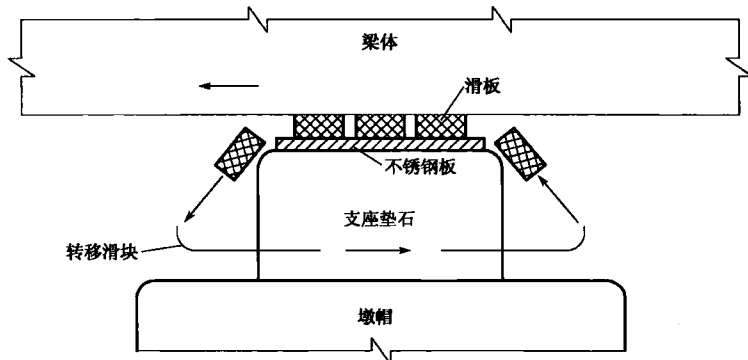


图 2-26 滑道构造示意

### 5) 限位器与纠偏

梁在顶推过程中,由于各种原因,不能完全按照预定的轨道前进,这就需要在横向设置限位装置防止横向跑偏,必要时,还需要设置横向千斤顶纠偏。

限位装置一般有两种:一种是滚轮限位器,安装在箱梁的两侧;另一种是楔块限位器,由相对滑动的两个楔块组成,一个固定在墩顶的预埋件上,另一个在顶推的过程中打入固定的楔块与箱梁中间,迫使箱梁正位。

弯梁桥的顶推施工,纠偏比直桥更重要。一般需在每个墩两侧设置纠偏器。常见的纠偏器是钢箱式纠偏器,纠偏器基座用预埋螺栓固定,上部是一活塞式顶塞,顶塞后放置一台螺旋式千斤顶作为纠偏的动力。梁体正常运行时活塞由销钉固定作为限位,需要纠偏时取出销钉,用螺旋千斤顶推动活塞纠偏。为减小纠偏器的阻力,纠偏时必须在梁体运动中纠偏,活塞顶用



不锈钢板贴面,加四氟滑板来减少摩阻。

### 2.5.3 顶推法施工的受力特点

用逐段顶推施工法完成的连续梁一般将结构设计成等跨度和等高度截面形式。当全桥顶推就位后,其恒载内力的计算与有支架施工法的连续梁完全相同。顶推连续梁的主要受力特点反映在顶推施工过程中,随着主梁节段逐段地向对岸推进,将使全桥每个截面的内力从负弯矩→正弯矩→负弯矩……呈反复性的变化,图 2-27 是某结构在施工过程中的弯矩包络图。

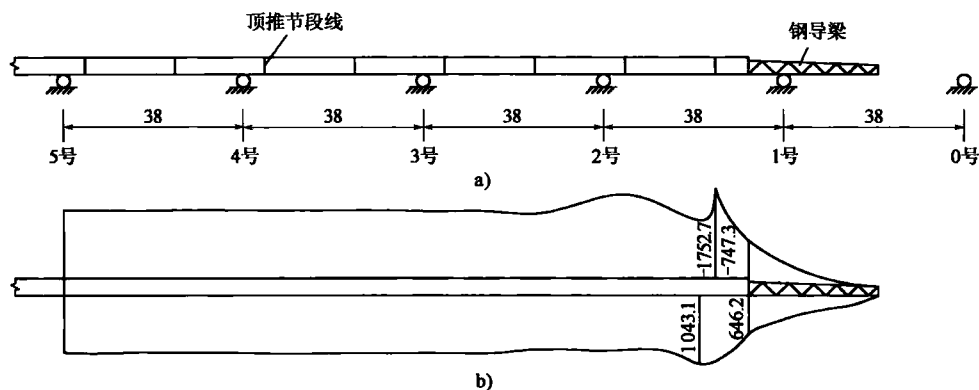


图 2-27 某桥顶推连续梁的布置与恒载弯矩包络图(尺寸单位:m;内力单位:kN·m)

#### 1) 恒载内力计算假定

顶推连续梁的形成是先由悬臂梁到简支梁再到连续梁,再由双跨连续梁到多跨连续梁,直至达到设计要求的跨数。恒载内力计算假定如下:

(1) 置于台座上的部分梁段不参与计算。

(2) 每个顶推阶段,均按该阶段全桥所处的实际跨径布置和荷载图式进行整体内力分析,而不是对同一截面的内力按若干不同阶段的计算内力进行叠加。

#### 2) 最大正弯矩截面计算

顶推连续梁的内力呈动态型,其内力值与主梁和导梁二者的自重比、跨长比和刚度比等因素有关,很难用某个公式来确定图 2-27b)中最大正弯矩截面的所在位置,因此,只能借助有限元计算程序和通过试算来确定。但在初步设计中,可以近似地按图 2-28 的三跨连续梁计算图式估算。

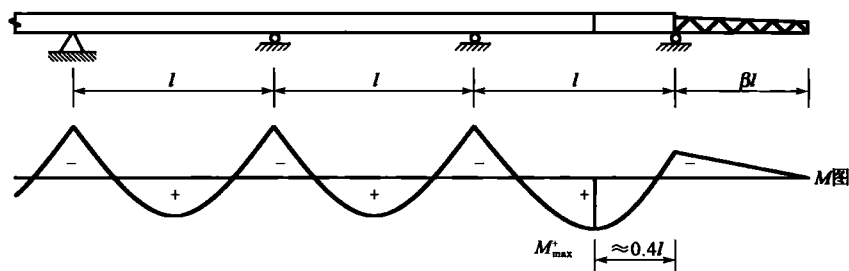


图 2-28 顶推连续梁最大正弯矩截面的计算图式



其次,也可以参照以下近似公式计算:

$$M_{\max}^+ = \frac{q_{\text{自}} l^2}{12} (0.933 - 2.96\gamma\beta^2)$$

式中: $q_{\text{自}}$ ——主梁单位长自重;

$\gamma$ ——导梁与主梁的单位长自重比;

$\beta$ ——导梁长与跨长  $l$  的比例系数。

### 3) 最大负弯矩截面计算

最大负弯矩需要根据以下两种图式计算结果对比后确定。

(1) 导梁接近前方支点(图 2-29)

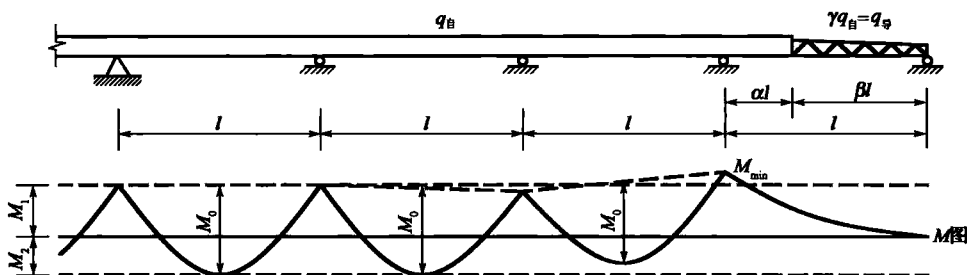


图 2-29 导梁接近前方支点时的自重内力图

图 2-29 中,  $M_0 = \frac{q_{\text{自}} l^2}{8}$ ,  $M_1 = \frac{q_{\text{自}} l^2}{12}$ ,  $M_2 = \frac{q_{\text{自}} l^2}{24}$ 。

此时的悬臂跨长最长,其计算公式为

$$M_{\min} \approx -\frac{q_{\text{自}} l^2}{2} [\alpha^2 + \gamma(1 - \alpha^2)]$$

式中: $\alpha$ ——主梁悬臂伸出部分的长度与跨径  $l$  之比;

其余符号意义同前。

(2) 前支点支承在导梁约一半长度处(图 2-30)

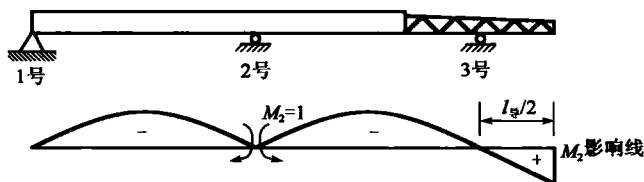


图 2-30 导梁支承在前支点上的计算图式

一般以带悬臂的两跨连续梁图式计算最为不利,这是根据支点截面的负弯矩影响线面积和来判断。该图式为一次超静定结构,虽然其中一跨梁存在刚度的变化,但计算并不困难。真正的最大负弯矩截面还需在靠近其两侧作试算和比较。

### 4) 一般梁截面内力计算

对于导梁完全处于悬臂状态的情况,多跨连续梁的恒载内力计算可以分别按作用在悬臂



端支点弯矩  $M_d$  和自身重力两种图式进行(图 2-31),然后可应用弯矩系数表分别计算后再进行叠加,弯矩系数表详见文献[3]。

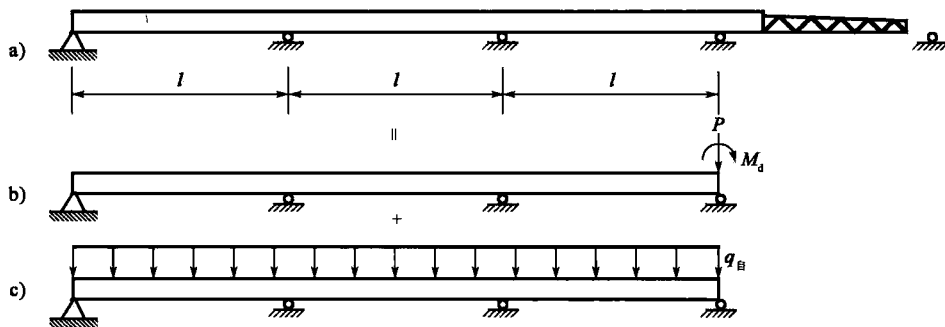


图 2-31 荷载的分解

各支点截面在端弯矩  $M_d$  作用下的弯矩  $M_{id}$  可按下式计算:

$$M_{id} = \eta_1 M_d$$

各支点截面在主梁自重作用下的弯矩  $M_{iq}$  可按下式计算:

$$M_{iq} = \eta_2 q_{\text{自}} l^2$$

各支点截面的总恒载弯矩  $M_i$  为:

$$M_i = M_{id} + M_{iq}$$

上式中的  $\eta_1$  和  $\eta_2$  分别为在端弯矩作用下和在自重作用下的支点弯矩系数。当求得各支点的  $M_i$  之后,便不难按简支梁图式计算各截面的弯矩值。

#### 5) 曲线梁顶推力计算

在曲线梁的顶推过程中,只有当实际的施顶方向与曲线在该点的切线方向在同一条直线上时梁体才会沿着曲线的方向前进。就曲线上的某点(例如拉锚器所在的点)而言,它的切线方向时刻都在发生着变化,顶推方向与切线方向几乎不可能始终在一条直线上。实际上在顶推时,只能是瞬间两个方向在同一条直线上。曲线段顶推力计算:

$$H = N \cos \alpha$$

$$F = N \sin \alpha$$

式中:  $H$ ——使梁体沿着曲线方向前进的力, kN;

$F$ ——使梁体偏离曲线方向的力, kN;

$N$ ——顶推力, kN;

$\alpha$ ——顶推方向  $N$  与(拉锚器处的)切线方向  $H$  的夹角。

一般梁体底部设拉锚器。当梁体的重心不在拉锚器上时,梁体存在着偏移力矩,为此,常常会在两侧顶推的施力方向上分别施加  $\Delta N$  和  $-\Delta N$  力,使之产生的力偶矩与梁体偏移力矩平衡。内外两侧的顶推力  $N_1$ 、 $N_2$  分别为



$$N_1 = H/(2\cos\alpha) - \Delta N$$

$$N_2 = H/(2\cos\alpha) + \Delta N$$

应当注意,如果以换拉锚器为界来划分顶推阶段,则在每一个阶段中,随着 $\alpha$ 的减小, $\Delta N$ 逐渐趋近于0,而 $N_1$ 、 $N_2$ 则逐渐趋近于 $H/2$ 。由于采用顶推施工的弯桥大多都处于圆曲线上,所以合理地控制曲线内外侧的顶推力,使梁体更接近圆弧运动,是一个关键性的技术问题。

### 本章参考文献

- [1] 邵容光,夏淦. 混凝土弯梁桥. 北京:人民交通出版社,1994.
- [2] 范立础. 预应力混凝土连续梁桥. 北京:人民交通出版社,1988.
- [3] 邵旭东. 桥梁工程. 2版. 北京:人民交通出版社,2007.

## 第 3 章 弯桥理论和分析方法

### 3.1 概 述

本章主要阐述曲梁内力(应力)与变形的分析理论,分四个方面:直梁解析理论、曲梁解析理论、箱梁解析理论和有限元分析方法。前三个方面为解析方法,后一方面为数值方法。

首先阐述直梁理论。阐述直梁是因为直梁是曲梁的特例,即当结构平曲线半径  $R \rightarrow \infty$  的情形。在直梁状态下,只要结构横向外荷载作用在剪切中心或扭转中心,结构变形状态分成弯曲和扭转两个截然不同的部分。再进一步划分,又可将弯曲分为一般弯曲和纯弯曲两部分;扭转又可分为自由扭转和约束扭转两部分。将复杂问题简化,从基础入手是学习直梁理论的目的。

其次阐述曲梁理论。曲梁虽然包括直梁,但由于结构平曲线半径  $R$  的存在,弯曲和扭转效应不可分离,即结构产生弯曲必然伴随着产生扭转;反之,结构产生扭转必然伴随着产生弯曲。两部分效应下的内力与变形是耦合在一起的。曲梁理论比直梁理论复杂也正在于此。当认识了全部弯桥力学特性后,你会发现对桥梁结构的理解上升了一大截。

再次阐述箱梁理论。对于曲梁桥而言,其主梁结构主要采用箱梁,因此在阐述一般梁理论基础上,有必要针对箱梁结构特点,进一步阐述箱梁理论。在箱梁理论中除弯曲和扭转效应外,还有横向效应。横向问题是箱梁受力特点,弯曲效应中剪力滞效应也是受力特点之一。

最后介绍曲梁的有限元分析方法。包括梁格法、空间梁单元、实体元计算的通常步骤及分析效应上的差别。其他关于曲梁的有限元分析方法,由于现在已不再常用,只做简单介绍。在本章中,还给出有关曲梁研究的一些实用成果。

### 3.2 直 梁 理 论

直梁是曲线梁的特例,因此认识曲线梁须从直梁入手。所谓直梁是结构平曲线半径  $R \rightarrow \infty$  时的情形,此时根据荷载作用的位置可以分为弯曲和扭转两种状态。那么何时为弯曲状态?何时为扭转状态?

弯曲状态是指当外力作用在截面上某一特定点时,梁只产生弯曲而无扭转,这样的特定点称为剪切中心,各截面剪切中心的连线称为剪力中心线。由于横向外荷载(指垂直于杆轴线上外荷载)通过剪力中心线时,梁只发生弯曲而不发生扭转,因此,剪切中心又可称为弯曲中心。

扭转状态是指当外力作用在截面上某一特定点时,梁只产生扭转而无弯曲,这样的特定点



称为扭转中心,各截面扭转中心的连线称为扭转中心线。此时的外力是指扭转力矩,而非其他方式的荷载。此时的扭转状态可更严格地称为纯扭转状态。

由剪切中心和扭转中心的定义可以看到,这两个点是截然不同的两个概念,只有在纯扭转状态的情况下,两者是一致的,即由位移互等定理知,当杆件只受扭转作用时,横截面只产生绕剪切中心的转动,而剪切中心无横向位移,即梁只发生扭转而不发生弯曲,剪切中心线成为杆件扭转变形的转动轴线,这个时候,剪切中心也可以称之为扭转中心。

### 3.2.1 剪切中心与扭转中心

#### 1) 剪切中心

截面的剪切中心是直梁杆件截面的几何特征之一,它的物理意义是指截面剪应力的合力(剪力作用线)通过它时,梁只发生平面弯曲。了解剪切中心定义及确定方法是掌握梁弯曲理论的基础。

剪切中心的位置与外力无关,只取决于截面的形状和尺寸。根据剪切中心的定义,在确定剪切中心位置时,只需确定剪应力合力的作用点。剪力流理论认为,剪力流沿截面中心线分布,因此,当截面有两个对称轴时,两个对称轴的交点即为剪切中心,此时剪切中心与形心重合,如工字形截面。当截面有一个对称轴时,可假定外力垂直于该对称轴,并产生平面弯曲,求得截面上剪应力合力的作用线,该作用线与对称轴的交点即为剪切中心,此时剪切中心一般与形心不重合,如槽形或箱形截面。若截面的中线是由若干相交于一点的直线段所组成,则此交点就是截面的剪切中心,如T形截面。

对于无对称轴的薄壁截面应按照下面步骤来求剪切中心:

(1)确定形心主轴。应用材料力学提供的方法,计算出不规则图形的形心位置,以确定形心主轴。

(2)设横向力平行于某一形心主轴,并使梁产生平面弯曲,求出截面上弯曲剪应力合力作用线的位置。

(3)设横向力平行于另一形心主轴,并使梁产生平面弯曲,求出对于此平面弯曲截面上剪应力合力作用线的位置。

(4)两合力作用线的交点即为剪切中心的位置。

求剪切中心的基本原理是结构力学中的力法。下面以单箱单室箱梁为例,给出闭口截面剪切中心的位置。

如图3-1所示,箱梁有一条竖向对称轴,由上所述可知剪切中心必定位于此对称轴上,取截面形心 $C$ 为坐标原点,假定 $A$ 点为该截面的剪切中心位置,且 $C$ 、 $A$ 两点距离为 $a_y$ 。为了求得 $a_y$ 值,可以利用剪切中心的定义,即假定有一剪力 $Q_x$ 通过剪切中心 $A$ ,此时,箱梁截面只发生弯曲变形,不产生扭转,即扭矩为零,剪力 $Q_x$ 与截面上的剪力流的合力相等,则剪力 $Q_x$ 对截面任一点的力矩与截面上剪力流 $q$ 对同一点的力矩和相等。但是对于闭口截面来说,剪力流 $q$ 是未知的,为了确定 $q$ ,可以箱梁截面的任意点位置虚开一个切口,这样,此闭口截面转化为开口截面。设 $Z$ 为切口处的附加剪力流, $q_0$ 为开口截面的剪力流,则

$$q = q_0 + Z \quad (3-1)$$

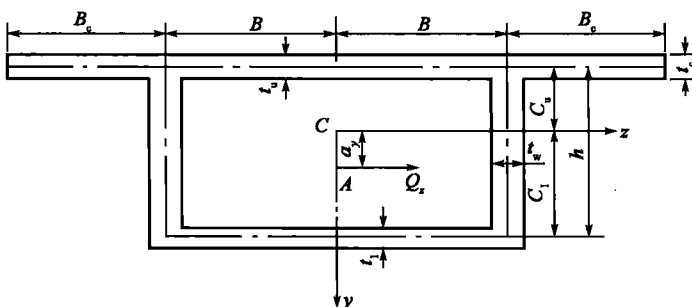


图 3-1 矩形箱梁截面图

因为箱梁截面本身是闭合的,所以,这两种剪力流对切口引起的相对剪切变形为零,则

$$\oint y ds = \oint \frac{q}{Gt} ds = 0 \quad (3-2)$$

将式(3-1)代入式(3-2),当箱梁采用同一材料时,剪切模量  $G$  为常数,得到附加剪力流  $Z$  为

$$Z = \frac{\oint \frac{q}{t} ds}{\oint \frac{ds}{t}}$$

$$q_0 = \frac{Q_z}{I_y} \int_0^s y t ds = -\frac{Q_z}{I_y} S_z$$

由截面上的剪力流沿  $Z$  方向的合力等于作用在该截面上的外剪力  $Q_z$ , 可得

$$\int_A q dA = Q_z \quad (3-3)$$

由外剪力  $Q_z$  对形心的扭矩等于剪力流  $q$  对形心的转动力矩, 可得

$$Q_z a_y = \int_A q r_c dA \quad (3-4)$$

联立式(3-3)及式(3-4),并化简,可得矩形截面箱梁剪切中心位置计算公式:

$$a_y = \frac{A_1}{A_2} - \frac{4BhA_3}{A_4} \quad (3-5)$$

其中:

$$A_1 = 2B^3 \left( \frac{C_1 t_1}{3} + h t_1 \right) + 2B^2 h^2 t_w + C_u \left[ 4B_c^2 t_c \left( B + \frac{B_c}{3} \right) + 4B^2 \left( \frac{B t_1}{2} + h t_w + B_c t_c + \frac{B t_u}{3} \right) \right]$$

$$A_2 = \frac{4B^3}{3} (t_1 + t_u) + B_c^2 \left( 4B t_c + \frac{4}{3} B_c t_c \right) + 4B^2 (h t_w + B_c t_c)$$

$$A_3 = \frac{B^3}{6} + \frac{B^2 h t_1}{2 t_w} + \frac{B h^2}{2} + \frac{B^3}{t_u} \left( \frac{t_1}{2} + \frac{t_u}{3} \right) + \frac{B}{2 t_u} [2B h t_w + B_c t_c (2B + B_c)]$$

$$A_4 = \left( \frac{B}{t_1} + \frac{h}{t_w} + \frac{B}{t_u} \right) I_y \quad (3-6)$$





## 2) 扭转中心

如果采用广义扇性坐标系,剪切中心就是主扇性极点,即使扇性静矩( $S_w$ )和扇性惯性积( $I_{wx}$ 和 $I_{wy}$ )等于零的点。按照剪切中心的定义,也可以这样来定义扭转中心,即使扭转惯性矩、静力矩均为零时的极点。通俗地讲,在梁杆件平面图形的形心面上,存在这样一个点  $N$ ,当横向力作用线通过该点时,杆件结构仅产生平移而不产生转动;反之,当平面扭转力矩作用在该点时,杆件结构仅产生绕  $N$  点的转动而不产生平移。与剪切中心一样,了解扭转中心的定义及确定方法是掌握梁扭转理论的基础。

扭转中心的位置也与外力无关,只取决于截面的形状和尺寸。求扭转中心坐标一般按广义扇性坐标系求解。下面同样以箱梁为例(图 3-2、图 3-3)给出扭转中心的计算方法。

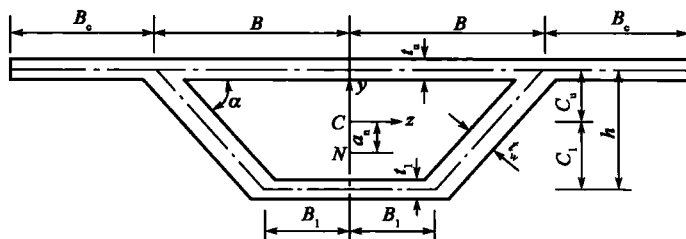


图 3-2 箱梁横截面图

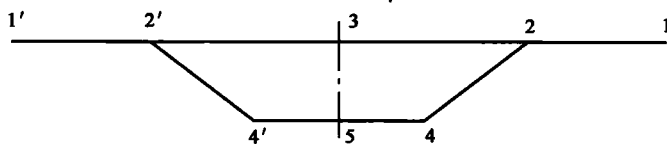


图 3-3 箱梁截面特征点图

### (1) 求截面重心 $C$

如图 3-2 所示,根据基本力学知识,求得形心  $C$  位置  $C_u$ :

$$C_u = \frac{h^2 t_w / \sin \alpha + 2B_1 t_1 h}{2(B + B_c) t_u + 2h t_w / \sin \alpha + 2B_1 t_1}$$

### (2) 广义扇性坐标的计算

扇性坐标原点取在重心  $C$  处,则

$$\bar{\omega}_{c,3} = \bar{\omega}_{c,5} = 0$$

$$\bar{\omega}_c(S) = \int_0^z \rho ds - \frac{\Omega}{\int \frac{ds}{t}} \int_0^z \frac{ds}{t}$$

$$\frac{\Omega}{\int \frac{ds}{t}} = \frac{2[2(B + B_c + B_u)]h/2}{\frac{2B}{t_u} + \frac{2h}{\sin \alpha t_w} + \frac{2B_1}{t_1}} = \frac{(B + B_c + B_u)h}{\frac{B}{t_u} + \frac{h}{\sin \alpha t_w} + \frac{B_1}{t_1}}$$

令  $B_0 = B + B_c$ , 当为斜腹板时,  $\alpha = \arctan \frac{B - B_u}{H}$ ; 当为直腹板时,  $\alpha = \frac{\pi}{2}$ 。



$$\bar{\omega}_{c,2'} = \int_0^B C_u ds - \int \frac{\Omega}{t} \int_0^B \frac{ds}{t} = C_u B - \int \frac{\Omega}{t} \frac{B}{t}$$

$$\bar{\omega}_{c,1'} = \bar{\omega}_{c,2'} + \int_{B_0}^B C_u ds = C_u B - \int \frac{\Omega}{t} \frac{B}{t} + C_u (B_0 - B) = C_u B_0 - \int \frac{\Omega}{t} \frac{B}{t}$$

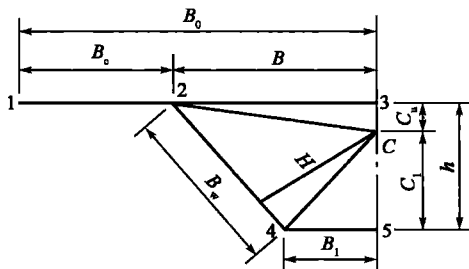


图 3-4 箱梁腹板极径计算图示

箱梁腹板极径  $h$  可由图 3-4 可求得, 其中

$$B_w = h / \sin \alpha$$

$$S_{\text{梯}2354} = (B + B_1) h / 2$$

$$S_{\Delta 23c} = B C_u / 2$$

$$S_{\Delta 4c5} = C_1 B_1 / 2$$

$$S_{\Delta 2c4} = S_{\text{梯}2354} - S_{\Delta 23c} - S_{\Delta 4c5} = B_w H / 2$$

故

$$H = \frac{B C_1 + B_1 C_u}{B_w}$$

$$\bar{\omega}_{c,4} = \bar{\omega}_{c,2} + \left[ \int_0^{B_w} \rho ds - \int \frac{\Omega}{t} \int_0^{B_w} \frac{ds}{t} \right] = B h - \int \frac{\Omega}{t} \left( \frac{B}{t_u} + \frac{B_w}{t_w} \right) + B_1 C_u$$

$$\bar{\omega}_{c,5} = \bar{\omega}_{c,4} + \left[ \int_0^{B_1} C_1 ds - \int \frac{\Omega}{t} \int_0^{B_1} \frac{ds}{t} \right] = (B + B_1) h - \int \frac{\Omega}{t} \left( \frac{B}{t_u} + \frac{B_w}{t_w} + \frac{B_1}{t_1} \right)$$

可得主扇性坐标图, 如图 3-5 所示。

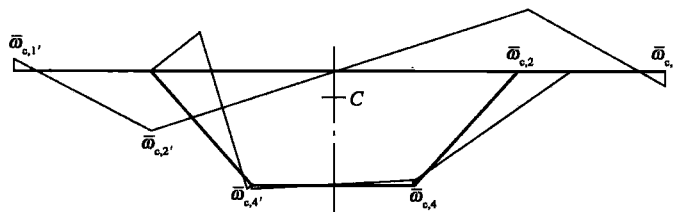


图 3-5 主扇性坐标图

### (3) 扭转中心位置计算

在区间 1-2:

$$\begin{aligned} \int_{B_0}^B \bar{\omega}_c(S) z t ds &= \left[ \frac{1}{2} B_c \bar{\omega}_{c,1} \left( \frac{2}{3} B_0 + \frac{1}{3} B \right) + \frac{1}{2} B_c \bar{\omega}_{c,2} \left( \frac{2}{3} B + \frac{1}{3} B_0 \right) \right] t_u \\ &= \frac{B_c}{6} t_u [\bar{\omega}_{c,1} (2B_0 + B) + \bar{\omega}_{c,2} (B_0 + 2B)] \end{aligned}$$

在区间 2-3:



$$\int_B^0 \bar{\omega}_c(S) z t ds = \frac{1}{2} B \bar{\omega}_{c,2} \frac{2}{3} B t_u = \frac{1}{3} B^2 \bar{\omega}_{c,2} t_u = \frac{1}{3} B^3 \left[ \int \frac{ds}{t} - C_u t_u \right]$$

在区间 2-4:

$$\int_0^{B_w} \bar{\omega}_c(S) z t ds = \frac{B_w}{6} t_w [\bar{\omega}_{c,2} (2B + B_1) + \bar{\omega}_{c,4} (B + 2B_1)]$$

在区间 4-5:

$$\int_{B_1}^0 \bar{\omega}_c(S) z t ds = \frac{1}{2} B_1 \bar{\omega}_{c,4} \frac{2}{3} B_1 t_1 = \frac{1}{3} B_1^2 \bar{\omega}_{c,4} t_1$$

$$a_n = -\frac{J_{\bar{\omega}_c, y}}{I_y} = -\frac{\int_A \bar{\omega}_c(S) z dA}{I_y} = -\frac{2 \left[ \int_{B_0}^B \omega_c(S) z dA + \int_B^0 \omega_c(S) z dA + \int_0^{B_w} \omega_c(S) z dA + \int_{B_1}^0 \omega_c(S) z dA \right]}{I_y}$$

将各积分值代入经过 Maple 数学软件化简得:

$$a_n = -\frac{2}{I_y} \left\{ \frac{B_c t_u}{6} [A_4 (2B_c + 3B) + A_5 (B_c + 3B)] + \frac{B^3 A_3}{3} + \frac{B_w t_w}{6} [A_5 (2B + B_1) + A_6 (2B_1 + B)] + \frac{B_1^2 t_1 A_7}{3} \right\} \quad (3-7)$$

其中,

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{(B + B_1)h}{\frac{B}{t_u} + \frac{B_w}{t_w} + \frac{B_1}{t_1}}, & A_2 &= \frac{A_1 B}{t_u}, & A_3 &= A_1 - C_u t_u \\ A_4 &= A_2 - C_u (B_c + B), & A_5 &= A_2 - C_u B, & A_6 &= A_1 \left( \frac{B}{t_u} + \frac{B_w}{t_w} \right) - (Bh + B_1 C_u) \\ A_7 &= A_1 \left( \frac{B}{t_u} + \frac{B_w}{t_w} \right) - C_u B - \frac{B_w (B + B_1)}{2} \end{aligned} \right\} \quad (3-8)$$

故扭转中心位置距形心为  $a_n$  距离,如图 3-2 中的  $N$  点位置。

### 3) 计算实例

对于空间梁来说,各个截面的剪切中心的连线,称之为挠曲轴,根据杆件荷载和杆件位移概念,挠曲轴可定义为横向荷载的合力与支承反力均通过该轴而使杆件只产生纯弯曲的轴。

若横向荷载通过挠曲轴时,梁只发生弯曲而不发生扭转,此时,

$$V_x \neq 0, V_y \neq 0, N \neq 0, M_x \neq 0, M_y \neq 0, T_w = 0, M_w = 0$$

式中:  $V_x, V_y$ ——剪力;

$N$ ——轴力;

$M_x, M_y$ ——弯矩;

$T_w$ ——扭矩;

$M_w$ ——双力矩。

该荷载和支承力绕极轴的扭矩为零。杆件的变形一般由挠曲与扭转变形合成。若上述荷载和支承力系采用主坐标系,则



$$U \neq 0, V \neq 0, W \neq 0, \phi = 0$$

这时杆件处于纯弯曲状态,但一般为非均匀弯曲状态。因杆件荷载  $V_x$ 、 $V_y$  和  $T_w$  是相对于极点而言的,通过主极点的横向荷载不产生扭矩。根据剪切中心和挠曲轴的定义可知,主极点和剪切中心是重合的,主极轴和挠曲轴是重合的。

若荷载通过扭转中心时,梁只发生扭转而不发生弯曲,则

$$V_x = 0, V_y = 0, N = 0, M_x = 0, M_y = 0, T_w \neq 0, M_w \neq 0$$

荷载与支承力系是一种纯扭转。若上述荷载和支承力系采用主坐标系,则

$$U = 0, V = 0, W = 0, \phi = 0$$

这时杆件处于纯扭转状态,但一般为绕主极轴转动的非均匀状态。主极点与扭转中心重合,主极轴与转动轴相同。

为了更好地区别形心、剪切中心、扭转中心的定义和位置,以一矩形箱梁截面为例,如图 3-6 所示,分别求这三个点的位置(假定  $C$  点为形心、 $A$  点为剪切中心、 $N$  点为扭转中心)。

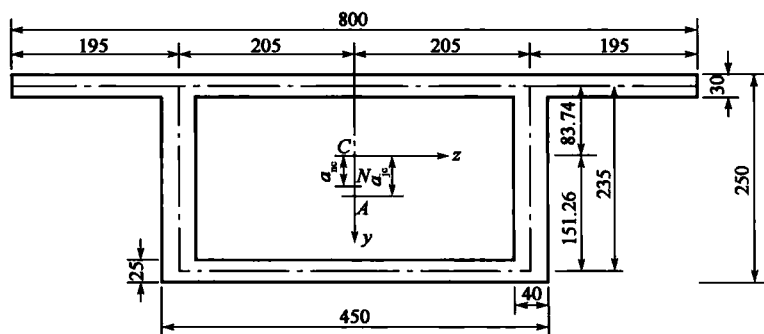


图 3-6 某矩形箱梁截面图(尺寸单位:cm)

#### (1) 求形心 $C$ 位置

以此截面对称轴作为坐标轴的  $y$  轴,取截面竖直方向的中点  $O$  点作为坐标原点,建立坐标系  $yOz'$ 。

根据数学及力学的基本知识,得

$$z'_c = 0, y_c = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = 26.26$$

即可得形心  $C$  点位置

#### (2) 求剪切中心 $A$ 位置

以形心  $C$  点为坐标原点,建立如图 3-6 所示的坐标轴  $yCz$ 。

依据理论力学的知识,可得

$$I_y = \int_A z^2 dA = 2.13 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

将  $B_c = 195 \text{ cm}$ ,  $B = 205 \text{ cm}$ ,  $t_u = t_c = 30 \text{ cm}$ ,  $B_w = h = 235 \text{ cm}$ ,  $t_w = 40 \text{ cm}$ ,  $t_l = 25 \text{ cm}$ ,  $C_u = 250/2 - 30/2 - 26.26 = 83.74 \text{ (cm)}$ ,  $C_l = 235 - 83.74 = 151.26 \text{ (cm)}$ ,代入式(3-6)得



$$A_1 = 2B^3 \left( \frac{C_1 t_1}{3} + h t_1 \right) + 2B^2 h^2 t_w + C_u \left[ 4B_c^2 t_c \left( B + \frac{B_c}{3} \right) + 4B^2 \left( \frac{B t_1}{2} + h t_w + B_c t_c + \frac{B t_u}{3} \right) \right] \\ = 6.91 \times 10^{11} \text{ cm}^5$$

$$A_2 = \frac{4B^3}{3} (t_1 + t_u) + B_c^2 \left( 4B t_c + \frac{4}{3} B_c t_c \right) + 4B^2 (h t_w + B_c t_c) = 4.43 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

$$A_3 = \frac{B^3}{6} + \frac{B^2 h t_1}{2 t_w} + \frac{B h^2}{2} + \frac{B^3}{t_u} \left( \frac{t_1}{2} + \frac{t_u}{3} \right) + \frac{B}{2 t_u} [2B h t_w + B_c t_c (2B + B_c)] = 4.19 \times 10^7 \text{ cm}^3$$

$$A_4 = \left( \frac{B}{t_1} + \frac{h}{t_w} + \frac{B}{t_u} \right) I_y = 4.45 \times 10^{10} \text{ cm}^4$$

再代入式(3-5)得

$$a_{jc} = \frac{A_1}{A_2} - \frac{4B h A_3}{A_4} = -25.2 \text{ cm} \quad (\text{剪切中心})$$

(3) 求扭转中心  $N$  位置

同样,以形心  $C$  作为坐标原点,建立直角坐标系  $yCz$ ,且算得

$$I_y = \int_A z^2 dA = 2.13 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

将  $B_c = 195 \text{ cm}$ ,  $B = B_1 = 205 \text{ cm}$ ,  $t_u = t_c = 30 \text{ cm}$ ,  $B_w = h = 235 \text{ cm}$ ,  $t_w = 40 \text{ cm}$ ,  $t_1 = 25 \text{ cm}$ ,  $C_u = 250/2 - 30/2 - 26.26 = 83.74 (\text{cm})$ ,  $C_1 = 235 - 83.74 = 151.26 (\text{cm})$ ,代入式(3-8)得

$$A_1 = \frac{(B + B_1)h}{\frac{B}{t_u} + \frac{B_w}{t_w} + \frac{B_1}{t_1}} = 4608.21 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{A_1 B}{t_u} = 31489.44 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = A_1 - C_u t_u = 2096.01 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = A_2 - C_u (B_c + B) = -2006.56 \text{ cm}^2$$

$$A_5 = A_2 - C_u B = 14322.74 \text{ cm}^2$$

$$A_6 = A_1 \left( \frac{B}{t_u} + \frac{B_w}{t_w} \right) - (B h + B_1 C_u) = -6779.03 \text{ cm}^2$$

$$A_7 = A_1 \left( \frac{B}{t_u} + \frac{B_w}{t_w} \right) - C_u B - \frac{B_w (B + B_1)}{2} = -6779.03 \text{ cm}^2$$

再代入式(3-7)得

$$a_n = -\frac{2}{I_y} \left\{ \frac{B_c t_u}{6} [A_4 (2B_c + 3B) + A_5 (B_c + 3B)] + \frac{B^3 A_3}{3} + \frac{B_w t_w}{6} \right.$$

$$\left. [A_5 (2B + B_1) + A_6 (2B_1 + B)] + \frac{B_1^2 t_1 A_7}{3} \right\}$$

$$= -19.0 \text{ cm} \quad (\text{扭转中心})$$

至此,此矩形截面箱梁的三个点,即形心  $C$ 、剪切中心  $A$  和扭转中心  $N$  位置确定。

### 3.2.2 梁的弯曲与扭转

#### 1) 梁的弯曲

当杆件受到垂直于杆轴的外力作用或在纵向平面内受到力偶作用时,杆轴由直线弯成曲



线,这种变形称为弯曲。弯曲变形是工程中最常见的一种基本变形。如果梁只发生弯曲,那作用在梁上的横向外荷载合力一定通过剪切中心,而通过剪切中心的轴力只产生拉伸或压缩。实际工程中,对于梁来讲也是以弯曲变形为主。

对于梁弯曲效应应用最广的是梁弯曲初等理论,该理论假定:①材料符合虎克定律,即杆件应力与应变成正比;②叠加原理成立;③杆件变形符合纳威尔假设,即变形前的平面在变形后仍保持在同一平面。梁弯曲初等理论概念清晰,计算公式简单。

根据梁弯曲初等理论,应用结构杆件力学平衡原理,可得到如下公式。

(1)正应力

$$\sigma = \frac{M}{I}\zeta$$

式中: $M$ ——绕 $\zeta$ 轴的弯矩;

$I$ ——截面对中性轴的惯矩,即  $I = \int \zeta^2 dA$ ;

$\zeta$ ——应力点到中性轴的距离;

$A$ ——截面积。

若 $\zeta$ 轴为竖向,则发生横向弯曲;若 $\zeta$ 轴为横向,则发生竖向弯曲。

(2)剪应力

$$\tau = \frac{QS}{Ib}$$

式中: $Q$ ——剪力,可能为横向剪力也可能为竖向剪力;

$S$ ——截面对中性轴的一次矩,即  $S = \int \zeta dA$ ;

$A$ ——截面积。

对于杆件弯曲的一般情形,如图 3-7 所示,其在偏心荷载  $P$  作用下产生弯曲, $C$  点为形心,坐标系如图所示。

根据虎克定律及横截面的平衡条件,可以得到梁的应力  $\sigma$ :

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{I_{xy}x - I_{yy}M_x}{I_{xy}^2 - I_xI_y} + \frac{I_{xy}y - I_{xx}M_y}{I_{xy}^2 - I_xI_y} \quad (3-9)$$

其中:

对于截面形心而言:  $\int_A x dA = \int_A y dA = 0$ ;

面积  $A = \int_A dA$ ;

惯性积  $I_{xy} = \int_A xy dA$ ;

惯性矩  $I_x = \int_A y^2 dA, I_y = \int_A x^2 dA$ ;

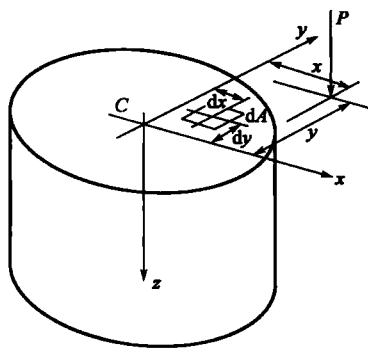


图 3-7 偏心荷载作用下的一般横截面



外力:轴向力  $P$ 、力矩  $M_x$ 、力矩  $M_y$ 。

对式(3-9)进行讨论:

(1)若坐标轴为主轴时,即  $I_{xy}=0$ ,则

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{I_x}y + \frac{M_y}{I_y}x \quad (3-10)$$

为避免复杂计算,实际在建立坐标轴时都尽量建立在主轴上。凡具有双对称截面的梁杆件,如矩形截面,只要坐标轴与对称轴重合,杆件应力都适用式(3-10)。

(2)若  $I_{xy}=0, M_x=0$ ,则

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_y}{I_y}x \quad (3-11)$$

式(3-11)最常用,因为公路桥梁常见设计荷载中除风荷载、船撞等水平荷载外,大多都是竖向荷载,如恒载、活载及轴向荷载温度。在平面计算时都可不计横向弯矩  $M_x$ 。常见的 I 形、T 形和箱形截面都具有左右单对称性,只要坐标轴选择正确,均可应用式(3-11)。

(3)若  $I_{xy}=0, P=0$ (中性轴通过形心  $C$ ),则

$$\sigma = \frac{M_x}{I_x}y + \frac{M_y}{I_y}x \quad (3-12)$$

式(3-12)计算的弯曲状态称为纯弯曲状态,如简支梁在自重作用下的弯曲状态。对于杆系平面计算时,一般不计  $M_x$ ,故式(3-12)变成:  $\sigma = \frac{M_y}{I_y}x$ 。

实际工程中, I 形、T 形和箱梁的弯曲变形基本服从梁弯曲初等理论,但当箱梁的肋板间距较大时,由于翼缘板变形的不均匀性,使得箱形梁上下翼缘板的变形不再服从平截面假设,而是发生了剪力滞效应。有关剪力滞问题参见 3.4.2 节。

## 2) 梁的扭转

当杆件受到垂直于杆轴的外力作用时,杆轴线保持直线不变,截面上的点绕杆轴线转动,这种变形称为扭转。扭转变形同样是工程中较为常见的一种基本变形。如果梁只发生扭转,那作用在梁上的横向外扭矩一定作用在扭转中心上。实际工程中,扭转变形的数值大小对于梁来讲仅次于弯曲变形。

对杆件扭转变形的认识有一个过程。最初的认识是纯扭转,即杆件扭转变形前后截面保持平截面假设,如圆形截面杆件的自由变形。19 世纪 50 年代,圣维南(B. de St. Venant)在纯扭转认识基础上提出了自由扭转理论,即扭转时杆件截面可自由变形而不再保持平截面假设,实际上纯扭转也是自由扭转,只是特殊的自由扭转而已。之后 1905 年铁木辛柯(S. Timoshenko)通过研究工字钢梁侧向压曲提出了约束扭转理论。由于自由扭转和约束扭转都是建立在杆件扭转变形后不再保持平截面这一基本假设之上,两者的区别仅仅在于前者没有约束,后者有约束,故以后人们将自由扭转和约束扭转合称翘曲扭转。

根据上述分析,当杆件截面承受一个扭矩  $M_x$  作用时,可以把扭矩效应分为纯扭转和翘曲扭转。假设纯扭转引起的抵抗力矩为  $M_x^{ST}$ 、翘曲扭转引起的抵抗力矩为  $M_x^W$ 。在某种边界条件下,是两种或是其中的一种应力来抵抗外扭矩。



### (1) 纯扭转

考虑一根等截面圆轴, 两端受到一对力偶作用, 如图 3-8 所示。轴内扭矩是一常量。此时圆轴所发生的扭转变形是纯扭转。在小变形的条件下, 由对称性知, 杆件横截面在绕轴线转动的过程中仍保持为平面, 且形状还是圆形, 半径仍是直线, 轴的长度和半径的大小都保持不变。

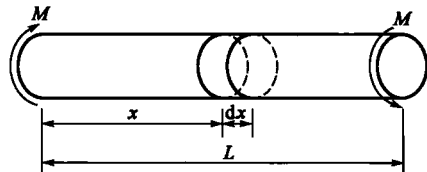


图 3-8 纯扭转模型

应用材料力学的基本理论以及薄膜比拟法就可求得纯扭转状态下的内力—位移方程:

$$M_z^{ST} = GK_T \phi' \quad (3-13)$$

式中:  $M_z^{ST}$ ——纯扭转状态下的抵抗力矩;

$G$ ——剪切模量;

$K_T$ ——扭转常数;

$\phi'$ ——扭转角一次微分。

### (2) 翘曲扭转

与纯扭转相对应的就是翘曲扭转。非圆截面构件扭转时, 原来为平面的横截面不再保持为平面, 产生翘曲变形, 即构件在扭矩作用下, 截面上各点沿杆轴方向产生位移, 这种扭转变形就叫做翘曲扭转, 如图 3-9 所示。

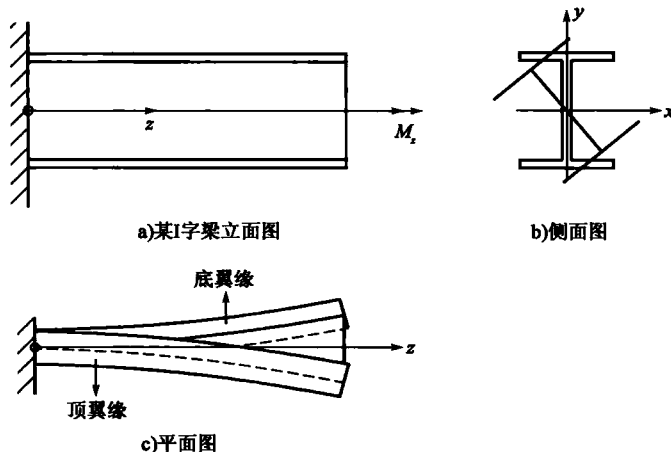


图 3-9 翘曲扭转模型

顾名思义, 如果扭转时轴向位移不受任何约束, 截面可自由翘曲变形, 称为自由扭转。自由扭转时, 各截面的翘曲变形相同, 纵向纤维保持直线且长度保持不变, 截面上只有剪应力, 没有纵向正应力。而由于支承条件或外力作用方式使构件扭转时截面的翘曲受到约束, 称为约束扭转。约束扭转时, 构件产生弯曲变形, 截面上将产生纵向正应力, 称为翘曲正应力。同时还必然产生与翘曲正应力保持平衡的翘曲剪应力。

同样, 可以求得翘曲力矩:

$$M_z^W = -EI_w \phi'' \quad (3-14)$$

式中:  $M_z^W$ ——翘曲扭转状态下的抵抗力矩;





$E$ ——弹性模量；  
 $I_w$ ——翘曲常数；  
 $\phi'''$ ——扭转角三次微分。

### (3) 纯扭转和翘曲扭转共同作用

在两种扭转的影响下,可以得到截面联合扭转的抵抗,总的影响为

$$M_z = M_z^T + M_z^W \quad (3-15)$$

分别代入式(3-13)和式(3-14)得

$$M_z = GK_T \phi' - EI_w \phi''' \quad (3-16)$$

对于一个均布扭矩  $m_z$  (每单位长度上的扭矩),  $M_z$  与  $m_z$  之间的关系可以从一个自由体上得到  $-m_z = dM_z/dz$ , 对式(3-16)取导数, 可得

$$m_z = EI_w \phi''' - GK_T \phi'' \quad (3-17)$$

那么, 在原有荷载  $m_z$  的作用下, 其他类型的连续扭转荷载也可以考虑应用方程(3-17)的特解。

方程(3-16)的解可分为两部分: ①通解; ②特解。

首先将方程(3-16)变成

$$\phi''' - \frac{GK_T}{EI_w} \phi' = -\frac{M_z}{EI_w} \quad (3-18)$$

令  $\lambda^2 = GK_T/EI_w$ ,  $\frac{M_z}{EI_w} = 0$ , 则

$$\phi''' - \lambda^2 \phi' = 0 \quad (3-19)$$

假设该解的形式为

$$\phi_H = e^{mz} \quad (3-20)$$

代入式(3-19)中, 可得

$$m(m^2 - \lambda^2) = 0 \quad (3-21)$$

该方程的根为

$$m = 0, m = \pm \lambda \quad (3-22)$$

因此, 方程的通解为

$$\phi_H = c_1 e^0 + c_2 e^{\lambda z} + c_3 e^{-\lambda z} \quad (3-23)$$

假设  $\phi_p = AZ$  为方程的特解, 代入式(3-18)得

$$\phi_p = \frac{M_z}{\lambda^2 EI_w} Z \quad (3-24)$$

则

$$\phi = c_1 e^0 + c_2 e^{\lambda z} + c_3 e^{-\lambda z} + \frac{M_z}{\lambda^2 EI_w} Z \quad (3-25)$$

指数项写成双曲函数, 可得

$$\phi = A + B \cosh(\lambda z) + C \sinh(\lambda z) + \frac{M_z}{\lambda^2 EI_w} Z \quad (3-26)$$

应用同样的方法解微分方程(3-17)。

首先将方程(3-17)改写成



$$\phi''' - \lambda^2 \phi'' = m_z/EI_w \quad (3-27)$$

假设  $m_z/EI_w=0$ ,  $\phi_H=e^{mz}$ , 则特征方程(3-27)可变为

$$m(m^2 - \lambda^2) = 0 \quad (3-28)$$

该方程的根为

$$m = 0, 0, \pm \lambda \quad (3-29)$$

因此,通解为

$$\phi_H = c_1 e^0 + c_2 z + c_3 e^{\lambda z} + c_4 e^{-\lambda z} \quad (3-30)$$

假设  $\phi_p = AZ^2 + BZ^3$ , 并代入式(3-27)得,

$$\phi_p = -(m_z/2\lambda^2 EI_w) Z^2 \quad (3-31)$$

则

$$\phi = c_1 e^0 + c_2 z + c_3 e^{\lambda z} + c_4 e^{-\lambda z} - (m_z/2\lambda^2 EI_w) Z^2 \quad (3-32)$$

指数项写成双曲函数,可得

$$\phi = A + BZ + C \cosh(\lambda z) + D \sinh(\lambda z) - (m_z/2\lambda^2 EI_w) Z^2 \quad (3-33)$$

为了解得方程(3-26)和方程(3-33),同样需要边界条件。

配合结构状态,存在着下列的边界条件:

固端:

$$\phi = 0 (\text{无扭转}), \phi' = 0 (\text{无斜率})$$

铰端:

$$\phi = 0 (\text{无扭转}), Bi = 0 (\text{自由翘曲})$$

自由端:

$$Bi = 0 (\text{自由翘曲}), \phi''' = 0 (\text{无翘曲剪力})$$

连续支承:

$$\phi = 0, \phi'_r = \phi'_l, Bi_r = Bi_l (\text{双力矩})$$

跨内变化点:

$$\phi_r = \phi_l, \phi'_r = \phi'_l, Bi_r = Bi_l$$

其中  $Bi$  为双力矩,且  $Bi = EI_w \phi''$ 。

在钢筋混凝土和预应力混凝土结构中,由于截面翘曲反应所引起的正应力和剪应力与基本弯曲和扭转的应力值相比甚小,因此一般采用纯扭转理论来分析已经足够,但对于薄壁截面的钢结构而言,宜采用翘曲扭转理论分析。

### 3.3 曲线梁理论

#### 3.3.1 一般微分方程

建立曲线梁的微分方程是基于弹性理论。

弹性理论的一般假设如下:①假设物体是连续的,即物体中的应力、形变、位移等量是连续



的;②假设物体是匀质的和各向同性的,即物体内部各部分的物理性质是相同的;③假设物体是完全弹性的,即在外荷载去除后物体完全恢复其原来形状而没有任何残余变形,同时材料符合虎克定律;④假设物体的变形是很小的,即物体变形而产生的位移,与物体的尺寸相比是微小的;⑤假设物体内部无初应力,即在荷载或温度变化等作用之前,物体内部没有应力。

弹性理论的基本分析方法是建立微分方程,具体步骤是取微分体建立外荷载与内力之间的平衡方程和建立内力与变形之间的几何方程,然后联立方程组消元最终建立外荷载与变形之间的微分方程。

### 1) 微梁段的平衡方程

对于如图 3-10a) 所示的曲线梁,截面形心为  $G$ ,  $C$ , 截面剪切中心为  $S$ ,  $C$ , 通常建立沿剪切中心轴的切线方向为  $z$  轴, 曲线向心方向为  $x$  轴, 垂直曲线平面向下为  $y$  轴的三维动直角坐标系。

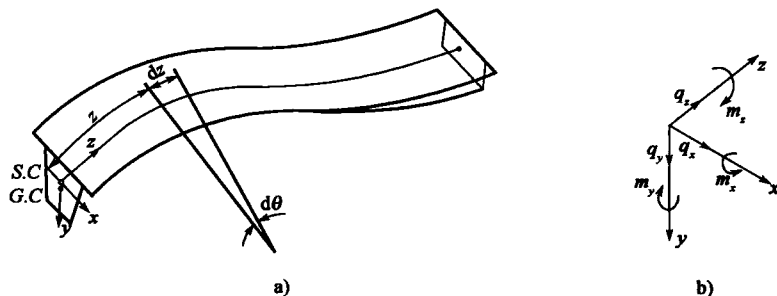


图 3-10 三维直角动坐标系

为了研究曲梁的一般特性,从曲梁上截取一小微段  $dz = R d\theta$ 。一般情况下,梁的微段上可能有 6 种类型荷载作用,即三个沿坐标轴方向作用的分布荷载  $q_x$ 、 $q_y$  和  $q_z$  以及三个绕坐标轴作用的分布扭矩  $m_x$ 、 $m_y$  和  $m_z$ ,其正方向(符合右手螺旋定则)如图 3-10b) 所示。在上述荷载作用下,微段上的起始端的截面内力为轴力  $N$ 、扭矩  $T$ 、剪力  $Q_x$  和  $Q_y$ 、弯矩  $M_x$  和  $M_y$ ,经过微分长度  $dz$ ,在微段的末端截面产生相应的微分增量,截面内力为轴力  $N + \frac{\partial N}{\partial z} dz$ 、扭矩  $T +$

$\frac{\partial N}{\partial z} dz$ 、剪力  $Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial z} dz$  和  $Q_y + \frac{\partial Q_y}{\partial z} dz$ 、弯矩  $M_x + \frac{\partial M_x}{\partial z} dz$  和  $M_y + \frac{\partial M_y}{\partial z} dz$ 。

利用曲梁微段的六个空间平衡条件,就能得到含有这 6 个未知内力的 6 个方程:

$$\text{由 } \sum F_x = 0: \quad \frac{\partial Q_x}{\partial z} + \frac{N}{r} + q_x = 0 \quad (3-34)$$

$$\text{由 } \sum F_y = 0: \quad \frac{\partial Q_y}{\partial z} + q_y = 0 \quad (3-35)$$

$$\text{由 } \sum F_z = 0: \quad \frac{\partial N}{\partial z} - \frac{N}{r} + q_z = 0 \quad (3-36)$$

$$\text{由 } \sum M_x = 0: \quad \frac{\partial M_x}{\partial z} + \frac{T}{r} - Q_y + m_x = 0 \quad (3-37)$$

$$\text{由 } \sum M_y = 0: \quad \frac{\partial M_y}{\partial z} + Q_x + m_y = 0 \quad (3-38)$$



$$\text{由 } \Sigma M_z = 0: \quad \frac{\partial T}{\partial z} - \frac{M_x}{r} + m_z = 0 \quad (3-39)$$

对上述六个平衡方程消去剪力项  $Q_x$ 、 $Q_y$  和轴力  $N$  后,可以简化为如下三个基本平衡方程:

$$\frac{\partial^3 M_y}{\partial z^3} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial M_y}{\partial z} = \frac{\partial q_x}{\partial z} - \frac{q_z}{r} - \frac{\partial^2 m_y}{\partial z^2} - \frac{m_y}{r^2} \quad (3-40)$$

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial z^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial T}{\partial z} = -q_y - \frac{\partial m_x}{\partial z} \quad (3-41)$$

$$\frac{\partial T}{\partial z} - \frac{M_x}{r} = -m_x \quad (3-42)$$

式(3-40)~式(3-42)就是曲线梁的三个基本平衡方程。

若  $r \rightarrow \infty$ , 并令  $m_x = 0$  和  $m_y = 0$ , 则得到直梁的六个基本平衡方程:

$$\frac{\partial Q_x}{\partial z} = -q_x, \quad \frac{\partial Q_y}{\partial z} = -q_y, \quad \frac{\partial N}{\partial z} = -q_z$$

$$\frac{\partial M_x}{\partial z} = Q_y, \quad \frac{\partial M_y}{\partial z} = -Q_x, \quad \frac{\partial T}{\partial z} = -m_z$$

## 2) 微梁段的几何方程

图 3-11 为曲线梁相对于纵向轴线  $z$  轴的一般变形图。曲线梁相对于剪切中心轴( $z$  轴)的一般位移有 4 个, 图中所示的位移均为正方向。

图 3-11 中:  $u(z)$ ——轴向位移;

$v(z)$ ——径向位移;

$w(z)$ ——竖向位移;

$\varphi(z)$ ——截面转角。

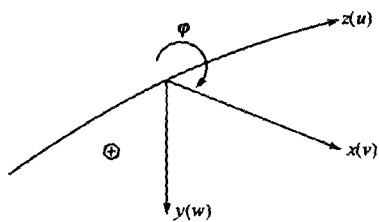


图 3-11 位移与转角

几何方程主要推导轴向绕  $x$  轴、绕  $y$  轴和绕  $z$  轴的扭率方程。其中最为复杂的是绕  $x$  轴和绕  $z$  轴的扭率方程, 因为弯曲变形与扭转变形是耦合在一起, 如图 3-12 所示。

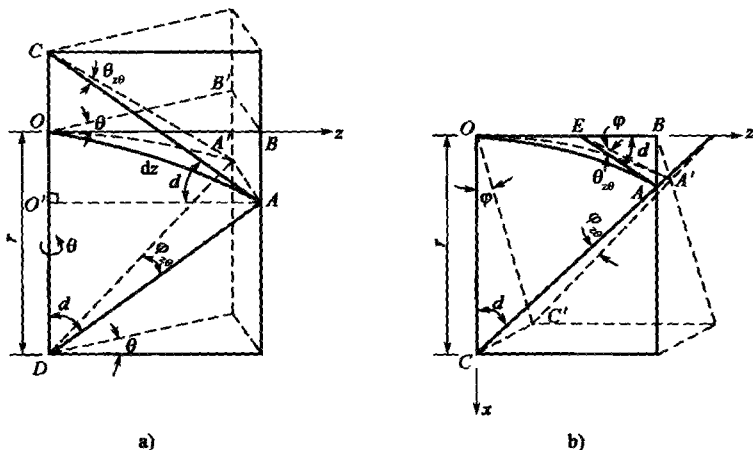


图 3-12 弯曲与扭转变形的几何耦合关系



经过推导得到曲线梁的几何方程为

$$\text{轴向变形} \quad \epsilon_z = \frac{du}{dz} - \frac{v}{r} \quad (3-43)$$

$$\text{绕 } x \text{ 轴曲率} \quad k_x = \frac{d^2 w}{dz^2} - \frac{\varphi}{r} \quad (3-44)$$

$$\text{绕 } y \text{ 轴曲率} \quad k_y = \frac{d^2 v}{dz^2} + \frac{v}{r^2} \quad (3-45)$$

$$\text{绕 } z \text{ 轴曲率} \quad k_z = \frac{d\varphi}{dz} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dz} \quad (3-46)$$

从式(3-43)~式(3-46)中若使  $r \rightarrow \infty$ , 则得到直梁的几何方程

$$\epsilon_z = \frac{du}{dz}, k_x = \frac{d^2 w}{dz^2}, k_y = \frac{d^2 v}{dz^2}, k_z = \frac{d\varphi}{dz}$$

### 3) 微梁段的微分方程

应用几何方程, 按照一般弹性体材料力学原理将截面内力与变形联系起来, 即

$$N_z = EA\epsilon_z \quad (3-47)$$

$$M_x = -EI_x k_x \quad (3-48)$$

$$M_y = EI_y k_y \quad (3-49)$$

$$T = -EI_w \frac{d^2 k_z}{dz^2} + GI_d k_z \quad (3-50)$$

式中:  $A$ ——梁的截面面积;

$E$ ——弹性模量;

$G$ ——剪切模量;

$I_x, I_y$ ——相应为绕  $x$  和  $y$  轴的抗弯惯矩;

$I_d$ ——绕  $z$  轴的抗扭惯矩;

$I_w$ ——梁的扇性惯矩(或称翘曲常数)。

将式(3-43)~式(3-46)相应代入式(3-47)~式(3-50)后, 得到

$$N_z = EA \left( \frac{du}{dz} - \frac{v}{r} \right) \quad (3-51)$$

$$M_x = -EI_x \left( \frac{d^2 w}{dz^2} - \frac{\varphi}{r} \right) \quad (3-52)$$

$$M_y = EI_y \left( \frac{d^2 v}{dz^2} + \frac{v}{r^2} \right) \quad (3-53)$$

$$T = -EI_w \left( \frac{d^3 \varphi}{dz^3} + \frac{1}{r} \frac{d^3 w}{dz^3} \right) + GI_d \left( \frac{d\varphi}{dz} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dz} \right) \quad (3-54)$$

再将式(3-51)~式(3-54)与平衡方程(3-40)~平衡方程(3-42)联立求解, 得到

$$\frac{EI_w}{r} w'''' - \frac{EI_x + GI_d}{r} w'' + EI_w \varphi'''' - GI_d \varphi'' + \frac{EI_x}{r^2} \phi = m_z \quad (3-55)$$

$$\left( EI_x + \frac{EI_w}{r^2} \right) w'''' - \frac{GI_d}{r^2} w'' + \frac{EI_w}{r} \varphi'''' - \frac{EI_x + GI_d}{r} \varphi'' = q_y + \frac{\partial m_x}{\partial z} \quad (3-56)$$

$$EI_y \left( v'''' + \frac{2}{r^2} v''' + \frac{2}{r^4} v' \right) = \frac{\partial q_x}{\partial z} - \frac{q_z}{r} - \frac{\partial^2 m_y}{\partial z^2} \quad (3-57)$$



从以上三个微分方程中可以看出,式(3-57)中只包含一个位移量,即横向位移  $v(z)$ ,可以独立求解。而式(3-55)和式(3-56)中都含有  $w(z)$  和  $\varphi(z)$  两个未知变形量,因此必须联立求解。 $w(z)$  和  $\varphi(z)$  之间的耦合作用,决定了弯梁桥计算中的弯矩与扭矩之间也必然存在耦合作用,即在外荷载作用下,梁截面内产生弯矩的同时必然伴随着产生扭矩,反之亦然。

经过数学演算推导式(3-55)和式(3-56),可以消去位移  $w$  变量,得到关于变量  $\varphi(z)$  的 6 阶微分方程:

$$\begin{aligned} EI_w \varphi'''' + \left( \frac{2EI_w}{r^2} - GI_d \right) \varphi'''' + \frac{1}{r^2} \left( \frac{EI_w}{r^2} - 2GI_d \right) \varphi'' - \frac{GI_d}{r^2} \varphi \\ = \frac{EI_x + GI_d}{rEI_x} q_y - \frac{I_w}{rI_x} q_y'' + \frac{EI_x + GI_d}{rEI_x} m_x' - \frac{I_w}{rI_x} m_x''' - \frac{GI_d}{r^2 EI_x} m_z + \frac{I_w + r^2 I_x}{r^2 I_x} m_z'' \end{aligned} \quad (3-58)$$

求解式(3-58)一般采用傅里叶级数求解。然而即使对于最简单的单跨简支曲线梁的情况,鉴于各种变形和内力计算式收敛速度的不一致,导致为了得到比较精确的解答,也要涉及谐数取项的问题,更何况考虑支承条件变化以及荷载移动等情况,会导致求解的更大困难。现在工程实践中已不采用直接求解微分方程的方法了。有兴趣的读者可以参阅文献[6]。直梁桥荷载作用可以分为弯曲和扭转,但曲梁桥则不存在两个截然不同的状态,即弯曲与扭转始终耦合存在,这是值得注意的。

### 3.3.2 曲梁结构变形与支承布置

#### 1) 概述

由于曲线梁在平面外形上的特殊性,使得曲线梁的质量重心通常是位于杆轴线两端连线之外,这就造成即便杆件只承受自重荷载,结构除产生弯矩外,还会产生扭矩。曲梁结构在弯扭耦合作用下,结构变形比直梁复杂,因而结构支承方式也比直桥复杂。

对于直梁来讲,若荷载作用在剪切中心,则结构只发生弯曲;若荷载偏心作用,则会在产生弯曲变形的同时也产生扭转变形。对于曲梁来讲,则无论荷载作用在什么位置均同时产生弯曲和扭转变形,这是直梁和曲梁的区别。正是由于直弯梁的变形不同,才造成在支座布置上也有所不同。因此,掌握弯梁桥的变形规律和支撑布置至关重要。

#### 2) 曲梁平面内变形与限位措施

直梁结构的平面内变形,根据外荷载的作用方式较容易确定,如温度荷载作用下,结构沿横向和纵向两方向的变形可分别计算,无需叠加;曲梁结构的平面变形则不同,由于弯曲和扭转耦合变形原因,结构沿横向( $\Delta v$ )和纵向( $\Delta u$ )两方向的变形不可分别计算,如图 3-13 所示。不仅温度作用如此,其收缩徐变、预应力、制动力、离心力、地震力和风荷载等作用亦是如此。这也是直梁一般可按平面杆系结构计算,而曲梁则须按空间单元计算的原因。

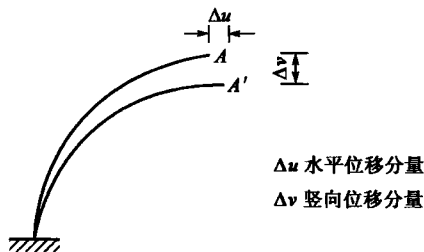


图 3-13 曲梁平面变形



虽然曲梁平面变形较为复杂,但根据荷载作用力的方向可以大致判别平面变形情况:对于温度作用,曲梁弧段膨胀或缩短,此时弧段的半径变化而圆心角不变,即半径  $r_0 \rightarrow r$ ,而圆心角  $\varphi_0 = \varphi$ ;对于预应力作用,曲梁弧段的变形与预应力布置有关,一般讲弧段的半径和圆心角都在变化,即半径  $r_0 \rightarrow r$ , $\varphi_0 \rightarrow \varphi$ ;对于收缩徐变作用,曲梁弧段的变形与温度、预应力作用有关,一般讲弧段的半径和圆心角都在变化,即半径  $r_0 \rightarrow r$ , $\varphi_0 \rightarrow \varphi$ ;对于制动力、风力、地震力作用,曲梁弧段的变形与这些力的作用点和方向有关,一般讲弧段的半径和圆心角都在变化,即半径  $r_0 \rightarrow r$ , $\varphi_0 \rightarrow \varphi$ 。

无论何种荷载作用下的曲梁结构平面内变形计算,首先都要确定结构不动点位置。关于结构不动点目前通常的定义为:“在桥梁结构的形心面上存在这样一个点  $O_0$ ,当结构上所有质点由于外界因素(如温度、徐变等)而产生应变时,点  $O_0$  保持不动,此点  $O_0(x_0, y_0)$  即为不动点(也有称中性点或静止点)”。图 3-14 为结构不动点示意图。关于结构不动点  $O_0$  的位置在邵容光教授的《混凝土弯梁桥》一书中给出了详细的推导,本书不再赘述。

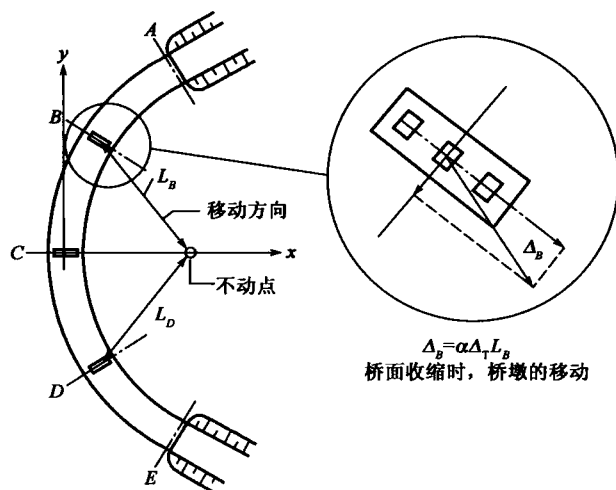


图 3-14 弯梁结构的不动点示意图

不动点位置的坐标,主要取决于上部结构的几何形状、桥墩位置、支座布置方式、支座的剪切刚度等因素。在直梁桥中,不动点总是位于桥梁的中轴线上。对于曲线梁桥的不动点,则并不位于桥梁的中轴线上,而是位于上部结构的平面图形以外,其位移情况如图 3-14 所示。显然,在图 3-14 中求出 B 墩(或任意墩台)墩顶的位移大小、方向和作用点后,即可顺利地按一般力学方法去设计桥墩(台)和支座了,由图 3-14 可知在 B 点的位移量为  $\Delta_B$ :

$$\Delta_B = \alpha \Delta_T L_B$$

式中: $\Delta_T$ ——温差;

$L_B$ ——由不动点到计算点之间的距离。

分析曲梁平面变形的目的主要有两个:①正确设置梁端的伸缩缝;②增设曲梁在中墩处的横向限位装置。前者由于弯桥几何形状的不同,伸缩缝构造的设计必须与变形紧密相连,但实际设计中一般很难做到桥头伸缩缝构造的设置与位移方向完全一致,因此弯桥伸缩缝的选取一般要大于同等跨径的直桥,即按其最大位移点作为选取伸缩缝型号的依据;后者是为了对温度、收缩徐变、预应力作用下的横向位移加以控制,如果对这种横向变形不加以控制,任其自由



变形,对结构会产生不利的结果,设计者寄希望弯结构平面内变形总是沿着结构切线方向移动才好。为达到这一目的,可以通过设置不同支座类型,如固定支座、单向支座和多项支座来现实。某立交匝道桥支座设置如图 3-15 所示。

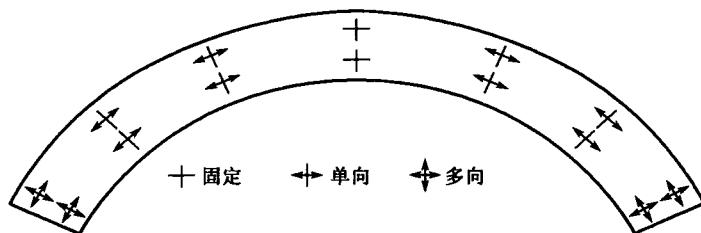


图 3-15 某立交匝道桥支座设置

防止横向位移也不能盲目地设置较多的固定支座或单向支座,因为对于桥墩较低的桥跨,这必然增加下部结构的内力,同时主梁也会承担一定的横向弯矩。对于这种情况,可以采用双向活动支座+侧向弹性支承的方法解决,如图 3-16 所示。

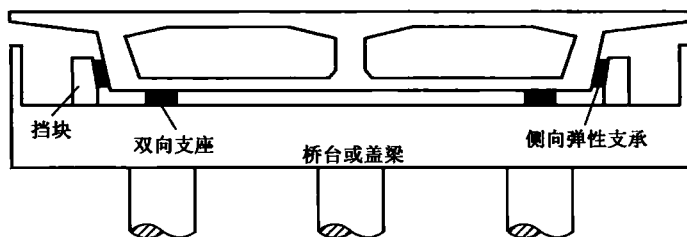


图 3-16 弹性支承设置示意图

在容许活动端可采用在构造上容许梁端发生切向位移和平面内旋转的变形,但限制其径向位移,这种方法是一种比较合理和经济的计算图式,可以不必采用在容许活动端既限制平面内旋转变形又限制其径向位移的构造措施。计算结果表明,在允许活动端发生转角位移的情况下,可显著减小垂直轴线方向的约束力,而且端部的转角极小,这对于使用橡胶型伸缩缝不会带来困难。

值得指出的是,上述计算公式仅适用于不动点(固定支座)设置在左桥台,且为等半径圆环的情况。如果在左桥台不设置固定支座,且各个支承点(墩)具有不同的抗推刚度时,则其不动点并非在左桥台上了。因而根据支承布置方式的不同,应首先计算出平面内变形的不动点位置,然后才能计算出各支墩处的变形大小和方向。

为了使容许活动端的平面内变形能沿着切线方向位移,满足桥头伸缩缝的装置的要求,德国曼哈姆老莱茵河桥,共 19 孔,总长为 525m,有各种不同的平面曲线半径,该桥就是通过桥墩上设置横向限制装置迫使该弯桥的纵向变形沿着桥轴线变化。为了使该桥桥墩能承受垂直于桥轴方向作用的力矩,桥墩横方向的抗弯强度应予以设计和验算。当桥面很宽时,由于桥面板在平面内的弯曲刚度很大,因而在限制径向位移装置中的强制力有可能较大,会使桥墩的设计带来很大困难。为此,可将宽桥分割成两个“半桥”,也即在中间分隔带处设置纵向断缝,以使横桥向的少量变形可由这条纵向断缝来适应,但是这条纵向断缝的构造应进行专门设计。





### 3) 曲梁扭转变形与抗扭支承布置

直梁桥如果荷载作用在剪切中心,那么只会产生弯曲变形不会产生扭转变形;曲梁桥则不同,无论荷载作用在哪里均会产生扭曲变形,而且支承位置的不同,扭曲变形的方式也不一样。对扭曲变形的认识最终体现在抗扭支承的设置上。目前曲梁桥支承布置形式沿梁径向一般有兩種类型:抗扭型支承(多支点或墩梁固接)和单支点铰支承;沿环向布置一般也分两种形式:静定布置和超静定布置。综合起来,以单跨曲梁为例,可分四种布置形式,如图 3-17 所示。至于多跨布置一般为这四种布置形式的组合。

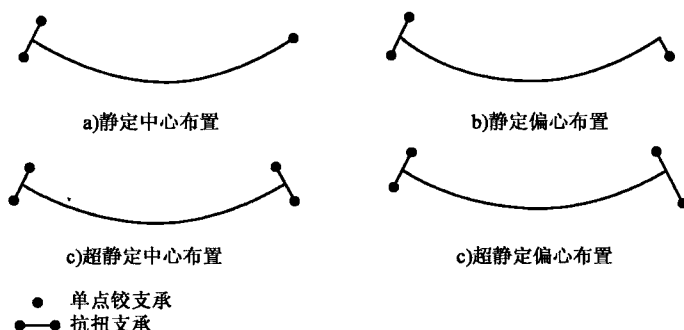


图 3-17 单跨弯梁桥的支承布置

对于多跨曲梁桥,边墩或桥台一般布置抗扭支承,因为在恒活等外荷载作用下,梁端产生的扭转变形比一般位置要大,从而造成梁端与桥台背墙间产生上下相对变形,这将导致支座脱空或伸缩缝破坏。为了保证边支座不脱空及伸缩缝正常工作,一般在两端的桥台处设置能抵抗外扭矩的抗扭型支承。连续曲梁桥中间支承情况可分三类:

#### (1) A 型

全桥各墩、台上均设置抗扭双支座(图 3-18),采用该类布置方案时,固定支座一般布置在中间桥墩顶面上的内弧一侧。如果连续的桥孔不多或者全桥的总长不太长时,也可将固定支座设置在一端的桥台上。

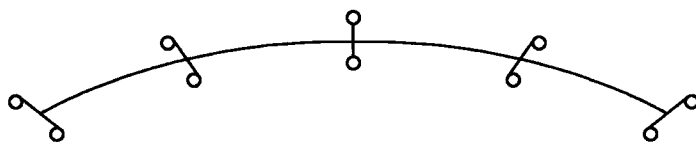


图 3-18 A 型连续梁支座布置

#### (2) B 型

两端桥台上设置抗扭支座,其余均为单点铰支座(如图 3-19),这类支座布置方案适合于城市高架桥,它可将支座设置在独柱墩上,将中间的单点铰支座进行预偏心布置,以改善对梁的抗扭功能。

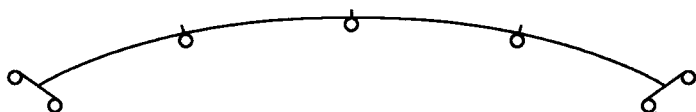


图 3-19 B 型连续梁支座布置



### (3) C 型

C 型又称混合型,即中间桥墩上单点铰支座与抗扭双支座兼有(图 3-20),这类支座布置方案克服了 B 型方案的缺点,但是如果只在中间一个桥墩上设置抗扭双支座时,就必须验算该桥墩的横桥向抗弯刚度。

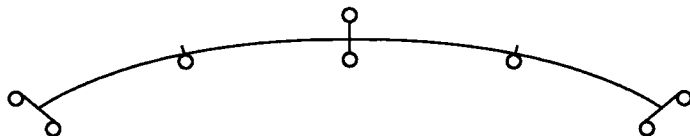


图 3-20 C 型连续梁支座布置

在独柱式点铰支承桥墩的连续弯梁桥中,上部结构的传来的这些扭转是不能通过这些点铰支承传到基础上去的,而一般都是由桥的两端通过设置抗扭支承的桥台来传递扭矩的,所以,中支点的作用只是起到减小弯曲长度的作用。为了使配筋设计更合理,故可在各中墩的点铰支承处,给以一定的横向预偏心,这就可人为地达到调整梁内扭矩分布的目的,以控制沿梁长方向梁内的扭矩峰值(图 3-21)。

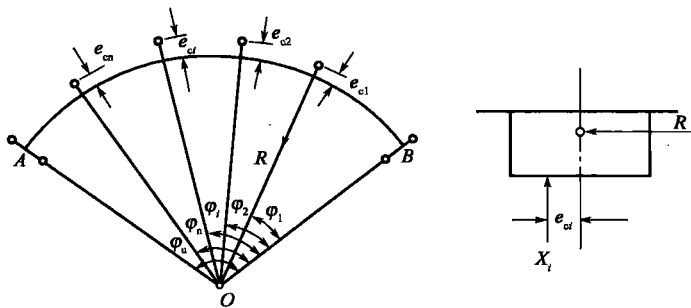


图 3-21 弯梁桥的支点预偏心设置

值得注意,为追求美观,或者桥梁基础与地下建筑物之间有冲突时,不少设计者笼统地将所有中间墩都设置成轻巧的独柱墩,墩顶设置单支座。这样使得梁的抗扭长度变大了,降低了桥梁的安全性,往往得不偿失。因此对于曲梁桥来说尽量不采用单铰支承形式也是防治病害的关键。从安全考虑,可适当增加抗扭支撑,减小梁的抗扭长度,减小结构内力。在工程上可将独柱墩的横向刚度适当增大,并将其顶部扩大成榔头状,或采用 Y 形墩头并在上面放置双支座。这样既达到了抗扭的效果,又不会对结构的美观造成太大影响,还增加了桥下的透空度。

#### 4) 小半径弯桥预偏心设置

对于直桥而言,在对称的下部结构支承的情况下,其本身已经处于自身的平衡状态。在自重和预应力荷载作用下,各个梁的内力分布和位移变形是一致的,只有在活载的作用下,对各梁才会产生横向不均匀的内力和位移,对主梁才会产生扭矩和扭转变形,活载消失后主梁又恢复其平衡状态。

对于弯梁桥,在恒载作用下就会产生扭矩,如果中间各墩的支承位置也像直桥那样布置在桥梁中线上,那么由于平面曲率的影响,在自重和预应力荷载作用下,内外梁(肋)会产生向上



或向下的不均匀变形,也就是说会使主梁发生扭转变形。实践证明这种变形是相当大的,是用肉眼能直接观察到的变形,有的可使梁端部支座脱空几厘米。在活载作用下这种变形会加大,虽然有足够的抗扭配筋,对这种结构如不进行处理,也会造成重大桥梁事故。

中间支座为点铰式且无偏心的弯梁的偏心力矩为  $R \times \Delta e$  ( $R$  为支座反力,  $\Delta e$  为偏心量),这个力矩将使弯梁产生分布内扭矩(边跨内扭矩最大),且符号与无偏心时的边跨扭矩相反,中间支座无偏心时外荷载产生的扭矩图与中间支座偏心力矩产生的扭矩图叠加,使梁端截面的扭矩绝对值大大减小。但同时,边跨其他截面的扭矩绝对值可能会有所增加。适当地选取支座偏心值,可使边跨最大正扭矩与最大负扭矩的绝对值接近相等,以保证不产生过大的扭矩。

预设支座预偏心常用的方法有:扭矩中值法、试算法、弯梁重心线法、最小扭转应变能法和影响矩阵的最小扭转应变能法等。

### (1) 扭矩中值法

具体选用各墩的预偏心距  $e$  时,可先根据最不利荷载作用下,绘制扭矩包络图,即可得出每一跨的  $T_{\min}$  和  $T_{\max}$ 。令其中绝对值最大的截面为临界截面,而另一个扭矩控制截面为辅助临界截面。为了达到扭矩重分布的目的,利用适当的偏心矩和支点反力所产生的反扭矩来平衡由外荷载产生的部分扭矩,故可用下式试算要平衡的扭矩值:

$$T_b = \pm (T_{\min} + T_{\max})/2$$

然后在各个没有抗扭支座的位置轮流作用一个单位偏心矩,通过结构分析得到临界截面和辅助临界截面处的影响扭矩。由于支点反扭矩和偏心距之间大致呈线性关系,故可以知道各个支承点产生单位偏心矩的临界截面和辅助临界截面影响量。由于已经预估了要求平衡的扭矩值  $T_b$ ,因此就可以用简单的叠加给各支承设置一个人为偏心值,以使满足扭矩包络图均衡性。比较各种偏心设置的方案,从中得到较优方案。

### (2) 试算法

为了合理地选择偏心值,借助计算机,用试算的方法确定偏心值,其流程如图 3-22 所示。

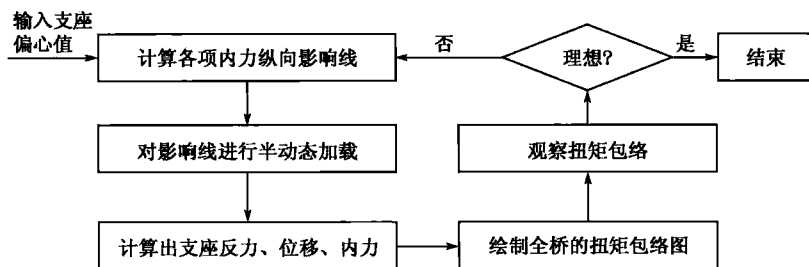


图 3-22 试算法流程图

### (3) 曲梁重心线法

提出寻找曲梁重心线、求解结构的支反力,使得二者在一定条件下平衡来确定合理偏移量。从物体的平衡角度考虑,由于弯桥是扇形结构,存在重心偏离结构轴线的问题。如果可以确定结构的重心线(单位弧长重心的连线),使得支座偏移引起的扭矩与重心偏置引起的扭矩相抵消,则结构在自重作用下受力达到相对平衡状态,弯桥对外边界的影响及结构变形均可达



到一个相对合理的状态。

#### (4) 最小扭转应变能法

以全桥的扭转应变能作为目标函数,支座的预偏值作为施调变量,使目标函数最小来求得合理支座预偏量,这种方法目标明确,计算简单,易于编程,但不能考虑支座预偏量受其他因素如最大应力、最大挠度、最大偏移量等的限制。

#### (5) 影响矩阵的最小扭转应变能法

通过求解影响矩阵,将合理支座预偏量计算转换成为线性代数方程求解,并与其他限制条件形成条件极值,克服了最小扭转应变能法的不足之处。

#### 5) 支承布置的总体原则

曲线梁桥的支承布置要从平面变形和扭曲变形两方面综合考虑,尤其是具有独柱支承的小半径曲线梁桥更要全面考虑。在曲线梁桥选择支承方式时,可遵循以下原则:

(1) 对于较宽的桥(桥宽  $B > 12\text{m}$ )和曲率半径较大(一般  $R > 100\text{m}$ )的曲线梁桥,由于主梁扭转作用较小,桥体宽要求主梁增加横向稳定性,故在中墩宜采用具有抗扭较强的多柱或多支座的支承方式,亦可采用墩柱与梁固接的支承形式。

(2) 对于较窄的桥(桥宽  $B \leq 12\text{m}$ )和曲率半径较小(一般  $R \leq 100\text{m}$ )的曲线梁桥,由于主梁扭转作用的增加,尤其在预应力钢束径向力的作用下,主梁横向扭矩和扭转变形很大。由于桥窄因此宜采用独柱墩,但在选用支承结构形式时应视墩柱高度不同而确定。较高的中墩可采用墩柱与梁固接的支承结构形式。较低的中墩可采用具有较弱抗扭能力的单点支承的方式,这样可有效降低墩柱的弯矩和减小主梁的横向扭转变形。但这两种支承方式都需对横向支座偏心进行调整。

(3) 注意墩柱截面的合理选用。当采用墩柱与梁固接的支承形式时就必须注意墩柱的弯矩变化。在主梁的扭转变形过大同时墩柱弯矩也很大(一般墩柱较矮)的情况下,宜采用矩形截面墩柱。因为矩形截面沿主梁纵向抗弯刚度较小,而沿主梁横向抗弯刚度较大,这样既减小了墩柱的配筋又降低了主梁的横向扭转变形,更适合其受力特点。

(4) 所有中墩支座,尽可能横桥向位移固定,并采用盆式或普通板式橡胶支座形式。当桥长较大(如大于  $100\text{m}$ ),梁端支座应能顺桥向自由滑动、横桥向位移固定,可采用盆式橡胶支座,或附加了横桥向位移固定装置的四氟板橡胶支座,此外,梁端间隙和伸缩缝构造,应保证在最大升温条件下,梁能够不受阻碍地自由伸缩变形;当桥长较小时,梁端支座可以采用普通板式橡胶支座。“梁端设普通板式橡胶支座、所有中墩设横桥向自由滑动的盆式支座”对曲线梁桥是危险的,应绝对避免。

(5) 当曲线梁桥比较宽、各墩也较宽时,应注意温度变化时由于曲线梁水平弯曲变形在墩顶产生的横桥向水平作用力可能会比较大,尤其是当所有中墩支座均为横桥向位移固定时。

(6) 一般说来,设置偏心距值的大小,使桥两端内外侧支座的正负扭矩值接近为好。可见,对于曲率半径较小,自重较轻的连续弯箱梁,在全桥设置双支座,对改善曲线桥梁内外侧支座反力的分布,减小内侧支座的负反力是一个有效的办法。

(7) 对中间的单支座而言,无论在恒载、活载还是预应力作用下,曲率半径的变化对其支座反力的大小几乎没有影响,对桥两端的双支座来说,在活载作用下,半径的变化对其支座反力



的影响不大(大约不到 5%),可是在恒载和预应力作用下,曲率半径的变化却对其支座反力的影响极大,随着半径的减小,弯箱梁的外侧支座反力逐渐加大,内侧支座反力逐渐减小,而且变化幅度很大。就桥两端内外侧支座反力的分布而言,偏心距的变化对于活载所产生的支座反力几乎没有影响,对预应力产生的支座反力影响也不大,而对于恒载所产生的支座反力却影响极大。

(8)对于除了端支座外其他均为单支座形式的小半径曲线预应力连续梁桥,应采取有效的构造措施避免内侧端支座脱空。可采取的措施有调整预应力束布置形式、设置拉力支座、增大端支座的间距、合理设置单支座的预偏心、单支点处设置必要的限位装置等。

(9)除了端支座外其他均为单支座形式的小半径曲线预应力连续梁桥的计算分析,应避免采用曲线梁格法,可采用空间有限元程序的空间曲梁单元、壳单元、实体单元等形式分析。

## 3.4 箱梁理论

### 3.4.1 概述

目前曲线梁桥一般都采用箱形截面,因为箱形截面具有良好的结构性能,尤其是抗扭刚度大的优点,因此对箱梁理论有必要单独阐述。曲线箱形梁在外荷载(无论对称还是非对称)作用下,由于耦合作用既产生弯曲又产生扭转,如果细分又可分为四种基本变形状态,如图 3-23 所示。

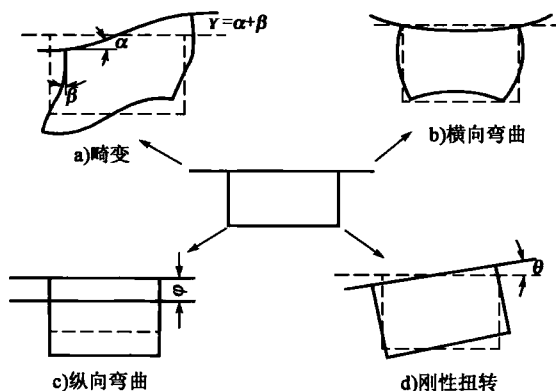


图 3-23 箱梁四种基本变形形态

综合四种效应,曲线箱梁在外荷载作用下的截面应力如下。

纵向正应力:  $\sigma_x = \sigma_w(\text{纵向弯曲}) + \sigma_s(\text{约束扭转}) + \sigma_q(\text{畸变})$ ;

剪应力:  $\tau = \tau_w(\text{纵向弯曲}) + \tau_s(\text{约束扭转}) + \tau_q(\text{畸变}) + \tau_z(\text{自由扭转})$ ;

横向弯曲正应力:  $\sigma_y = \sigma_h(\text{活载}) + \sigma_t(\text{畸变})$ 。

在纵向应力中,  $\sigma_w(\text{纵向弯曲})$  是主要应力,  $\sigma_s(\text{约束扭转})$  和  $\sigma_q(\text{畸变})$  是次要应力。尤其在大跨径预应力混凝土桥梁中,恒载引起的弯曲正应力占总应力的 70% 以上,畸变和约束扭转引起的正应



力数值较小;在剪应力中, $\tau_w$ (纵向弯曲)是主要应力, $\tau_s$ (约束扭转)、 $\tau_q$ (畸变)和 $\tau_z$ (自由扭转)是次要应力;在横向弯曲应力中, $\sigma_h$ (活载)是主要应力, $\sigma_t$ (畸变)是次要应力。《高等桥梁结构理论》(项海帆,人民交通出版社,2001年4月)一书中给出一个算例:两端固接箱梁跨径114m,作用汽车超—20级荷载。计算结果如表3-1。表中最大翘曲扭转正应力发生在跨中截面,最大翘曲扭转剪应力发生在固端截面,两者数值不大。

算 例 结 果

表 3-1

位 置	项 目	数 值(kPa)
固定端	翘曲扭转正应力	55.14(上角隅),39.77(下角隅)
	自由扭转剪应力	345.4(上板),157.0(腹板),109.3(下板)
	约束扭转剪应力	4.9(上板),-2.5(腹板),2.03(下板)
跨中截面	翘曲扭转正应力	98.9(上角隅),98.9(下角隅)
	自由扭转剪应力	数值较小
	约束扭转剪应力	数值较小

对上述纵向正应力、剪应力和横向弯曲应力的分析,实际上可以归结为箱梁的剪力滞分析、扭转分析和横向弯曲分析。扭转分析本章3.2节已做介绍,本节重点介绍剪力滞效应和横向弯曲效应。

### 3.4.2 剪力滞效应分析

#### 1) 剪力滞定义

在材料力学中,认为平截面假定为材料力学的一个变形假设,即垂直于杆件轴线的各平截面(杆的横截面)在杆件受拉伸、压缩或纯弯曲而变形后仍然为平面,并且同变形后的杆件轴线垂直,此时,弯曲正应力沿梁宽方向是均匀分布的。可是,在实际工程中,当杆件上不仅有力矩,而且还有剪力时,横截面在变形后不可能为平面。对于细长杆来说,剪力引起的变形远小于弯曲变形,仍然可以近似应用平截面假定,但是对于箱形梁严格来说,平截面假定不再适用。

在箱形梁发生弯曲时,翼板上的剪应力是不均匀分布的,因此剪切变形也是不均匀的,在肋板与翼板交接处最大,向两边依次减小,导致弯曲正应力的分布也是不均匀的,呈曲线形状,这种现象称为剪力滞效应。为了更好地描述曲线箱梁剪滞效应,通常都会采用曲线剪力滞系数 $\lambda$ ,曲线剪力滞系数 $\lambda$ 表示如下:

$\lambda$  = 曲线箱梁截面各点的正应力/曲线梁截面的平均正应力(初等梁)

这一系数既可描述曲线箱梁横截面上纵向应力分布的不均匀情况,也可反映工程应用中所关心的某点应力情况。 $\lambda$ 的求法为:将上顶板和下底板的应力积分出总的应力,然后除以顶板宽度和底板宽度,求出平均应力,再用上顶板和下底板各个点的应力除以上下底板的平均应力,就会得出各个特征点的剪力滞系数。可以理解,当 $\lambda > 1$ 时,翼板与肋板相接处的正应力比远离肋板的正应力大,此时为正剪力滞;反之,当 $\lambda < 1$ 时,为负剪力滞。

以浙江下沙大桥为例(悬臂施工的箱梁)分析剪力滞纵向分布,图3-24显示正负剪力滞截面分布和纵向分布规律。图中虚线表示按照初等梁理论计算的弯曲正应力,实线为实际应力状态。

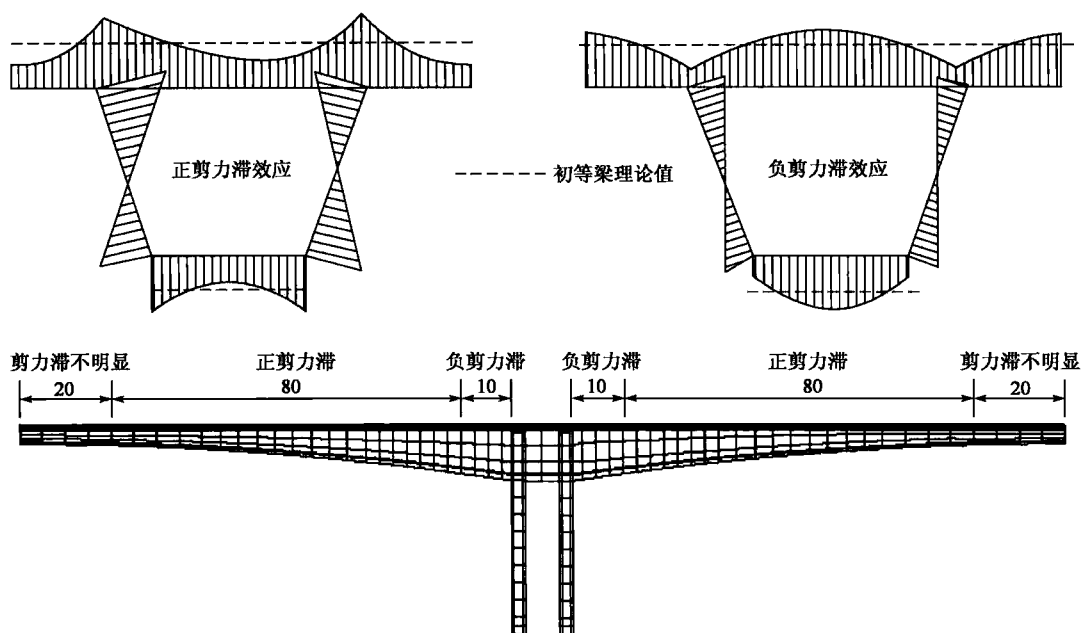


图 3-24 浙江下沙大桥剪力滞效应分布(尺寸单位:m)

在工程实际中,设计者有时会忽略剪力滞效应,低估箱梁腹板和翼板交接处的挠度和应力,从而导致安全隐患。如 1969~1971 年在欧洲不同地方相继发生了四起箱梁失稳或破坏事故,经桥梁专家们的研究和分析,发现其中有一个共同的错误就是没有认真对待剪力滞效应,因此导致应力过分集中造成桥梁的失稳和局部破坏。又如广东省的佛陈大桥、乐从立交桥、江湾立交桥、顺德立交桥、文沙大桥等出现桥梁翼板横向裂缝,据资料显示其主要原因也是未考虑剪力滞,致使实际应力大于设计应力,不能满足翼板承载力的要求而出现裂缝。因此对待箱梁剪力滞效应应充分重视。

## 2) 剪力滞效应的解法

目前对剪力滞效应的研究方法主要为解析法、数值法及半解析数值解法(简称半解析法,即解析与数值结合法)。

### (1) 剪力滞效应的变分法

解析法中的能量变分法是目前工程上使用最多的方法之一,是 1946 年由 E. Reissner 最先提出来的。这种方法不仅能描绘出任意截面剪滞效应的函数图像,而且还可以定性分析

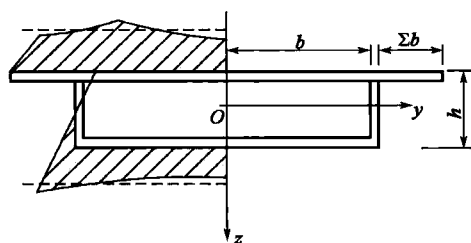


图 3-25 单箱单室箱形截面图

每种不同参数的影响情况,在桥梁初步设计中,颇受工程师的欢迎。

本书以单箱单室箱形截面为例(图 3-25),来说明剪力滞效应的计算原理。

首先引入两个广义位移,梁的竖向挠度  $w(x)$  与纵向位移  $u(x, y)$ ,且假定翼板的纵向位移沿横向为三次抛物线分布,即:



$$\omega = \omega(x)$$

$$u(x, y) = h_i \left[ \frac{d\omega}{dx} + \left( 1 - \frac{\bar{y}^3}{b^3} \right) u(x) \right]$$

式中:  $u(x)$ ——翼板剪切变形的最大差值;

$h_i$ ——箱截面竖向  $z$  坐标。

$$\bar{y} = \begin{cases} y/b & 0 \leq y \leq b \\ (b + \bar{y} - y)/\bar{y} & b \leq y \leq b + \bar{y} \end{cases}$$

结构的总体势能为

$$\Pi = \int M(x) \frac{d^2\omega}{dx^2} dx + \frac{1}{2} \int EI_w \left( \frac{d^2\omega}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{1}{2} I_s \int \left\{ E \left[ (\omega'')^2 + \frac{3}{2} \omega'' u' + \frac{9}{14} (u')^2 \right] + \frac{9Gu^2}{5b^2} \right\} dx$$

式中等号右侧第一项为结构的外力势能,第二项为肋板上的应变能,第三项为翼板上的应变能,  $I_w$  为肋板的惯性矩,  $I_s$  为上、下翼板惯性矩之和。

根据最小势能原理体系总位能的变分等于零,即

$$\delta\Pi = 0$$

可得到下列微分方程及边界条件:

$$\begin{aligned} EI\omega'' + M(x) + \frac{3}{4}EI_s u' &= 0 \\ EI_s \left( \frac{9}{5} \cdot \frac{Gu}{Eb^2} - \frac{9}{14}u'' - \frac{3}{4}\omega''' \right) &= 0 \\ EI_s \left( \frac{9}{14}u' + \frac{3}{4}\omega'' \right) \delta u \Big|_{x_1}^{x_2} &= 0 \end{aligned} \quad (3-59)$$

式(3-59)即为剪力滞基本微分方程。

令  $n = \frac{1}{1 - \frac{7}{8} \cdot \frac{I_s}{I}}$ ,  $k = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{14Gn}{5E}}$  ( $n, k$  称为瑞那斯参数), 式(3-59)可化简为

$$u'' - k^2 u = \frac{7nQ(x)}{6EI} \quad (3-60)$$

$$\omega''' - k^2 \omega'' = k^2 \frac{M(x)}{EI} - \frac{nM''}{EI} \quad (3-61)$$

式(3-60)解的一般形式为

$$u(x) = \frac{7n}{6EI} (c_1 \operatorname{sh} kx + c_2 \operatorname{ch} kx + u^*) \quad (3-62)$$

其中  $u^*$  为仅与剪力  $Q(x)$  分布有关的特解,系数  $c_1, c_2$  由梁的边界条件确定,即当板固支时:

$$u=0, \delta u=0$$





当板非固支时

$$\left( \frac{9}{14}u' + \frac{3}{4}\omega'' \right) \Big|_{x_1}^{x_2} = 0$$

则考虑剪力滞效应的翼板正应力为

$$\sigma_x = E \frac{\partial u(x, y)}{\partial x} = Eh_i \left[ \frac{M(x)}{EI} - \left( 1 - \bar{y}^3 - \frac{3I_s}{4I} \right) u' \right] \quad (3-63)$$

其中,第二项式为考虑剪力滞效应的修正项。可以看出,当  $y=b$  时,即翼板与肋板交接处,  $\sigma_x$  最大,且呈曲线分布。

(2) 剪力滞效应的差分解法

能量变分法一般只适用于等截面箱梁,对于变截面箱梁目前仍无法计算。另外,该法将翼板作了平面应力假设,尽管所获得的最大应力与实际应力相接近,但在翼板的自由端仍存在较大的误差。因此,大部分变截面桥梁都是采用半解析方法得到所要求的结果。其中有限差分法用得较多。

有限差分法实际上也来源于能量变分法,能量变分法主要是求解微分方程(3-60),而有限

差分法是采用差分法来求解若干微分方程组。

对变截面箱梁做差分,如图 3-26 所示。

与变分法中的微分方程相类似,差分解法的求解为差分方程组

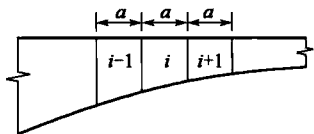


图 3-26 差分示意图

$$Gu = Q \quad (3-64)$$

$$u = [u_1 \quad u_2 \quad \cdots \quad u_n]^T$$

式中:  $G$ ——差分刚度矩阵,其求得的方法与变分法类似,在此不再赘述。

$$Q = \frac{7a^2}{6E} \begin{bmatrix} \frac{n_1 Q_1}{I_1} & \frac{n_2 Q_2}{I_2} & \cdots & \frac{n_n Q_n}{I_n} \end{bmatrix}^T$$

同理,与式(3-63)类似,按照式(3-64)可得各点翼板上的正应力:

$$\sigma_x = E \frac{\partial u(x, y)}{\partial x} = Eh_i \left[ \frac{M(x)_i}{EI_i} - \left( 1 - \bar{y}^3 - \frac{3I_s}{4I_i} \right) \left( \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2a} \right) \right] \quad (3-65)$$

(3) 曲线梁桥的剪力滞效应

由于曲线梁桥的弯扭耦合作用,使得其剪力滞效应更加复杂,应用能量变分法来求解箱梁的剪力滞效应,可以得到翼板的正应力为(本书对求导过程不再赘述,有兴趣的读者可以参见文献[7]):

$$\sigma_x = E \frac{\partial u(x, y)}{\partial x} = Eh_i \left[ \frac{M(x)}{EI} - (1 - \bar{y}^3) u' + \frac{\Phi(x)}{R} \right] \quad (3-66)$$

式中:  $\Phi(x)$ ——曲箱梁翼板扭转位移函数;

$R$ ——曲线梁桥的平面半径。

与式(3-63)相比较,可以发现直线梁桥与曲线梁桥的区别在于曲线梁桥多了最后一项,这是由曲线梁特殊的受力特点所决定的。



3) 曲线剪力滞效应研究

采用交通运输部公路科学研究院研发的 BridgeKF 软件及美国大型通用有限元程序 Ansys 建立不同跨径、不同半径、不同墩高的连续刚构桥梁模型来初步探讨曲线箱梁的剪力滞效应。计算模型为三跨连续刚构桥,箱梁及墩身横断面见图 3-27,分别采用不同跨径、不同弯曲半径以及不同墩高建立了若干个模型,通过对比分析,得出了以下结论:

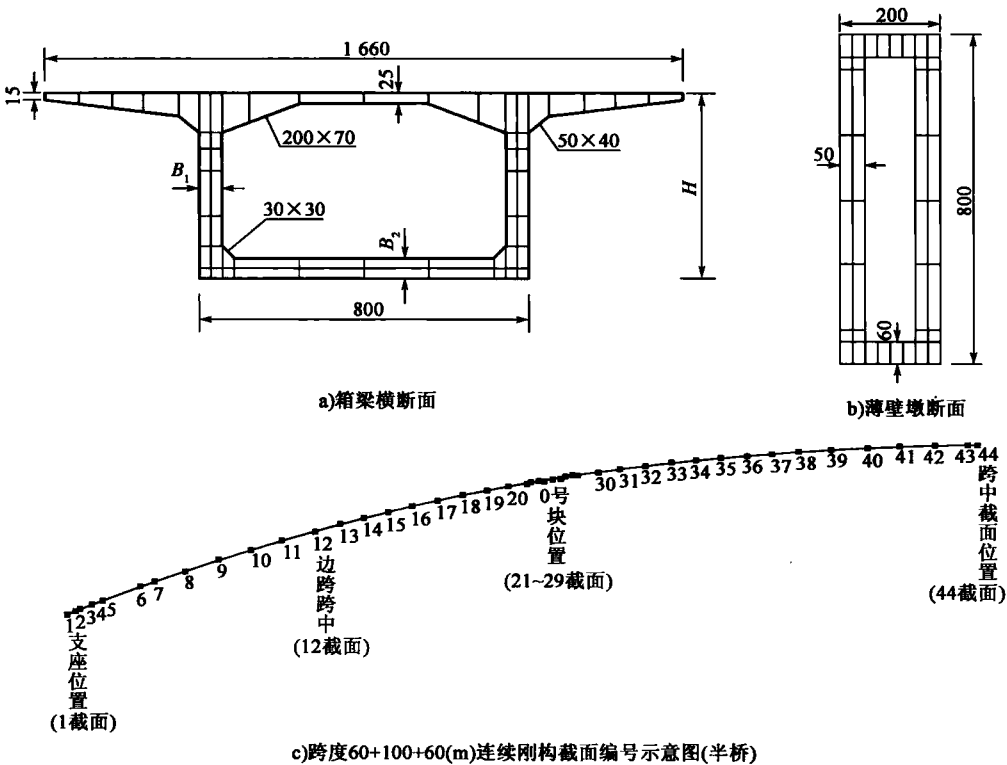


图 3-27 箱梁及墩身横断面(尺寸单位:cm)

(1) 顺桥向正应力分布规律

为了对比得到半径变化对顺桥向正应力的影响,固定跨径和墩高,以跨径 60+100+60 (m)、墩高为 60m 的上述模型为例,分别取弯曲半径为 250m、500m,分析其成桥状态和悬臂状态应力情况(图 3-28~图 3-30)。

根据图 3-28~图 3-30 可以得到:

- ① 半径变化对截面的正应力改变比较小。同跨径的直桥与弯桥对比,同一截面的平均正应力近似相等。
- ② 箱梁的上顶板,左右翼缘板上方的正应力和顶板中心的正应力大小不同,分布规律为最大悬臂阶段在边跨的 1/6 到边跨起点,会出现负剪力滞。在 0 号块位置,薄壁墩上方会出现负剪力滞,其余部位都呈现正剪力滞现象。
- ③ 成桥阶段负剪力滞出现在边跨跨中附近很小的区域,及 0 号块个别位置,其余顶板部位都出现正剪力滞现象。

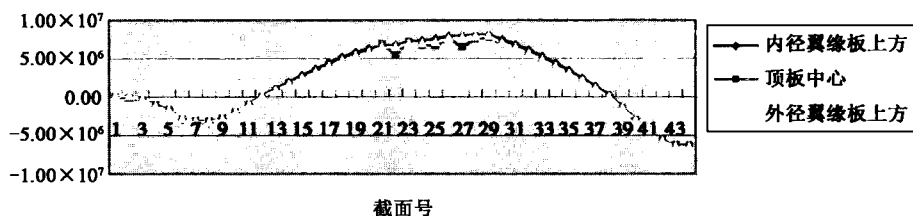


图 3-28 250m 半径成桥状态半桥正应力曲线

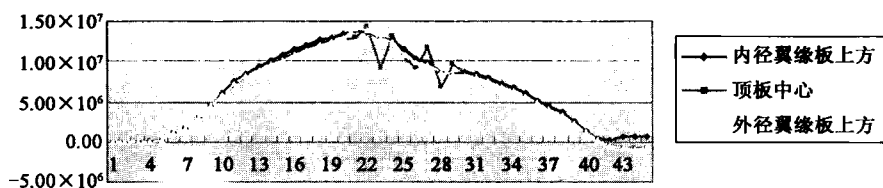


图 3-29 250m 半径最大悬臂状态半桥正应力曲线

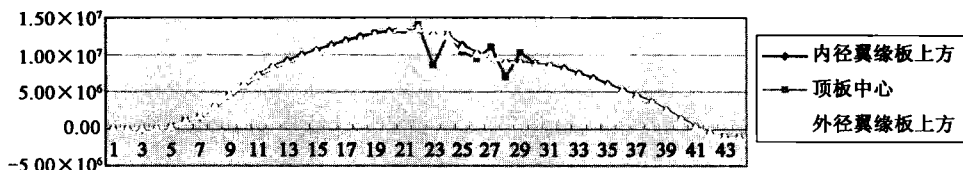


图 3-30 500m 半径最大悬臂状态半桥正应力曲线

## (2) 弯桥纵向剪力滞分布规律

由图 3-31 可以知道,随着弯曲半径的改变,各个截面的平均正应力几乎没有改变。

在图 3-32 中,各个截面上的最大剪力滞系数随着半径的改变而改变,最大剪力滞系数随着弯曲半径的减少而增大,一般变化不太明显,只有局部部分改变剧烈,如支座附近、边跨跨中附近、主跨的 1/4 截面附近等。

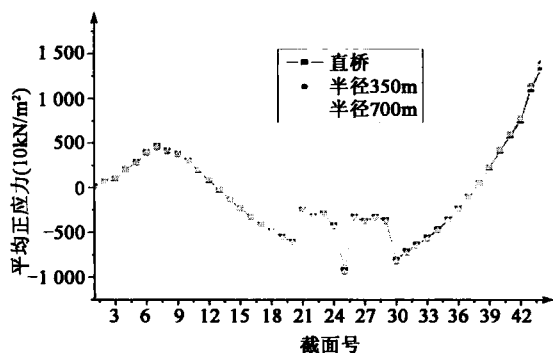


图 3-31 半桥下底板平均正应力对比

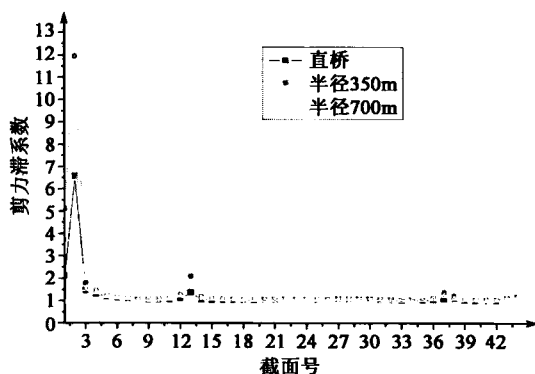


图 3-32 半桥各个截面最大剪力滞系数对比

## (3) 弯曲半径对箱梁截面剪力滞的影响

主要分两个方面来讨论:一个是对上顶板剪力滞系数的影响,另一个是对下底板剪力滞系



数的影响。截面点号布置图如图 3-33 所示。

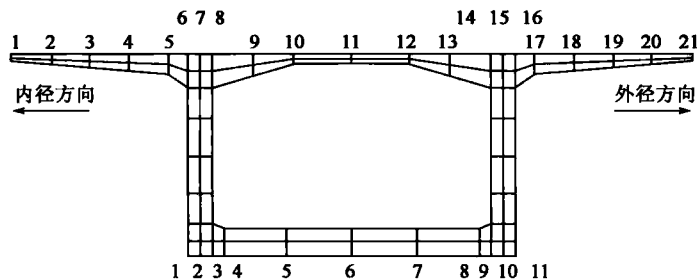


图 3-33 箱梁截面点号布置图

### ①弯曲半径对上顶板剪力滞系数的影响

分别对边跨 1/2 断面、0 号块起始位置、中跨 1/4 断面、中跨跨中截面这四个位置的上顶板剪力滞进行分析,得到如图 3-34~图 3-37 所示的对比图。

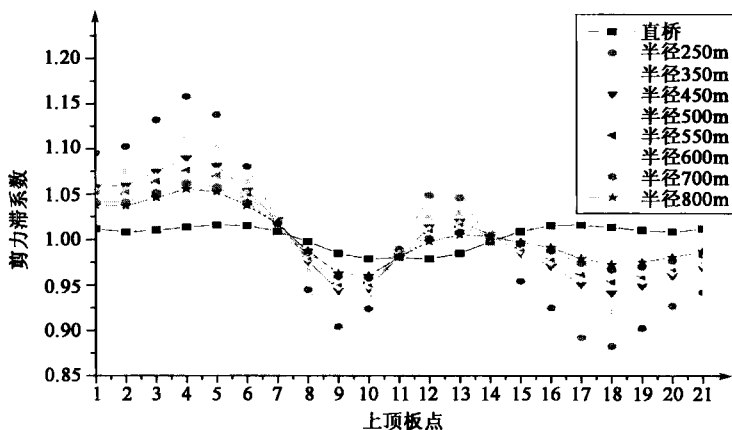


图 3-34 边跨 1/2 处上顶板截面剪力滞系数

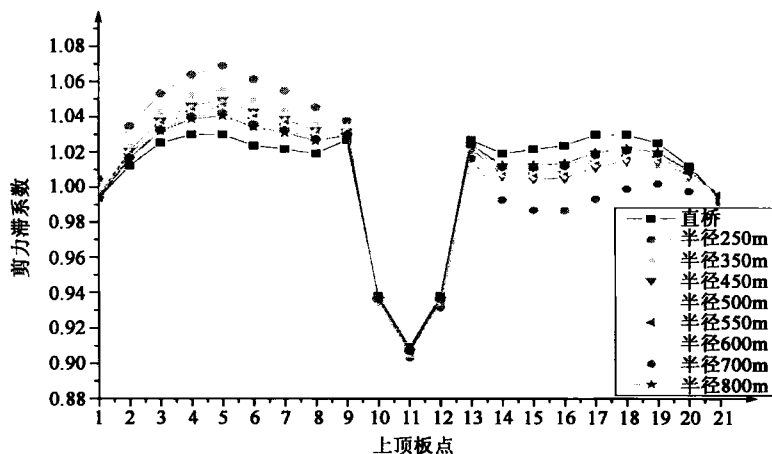


图 3-35 0 号块截面上顶板剪力滞系数

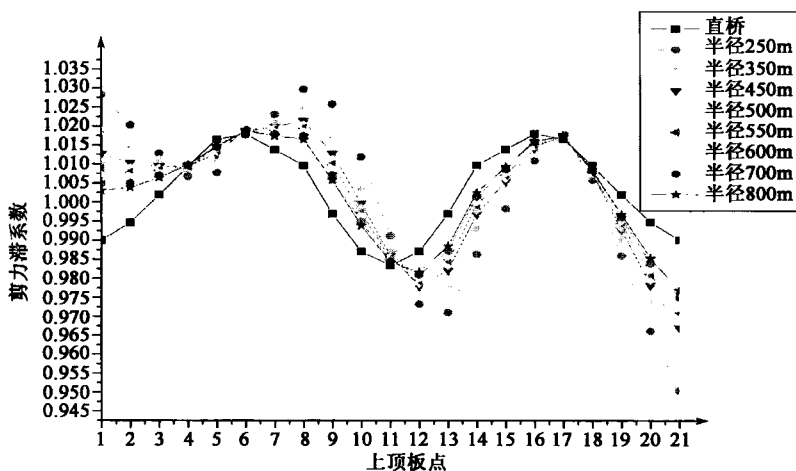


图 3-36 1/4 中跨处截面上顶板剪力滞系数

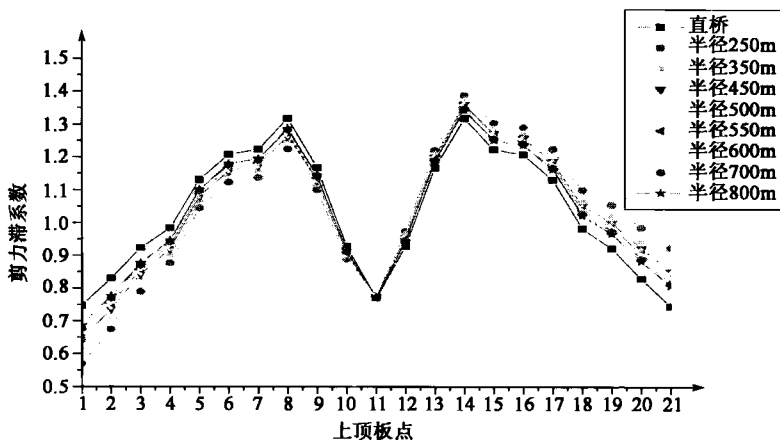


图 3-37 1/2 中跨处截面上顶板剪力滞系数

由图 3-34~图 3-37 可以得到:

a. 弯箱梁桥在自重荷载作用下,内外侧剪力滞效应是不相同的,并随着半径的减小而增大,且内侧剪力滞系数大于外侧剪力滞系数。直线桥内外腹板剪力滞系数是对称相等的。

b. 弯箱梁桥横截面上顶板中心处剪力滞系数不受曲率半径的影响。

c. 计算表明当曲率半径 $>800\text{m}$ 时,弯箱梁桥近视按直线箱梁计算剪力滞系数而不会产生较大误差。

d. 不同曲率半径的弯桥,自重对边跨跨中截面影响显著,弯桥内径方向的上顶板出现正剪力滞系数,弯桥外径方向的上顶板出现负剪力滞系数。

### ②弯曲半径对下底板剪力滞系数的影响

同样,分别对边跨 1/2 断面、0 号块起始位置、中跨 1/4 断面、中跨跨中截面这四个位置的下底板剪力滞系数进行了分析,得到了如图 3-38~图 3-41 所示的对比图。

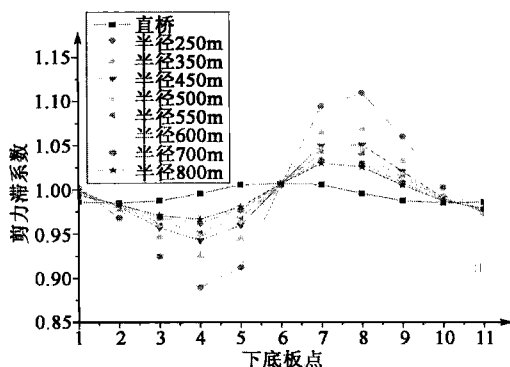


图 3-38 边跨 1/2 处下底板截面剪力滞系数

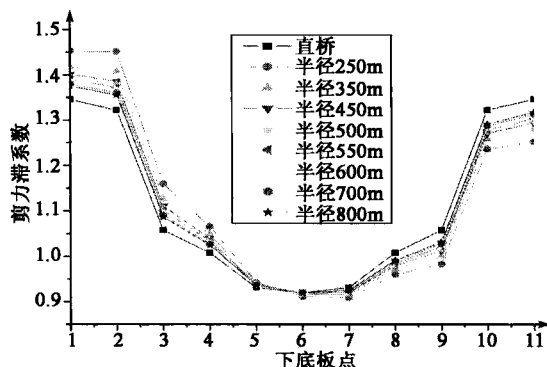


图 3-39 0 号块截面处下底板剪力滞系数

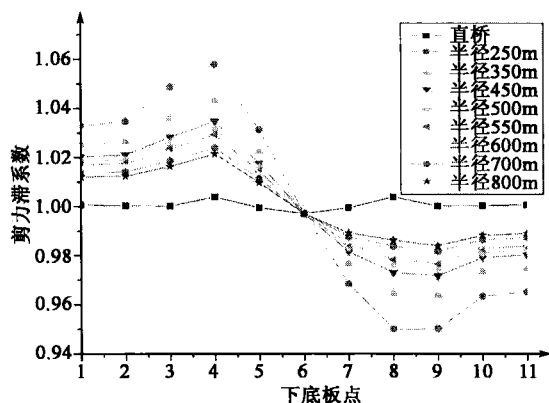


图 3-40 中跨 1/4 截面处下底板剪力滞系数

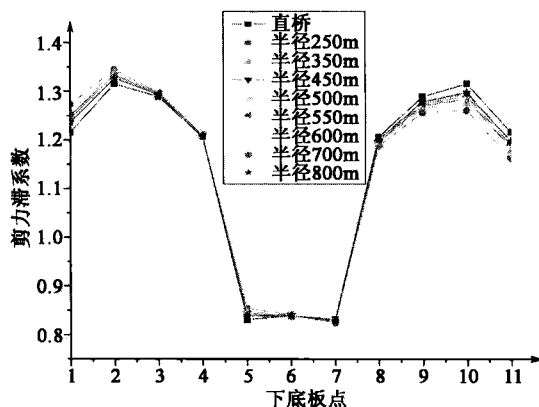


图 3-41 中跨 1/2 截面处下底板剪力滞系数

由图 3-38~图 3-41 可以得到:

- 对于直桥来说,剪力滞系数最大点在下底板的中心,而弯桥的剪力滞系数最大点显然并不位于中心。
- 内径方向的下底板出现负剪力滞,外径方向出现正剪力滞。
- 底板的剪力滞系数变化最剧烈的截面是在主跨跨中截面。
- 当跨径不变而曲率半径逐渐变化时,各个截面剪力滞系数  $\lambda$  随着曲率半径的减小而增大。

#### (4) 墩高变化对剪力滞系数的影响

固定所有参数,只改变墩高,可以得到:墩越高,截面剪力滞系数越大,但是当墩变成高墩后,其墩高改变对应力及剪力滞系数大小的改变甚微,这说明设计时要重视墩梁刚度比,保证截面的合理受力情况(图 3-42)。

#### (5) 宽跨比变化对剪力滞系数的影响

所谓宽跨比,是指箱梁的截面宽度和桥梁跨度之比。这里主要改变箱梁的截面宽度,而将跨度保持不变,箱梁的截面宽度由 16.6m 变化为 20m 和 25m,得到不同宽跨比下的剪力滞系数变化图(图 3-43~图 3-45)。

从数据上分析,无论是直桥还是弯桥,宽跨比越大,剪力滞系数越大,剪力滞效应越明显。

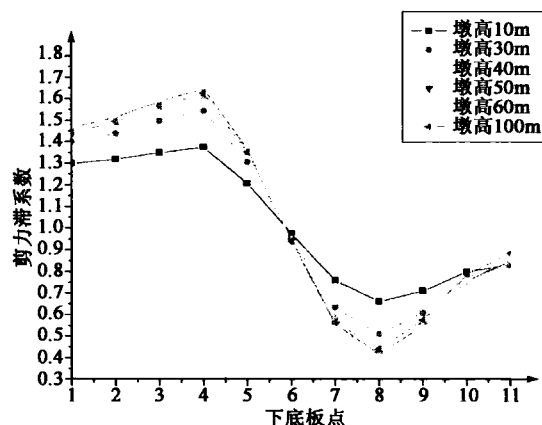


图 3-42 1/2 边跨截面处下底板在不同墩高下的剪力滞系数

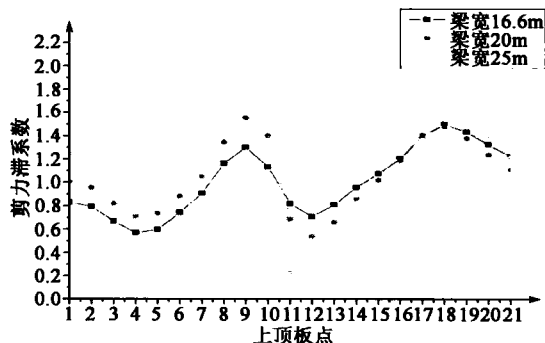


图 3-43 弯桥在不同梁宽下边跨的跨中上顶板剪力滞系数对比

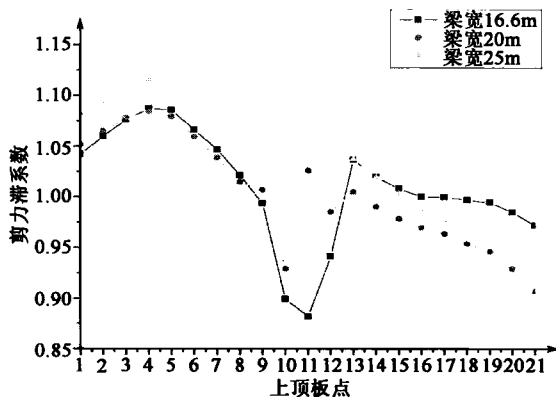


图 3-44 弯桥在不同梁宽下 0 号块起始处上顶板剪力滞系数对比

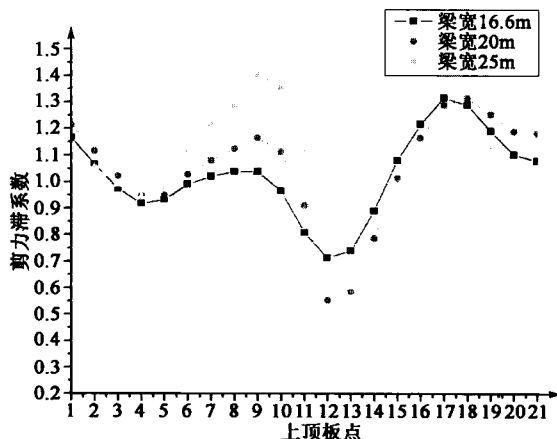


图 3-45 弯桥在不同梁宽下主跨 1/4 处上顶板剪力滞系数对比

### 3.4.3 横向效应

#### 1) 横向效应分析基本方法

对薄壁箱梁而言,横向效应分析计算主要是桥面板计算。关于桥面板计算目前国内外大多是按照规范经验公式、影响面图法或框架分析等方法进行。

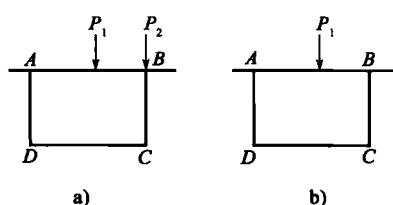


图 3-46 荷载简化

经验公式是按简支板弯矩乘以弯矩系数,并考虑荷载有效分布宽度计算,但这种方法存在许多不完善之处。如图 3-46a)所示,荷载  $P_2$  (对面板的影响)在该法中是不考虑的,而实际上它对面板 A 点的负弯矩有着不利的影响,而且这种影响是相当大的。

影响面图法是以板的弹性分析为依据,以适当的比例在图上绘制作用于其上的车轮荷载的接触面积,并计算由



接触面积和图的纵坐标所规定的体积,该体积和相应荷载乘积的总和就等于图所制定的弯矩、剪力或挠度系数。影响面图法有较精确的弹性理论基础,且其边界条件是理想的。对箱梁的面板来说,两边的肋板实际上是提供了一种弹性约束,它们也都是变形体,不但可以有纵向挠曲,还可以在横向变形,因此影响面图法也是有局限性。

框架分析方法是采取加支承的框架,以考虑肋及底板对面板的横向挠曲影响,可以使桥面板的计算得到改善。本节着重介绍既能反映横向挠曲影响,又能反映纵向挠曲影响的框架分析法。这种方法由美国日前适用的《预制阶段箱形梁桥手册》所推荐。并且根据框架分析法的基本原理,提供了带伸臂的梯形箱以及变截面箱形梁的横向内力分析方法。

## 2) 等截面箱形梁框架分析

框架分析法是将箱梁三维问题转化为平面框架问题求解的一种方法,其原理是在箱梁的长度方向上截取单位长度的薄片框架,使之可以利用一般的结构力学方法进行分析,但必须保证框架的变形与整体协调一致。框架分析法可以较精确地用于无伸臂的双对称矩形箱梁桥的横向内力计算。但实际工程中多是采用带伸臂的单对称矩形箱或梯形箱。如果忽略伸臂,将梯形箱简化为矩形箱,以及取箱梁上、下翼缘板厚度的平均值作为近似计算的话,就会产生误差,随着箱梁上翼缘板伸臂的增大,随着梯箱肋板斜度的增大以及箱梁上、下翼缘板厚度差别的增大,这种误差就会明显地增加,因此需考虑有伸臂的影响。

框架分析法分三个步骤:施加支承分析、释放支承分析和内力叠加。

### (1) 框架施加支承分析

如图 3-47 所示,梯形箱梁沿桥长方向承受的荷载为连续分布荷载  $q(z)$ ,一般荷载可用等代均布荷载或正弦荷载代替。将箱梁视为无侧移的框架,即加上四个沿桥长方向连续分布的刚性支承给予约束(图 3-48),并假定支反力为  $R_i(z)$ ,  $i=1,2,3,4$ ,它们沿桥长方向与荷载  $q(z)$  具有相同的分布形式,在计算断面处取单位长度的微元框架,用结构力学的一般方法,如力法、位移法、弯矩分配法以及平面刚架的有限元法等,求出刚性支承存在时框架的内力分布以及支承反力。

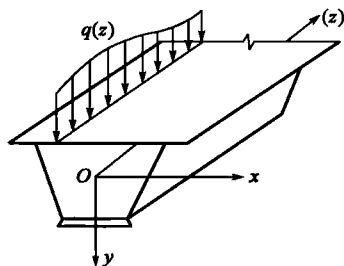


图 3-47 箱梁荷载

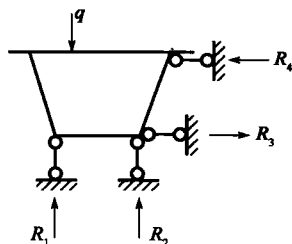


图 3-48 支承形式

### (2) 框架释放支承分析

图 3-48 所示的四个刚性支承实际上是不存在的,因此,必须把它们撤销,它们所产生的作用,将用于上述求得的支反力大小相等方向相反的力加在箱梁原结构上进行消除。此时,这些所加的力为  $q_i(z) = R_i(z)$ ,  $i=1,2,3,4$ ,如图 3-49a)所示,并可分解为图 3-49b)的对称荷载与图 3-49c)的反对称荷载。

#### ① 对称荷载作用



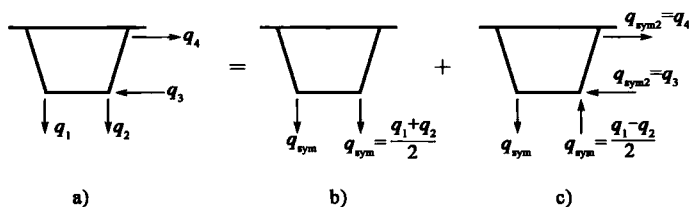


图 3-49 释放荷载及其分解

截面尺寸几何参数如图 3-50 所示。

在对称荷载作用下箱梁的横向弯矩较反对称荷载作用下箱梁的横向弯矩小得多,通常忽略不计,A、E、D、F 点(图 3-51)轴力的计算按下式。

顶板 A 点、E 点:

$$N_{AH} = \frac{q_{sym}}{I_x} A_{os} b_{os} y_s (\text{拉}) \quad (3-67)$$

$$N_{EH} = \frac{q_{sym}}{4I_x} (A_s b - 4A_{os} b_{os}) y_s (\text{压}) \quad (3-68)$$

腹板 D 点:

$$N_{DV} = \frac{q}{h} q_{sym} (\text{拉}) \quad (3-69)$$

底板 D 点、F 点:

$$N_{DH} = \frac{q_{sym}}{2h} (b - c) (\text{拉}) \quad (3-70)$$

$$N_{FH} = \frac{q_{sym}}{4I_x} A_x C (h - y_s) + \frac{q_{sym}}{2h} (b - c) (\text{压}) \quad (3-71)$$

式中: $A_{os}$ ——悬臂板的截面积, $A_{os} = b_{os} t_o$ ;

$A_s$ ——上板截面积, $A_s = b t_o$ ;

$A_x$ ——下板截面积, $A_x = c t_u$ ;

$y_s$ ——上板中心轴到截面形心的距离;

$I_x$ ——整个箱梁截面绕形心水平轴的惯性矩。

横向轴力分布如图 3-51 所示,上、下板为二次抛物线,腹板为三次抛物线。

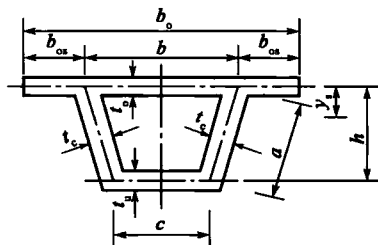


图 3-50 截面尺寸

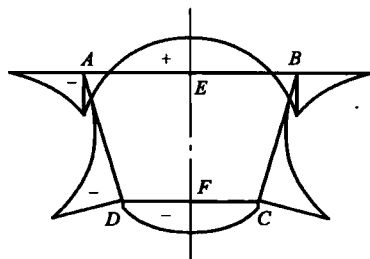


图 3-51 轴力分布图

## ②反对称荷载作用

截面尺寸参数参如图 3-50 所示。



反对称荷载作用时,以箱梁各板的剪力差(包括扭转剪力差与畸变剪力差)以及板的横向内剪力为未知数,它们分别是  $t'_s, t'_x, t'_h, T'_s, T'_x, T'_h$  和  $Q_s, Q_x, Q_h$ , 建立九个独立的线性方程组如下:

$$\frac{t'_x}{c} = \frac{t'_h}{a}$$

$$T'_x = \frac{\beta}{\alpha_0^3} \cdot \left(\frac{c}{b}\right)^2 \frac{t'_u}{t_o} \cdot T'_s$$

$$T'_h = \frac{2(1+\beta^3)}{\alpha_0^3(1+\beta)^2} \cdot \left(\frac{a}{b}\right)^2 \frac{t'_c}{t_o} \cdot T'_s$$

$$Q_h = \frac{1+\eta_m}{2} \cdot \frac{b}{a} Q_s$$

$$Q_x = \eta_m \cdot \frac{b}{c} \cdot Q_s$$

$$\frac{\alpha}{E} \left( \frac{2a}{h} \cdot \frac{T'_h}{cJ_h} + \frac{T'_s}{hJ_s} + \frac{b}{c} \cdot \frac{T'_x}{hJ_x} \right) = \frac{\eta_1 a^2}{12EI_c} \cdot Q_h$$

$$(T'_s - t'_s) - (T'_x - t'_x) + \frac{b-c}{a} (T'_h + t'_h) = 0$$

$$Q_s + Q_x + \frac{h}{a} \cdot (T'_h + t'_h) = q_h$$

$$2 \left( 1 + \frac{b-c}{c} \cdot \frac{\eta_m}{1+\eta_m} \right) Q_h = \frac{h}{a} (q_s + t'_x - T'_x) + \frac{b-c}{a} q_h$$

式中:  $t'_s, t'_x, t'_h$ ——顶板、底板和腹板扭转剪力差;

$T'_s, T'_x, T'_h$ ——顶板、底板和腹板畸变剪力差;

$Q_s, Q_x, Q_h$ ——顶板、底板和腹板剪力。

参数  $\eta_m, \beta, \alpha_0, \eta_1, \alpha$  由截面几何尺寸以及材料的物理性质确定。

上述方程中有许多未知量不耦合,不需要联立求解。求得框架内剪力  $Q_s, Q_x, Q_h$  后,就可以计算框架角点的弯矩。

$$M_A = M_B = \frac{b}{2} Q_s \quad (3-72)$$

$$M_C = M_D = \frac{c}{2} Q_x \quad (3-73)$$

弯矩分布如图 3-52a)所示。

根据框架各杆的内剪力及荷载  $q_s, q_h$  可以求出各杆端的轴力,杆端之间可近似取直线分布形式,如图 3-52b)所示。

### (3)内力叠加

由于用框架分析法求解箱梁的横向内力需要先加刚性支承取框架分析,再释放支承,在释放支承时,荷载又被分解为对称荷载与反对称荷载分别求解,因此,箱梁的横向内力最终结果



应该由三部分分析计算的结果叠加而成。

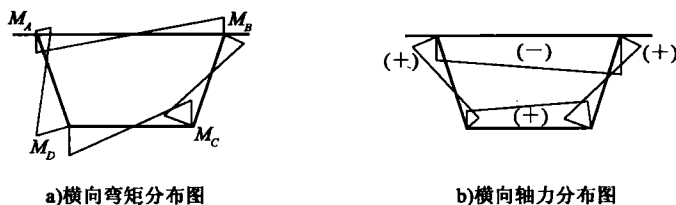


图 3-52 横向内力分布图

### 3) 变截面箱形梁框架分析

变截面箱梁框架分析的基本原理与等截面相同,只是针对变截面箱梁的具体情况,为了提高求解的精度,需要在跨长方向截取为数较多的微元框架,每个被截取的框架高度不一样,而框架分析的结果与框架的高度存在较为复杂的函数关系,这样,需要作多次的重复计算。为减轻工作量,应用平面杆系有限元分析程序,利用微型计算机求解是比较合适的。通过分析可以求得框架的挠曲内力及支承反力。

## 3.5 曲线梁有限元分析

本章前 4 节介绍的弯桥分析都是解析方法,是了解弯桥计算的基础。实际弯桥工程结构分析应用解析方法越来越困难,因为弯桥结构本身要求三维计算才能把握结构受力,若采用解析方法几乎不能做到,其原因或是工作量大,或是没有现成的解析式。结构有限元数值分析方法弥补了解析方法的不足,它采用化整为零的思想,从微观上统一表达式,求解不受结构限制,虽然手算较为麻烦,但借助计算机则得心应手。

有限元法能很好地分析各种截面梁的空间受力性能,方便地分析翘曲、畸变及剪力滞等现象。该方法的优点是适用于各种类型、各种支承情况的弯梁桥,考虑的因素较为全面,只要建模合理,便能够获得全面而又满意的应力分布,能够计算局部应力,能够处理任意形状的复杂结构和任意的荷载类型。因此对于所有形式的弯梁桥,几乎都可用有限元法进行分析。用于分析弯桥的各种单元大致可分为线状(梁)单元、面(壳)状单元以及实体单元,分析的精度主要取决于如何选择合适的单元形式和如何划分单元,以使离散后的结构与实际弯梁桥的性能达到最大限度的接近。

对于弯梁桥,目前常用的数值分析方法有:①空间梁单元法;②梁格分析法;③板壳元法;④三维实体元法。其中,空间梁单元法应用最广。

### 3.5.1 空间梁单元

实际工程中的计算问题可分为两类,即规则结构和不规则结构的计算问题。规则结构中最简单的就是杆系结构,如杆、梁、柱等构件。由于杆系结构存在自然单元形状,因此在有限元中又称杆系单元。最初计算机问世时,首先是对杆系结构应用了矩阵方法,然后才将矩阵方法应用到连续介质(非规则结构)上。



梁单元属于杆系结构。实际工程中所遇到的杆件,大多以受弯为主,因此在梁单元矩阵中可以忽略轴向和剪切变形。对于短而粗的梁单元,轴向和剪切变形的影响不容忽视,在计算中必须加以考虑,即在梁单元的刚度矩阵中增加了由于剪切变形引起的侧向位移。需要考虑轴向和剪切变形影响的最典型桥梁结构是拱形梁,如图 3-53 所示。

梁单元一般遵循平截面假设,但对于薄壁箱形结构(图 3-54),若考虑翘曲和畸变影响,则不再遵循平截面假设,在普通空间梁单元 6 个自由度的初等梁公式上,增加 3 个附加自由度,即扭曲率  $\theta'_x$ 、截面的畸变角  $\gamma_d$  和畸变曲率  $\gamma'_d$ ,以考虑翘曲和畸变效应,从而形成空间薄壁箱梁单元。空间薄壁箱梁单元相对于普通空间梁单元而言,虽然更能把握结构的特性,但是构造单元单刚矩阵所需的截面特性计算却相当麻烦,尤其当箱室较多时,加大了保证计算程序通用性的难度,也会导致求解精度的下降。所以目前运用这种模型编制的程序多适用于单室和双室断面,三室情况已很少见,这限制了其应用范围。



图 3-53 拱形梁

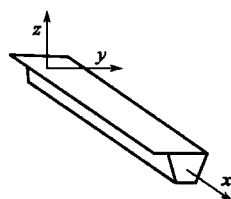


图 3-54 薄壁箱梁单元

对于混凝土桥梁结构,理论计算和试验均证明,截面翘曲引起的正应力与按自由扭转理论所得应力值相比很小,通常误差不超过 5%~10%,一般按自由扭转理论进行分析便可以满足工程设计要求。但对于钢箱梁,则必须考虑采用翘曲扭转梁进行梁单元的离散。

曲梁单元与直梁单元的区别详见本章 3.3 节。

### 3.5.2 空间梁格单元

梁格法实质上是用一个等效的梁格系来代替曲线桥的上部结构。所谓等效梁格,是指在承受相同的荷载时,与原结构产生的结构变形一样,而且任一梁格内的内力等于该梁所代表的原型结构相应部分的截面应力的合力,也就是假定将上部结构中每一区格内的抗弯刚度和抗扭刚度集中到最临近的梁格中,纵向刚度集中到纵向构件内,横向刚度集中到横向构件内,如图 3-55 所示。

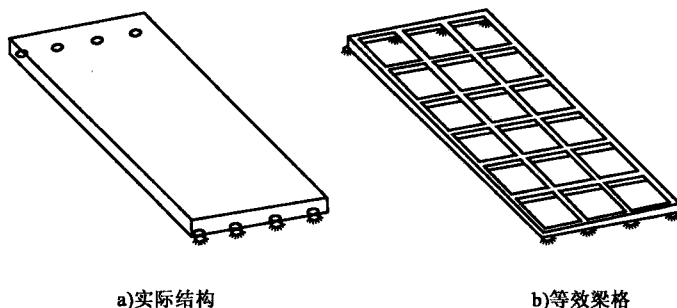


图 3-55 等效梁格示意图



梁格法的基本假定为：

(1) 梁横截面各项尺寸与跨长相比很小，即可将实际结构视为集中在梁轴线上的弹性杆件；

(2) 平截面假定，即梁变形后横截面仍保持为平面；

(3) 刚性截面假定，即梁变形后横截面无畸变；

(4) 梁中截面翘曲扭转所引起的正应力和剪应力，与基本弯曲和纯扭转的应力值相比很小，可忽略不计，只计纯扭转的影响。

对于梁格法来说，关键问题是第二步中如何划分梁格单元、各单元截面特性的计算、加载，以及尽量提高梁格法的计算精度。梁格单元划分的疏密程度，直接影响到结构的计算

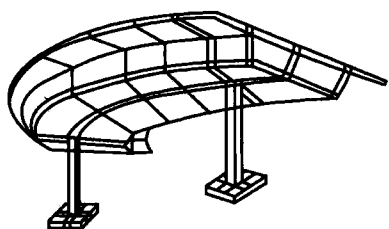


图 3-56 梁格分析法离散模型

精度，划分时应考虑力在原箱梁内的传递方向，以及原箱梁的变形特征，同时要考虑加载的方便，还应明确结构分析的目的。

如图 3-56 所示，同时划分为纵向单元和横向单元，使得纵向单元可以代表箱梁的纵向弯曲，横向单元与纵向单元垂直，一般设置在跨中、1/4 跨、1/8 跨、支座处及横隔梁处。通常，横向单元的最大间距不能超过相邻 2 个反弯点间距的 1/4，在支点的附近应适当加密。

从理论上讲，梁格必须满足以下等效原则：当原型实际结构和对应的等效梁格承受相同荷载时，两者的挠曲应是恒等的，而且在任一梁格内的弯矩、剪力和扭矩应等于所代表的实际结构部分的内力。由于实际结构和梁格体系有着不同的结构特性，上述等效的理想状况是难以达到的，模拟只能是近似。

梁格法中有采用考虑翘曲作用的梁格理论，而大多数则不考虑翘曲作用，有采用曲杆梁格的，也有采用直杆梁格的。一般情况下翘曲作用对弯矩、剪力的影响很小，而对扭矩的影响较大。对设计控制而言，许多情况下翘曲作用对混凝土桥梁各种内力的影响均不大，忽略翘曲影响一般能满足工程设计要求。另外，采用曲杆梁格法比采用直杆梁格法在精度上的改善并不显著，因此鉴于直杆梁格法的通用性，建议一般可采用直杆梁格法。

### 3.5.3 板壳单元法

板和壳的关系犹如直梁和曲梁。以薄板为例(图 3-57)，在受到垂直于板面的荷载后，薄板将产生弯曲，如果板的挠度与其厚度相比比较小，在分析板的弯曲问题时可采用如下假设：

(1) 可忽略板厚度方向的正应力，并假设薄板的厚度没有变化；

(2) 薄板的法线，在产生弯曲后，仍保持为薄板弹性曲面的法线；

(3) 薄板中面上的各点，没有平行于中面的位移。

对于壳体，有限元分析可采用两种方法：一种采用折板逼近，如图 3-58 所示；另一种直接

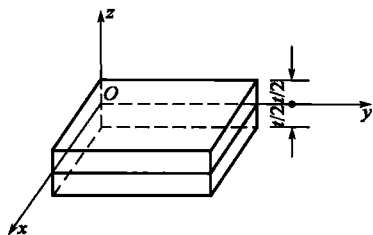


图 3-57 薄板单元



采用壳体单元。钢筋混凝土桥梁通常做成空间箱形结构采用板、壳单元进行离散,当板壳单元相当细密时,可以包括桥梁结构的各种受力行为,如弯曲变形、扭转变形和局部变形。由理论计算和试验可知,用板、壳单元法与空间梁单元法相比,变位基本一致。虽然板壳元法是分析桥梁上部结构最通用的一种方法,但在实际应用时,它需要整理大量的输入、输出数据,容易出错,对计算作出正确评价及对结构受力行为进行解释都感到非常困难,给不出与现行设计规范有直接联系的内力结果,不便于工程技术人员使用。此外,板壳元法分析对有些结构也不是十分有效,如对混凝土箱梁桥,一般用板壳元法模拟结构顶、底板误差不大,而横梁尺寸一般比顶、底板大得多,用板壳元法模拟其受力,误差较大。由于桥梁结构施工过程复杂,又承受汽车或列车活载作用,用此法求各种工况下的最不利情况,计算工作量巨大,在应用上受到很大限制。



图 3-58 薄板单元

### 3.5.4 实体单元法

对于连续介质最为精确的分析是采用空间实体元。空间实体元一般分四面体、六面体两种,对于桥梁结构的空间分析多采用六面体,六面体三维母单元根据节点多少又可分为线性单元(8 结点)、二次单元(20 结点)、三次单元(32 结点),如图 3-59 所示。其中线性 8 结点单元应用最广。

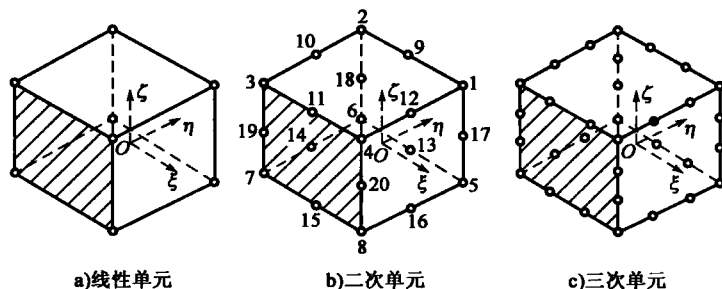


图 3-59 六面体实体单元

桥梁结构分析过程中,对受力复杂部位有时需要知道结构的局部应力状态,以进行结构的合理配筋设计。如桥梁结构承台、斜拉桥塔柱及主梁锚固区段、系杆拱桥拱梁连接结构、悬臂梁桥梁端牛腿等。对此类结构的局部分析可以从整体结构中取出隔离体,按整体分析得到的隔离体截面内力或位移条件作为隔离体边界条件,采用三维实体元进行结构分析。

实体单元与板壳单元一样,对弯梁桥进行三维离散时,可以充分计入翘曲、畸变、剪力滞等影响,以及泊松比的影响;但同时存在单元计算量大、结果数据多不易处理,以及输出结果不是内力等诸多问题。因此在分析弯梁桥时,推荐采用如下两阶段分析方案:首先采用梁单元方法



对结构进行整体分析,然后采用实体或板壳元对不规则或受力较复杂的区域进行局部分析。

### 3.5.5 单元预应力模拟

对于结构预应力的模拟,梁单元只能计入纵向或环向预应力,梁格单元能够计入纵向和横向预应力,不能计入竖向预应力。理论上讲,满足整体三向预应力计算要求只有两种单元可供选择,即板单元和实体单元,而实体单元又优于板单元,理由如下:

(1)板单元沿厚度方向是近似的,不能很好地模拟桥墩与箱梁交接地方、箱梁板与板之间加腋部分和厚横隔板等部位,在这些部位是计算不准的。

(2)板单元不能计算体积力,只能近似用面力模拟。

(3)板单元施加三向预应力,应用板平面问题和板弯曲问题理论上可以解决,但实际上几乎不可能。连续刚构桥不可能在一个题目中当两种板问题计算。

(4)实体单元理论上只要网格划分得当,可以计算得到满足工程需要的精度,而且可以任意方向施加预应力。

在实际结构中,需要输入三向预应力的结构一般只有连续刚构和矮塔斜拉桥。

### 本章参考文献

- [1] 赵书国. 连续箱形截面几何性质计算. 黑龙江交通科技, 2003, (4): 52-53.
- [2] 陈淮, 曾庆元. 箱梁截面扭转中心位置的确定. 铁道科学与工程学报, 2004(1): 74-77.
- [3] 苏华峰, 饶家兵. 箱梁扭心位置计算. 山西建筑, 2008, 34(9): 101-102.
- [4] 捷列斯维克 A. 薄壁杆件理论. 北京: 人民交通出版社, 1987.
- [5] 姚玲森. 曲线梁. 北京: 人民交通出版社, 1989.
- [6] 汉斯 C P. 结构杆件的弯曲与扭转. 北京: 人民交通出版社, 1981.
- [7] 李长风, 杜文学, 周莉. 曲线箱梁剪力滞效应的静动力分析. 低温建筑技术, 2010(5): 42-44.
- [8] 邵容光, 夏淦. 混凝土弯梁桥. 北京: 人民交通出版社, 1992.

## 第4章 弯连续刚构桥结构设计

在混凝土弯桥中,弯连续刚构桥是特殊的一类,这种桥一般跨径大,采用变截面箱梁和悬臂浇筑施工方法。我国弯连续刚构桥主要分布在西南和西北的山岭重丘地区,由于高等级公路上线形设计“桥服从路”,因此不可避免地要修建大量大跨径弯桥。目前对弯连续刚构桥的研究还不多。本章内容主要来自交通部西部交通科技项目“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”,共分五节。

- 4.1 节主要介绍中边中跨比、不等跨布置和超高方式;
- 4.2 节主要介绍箱梁顶底板、腹板、加腋尺寸和阶段划分;
- 4.3 节主要介绍合龙方式、边跨现浇段施工和合龙段构造;
- 4.4 节主要介绍箱梁梁高和底板厚度曲线的选择;
- 4.5 节主要介绍三向预应力设计。

本章内容中有不少课题研究成果。

### 4.1 总体设计

#### 4.1.1 边中跨比

桥梁合理跨径布置是结构设计最基本的问题。所谓合理跨径布置是指三跨以上(含三跨)连续桥梁结构边跨长度与中跨长度之间的关系,即通常所说的边中跨比。由于多跨以后,中间跨受边跨影响较小,边中跨比的研究可简化为三跨结构分析。

三跨布置,一般边跨比中跨小,主要是出于受力考虑。图 4-1 为等截面三等跨连续梁,其边跨最大正弯矩  $0.08qL^2$  和中跨跨中最大正弯矩  $0.025qL^2$  相差甚远,受力不合理,故应减小边跨长度,使边中跨正弯矩与支点负弯矩( $-0.1qL^2$ )尽可能紧近。实际设计中有三等跨设计,这种情况多出于无奈,且多为小跨径。不等跨设计是正确设计,尤其是大跨径桥梁。

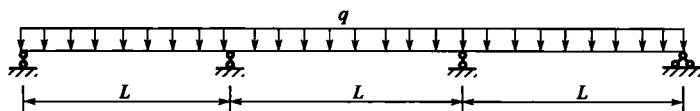


图 4-1 三等跨连续梁

关于梁式桥边中跨比研究,对于直桥目前基本上有定论。

对于连续梁情况,姚玲森主编的《桥梁工程》论述到:“三跨连续梁用得最为广泛,其边跨与





中跨的跨径比值对于 T 形梁桥常为  $0.8:1.0$ ; 对于五跨连续梁桥, 常取比值为  $0.65:0.9:1.0$ ; 当采用箱形截面的三跨连续梁时, 边孔跨径甚至可减小至中跨的  $0.5\sim0.7$  倍。”

对于连续刚构情况, 表 4-1 为国内部分已建成连续刚构统计数据。从表 4-1 统计数据来看, 连续刚构桥边中跨比基本上在  $0.5\sim0.7$  之间。显然影响连续刚构边中跨比的最基本因素是使边中跨正弯矩尽量相等。

国内部分已建成连续刚构桥

表 4-1

序号	桥 名	建成年	跨径(m)	边跨/主跨	截 面
1	重庆石板坡长江大桥复线桥	2006	86.5+4×138+330+132.5		单室箱
2	虎门大桥辅航道桥	1997	150+270+150	0.556	单室箱
3	苏通大桥辅航道	2008	138.7+268+138.7	0.518	单室箱
4	云南元江大桥	2003	58+182+265+194+70	0.219 0.264	单室箱
5	德下白石大桥	2003	145+2×260+145	0.558	两单室箱
6	重庆鱼洞长江大桥	2008	145.32+2×260+145.32	0.559	单室箱
7	泸州长江二桥	2001	145+252+54.8	0.583	单室箱
8	重庆陵江嘉华大桥	2007	138+252+138	0.548	单室箱
9	重庆黄花园大桥	1999	137+3×250+137	0.548	单室箱
10	马鞍山嘉陵江大桥		146+3×250+146	0.584	单室箱
11	广州海心砂珠江大桥	2004	138+250+138	0.552	两单室箱
12	宜水路金沙江大桥	2005	140+249+140	0.562	单室箱
13	黄石长江大桥	1995	162.5+3×245+162.5	0.663	单室箱
14	江津长江大桥	1997	140+240+140	0.583	单室箱
15	重庆高家花园嘉陵江大桥	1997	140+240+140	0.583	单室箱
16	贵比公路六广河大桥		145.1+240+145.1	0.518	单室箱
17	重庆龙溪河大桥		140+240+140	0.583	两单室箱
18	杭州钱塘江下沙大桥(六桥)	2002	127+3×232+127	0.547	两单室箱
19	南澳跨海大桥		122+221+122	0.552	单室箱
20	重庆北碚东阳嘉陵江大桥		135+220+135	0.614	
21	济南黄河二桥	1999	65+160+210+160+65		
22	金厂岭澜沧江大桥		130+200+85	0.650 0.425	单室箱
23	华南大桥	1998	110+190+110	0.579	单室箱
24	广东镇海湾大桥		105+190+105	0.553	两单室箱
25	洛溪大桥	1988	65+125+180+110	0.611 0.520	单室箱
26	蔡甸汉江大桥		180		
27	宁波大榭跨海大桥	1999	123.6+170+123.6	0.727	双室箱
28	宁德八尺门大桥		90+2×170+90	0.529	单室箱



续上表

序号	桥 名	建成年	跨径(m)	边跨/主跨	截 面
29	攀钢专用线金沙江大桥	1996	100+168+100	0.595	单室箱
30	三门峡黄河大桥	1993	105+4×160+105	0.656	单室箱
31	福建平潭大桥		90+3×160+90	0.563	单室箱
32	丫髻沙大桥辅航道桥	2000	86+160+86	0.538	
33	冷水滩湘江大桥	1994	89.1+155+89.1	0.575	单室箱
34	沅陵沅水大桥	1991	85+140+85+42	0.607	单室箱
35	厦门海沧大桥西航道桥	1999	78+140+78+42+42	0.557	单室箱
36	三滩黄河大桥	1999	78+140+78	0.557	单室箱
37	云南大保高速 K442+665 大桥		77+140+77	0.550	单室箱
38	云南元磨高速 K306+185 大桥		77+140+77	0.550	单室箱
39	元磨高速 K306+814 大桥		84+140+84	0.600	单室箱
40	元磨高速 K308+500 大桥		77+140+77	0.550	单室箱
41	元磨高速 K293+367 大桥		77+2×140+77	0.550	单室箱
42	舟山朱家尖海峡大桥		76+138+76	0.551	
43	津市澧水大桥	1989	88+135+88	0.652	单室箱
44	广东石南大桥	1991	75+135+75	0.556	单室箱
45	福建刺桐大桥	1997	90+130+90	0.692	单室箱
46	武汉长江二桥	1995	83+130+125	0.638	两单室箱
47	云南阿磨江桥		70+2×130+70	0.538	单室箱
47	南昆铁路清水河桥	1998	72.8+128+72.8	0.569	单室箱
49	珠海大桥	1993	70+2×125+70	0.560	单室箱
50	广西六律邕江大桥		80+125+80	0.640	单室箱
51	东明黄河大桥	1993	75+7×120+75	0.625	单室箱
52	海南金沙大桥	1994	66+120+66	0.550	单室箱
53	湖南白水湘江大桥		40+80+2×120+80	0.667	单室箱
54	吉林九站松花江大桥	1999	75+120+75	0.625	单室箱
55	广东南海广和公路大桥	2001	66+120+66	0.550	单室箱

对于弯连续刚构情况，目前建成的不多。就已经建成的几座桥如云南阿默江大桥、陕西黑河大桥、厦门海沧大桥辅航道桥边中跨比来看，基本上都是参照直桥情况，即边中跨比取在0.5~0.7之间。这样做不会有很大偏差，因为弯桥虽然多了扭矩作用，但纵向弯矩依然是主要内力，故取边跨与中跨正弯矩相等的原则也是合理的。

除内力因素外，选择边中跨比另一个因素是现浇段长度。在桥梁全长不变的条件下，边中跨比越小，现浇段越小，反之越大。选择现浇段一般与边墩高有关系，边墩越高，现浇段应选择适当短一些，以减轻现浇重量，缓解支架负担。

下面以贵州沙银沟大桥[工程介绍参见第1章1.3节6)]为基本模型，变化结构边中跨比 $\lambda=0.50、0.53、0.55、0.57、0.60$ 和平曲线半径 $r=200、400、620、800、1\,000、1\,500、\infty(m)$ ，给出相应的内力和应力变化规律。由于沙银沟大桥是弯桥，平曲线半径620m，故分析结论对大



跨径弯桥有指导和借鉴的作用。不计预应力,只计自重,但分阶段计算到成桥阶段。图 4-2 为沙银沟大桥成桥状态下内力比较图。

由图 4-2 内力比较图可知:

(1)半径确定时,边中跨比的变化(0.5~0.6,下同)对纵向弯矩  $M_y$  的影响约在 20%左右;对纵向剪力影响约在 10%左右;对扭矩  $M_x$  的影响差异较大,当半径小于 600m 时影响较大,超过 30%,大于 600m 时影响相对小,在 10%左右。

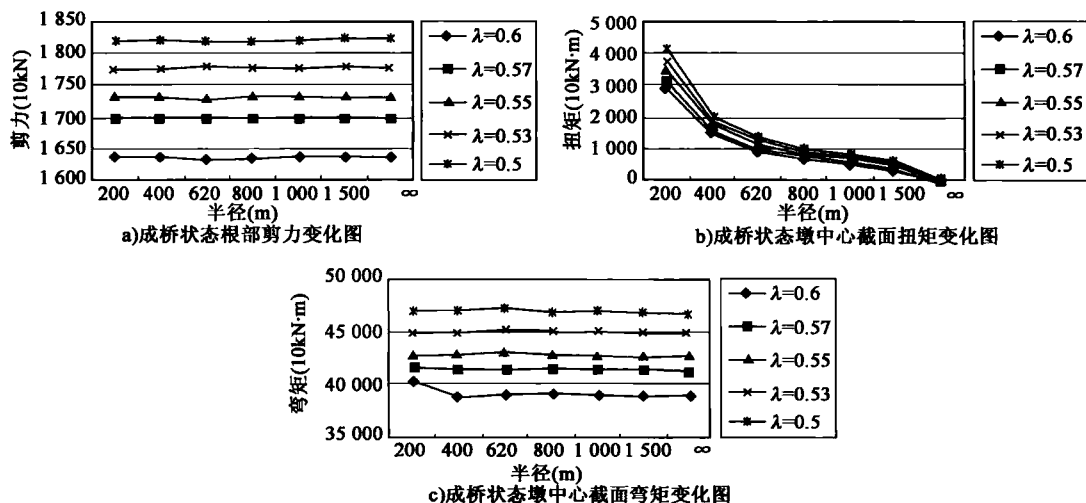


图 4-2 沙银沟大桥成桥状态下内力比较图

(2)半径变化对纵向弯矩  $M_y$ 、纵向剪力  $F_z$  影响不大,主要原因是扭矩  $M_x$ /纵向弯矩  $M_y$  在半径最小时也只有 1/10 左右,超过 600m 时,比值更小,因此虽然有耦合作用,但量值不大。这也是为什么弯连续刚构边中跨比与直桥差异不大的主要原因。

(3)选择边中跨比  $\lambda$  的一般原则:当半径小于 600m 时,如条件许可尽量选择  $\lambda$  大一些,则可减小扭矩,但现浇段增长;当半径超过 600m 时,选择  $\lambda$  与直桥相同。

#### 4.1.2 不等跨布置

一般情况下,为使大跨径预应力混凝土连续刚构桥受力合理,便于结构预应力钢束布置和对称施工,桥跨布置多采用对称布置,边中跨比一般在 0.5~0.8 之间,多在 0.5~0.6 之间。在平原区结构分跨对称布置一般不存在问题,在山区则不同,由于地形限制、环保要求等,桥梁的分跨布置可能不对称或者边中跨比不理想,以至造成桥梁结构处理、内力和变形控制、预应力配置及施工方案等比一般对称布置要复杂。

不对称连续刚构桥的特点如下:

(1)不对称布置表现在,墩高不对称或跨径不对称,或两种情况均存在。若墩高不对称,相差较大,应对主墩的结构形式进行特殊设计,以避免双墩抗推刚度相差过大给墩身及上部结构受力带来不利的影响。

(2)结构建成初期,在恒载作用下,中跨最大正弯矩不在跨中,而在合龙段附近,在长期营



运荷载下,恒载产生的最大正弯矩会向跨中方向飘移,这对结构受力和钢束的布置提出了更高的要求。若不对称布置过大还有可能造成边跨支座在活载作用下出现拉力。

(3)不对称布置的内力特点决定了在施工控制上也与普通刚构桥不同,由于各T悬臂长不等,造成要么挂篮重量有区别,要么挂篮重量一样,但各T变形不一样。这给施工方法和施工控制提出了更高的要求。

不对称布置连续刚构桥的出现与高等级公路向山区发展有关。高等级公路线形要求高,桥梁跨径增大成为必然,又由于地形复杂,为了避免大填大挖,造成不少大桥在总体设计时要考虑不等跨情况。表4-2为国内外部分已建成的不对称连续刚构桥。现举两例说明不对称布置的受力及结构特点。

国内外部分已建成的不对称连续刚构桥

表 4-2

桥 名	跨 径(m)	备 注
Raft Sundet	86+202+298+125	1999 年建成
泸州长江二桥	145+252+54.75	2000 年建成
贵州小关大桥	69+125+160+160+112	2003 年建成
青海积石峡电站对外公路黄河大桥	36+63+28	2006 年建成
江苏省吴江市跨京杭运河的桥	35+96+62	1998 年建成
苏嘉杭高速公路斜港特大桥	左线:56+80+48 右线:48+80+56	2007 年建成
贵州省关兴公路落拉河特大桥	40+166.5+97	2005 年建成
永顺不二门大桥	46+100+160+60	
云南三界怒江大桥	55+138+95	
沅陵大桥	85+140+85+42	
云南红河大桥	58+182+265+194+70	

### 【实例 1】 红河大桥

云南的红河大桥是目前国内最大跨径的不等跨连续刚构桥,该桥总体布置如图 4-3 所示,跨径组成:58+182+265+194+70(m)。

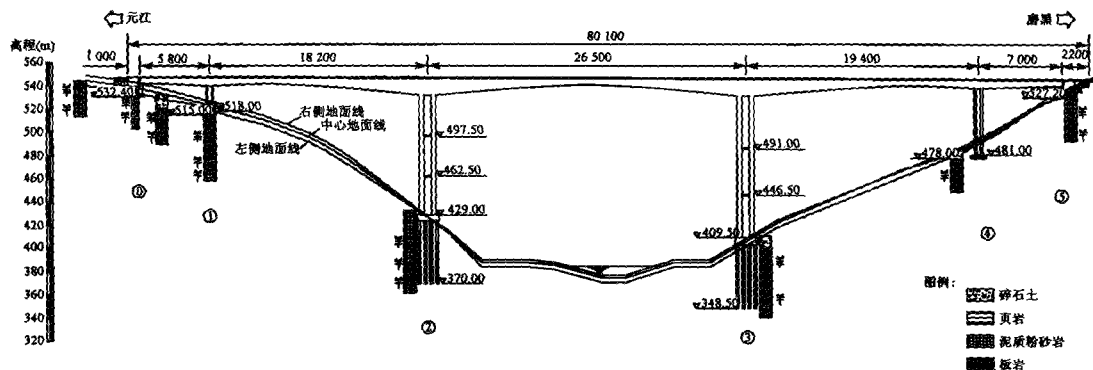


图 4-3 云南红河大桥总体布置图(尺寸单位:cm)



红河大桥有 4 个桥墩,最高 3 号墩高 121.5m,最矮 1 号墩高 21.85m,矮墩分配到的温度水平力和制动力比较大,因此采取以下两种施工方法来改善桥墩的这种受力不均匀现象:

1) 边跨合龙前加载,合龙后卸载

当悬臂浇筑完成后,在悬臂端施加了 1 000kN 的压重,然后浇筑边跨合龙段,张拉边跨底板钢束,最后拆除等量压重,这种办法可有效地改善 1 号墩的墩顶轴力,使两墩墩顶轴力相差较小。

2) 次边跨、中跨合龙前对主梁进行顶推

在次边跨合龙前,对主梁施加 2 000kN 的顶推力,焊接劲性骨架,然后次边跨合龙将顶推力永久保存在主梁里,最后张拉次边跨底板钢束。在中跨合龙前,对主梁施加 3 000kN 的顶推力,中跨合龙。这样,对改善 1 号桥墩的墩顶弯矩效果显著,而且有助于防止主跨梁的下挠。

红河大桥在构造上的几点处理特点:

1) 跨中合龙段设置横隔板

该桥由于中跨跨径较大,中跨跨中底板钢束较多,纵向预应力沿底板曲线布置,对底板产生径向分力,对于跨中附近只有 32cm 厚的底板来说,要承受一定长度范围内的径向力,是比较困难的。跨中设置横隔板后,由于横隔板的强大作用,在距离跨中一定范围内径向力将被横隔板平衡,对底板非常有利。

2) 设置径向力平衡钢筋

为了防止由于底板受到纵向钢束的径向力作用而产生劈裂,按计算要求在底板内设置径向力平衡钢筋,即采用“[”形钢筋将底板上下横筋框住,使底板上、下缘整体受力。

3) 高墩设置横隔板

2、3 号桥墩高度均在 100m 以上,其中 2 号墩高 102.8m,3 号墩高 121.5m。为了增强 2、3 号桥墩的稳定性,在两片墩中间沿墩高等间距设置了两道横隔板。

## 【实例 2】 岩头河大桥

贵州省思南岩头河大桥为典型的不对称连续刚构桥,如图 4-4 所示。上部结构为单箱单

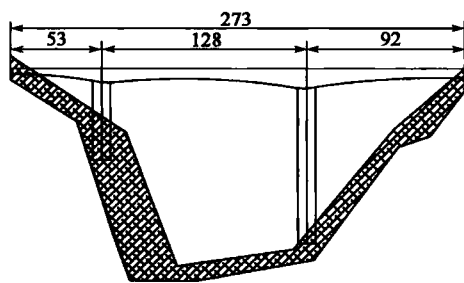


图 4-4 岩头河大桥总体布置图(尺寸单位:m)

室箱梁,跨径布置为 53+128+92(m);下部 1 号墩采用双薄壁实体矩形墩身,墩高 35m,采用墙式基础;2 号桥墩上段为双肢矩形截面空心墩,中段为双肢矩形截面实心墩,下段为整体箱形截面,墩高 86.5m,采用群桩基础。上部结构采用悬臂浇筑法施工。

岩头河大桥为典型的不对称连续刚构桥,两个边跨跨径相差 39m,两个主墩高度相差 51.5m。由于岩头河大桥的不对称典型性,2009 年被列为交通运输部西部交通科技项目“山区不对称连续刚构桥设计与施工技术”的依托工程,目前研究工作已接近尾声,现将部分研究成果阐述如下。

1) 不对称连续刚构桥分跨比例

由于连续刚构桥总是存在边跨现浇段及合龙段的长度,如果仅用边主跨比来表示两个 T



构的不对称程度,并不太直接。在此引入分跨比例  $\eta$  的概念,即定义两 T 构的悬臂长度(包括墩顶梁段)之比:

$$\eta = \frac{\text{小 T 构悬臂长度}}{\text{大 T 构悬臂长度}} = \frac{a_L}{b_L}$$

式中,  $a_L$ 、 $b_L$ ——分别为小 T 构与大 T 构的悬臂长度(包括墩顶梁段长度)。

通过变化  $\eta=1.0、0.89、0.77、0.64、0.50、0.34、0.13$ ,建立有限元分析模型如图 4-5 所示。

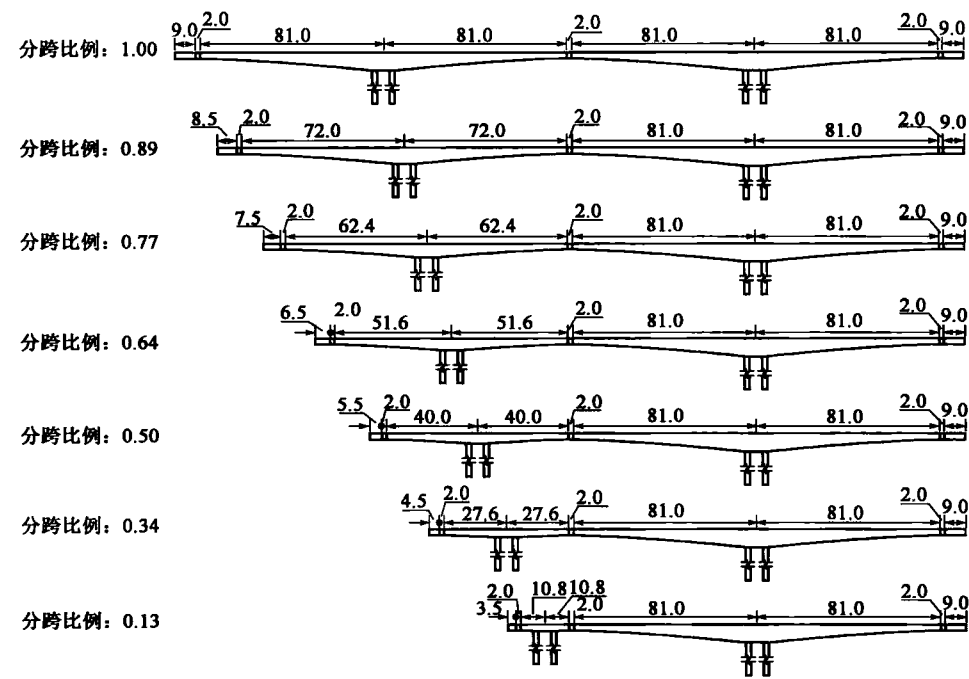


图 4-5 不对称刚构桥分跨比例研究模型(尺寸单位:m)

采用通用有限元程序 Midas/Civil 对各分跨比例的模型进行有限元分析。作用的荷载工况有:恒载、活载、系统温度、收缩徐变、基础沉降,以及表 4-3 中的工况组合。

各工况组合方式

表 4-3

组合编号	组合方式	组合编号	组合方式
组合 1	恒载+活载	组合 4	恒载+活载+基础沉降
组合 2	恒载+活载+系统升温	组合 5	恒载+活载+基础沉降+系统升温
组合 3	恒载+活载+收缩徐变		

通过对不对称连续刚构桥各分跨比例模型的计算及结果的分析,可以得出以下结论:

(1)在恒载、系统升温、基础沉降各自作用下,对各模型左支点反力影响较大,而对右支点反力(大悬臂侧边跨)影响很小;对于左支点反力(小悬臂侧边跨),恒载作用下趋于线性变化,随着分跨比例的减小,其值也随之减小;系统升温、基础沉降作用下均为负反力,在分跨比例为 1.00~0.50 间趋于线性变化,其值变化不明显,在分跨比例为 0.50~0.13 间为非线性变化,有明显的减小趋势。



(2)活载作用下,随着分跨比例的减小,连续刚构桥的不对称程度增大,左支点反力先增大,在分跨比例为 0.39 处开始减小,右支点反力始终增大,但总体变化幅度不大。

(3)收缩徐变对左、右支点反力均有影响,对各分跨比例模型的右支点反力影响较均匀,但对左支点影响幅度较大。对左支点反力,较大分跨比例下,收缩徐变影响较小,变化幅度很小,但较小分跨比例会有很大的收缩徐变影响,变化幅度较大。

(4)在组合 2、4、5 作用下,左支点均出现负反力,分别在分跨比例为 0.24、0.13、0.24 处,其原因在于系统升温、基础沉降在这三个分跨比例处负反力绝对值很大。故分跨比例为 0.24 时对于不对称刚构桥的短边跨支点极为不利,在设计可考虑边跨加配重,或采取箱梁与锚碇桥台刚性连接的方法。

(5)分跨比例大于 0.24 的模型应力均符合规范要求,但在分跨比例 0.24 之后,应力有所超限,分跨比例越小超限值越大,而且对预应力的调整也不能解决的。其主要原因在于,随着分跨比例的减小,边跨线刚度增大,在系统降温、基础沉降及收缩徐变各自作用下对边跨产生较大的次内力,引起较大应力,预应力的配置已经不能达到要求。

(6)左、右边跨的最大下挠值随着分跨比例减小而增大,而中跨最大下挠值随之减小。

(7)分跨比例界限确定为: $\eta=1.00$ ,即对称模型,是连续刚构桥最常采用的布置形式; $0.50 < \eta < 1$ ,为轻度不对称结构; $0.24 < \eta < 0.50$ ,为中度不对称结构; $\eta < 0.24$ ,为严重不对称结构。

(8)取用 0.30 为三跨不对称连续刚构桥分跨比例  $\eta$  的比例极限,低于此比例极限,则不建议使用,或者需要采取其他措施后选用。

## 2) 不对称连续刚构桥桥墩高度变化

计算模型仍保持主梁跨径  $53+128+92(\text{m})$  不变,通过计算分析一侧桥墩高度变化(按 5m 递减至 35m)来研究对桥墩内力及变形的影响。模型参见图 4-6。

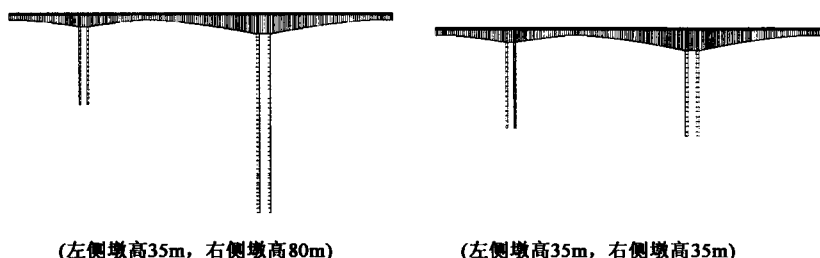


图 4-6 基本模型图

计算结论如下:

### (1) 改变右侧墩高

①随着高墩和矮墩的相对抗推刚度比的变大,系统升降温作用下,高墩自身所受的内力会增大,同时矮墩的内力也会增大,设计时应注意。高墩墩顶的水平位移减小,矮墩墩顶水平位移增大。

②随着高墩和矮墩的相对抗推刚度比的变大,在混凝土收缩徐变作用下,高墩自身所受的弯矩、轴力减小,但剪力会增大,同时矮墩的弯矩、剪力增大,设计时应注意。高墩墩顶的水平位移减小,矮墩墩顶水平位移增大。

③随着高墩和矮墩的相对抗推刚度比的变大,活载作用下,高墩自身所受的弯矩减小,但



轴力、剪力会增大,同时矮墩的弯矩、剪力增大,轴力减小,设计时应注意。高墩墩顶的水平位移减小,矮墩墩顶水平位移增大。

#### (2)改变右侧墩的顺桥向宽度

①随着高墩和矮墩的相对抗推刚度比的变大,系统升降温作用下,高墩自身所受的内力会增大,同时矮墩的弯矩、剪力也会增大,设计时应注意。高墩墩顶的水平位移减小,矮墩墩顶水平位移增大。

②随着高墩和矮墩的相对抗推刚度比的变大,混凝土收缩徐变作用下,高墩自身所受的内力增大,同时矮墩的剪力也增大,设计时应注意。高墩墩顶的水平位移减小,矮墩墩顶水平位移增大。

③随着高墩和矮墩的相对抗推刚度比的变大,活载作用下,高墩自身所受的内力增大,同时矮墩的弯矩、剪力增大,轴力减小,设计时应注意。高墩墩顶的水平位移减小,矮墩墩顶水平位移增大。

#### (3)改变右侧墩的双肢间距

主梁跨径不对称时,系统升降温作用、混凝土收缩徐变作用下,墩的内力变化不明显,活载(最小)作用下,桥墩的剪力增大。

#### 3)不对称连续刚构桥动力特性

以岩头河大桥为模型,进行了结构自振特性分析。岩头河大桥前十阶自振特性如表 4-4 所示,前十阶振型图如图 4-7 所示。

岩头河大桥前十阶自振特性

表 4-4

模态序号	频率(Hz)	周期(s)	振型特点
1	0.319 298	3.131 873	主梁纵飘
2	0.348 025	2.873 356	主梁对称横弯
3	0.896 836	1.115 031	主梁反对称横弯
4	1.393 291	0.717 725	主梁对称竖弯
5	1.638 839	0.610 188	主梁对称横弯
6	1.790 209	0.558 594	2号墩纵弯
7	1.845 094	0.541 978	桥墩横弯
8	2.644 193	0.378 187	主梁反对称竖弯
9	2.825 555	0.353 913	主梁反对称横弯
10	3.665 160	0.272 839	1号墩纵弯

由表 4-4 中频率及图 4-7 中振型可以得出:

(1)不同方向的力作用时,对其他方向产生的影响比较小。

(2)第一阶是体系纵飘,桥墩顺桥向弯曲,质量贡献率为 71.2%,所以是顺桥向的桥墩截面延性较好,塑性铰有可能出现在这个方向上,应该加强塑性铰区域的设计和处理。

(3)接下来的二、三阶都是侧向弯曲,表明桥梁在侧桥向较柔,将会导致较大的位移,因此横向刚度也是应该关心的,以防止体系发生侧向倾覆。

(4)第四阶是竖向弯曲,由于本桥墩梁固接,所以保持纵桥向的柔度能改善墩体的受力





状态。

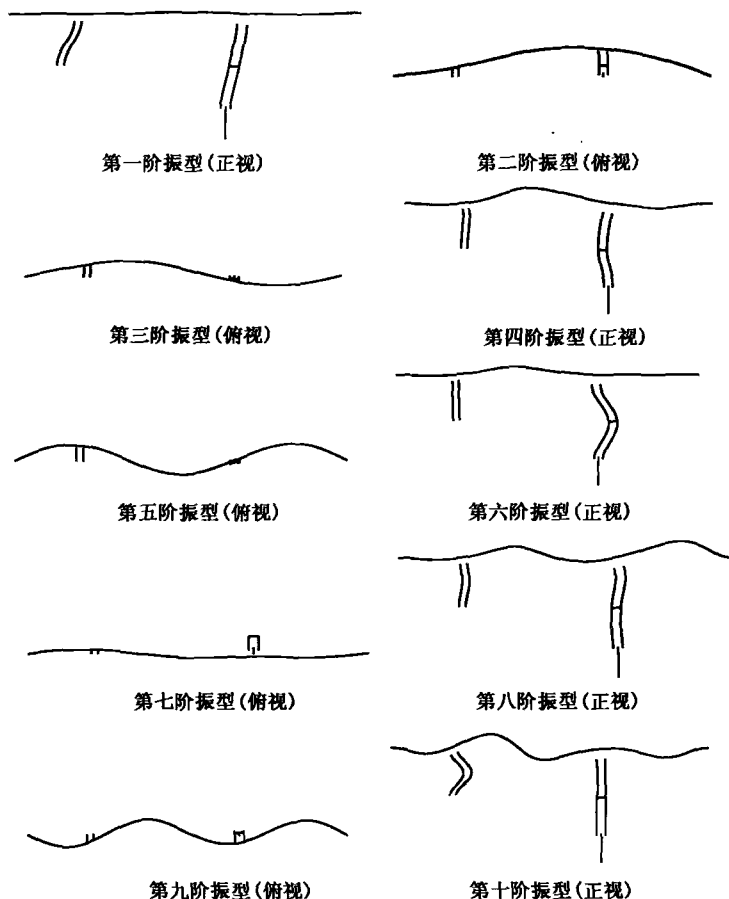


图 4-7 岩头河大桥前十阶振型图

(5)结构一阶频率为 0.32Hz,模态是纵向飘移。桥梁设计规范规定桥梁基频不得在人敏感的频率范围 2~6Hz 之内,结果表明本桥不会对行人和驾驶员产生明显的振感。

### 4.1.3 超高方式

弯桥平曲线半径小于一定数值时要设超高。从目前设计超高方式上看,箱梁有两种形式,一种采用底、顶板平行方式:一种采用底板水平、顶板斜置方式。两种方式如图 4-8 所示。在公路、城市桥梁中,两种方式都有采用。

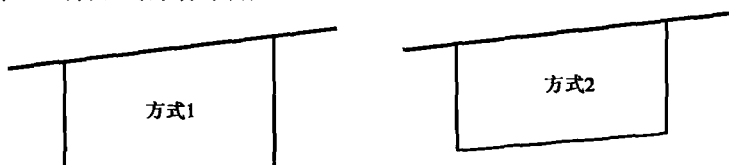


图 4-8 超高方式模型



两种方式各有利弊。表 4-5 为两种超高方式(以沙银沟大桥为例)的对比表。沙银沟大桥全桥位于圆曲线(半径 620m)上,全桥桥面横坡均为 4%,实际采用底、顶板平行方式 2。对比的截面位置为  $L/4$  处。

两种超高方式对比表(单幅桥) 表 4-5

项 目	方式 1(底板平置)	方式 2(底板斜置)
面积( $\text{m}^2$ )	10.25	9.99
全桥体积( $\text{m}^3$ )	1 311	1 278
全桥质量(t)	3 408	3 322
惯性矩 $I(\text{m}^4)$	16.97	15.04

由表 4-5 中可以得:

- (1)方式 2 比方式 1 节省混凝土,单幅桥可节省约  $33\text{m}^3$ ,也就是自重减少了 86t;
- (2)方式 1 比方式 2 面积惯矩大。

从施工的角度而言,方式 1 比方式 2 相对要方便一些。模板容易搭设,混凝土振捣充分,质量控制相对好些。

下面给出以沙银沟大桥为基本模型的两种方式受力的仿真分析结果。

对两种箱梁形式分别作用恒载和活载,然后对比分析。恒载作用结果如表 4-6 所示。活载三个断面规划结果,边跨跨中断面差异最大,故只列边跨跨中断面  $M_y$  影响面图,如图 4-9 所示。活载对比结果如表 4-7 所示。

恒载作用对比结果 表 4-6

截 面	内 力	顶板与底板平行	顶板与底板不平行
边跨跨中	纵向弯矩 $M_y(10\text{kN} \cdot \text{m})$	7 242.665	6 824.061
边跨跨中	扭矩 $M_x(10\text{kN} \cdot \text{m})$	153.07	144.52
边跨跨中	剪力 $F_z(10\text{kN})$	-677.578	-639.347
中跨根部	纵向弯矩 $M_y(10\text{kN} \cdot \text{m})$	44 426.247	44 317.416
中跨根部	扭矩 $M_x(10\text{kN} \cdot \text{m})$	-1 217.022	-1 262.889
中跨根部	剪力 $F_z(10\text{kN})$	1 743.575	1 733.235
中跨跨中	纵向弯矩 $M_y(10\text{kN} \cdot \text{m})$	-1 856.383	-1 865.586

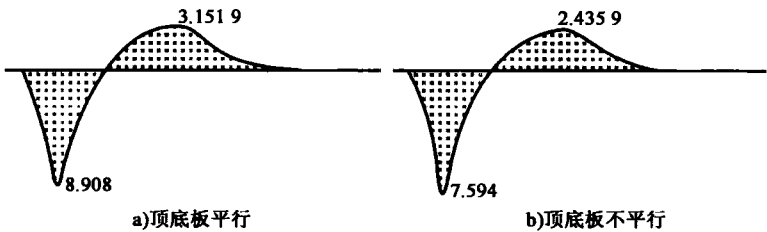


图 4-9 边跨跨中断面影响面图

恒载结果分析:

由表 4-6 中可以看出两个箱梁形式在恒载作用下内力仅有微小的差别,不平行模型内力



比平行模型内力一般要小一些。所以从内力角度,顶板有坡度底板水平箱梁形式,即顶板与底板不平行的模型恒载受力稍微好一些。

活载作用对比结果

表 4-7

规划目标		动态规划结果			
		顶板与底板平行		顶板与底板不平行	
边跨跨中	纵向弯矩 $M_y$ (10kN·m)	顺桥	1 017.774	顺桥	827.057
边跨跨中	扭矩 $M_x$ (10kN·m)	顺桥	192.595	顺桥	176.951
边跨跨中	剪力 $F_z$ (10kN)	逆桥	60.569	逆桥	57.86
中跨根部	纵向弯矩 $M_y$ (10kN·m)	顺桥	-3 777.156	顺桥	-3 739.586
中跨根部	扭矩 $M_x$ (10kN·m)	逆桥	494.477	逆桥	502.904
中跨根部	剪力 $F_z$ (10kN)	顺桥	-180.081	顺桥	-179.709
中跨跨中	纵向弯矩 $M_y$ (10kN·m)	逆桥	1 073.484	逆桥	1 086.832

活载结果分析:

从表 4-7 结果对比得到,由于两种箱梁截面抗弯刚度、抗扭刚度不同,导致活载作用下的规划结果有微小的差异。三个断面相比,边跨跨中  $M_y$  值差异相对大一些,即在活载作用下,平行模型边跨承受  $M_y$  内力大一些。对活载而言,同样不平行模型受力好一些。

综合恒、活载分析结果,弯桥箱梁顶底板不平行截面形式受力优于平行截面形式。

## 4.2 结构尺寸

箱梁的结构设计指的是箱梁的细部构造及尺寸的拟定,包括箱室数、腹板数及尺寸、顶底板尺寸,及底板线形、梗腋的尺寸、横隔板数目及尺寸、施工节段的划分等(图 4-10)。本节将从这些细部构造着手,分析弯箱梁在构造设计方面应注意的问题及其特点。

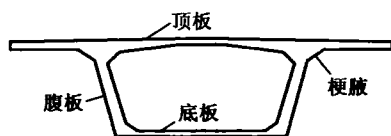


图 4-10 箱梁基本结构构造

### 4.2.1 箱室数

箱形截面具有良好的抗弯和抗扭性能,是大跨径弯桥的主要截面形式。箱形截面可分为单箱、双箱和多箱;一个箱形可含单室、双室和多室。组合起来可以有很多种,国内外常见的箱形截面如图 4-11 所示。图 4-11 所示截面按所用材料又可分为三类,即混凝土结构、钢混组合结构和钢结构。我国公路大跨径弯桥主要以混凝土结构为主,故以下关于箱梁尺寸的论述主要围绕混凝土结构展开。

应用箱梁截面有一个发展过程。从文献上看,20 世纪 90 年代前,应用箱形截面的形式多种多样(表 4-8),如单箱单室、单箱多室、分离式单室单室和分离式单箱多室等,并都有工程实例;20 世纪 90 年代后,随着预应力技术和结构分析技术的发展,对箱梁截面的认识大为提高,目前箱梁截面主要分两类:一类是 70m 以上的大跨径箱梁桥,主要为采用大悬臂三向预应力的单箱单室(图 4-12);另一类是 40~60m 的现浇箱梁多采用单箱多室,若是加宽现浇箱梁可



以做到四室(图 4-13)。分离式双箱工程实例相对少。

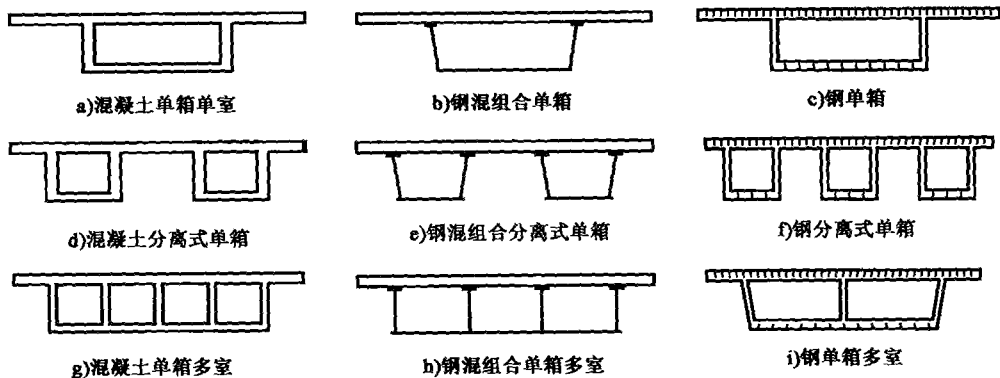


图 4-11 常见箱形截面

箱梁桥截面形式

表 4-8

桥 名	跨径布置(m)	桥宽(m)	截 面 形 式
包头黄河大桥	4×65	12	
桂林漓江大桥	9×60	20	
上海曹阳路桥	25+46+25	20	
天津十一路立交	30+32+30	18.5	
珠江三桥	80+110+80	24	
天津华北桥	70+100+70	18	
河北洛河大桥	30+2×45+30	9	
广东万江大桥	40+54+40	9~11	

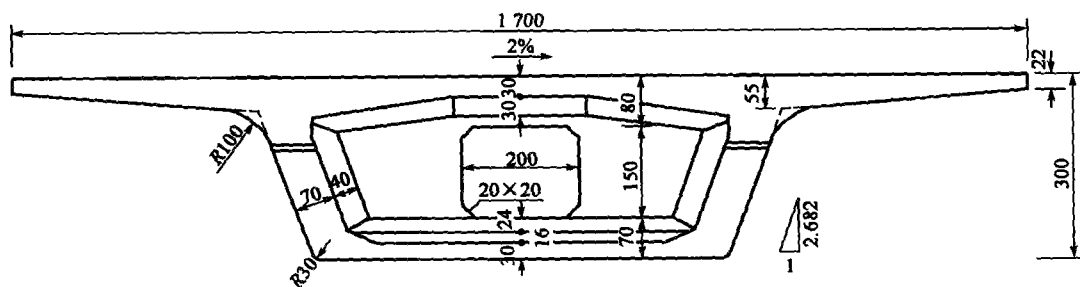


图 4-12 典型单箱单室截面(尺寸单位:cm)

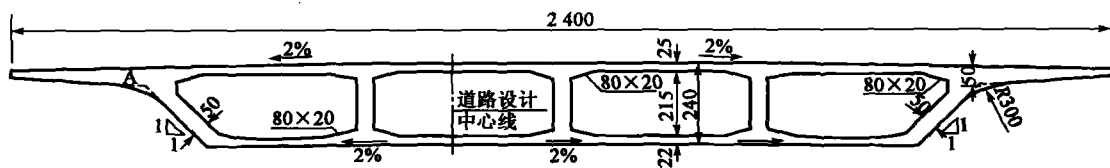


图 4-13 典型单箱四室截面(尺寸单位:cm)

大跨径箱梁桥采用单箱单室最主要的优势是:①提高单位面积的惯性矩,降低结构自重,增加结构跨越能力;②缩短一个箱梁节段的悬臂施工周期,降低整个上部结构的施工时间。从我国跨径大于 200m 的连续刚构桥资料看,无论桥梁宽度多大,几乎都是采用单箱单室截面。表 4-9 为跨径大于 200m、桥宽 15m 以上采用单箱单室的工程实例。从表 4-9 中得到采用单箱单室截面的最大桥宽已达 25m。虽然单箱单室的工程实例较多,但这并不意味着单箱单室的问题都已解决。箱截面越宽,箱空间效应越大,而现在的主流桥梁分析计算程序都是平面单元或空间梁单元,对箱横向和局部效应往往分析不到位,因此存在潜在的风险。如果是弯桥,再加上宽箱,纯三维空间分析必不可少。

桥宽 15m 以上单室箱梁桥

表 4-9

桥 名	跨径布置(m)	桥宽(m)	备 注
重庆石板坡大桥	4×138+330+132	19	主跨跨中有 108m 钢梁, 两侧 2.5m 过渡段
苏通大桥辅航道桥	138.7+268+138.7	16.5	双幅桥,1.6 次抛物线
云南红河大桥	58+182+265+194+70	22.5	悬臂对顶 300t 合龙
重庆鱼洞长江大桥	145.32+2×260+145.32	20.3	1.8 次抛物线
泸州长江二桥	145+252+54.8	25	49.5m 重力式锚碇桥台
重庆嘉陵江嘉华大桥	138+252+138	17.8	1.5 次抛物线
广州海心砂珠江大桥	138+250+138	16.5	1.6 次抛物线
黄石长江大桥	162.5+3×245+162.5	19.6	连续长度 1060m
重庆江津长江大桥	140+240+140	22	
杭州钱塘江下沙大桥	127+3×232+127	16.6	最大跨径连续刚构—连续梁
重庆北碚嘉陵江大桥	130+230+130	19	1.5 次抛物线
庙子坪岷江大桥	125+220+125	22.5	墩高 85m,1.5 次抛物线
重庆河耳沟大桥	122+210+122	22.5	
金厂岭澜沧江大桥	130+200+85	22.5	不对称连续刚构

#### 4.2.2 腹板

腹板外形有直腹板、斜腹板和弧形腹板(图 4-14)三种。直腹板施工方便,受力明确,应用



最多。对于变高度箱梁,为受力明确和施工方便,一般都是直腹板;对于等高度箱梁,直腹板和斜腹板都有工程实例,一般小箱梁都是斜腹板,普通箱梁做成斜腹板是为减少下部桥墩尺寸,减少迎风面降低温度应力,有时也是美观需要,但斜腹板较同等跨度的直腹板抗扭刚度要小,这一点值得注意;做成弧形腹板主要是城市立交桥因景观要求而设计,如哈尔滨、上海等地都有弧形腹板的高架桥工程。国外有些桥梁,为了减轻梁体重量(腹板重量约占箱梁自重的35%),减薄腹板但施加斜撑(图4-15);也有做成变截面腹板的例子,如德国的科查Kochertal桥(图4-16)。

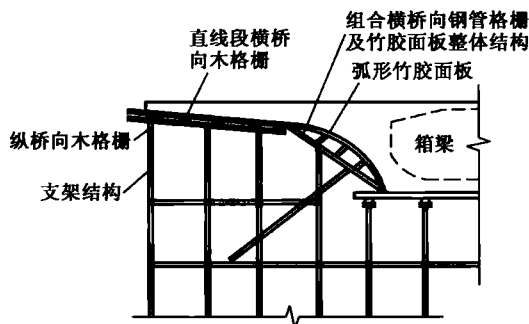


图 4-14 采用竹胶板模板施工的弧形腹板

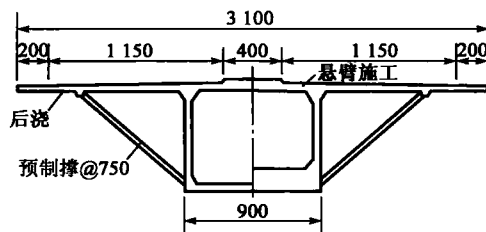


图 4-15 带预制斜撑的腹板(尺寸单位:cm)

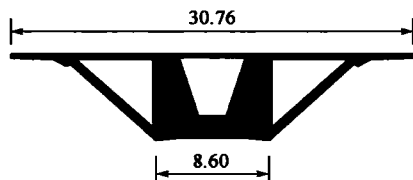


图 4-16 变截面腹板(尺寸单位:m)

腹板的主要功能是抵抗扭矩、剪力以及布置预应力钢束。无论支架现浇还是装配式箱梁支点附近的腹板均要加厚。对于悬臂施工的箱梁,从支点到跨中,腹板厚度逐渐改变,以适应受力要求。腹板厚度设计必须要考虑三个条件:①剪切荷载引起的剪力和扭矩必须保持在允许范围内;②满足浇筑混凝土的空间,尤其是在腹板内设置有弧线钢束的地方;③钢束如锚固在腹板内,则必须能适当地分布集中在锚固位置上的高预应力荷载。从三个条件上看,腹板的厚度往往受预应力钢束尺寸控制。我国《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)规定:箱梁腹板厚度不得小于14cm;其上下承托之间的腹板高度,当腹板内设有竖向预应力筋时,不应大于腹板厚度的20倍;当腹板内不设预应力筋时,不应大于腹板厚度的15倍;当腹板宽度有变化时,其过渡段长度不宜小于12倍腹板宽度差。国外研究资料表明:

- (1)腹板内无预应力管道布置时厚度可取20cm;
- (2)腹板内有预应力管道布置时厚度可取25~30cm;
- (3)腹板内有预应力管道锚固时厚度可取35cm。

若是支点腹板厚度可达30~60cm,甚至100cm,对于现浇和装配式箱梁而言,腹板中的预应力主要是结构纵向钢束;对于悬臂施工的箱梁,由于悬臂根部剪力大,一般在腹板中均设竖向钢束以提高腹板抗剪能力,降低主拉应力。

斜腹板的倾斜度如果小于 $25^\circ$ 时,则容许简化成直腹板箱梁计算。

对于弯桥,针对弯梁桥的外侧腹板的内力大于内侧腹板的内力和外侧腹板的变形大于内侧腹板的变形的受力特点,一般采用横截面腹板不等高的截面形式,加大外侧腹板的高度以提



高外边腹板的刚度和承载力。这种处理方法在一定程度上解决了弯箱梁外腹板的内力和变形比内腹板大的问题,并且还兼顾了弯梁桥横向超高的设置问题,因此在实际工程中得到比较广泛的应用。

### 4.2.3 顶板

顶板主要抵抗截面弯矩产生的压应力或拉应力。在自重作用下,若是简支结构或是桥面连续结构,顶板主要以受压为主;若是连续结构(包括刚构),顶板在支点处以受拉为主,跨中以受压为主,但与底板相比受力相对复杂,因为顶板要直接承受车轮荷载作用,故顶板的纵向应力和横向应力均较大。若是弯桥和宽桥,顶板受温度、预应力和剪力滞影响比结构的其他部分都要大。

无论是支架现浇、预制吊装还是悬臂浇筑或顶推施工,顶板厚度沿纵向一般都是等厚,主要原因是顶板厚度主要受钢束大小控制,只要配束满足构造要求,一般拉压应力都能通过规范标准,故没有必要变化。但特殊位置例外,如连续刚构桥的0号块顶板,由于钢束密集、周边底板和腹板均加厚,故从受力角度和全截面刚度匹配上,顶板厚度要增大。

确定顶板厚度一般要考虑两个因素:①满足桥面板横向弯矩的受力要求;②满足布置纵向预应力钢束的要求。桥面板中的横向弯矩受活载、悬臂板长、顶板梗腋长和顶板厚等因素影响。其中桥面板悬臂长度是调节板内弯矩的重要参数。在确定悬臂板长度时,恒载所引起的弯矩是主要的。若桥面板横向弯矩过大,则需要在板内配制横向预应力。

国内箱梁顶板厚度一般在20~28cm,且不小于板跨径的1/30,板悬臂根部厚度为40~60cm。施加横向预应力的悬臂长度一般在200~450cm,板悬臂长度与根部梁高有关。

### 4.2.4 底板

底板的外形有直线形和弧线形(图4-17)两种。一般都是直线形,只有城市高架桥因美观需要才将底板做成弧形。弧形底板无论设计还是施工都比直线形底板复杂。

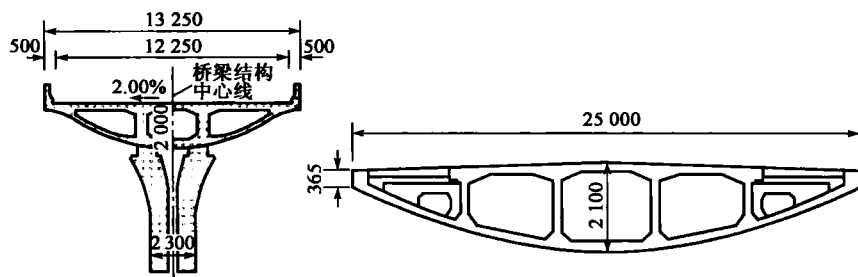


图4-17 弧形底板截面(尺寸单位:mm)

底板与顶板一样主要抵抗截面弯矩产生的压应力或拉应力。在自重作用下,若是简支结构或是桥面连续结构,底板主要以受拉为主;若是连续结构(包括刚构),底板在支点以受压为主,跨中以受拉为主。对于一般现浇和先简支后连续结构,底板受力相对明确,支点处以受压为主,跨中以受拉为主,而先简支后连续情况稍复杂,因为张拉负弯矩区合龙钢束时,底板有时会出现拉应力。对于悬臂施工的箱梁桥,底板由于受到巨大的压应力,从根部到跨中底板变厚



度较为合理。

底板厚度的设计与截面受力密切相关,因此无论装配式、顶推、支架现浇和悬臂施工,底板不同部位应考虑不同的厚度。一般情况是支点局部加厚或由跨中向支点逐步加厚。一般跨中底板厚度在 20~30cm 之间,且不小于板净跨径的  $1/30$ ,最大底板厚跨比一般在  $1/130 \sim 1/200$ 。对于弯连续梁桥和弯连续刚构桥,底板应适当加厚,主要原因是底板内外侧合龙钢筋会产生较大的横向应力,从而使空间主拉应力增大。除加厚外,横向钢筋应加强。

对悬臂施工的箱梁,底板要承受挂篮底模梁后吊点的压力,设计时应考虑该力对底板和腹板的作用。

#### 4.2.5 梗腋

梗腋的作用主要有两个:①加强箱梁顶底板与腹板的连接,使箱肋剪力流过渡平顺,减小截面的畸变应力,提高箱结构的整体性,增加箱梁截面抗弯和抗扭刚度,尤其对弯桥受力有利;②由于设置梗腋,方便预应力钢束的布束,缓解角隅区的应力集中,并可有效减薄顶、底板的厚度,对顶板来说,可使板的支点刚度增大,减小顶板的跨中弯矩。

加腋方式可以按加腋长度而定,若水平边大于竖向边则称水平加腋或坦加腋,反之则称竖加腋或陡加腋。竖加腋可增大腹板刚度,使腹板的屈曲长度减小,使腹板剪应力的峰值移离“肋—板”铰接处,以使与纵向弯曲应力的峰值错开,减小“肋—板”交接处的主应力值。加腋范围(加腋的倾斜度)(图 4-18)与顶底板横向跨度有关,与布筋数量的多少有关。在一般桥宽情况下,顶板加腋一般都是水平加腋,可减小桥面板的实际跨径,有利于主梁负弯矩区的布筋,底板加腋一般都是水平边与竖向边相等,即按  $1:1$  加腋。若是宽桥,底板也常采用水平加腋的方式。



图 4-18 加腋一般范围

#### 4.2.6 横隔板

箱梁横隔板的基本作用是增加截面的横向刚度,限制畸变应力。一般由于箱梁抗弯和抗扭刚度大,故在支点 0 号块双薄壁墩位置处设横隔板,以起到承上启下的结构作用。端横隔板构造上考虑不平衡段底板钢束弯到端部分散锚固的构造要求。对于直箱梁桥,中横隔板对纵向应力和横向弯矩的分布影响较小;对于弯箱梁桥则不同,对纵向应力和横向弯矩的分布影响较大,因此目前平曲线半径较小的弯箱梁中间都设横隔板,有时甚至不是一道,如四川省交通厅公路规划勘察设计研究院编制的 30m 现浇弯箱梁,中间设了两道横隔板(图 4-19)。

对于悬臂施工连续梁或连续刚构,中墩上的横隔板形式多种多样,如图 4-20~图 4-27 所示。







法国奥尔良桥采用的就是这种横隔板形式,目前国内尚未查到工程实例。

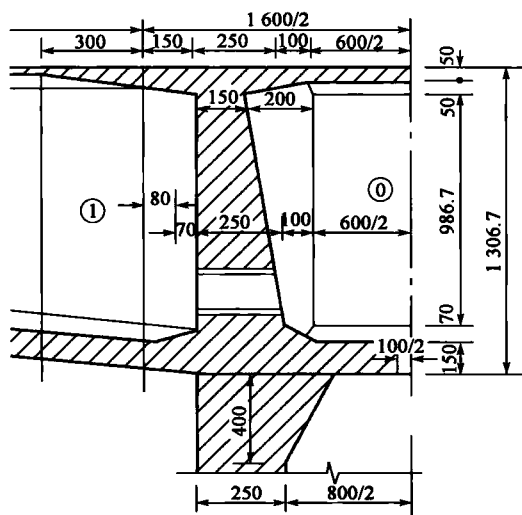


图 4-22 0号块中横隔板变厚(尺寸单位:cm)

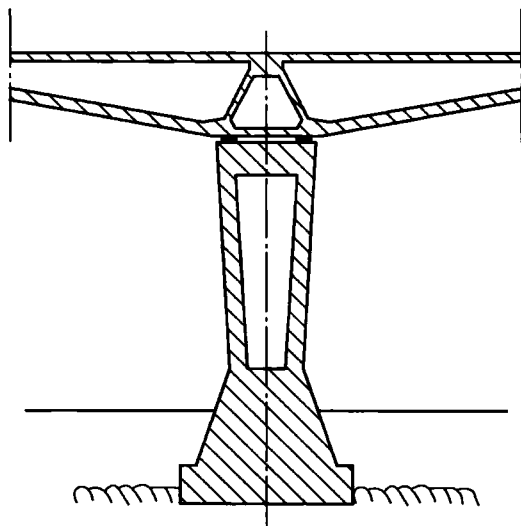


图 4-23 0号块中横隔板呈△形

图 4-24 和图 4-25 为小跨径连续刚构桥的 0 号块横隔板形式。由于是单柱,故图 4-24 采用单横隔板形式;图 4-25 的特点是横隔板中间的顶板较厚,达到 100cm,需要不需要这么厚的顶板姑且不论,至少说明在设置双横隔板时要充分考虑夹在其间的顶板受力。图 4-26 为悬臂施工连续梁支点处横隔板设置情况。中横隔下是支点,两个边横隔主要起悬臂施工时临时固接的构造作用。

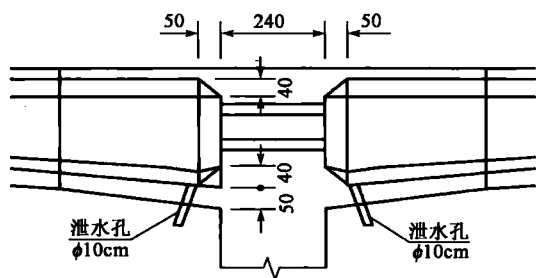


图 4-24 单墩横隔板(尺寸单位:cm)

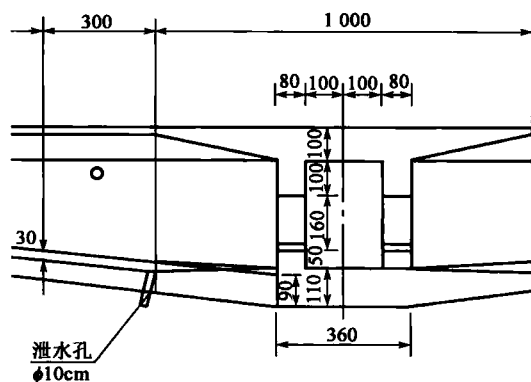


图 4-25 横隔板之间顶板变厚(尺寸单位:cm)

图 4-27 为两幅桥之间的横隔板,其作用是增加横向刚度。在沿海地区为抗风常采用这种措施。

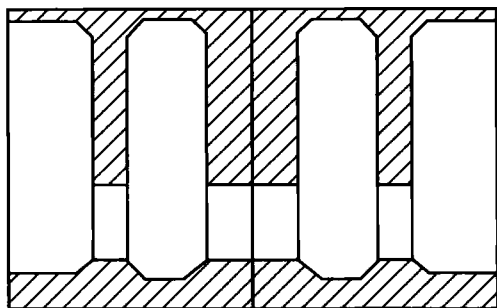


图 4-26 单支座的连续梁支点横隔板

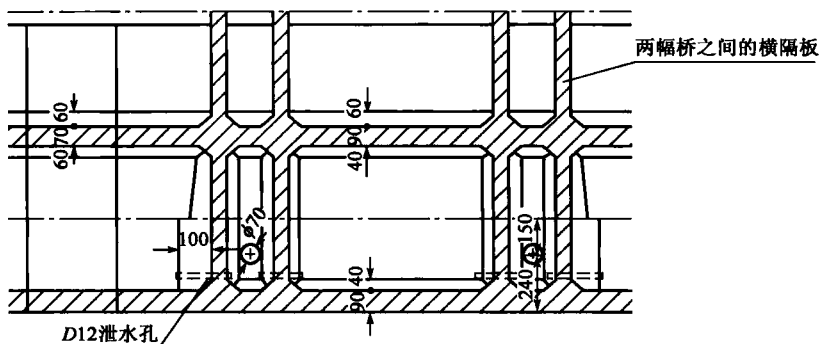


图 4-27 两幅桥之间的横隔板(尺寸单位:cm)

#### 4.2.7 节段划分

箱梁悬臂施工分现浇和预制两种,对箱梁节段总的要求如下:①节段重量应与挂篮承载力相匹配;②由于预应力是集中锚固于梁段截面的同一位置,梁段划分时,应考虑在满足预应力管道弯曲半径与最小直线段长度的前提下,尽量使预应力管道弯曲平滑;③梁段长度规格应尽量减少,避免节段重量相差太大,以利挂篮施工。若是弯桥,节段划分长度比直桥要短一些,如下面已建三座大桥的节段划分比较,节段短一些的目的是尽量减少悬臂端部上节段自重状态下的扭矩。

沙银沟大桥:  $L=68+120+68(\text{m})$ ,  $R=620\text{m}$ ;

节段划分为  $2.5+6\times 3.0+5\times 3.5+4\times 4.0=54(\text{m})$ 。

福建船岭崇大桥:  $L=85+155+85(\text{m})$ ,  $R=700\text{m}$ ;

节段划分为  $4 \times 3 + 6 \times 3.5 + 8 \times 4.0 = 65(\text{m})$ 。

山西阳城河 2 号桥:  $L=75+135+75(\text{m})$ ,  $R=3\,268\text{m}$ (基本上直桥);

节段划分为  $3+4\times 4.0+8\times 5.0+4\times 4.0=59(\text{m})$ 。

预制箱梁节段的长度,主要由运输条件及吊装能力而决定,如预制场地离桥位远,须采用公路或铁路运输,则预制节段的长度通常不超过 2.5m,以免运输时超宽;若采用水路运输,则



预制节段的长度可以增加至 3.5m。

美国预制节段学会和后张拉混凝土学会联合发表的《预制节段后张拉施工的推荐工艺》中,对预制节段技术要求如下:

- (1)保证节段长度相同,保证节段是直的,即便是弯桥也要保证节段是直的;
- (2)调整节段或部分结构,例如剪力键的比例,使其便于脱模;
- (3)保证腹板沿纵向等厚;
- (4)顶板翼缘沿纵向等厚;
- (5)腹板和顶板之间的倒角尺寸一致;
- (6)在梁高变高度时,采用直腹板,避免底板宽度变化;
- (7)避免腹板和顶板的连续表面由于锚具或嵌入等构造出现中断;
- (8)如果可能的话,钢束和锚具的布置采取相同的模式;
- (9)减少横隔板和加劲的数量;
- (10)如果可能,避免采用穿透模板的销钉。

### 4.3 合龙段设计

合龙段是指采用悬臂施工连续梁桥或连续刚构桥,边跨现浇段与 T 边跨悬臂和两个 T 悬臂之间的连接部位。合龙段设计应包括体系转换方式、边跨合龙方式及构造本身。

#### 4.3.1 体系转换方式

目前体系转换有两种方式:一是先边跨合龙后中跨合龙,简称先边后中;二是先中跨合龙后边跨合龙,简称先中后边。表 4-10 为部分实际工程合龙方式及合龙段构造统计表。虽然只是部分统计,但基本上反映了目前国内连续刚构桥合龙方式及常见的构造措施。从表 4-10 中可以看出,两种合龙方式相比,大多数采用先边后中方式。

部分工程合龙方式及合龙构造措施

表 4-10

编号	项目名称	主孔结构布置(m)	合 龙 方 式	合龙段构造
1	贵州省镇胜高速公路虎跳河大桥	120+4×225+120	先中后边,合龙段采用吊架现浇	劲性骨架连接。四个角点处用水平、竖向连接杆连接,每根连接杆采用 2 根[36b。水平杆一端与锚板焊接固定,另一端作为调节端
2	贵州省镇胜高速公路朱昌河大桥	106+200+106	先边后中,边跨合龙段采用满堂支架现浇,中跨合龙段采用吊架现浇	劲性骨架连接。四个角点处用水平、竖向连接杆连接,每根连接杆采用 2 根[40c。水平杆一端与锚板焊接固定,另一端作为调节端
3	贵州省镇胜高速公路沙银沟大桥	68.69+121.22+68.69	先边后中,边跨合龙段采用满堂支架现浇,中跨合龙段采用吊架现浇	劲性骨架连接。四个角点处用水平、竖向连接杆连接,每根连接杆采用 2 根[40c。水平杆一端与锚板焊接固定,另一端作为调节端



续上表

编号	项目名称	主孔结构布置(m)	合 龙 方 式	合龙段构造
4	云南省蒙新 高速公路乍马 孔大桥	98+180+98	先边后中,边跨合 龙段采用满堂支架现 浇,中跨合龙段采用 吊架现浇	劲性骨架连接。每个腹板有三根连接杆连 接,每根连接杆采用 2 根[20b。水平杆一端与 锚板焊接固定,另一端作为调节端。腹板同一 高度的连接杆再用两根加强杆连接
5	云南省蒙新 高速公路绿水 河大桥	77+140+77	先边后中,边跨合 龙段采用满堂支架现 浇,中跨合龙段采用 吊架现浇	劲性骨架连接。分为内、外两种刚性支撑, 边跨内支撑为顶板 11 个、底板 7 个钢管 ( $\phi 121$ )连接,中跨内支撑为顶板 11 个、底板 9 个钢管( $\phi 121$ )连接。外刚性支撑为顶、底板各 2 根类似其他桥的连接杆件相连,不预埋在梁 中,而是通过预埋件埋在梁体中,再与连接杆 焊接
6	广州市南部 快速路珠江特 大桥	138+250+138	先边后中,边跨合 龙段采用满堂支架现 浇,中跨合龙段采用 吊架现浇	劲性骨架连接。每个腹板有三根连接杆连 接,每根连接杆采用 2 根[20b。水平杆一端与 锚板焊接固定,另一端作为调节端。腹板同一 高度的连接杆再用两根加强杆连接
7	山西省青银 国道阳城河二 号桥	75+135+75	先边后中,边跨合 龙段采用满堂支架现 浇,中跨合龙段采用 吊架现浇	细节同“贵州省朱昌河大桥”,只是横向加强 杆为三根
8	云南省元磨 高速公路元江 大桥	58+182+265+194+70	先边后中,边跨合 龙段采用满堂支架现 浇,中跨合龙段采用 吊架现浇	
9	云南省元磨 高速公路阿墨 江大桥	70+2 $\times$ 130+70	先边后中,边跨合 龙段采用满堂支架现 浇,中跨合龙段采用 吊架现浇	细节同“贵州省朱昌河大桥”
10	重庆市广阳 岛大桥	115.50+210+115.50	先边后中,边跨合 龙段采用满堂支架现 浇,中跨合龙段采用 吊架现浇	细节同“贵州省朱昌河大桥”



续上表

编号	项目名称	主孔结构布置(m)	合 龙 方 式	合龙段构造
11	福建省龙长高速公路白石岭大桥	52.5+93+52.5	先边后中,边跨合龙段采用满堂支架现浇,中跨合龙段采用吊架现浇	采用临时锁定。顶、底板的上方各2根类似其他桥的连接杆件相连,不预埋在梁中,而是通过预埋件埋在梁体中,再与连接杆焊接。杆件的材料为2[32。全桥合龙后拆除临时锁定骨架
12	福建省龙长高速公路船岭崇大桥	85+155+85	先边后中,边跨合龙段采用满堂支架现浇,中跨合龙段采用吊架现浇	采用临时锁定。顶、底板的上方各2根类似其他桥的连接杆件相连,不预埋在梁中,而是通过预埋件埋在梁体中,再与连接杆焊接。杆件的材料为2[32。全桥合龙后拆除临时锁定骨架
13	云南省昭待公路蛤蟆山大桥	82+146+82	先边后中,边跨合龙段采用满堂支架现浇,中跨合龙段采用吊架现浇	劲性骨架连接。分为内、外两种刚性支撑,内支撑同乍马孔大桥。外支撑同福建“白石岭大桥”,材料用2[40
14	云南省昭待公路毛家村水库大桥	82+146+82	先边后中,边跨合龙段采用满堂支架现浇,中跨合龙段采用吊架现浇	劲性骨架连接。分为内、外两种刚性支撑,内支撑同乍马孔大桥。外支撑同福建白石岭大桥,材料用2[40
15	广州市南部快速路官洲河特大桥	98+180+98	先中后中,合龙段均采用吊架现浇	采用临时锁定。顶、底板的上方各2根类似其他桥的连接杆件相连,不预埋在梁中,而是通过预埋件埋在梁体中,再与连接杆焊接。杆件的材料为2140。全桥合龙后拆除临时锁定骨架
16	杭州市绕城公路下沙大桥	127+3×232+127	先边后中,边跨合龙段采用满堂支架现浇,中跨合龙段采用吊架现浇	劲性骨架连接。四个角点处用水平、竖向连接杆连接,每根连接杆采用2根[40c。水平杆一端与锚板焊接固定,另一端作为调节端
17	厦门海沧桥西航道连续刚构桥	78+140+78+2×42	中跨合龙—西边跨合龙—合龙42m边跨—东边跨合龙	劲性骨架连接。腹板处用8排连接杆连接,每根连接杆采用2根[20。水平杆一端与锚板焊接固定,另一端作为调节端

采用先边后中的主要目的是减小结构中的温度应力和容易控制合龙过程中的变形。合龙段施工之前,每个T构的悬臂箱梁是静定结构,只因温度产生变形,不产生应力。先中后边形成II形结构,中跨各个梁段混凝土会因温度作用产生应力。这时除中跨合龙段外,其余各梁段混凝土均已达到设计强度,且施加了预应力,因而能承受温度应力。而合龙段混凝土在未达到强度前,不能承受温度应力,因此必须采取措施使它不受力,如临时束、体外支撑等,且应在合龙段施工中选择合理的灌注时间,采取添加U型微膨胀剂以及降温等强有力措施。先边后中则是在边跨合龙后,成为一次超静定结构,其温度和混凝土收缩产生的应力及变形较先中后边要小很多,同时施工中的变形控制也相对容易。所以大多数连续刚构设计选择先边后中的合龙顺序。



图 4-28~图 4-30 为沙银沟大桥两种合龙方式的内力比较图。由图中可以得到先中后边和先边后中两种施工方法成桥以后扭矩  $M_x$ 、纵向弯矩  $M_y$ 、剪力  $F_z$  内力分布规律基本相同,数值大小差别不大。

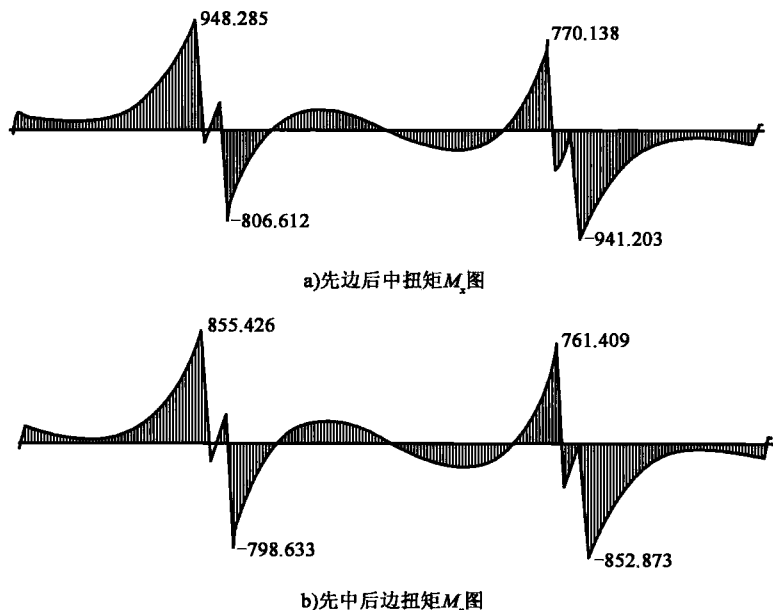


图 4-28 不同合龙方式的  $M_x$  比较图

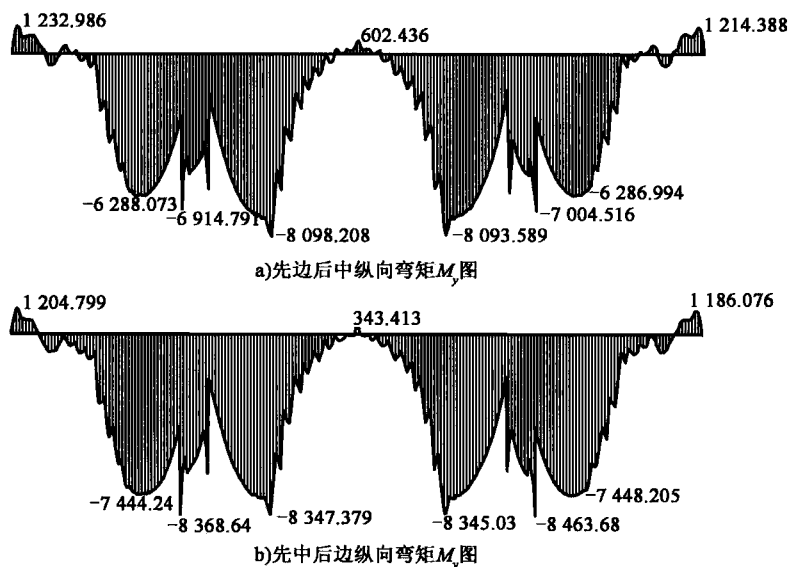


图 4-29 不同合龙方式的  $M_y$  比较图

对于  $M_x$ , 无论采用先边后中还是先中后边合龙方式, 边跨最大扭矩值大于中跨最大扭矩值; 若两种方式比较, 先中后边方式边跨  $M_x$  更大一些。原因可以理解为中跨合龙后分担边跨一部分受力。



对于  $M_y$ , 先中后边方式边、中跨最大  $M_y$  均大于先中后边方式边、中跨最大  $M_y$ 。分析原因, 从最大悬臂到合龙经历若干阶段, 过程多, 影响因素多, 相比之下, 最主要原因是中跨底板预应力设置值较大。

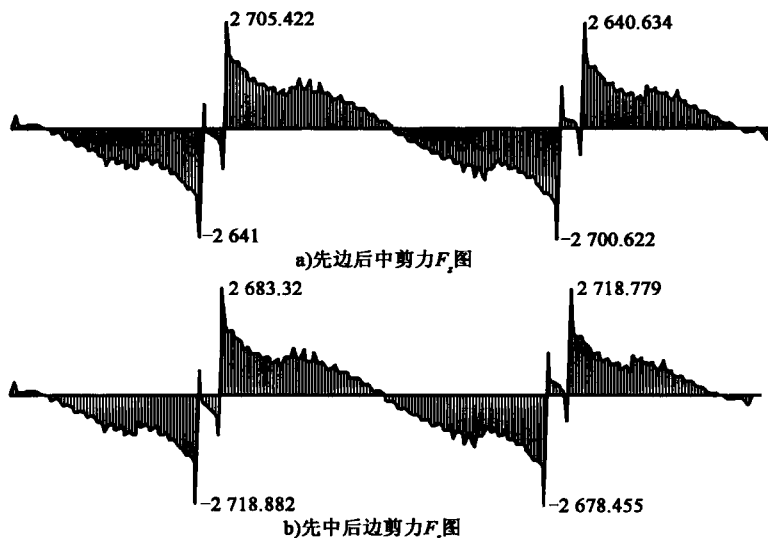


图 4-30 不同合龙方式的  $F_z$  比较图

对于  $F_z$ , 后合龙跨剪力大, 合情合理。

从以上分析可知, 两种合龙方式, 对三跨这种形式的连续刚构内力差别不大。若考虑温度影响和合龙风险, 推荐合龙方式采用先边后中方式。事实上, 对于多跨连续刚构的合龙方式, 影响较大的因素仍然是温度。目前的认识是对于多跨连续刚构合龙, 中间各跨应在设计温度下同步合龙。

### 4.3.2 边跨合龙方式

边跨与中跨合龙相比, 中跨合龙方式相对固定, 一般采用吊架方式。边跨合龙方式则根据边墩高度及施工条件有三种选择: 落地支架、导梁方式和与引桥悬臂连接方式。

#### 1) 落地支架方式

在落地支架上浇筑合龙段合龙边跨是大多数连续刚构采用的方法。它的特点是施工质量容易保证, 施工安全性较高, 而且支架的架设可以与上部箱梁悬臂浇筑同步进行, 缩短工期; 但如果边墩较高, 因安全和稳定性要求, 落地支架所用的支架数量会很大。如果边墩在水中, 基础施工难度大, 落地支架也不经济。

#### 2) 导梁方式

导梁方式是在不宜采用落地支架施工情况下的一种合龙施工方式。它的基本做法是钢导梁一端支撑在边跨“T”的悬臂端, 另一端支承在边墩上, 然后在导梁上挂模板浇筑合龙段。这种方式虽然取消了落地支架, 但由于在箱梁悬臂端施加了很大的集中荷载, 对箱梁受力不利。而且如果跨径较大(120m 以上), 由于现浇段重量大, 对导梁的刚度要求会更高。相比情况下, 现浇段的变形控制难度大。导梁方式另一不足之处是工期较落地支架长, 因为合龙段施工必须在悬臂施工完成后进行。





### 3) 与引桥悬臂连接合龙方式

这是取消落地支架的另一种方式。它的基本做法是边跨现浇段与引桥上部结构用钢束临时连接成悬臂梁,然后悬臂梁(边跨现浇段)与“T”悬臂端合龙,最后解除临时束。国内沅陵沅水大桥采用这种方式合龙边跨。它的主桥跨径组成  $85+140+85+42(\text{m})$ ,引桥跨径组成  $9 \times 42\text{m} + (42+13.5)\text{m}$  两联,由预应力束临时连接,顶推就位后解体,悬臂的  $13.5\text{m}$  与刚构悬臂空中固接,形成  $85+140+85+42(\text{m})$  的连续刚构。此种方式适用条件有限。

上述三种方式相比,应用最多的是落地支架方式。

### 4.3.3 合龙段构造措施

合龙段构造措施是体系转换成败的关键,实际施工中多给予充分重视。这里主要存在以下几个问题:①合龙段新浇混凝土产生的收缩问题;②合龙段浇筑混凝土过程中高程恒定问题;③合龙温度及合龙后合龙段受温度影响问题。对于合龙温度,实际施工一般都采用低温合龙,即采用比当地全年平均气温略低的温度,这样做是使合龙段主要承受温度压力。由于不易准确推断施工时的合龙温度,故有些设计院给出的合龙温度是一个范围。对于高程恒定问题,实际主要采用边浇混凝土边卸载的方式保持合龙段高程不变,目的是使合龙段避免在成型过程中受力。

除合龙温度和恒定高程外,其余问题主要通过构造措施来解决。首先设计上在满足“T”构最后一节悬浇梁段施工操作空间的前提下,尽可能将合龙段长度设计短一些,以减少合龙段的收缩量。然后对合龙段采用劲性骨架约束锁定。合龙段锁定可分为以下三种:

(1) 内外刚性锁定。所谓外锁定是指在箱梁顶、底板表面用型钢固定;所谓内锁定是指在箱梁顶、底板中沿纵向用型钢固定。内外锁定即箱梁顶底板上下表面和纵向同时锁定。

(2) 内或外刚性锁定及张拉临时束法。在内外锁定选择一种情况下,对合龙段施加临时钢束。

(3) 内外刚性锁定和张拉临时束法。在内外同时锁定情况下,对合龙段施加临时钢束。

在上述三种锁定措施中,值得注意的是内锁定的不足之处,即内锁定型钢与腹板钢筋冲突较大,不利于腹板混凝土浇筑,而且由于内锁定不能拆除。故在张拉永久束时,对合龙段来讲,有很大一部分预应力由于有体内支撑的作用而损失,从而不能使合龙段混凝土充分受到钢束的预压。比较这三种方法的优劣,笔者推荐外锁定加临时钢束法。该方法具体实施如下:在箱梁顶、底板上安置临时体外锁定,体内加临时束。用刚性锁定抵抗合龙段混凝土升温时产生的压力,用预应力钢束抵抗降温时产生的拉力。在浇筑合龙段混凝土前,先将体外刚性锁定撑紧,张拉临时束。在永久束张拉之前,先拆除体外锁定及临时束。采用这种方法的特点是:①施工干扰小;②不损失预应力,能使合龙梁段充分受到永久钢束的预压;③体外钢支撑拆卸后可重复用,节约钢材;④在施工边跨合龙段时,便于在其上安置横撑。

## 4.4 梁高和底板厚度曲线指数的选取

大跨径连续刚构或连续梁桥,主梁几乎都采用变截面箱形结构,其梁高  $H$  和底板厚度  $D$  的变化是通过指数函数的幂次变化实现的。梁高  $H$  和底板厚度  $D$  的选取,对于上部结构的材料数量、外形美观及整桥受力合理性都至关重要。



表 4-11 为实际大跨径连续刚构或连续梁桥中,梁高  $H$  和底板厚度  $D$  变化曲线的设计类型情况。梁高  $H$  和底板厚度  $D$  曲线变化函数指数一般在 1.5~2 之间,绝大多数桥两者取一样的指数,个别也有不一样,如广州官州河大桥梁高  $H$  取 1.6 次抛物线,底板厚度  $D$  取 2 次抛物线。从受力均匀渐变角度上讲,梁高  $H$  和底板厚度  $D$  曲线变化函数指数取一样是合理的,或底板厚度  $D$  的曲线变化函数指数大于梁高  $H$  的曲线变化函数指数是合理的。如果是宽桥和弯桥,建议取后者,因为 1/4 处的底板厚度可以增大。

变截面箱梁梁高  $H$  和底板厚度  $D$  变化曲线函数 表 4-11

桥名主跨径 $L(\text{m})$	梁高 $H$	底板厚度 $D$
福建白石岭大桥 93	圆曲线, $r=282\text{m}$	圆曲线, $r=322\text{m}$
重庆北碚嘉陵江大桥 230	1.5 次抛物线	1.5 次抛物线
广州官州河大桥 180	1.6 次抛物线	2 次抛物线
贵州朱昌河大桥 200	1.65 次抛物线	1.65 次抛物线
广西布柳河大桥 230	1.7 次抛物线	1.7 次抛物线
云南湃街渡大桥 220	1.75 次抛物线	1.75 次抛物线
重庆鱼洞长江大桥 260	1.8 次抛物线	1.8 次抛物线
福建船岭崇大桥 155	2 次抛物线	2 次抛物线
韩国新村大桥 170	3 次抛物线	根部线性变化到 1/4 处, 剩余到跨中不变

实际数据统计表明,主跨径在 150m 以下的大桥,曲线指数一般取大一些,在 1.8~2 之间;主跨径在 150m 以上的大桥,曲线指数一般取小一些,在 1.5~1.7 之间,如表 4-12 所示。

部分大桥梁高  $H$  变化曲线函数 表 4-12

桥名主跨径 $L(\text{m})$	梁高 $H$	桥名主跨径 $L(\text{m})$	梁高 $H$
江西会昌九岭大桥 80	2 次抛物线	苏通大桥 268	1.6 次抛物线
山西阳城河桥 2 号桥 135	2 次抛物线	宁德下白石大桥 260	1.6 次抛物线
贵州上半岩大桥 100	2 次抛物线	宜水路金沙江大桥 249	1.5 次抛物线
福建小棉 1 号桥 82	1.8 次抛物线	都纹路庙子坪岷江大桥 220	1.5 次抛物线
福建山峰 2 号桥 108	1.8 次抛物线	月亮包大桥 200	1.5 次抛物线
珠江特大桥 250	1.6 次抛物线		

下面以贵州沙银沟大桥为基本模型,变化箱梁梁高  $H$  的曲线函数指数,给出相应的内力和应力变化规律。由于沙银沟大桥是弯桥,故分析结论对大跨径弯桥有指导和借鉴的作用。

分析模型:沙银沟大桥跨径组成 68+120+68(m),根部梁高 6.8m,跨中梁高 2.5m;跨中和根部顶板厚 28~50cm,0 号块底板厚 50cm;跨中底板厚 32cm,根部底板厚 75cm,0 号块底板厚 130cm,跨中腹板厚 45cm,根部腹板厚 60cm,0 号块腹板厚 80cm。双薄壁墩高 80m,间距 8m,墩截面实心矩形 6.5m×2.0m。不计预应力,只计自重,但分阶段计算到成桥阶段。



梁高变化曲线方程  $H = (430/55^t) \cdot x^t + 250(\text{cm})$ , 底板过渡曲线方程  $D = (43/55^t) \cdot x^t + 32(\text{cm})$ ,  $t$  指数变化范围 2.2、2.0、1.8、1.5 和 1.3 次。

分析结论:

1) 梁高变化

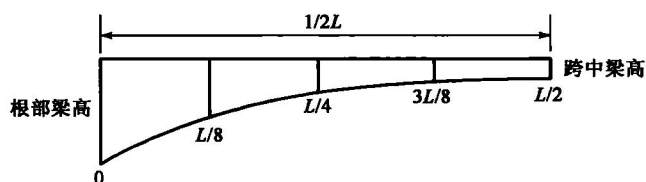
(1)  $t$  指数越大, 中间梁高越小, 反之亦然(表 4-13、图 4-31)。

(2)  $t$  指数变化影响大的区域主要是  $L/4$  处附近。 $L/4$  截面处, 次方 2.2 与次方 1.3 相差 80.7cm, 而  $L/8$ 、 $3L/8$  截面处均小于这个数字。选择较小指数, 主要增加梁高, 而改善的最大部位是  $L/4$  截面附近。梁高布置示意图见图 4-31。

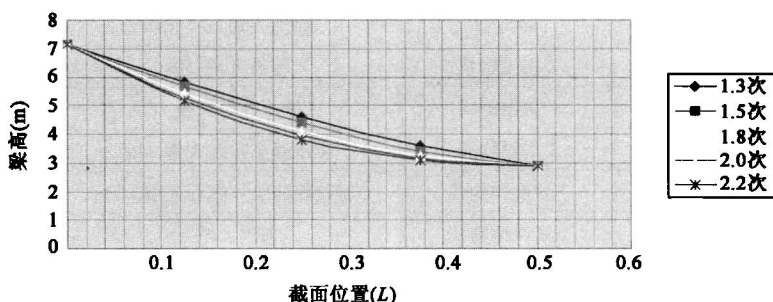
不同梁底曲线次数下结构梁高对比(单位:m)

表 4-13

截面位置 指数次数	0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	$L/2$
1.3	7.161	5.817 2	4.606 1	3.569 7	2.861
1.5	7.161	5.654 0	4.381 3	3.398 5	2.861
1.8	7.161	5.425 8	4.097 2	3.216 0	2.861
2.0	7.161	5.284 2	3.938 0	3.130 2	2.861
2.2	7.161	5.150 4	3.799 2	3.065 2	2.861



a) 截面位置示意



b) 根据表4-13绘制的梁高变化曲线

图 4-31 梁高随指数  $t$  变化曲线

2) 最大悬臂时竖向剪力  $F_z$ 、扭矩  $M_x$  和纵向弯矩  $M_y$

(1) 对剪力  $F_z$  (图 4-32), 梁底曲线次数越大, 边跨跨中  $b$  (下同)、边跨墩根部  $c$  (下同)、中跨墩根部  $e$  (下同) 截面  $F_z$  越小, 墩顶  $d$  (下同) 截面  $F_z$  越大。 $b$ 、 $c$ 、 $e$  截面  $F_z$  减小很好理解, 因为自重轻了;  $d$  截面  $F_z$  数值变化不大, 且远小于  $c$ 、 $e$  截面。

(2) 对扭矩  $M_x$  (图 4-33), 梁底曲线次数越大,  $b$  截面  $M_x$  越大,  $c$ 、 $d$ 、 $e$  截面  $M_x$  越小。 $b$ 、 $d$  截面扭矩  $M_x$  变化不大。



(3)对纵向弯矩  $M_y$  (图 4-34), 梁底曲线次数越大,  $b$ 、 $c$ 、 $d$ 、 $e$  截面  $M_y$  值均减小。纵向弯矩与剪力、扭矩规律都不一样。

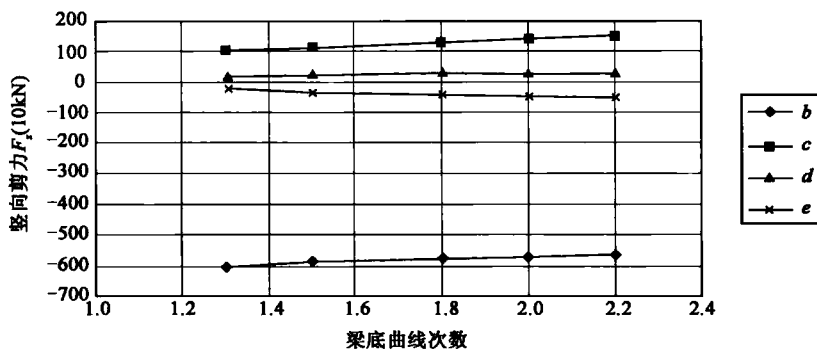


图 4-32 最大悬臂状态各截面竖向剪力  $F_z$

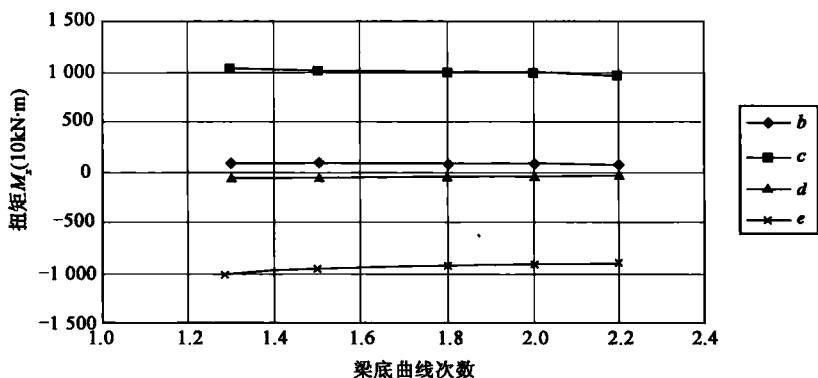


图 4-33 最大悬臂状态各截面扭矩  $M_x$

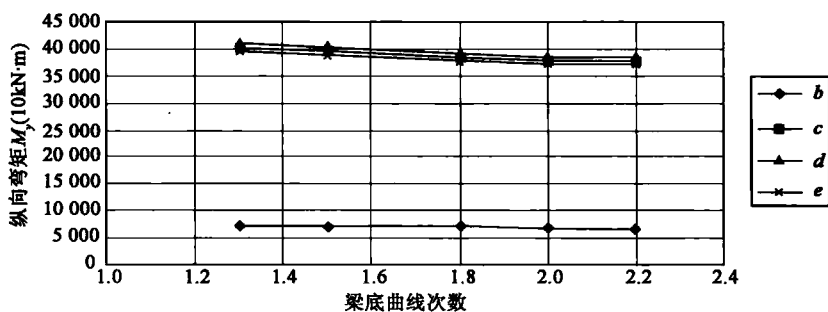


图 4-34 最大悬臂状态各截面纵向弯矩  $M_y$

### 3) 成桥状态竖向剪力 $F_z$ 、扭矩 $M_x$ 和纵向弯矩 $M_y$

(1)对剪力  $F_z$  (图 4-35), 成桥状态规律与最大悬臂状态一样, 即梁底曲线次数越大,  $b$ 、 $c$ 、 $e$  截面  $F_z$  越小,  $d$  截面  $F_z$  越大。从数值上看, 梁底曲线次数对中跨  $F_z$  影响不大, 对边跨  $F_z$  影响大。

(2)对扭矩  $M_x$  (图 4-36), 成桥状态规律与最大悬臂状态少有不同。梁底曲线次数越大,  $b$ 、 $d$  截面  $M_x$  越大,  $c$ 、 $e$  截面  $M_x$  越小。影响变化幅度最大的是墩顶  $d$  截面, 尤其梁底曲线次数 1.5



与 1.3 是一个分界,其数值不仅变化大而且变号。

(3)对纵向弯矩  $M_y$ (图 4-37),成桥状态规律与最大悬臂状态一样,即梁底曲线次数越大,  $b$ 、 $c$ 、 $d$ 、 $e$  截面  $M_y$  值均减小。纵向弯矩与剪力、扭矩规律都不一样。

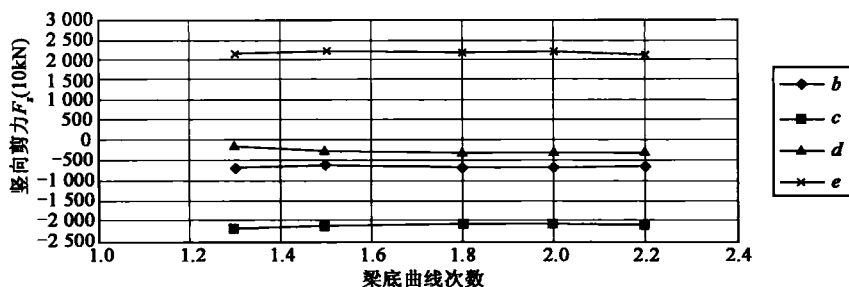


图 4-35 成桥状态各截面竖向剪力  $F_z$

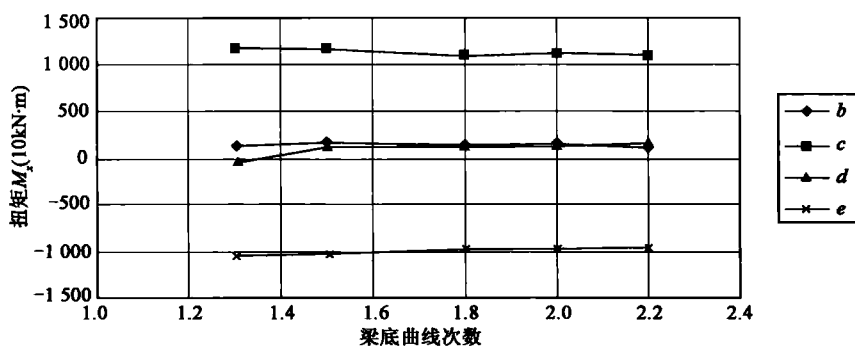


图 4-36 最大悬臂状态各截面扭矩  $M_x$

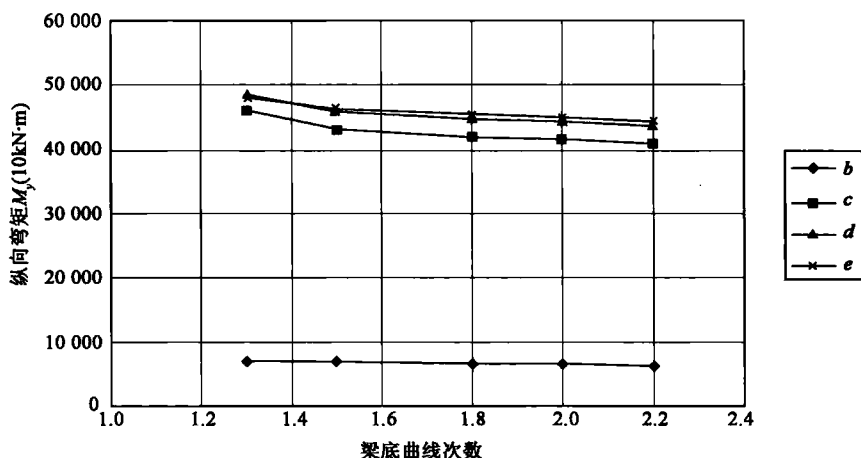


图 4-37 最大悬臂状态各截面纵向弯矩  $M_y$

#### 4) 内力规律小结

(1)梁底曲线次数对连续刚构恒载内力有较大的影响。次数越低越接近直线过渡,从而引起的内力数值越大,因为自重越大。累计计算最大悬臂状态和成桥状态均是如此。

(2)实际应用中,最初梁底曲线按二次抛物线,后趋向采用 1.8 次,主要理由是增加  $L/4$



处左右的梁高以增强抗主拉应力的能力。虽然梁增高刚度增大,但自重也大,因此究竟采用何种曲线次数应综合应力情况而定。

#### 5) 主应力规律(图 4-38~图 4-40)

(1) 随着梁底曲线次数的增大,该截面主应力  $\sigma_1$  绝对值都在增大。

(2) 随着梁底曲线次数的增大,该截面主应力  $\sigma_2$  正极大值都在减小,顶板翼缘处均增大,即主应力  $\sigma_2$  正值趋于均匀;在底板部分  $\sigma_2$  负极大值变大,且在 1.5 次时底板左右两端负主压应力最接近。

(3) 随着梁底曲线次数的增大,该截面主应力  $\sigma_3$  绝对值呈增大趋势。

由上分析得到,增加梁底曲线次数主应力  $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  都在增大。在实际应用中,主应力超标降低梁底曲线次数是措施之一。

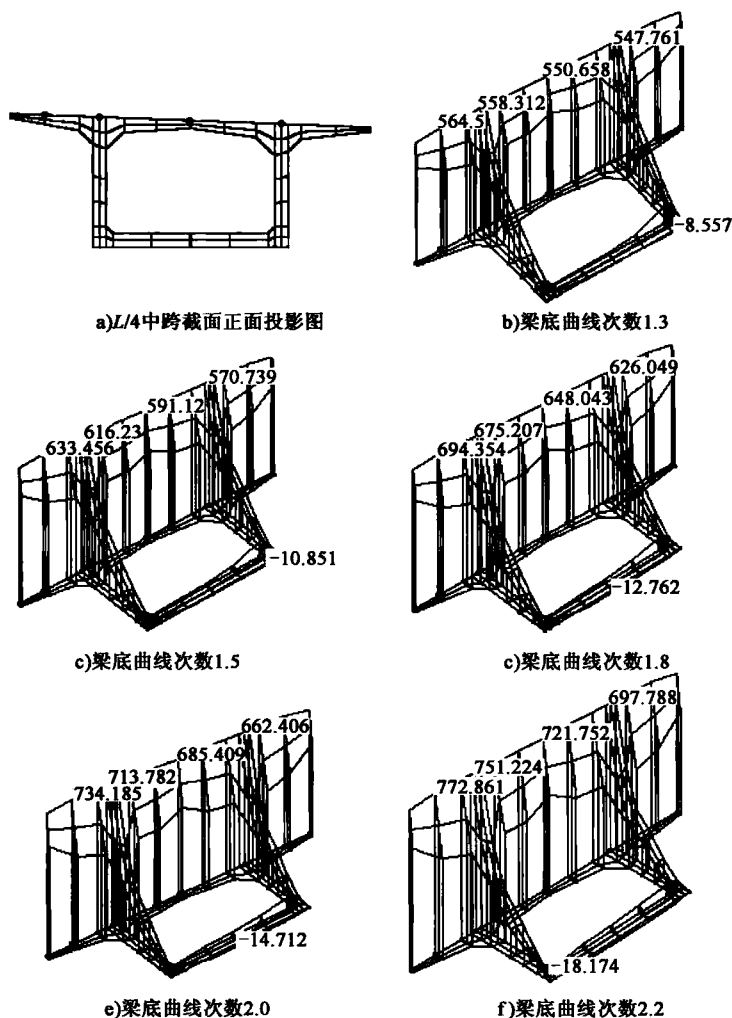


图 4-38 L/4 中跨截面处主应力  $\sigma_1$

注:图 a) 中最左侧点为主拉应力  $\sigma_1$  极大值点,右侧三点均为所取特征点。

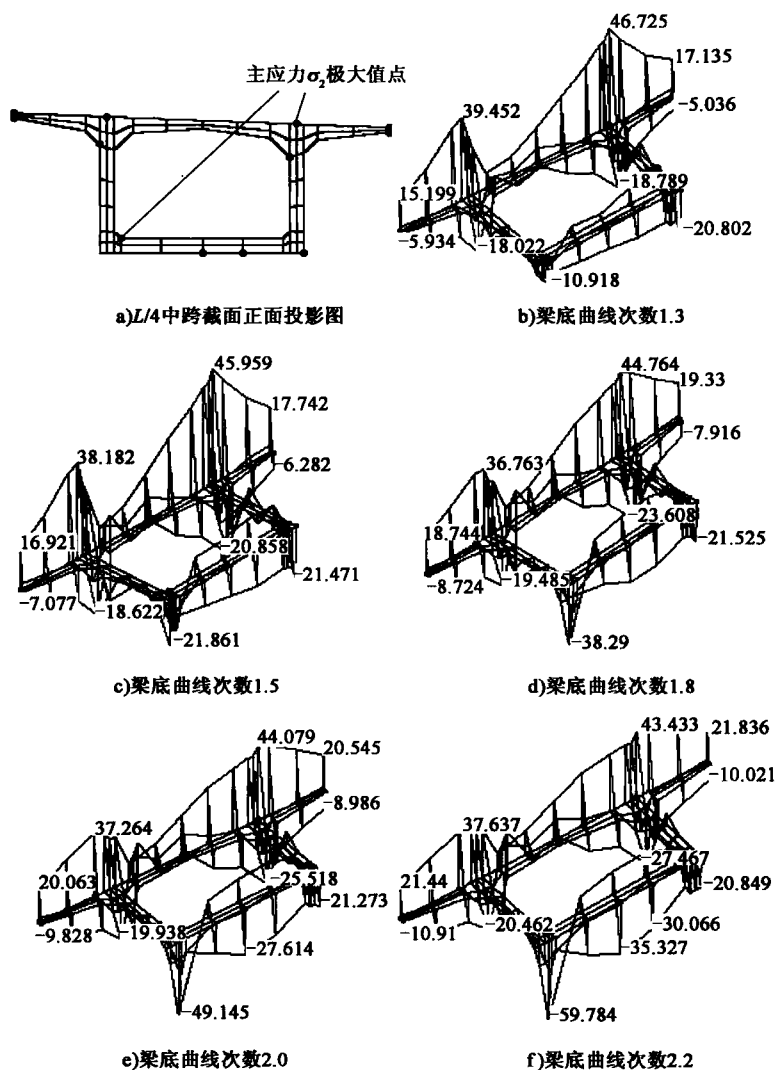


图 4-39  $L/4$  中跨截面处主应力  $\sigma_2$

注: 图 a) 中除标识外, 其余点均为所取特征点。

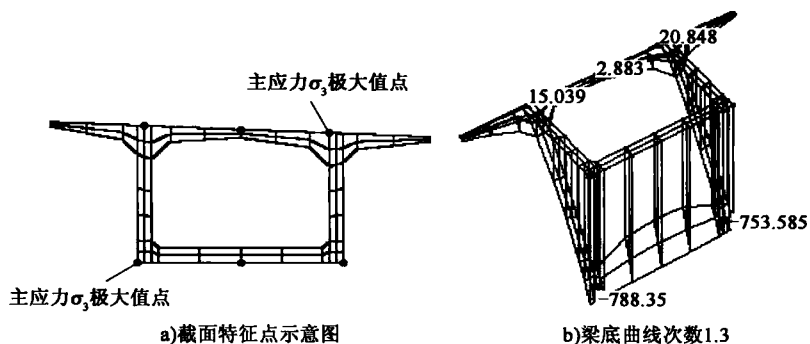
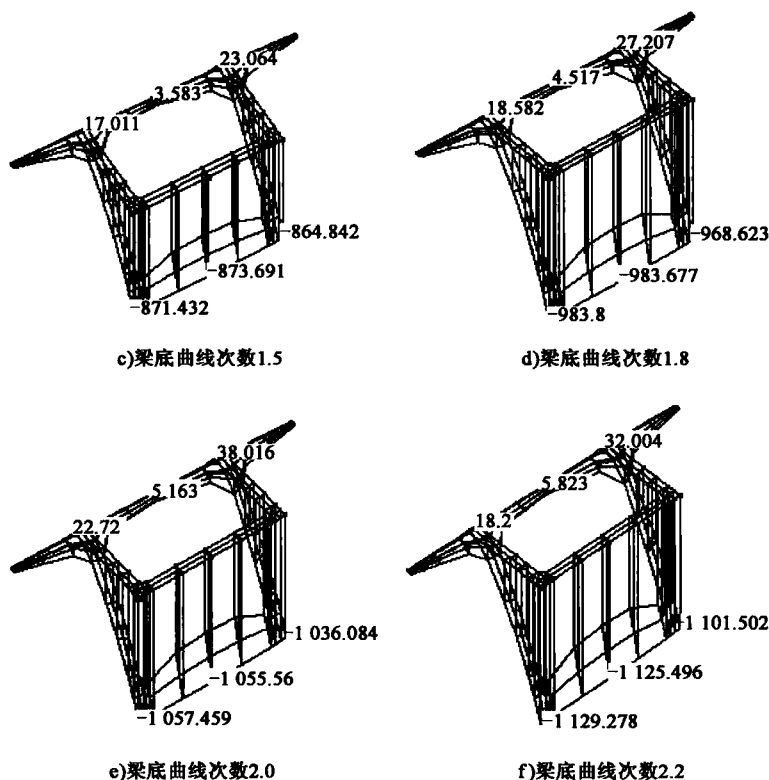


图 4-40

图 4-40  $L/4$  中跨截面处主应力  $\sigma_3$ 

注:图 a) 中除标识外,其余点均为所取特征点。

## 4.5 预应力设计

### 4.5.1 预应力发展简述

现代预应力技术起源于法国 E. Freyssinet 两次技术创新,一次于 1928 年首次在混凝土中应用高强钢丝;一次在 1939 年发明创造出可靠、经济适用的锥形锚。随后预应力混凝土得到广泛应用均得益于这两项技术。从 20 世纪 40 年代到现在的 60 年中,预应力混凝土已成为土木行业最重要的建筑材料,桥梁建造也不例外。目前预应力混凝土正朝轻质、高强、高性能和耐久性方向发展。C200 混凝土和 2 000MPa 钢绞线已在工程中得到应用。超高强混凝土和超耐久性钢绞线正在研制之中。其他配套技术,如灌浆技术、张拉技术也都有长足发展,尤其是塑料波纹管真空压浆技术对减小后张预应力后期损失起到重要作用。

预应力混凝土除材料技术发展迅速外,其设计计算方法也在不断的完善之中。关于预应力混凝土设计计算方法,林同炎在《预应力混凝土结构设计》一书中有明确阐述。他认为对预应力认识经历了三个过程,即三种基本概念。第一种概念,预加应力变混凝土为弹性材料,即





经过施加预应力后,混凝土不再出现拉应力,也就没有裂缝,结构材料由脆性材料变为弹性材料;第二种概念,预加应力为了使高强度钢筋与混凝土结合,这种概念是将预应力混凝土看做是钢筋与混凝土的一种结合,即和普通钢筋混凝土一样,用钢筋承受拉力及混凝土承受压力以形成一抵抗外弯矩的力偶;第三种概念,预加应力实现荷载平衡,这种概念把预加应力主要看作是试图平衡构件上的荷载。目前多数桥梁专业程序基本上采用第三种预应力概念。

## 4.5.2 弯梁桥预应力特点

### 1) 预应力抗扭效应分析

弯梁桥除受弯受剪外,还要承受扭矩。对于截面上的扭矩,一般从结构上有三种措施来抵抗:①通过设置中墩预偏心来调节各控制断面的扭矩峰值;②设置预应力钢束;③配置非预应力钢筋来抵抗截面内力。分析表明,设置预应力钢束,对抵抗结构扭矩有明显的作用,其原理如图 4-41 所示。其中图 4-41a) 预应力作用产生的扭矩  $F \cdot d$  与自重产生的扭矩方向相反,能起到抵消作用,而图 4-41b) 则不行,因为预应力作用产生的扭矩  $F \cdot d$  与自重产生的扭矩方向相同。



图 4-41 预应力作用示意图

对于悬臂施工的弯连续刚构桥,一期钢束的布置位置与图 4-41a) 相同,故能起到抵抗恒载扭矩的作用;二期钢束位置与图 4-41b) 相同,故起不到抵抗恒载扭矩的作用,而且有一定负作用。

对于现浇施工的弯连续梁桥,预应力一般都是通常曲线钢束,在跨中正弯矩区布置在下缘,在支点的负弯矩区布置在上缘,因此情况相对复杂。但不管如何复杂,其基本原理依然参照图 4-38 所示的作用示意。对目前城市流行的弯钢混结构,若预应力布置在桥面板中,则起不到抗扭的作用,这一点要特别注意。

### 2) 弯桥预应力束线性变换不成立

直梁桥中预应力束可以线性变换。因为在连续梁中,一旦它的预应力筋在支点间的线性确定,则预应力引起的总的预加内力将是唯一的,而与预应力筋在中支点处位置的高低无关。如图 4-42 所示。

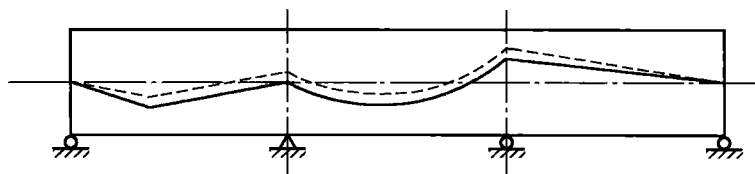


图 4-42 预应力束线性变换示意图



虽然连续梁的总预加内力未变,但是基本预加内力和二次预加内力都已改变。由于中支点预应力筋的位置发生改变后,该处的集中等效荷载也发生改变,其在基本结构中引起的基本预加内力也随之改变;上述改变必然引起连续梁多余未知力的变化,从而引起二次预加内力的变化。并且,二次预加内力在相邻的多余约束之间是按线性规律分布的,而预应力筋在中支点处的坐标改变,对基本预加内力和二次预加内力的改变也是线性的。但是,梁的预应力压力线不会改变。因此,这种线性的变化就是预应力筋的线性变换。利用线性变换原理可以设计吻合束。在直线梁桥中通过线性变换将预应力筋的曲线,亦即预加力线,和总预应力线重合,则二次预加内力就不再存在。在这种情况下,超静定结构的总预加内力即为基本预加内力,受力如同静定结构一样。而按照上述方式布置的预应力筋成为吻合索。

弯梁桥中为什么不能应用线性变换原理。在曲线梁桥中,预应力筋不仅有竖向的曲率,还会有平面的曲率。而预应力筋的平面曲率会产生对梁的水平径向作用力,这种水平力对梁的剪力中心的偏心扭矩会使曲梁产生附加的弯矩。因此,曲线梁中预应力索的作用,不仅要抵抗外荷载产生的弯矩及其内力,还要抵抗其自身产生的附加弯矩。在钢束位置未知的情况下,产生的附加弯矩也是未知的。因此,在曲线梁桥中,预应力钢束位置的任何变动,都会改变由其所产生的偏心扭矩而导致附加弯矩,从而使压力线也发生相应的改变。也就是说,在假定一条预应力线的情况下,如果想通过调节中支点的坐标,使预应力线和总预加内力线重合,从而使二次预加内力不存在的做法是不能实现的。

### 4.5.3 纵向钢束

#### 1) 布置形式

无论是现浇还是预制,凡以悬臂施工的桥梁,其纵向预应力均由两组钢束组成:①在悬臂施工的各个阶段,以桥墩中心为对称轴布置的箱梁顶板上缘钢束(一期钢束),它主要用来抵抗逐渐增加的恒载弯矩。对于弯桥也是如此,因为弯桥虽然存在弯扭耦合现象,但纵向弯矩依然是主要的。②当悬臂施工完成后,边中跨合龙需要采用第二类钢束,即合龙二期钢束,它的形式与悬臂施工时的一期钢束完全不同,因为它主要抵抗下列荷载:a. 桥面铺装;b. 活载;c. 温度梯度引起的荷载等。

两类钢束布置简图如图 4-43 和图 4-44 所示。

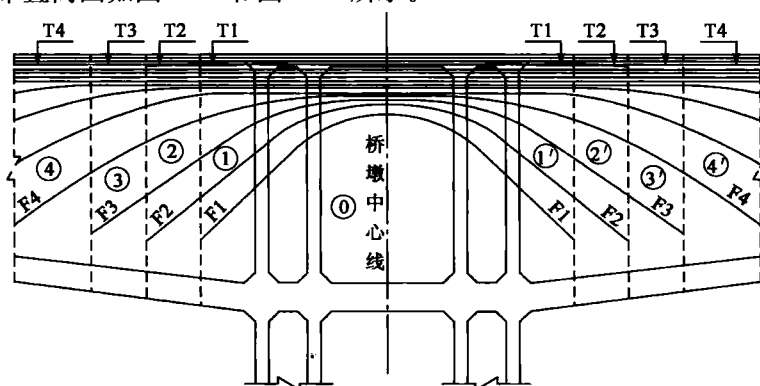


图 4-43 顶板及腹板束示意图

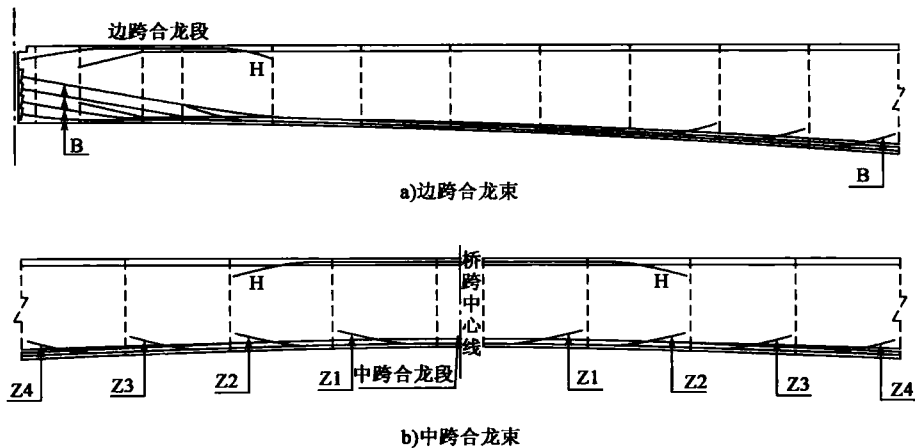


图 4-44 合龙二期钢束示意图

注: H 表示腹板束, B 表示中跨底板束。

由于采用大吨位预应力锚具, 一期钢束主要布置在腹板内, 因此存在两种形式: 直线束和下弯曲线束。直线束的优点是设计和施工简单, 由于明显减少曲度和摆动, 因而明显减少预应力损失。有资料表明, 在其他条件相同时, 直线纵向预应力的费用至少节约 10%。国内曾经一度流行过直线束设计。下弯曲线最大的优点是可以采用预应力的竖直分量来降低结构剪应力。目前, 大多悬臂施工的连续刚构桥都设计下弯束, 以抵抗后期因徐变造成结构下挠引起的斜裂缝和削弱预应力盲区, 如图 4-45 所示。

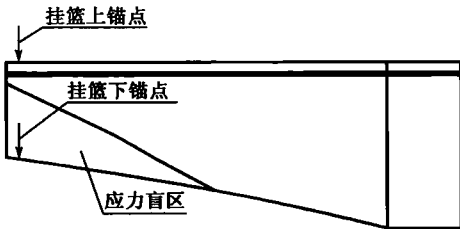


图 4-45 挂篮锚固示意图

表 4-14 给出了在竖向预应力作用下沙银沟大桥根部断面附近预应力下弯与不下弯的腹板主拉应力比较表。

钢束下弯根部附近腹板主应力比较表

表 4-14

位 置	内 侧		外 侧	
距根部断面	下 弯	不下弯	下 弯	不下弯
距离 (m)	主拉应力 (MPa)	主拉应力 (MPa)	主拉应力 (MPa)	主拉应力 (MPa)
-4.2	0.000 61	0.4	0.008 9	0.48
-3.2	0.01	0.39	0.02	0.41
-2.2	0.12	0.45	0.13	0.63
-1.2	0.03	0.37	0.03	0.55
-0.2	-0.13	0.26	-0.12	0.44
0.2	-0.12	0.25	-0.10	0.3
1.2	0.04	0.36	0.05	0.54
2.2	0.13	0.43	0.14	0.61
3.2	0.02	0.37	0.03	0.39
4.2	0.00	0.38	0.02	0.46

注: 表中距根部断面距离, “-”表示距边跨根部距离, “+”表示距中跨根部距离。表中数据均为箱梁中性轴处应力。



由表 4-12 中数据得到,在设置下弯钢束后,腹板主拉应力明显较不设置下弯钢束有较大幅度减小。在不设下弯钢束情况下,边跨根部断面附近主拉应力达到了  $0.45\text{MPa}$ ,在设置下弯钢束后主拉应力下降到  $0.12\text{MPa}$ ,说明下弯钢束的设置对减小桥墩附近箱梁腹板主拉应力比较有效。同时从表 4-12 中还可看出在靠近根部断面主拉应力上升较快,而离开根部断面不远拉应力又下降很快,说明主拉应力重点防范区是根部附近,因此有必要在根部断面附近设置下弯钢束。同时也可看出设置下弯钢束有另外两点好处:①设置下弯束使得腹板的压应力储备增大,这对结构在运营阶段受力有利;②设置下弯钢束对由于预应力滞后效应而产生的盲区也有削弱作用,使结构累计应力明显降低。虽然设置竖向预应力能够减缓腹板的主拉应力,但竖向预应力往往由于施工原因导致损失较大,那么抵抗腹板主拉应力就不能仅仅靠竖向预应力,应该同时设置下弯钢束。虽然下弯束的摩阻损失较大,但是对抵抗结构根部范围内由于剪力引起的主拉应力还是比较有效。

连续刚构桥二期钢束或称合龙连续束一般布置在底板与腹板交界的承托内,或完全在底板内。当结构为变截面时,底板在垂直平面具有一定的曲率,预应力钢束的布置必须适应底板的曲率变化。如果对这个问题的考虑缺乏仔细考虑,可能会导致结构出问题。图 4-46 表示底板合龙连续钢束布置情况和局部脱离体受力图示。图 4-46a)说明底板纵向压应力会在底板引起向上的径向力,图 4-46b)说明底板内钢束由于曲线布置会引起向下的径向力。两者有相互抵消的作用。但在后期温度、活载作用下,图 4-46a)向上的径向力会大大削弱,甚至消失,因此就不能部分抵消钢束曲率造成的影响,从而钢束曲率的作用就全部加到底板混凝土的恒载应力上,这时相应的弯曲应力就要比只有恒载时的应力高出很多,有些文献上称要高出  $4\sim 5$  倍。如果对这种效应没有足够的结构措施作保证,将产生严重的裂缝,甚至可能破坏。

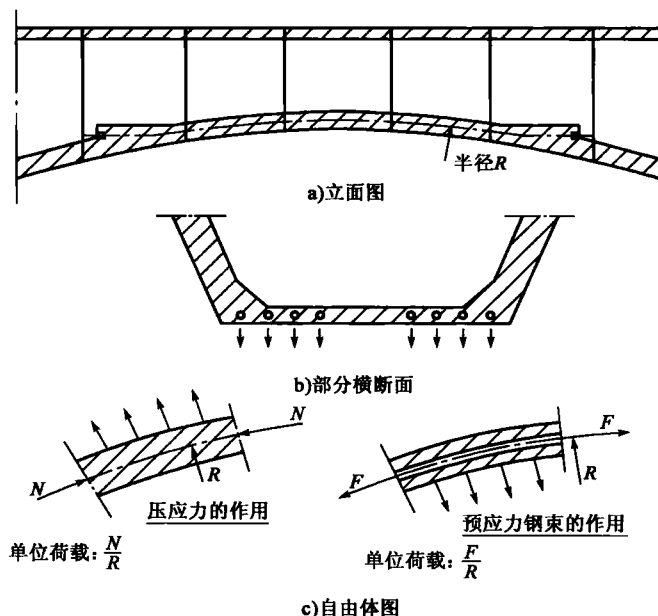


图 4-46 底板钢束布置和局部脱离体受力图示



## 2) 弯桥纵向预应力不对称布置影响

大跨径弯连续刚构桥,由于弯扭耦合作用,结构内外侧受力不一样,外侧较内侧不利,那么预应力设计应该针对这一特点进行布置,即不对称布置。沙银沟大桥设计时对纵向预应力不对称布置进行了研究,分三种情况讨论:

情况 1:内侧钢束 14 股,外侧钢束 16 股;

情况 2:内侧钢束 16 股,外侧钢束 14 股;

情况 3:采用对称布置,即每侧钢束均为 15 股。

在结构各种荷载作用下对三种布束形式进行比较分析,以期获得正确布束的方法。图 4-47~图 4-49 为三种布置时典型截面顶底板应力比较图。计算时考虑施工过程累计效应。这里仅给出成桥阶段的计算结果。

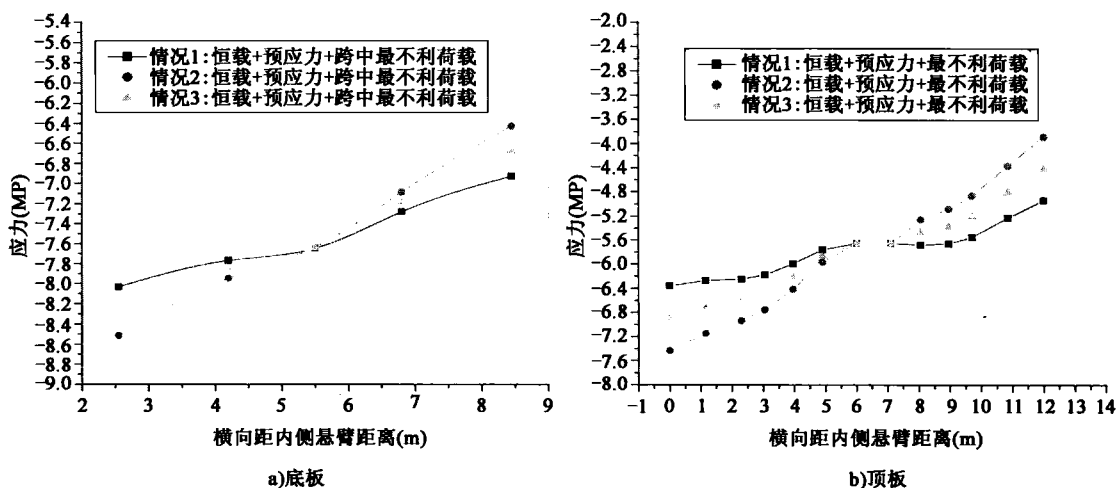


图 4-47 中跨跨中应力比较图

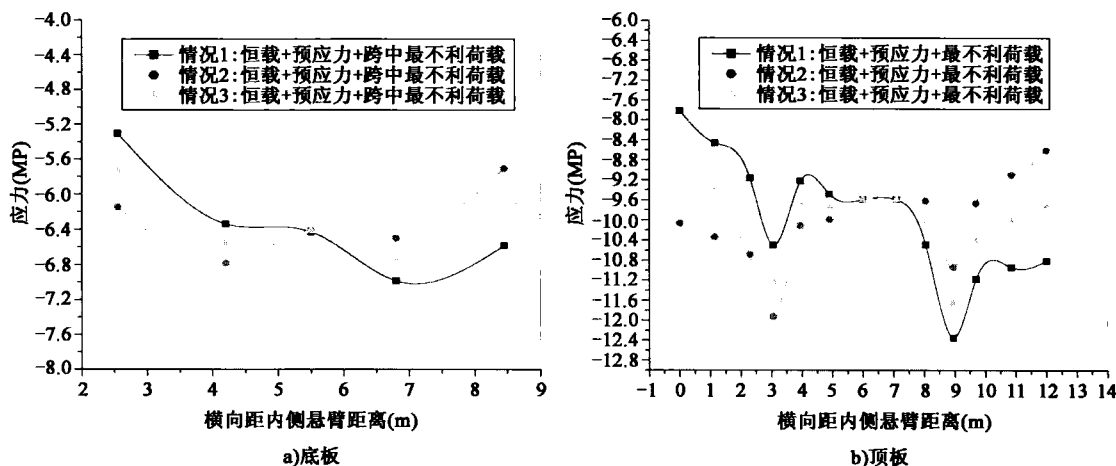


图 4-48 边跨跨中应力比较图

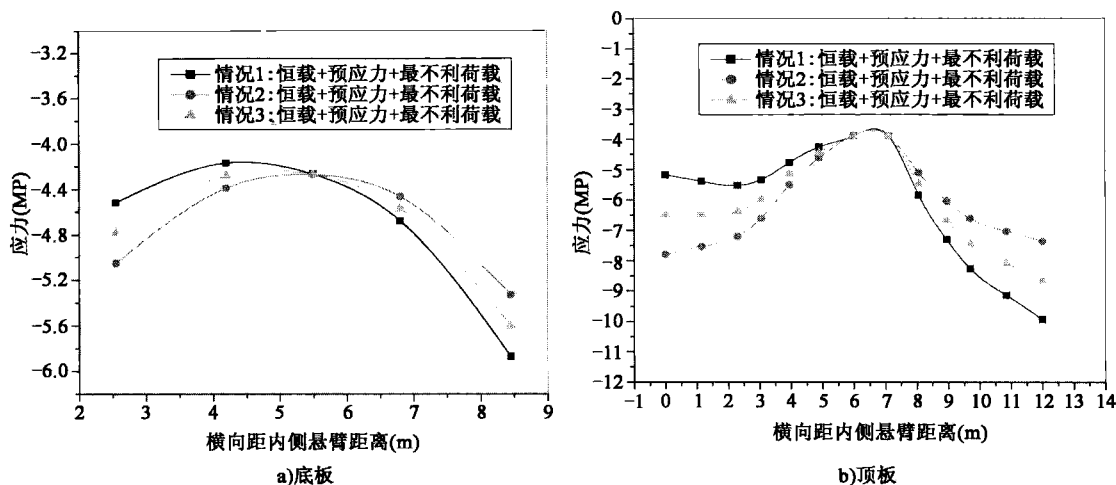


图 4-49 中墩墩顶应力比较图

由图 4-47~图 4-49 得到:中跨跨中截面在三种预应力布置情况下,情况 1 受力较情况 2 和情况 3 有利,截面顶、底板内外侧纵向应力较另外两种情况均匀,而且在各自最不利工况下,仍然较后两者有利。边跨跨中截面在三种情况下,对称布置较另外两种布置有利,在最不利荷载下仍然是对称布置较为有利。在边墩墩顶和中墩墩顶截面处,顶、底板截面在按情况 2 布置预应力钢束时较情况 1 和 3 有利,在荷载作用下仍然是最有利的。

综合上述分析认为:预应力布置时,在中跨跨中底板处预应力可以采用外大内小钢束,在距离墩  $L/2$  内的预应力可以采用外大内小钢束,在  $L/2$  以外可以采用对称布置,这样布置对结构的受力影响较全桥钢束对称布置有利。

#### 4.5.4 横向钢束

在大跨径连续刚构中,除设置纵、竖向预应力外,还根据箱宽设置横向预应力。设置横向预应力的目的,一方面增加结构的整体性,一方面抵抗由于温度、汽车等外荷载对箱梁顶板的作用。横向预应力对箱梁顶、底、腹板都将产生影响,但对顶板影响最大,其次是底板、腹板。横向预应力的布置一般如图 4-50 所示,张拉端交错布置。如果结构是弯桥,横向预应力布置应按径向布置,内侧应满足预应力布置最小间距的要求。

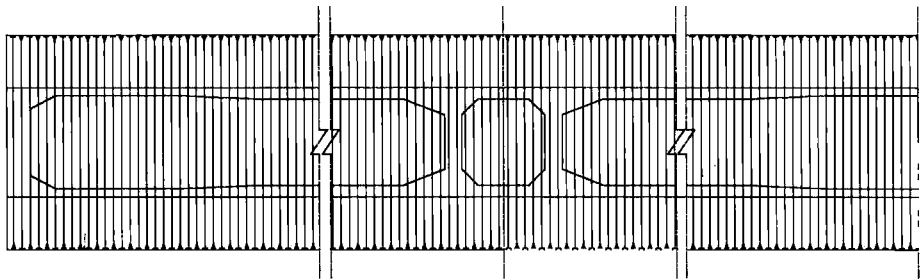


图 4-50 顶板横向预应力示意图



根据沙银沟大桥的结构分析,表 4-15 给出了各工况下顶板横向应力的比较情况。

各工况顶板横向应力比较表

表 4-15

截面	位置	工 况			
		横向+汽车	无横向+汽车	横向+汽车+温度	无横向+汽车+温度
		横向应力 (MPa)	横向应力 (MPa)	横向应力 (MPa)	横向应力 (MPa)
边跨跨中	内侧根部上缘	-1.76	-0.27	-0.84(降温)	0.65(降温)
	中心下缘	-0.55	0.76	2.47(升温)	3.78(升温)
	外侧根部上缘	-1.94	-0.64	-0.99(降温)	0.31(降温)
根部	内侧根部上缘	-1.66	0.21	-0.72(降温)	1.15(降温)
	中心下缘	-1.25	0.44	1.37(升温)	3.06(升温)
	外侧根部上缘	-1.36	0.36	-0.39(降温)	1.33(降温)
根部	内侧根部上缘	-1.17	0.36	-0.23(降温)	1.3(降温)
	中心下缘	-0.96	0.58	1.66(升温)	3.2(升温)
	外侧根部上缘	-1.38	0.24	-0.41(降温)	1.21(降温)
中跨跨中	内侧根部上缘	-1.11	0.31	-0.25(降温)	1.17(降温)
	中心下缘	-0.52	0.17	2.26(升温)	2.95(升温)
	外侧根部上缘	-0.94	0.37	-0.05(降温)	1.26(降温)

由表 4-15 得到,在汽车荷载作用下,结构即使无横向预应力也不会出现主拉应力过大。但温度分析,由于温度上升在顶板底层产生较大的拉应力,最大 3.78MPa;在顶板顶层由于降温将产生拉应力,最大也有 1.33MPa。施加横向预应力后,结构受力明显好转,虽然在边跨跨中和中跨跨中横向应力最大值分别为 2.47 MPa 和 2.26MPa,但与未添加横向预应力相比还是有明显的改善。分析表明,对箱梁顶板横向应力起主要作用的不是活载,而是温度荷载。

横向预应力间距对箱梁顶板的受力状态有密切关系。顶板由于预应力引起的横向应力随着间距的变小而增大。根据上述分析,横向预应力在边、中跨的跨中及 0 号块根部应比其他部位布置密集,以抵抗温度荷载。除此以外,在保证横向预应力间距的同时还应加强顶板底层的普通钢筋。加密顶板横向预应力钢束是减小箱梁顶板横向应力的有效方法,但不宜过密,否则会在纵桥向人为造成顶板不连续或联系薄弱而导致顶板劈裂的现象。

#### 4.5.5 竖向预应力

##### 1) 布置形式

竖向预应力一般都是为抵抗大跨径混凝土箱梁桥腹板主拉应力而设置的。由于梁高缘故,竖向预应力一般采用精轧螺纹钢,位置沿腹板竖向布置,如图 4-51 所示,箱梁根部区段布置双排,其余布置单排。这样布置的目的很明显,因为悬臂施工的箱梁桥根部区段主拉应力最大。

##### 2) 预应力损失对主拉应力的影响

在实际工程中,竖向预应力损失的大小与箱梁腹板的应力状态有着密切的关系。沙银沟大桥为了探讨竖向预应力损失对结构的影响,分别考虑损失 100%(损失殆尽)、40%和不损失

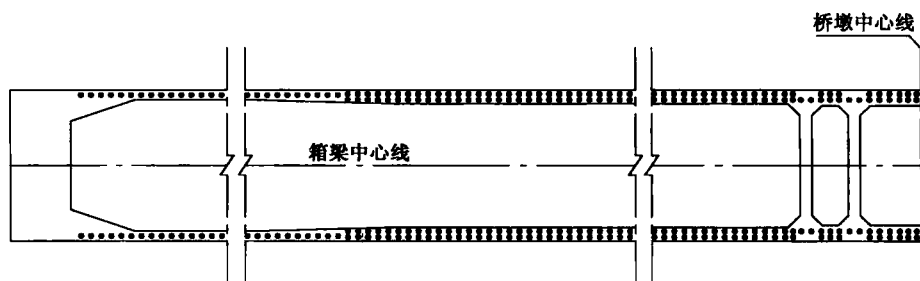


图 4-51 腹板竖向预应力示意图

三种情况进行分析,结果如图 4-52、图 4-53 所示。其中图 4-52 为竖向预应力损失程度对内侧腹板主拉应力影响沿程分布,图 4-53 为竖向预应力损失程度对外侧腹板主拉应力影响沿程分布。

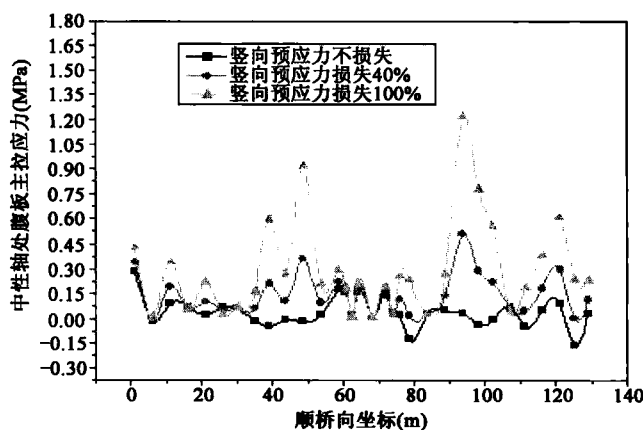


图 4-52 竖向预应力损失程度对内侧腹板主拉应力影响沿程分布图

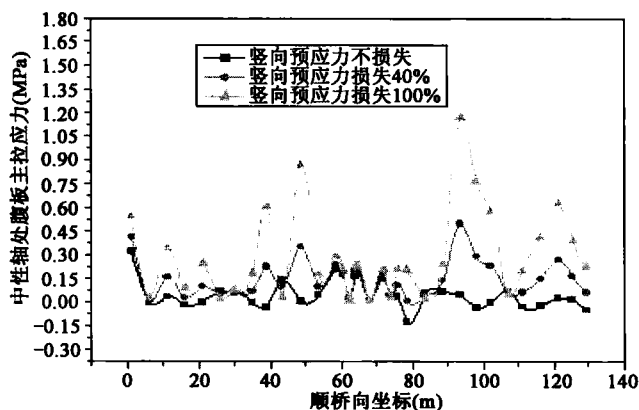


图 4-53 竖向预应力损失程度对外侧腹板主拉应力影响沿程分布图

从图 4-52、图 4-53 中得到:

(1)在恒载+预应力工况下,竖向预应力不损失时箱梁腹板主拉应力最大达到 0.28MPa,作用位置为边跨支点附近,在中跨跨中和边、中跨四分点处会出现受压状态;在损失至 40%时,结构顺桥向箱梁腹板均呈现受拉现象,在边、中跨四分点处达到最大;在损失殆尽时,箱梁





腹板出现较大主拉应力,在边跨四分点处达到近 1MPa,在中跨四分点处达到近 1.3MPa,此时结构若投入运营,在活载作用下会因箱梁腹板主拉应力过大而出现裂缝。

(2)分析表明,桥墩附近腹板主拉应力比边支点附近腹板主拉应力比小,主要原因是根部断面尺寸较大、设置纵向下弯钢束和 0 号块横梁作用。

(3)分析表明,外侧腹板的主拉应力较内侧稍大,这主要由于上部结构平面弯曲的效应导致。

### 3) 竖向预应力间距

竖向预应力间距对箱梁腹板的受力同样有着密切的关系。现有文献就薄壁箱梁腹板的竖向预应力间距对压应力分布的影响做了大量的分析,提出了间距与应力分布的规律,但这些结论不是整体分析得到的。实际悬臂施工,箱梁结构恒载、预应力是逐节段形成的,其效应是累计耦合在一起,故沙银沟大桥应用三维分析程序 BridgeKF 对竖向预应力间距对侧腹板主拉应力影响进行整体分析,结果如图 4-54、图 4-55 所示。

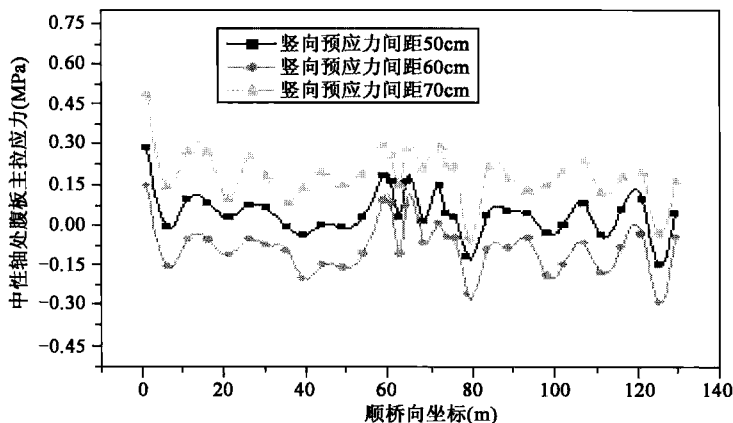


图 4-54 竖向预应力间距对内侧腹板主拉应力影响沿程分布图

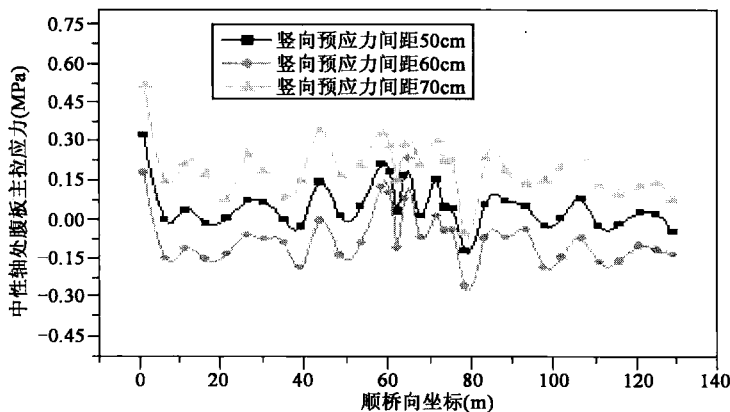


图 4-55 竖向预应力间距对外侧腹板主拉应力影响沿程分布图

从图 4-54、图 4-55 中得到:

竖向预应力间距为 30cm 时,沿途腹板主拉应力较 50cm 有所下降,同时可以看出两者的应力差值比较平稳;在间距为 70cm 时,沿途腹板主拉应力较 50cm 有所上升,两种情况应力差值较不平稳。这说明对于该桥的腹板厚度来说,30~50cm 的间距比较合适。这一范



围内的间距使竖向预应力对腹板的压应力保持在一个平均的水平上,压应力的扩散也比较平稳。而间距达到 70cm 时,竖向预应力对腹板的压力扩散不太均匀,导致腹板主拉应力变化较为剧烈。

#### 4.5.6 防崩钢筋

预应力弯梁桥在张拉预应力筋时,预应力束会产生较大的径向水平力,使混凝土有被挤脱的危险,发生危险的部位一般是曲线梁的腹板。实际设计中需在腹板处另设防崩钢筋和加密普通箍筋。防崩钢筋是为抵抗张拉预应力束引起的径向力;加密普通箍筋是为抵抗腹板上的横向弯矩。

##### 1) 防崩钢筋

曲线梁在两端张拉时,预应力钢筋与孔壁紧密相贴,在管道的内侧一方(假设为  $1/2$  圆周)会对混凝土产生径向压力(见图 4-56)。张拉力为  $N$ ,假设预应力管道为平面曲线布置,曲率半径为  $R$ ,则在一小段内壁  $dl$  上产生的径向力  $dp$  为:

$$dp = N \sin \frac{d\theta}{2} + (N + dN_1) \sin \frac{d\theta}{2} = N \cdot dl/R \quad (4-1)$$

(其中:  $\sin \frac{d\theta}{2} \approx \frac{d\theta}{2}$ , 略去微量)

则有总的径向力  $P$  为:

$$P = \int_0^l dp = \int_0^l N \cdot dl/R = N \cdot L/R \quad (4-2)$$

所以预应力筋产生的平均径向力为:

$$\bar{q} = P/L = N/R \quad (4-3)$$

计算图式如图 4-57 所示。

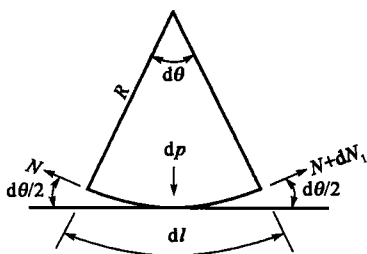


图 4-56 径向力的产生图式

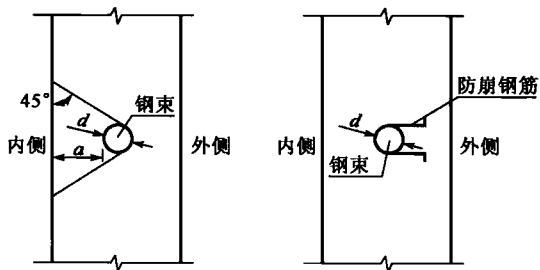


图 4-57 防崩钢筋计算图式

预应力筋产生的径向力即为横向剪应力  $q$ ,防崩钢筋的抗拉强度:

$$\sigma = q - [\tau] = (\bar{q} \times L)/A_j - [\tau] \leq [\sigma] \quad (4-4)$$

式中:  $L$ ——预应力筋束在曲线段的总长;

$A_j$ ——混凝土的剪切面积,  $A_j = 2(a+d) \times L$ ;



$a$ ——预应力管道与腹板内侧之间的净距；

$d$ ——预应力管道直径；

$R$ ——预应力筋束水平曲率半径；

$[\tau]$ ——混凝土的容许剪应力；

$[\sigma]$ ——防崩钢筋的容许抗拉强度。

从图 4-57 中可以看到,径向力是曲线梁在受到预应力筋作用时,由于梁的曲线性状而产生的,因此,其布置范围应该在曲线梁的整个纵断面里。

但是由于曲线梁还受到自重及桥面荷载的作用,因此将在梁的全截面内产生竖向的剪切应力,按照结构设原理,还应在梁的两端一定范围内设置弯起钢筋,以抵抗在此作用下产生的剪切应力。

实际设计中,预应力筋的布置一般是空间曲线,均在梁的两端弯起,本身也起到了抵抗一部分竖向剪应力的作用。

## 2) 加密箍筋

计算图式如图 4-58 所示。

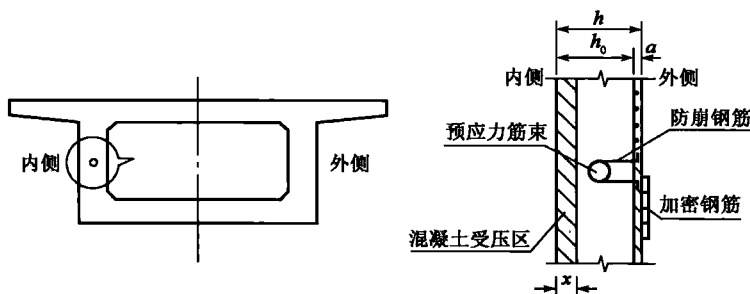


图 4-58 箱梁截面及局部放大示意图

承载力计算:

$$M_j \leq M_u = \frac{1}{\gamma_c} \cdot R_a \cdot x \cdot \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (4-5)$$

式中:  $M_j$ ——计算弯矩;

$M_u$ ——计算截面的承载力;

$\gamma_c$ ——材料安全系数,《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)取  $\gamma_c = 1.25$ ;

$R_a$ ——混凝土轴心抗拉强度;

$x$ ——中性轴到板顶的距离,  $x = \frac{R_g \cdot A_g}{R_g \cdot b}$ ;

$R_g$ ——钢筋抗拉设计强度;

$A_g$ ——在  $b$  宽度内的钢筋截面面积;

$b$ ——板宽,取  $b = 100\text{cm}$  进行计算;

$h_0$ ——截面的有效高度,  $h_0 = h - a$ ;



$h$ ——截面高度；

$a$ ——钢筋截面重心到混凝土截面边缘的距离。

由式(4-5)可以看出,加密钢筋主要是抵抗由于施加预应力而产生的横向弯矩,即可按照受拉钢筋布置。同时应将防崩钢筋锚固在纵向受拉钢筋上。

### 本章参考文献

- [1] 姚玲森. 桥梁工程. 2版. 北京:人民交通出版社,2008.
- [2] 邵容光,夏淦. 混凝土弯梁桥. 北京:人民交通出版社,1992.

## 第 5 章 弯连续刚构桥结构计算

本章是第 4 章的续篇,主要内容依旧来自交通部西部交通科技项目“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”,共分五节。

5.1 节主要介绍预应力与混凝土相互耦合作用;

5.2 节主要介绍箱梁一维和二维温度场作用;

5.3 节主要介绍收缩徐变机理和影响因素;

5.4 节主要介绍规范中关于桥面板计算;

5.5 节主要介绍弯梁桥抗扭强度与配筋计算。

本章内容中有不少课题研究成果。

### 5.1 预应力与结构耦合分析

随着预应力技术的发展成熟,预应力钢筋混凝土梁在工程上得到广泛的应用,但通过有限元法计算预应力效应,仍然存在着模拟误差较大、预应力损失无法自动计入等不少问题,尤其是不能如实反映随时间或外荷载变化,预应力钢束的实际应力变化情况。所以,采用有限元法如何准确模拟预应力效应越来越受到人们的关注。

#### 5.1.1 有限元分析中预应力的施加方法

##### 1) 分离式的等效荷载法

“等效荷载”的概念是 R. B. B. Moormna 于 20 世纪 50 年代初提出的。对一些简单的静定混凝土结构,等效荷载法是应用自平衡原理,将结构中的预应力和锚具视为施载体从结构中脱离,把它们转化为等代的等效荷载,再当作外荷载施加到结构上。因此,要计算预应力对结构的作用,关键是求得其实等效荷载。应用到有限元分析中,则关键是求得预应力作用的等效节点荷载。

采用等效荷载法计算分析可以方便地得到满足设计精度的计算结果。但是,等效荷载法没有考虑预应力筋和混凝土构件的变形协调关系,将预加应力视为一成不变的外荷载,无法真正考虑预应力在构件受各种外荷载作用下的实际应力、应变情况。

针对后张预应力梁式杆件,行业内一些程序采用束梁分离模型,以荷载的形式取代预应力钢筋的作用,把预应力筋与混凝土体分离开。其中预应力筋按柔索理论计算,受弯的混凝土梁按梁式理论计算,并建立束梁协调方程,由此分析预加应力对结构的作用,并推导出不同预应力筋配筋形式的等效荷载。使得等效荷载作用的机理较为清晰明了。



这种方法在建模时可以不考虑预应力筋的位置,建模和网格划分都比较方便,但是它无法模拟不同位置预应力筋对混凝土的影响,只能求得结构在预应力作用下的整体效应,并且不能考虑预应力损失。只研究预应力混凝土结构的基本性能时,可以考虑采用分离式的等效荷载法,将预应力转换为等效荷载力直接施加到混凝土上,然后根据初等梁理论进行分析。

## 2) 整体降温法

整体降温法,是通过对预应力筋的单元实施温降,将混凝土和预应力筋的作用一起考虑,从而模拟预应力筋对混凝土梁产生的预应力效应。对于研究预应力混凝土结构局部的应力应变响应时,宜采用整体式的降温法。

大型有限元分析软件 Ansys 中,降温值是利用温度与轴力产生的线应变相等的原则建立的,按式(5-1)计算。

$$\Delta t = \frac{N}{\alpha EA} \quad (5-1)$$

式中: $\Delta t$ ——需施加的温降值;

$A$ ——预应力筋的截面面积;

$\alpha$ ——预应力筋的线膨胀系数;

$E$ ——预应力筋的弹性模量。

这种方法可以灵活控制不同位置的预应力值,可以模拟预应力的损失,并且对于有多种单元类型和实常数的模型也比较方便。

对于整体式施加预应力的方法,其模型的建立方法主要有以下两种:实体分割法和独立建模耦合合法。

实体分割法就是先建立实体模型,然后用工作平面和预应力筋线拖拉形成面,把混凝土实体分割,将分割后体上的线定义为预应力筋线,这样不断分割下去,最终形成许多复杂的体和多条预应力筋线。这种方法适用于几何模型为一体,预应力筋位置准确且为直线,而对于模型复杂、预应力筋为曲线时就不适用了,并且通过这种方法建立的模型实体单元和预应力筋单元是固接的,不能模拟无黏结预应力筋的纵向滑移,因此采用此种方法建模与结构的实际受力情况具有一定的差异。

独立建模耦合合法就是对混凝土和预应力筋分别建模和划分单元,然后通过耦合自由度的方法来实现混凝土单元和预应力筋单元的联系。这种方法是解决预应力筋线形复杂且预应力筋数量较多的较佳方法,并且可以模拟预应力筋的纵向滑移,与预应力混凝土结构的实际受力情况比较接近。公路桥形式多变,曲线形布束非常普遍,因此采用独立建模耦合合法来模拟复杂桥型的预应力效应得到广泛应用。

整体式预应力施加方法还包括初应变法等。初应变法通常不能考虑预应力损失,否则每个单元的实常数各不相同,工作量较大,目前较少采用。

## 5.1.2 有限单元法中预应力与结构作用机理

### 1) 梁板单元预应力与结构作用机理

计算分析预应力在结构中的作用,传统方法是将预应力简化成等效节点力计算,即采用等效荷载法。目前大部分程序都是按照这种方法来实现梁单元的预应力效应。



以读者熟知的 MIDAS/Civil 为例,来说明计算梁单元预应力效应。

如图 5-1 是在一个梁单元上所配置的钢束的形状。为了便于说明,用  $x$ - $z$  二维坐标表示,对于单元坐标系  $xOy$  平面也采用相同方法计算。由图 5-1a)可知,MIDAS/Civil 自动把一个梁单元 4 等分,计算等价荷载。这时,把 4 等分单元内的钢束形状假设为线性[图 5-1b)]。因摩擦力的存在,钢束两端施加的张力  $P_i$  和  $P_j$  大小是不相等的,因此只用  $i, j$  两端的三个集中荷载( $P_x, m_y, P_z$ )是不能平衡其内力。为了满足构件内自行平衡要求,要考虑均布荷载效应。等效荷载计算公式参见式(5-2)~式(5-5)。

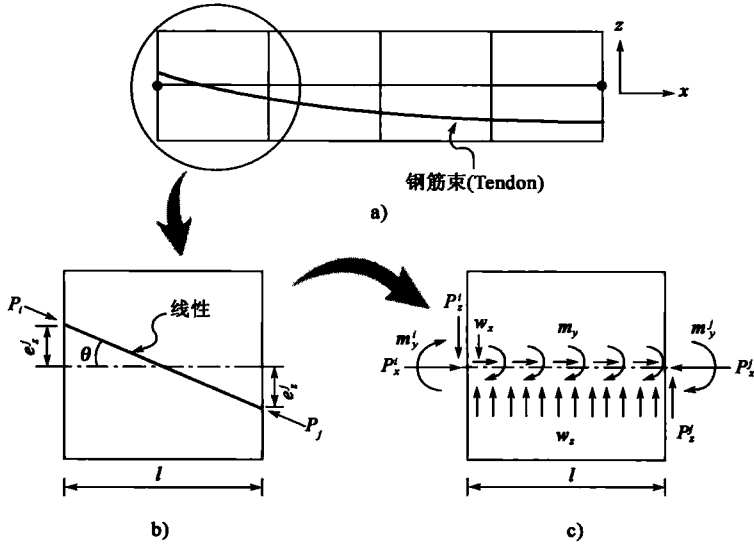


图 5-1 预应力效应计算图示

$$\begin{aligned} P_x^i &= P_i \cos \theta \\ P_z^i &= P_i \sin \theta \\ m_y^i &= P_x^i e_z^i \end{aligned} \quad (5-2)$$

$$\begin{aligned} P_x^j &= P_j \cos \theta \\ P_z^j &= P_j \sin \theta \\ m_y^j &= P_x^j e_z^j \end{aligned} \quad (5-3)$$

$$\begin{aligned} \sum F_x &= P_x^i + w_x l - P_x^j = 0 \\ \sum F_z &= -P_z^i + w_z l + P_z^j = 0 \\ \sum M_y &= m_y^i - P_z^j l + w_z \frac{l^2}{2} + m_y^j + m_y l = 0 \end{aligned} \quad (5-4)$$

$$\begin{aligned} w_x &= \frac{P_x^j - P_x^i}{l} \\ w_z &= \frac{P_z^i - P_z^j}{l} \\ m_y &= P_z^i - w_z \frac{l}{2} - \frac{m_y^i - m_y^j}{l} \end{aligned} \quad (5-5)$$



MIDAS/Civil 在各个施工阶段,对于因徐变、收缩、钢束的松弛等预应力的时间性损失效应和由外部荷载或温度变化引起钢束发生的预应力损失效应都能进行考虑。其考虑方式是在施工阶段分析时,先计算由结构变形引起的钢束张力的变化,然后把张力的变化量用上述方法转换成等价荷载作用到单元上。

梁单元及板壳单元采用等效荷载法来模拟预应力效应,是先将张拉控制应力转化为作用在单元上的等效荷载,然后把各个阶段求得的预应力损失分别转化为作用到单元上的等效荷载,以修正初始的荷载值。这个过程的关键就是求得作用到单元上的等效荷载,在计算各阶段预应力损失方面只能依靠经验公式,将得到的应力损失反馈给结构,称这种计入预应力损失的方法为被动的计入。但是,当结构接受反馈回的等效荷载,或者受到其他外荷载作用发生变形时,钢束的应力也会随之变化,此时,程序已经不能再修正这种应力的变化了,这就是等效荷载法的局限性。

归纳等效荷载法的局限性有以下两点:①混凝土收缩徐变产生的预应力损失无法自动计算,只能依靠经验公式;②无法考虑结构变形与预应力作用的相互影响问题,即耦合作用。对于梁单元和板壳单元,目前程序都只能考虑预应力对结构变形的影响,反过来结构变形对预应力效应的影响则无法考虑。由于梁单元和板壳单元在几何上分别具有两个方向和一个方向的尺度比其他方向小得多的特点,即使采用预应力单元来模拟预应力钢束也无法用来做细部分析,建立梁单元与预应力单元的耦合关系意义不大,所以预应力效应模拟已难以从根本上解决。

## 2) 实体单元预应力与结构作用机理

预应力与结构合理的作用机理应该是分别考虑灌浆前和灌浆后预应力在结构中的作用形式。灌浆前预应力在结构中的作用相当于等效节点法的作用机理,灌浆后则不同,预应力与结构合为一体,应该考虑两者相互之间的作用,即耦合作用。与梁单元和板壳相比,实体单元几何形状是三维的,不仅可以用于考虑预应力的空间效应,而且也为预应力与混凝土的耦合机理的形成奠定了基础。

解决结构与预应力束之间的耦合问题,核心就是将预应力束看成一种预应力单元,有些程序是用桁架单元或者索单元来代替,建立预应力单元与结构实体单元的变形协调方程。实际结构中耦合作用大小与灌浆密实度有关系,为简化计算,大部分程序认为灌浆后管道饱满密实,预应力钢束单元与结构单元变形一致。依据这样的计算模式,等效荷载法的两个不足就因考虑耦合作用后自动解决,系统无须再根据经验公式计算收缩徐变产生的空间预应力损失。

考虑预应力与结构耦合作用机理,预应力单元只承受轴向力  $N$ ,如图 5-2 所示。钢束轴向力

$$N = A\sigma$$

式中: $A$ ——钢束横截面面积;

$\sigma$ ——钢束应力。

预应力单元的刚度矩阵为

$$k = \alpha^T \bar{k} \alpha$$

(5-6)

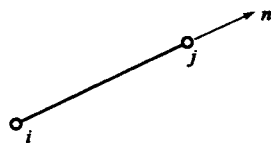


图 5-2 线钢束单元





$$\bar{k} = \frac{AE}{l} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5-7)$$

式中:  $\alpha$ ——钢束单元的局部坐标系与整体坐标的变换矩阵。

为了应用方便,使钢束可以从混凝土单元的任意位置穿过,可建立钢束混凝土单元,如 BridgeKF 程序。在这种单元中允许包含混凝土和钢束两种材料单元。把这两种单元的刚度矩阵加以组合,即得到钢束混凝土单元的刚度矩阵。

$$k = k_h + k_g \quad (5-8)$$

式中:  $k$ ——钢束混凝土单元刚度矩阵;

$k_h$ ——混凝土单元刚度矩阵;

$k_g$ ——钢束单元刚度矩阵。

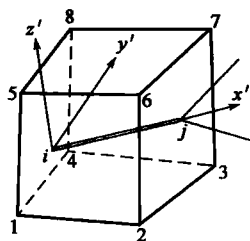


图 5-3 包含钢束的混凝土单元

设混凝土单元中包含有一根钢束单元,两端点的编码为  $i$  和  $j$ ,如图 5-3 所示。以钢束方向为  $x'$  轴建立局部坐标系  $(x', y', z')$ ,它们与整体坐标系  $(x, y, z)$  的坐标变换矩阵为

$$T = \begin{bmatrix} \alpha_{1'1} & \alpha_{1'2} & \alpha_{1'3} \\ \alpha_{2'1} & \alpha_{2'2} & \alpha_{2'3} \\ \alpha_{3'1} & \alpha_{3'2} & \alpha_{3'3} \end{bmatrix} \quad (5-9)$$

式中:  $\alpha_{ij} = \cos(x'_i, x_j)$ 。

通过推导得到钢束的附加刚度矩阵:

$$k_g = \int_{-1}^1 B^T A E B h d\xi' \quad (5-10)$$

$$h = \sqrt{\left(\frac{\partial x}{\partial \xi'}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \xi'}\right)^2 + \left(\frac{\partial z}{\partial \xi'}\right)^2} \quad (5-11)$$

这里的  $B$  矩阵如下:

$$B = \left[ l^2 \frac{\partial N_1}{\partial x} + lm \frac{\partial N_1}{\partial y} + ln \frac{\partial N_1}{\partial z}, ml \frac{\partial N_1}{\partial x} + m^2 \frac{\partial N_1}{\partial y} + mn \frac{\partial N_1}{\partial z}, \right. \\ \left. nl \frac{\partial N_1}{\partial x} + nm \frac{\partial N_1}{\partial y} + n^2 \frac{\partial N_1}{\partial z}, L \right] \quad (5-12)$$

式中:  $l, m, n$ ——方向余弦,既为矩阵  $T$  中的第一行元素;

$A, E$ ——分别为钢束的截面面积和弹性模量;

$\xi'$ ——沿钢束方向的局部坐标。

BridgeKF 程序(参见第 12 章)在建模时采用的是独立建模耦合法,即单独建立混凝土结构模型,预应力钢束的位置按坐标输入,在计算前只需要对预应力单元和混凝土结构求交点,就可以在结构的节点处自动对预应力单元进行网格划分。在计算预应力时,输入的张拉控制应力在一开始仍然是按照等效节点力施加的,之后,结构的节点与预应力单元的节点建立了自由度耦合关系,开始按照变形协调关系进行预应力效应的计算。



5.1.3 数值算例

1)模型尺寸和相关参数

现以某矩形截面预应力混凝土简支梁为例,来说明梁单元与实体单元在预应力计算方面的区别。梁计算跨径为 20m,矩形截面高 1.8m,宽 0.8m,混凝土弹性模量为  $E_c=3.45\times 10^4\text{MPa}$ ,混凝土重度采用  $25\text{kN/m}^3$ 。预应力钢束上缘采用一束  $8\phi^{s}15.2\text{mm}$  1860 钢绞线,下缘采用一束  $14\phi^{s}15.2\text{mm}$  1860 钢绞线,张拉控制应力为  $1395\text{MPa}$ ,钢绞线弹性模量为  $E_p=1.95\times 10^5\text{MPa}$ 。结构计算图示如图 5-4 所示。

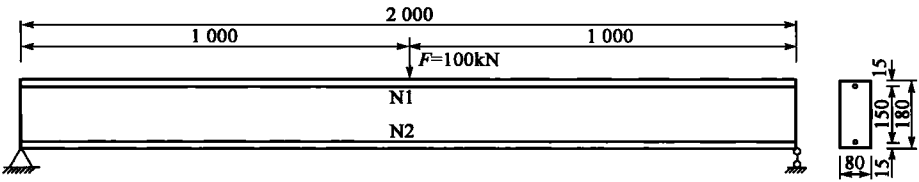


图 5-4 结构计算图示(尺寸单位:cm)

2)模型建立与结果分析

分别采用 MIDAS/Civil 的梁单元和 BridgeKF 程序的实体单元对同一预应力混凝土梁进行对比分析。全结构分为两个阶段计算:第一阶段作用自重和预应力,第二阶段在跨中作用一个  $F=100\text{kN}$  的集中力。为了清晰说明预应力钢束与混凝土结构耦合作用效果,计算时不计入预应力损失对结构的影响,钢束应力计算结果见表 5-1。

钢束应力计算结果(单位:MPa) 表 5-1

截 面	钢 束	MIDAS 梁单元模型		BridgeKF 实体单元模型	
		阶段 1	阶段 2	阶段 1	阶段 2
L/4 截面	上缘钢束应力	1 395.0	1 395.0	1 395.0	1 391.9
	下缘钢束应力	1 395.0	1 395.0	1 395.0	1 397.9
跨中截面	上缘钢束应力	1 395.0	1 395.0	1 395.0	1 389.9
	下缘钢束应力	1 395.0	1 395.0	1 395.0	1 399.9

由表 5-1 的结果可知,MIDAS 梁单元和 BridgeKF 实体单元在第一阶段求得的预应力钢束应力是完全一致的,这是因为 BridgeKF 程序在初始施加预应力的模式与 MIDAS 梁单元是完全一致的,张拉控制应力都是通过节点力来实现的。在第二阶段,MIDAS 梁单元所求钢束应力没有变化,是因为在外荷载作用下,结构发生变形,MIDAS 梁单元所采用的预应力施加模式未能对这种结构变形所引起的钢束应力变化进行修正;BridgeKF 实体单元由于采用了预应力单元,在第二阶段以后,预应力单元和结构单元建立了耦合关系,故能够准确地计入这种变形对钢束的应力变化的影响。与第一阶段相比,由于第二阶段跨中受到竖直向下的集中力作用,使结构上缘受压,下缘受拉,导致上缘钢束的应力减小,下缘钢束应力增大,由表 5-1 可知 BridgeKF 实体单元模型准确地验证了这一受力过程。

此算例为了避免预应力损失对计算结果的影响,没有计入预应力损失。若计入预应力损失、混凝土收缩徐变引起的预应力损失,梁单元是通过经验公式求得的,而实体单元由于有了



变形协调关系是自动计算的。对于这两种计算模式,无疑实体单元求得的预应力损失更加符合实际情况。

### 3) 结论

(1)等效荷载法适合于只研究预应力作用下结构的整体效应。

(2)梁单元和板壳单元适宜通过等效荷载法实现预应力效应,实体单元适宜采用预应力单元实现预应力效应。

(3)采用预应力单元模拟预应力钢束能实现预应力单元与实体单元的耦合,进而能自动计算混凝土收缩徐变引起的预应力损失,能体现由于结构变形引起的钢束应力变化,预应力效应计算比梁单元更精确。

## 5.2 温度效应分析

温度对桥梁结构的影响一般包括两部分:年温差影响与局部温差影响。年温差影响,一般假定温度在构件内均值变化。对不受水平约束的结构,如简支梁、连续梁等,年温差只引起结构的均匀伸缩,并不导致结构内温度次内力(或温度应力);对结构的均匀伸缩受到约束时,年温差将引起结构内温度次内力,现行规范称之为均匀温度作用,如拱式结构、框架结构及部分斜拉桥结构。局部温差影响一般指日照温差或混凝土水化热等影响。混凝土水化热引起结构内的温度变化,问题较为复杂,但可在施工中用温度控制方法予以调节。目前在各国规范中,桥梁温度应力计算一般不包括此项影响,在此不予讨论。日照温差对结构的影响,因日照辐射强度、桥梁方位、日照时间、地理位置、地形地貌等随机因素,使结构表面、内部温差因对流、热辐射和热传导方式形成瞬时的不均匀分布称为结构的温度场。显然,要计算日照温差对结构的效应,温度场的确定是关键。严格地说,桥梁结构属三维热传导问题,结构内任一点的温度 $T_i$ 是结构三维方向及时间 $t$ 的函数: $T_i=f(x,y,z,t)$ 。考虑到桥梁是一个狭长的结构物,又忽略某些局部区域三维传导性质(如梁端、箱梁角隅区域等),可以认为桥梁在沿长度方向,温度变化是一致的,从而三维热传导问题可以简化为分别以桥梁横向或竖向(沿截面高度)的一维传导状态分析。这样,温度场的确定简化为沿桥梁横向或沿桥梁竖向(截面高度方向)的温度梯度形式的确定。

### 5.2.1 混凝土箱梁温度场分析

对温度荷载的计算,关键是温度场的模式的确定。对于弯桥,大多采用箱梁,故如何确定箱梁温度场是解决弯桥温度问题的关键。

热力学第二定律指出,在一个物体内或物系之间只要存在着温度差,热量总是由高温处传向低温处,这种靠温度推动的能量传递称为热传导过程。混凝土温度梯度就是指温度在构件中的传导模式,它反映的是在一定温度边界下的内部温度分布情况。对温度梯度的研究,目前更多采用的方法是半经验半理论的方法,即通过分析大量的实测资料并结合理论研究,得出某一地区沿梁高度方向的温度梯度模式。既有大量的研究分析表明,混凝土桥梁沿梁高度的温度梯度呈非线性分布,而且和各地的地理、气象条件(日照、风速、温度变化)、结构截面形式、桥



面系铺装吸热性能、材料热传导性等直接关系。温度梯度模式及设计值的大小是否接近实际状态,是正确计算结构温度应力的关键,因此受到国内外学者的重视。采用不同的温度梯度模式进行计算得到的梁内温度应力值相差很大,甚至可能是异号效应。因此应当根据结构所处当地条件,选用合理的温度梯度模式,以确保结构分析的正确性。

### 1) 太阳辐射

箱梁温度场的变化与桥梁所处的地理位置及其方位、太阳辐射强度、大气温度和风速以及结构物所处的环境有关。德国 F. 凯尔别克详细地阐述了太阳辐射对桥梁结构的影响,并把太阳辐射分为太阳直接辐射、太阳散射辐射和地面反射。

#### (1) 太阳直接辐射

与太阳直接辐射方向垂直的平面上的直接辐射强度  $I_m$  可按如下公式计算:

$$I_m = I_0 \frac{\sinh}{\sinh + \frac{1 - \rho_l}{\rho_l}} \quad (5-13)$$

式中:  $h$  —— 太阳高度角;

$\rho_l$  —— 大气透明度系数;

$I_0$  —— 太阳常数,目前公认的标准值为  $1\,353\text{W/m}^2$ 。

#### ① 太阳高度角

$$\sinh = \cos\varphi\cos\delta\cos\omega + \sin\varphi\sin\delta \quad (5-14)$$

式中:  $\varphi$  —— 当地的地理纬度;

$\delta$  —— 太阳赤纬角;

$\omega$  —— 太阳时角,正午 12 时为  $0^\circ$ ,上午为负,下午为正。

#### ② 太阳方位角

$$\sin\gamma_x = \cos\delta\sin\omega/\cosh \quad (5-15)$$

式中:  $\gamma_x$  —— 太阳方位角。

#### ③ 投射到倾斜面上的太阳光与斜面法线的交角

由图 5-5 可知,从几何关系可导出下列公式:

$$\cos\theta = \cos\beta\sinh + \sin\beta\cosh\cos(\gamma_x - \gamma) \quad (5-16)$$

式中:  $\beta$  —— 斜面与水平面的夹角;

$\gamma$  —— 倾斜面方位角。

投射到倾斜面上的太阳直接辐射  $I_\theta$  根据图 5-5

可得:

$$I_\theta = I_m \cos\theta \quad (5-17)$$

式中:  $\theta$  —— 太阳入射方向与倾斜面法线的夹角。

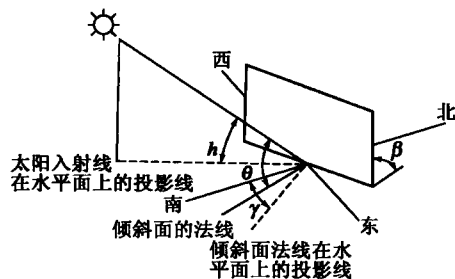


图 5-5 太阳辐射角度图



## ④阴影长度

在阴影范围内,不可能有直接辐射,阴影长度可以依据悬臂长度由几何关系来确定,见图 5-6和式(5-18)。

$$l_s = l_c \tanh / [\sin(90 + \gamma - \gamma_x) \sin \beta - \cos \beta \tanh] \quad (5-18)$$

式中: $l_c$ ——悬臂长度。

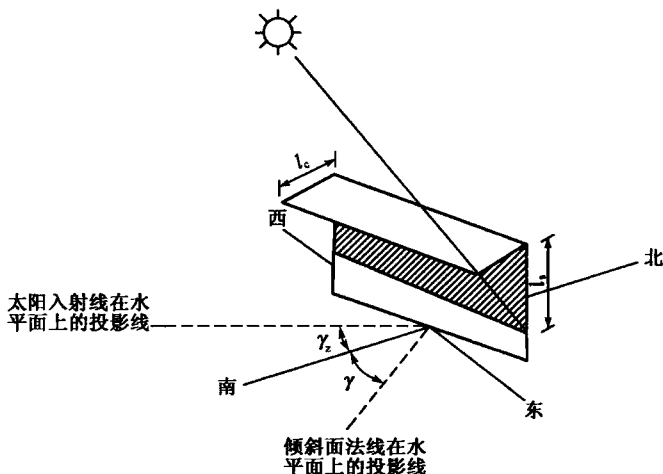


图 5-6 太阳辐射阴影图

在阴影里接受不到太阳的直接辐射,因此在热分析中的边界条件上要扣除太阳直接辐射的影响。

## (2) 太阳散射辐射

大气层中散射的太阳辐射,从天穹的各个方向辐射到地球表面的结构物上,它与倾斜面的方位角、是否处于阴影状态无关,主要和太阳高度角、天气的浑浊程度以及倾斜面与水平面的夹角  $\beta$  相关。

文献[7-8]认为水平面日平均散射量和水平面日平均总辐射量的比值与日晴空系数存在线性关系。因此水平面上的散射强度  $I_d$  可由下式估算得到:

$$I_d = I_m (1 - 1.13 K_T) \quad (5-19)$$

式中: $K_T$ ——日晴空系数,对于我国  $30^\circ \sim 40^\circ$  纬度范围内城市,可取 0.3~0.8 之间。

任意壁面所受的散射强度  $I_\beta$  为:

$$I_\beta = I_d (1 + \cos \beta) / 2 \quad (5-20)$$

## (3) 地面反射

桥梁结构物总是位于地表面之上,特别在桥梁的底面会受到地面反射的影响。对于与地面倾斜的接受面,反射辐射强度可以按以下公式得出:

$$I_f = \rho^* (I_m + I_d) (1 - \cos \beta) / 2 \quad (5-21)$$

式中: $\rho^*$ ——地面的反射系数。



## 2) 平面温度场的有限元理论

箱梁日照温度场原本属于三维热传导,因沿桥轴线方向箱梁各截面所受的日照辐射基本相同,因此沿该方向的温度变化可以略而不计,可按二维热传导考虑。

用有限单元法求温度场已广泛应用于实体薄壁结构,用三角形单元或矩形单元计算平面不稳定温度场及温度应力的数学模型已应用到实际工作中。

### (1) 有限元分析基本方程

根据热传导基本方程,可以用矩阵表达为

$$\left. \begin{aligned} \rho c \frac{\partial T}{\partial t} + \mathbf{L}^T \mathbf{q} &= 0 \\ \mathbf{q} &= -\mathbf{D} \mathbf{L} T \end{aligned} \right\} \quad (5-22)$$

式中:  $\mathbf{L}^T = \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial}{\partial y} \right\}$ ,  $\mathbf{D} = \begin{bmatrix} k & 0 \\ 0 & k \end{bmatrix}$ ;

$\rho$ ——混凝土质量密度,  $\text{kg}/\text{m}^3$ ;

$c$ ——混凝土比热,  $\text{J}/(\text{kg} \times ^\circ\text{C})$ ;

$T$ ——温度场内某点的温度值,  $^\circ\text{C}$ ;

$t$ ——过程进行的时间,  $\text{s}$ ;

$k$ ——导热系数,  $\text{W}/(\text{m} \times ^\circ\text{C})$ ;

$x, y$ ——直角坐标,  $\text{m}$ 。

在箱梁的外边界上,主要为太阳辐射、对流换热和热辐射换热三种形式,箱梁截面边界上的热交换过程,可以用矩阵表达为

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{q}^T \boldsymbol{\eta} &= (h_c + h_r)(T_s - T_a) \\ \mathbf{q}^T \boldsymbol{\eta} &= -\alpha I_t \end{aligned} \right\} \quad (5-23)$$

式中:  $\boldsymbol{\eta} = \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \end{Bmatrix}$ ,  $n_x, n_y$  为法线的方向余弦;

$q$ ——箱梁截面边界热交换热流密度,  $\text{W}/\text{m}^2$ ;

$h_c$ ——对流热交换系数,  $\text{W}/(\text{m}^2 \times ^\circ\text{C})$ ;

$h_r$ ——辐射热交换系数,  $\text{W}/(\text{m}^2 \times ^\circ\text{C})$ ;

$T_a$ ——空气的温度,  $^\circ\text{C}$ ;

$T_s$ ——混凝土表面温度,  $^\circ\text{C}$ ;

$\alpha$ ——太阳辐射吸收系数;

$I_t$ ——箱梁截面边界太阳辐射强度。

用虚温度变化  $\delta T$  乘以式(5-21)并积分,并考虑边界条件可得

$$\iint_D \delta T \left( \rho c \frac{\partial T}{\partial t} + \mathbf{L}^T \mathbf{D} \mathbf{L} T \right) dx dy = \int_{S_1} \delta T h (T_s - T_a) d S_1 + \int_{S_2} \delta T \alpha I_t d S_2 \quad (5-24)$$

式中:  $h = h_c + h_r$ 。



式(5-24)为整个温度场区域,如果将所研究的区域  $D$  划分成  $E$  个单元、 $n$  个节点,每个单元内的温度可以下式表达:

$$T = N^T T_e \quad (5-25)$$

式中:  $T_e$ ——单元  $e$  的节点温度列阵;

$N$ ——单元的形函数矩阵。

将式(5-25)对时间  $t$  求导,可以得到

$$\dot{T} = \frac{\partial T}{\partial t} = N^T \dot{T}_e \quad (5-26)$$

根据式(5-26),虚温度变化  $\delta T$  可以用下式表示

$$\delta T = (\delta T_e)^T N \quad (5-27)$$

$LT$  可用下式表示

$$LT = B T_e \quad (5-28)$$

式中:  $B = L N^T$ 。

对每个单元,将式(5-25)~式(5-28)代入式(5-24)可以得到

$$(\delta T_e)^T \iint_e (\rho c N N^T \dot{T}_e + B^T D B T_e) dx dy = \delta T_e^T \int_{S_1} N h (N^T T_e - T_e) dS_1 + \delta T_e^T \int_{S_2} N \alpha I_s dS_2 \quad (5-29)$$

式中:  $(\delta T_e)^T$ ——任意虚温度向量,可以将它从式(5-29)两端除去;

$\dot{T}_e$ 、 $T_e$ ——单元节点的温度对时间偏导和节点温度,在单元内为常量。

因此可以将式(5-29)简化为

$$C_e \dot{T}_e + (K_e^d + K_e^c) T_e = Q_e^f + Q_e^c \quad (5-30)$$

式中:  $C_e = \iint_e \rho c N N^T dx dy$ ;  $K_e^d = \iint_e B^T D B dx dy$ ;  $K_e^c = \int_{S_1} h N N^T dS_1$ ;  $Q_e^f = \int_{S_2} N \alpha I_s dS_2$ ;  $Q_e^c = \int_{S_1} h T_a N dS_1$ 。

以上得到的是单元的线性方程组,为了求出区域  $D$  中的温度分布,需将各个单元线性方程组合成整体线性方程组。在合成时,按照一定的规则,把同一单元中相邻节点对节点方程的系数项进行叠加,将单元系数项叠加到整体系数项中去,整体线性方程组为

$$C \dot{T} + K T = Q \quad (5-31)$$

式中:  $C$ ——比热矩阵;

$K$ ——热传导矩阵,  $K = K^d + K^c$ ;

$Q$ ——施加的热流载荷矩阵,  $Q = Q^f + Q^c$ 。



## (2) 温度场的求解

式(5-31)为一阶瞬态方程,瞬态温度场的偏微分方程在数学上定义为抛物线形方程,求解过程中除了边界条件外,还必须加入初始条件。从初始温度场出发,每一个时间步长求解一次温度场,将前一个时间步求得的结果作为下一个时间步的已知条件,这就是所谓的步进积分。空间域上用有限单元划分,时间域上用有限差分网格划分,充分利用有限元法在空间域划分的优点和有限差分法在时间上推进的优点。

为了求解式(5-31),需要把瞬态问题转化为静态问题,通过假定一个迭代公式,如下式所示:

$$T_{t+\Delta t} = T_t + (1 - \theta^*) \Delta t \dot{T}_t + \theta^* \Delta t \dot{T}_{t+\Delta t} \quad (5-32)$$

式中:  $\theta^*$  —— 迭代控制系数。

将式(5-32)代入式(5-24)可得到迭代方程

$$\left( K + \frac{C}{\theta^* \Delta t} \right) T_{t+\Delta t} = \left( Q_{t+\Delta t} + \frac{1 - \theta^*}{\theta^*} Q_t \right) + \left( \frac{C}{\theta^* \Delta t} - \frac{1 - \theta^*}{\theta^*} K \right) T_t \quad (5-33)$$

当知道了  $T$ 、 $Q_{t+\Delta t}$  和  $Q_t$ , 利用式(5-33)便可以求出  $T_{t+\Delta t}$ 。

## 3) 计算参数的确定

### (1) 热交换系数的确定

处于自然环境中的混凝土结构,日照作用下其表面上发生两种彼此独立的热交换:由于辐射引起的热交换及由于传导和对流引起的热交换。对流和热传导的影响在计算中总合为一个数值,并用对流热交换系数  $\alpha_k$  表示。在物理意义上比较明确的辐射部分,可用辐射热交换系数  $\alpha_s$  表示。在工程实际中,这两部分通常综合为总的热交换系数:

$$\alpha = \alpha_k + \alpha_s \quad (5-34)$$

由参考文献[6],辐射热交换系数  $\alpha_s$  为

$$\alpha_s = ck \quad (5-35)$$

式中:  $k = \frac{T_1^3 + T_1^2 T_2 + T_1 T_2^2 + T_2^3}{10^8}$ ;

$T_1$ 、 $T_2$  —— 相互之间发生辐射热交换的两种介质的绝对温度;

$c$  —— 大气和混凝土表面的辐射系数,可取 3.34。

在实际工程计算中,对于箱梁截面外边界一般可取  $\alpha_s = 4.0 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ 。辐射热交换  $\alpha_s$  随时间和表面温度改变而变化,其峰值出现在 12~14 时,大约为  $5.0 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ 。对流热交换系数  $\alpha_k$  与风速有关,当风速  $v < 5.0 \text{ m/s}$  时,  $\alpha_k$  可按下式计算:

$$\alpha_k = 5.8 + 4.0v \quad (5-36)$$

实际工程中风速风向还与许多受偶然现象支配的其他影响有关,因此对于土木工程范围,可以近似地采用一个常数风速。而为了得到最不利对流热交换系数,必须假定风速等于零,但是这种情况几乎只有在夜间才会出现,且这种假定对于混凝土表面温度效应计算可能提供太不利的数值,因此在预估最大温度应力时可取风速为常数  $1.0 \text{ m/s}$ 。但是要将温度分布和应力





与结构实测作比较的话,在计算中必须取用构件所在场地实测的风速。

在风速一定时,对流热交换系数平均值的最大偏差多数小于 20%,在所有情况下由此而引起的表面温度偏差最大值不超过 6%,因此可以采用常数的对流热交换系数来预先确定最大温度应力。文献[6]认为,当风速由 0m/s 变化到 5.0m/s,辐射热交换系数几乎仍保持不变,而当风速每变化 1.0 m/s,对流热交换系数大约变化  $3.7\text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ 。

混凝土外表面的总热交换系数  $\alpha$ ,可相应于表 5-2 的不同风速取用。

混凝土外表面在不同风速下总的热交换系数  $\alpha$ 

表 5-2

风速(m/s)	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
总热交换系 [ $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ ]	7.8	11.5	15.2	18.9	22.6	26.3

从土木工程范围来说,表 5-2 所列的常数热交换系数对于应力计算是偏于安全的。但是如果量测与计算相互进行比较,则必须根据式(5-35)和式(5-36)计算热交换系数。

#### (2)空气介质综合温度 $T_f$ 的确定

空气介质综合温度应按下式确定:

$$T_f = T_a + \frac{R}{\alpha} \quad (5-37)$$

式中:  $T_f$ ——空气综合介质温度;

$T_a$ ——大气温度;

$R$ ——结构所吸收的辐射热,  $R = \alpha_1 \cdot J$  ( $\alpha_1$  为结构表面辐射热的吸收系数,  $J$  表示结构表面所受太阳辐射的强度);

$\alpha$ ——结构表面的换热系数。

对于混凝土表面,结构外表面对太阳辐射的吸收系数可取 0.74 左右。

由文献[15],全国主要城市夏季太阳辐射强度  $J$  可由表 5-3 查得。

全国主要城市夏季太阳辐射强度( $\text{W}/\text{m}^2$ )

表 5-3

城市名称	朝向	地方太阳时												
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
北京	S	30	65	116	245	352	423	447	423	352	145	116	65	30
	W(E)	30	65	95	118	136	147	151	364	543	662	697	629	441
	N	148	137	95	118	136	147	151	147	136	118	96	137	148
	H	139	336	543	730	878	972	1 003	972	878	730	543	336	139
上海	S	18	50	79	134	217	273	291	273	217	134	79	50	18
	W(E)	18	50	79	102	119	130	133	336	505	615	640	558	353
	N	125	148	118	102	119	130	133	130	119	102	118	148	125
	H	88	276	487	681	836	933	967	933	836	681	487	276	88



续上表

城市名称	朝向	地方太阳时												
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
长沙	S	16	48	79	106	184	236	254	236	184	106	79	48	16
	W(E)	16	48	79	104	123	134	138	345	518	629	651	561	341
	N	124	159	141	104	123	134	138	134	123	104	141	159	124
	H	77	272	493	697	860	964	1 000	964	860	697	493	272	77
武汉	S	17	47	76	125	207	261	280	261	207	125	76	47	17
	W(E)	17	47	76	100	117	127	131	332	501	609	633	551	345
	N	123	147	120	100	117	127	131	127	117	100	120	147	123
	H	83	269	480	675	829	928	961	928	829	675	480	269	83

注：地方太阳时指以太阳正对当地指午线的时刻为中午 12 时所推算出的时间。

E、S、W、N 和 H 分别为东、南、西、北垂直面和水平面上逐时的太阳辐射强度。

4)应用实例

叶建国在文献[4]中,以贵州省安顺地区关岭自治县境内沙银沟大桥为依托工程,取用 2006 年 7 月 1 日桥位计算太阳辐射强度,运用 Ansys 有限元分析软件对箱形截面进行瞬态温度场分析,得出以下结论:

(1)10 点以前,向阳侧腹板在太阳的直射下温度高于背阳侧腹板温度,两侧腹板外表面温差最大基本在 1.5℃左右。随太阳慢慢升高,两侧腹板由于受到翼缘板遮挡,受到太阳辐射强度逐渐接近,此时两侧腹板温差较小。

(2)在太阳散射下沿腹板厚度温度有所不同,在 14 点左右腹板内外表面温度差异达到最大,约在 6℃左右。

(3)在太阳辐射强度逐渐变强的过程中,由于截面翼缘板相对较长,内外腹板由于受到翼缘板遮挡基本不受太阳直射,腹板受到的太阳辐射强度趋于一致,左右腹板温差并不明显。

(4)顶板受太阳的直射温度变化剧烈,顶板温差以竖向为主,横向温差较小。

5.2.2 混凝土箱梁二维温度梯度分析

1)一维温度梯度简述

关于温度梯度模式及温度设计值,世界各国都在实践中获得了大量数据和经验,并在桥梁设计规范中有明确规定。

(1)美国 AASHTO 规范对桥梁上部结构的温度梯度规定如图 5-7 所示,图中  $T_1$ 、 $T_2$ 按表 5-4 取值; $T_3$ 由现场调查确定,但不得超过 3℃,否则应取 0℃;负温差取值:对于素混凝土桥面应按表 5-4 中的值乘以-0.3,沥青混凝土桥面应按表中值乘以-0.2。

图中:
$$A=\begin{cases} 300\text{mm}, & H\geq 400\text{mm} \text{ 的混凝土上部结构} \\ H-100(\text{mm}), & H<400\text{mm} \text{ 的混凝土截面} \\ 300\text{mm}, & \text{钢梁} \end{cases}$$

$t$  为混凝土板的高度。



美国 AASHTO 规范温度梯度参数表

表 5-4

气候区号	$T_1(^{\circ}\text{C})$	$T_2(^{\circ}\text{C})$
1	30	7.8
2	25	6.7
3	23	6
4	21	5

(2)新西兰桥梁规范的规定如图 5-8 所示。

图中:  $t_y = T_0 \left( \frac{y}{1200} \right)^5$ ;

$T_0 = 32 - 0.2h(^{\circ}\text{C})$ ;

$h$  为黑色面层厚度(mm)。

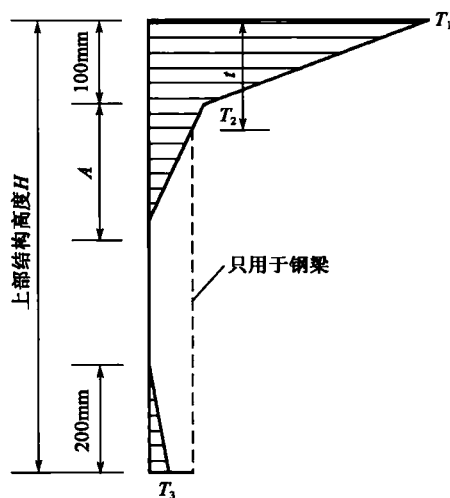


图 5-7 美国 AASHTO 规定的温度曲线

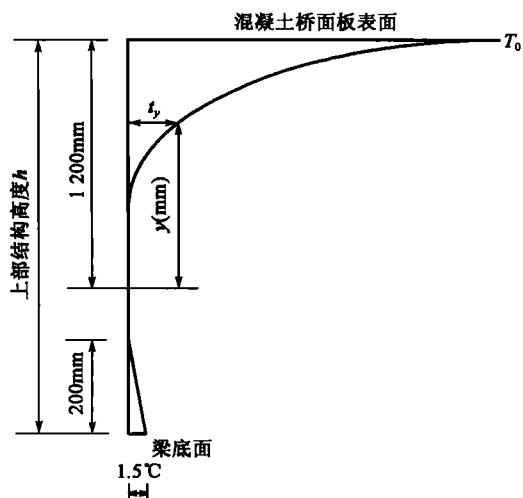


图 5-8 新西兰规范规定的温度曲线

(3)英国 BS 5400 规范规定的混凝土箱梁设计温度梯度如图 5-9 所示,桥面顶、底板升降温度增加、减少呈双折线形变化。

图 5-9 升温模式中,  $h_1 = 0.3h \leq 0.15\text{m}$ ;  $h_2 = 0.3h \geq 0.1\text{m}$  且  $\leq 0.25\text{m}$ ;  $h_3 = 0.3h \leq [0.1\text{m} + \text{面层厚度}(\text{m})]$ ,  $T_1$ 、 $T_2$ 、 $T_3$ 取值规定见表 5-5。

英国 BS 5400 规范升温模式温度梯度参数表

表 5-5

$h(\text{m})$	$T_1(^{\circ}\text{C})$	$T_2(^{\circ}\text{C})$	$T_3(^{\circ}\text{C})$
$\leq 0.2$	8.5	3.5	0.5
0.4	12	3	1.5
0.6	13	3	2
$\geq 0.8$	13.5	3	2.5

图 5-9 降温模式中,  $h_1 = h_4 = 0.2h \leq 0.25\text{m}$ ;  $h_2 = h_3 = 0.25h \leq 0.2\text{m}$ ;  $T_1$ 、 $T_2$ 、 $T_3$ 、 $T_4$ 取值规定见表 5-6。



英国 BS 5400 规范降温模式温度梯度参数表

表 5-6

$h(\text{m})$	$T_1(^{\circ}\text{C})$	$T_2(^{\circ}\text{C})$	$T_3(^{\circ}\text{C})$	$T_4(^{\circ}\text{C})$
$\leq 0.2$	2	0.5	0.5	1.5
0.4	4.5	1.4	1	3.5
0.6	6.5	1.8	1.5	5
0.8	7.6	1.7	1.5	6
1	8	1.5	1.5	6.3
$\geq 1.5$	8.4	0.5	1	6.5

(4)《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)规定的竖向温度梯度模式如图 5-10 所示,其中  $T_1$ 、 $T_2$ 取值规定见表 5-7。

图中,  $A = \begin{cases} 300\text{mm}, & H \geq 400\text{mm} \text{ 的混凝土上部结构} \\ H - 100(\text{mm}), & H < 400\text{mm} \text{ 的混凝土截面} \\ 300\text{mm}, & \text{钢梁} \end{cases}$

$t$  为混凝土板的高度。

中国公路规范升温模式温度梯度参数表

表 5-7

结构类型	$T_1(^{\circ}\text{C})$	$T_2(^{\circ}\text{C})$
素混凝土表面	25	6.7
50mm 沥青路面	20	6.7
100mm 沥青路面	14	5.5

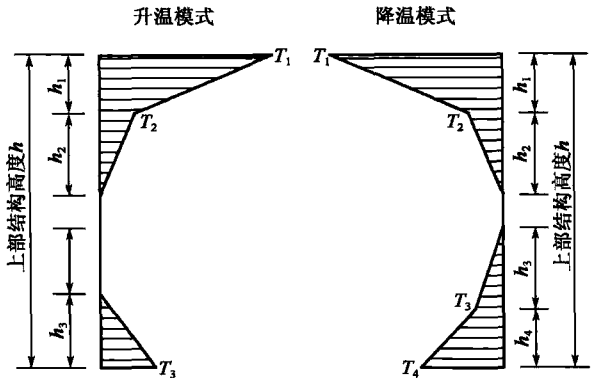


图 5-9 英国 BS 5400 规范温度梯度

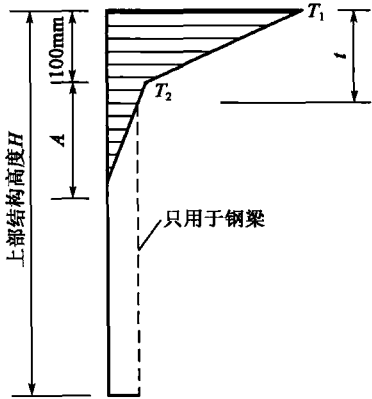


图 5-10 中国规范温度梯度

(5)中国铁路规范 TB 10002.3—2005 关于箱梁温度梯度的规定:

$$\left. \begin{aligned} T_y &= T_{01} \times e^{-ay} \\ T_x &= T_{02} \times e^{-ax} \end{aligned} \right\} \quad (5-38)$$

式中:  $T_x$ 、 $T_y$ ——计算点处的温差( $^{\circ}\text{C}$ );



$T_{01}$ 、 $T_{02}$ ——箱梁沿梁高方向或梁宽方向的温差,℃,按表 5-8 取用。

$y$ ——计算点至箱梁外表面的距离(m);

$a$ ——按表 5-8 取值。

中国铁路规范升温模式温度梯度参数表

表 5-8

方向	无渣桥面		方向	有渣桥面	
	$a$	$T_0$ (℃)		$a$	$T_0$ (℃)
沿梁高	5	20	沿梁高	—	—
沿梁宽	7	16	沿梁宽	7	16

## 2) 二维温度梯度模式

西部项目“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”对依托工程——沙银沟大桥箱梁的顶板、底板、腹板以及竖向的温度变化规律进行了研究总结,对箱梁截面在太阳辐射影响下,在温度场分布有限元计算结果的基础上提出了两种可供工程设计、验算的二维温度梯度模式。

### (1) A 类二维温度梯度模式

依据箱形截面温度场分布的有限元计算结果,并参照各国公路规范中规定的温度梯度规定值,通过沿截面横向设置不同的竖向温度梯度构造 A 类二维温度模式。A 类二维温度梯度如图 5-11 所示,各参数取值见表 5-9。

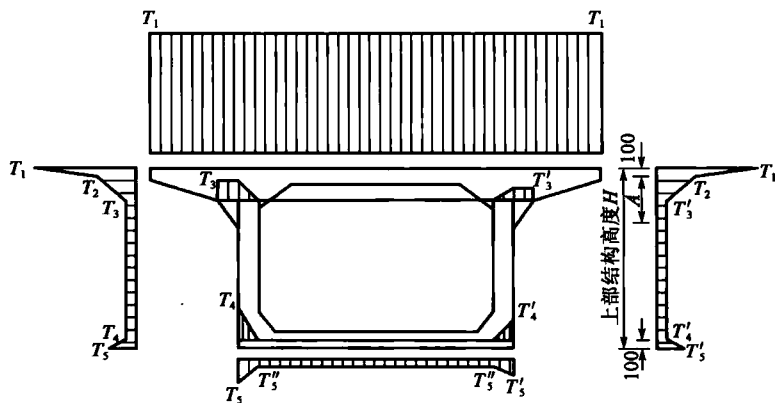


图 5-11 A 类二维温度梯度示意图

图中  $A$  的取值同《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)中条文 4.3.10 对于  $A$  的取值规定,即当梁高  $H < 400\text{mm}$  时,  $A = H - 100(\text{mm})$ ,当梁高  $\geq 400\text{mm}$  时,  $A = 300\text{mm}$ 。

A 类二维温度梯度参数表

表 5-9

参 数	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_5$
取值(℃)	25	6.7	6	6	8.5
参 数			$T'_3$	$T'_4$	$T'_5$
取值(℃)			4	4	6.5
参 数					$T''_5$
取值(℃)					2.5



## (2) B类二维温度梯度模式

依据箱形截面温度场分布的有限元计算结果,并参照各国公路规范中规定的温度梯度规定值,在 A 类二维温度梯度的基础上忽略腹板温度沿厚度的变化,以腹板平均温度值作为腹板温度值,得到 B 类二维温度模式。B 类二维温度梯度如图 5-12 所示,各参数取值见表 5-10。

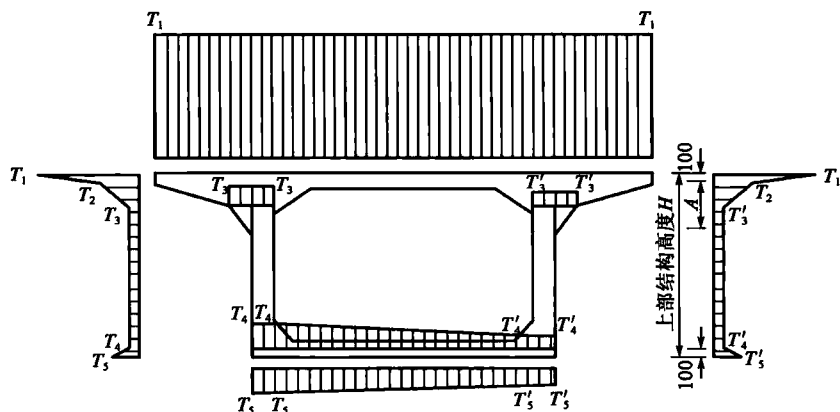


图 5-12 B类二维温度梯度示意图

图 5-12 中  $A$  的取值同《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)中条文 4.3.10 对于  $A$  的取值规定,即当梁高  $H < 400\text{mm}$  时,  $A = H - 100(\text{mm})$ ,当梁高  $\geq 400\text{mm}$  时,  $A = 300\text{mm}$ 。

B 类二维温度梯度参数表

表 5-10

参 数	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_5$
取值( $^{\circ}\text{C}$ )	25	6.7	3	3	5.5
参 数			$T'_3$	$T'_4$	$T'_5$
取值( $^{\circ}\text{C}$ )			2	2	4.5

## 3) 温度梯度模式影响分析

目前在国内公路桥梁规范中,给出了顶板双折线升温的简单一维日照温差模式,但是这种温度模式下弯连续箱形梁产生的温度效应是否满足工程需要尚无定论。

由于结构材料热胀冷缩的性质,势必产生温度变形,对于闭合箱形截面的梁,在横截面上会产生如图 5-13 所示的变形形式。如果采取了如图 5-13 所示的约束形式,梁体支座还会在梁截面所在平面内产生方向相反的支反力。实际上,对于弯连续箱梁,温度梯度的作用不仅表现在桥梁纵向,在梁的横向和竖向也表现出明显的特征。箱梁顶板或腹板受到太阳照射时,产生沿梁高方向及沿截面横向的温度梯度,会使得弯连续箱梁产生竖向挠曲变形、横向变位及扭转变形。一般地,当梁曲率半径越大时,或者说越接近直桥时,则弯箱梁在日照温差作用下,结构变形以纵桥向变形为主;当梁曲率半径越小时,则弯箱梁桥横桥向变形及扭转变形越加明显。

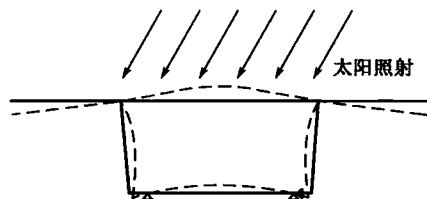


图 5-13 箱形截面变形图



对弯梁桥的温度效应,国内外的学者已做过不少的研究,基本是利用曲杆或者空间梁单元分析在竖向温度梯度作用下的温度效应。西部项目“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”中结合实际工程沙银沟大桥利用有限元程序 Ansys 中的实体单元,建立空间实桥整体模型分析,研究了大跨弯连续刚构桥在不同梯度形式作用下的结构效应。通过按照《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)中条文 4.3.10 规定的竖向温度梯度模式、A 类二维温度梯度模式、B 类二维温度梯度模式三种模式对结构效应影响的对比分析,得出如下结论:

(1)横向温度梯度使结构产生横向弯曲变形,但是对结构竖向变形基本没有影响。结构径向变形值与沿腹板厚度局部横向温度梯度的模式基本无关,而仅与平曲线内外侧腹板的整体横向温度梯度及桥梁方位有关。平曲线外侧腹板整体温度相对内侧腹板略高时,引起结构在水平面内向外弯曲变形;平曲线内侧腹板整体温度相对外侧腹板略高时,结构在水平面内向内弯曲变形。

(2)平曲线内外侧腹板整体温度梯度及沿腹板厚度局部横向温度梯度对腹板正应力有很大影响。在一维温度梯度作用下,弯桥平曲线内外侧腹板正应力基本相同,且沿腹板厚度均受拉。在 B 类二维温度梯度作用下平曲线内外侧腹板正应力产生差异,平曲线内侧腹板平均温度比外侧腹板高时,平曲线内侧腹板产生压应力,平曲线外侧腹板产生拉应力;平曲线外侧腹板平均温度比内侧腹板高时,则相反。

(3)结构在 A 类二维温度梯度作用下,沿腹板厚度局部横向温度梯度改变了腹板在一维温度梯度作用下全都处于受拉的状态,腹板外表面出现了较小压应力,同时腹板内表面拉应力急剧增大。

(4)顶板在局部竖向温度梯度作用下顶板中间下缘产生较大的横向正应力。

#### 4) 平曲线半径及墩高对温度效应影响分析

西部项目“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”采用 A 类二维温度梯度模式(平曲线内侧腹板升温时)分析研究了平曲线半径及墩高对于弯连续刚构桥温度效应的影响(同样以沙银沟大桥为例),并分析其规律,得到如下结论:

(1)由于弯曲程度的增加,弯桥的弯扭耦合效应越明显,结构在温度荷载作用下产生的扭矩越大,引起内外侧支座竖向支反力差别逐渐增大,同时横向支反力随半径减小逐渐增大。结构整体刚度随墩高增大逐渐减弱,边跨支座竖向支反力及横向支反力均逐渐减小。

(2)结构整体竖向变形随平曲线半径减小基本没有变化;由于弯曲程度增大,结构在温度荷载作用下产生的扭矩逐渐增大,导致箱形截面扭转效应越来越明显。中墩对结构的转动约束随墩高增大明显减弱,结构约束形式逐渐向连续梁过渡,竖向变形值逐渐增大,同时扭矩逐渐减小导致结构扭转效应逐渐减弱。

(3)平曲线半径对弯桥径向变形的影响很大。弯桥弯扭耦合效应随半径减小逐渐增强,双薄壁墩在上部结构传递的弯矩作用下产生向外偏移值逐渐增大,使得上部结构逐渐向平曲线外侧外偏移。结构体系随主墩墩高增大逐渐接近于连续梁桥,结构在温度荷载作用下逐渐表现出整体横向向内弯曲变形的现象。

(4)平曲线半径及墩高对腹板正应力影响均不大。箱梁中心顶板表面正应力随半径减小略有增大,翼缘板正应力明显减小,顶板上表面正应力横向分布趋于不均匀;墩高对顶板正应力基本没有影响。







发展所构成。

(2)水泥凝胶体的塑性滑动,可以引起混凝土徐变。

(3)集料截面和砂浆内部微裂缝的发展,可以引起混凝土的徐变。

(4)内部水分的蒸发也产生附加的干缩徐变。

### 5.3.3 影响混凝土徐变效应的因素

影响混凝土徐变的因素很多,归纳起来可以分为内部和外部因素两部分。内部因素主要指混凝土原材料及配合比等;外部因素主要指加荷龄期、加荷应力比、持荷时间、环境相对湿度与温度、结构尺寸等。

#### 1)水灰比

水灰比增大,徐变也增大。水灰比增加,收缩也增加,从而使内部裂纹增多,于是使混凝土的强度减弱,进而导致徐变变形增大。水灰比较高时,集料与水泥浆之间的黏结力变小,使得微裂纹增多,最终使徐变更大。

#### 2)水泥品种

水泥品种对混凝土徐变的影响不大,水泥品种对徐变影响是因为它影响混凝土受载龄期的强度。将普通水泥制成的混凝土与早期高强水泥制成的混凝土进行比较,如果加载时的龄期相同,则早强混凝土的初始徐变率较低,但两者的徐变量最终是相等的。

#### 3)水泥细度

水泥细度影响混凝土的强度,所以也影响徐变。水泥越细,石膏含量越多,徐变率也越高。

#### 4)集料

一般来说,集料本身并不表现出有徐变,但集料的存在对水泥石的变形起约束作用,约束的程度则取决于集料的刚度及集料所占混凝土体积的百分比。因而徐变量同集料品种有关,集料的刚度越大,混凝土的徐变量越小。轻集料混凝土比普通集料混凝土具有较大的徐变,因为轻集料混凝土的弹性模量比普通混凝土的弹性模量小。弹性模量和混凝土的整体强度直接相关,所以“集料品种”并不能认为是一项独立参数。混凝土的徐变量与集料含量成反比,集料含量越大,徐变量越小。

#### 5)周围环境的相对湿度

周围环境的相对湿度是影响混凝土徐变极重要的因素之一。周围环境的相对湿度影响混凝土干燥徐变,较低的环境相对湿度使收缩增大,而收缩促进干燥徐变,因此,相对湿度越低,混凝土徐变量越大。如果混凝土试件还处于干燥过程中时早期加载,使混凝土产生干燥徐变,则相对湿度这一参数就起主要作用。如果在加载前试件的湿度与周围环境的相对湿度已达到平衡,则相对湿度的影响最小。

#### 6)加载时的龄期

“已消去所有可蒸发水分的混凝土实际上显不出有徐变”。假定不考虑湿度的因素,这种状态只能随着时光的消逝而逐渐达到。如果混凝土在达到这一状态时才加载,那么在做混凝土设计时就无需考虑徐变的影响。但是在实际工作中这是做不到的,因为混凝土的水化作用是一个不断发展的过程,且在实际工程中混凝土的加载龄期一般也较短。当加载龄期较大



时,混凝土中可蒸发水分较少,且混凝土的强度较高,所以观察到的徐变变形较小。若以 28d 龄期的加荷徐变为基准,则 3d 龄期的加荷徐变为 28d 龄期的 1.6~2.3 倍;90d 龄期的为 28d 龄期的 70%;1 年的为 28d 龄期的 35%~50%。

#### 7) 构件厚度

混凝土构件的尺寸增加时,徐变相应地减少。构件的表面先干燥,所以表面徐变大于构件内部的徐变。试件表面有可蒸发水时就发生收缩,转而引起干燥徐变,在最深部位只有极少的水分交换,该处收缩最小,所以发生的徐变是微不足道的。大试件内部完全干燥所需时间比小试件的时间长,因此较厚构件的徐变较小。此外,如果混凝土在干燥过程接近完成时加载,厚度对徐变没什么影响。

#### 8) 加载时间

很明显,混凝土持续受载的时间愈长,徐变就愈大。由于混凝土的水化作用是一个延续的过程,所以在持续荷载作用下的试件理应呈现出徐变的不断增加,虽然随着龄期的增长,徐变的增长率显著下降。大部分徐变变形在一年内(主要是头三个月)完成,其余部分将持续很长时间才能完成。

#### 9) 温度

温度也是影响混凝土徐变的外部因素之一。一般来说,温度升高,使混凝土的黏性降低,也使其弹性模量降低,徐变率增大。当温度在 20~90℃ 之间时,71℃ 的徐变率为最大。在温度较高时,徐变与温度间的关系变化很大。在正常的设计工作中,只需做到确保新鲜混凝土不致冻结,否则就会产生很大的初始徐变率。

#### 10) 外加剂

外加剂主要是指减水剂和引气剂。减水剂的使用目的不同,对混凝土徐变的影响也不同。一般来说,掺减水剂是为了提高强度时,其徐变比不掺的小;为了节约水泥,保持强度不变时,其徐变与不掺时基本接近;为了提高流动性,其徐变比不掺时的大。一般情况下,掺引气剂使混凝土的徐变增加。

此外还有一些其他的影响因素,比如①应力水平:当混凝土承受的应力水平越高,则起始应变越大,随时间增长的徐变也越大。实际结构在使用过程中,混凝土的长期应力一般处于线形徐变范围;②制作和养护条件:当混凝土振密实,养护条件好,特别是蒸汽养护后成熟快,可以减小徐变。

### 5.3.4 徐变效应的计算

因为影响混凝土徐变值的因素很多,徐变值变化幅度大,试验数据离散,所以不容易精确计算。对于一些重要的和复杂的结构,需要作具体的徐变分析时,要求有比较准确的混凝土徐变值,及其随龄期的变化规律。比较可靠的办法是用相同的混凝土制作试件,直接进行徐变试验和测量,或者用短期的测量数据推算长期的徐变值。在缺乏试验条件的情况下,一般采用拟合已有试验数据的经验计算式。

#### 1) 徐变基本理论

混凝土徐变指在混凝土中应力保持不变的情况下混凝土的应变随时间增长的现象,对徐变的系统研究直到 20 世纪 30 年代才开始。目前许多国家、组织提出的设计规范(如英国的



BS 5400 规范等)或徐变理论(如美国混凝土学会第 209 委员会 ACI 209 的建议与国际预应力协会—欧洲混凝土委员会 CEP-FIP 提出的《混凝土结构设计与施工的国际建议》等)都详细考虑了混凝土的徐变效应。中国在计算中考虑混凝土的徐变始于 20 世纪 50 年代,当时是应用在预应力混凝土简支梁的预应力损失和上拱度的设计计算中;20 世纪 60 年代开始,各科研单位对混凝土的徐变特性进行了系统的试验研究,提出了各种数学计算模式;而真正将徐变理论应用到实际结构中始于 20 世纪 70 年代中后期。三十几年来,中国在混凝土结构的徐变效应分析方面取得了丰硕的研究成果。

国内外对混凝土徐变的分析存在各种不同的理论,考虑的因素不尽相同,采用了不同的计算模式。混凝土的徐变大小,通常采用徐变系数  $\phi(t, t_0)$  来描述。目前国际上对徐变系数有 2 种不同的定义。令时刻  $t_0$  开始作用于混凝土的单轴向常应力  $\sigma(t_0)$  至时刻  $t$  所产生的徐变应变为  $\epsilon_c(t, t_0)$ , 第一种徐变系数采用混凝土 28d 龄期时的瞬时弹性应变定义,即

$$\epsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_{28}} \phi(t, t_0) \quad (5-39)$$

式中:  $E_{28}$ ——28d 龄期混凝土的弹性模量。

CEB-FIP 标准规范(1978 及 1990 年版)及英国标准 BS 5400(1984 年版)采用了这种定义方式。目前,中国的桥梁规范中也主要采用 CEB-FIP 推荐的模式。徐变系数的另一种定义为

$$\epsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)} \phi(t, t_0) \quad (5-40)$$

式中:  $E(t_0)$ —— $t_0$  时混凝土的弹性模量。

这一定义是美国 ACI 209 委员会报告(1982 年版)所建议的。该建议中,混凝土的标准加载龄期  $t_0$  对于潮湿养护的混凝土为 7d, 对于蒸汽养护的混凝土为 1~3d。

## 2) 徐变效应计算方法

常用的徐变计算理论主要有以下三种:老化理论、先天理论(继效理论)及混合理论(弹性徐变理论)。①老化理论的基本假设:不同加载龄期的混凝土徐变曲线在任意时刻(大于龄期),徐变增长率都相同。②先天理论的基本假设:不同加载龄期的混凝土徐变增长规律都一样。③混合理论:老化理论比较符合混凝土初期加载情况,先天理论比较符合后期加载情况,而混合理论兼顾两者,在加载初期用老化理论,后期用先天理论。

在现实的工程应用中,常用的计算徐变效应的方法有以下四种。

### (1) 老化理论原始算法

老化理论的基本假定是不同加载龄期的混凝土徐变曲线在任意时刻的徐变增长率都相同。它既考虑了持久荷载的影响,又考虑了随混凝土龄期的增长而引起变形特性的变化,即老化的影响。按照弹性徐变体理论,在龄期  $t_0$  加载至时间  $t$  时的徐变变形与弹性变形之比,即徐变系数  $\phi(t, t_0)$  随时间变化规律为

$$\phi(t, t_0) = [k' + (1 - k')e^{-\gamma}] [1 - e^{-\gamma(t-t_0)}] \phi_{c,\infty} \quad (5-41)$$

式中:  $\phi_{c,\infty}$ ——混凝土材料的徐变系数终极值;



$k'$ ——混凝土材料的弹性继效系数;

$\gamma$ ——混凝土材料的徐变增长速度系数。

## (2) 老化理论修正算法

徐变系数  $\phi(t, t_0)$  随时间变化规律为

$$\phi(t, t_0) = (1 + k' e^{-\gamma}) [1 - e^{-\gamma(t-t_0)}] \phi_{c,\infty} \quad (5-42)$$

## (3) 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)附录算法

徐变系数的计算方法为

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t - t_0) \quad (5-43)$$

$$\phi_0 = \phi_{H_R} \beta(f_{cu}) \beta(t_0) \quad (5-44)$$

$$\phi_{H_R} = 1 + \frac{1 - H_R/H_{R0}}{0.46 (h/h_0)^{1/3}} \quad (5-45)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} \quad (5-46)$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0.3} \quad (5-47)$$

$$\beta_H = 150 \left[ 1 + \left( 1.2 \frac{H_R}{H_{R0}} \right)^{18} \right] \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (5-48)$$

$$h = 2A/u \quad (5-49)$$

$$f_{cu} = 0.8 f_{cu,k} + 8 \quad (5-50)$$

式中:  $\phi_0$ ——名义徐变系数;

$\beta_c(t - t_0)$ ——加载后徐变随时间发展系数;

$f_{cu}$ ——强度等级 C20~C50 混凝土在 28d 龄期时的平均立方体抗压强度(MPa);

$f_{cu,k}$ ——龄期为 28d、具有 95% 保证率的混凝土立方体抗压强度标准值(MPa);

$H_R$ ——环境年平均相对湿度(%);

$h$ ——构件理论厚度(mm);

$A$ ——构件截面面积;

$u$ ——构件与大气接触的周边长度。

计算常数  $\phi_{H_R}$  为 100%,  $h_0$  为 100mm,  $t_1$  为 1d,  $f_{cu,0}$  为 10MPa。

## 3) 二次张拉对收缩徐变的影响

在混凝土早期强度增长过程中,混凝土抗拉强度非常低,在水化热的影响下极易产生裂缝,此时进行低强早期张拉,给其施加一定的压应力,可以补偿由于早期混凝土弹性模量及强度的不足(特别是抗拉强度的不足),从而有效地控制混凝土早期裂缝的出现,称之为箱梁的二次张拉。故在混凝土浇筑后的梁体强度达到 25MPa 时(混凝土浇筑完成后第 3d



时),张拉纵向预应力束到设计强度的 30%,给梁体提供约 110MPa 的预压应力,以防止混凝土早期开裂;在混凝土达到设计强度时(混凝土浇筑完成后第 7d 时),张拉预应力束到设计强度。

当混凝土在持续应力小于  $0.5f_{cu}$  (混凝土立方体强度)时,徐变应变与初始弹性应变成线性比例关系,因此,一般结构徐变计算以徐变线性理论为基础。在使用荷载应力范围内引入徐变系数  $\phi$ ,建立徐变应变  $\epsilon_c$  与弹性应变  $\epsilon_e$  关系式为:

$$\epsilon_c = \phi \epsilon_e \quad (5-51)$$

有相关研究发现,预应力钢束二次张拉中的低强早期张拉对箱梁收缩徐变的影响很小,可以忽略不计。混凝土的收缩徐变对于静定体系下的箱梁应力没有影响,但对箱梁线形的发展有着非常明显的影响。在连续状态下,采用 4 种算法解得的各跨跨中和中支点应力差值较小,但挠度差别较大,《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)附录算法计算的挠度最大,也最接近实测挠度值。在理论计算控制线形中,能否合理地选取计算方法是控制线形的关键。

混凝土结构的徐变效应分析是否切合实际,关键是看混凝土徐变预测数学模型和分析方法选取是否得当。而徐变预测模型的建立依赖于对混凝土徐变机理和影响因素的理解。目前,各国规范公式所求解的混凝土徐变值相差较大,因此应继续加强对混凝土徐变的试验研究,加强混凝土徐变理论应用的研究,提出适应结构发展的预测模型,加强混凝土徐变方面的规范编制。

徐变变形是混凝土结构在外力作用下的时变特征,徐变变形可以使结构产生次内力。但是结构要产生次内力是要有一定的条件的:结构必须发生体系转换,转换后的结构为超静定结构,或超静定结构的各个部分的徐变系数不同。因此对于超静定结构的混凝土桥梁,混凝土的收缩徐变引起的结构次内力是不可忽略的重要因素,尤其是在结构发生多次体系转换的情况下应进行详尽分析,不仅在设计阶段应引起工程师的重视,而且在施工控制中必须予以考虑。

### 5.3.5 弯连续刚构桥收缩徐变效应分析

对于悬臂现浇的连续刚构桥来说,收缩徐变导致桥梁成桥运营后继续下挠,徐变引起预应力钢筋的损失加大,更加剧了刚构桥的下挠,所以按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)编制有限元程序,分析各种外界参数对刚构桥下挠的影响。

根据上面分析影响混凝土收缩徐变的因素以及现行桥梁规范,取主要的因素有:加载时混凝土龄期、混凝土强度、平均相对湿度和构件理论厚度。

首先分析加载时混凝土龄期对连续刚构桥跨中下挠的影响,模型采用 C50 混凝土,平均湿度为 70%,构件理论厚度为 400mm,取加载时混凝土龄期为:3d、7d、14d、28d、60d 和 90d。有限元程序计算桥梁龄期为 10d、30d、50d、70d、100d、200d、500d、1 000d 和 2 000d 时桥梁跨中下挠,如图 5-15 所示。

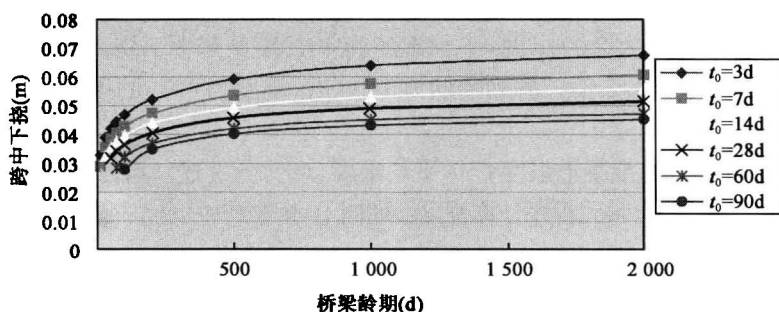


图 5-15 加载龄期对跨中下挠的影响

从图 5-15 可以看出,随着桥梁龄期的增大,桥梁跨中下挠都在增加。混凝土加载龄期对混凝土收缩徐变影响比较大,加载龄期越小,桥梁跨中下挠得越大,反之,下挠越小。 $t_0 = 3\text{d}$  模型,桥梁在整个过程中跨中下挠最大,桥梁龄期为 2000d 时,是  $t_0 = 90\text{d}$  模型的 1.5 倍,是  $t_0 = 28\text{d}$  模型的 1.31 倍,是  $t_0 = 7\text{d}$  模型的 1.12 倍。桥梁龄期为 100d 时, $t_0 = 3\text{d}$  模型跨中下挠是其他模型的 1.1~1.68 倍。

模型取加载龄期为 3d,平均湿度为 70%,构件理论厚度为 400mm,分别采用 C50、C55 和 C60 混凝土,有限元程序计算桥梁龄期同上,桥梁跨中下挠如图 5-16 所示。

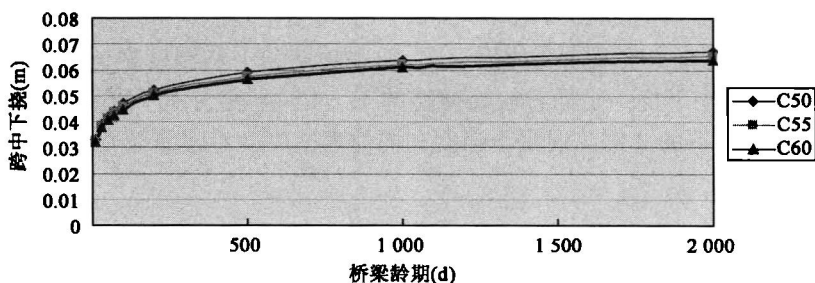


图 5-16 混凝土强度等级对跨中下挠的影响

从图 5-16 可以看出,混凝土强度等级对混凝土收缩徐变影响不大,强度等级小的模型跨中下挠略大一些。C50 混凝土的模型在桥梁龄期为 2000d 时,是 C60 模型的 1.05 倍,是 C55 模型的 1.03 倍。在桥梁龄期为 100d 时,C50 模型跨中下挠比其他两个模型增大在 5% 以内。

模型取加载龄期为 3d,混凝土强度 C50,构件理论厚度为 400mm,平均湿度分别为 40%、70% 和 99%,有限元程序计算桥梁龄期同上,桥梁跨中下挠,如图 5-17 所示。

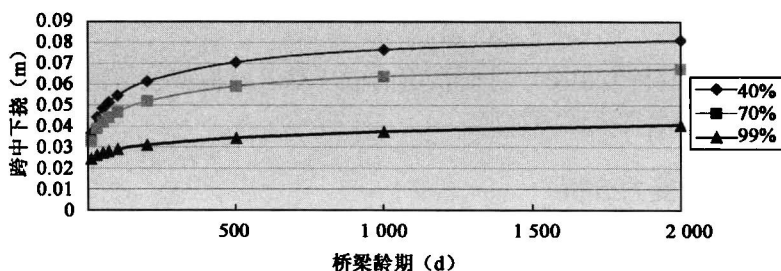


图 5-17 平均湿度对跨中下挠的影响



从图 5-17 可以看出,平均湿度对收缩徐变影响较大,平均湿度越小,收缩徐变引起的跨中下挠越大。当桥梁龄期为 2 000d 时,平均湿度为 40%模型跨中下挠是湿度为 99%模型的 2 倍,是湿度为 70%模型的 1.2 倍。桥梁龄期为 100d 时,湿度为 40%的模型是其他两个模型的 1.17 和 1.88 倍。

模型取加载龄期为 3d,混凝土强度 C50,平均湿度 70%,分别建立构件理论厚度约为 200mm、400mm 和 600mm 的模型,有限元程序计算桥梁龄期同上,桥梁跨中下挠如图 5-18 所示。

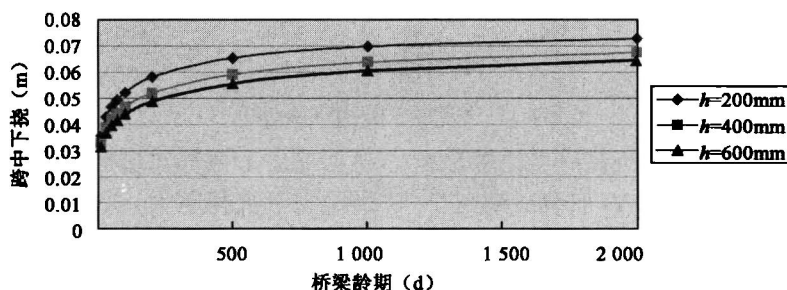


图 5-18 构件理论厚度对跨中下挠的影响

从图 5-18 可以看出,构件理论厚度对收缩徐变影响不大,厚度越小,收缩引起桥梁跨中下挠越大。 $h=200\text{mm}$  的模型在桥梁龄期为 2 000d 时,是  $h=600\text{mm}$  模型的 1.13 倍,是  $h=400\text{mm}$  模型的 1.08 倍。在桥梁龄期为 100d 时, $h=200\text{mm}$  的模型是其他两个模型的 1.12 和 1.19 倍。

综上所述,影响混凝土收缩徐变的因素中,加载龄期和平均湿度影响最大。加载较早的模型收缩徐变引起跨中下挠约是加载较晚模型的 1.5 倍,湿度为 40%情况下,桥梁跨中下挠约是湿度为 99%情况下的 2 倍。混凝土强度和构件理论厚度对收缩徐变影响较小,影响范围约在 10%之内。

## 5.4 桥面板分析

混凝土弯梁桥的桥面板是直接承受车辆轮压的混凝土板,它与主梁腹板联结在一起,而腹板与底板联结在一起,保证了梁的整体抗扭作用。

对于整体现浇的箱梁,两腹板之间的桥面板,属于矩形的周边支承板,通常其边长比或长宽比大于或等于 2,当有荷载作用于板上时,绝大部分力是由短跨方向传递的,因此可近似地按短跨承受荷载的单向受力板来设计,即仅在短跨方向配置受力主筋,而长跨方向只要配置适当的构造钢筋即可。

对于箱形截面梁,其桥面板设计目前常用的方法是考虑框架效应的桥面板分析,可以将桥面板简化为单向板和悬臂板两种类型。

### 5.4.1 桥面板的受力分析

#### 1) 车辆活载在板上的分布

根据试验研究,轮压一般作为分布荷载处理,可以偏安全地假定呈  $45^\circ$ 角扩散分布于混凝



土板面上。

假定车轮着地面积:  $a_2 \times b_2$ , 此处  $a_2$  是车轮沿行车方向的着地长度,  $b_2$  为车轮的宽度, 如图 5-19 所示, 则最后作用于混凝土桥面板顶面的矩形荷载压力面的边长为

沿纵向:  $a_1 = a_2 + 2h$

沿横向:  $b_1 = b_2 + 2h$

式中:  $h$ ——铺装层的厚度。

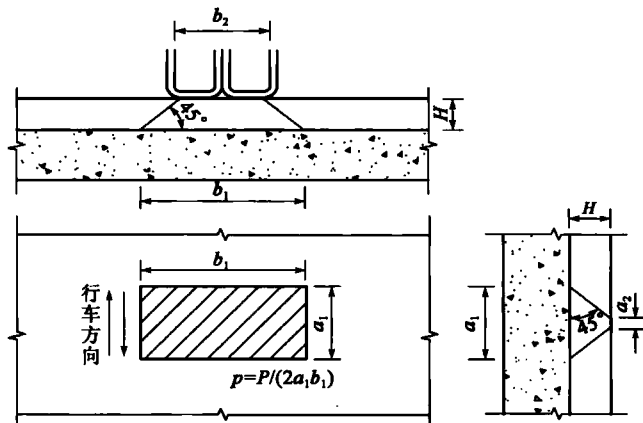


图 5-19 车辆荷载在桥板面上的分布

车辆荷载的  $a_2$  和  $b_2$  可从《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004) (以下简称《桥规》) 中查得。

据此, 当有一个车轮作用于桥面板上时, 作用于板面上的局部分布荷载为

$$p = \frac{P}{2a_2b_2} \quad (5-52)$$

式中:  $P$ ——汽车的轴重。

## 2) 板的有效工作宽度

当荷载以  $a_1 \times b_1$  的分布面积作用在板上时, 板除了沿计算跨径  $x$  方向产生挠曲变形  $w_x$  外, 沿垂直于计算跨径的  $y$  方向也必然发生挠曲变形  $w_y$ , 如图 5-20 所示。这说明荷载作用下不仅使直接承压的宽度为  $a_1$  的板条受力, 其邻近的板也参与工作, 共同承受车轮荷载所产生的弯矩。

为了计算方便, 设想以  $a$  宽板均匀承受车轮荷载产生的总弯矩, 即

$$a \times m_{x, \max} = \int m_x dy = M \quad (5-53)$$

则得弯矩图形的换算宽度为

$$a = \frac{M}{m_{x, \max}} \quad (5-54)$$

式中:  $M$ ——车轮荷载产生的跨中总弯矩, 可直接由结构力学方法计算得到;

$m_{x, \max}$ ——荷载中心处的最大单宽弯矩值, 精确解需由板的空间计算才能得到。



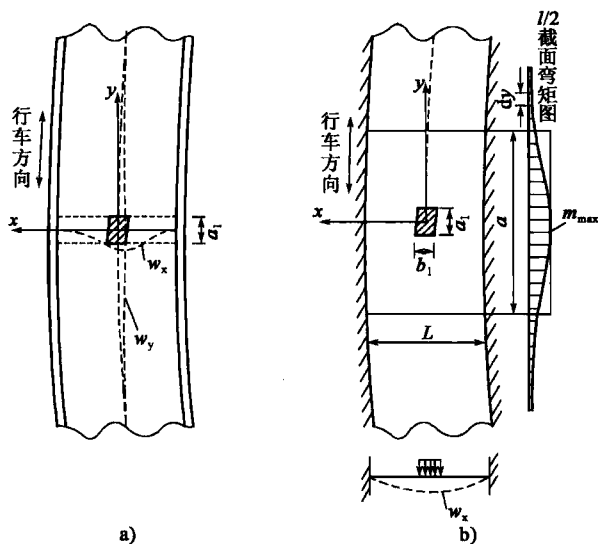


图 5-20 行车道板的受力状态

定义上式的  $a$  为板的有效工作宽度或荷载有效分布宽度。

这样,当有一个车轮作用于桥面板上时,1m 宽板条上的荷载计算强度为

$$p = \frac{P}{2ab_1} \quad (5-55)$$

式中: $P$ ——汽车的轴重。

《桥规》中  $a$  的有关规定:

(1)单向板的荷载有效分布宽度  $a$

①荷载在跨径中间

对于单独一个荷载

$$a = a_1 + \frac{l}{3} = a_2 + 2H + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l \quad (5-56)$$

式中: $l$ ——两梁肋之间板的计算跨径。

《桥规》规定,计算弯矩时, $l=l_0+t$ ,但不大于  $l_0+b$ ;计算剪力时, $l=l_0$ ,其中  $l_0$  为板的净跨径, $t$  为板的厚度, $b$  为梁肋宽度。

对于几个靠近的相同荷载,如按上式计算所得各相邻荷载的有效分布宽度发生重叠时,则

$$a = a_1 + d + \frac{l}{3} = a_2 + 2H + d + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l + d \quad (5-57)$$

式中: $d$ ——最外两个荷载的中心距离。

②荷载在板的支承处

$$a' = a_1 + t = a_2 + 2H + t \quad (5-58)$$

式中: $t$ ——板的厚度。



## ③荷载靠近板的支承处

$$a_x = a' + 2x \leq a \quad (5-59)$$

式中:  $x$ ——荷载离支承边缘的距离。

注意,按上述公式算得的所有分布宽度,均不得大于板的全宽度。

(2)悬臂板的荷载有效分布宽度  $a$ (图 5-21)

$$a = a_2 + 2H + 2b' = a_1 + 2b' \quad (5-60)$$

式中:  $b'$ ——承重板上荷载压力面外侧边缘至悬臂根部的距离。

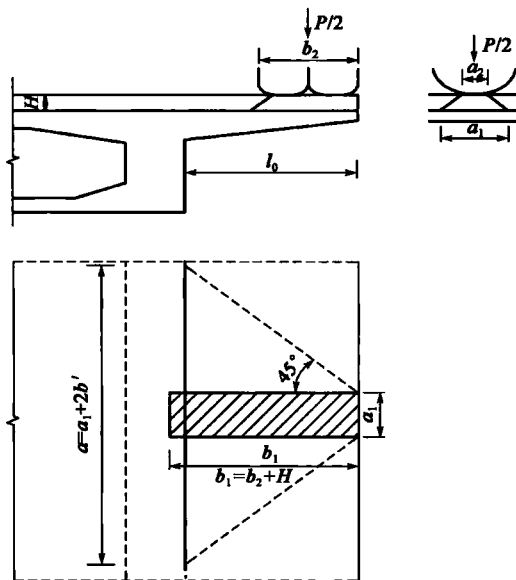


图 5-21 悬臂板的有效工作宽度

对于分布荷载靠近板边的最不利情况,  $b'$  就等于悬臂板的净跨径  $l_0$ , 于是

$$a = a_1 + 2l_0 \quad (5-61)$$

### 5.4.2 行车道板的内力计算

#### 1) 多跨连续单向板的内力

对于一次浇筑的多跨连续单向板的内力计算,《桥规》作了如下规定。

##### (1) 跨中最大弯矩计算

对于抗扭能力较强的箱形截面梁的桥面板,跨中最大弯矩采用下列公式计算:

$$\text{跨中弯矩: } M_{\text{中}} = +0.5M_0$$

$$\text{支点弯矩: } M_{\text{支}} = -0.7M_0$$

式中:  $M_0$ ——把板当作简支板时,由使用荷载引起的 1m 宽板的跨中最大设计弯矩,它是由  $M_{\text{op}}$  和  $M_{\text{og}}$  两部分的内力组合(按照规范规定和荷载组合系数进行组合),  $M_{\text{op}}$  为 1m 宽简支板条的跨中汽车荷载弯矩[图 5-22a)]。



$$M_{op} = (1 + \mu) \cdot \frac{P}{8a} \left( l - \frac{b_1}{2} \right) \quad (5-62)$$

$$M_{og} = \frac{1}{8} gl^2 \quad (5-63)$$

式中:  $P$ ——轴重应取车辆荷载后的轴重计算;

$a$ ——板的有效工作宽度;

$l$ ——板的计算跨径;

$\mu$ ——冲击系数,在桥面板内力计算中通常为 0.3;

$M_{og}$ ——跨中结构自重弯矩;

$g$ ——1m 宽板每延米的结构自重集度。

## (2) 支点剪力计算

对于跨径内只有一个车轮荷载的情况,考虑了相应的有效工作宽度后,每米板宽承受的分布荷载如图 5-22b) 所示,则汽车引起的支点剪力为

$$Q_p = (1 + \mu)(A_1 y_1 + A_2 y_2) \quad (5-64)$$

其中矩形部分荷载的合力为

$$A_1 = pb_1 = \frac{P}{2a} \quad (5-65)$$

三角形部分荷载的合力为

$$A_2 = \frac{1}{2}(p' - p) \times \frac{1}{2}(a - a') = \frac{P}{8aa'b_1} (a - a')^2 \quad (5-66)$$

式中:  $p, p'$ ——对应于有效工作宽度  $a$  和  $a'$  处的荷载强度;

$y_1, y_2$ ——对应于荷载合力  $A_1$  和  $A_2$  的支点剪力影响线量值。

如跨径内不止一个车轮进入时,还应计及其他车轮的影响。

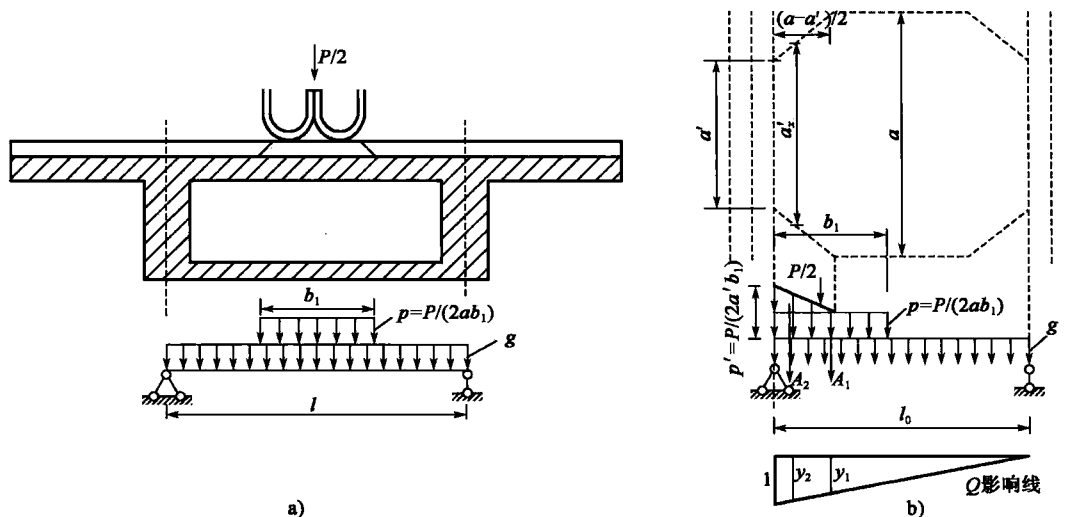


图 5-22 单向板内力计算图示



## 2) 悬臂板的内力

计算根部最大弯矩时,应将车轮荷载靠板的边缘布置,此时  $b_1 = b_2 + H$ ,如图 5-23 所示。则结构自重和汽车荷载弯矩值可由一般公式求得。

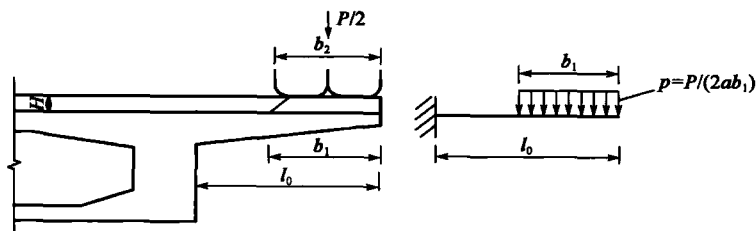


图 5-23 悬臂板计算图示

汽车荷载弯矩:

$$M_{\min, p} = -(1 + \mu) \cdot \frac{1}{2} p l_0^2 = -(1 + \mu) \cdot \frac{P}{4ab_1} \cdot l_0^2, \quad b_1 \geq l_0 \text{ 时} \quad (5-67)$$

或 
$$M_{\min, p} = -(1 + \mu) \cdot p b_1 \left( l_0 - \frac{b_1}{2} \right) = -(1 + \mu) \cdot \frac{P}{2a} \left( l_0 - \frac{b_1}{2} \right), \quad b_1 < l_0 \text{ 时} \quad (5-68)$$

式中:  $p$ ——汽车荷载作用在每米宽板上的每延米荷载强度,  $p = \frac{P}{2ab_1}$ ;

$l_0$ ——悬臂板的长度。

结构自重弯矩:

$$M_{\min, g} = -\frac{1}{2} g l_0^2 \quad (5-69)$$

必须注意,以上所有汽车荷载内力的计算公式都是对于轮重为  $P/2$  的汽车车辆荷载推得的。

### 5.4.3 弯板的受力特点

鉴于目前工程实践中,对箱梁的桥面板分析,大多通过考虑框架效应的板进行受力计算,本节通过一简单实例,对弯板的受力特点予以说明。

以某一立交桥匝道的一跨混凝土连续箱梁为原型进行有限元建模计算。该桥上部结构为 25m 连续曲线箱梁,曲率半径 53.6m。主梁为等高度箱梁单箱单室,如图 5-24 所示,高 1.4m,顶板宽 7.2m,底板宽 4.2m,每侧挑臂长 1.5m,顶板厚 20cm,底板等厚 20cm,腹板厚度 20cm。一边支座为固定支座,另一边为单向活动支座。采用 Ansys 实体单元 solid65 模拟,如图 5-25 所示,并与同等跨径的直桥对比分析。

#### 1) 单向板处受力特点

箱梁两腹板中间按照单向板计算,沿纵向依次在控制截面的顶板中间施加一集中荷载  $F=120\text{kN}$ ,得到此处顶板相对于腹板最大的挠度值,即板局部的挠度值减去梁的挠度值(表 5-11),以及在外荷载下纵向挠度的分布规律曲线(图 5-26)。

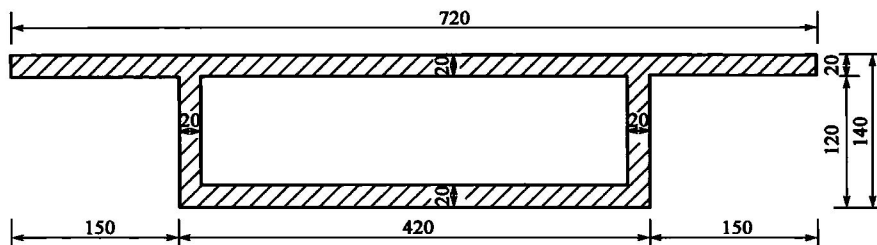


图 5-24 跨中断面图(尺寸单位:cm)

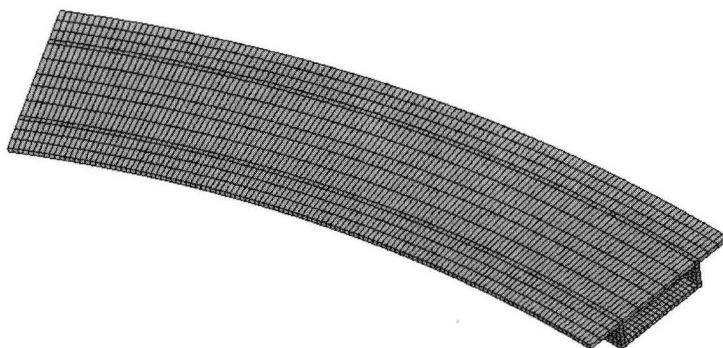


图 5-25 弯桥模型图

单向板纵向挠度最大值(单位:mm)

表 5-11

纵向位置	固定端	1/8 截面	1/4 截面	3/8 截面	1/2 截面	5/8 截面	3/4 截面	7/8 截面	简支端
直板相对挠度	-1.762	-0.571	-0.566	-0.565	-0.564	-0.565	-0.566	-0.574	-1.762
弯板相对挠度	-1.755	-0.588	-0.603	-0.611	-0.609	-0.605	-0.593	-0.558	-1.755

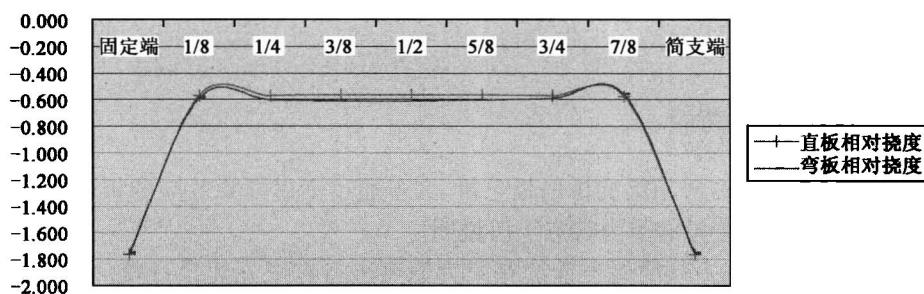


图 5-26 单向板纵向最大挠度分布规律

由表 5-11 及图 5-26 可知:

(1)在单独外荷载下,弯板的挠度值较直桥的挠度值大。

(2)单向板的挠度值在跨中,即认为横向约束,纵向无限长时,挠度值非常接近,而在端部时,板的挠度急剧增加,这是由于荷载的影响宽度减小了一半的结果。

(3)对于弯箱梁,荷载有沿直线方向传递分配的趋势,会导致单向板的受力影响到外侧的悬臂板,如图 5-27 所示。

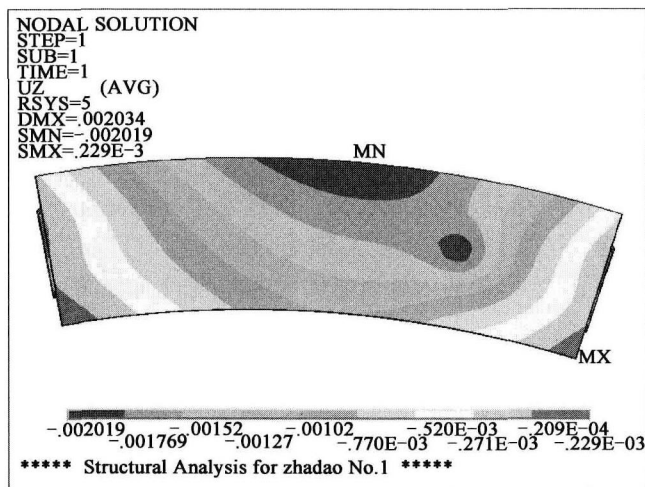


图 5-27 集中力作用在四分点处挠度值分布云图

## 2) 悬臂板处受力特点

沿纵向依次在控制截面的翼缘内外侧施加一集中荷载  $F=120\text{kN}$ , 得到此处板相对腹板的最大的挠度值(表 5-12)及在外荷载下纵向挠度的分布规律曲线(图 5-28)。

悬臂板纵向挠度最大值(单位:mm)

表 5-12

纵向位置	固定端	1/8 截面	1/4 截面	3/8 截面	1/2 截面	5/8 截面	3/4 截面	7/8 截面	简支端
直板相对挠度	-4.986	-2.358	-2.310	-2.308	-2.309	-2.308	-2.310	-2.339	-4.984
弯板相对挠度 (内侧)	-4.917	-2.215	-2.096	-2.043	-2.016	-2.030	-2.077	-2.178	-4.915
弯板相对挠度 (外侧)	-5.027	-2.518	-2.586	-2.642	-2.665	-2.644	-2.586	-2.518	-5.025

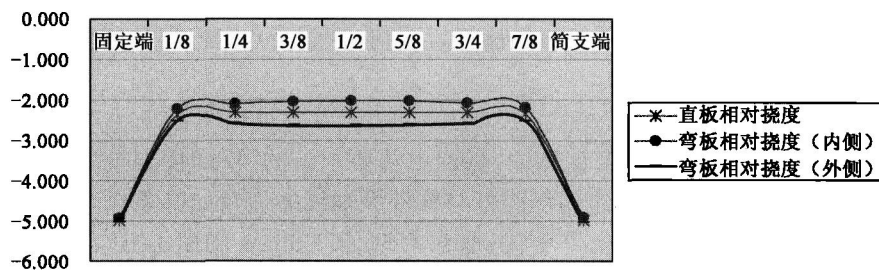


图 5-28 悬臂板纵向最大挠度分布规律

由表 5-12 及图 5-28 可知:

(1) 在单独外荷载下, 弯桥悬臂外侧的挠度值大于内侧的挠度值, 而同等跨径直桥悬臂处的挠度值介于弯桥的内外侧悬臂挠度值之间。

(2) 与单向板类似, 悬臂板挠度值在跨中, 即认为横向约束, 纵向无限长时, 挠度值非常接



近,而在端部时,板的挠度急剧增加,这是由于荷载的影响宽度减小了一半的结果。

(3)弯板可认为横向约束,纵向无限长的区域比直板小,在四分点处,弯板的挠度值已脱离了直线,而直板的挠度值几乎仍在这个区域的直线上。

### 3) 小结

由以上分析结果,有理由认为,在半径较大时,弯板的跨中向两侧延伸的一定区域里,可以将其认为与直板一样:横向约束,纵向无限长。而随着半径的减小,弯板的这个区域也应该是减小的,甚至不存在这个区域。对于板在端部受力最不利,可以在设计中考虑适当加强端部截面和加强板的配筋。对于弯板的内外侧悬臂受力差别较大时,配筋可区别对待。

## 5.5 强度与配筋计算

众所周知,弯梁桥一个最主要的力学特征就是弯、扭耦合作用。在实际桥梁工程中,真正纯扭构件或剪扭构件是很少的,大多是同时承受弯矩、剪力和扭矩的构件。弄清楚弯梁桥在这种复合受力下的工作情况,以及提出行之有效的截面强度与配筋计算的方法,对工程设计具有现实意义。

由于扭矩、弯矩和剪力的作用,构件的截面上将产生相应的主拉应力。当主拉应力超过混凝土的抗拉强度时,构件便会开裂。因此,必须配置适量的钢筋(纵筋和箍筋)来限制裂缝的开展和提高钢筋混凝土构件的承载力。

由于弯、扭、剪共同作用的相互影响,使得构件的受力状况非常复杂。而纯扭是研究弯扭构件受力的基础,只有对纯扭构件有深入的了解,才能对弯扭剪共同作用下的结构破坏机理做进一步的分析和研究,也才能对构件进行比较合理的配筋。因此,本章先从纯扭构件开始。

### 5.5.1 纯扭构件强度计算

#### 1) 纯扭构件的承载力计算理论

对于钢筋混凝土纯扭构件极限扭矩的计算,目前有变角度空间桁架和斜弯曲两种计算理论和模型。

##### (1) 变角度空间桁架模型

文献[17]中记录了在抗扭强度计算中,长期占重要地位的“空间桁架模式”是1929年由E. Rausch首先提出的。由于他假定斜压腹杆与构件纵轴线的交角始终是 $45^\circ$ ,这种假定与实际情况是不完全符合的,在20世纪70年代,加拿大M. P. Collins和瑞士B. Thurlimann等提出了对“空间桁架模式”的修正,并认为此混凝土斜压腹杆与构件纵轴的交角并非恒为 $45^\circ$ , $\alpha=30^\circ\sim 60^\circ$ 是一个变值,且和配筋强度比 $\zeta$ 有关,即“变角空间桁架模式”。

试验研究和理论分析表明,在裂缝充分发展且钢筋应力接近屈服强度时,构件截面核心混凝土退出工作。如图5-29所示,此时实心截面的钢筋混凝土受扭构件可以假想为一箱形截面构件,全部扭矩由抗扭纵筋、抗扭封闭箍筋以及斜裂缝间的受压混凝土外壳三者共同组成空间桁架来承担。此时可以比拟为沿截面周边布置的纵筋相当于桁架的弦杆,把封闭箍筋比



拟成受拉的竖杆,把斜裂缝间的受压混凝土截面比拟成斜压腹杆。现已作为我国工民建规范中的计算依据。

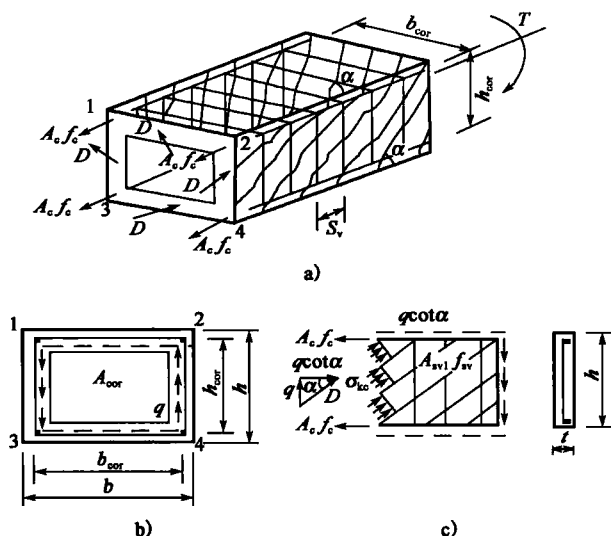


图 5-29 变角度空间桁架模型

变角度空间桁架模型的基本假定为:

- ①混凝土只承受压力,具有螺旋形裂缝的混凝土外壳组成桁架的斜压杆,其倾角为  $\alpha$ ;
- ②纵筋和箍筋只承受拉力,分别构成桁架的弦杆和腹杆;
- ③忽略核心混凝土的抗扭作用和钢筋的消栓作用。

上述假定中,忽略核心混凝土的抗扭作用更为重要。这样一来,实心截面构件可以看成一箱形截面构件或一薄壁管构件,从而在受扭承载力计算中,可应用薄壁管理论。

根据薄壁管理论可得到矩形截面的抗扭承载力:

$$T_u = 2 \frac{A_{svl} f_{sv} A_{cor}}{S_v} \cot \alpha = 2 \sqrt{\xi} \cdot \frac{A_{svl} f_{sv} A_{cor}}{S_v} \quad (5-70)$$

斜压杆总压力

$$D = \frac{N}{\sin \alpha} = \frac{q U_{cor}}{\sin \alpha} \quad (5-71)$$

混凝土平均压应力

$$\begin{aligned} \sigma_{kc} &= \frac{D}{t(2h_{cor} \cos \alpha + 2b_{cor} \cos \alpha)} \\ &= \frac{D}{t U_{cor} \cos \alpha} = \frac{q}{t \sin \alpha \cos \alpha} \\ &= \frac{T_u}{2t A_{cor} \sin \alpha \cos \alpha} \end{aligned} \quad (5-72)$$

式中:  $A_{cor}$ ——混凝土核心面积;

$U_{cor}$ ——混凝土核心截面周长;

$\xi$ ——受扭构件纵筋与箍筋的配筋强度比,  $\xi = \frac{f_{sd} A_{st} S_v}{f_{sv} A_{svl} U_{cor}}$ ;





- $A_{st}$ ——纯扭计算中沿截面周长对称配置的全部纵向钢筋截面积；  
 $A_{svl}$ ——箍筋单肢面积；  
 $S_v$ ——抗扭箍筋间距；  
 $f_{sd}$ ——抗扭纵筋抗拉强度设计值；  
 $f_{sv}$ ——抗扭箍筋抗拉强度设计值。

由式(5-70)可以看出,构件的抗扭承载力  $T_u$  主要与钢筋骨架尺寸、箍筋用量及其强度,以及表征纵筋与箍筋相对用量的参数  $\zeta$  有关。按照变角度空间桁架模型,  $\zeta$  不仅有物理意义,而且表征斜压杆倾角的大小  $\alpha$  有  $\tan\alpha = \sqrt{\frac{1}{\zeta}}$ ,因而在计算模型中还具有一定的几何意义。

式(5-70)为低配筋受扭构件扭矩承载力的计算公式。为了保证钢筋应力达到屈服强度前不发生混凝土压坏,即避免出现超筋构件的脆性破坏,必须限制按式(5-72)计算得到的斜压杆平均应力  $\sigma_{kc}$  的大小。

## (2) 斜弯曲破坏理论

以独联体 H. H. J. Leccnr 为代表的“斜弯破坏理论”是以试验结果为基础的。对于纯扭转的钢筋混凝土构件,在扭矩作用下,构件总是在已经形成螺旋形裂缝的某一最薄弱的空间曲面发生破坏。首先在构件截面的一侧(长边)出现一条约与构件纵轴线成  $45^\circ$  的斜裂缝,当第一条斜裂缝出现后,迅速向构件两端以螺旋线形式延伸,最后形成三面开裂和一面受压的空间斜曲裂面,直至构件破坏。如图 5-30 所示, AB、BC、CD 为三段连续的斜向破坏裂缝,其与构件纵轴线方向的夹角为  $\alpha$ 。AD 段为倾斜压区。斜弯曲破坏理论乃是截取实际的破坏面作为隔离体,从而直接导出与纵筋、箍筋用量有关的抗扭承载力计算公式的。

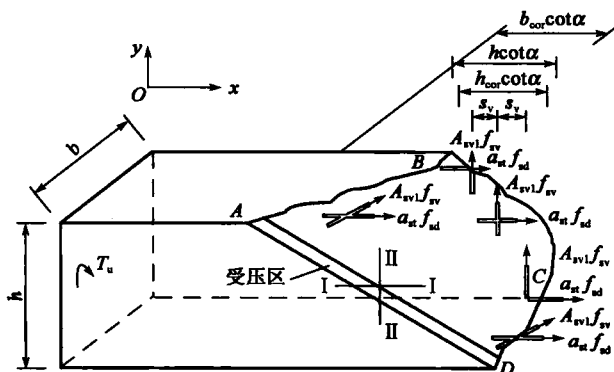


图 5-30 斜弯曲理论计算示意图

斜弯曲计算理论的基本假定为:

- ①假定通过扭曲裂面的纵向钢筋、箍筋在构件破坏时均已达到其屈服强度。
- ②受压区高度近似地取为两倍的保护层厚度,即受压区重心在位于箍筋处。假定受压区的合力近似地作用于受压区的形心。
- ③混凝土的抗扭能力忽略不计,扭矩全部由抗扭纵筋和箍筋承担。
- ④假定抗扭纵筋沿构件核心周边对称、均匀布置,抗扭箍筋沿构件轴线方向等距离布置,且均锚固可靠。



根据以上基本假定,令通过受压区形心而平行于构件纵向中心轴  $x$  的轴为 I-I 轴,由对该轴的内外扭矩的静力平衡条件可得到

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{A_{sv1} f_{sv}}{S_v} h_{cor} \cot \alpha b_{cor} + \frac{A_{sv1} f_{sv}}{S_v} b_{cor} \cot \alpha h_{cor} \\ &= 2 h_{cor} b_{cor} \frac{A_{sv1} f_{sv}}{S_v} \cot \alpha \end{aligned} \quad (5-73)$$

再令通过受压区形心而平行于  $y$  轴的轴为 II-II 轴,则由对该轴的内力矩为零的条件,可得到

$$\frac{A_{sv1} f_{sv}}{S_v} b_{cor} \cot \alpha (h_{cor} \cot \alpha + b_{cor} \cot \alpha) = \frac{1}{2} A_{st} f_{sd} \cdot b_{cor} \quad (5-74)$$

解之可得到

$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{A_{sv1} f_{sv} U_{cor}}{A_{st} f_{sd} S_v}} = \sqrt{\frac{1}{\zeta}} \quad (5-75)$$

将式(5-75)代入式(5-73),可得到

$$T_u = 2 \sqrt{\zeta} \frac{A_{sv1} f_{sv} A_{cor}}{S_v} \quad (5-76)$$

由此可知,在上述近似假定的条件,按斜弯曲理论得出的扭矩承载力计算式(5-76)与按变角度空间桁架理论所得的计算式(5-70)完全相同。

2)《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)(以下简称《公路桥规》)对纯扭构件的承载力计算

由空间桁架计算模型或斜弯理论导出的受扭构件承载力计算公式充分反映了抗扭钢筋的作用。但试验结果表明,低配筋时计算值偏于保守,在高配筋时,由于纵向钢筋和箍筋不能同时屈服,计算值又偏高。试验观测还表明,受扭构件开裂以后,由于钢筋对混凝土的约束,裂缝开展受到一定的限制,斜裂缝间混凝土的骨料咬合力还较大,使得混凝土仍具有一定的咬合力。同时,受扭裂缝往往是许多分布在四个侧面上相互平行、断断续续、前后交错的斜裂缝,这些斜裂缝只从表面向内延伸到一定的深度而不会贯穿整个截面,最终也不完全形成连续的、通长的螺旋形裂缝,混凝土本身没有被分割成可动机构,在开裂后仍然能承担一部分扭矩。因此,在外扭矩作用下,钢筋混凝土受扭构件实际上是由钢筋(纵筋和箍筋)和混凝土共同提供构件的抗扭承载力  $T_u$ ,即由钢筋承担的扭矩  $T_s$  和混凝土承担的扭矩  $T_c$  组成:

$$T_u = T_c + T_s$$

基于变角度空间桁架的计算模型,并通过受扭构件的室内试验且使总的抗扭能力取试验数据的偏下值,得到《公路桥规》规定的矩形截面和箱壁厚满足  $t_2 \geq 0.1b$  和  $t_1 \geq 0.1h$  的箱形截面纯受扭构件计算公式,其抗扭承载力应按下列规定计算:

$$\gamma_0 T_d \leq 0.35 \beta_a f_d W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} \frac{f_{sv} A_{sv1} A_{cor}}{S_v} \quad (5-77)$$

$$\zeta = \frac{f_{sd} A_{st} S_v}{f_{sv} A_{sv1} U_{cor}} \quad (5-78)$$

式中:  $T_d$ ——扭矩组合设计值;

$\zeta$ ——纯扭构件纵向钢筋与箍筋的配筋强度比;



$\beta_a$ ——箱形截面有效壁厚折减系数,当  $0.1b \leq t_2 \leq 0.25b$  或  $0.1h \leq t_1 \leq 0.25h$  时,取  $\beta_a = 4 \frac{t_2}{b}$  或  $\beta_a = 4 \frac{t_1}{h}$  两者较小值,当  $t_2 > 0.25b$  和  $t_1 > 0.25h$  时,取  $\beta_a = 1.0$ ,对矩形

截面,  $\beta_a = 1.0$ ;

$b$ ——矩形截面或箱形截面宽度;

$h$ ——矩形截面或箱形截面高度;

$t_1$ ——箱形截面长边壁厚;

$t_2$ ——箱形截面短边壁厚;

$f_{td}$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

$W_t$ ——矩形截面或箱形截面受扭塑性抵抗矩:矩形截面受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩为  $W_t = \frac{b^2}{6} (3h - b)$ ,箱形截面受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩为

$$W_t = \frac{b^2}{6} (3h - b) - \frac{(b - 2t_1)^2}{6} [3(h - 2t_2) - (b - 2t_1)];$$

$A_{sv1}$ ——纯扭计算中箍筋的单肢截面面积;

$f_{sv}$ ——箍筋的抗拉强度设计值;

$A_{st}$ ——纯扭计算中沿截面周边对称配置的全部普通纵向钢筋截面面积;

$f_{sd}$ ——纵向钢筋的抗拉强度设计值;

$A_{cor}$ ——由箍筋内表面包围的截面核芯面积,  $A_{cor} = b_{cor} h_{cor}$ ,此处,  $b_{cor}$  和  $h_{cor}$  分别为核芯面积的短边边长和长边边长;

$U_{cor}$ ——截面核芯面积的周长,  $U_{cor} = 2(b_{cor} + h_{cor})$ ;

$S_v$ ——纯扭计算中箍筋的间距;

$e_{p0}$ ——预应力钢筋和普通钢筋的合力对换算截面重心轴的偏心距;

$N_{p0}$ ——混凝土法向预应力等于零时预应力钢筋和普通钢筋的合力。当  $N_{p0} > 0.3f_{cd}A_0$  时,取  $N_{p0} = 0.3f_{cd}A_0$ ,此处,  $A_0$  为构件换算截面面积。

对钢筋混凝土构件,  $\zeta$  值应符合  $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$  的要求,当  $\zeta > 1.7$  时,取  $\zeta = 1.7$ 。

对预应力混凝土构件,当  $e_{p0} \leq h/6$  且  $\zeta \geq 1.7$  时,应在公式(5-77)的右边增加预应力影响项  $0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$ ,取  $\zeta = 1.7$ 。当  $e_{p0} > h/6$  或  $\zeta < 1.7$  时,可不考虑预应力影响项,应按钢筋混凝土构件计算。

## 5.5.2 混凝土矩形截面弯剪扭共同作用下的承载力计算

弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土构件,其受力状态是十分复杂。构件的破坏特征及承载能力与所作用的外部荷载条件和构件的内在因素有关。

由试验研究可知,弯、剪、扭共同作用的矩形截面构件,随着扭弯比或扭剪比的不同及配筋情况的差异,主要有三种破坏类型:

(1)第一类型(弯型)受压区在构件的顶面;

(2)第二类型(弯扭型)受压区在构件的一个侧面;



(3)第三类型(扭型)受压区在构件的底面。

从试验的表面现象来看,最常见的破坏类型是顶面破坏和底面破坏。

顶面破坏:

$$\frac{M}{M_0} \left( \frac{T}{T_0} \right)^2 \gamma + \frac{Q}{Q_0} \gamma = 1 \quad (5-79)$$

底面破坏:

$$\frac{M}{M_0} \frac{1}{\gamma} + \left( \frac{T}{T_0} \right)^2 + \left( \frac{Q}{Q_0} \right)^2 = 1 \quad (5-80)$$

式中:  $M$ 、 $T$ 、 $Q$ ——在组合荷载作用下,破坏时的弯矩、扭矩、剪力;

$M_0$ 、 $T_0$ 、 $Q_0$ ——单独荷载作用下,破坏时的弯矩、扭矩、剪力;

$$\gamma = \frac{A'_s f'_{sd}}{A_s f_{sd}}$$

从上述公式中可以看出,  $M$ 、 $T$ 、 $Q$  三者的相互关系式相当复杂,是一个空间曲面函数的关系。其中“ $M$ - $T$ ”和“ $M$ - $Q$ ”的关系表现为二次抛物线性质;“ $T$ - $Q$ ”的关系表现为椭圆曲线性质。这在工程设计中是很难精确求解的,因而,可以简化成“弯-扭”(“ $M$ - $T$ ”)和“剪-扭”(“ $T$ - $Q$ ”)两种情况予以分别考虑。

我国《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)第 7.6.11 条规定:在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形、T 形、I 形和箱形截面的弯剪扭构件,可按下列规定进行承载力计算:

(1)当  $V \leq 0.35 f_t b h_0$  或  $V \leq 0.875 f_t b h_0 / (\lambda + 1)$  时,可仅按受弯构件的正截面受弯承载力和纯扭构件的受扭承载力分别进行计算;

(2)当  $T \leq 0.175 f_t W_t$  或  $T \leq 0.175 \alpha_h f_t W_t$  时,可仅按受弯构件的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力分别进行计算。

《公路桥规》也采取叠加计算的截面设计简化方法。

《公路桥规》第 5.5.6 条规定:矩形、T 形、I 形和带翼缘箱形截面的弯剪扭构件,其纵向钢筋应按下列规定计算,并分别进行配置:

(1)按受弯构件正截面抗弯承载力计算所需的钢筋截面面积配置纵向钢筋。

(2)矩形截面、T 形和 I 形截面的腹板、带翼缘箱形截面的矩形箱体,应按剪扭构件计算纵向钢筋和箍筋:①按本规范第 5.5.4 条抗扭承载力计算所需的纵向钢筋截面面积,并沿周边均匀对称布置;②按本规范第 5.5.4 条抗剪承载力和抗扭承载力计算箍筋截面面积。

(3)T 形、I 形和带翼缘箱形截面的受压翼缘或受拉翼缘应按本规范第 5.5.1 条抗扭承载力计算所需纵向钢筋和箍筋截面面积,其中纵向钢筋应沿周边对称布置。

对规范这种简化方式的理解也可以追溯到本书第 3.3 节式(3-55)~式(3-57),式(3-55)和式(3-56)两式含有  $w(z)$  和  $\varphi(z)$  两个未知变形量,因此必须联立求解,式(3-57)中只包含一个位移量,即横向位移  $v(z)$ ,可以独立求解。前两式表示平面内变形,第三式表示垂直于水平面的变形,这就表明弯梁桥的竖向抗弯承载力相对独立,完全可以先按照正截面抗弯承载力计算配筋,然后再做剪扭承载力计算。事实上构件承受扭矩以后,将产生垂直及水平方向的剪应力,因而在某种意义上而言,可以认为扭矩和剪力有一定的因果关系,因而《公路桥规》第 5.5.4 条将抗扭承载力和抗剪承载力联系起来计算剪扭构件。在垂直及水平方向剪应力的共同作用下,将在倾斜于构件轴线的方向产生主拉应力和主压应力。由于受扭时没有法向应力存在,这些主应力在数值上恰等于剪应力,其作用方向与构件轴线成  $45^\circ$  角。



## 1) 受剪扭构件的承载力计算

目前钢筋混凝土剪扭构件的承载力一般按受扭和受剪构件分别计算承载力,然后叠加起来。但是剪、扭共同作用的构件,剪力和扭矩对混凝土和钢筋的承载力均有一定影响。如果采取简单地叠加,对钢筋和混凝土尤其是混凝土是偏于不安全的。试验表明,构件在剪、扭共同作用下,其截面的某一受压区内承受剪切和扭转应力的双重作用,这必将降低构件内混凝土的抗剪和抗扭能力,且分别小于单独受剪和受扭时相应的承载力。由于受扭构件的受力情况比较复杂,目前钢筋所承担的承载力采取简单叠加,而混凝土的抗扭和抗剪承载力考虑其相互影响,因而在混凝土的抗扭承载力计算公式中,引入剪扭构件混凝土受扭承载力的降低系数  $\beta_t$ 。

《公路桥规》在试验研究的基础上,对剪、扭共同作用下矩形截面构件的抗剪和抗扭承载力分别采用了如下计算公式。

抗剪承载力:

$$\gamma_0 V_d \leq \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{10 - 2\beta_t}{20} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}}} \quad (\text{N}) \quad (5-81)$$

抗扭承载力:

$$\gamma_0 T_d \leq \beta_t \left( 0.35 \beta_a f_{td} + 0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\xi} \frac{f_{sv} A_{svl} A_{cor}}{S_v} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (5-82)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V_d W_t}{T_d b h_0}} \quad (5-83)$$

式中:  $\beta_t$ ——剪扭构件混凝土抗扭承载力降低系数,当  $\beta_t < 0.5$  时,取  $\beta_t = 0.5$ ,当  $\beta_t > 1.0$  时,取  $\beta_t = 1.0$ ;

$W_t$ ——截面受扭塑性抵抗矩,当为箱形截面剪扭构件时,应以  $\beta_a W_t$  代替;

$b$ ——矩形截面宽度或箱形截面腹板宽度;

其他符号意义同前。

当按式(5-77)可不考虑预应力影响时,式(5-81)中的  $\alpha_2 = 1$ ,式(5-82)中右边括弧内第二项等于零。

## 2) 抗剪扭配筋的上下限

当构件抗扭钢筋配筋量过大时,构件将由于混凝土首先被压碎而破坏,因此必须规定截面限制条件,即配筋上限,以防止出现这种破坏现象。

《公路桥规》第 5.5.3 条规定,在弯、剪、扭共同作用下,矩形和箱形截面受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩必须符合条件:

$$\frac{\gamma_0 V_d}{b h_0} + \frac{\gamma_0 T_d}{W_t} \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} \quad (\text{kN/mm}^2) \quad (5-84)$$

式中:  $V_d$ ——剪力组合设计值(kN);

$T_d$ ——扭矩组合设计值(kN · mm);

$b$ ——垂直于弯矩作用平面的矩形或箱形截面腹板总宽度(mm);

$h_0$ ——平行于弯矩作用平面的矩形或箱形截面的有效高度(mm);

$W_t$ ——截面受扭塑性抵抗矩(mm<sup>3</sup>);

$f_{cu,k}$ ——混凝土立方体抗压强度标准值(MPa)。



《公路桥规》第 5.5.3 条规定:当符合式(5-85)条件时,可不进行构件的抗扭承载力计算,仅需按规范的受扭构件的构造配筋,即为抗扭配筋的下限。

$$\frac{\gamma_0 V_d}{bh_0} + \frac{\gamma_0 T_d}{W_t} \leq 0.50 \times 10^{-3} f_{td} \quad (\text{kN/mm}^2) \quad (5-85)$$

《公路桥规》规定承受弯、剪、扭构件箍筋配筋率应满足:

$$\rho_{sv} \geq \rho_{sv, \min} = \left[ (2\beta_t - 1) \left( 0.055 \frac{f_{cd}}{f_{sd}} - c \right) + c \right] \quad (5-86)$$

式中的  $\beta_t$  按公式(5-83)计算。对于式中的  $c$  值,当箍筋采用 R235(Q235)钢筋时取 0.0018;当箍筋采用 HRB335 钢筋时取 0.0012。

纵向受力钢筋配筋率应满足:

$$\rho_{st} \geq \rho_{st, \min} = \frac{A_{st, \min}}{bh} = 0.08(2\beta_t - 1) \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \quad (5-87)$$

式中:  $A_{st, \min}$ ——纯扭构件全部纵向钢筋最小截面面积;

$h$ ——矩形截面的长边长度;

$b$ ——矩形截面的短边长度;

$\rho_{st}$ ——纵向抗扭钢筋配筋率,  $\rho_{st} = \frac{A_{st}}{bh}$ ;

$A_{st}$ ——全部纵向抗扭钢筋截面积。

在实际工程中,一般很难在达到最大扭矩的同时,出现最大弯矩和最大剪力,在进行截面设计时,严格而言应采用各最大设计内力的相应值来进行设计控制。但是,在连续弯梁桥结构中,在中支点截面处,既是最大支点负弯矩的控制截面,也是最大扭矩和最大剪力可能发生的位置,因而在这种关键性截面处的配筋,应向偏安全方面多作考虑。同时,在构造上于中支点截面处的顶部钢筋十分密集,施工上也比较困难。

### 5.5.3 箱形截面受扭构件强度计算

对高墩大跨弯桥来说,截面形式多以箱形截面为主,主要是由于其抗扭刚度大、能承受异号弯矩且底部平整美观。

对钢筋混凝土结构抗扭研究是一个发展比较晚的课题,目前国内对箱形截面受扭构件配筋的研究资料很少,钢筋混凝土箱形截面承载力计算至今尚未能圆满地解决。美国混凝土学会(ACI)的试验研究结果表明,箱形梁的抗扭承载力与实心矩形梁相近。

当箱形梁壁厚与相应计量方向的宽度之比为  $t_2/b \geq 1/4$  或  $t_1/h \geq 1/4$  时,其抗扭承载力可按具有相同外形尺寸的带翼缘的矩形截面进行计算(将箱形空洞部分视为实体),如图5-31所示。当  $1/10 \leq t_2/b \leq 1/4$  或  $1/10 \leq t_1/h \leq 1/4$  时,由于箱壁相应尺寸的减薄,其抗扭承载力较同尺寸的带翼缘的实心矩形梁有所降低。因此,在进行承载力计算时,可近似地将构件截面的抗力乘以一个折减系数  $\beta_a$ 。

箱形截面抗剪扭构件的抗扭承载力计算公式为

$$\gamma_0 T_d \leq 0.35\beta_a\beta_t f_{td} W_t + 1.2\sqrt{\zeta} \frac{f_{sv} A_{svl} A_{cor}}{S_v} \quad (5-88)$$

式中参数含义可参考式(5-77)。



在箱梁桥中,大多采用单箱单室截面且箱梁顶、底板的厚度都做得较薄,因此,  $t_1/h < 1/10$  或  $t_2/b < 1/10$  的情况也是存在的。由于此时壁厚较薄,截面有可能发生扭曲,或发生腹板翘曲,从而导致箱梁局部混凝土被压碎的现象。而这种破坏是脆性的、不可预见的,因此,对于受弯、扭共同作用的钢筋混凝土箱形截面构件,在确定其壁厚时,应持慎重态度,尤其是在支点截面处底板厚度更不宜太薄。在必要的时候,可考虑对箱壁进行局部加厚或采取其他可行的构造措施,以防止发生脆性压碎。

#### 5.5.4 受扭构件的构造要求及其他限制条件

##### 1) 截面抗扭塑性抵抗矩

构件受纯扭时,材料如果处于弹性阶段,则截面的最大剪应力  $\tau_{\max}$  发生在长边的中点,当完全进入塑性阶段时,则截面上的剪应力可以认为是均匀分布,出现与截面各边成  $45^\circ$  剪应力界限分布区,形成的剪力流  $\tau_t$  对截面的扭转中心取矩求得(图 5-32)。

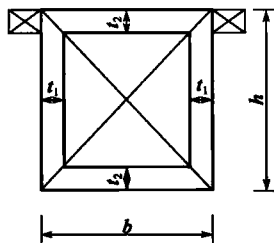


图 5-31 箱形截面构件

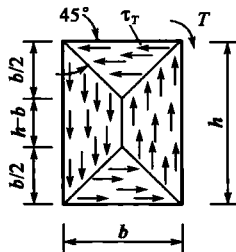


图 5-32 剪力流分布图

由平衡条件可得

$$T = \left\{ 2 \frac{b}{2} (h-b) \frac{b}{4} + 4 \frac{b}{2} \frac{b}{2} \frac{1}{2} \frac{b}{3} + 2 \frac{b}{2} \frac{b}{2} \left[ \frac{2}{3} \frac{b}{2} + \frac{1}{2} (h-b) \right] \right\} \tau_t$$

$$= \frac{b^2}{6} (3h-b) \tau_t$$

因此

$$W_t = \frac{b^2}{6} (3h-b) \quad (5-89)$$

箱形截面的受扭塑性抵抗矩,按上述公式计算实心矩形截面与箱室空心矩形截面之差:

$$W_t = \frac{b^2}{6} (3h-b) - \frac{(b-2t_1)^2}{6} [3(h-2t_2) - (b-2t_1)] \quad (5-90)$$

##### 2) 钢筋构造

由于外荷载扭矩是靠抗扭钢筋的抵抗矩来平衡的,因此在保证必要的保护层的前提下,箍筋与纵向筋应尽可能地布置在构件周边的表面处,以增大抗扭效果。此外由于位于角隅、棱边处的纵筋受到主压应力的作用,易弯出平面,使混凝土保护层向外侧推出而剥落,因此,纵向钢筋必须布置在箍筋的内侧,靠箍筋来限制其外鼓。

根据抗扭强度要求,抗扭纵筋间距不宜大于 300mm,直径不应小于 8mm,数量至少要有 4 根,布置在矩形截面的四个角隅处,纵筋末端应留有足够的锚固长度;架立钢筋和梁肋两侧纵



向抗裂分布筋若有可靠地锚固,也可以当抗扭钢筋;在抗弯钢筋一边,可选用较大直径的钢筋来满足抵抗弯矩和扭矩的需要。

为了保证箍筋在扭坏连续裂缝面上都能有效地承受主拉应力作用,抗扭箍筋必须做成封闭式箍筋,并且将箍筋在角端用  $135^\circ$  弯钩锚固在混凝土核心内,锚固长度约等于 10 倍的箍筋直径。为防止箍筋间纵筋向外屈曲而导致保护层剥落,箍筋间距不宜过大,箍筋最大间距根据抗扭要求不宜大于梁高的  $1/2$  且不大于 400mm,也不宜大于抗剪箍筋的最大间距。箍筋的直径不小于 8mm,且不小于  $1/4$  主钢筋直径。

在梁的截面拐角外,由于箍筋受拉,有可能使混凝土保护层开裂,甚至向外推出而剥落,因此,在进行抗扭承载力计算时,都是取混凝土核心面积作为有效计算面积。

对于由若干个矩形截面组成的 T 形、L 形、工字形等复杂截面的受扭构件,必须将各个矩形截面的抗扭钢筋配成笼状骨架,且使复杂截面内各个矩形单元部分的抗扭钢筋互相交错地牢固联成整体。

根据古典“空间桁架理论”,若受扭构件的斜裂缝与构件纵轴恒为  $45^\circ$ ,即有抗扭纵筋和抗扭箍筋的配筋强度比  $\zeta = \cot^2 \alpha = 1$ ,但由试验证明, $\alpha$  在  $30^\circ \sim 60^\circ$  之间变化,即是“变角度空间桁架理论”的理论依据,故  $0.36 \leq \zeta \leq 2.78$ 。抗扭纵筋和抗扭箍筋的配筋强度比  $\zeta$  不仅与截面性质有关,且与配筋率的大小和混凝土强度等因素有关。根据研究,如果  $\zeta = 0.626 \sim 1.597$  时,则受扭构件在破坏时,其纵筋和箍筋都能达到屈服强度,为此,在《公路桥规》中限制:  $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 。国内多数学者认为,在设计时取用  $\zeta = 1.20$  较能保证纵筋和箍筋同时达到屈服。但实际工程中,纵筋用量一般较多,如果箍筋用量增多势必会增加钢量和施工中的复杂性,故在设计中要综合地进行全面考虑。对于预应力混凝土结构则应用  $\zeta = 2 \sim 4$ ,其较优值为  $\zeta = 3.0$ 。总之,以上建议的  $m'$  值的选用范围还只是理论上的探讨,尚有待工程实践的检验。

## 本章参考文献

- [1] 美国 ANSYS 公司. ANSYS10.0 用户使用手册. 北京: ANSYS 公司.
- [2] 韩国 MIDAS 公司. MIDAS/Civil. V2006 用户手册. 北京: 北京迈达斯技术有限公司.
- [3] 王勖成, 邵敏. 有限单元法基本原理和数值方法. 2 版. 北京: 清华大学出版社, 1997.
- [4] 叶建国. 混凝土弯连续刚构桥二维温度梯度效应研究. 长安: 长安大学, 2006.
- [5] 范立础. 桥梁工程. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [6] F. 凯尔别克. 太阳辐射对桥梁结构的影响. 刘兴法, 等, 译. 北京: 中国铁道出版社, 1981.
- [7] Page J K. The estimation of monthly means values of daily total short-wave radiation on vertical and inclined surfaces from sunshine records for latitudes  $40^\circ\text{N} - 40^\circ\text{S}$ . IN: Proc. UN Conf. On News Source of Energy. Rome, Italy; United Nations, Paper No. 35/5/98, 1961; 1-16.
- [8] Jain P C. A method for diffuse and global irradiation of horizontal surfaces. Solar Energy, 1990, 44(5): 301-308.
- [9] 孔祥谦. 有限单元法在传热学中的应用. 北京: 科学出版社, 1998.
- [10] 李克敌. 王润富. 用矩形、四面体和正六面体单元计算非稳定温度场. 中南矿冶学院学





报,1980.

- [11] 李克敌. 空间轴对称非稳定温度场有限单元法计算. 结构力学与弹性力学教学与教材研究,1994.
- [12] Visser W A. Finite element method for determination of non-stationary temperature distribution and thermal deformation. Proc Conf. on Matrix in Structural Mech. Air Force Inst. of Techn,1965.
- [13] 刘兴法. 混凝土结构的温度应力分析. 北京:人民交通出版社,1991
- [14] 李春香. 曲线梁桥结构形式及温度影响研究. 成都:西南交通大学,1997.
- [15] 康为江. 钢筋混凝土箱梁日照温度效应研究. 长沙:湖南大学,2000.
- [16] 姜全德,蒋鸿. 钢筋混凝土箱形梁桥日照温度场和温度应力平面有限元数值分析方法. 桥梁建设,1990.
- [17] 邵容光,夏淦. 混凝土弯梁桥. 北京:人民交通出版社,1994.
- [18] 叶见曙. 结构设计原理. 2 版. 北京:人民交通出版社,2007.
- [19] 中华人民共和国行业标准. JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范. 北京:人民交通出版社,2004.

## 第 6 章 弯连续刚构桥的几个专题

本章是第 5 章的续篇,主要内容仍然来自交通部西部交通科技项目“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”,共分六节。

- 6.1 节主要介绍直弯连续刚构桥的大致界限;
- 6.2 节主要介绍依托工程沙银沟大桥的空间受力情况;
- 6.3 节主要介绍西部课题研究成果;
- 6.4 节主要介绍重庆碚东大桥的宽桥研究成果;
- 6.5 节主要介绍箱梁底板崩裂的潜在原因;
- 6.6 节主要介绍弯连续刚构桥施工控制方法和内容。

本章内容中有不少课题研究成果。

### 6.1 直弯分析界限

#### 6.1.1 直弯分析界限的意义

直弯分析界限是指弯梁桥在计算分析时,可以将其简化为直桥分析的一个大致界限条件。由于弯梁桥最突出的受力特性是弯扭耦合作用,所以,弯桥的受力问题实质上是一个空间问题。对于一些跨径不大,且平曲线半径较大的弯桥,其扭矩的绝对值很小,主要以受弯为主。本节试想在保证安全的前提下,寻求一种方法,将其视为直桥进行分析,以便于将空间问题转化为平面问题进行分析,既大大简化设计计算的难度,又不至于过多地降低计算精度。

影响弯桥扭矩的因素很多,然而在一定条件下各种荷载效应引起的扭矩绝对值都不太大,梁的内力仍然以受弯为主,本节试图寻找这种扭矩绝对值不大的大致界限,然后依据这个界限,考虑扭矩的影响系数,对梁进行分析。

直桥在恒载作用下不产生扭矩,在偏心荷载作用下将产生扭转效应;弯桥不只在恒载作用下产生扭矩,即便在对称荷载作用下也将产生扭转效应。我们在计算直桥偏心荷载时,常常使用偏载系数,借鉴这种思想,对于弯桥分析,由于扭矩不大,不妨在分析恒载时就采用一个适当大小的扭矩影响系数,对于偏心荷载,可适当放大原来直桥分析的偏载系数,这样就可以在保证安全的前提下,达到将弯桥计算简化为直桥计算的效果。

#### 6.1.2 国内外直弯分析界限规定

弯桥的一个主要受力特征是结构的扭转问题,而结构扭转问题本质上也是空间问题。直



桥在偏心荷载作用下将产生扭转效应,弯桥即便在对称荷载作用下也将产生扭转效应,所以弯桥扭转分析是直弯分析界限的关键。

弯桥扭转效应的特点是“弯扭”耦合,即在外荷载作用下,梁截面内产生“弯矩”的同时必然伴随着产生“扭矩”;同理,在外荷载作用下,梁截面内产生“耦合扭矩”的同时必然伴随着产生“耦合弯矩”。弯扭刚度比  $k = EI/(GI_d)$  是表征弯扭耦合效应的重要指标。 $k$  越大,则由于曲率因素而导致的扭转变形越大,反之亦然。因此对于弯桥而言,宜增大  $GI_d$ 、减小  $EI$ 。也就是说低高度箱梁是较合理的选择。

表征结构扭转效应的另一个指标是圆心角。它比单纯用半径来描述结构“弯”度更合理。

日本规范对直弯界限的规定为:①当圆心角  $\varphi < 5^\circ$  时,可作为以曲线长为跨径的直线桥进行分析。②当  $5^\circ < \varphi \leq 30^\circ$  时,弯矩及剪力可按直线桥进行分析,反力及扭矩需要按空间程序进行分析,并且考虑由于预应力,混凝土收缩、徐变及温度作用所产生的效应。③当  $30^\circ < \varphi \leq 45^\circ$  时,所有截面内力均应按空间程序进行分析。④当  $\varphi > 45^\circ$  时,除按空间程序分析外,还应考虑翘曲约束扭转的影响。

美国 AASHTO 标准荷载抗力系数桥梁设计规范中讲到,除了现浇多室混凝土箱梁,平曲线上带有刚性扭转的闭口截面的上部结构,其曲线跨径范围或其一部分所对的圆心角不超过  $12^\circ$  时,可以按直线桥来分析。除非需考虑其他强制因素,否则平曲线上的现浇多室混凝土箱梁,其曲线跨径范围或其一部分所对的圆心角不超过  $34^\circ$  时,也可以按照直线段上的单梁分析。每跨所对应的圆心角小于表 6-1 中给出的值的开口截面可以忽略曲率的影响。对于多梁的横向弯曲的上部结构不同于刚性扭转的单梁,它可以按格子梁或者按假设纵向梁段节点之间是直线段的连续体分析,节点之间的实际偏心段不得超过该梁段长度的 2.5%。

分析基本弯矩时忽略曲率的圆心角限值

表 6-1

梁 数	单 跨 角 度	多 跨 角 度
2	$2^\circ$	$3^\circ$
3 或 4	$3^\circ$	$4^\circ$
5 及以上	$4^\circ$	$5^\circ$

加拿大标准协会(CSA)出版的加拿大标准中,如果  $L^2/BR \leq 0.5$  (图 6-1),而且每跨至少设置两个横隔梁,那么这种弯桥可以按照直桥的简单分析方法进行计算分析。

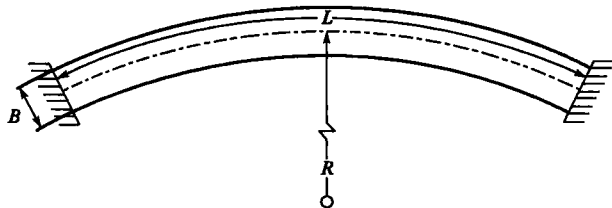


图 6-1 弯桥平面图

我国在直弯分析界限问题方面的研究资料较少,但弯桥与同等跨径直桥的效应对比也有不少实例。有学者提出采用角跨比来衡量弯桥的弯曲程度,即圆心角  $\alpha$  与跨径  $l$  的比值  $\alpha/l$ ,但是这个比值在不同桥宽和主梁形式下没有得到一个广泛认同的取值范围,故未能得到广泛



的应用。目前我国大多简单地以半径来衡量弯桥的弯曲程度。在计算不同的问题时,半径的影响程度也各不相同。例如有文献记载,通过验算对比,半径在 800m 以上时弯箱梁桥近似按直箱梁计算剪力滞系数不会产生较大误差,但目前大多保守地认为半径为 1 200m 以上时弯桥与同等跨径的直桥剪力滞效应相似。

由此看来,各国对弯桥在哪种情况下受力性能与直桥相似持有不同意见,就连直弯分析界限参考的参数也不尽相同。笔者认为,根据国内经验,单纯地进行抗弯、抗剪等内力分析时,半径在 1 200m 以上,或圆心角小于  $10^\circ$  的弯桥可以近似地按照直桥来分析,如果要详细分析弯桥效应,尤其是弯扭耦合效应,仍然需要按照弯桥进行分析。但是按照弯桥分析,并不是说整个桥梁的计算都采用弯桥计算理论,由于对弯桥的研究并不如直桥深入,目前弯桥的某些参数仍需要按照直桥来算,如弯桥的冲击力,目前多以与桥梁中心线的弧线长相等的直桥计算,且对弯曲冲击和扭转的冲击不作区分,这样做略显粗糙。

### 6.1.3 直弯分析界限影响因素

由于圆曲线在曲线一定(弧长  $s$  及其形状一定)的前提下,圆心角  $\alpha$ 、半径  $R$  便是一定的,圆心角  $\alpha$ 、半径  $R$  与弧长  $s$  存在关系  $\alpha = \frac{s}{R}$ ,因此  $\alpha$  和  $R$  中取其一作为参考即可,且二者的影响程度应该是一样的。同等跨径下,减小圆心角或增大半径都能减小弯桥的扭矩。此外,从国外规范可知,影响弯桥效应的因素不只是曲率,梁的数量、宽度,横隔梁的个数,截面是开口还是闭口的形式,梁的跨数等都不同程度地影响着弯桥的受力特性。桥越宽,对弯桥的受力越是有利,也就越接近直桥,对于多梁式主梁,梁数增加必然也引起桥面加宽,这就是加拿大规范和美国规范的相似之处。闭口截面的抗扭刚度大,自然其受力比开口截面更有利,横隔板能提高主梁的整体性和抗扭性能,故横隔板的增加也对弯桥有利,因此从直观上讲,直弯界限影响因素的影响程度要看这个因素对弯桥受力是否有利。

对于受均布荷载  $q$  的简支直梁桥,跨中弯矩为

$$M_{\text{直}} = \frac{ql^2}{8} \quad (6-1)$$

对于同等跨径的弯梁桥而言,跨中弯矩为

$$M_{\text{弯}} = \frac{ql}{2} \cdot R \cdot 2 \cdot \sin \frac{\alpha}{4} - \frac{ql}{2} \cdot R \cdot 2 \cdot \sin \frac{\alpha}{8} = qlR \left( \sin \frac{\alpha}{4} - \sin \frac{\alpha}{8} \right) \quad (6-2)$$

若  $\alpha \leq 5^\circ$ ,则有  $\sin \alpha \approx \alpha$ ,所以  $\sin \frac{\alpha}{4} - \sin \frac{\alpha}{8} \approx \frac{\alpha}{8}$ ,故式(6-2)即为

$$M_{\text{弯}} = \frac{1}{8} qlR \cdot \alpha = \frac{1}{8} qlR \cdot \frac{l}{R} = \frac{1}{8} ql^2 \quad (6-3)$$

所以,由式(6-1)和式(6-3)可得,在  $\alpha \leq 5^\circ$  时直桥和弯桥在桥梁中心线处的跨中弯矩是近似相等的。这也印证了美国规范取界限角度  $\alpha \leq 5^\circ$  具有一定的合理性。一般地,由于弯桥曲线外侧跨径比内侧大,导致外侧弯矩也大,而式(6-3)计算的仅是桥梁中心线处的弯矩,偏安全地考虑,当桥梁较宽时,这个界限角度应尽量地限制小一些。

以上仅是从结构力学的角度印证了弯梁和直梁的分析界限,对于结构的开闭口形式、桥梁宽度及箱室的个数等因素对弯桥效应的影响尚需通过工程实践来证明。

## 6.1.4 直弯桥分析界限算例

前面分析了直桥和弯桥各个方面的不同,以及导致这些不同的各种影响因素。由于箱形截面整体性强,抗扭性能好,可跨越能力大,受到工程界广泛的认同,目前新修的弯梁桥,尤其是小半径弯桥,大部分都采用整体式箱梁,本文将着重针对箱形截面进行分析。现以一等截面的箱形截面为例,针对小跨径桥梁,在自重及外荷载作用下,分析其直弯受力特性界限。截面形式如图 6-2 所示。

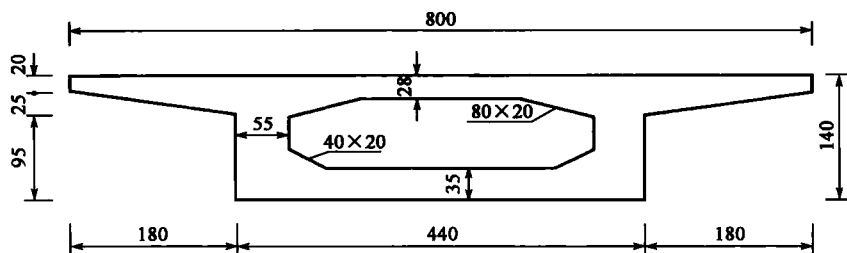


图 6-2 箱梁截面形式(尺寸单位:cm)

分析软件采用 Ansys10.0,分别采用 Soild45 单元和 Beam188 单元对圆心角为 5°、10°直至 30°的简支弯箱梁在恒载及集中力作用下的挠度和扭矩进行分析,并与直桥进行对比。

恒载作用下所得分析结果见表 6-2。

自重作用下计算模型分析结果

表 6-2

项目 圆心角	实体单元跨中位移(mm)		梁单元内力及位移			扭矩 弯矩
	内侧	外侧	跨中位移 (mm)	跨中弯矩 (kN·m)	最大扭矩 (kN·m)	
0°	7.159	7.159	7.054	$6.40\times10^3$	0.336	0.01%
5°	6.952	7.382	7.069	$6.40\times10^3$	186.732	2.92%
10°	6.826	7.754	7.115	$6.42\times10^3$	373.982	5.83%
15°	6.734	8.138	7.192	$6.44\times10^3$	562.951	8.74%
20°	6.696	8.591	7.300	$6.48\times10^3$	754.535	11.64%
25°	6.714	9.187	7.443	$6.53\times10^3$	949.668	14.54%
30°	6.789	9.729	7.623	$6.59\times10^3$	$1.15\times10^3$	17.45%

跨中施加 1 000kN 集中力作用下所得分析结果见表 6-3。

集中力作用下计算模型分析结果

表 6-3

项目 圆心角	梁单元内力及位移			扭矩 弯矩
	跨中位移(mm)	跨中弯矩(kN·m)	最大扭矩(kN·m)	
0°	4.486	$4.88\times10^3$	0.135	0.00%
5°	4.496	$4.88\times10^3$	109.304	2.24%
10°	4.524	$4.89\times10^3$	218.995	4.48%
15°	4.571	$4.90\times10^3$	329.735	6.73%



续上表

项目 圆心角	梁单元内力及位移			扭矩 弯矩
	跨中位移(mm)	跨中弯矩(kN·m)	最大扭矩(kN·m)	
20°	4.638	$4.93 \times 10^3$	442.07	8.97%
25°	4.725	$4.96 \times 10^3$	556.572	11.22%
30°	4.836	$4.99 \times 10^3$	673.846	13.50%

从表 6-2 及表 6-3 中可以看出:

(1)对于实体模型,随着圆心角的增大,弯桥的外侧跨中位移在增大,而内侧跨中位移在减小,且外侧增大的速度比内侧减小的速度快,内外侧挠度差异加大。

(2)对梁单元模型而言,随着圆心角的增大,弯桥的跨中位移在增大,跨中弯矩及最大扭矩值都相应地增大,且扭矩值增大的速度快很多。

(3)恒载作用下对于位移值,10°的梁单元模型的跨中位移与直桥相比,误差只有 0.86%,而 30°模型的跨中位移与直桥相比,误差 8.06%。对于弯矩值,10°的梁单元模型的跨中弯矩与直桥相比,误差只有 0.31%,而 30°模型的跨中弯矩与直桥相比,误差 3.0%。

(4)对于扭矩与弯矩的比值,恒载 10°模型仅有 5.83%,集中荷载模型仅有 4.48%,扭矩的绝对值较小,其受力仍然以弯矩为主,随着圆心角的加大,扭矩的绝对值相对弯矩加大,将不得不考虑扭矩的影响。

(5)扭矩的增长速率恒载要比集中荷载大(图 6-3),且对简支梁而言基本符合线形增长规律。

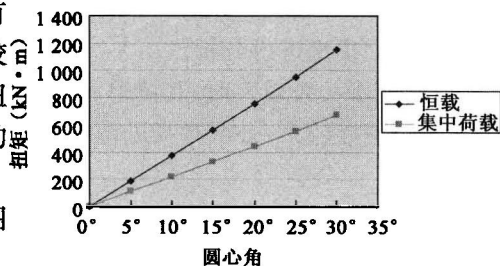


图 6-3 扭矩增长速率图

由实体单元模型可知,弯桥的分析实际上需要空间分析,但是空间分析费时费力,相对平面分析要复杂得多。对于扭矩绝对值较小的弯桥,有理由可以将其简化为直桥进行分析。对于直桥在受偏心荷载时,也会产生扭矩,我们常常在分析时引入偏载系数,予以解决由于偏心荷载引起的扭矩的影响,这样可以简化计算。对于弯桥分析,同样可以借助这一思想。对于扭矩绝对值不大的弯桥,做恒载分析时引入一个偏载系数,或者称为扭矩影响系数,在做偏心荷载分析时,在原来偏载系数的基础上,适当地将这个值放大,这样就可以在保证安全的前提下简化设计计算的难度,将空间问题简化成平面问题。

以上模型分析中,10°模型的扭矩与弯矩的比值恒载为 5.83%,集中荷载为 4.48%,均在 5%左右,这正好是我们平时计算时能够容忍的最大误差范围,不妨以这个最大误差范围为标准,作为直弯分析的容许范围。由此,可以将前面分析所得的 5°圆心角的界限值放大到 10°。就 10°模型而言,如对于恒载乘以 1.1 的扭矩影响系数,此时跨中的弯矩值为  $7.06 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,弯矩值增大了 9.09%,此时结构的效应已经大于扭矩占弯矩的 5.83%的影响,在结构配筋上是安全的。由于随着圆心角的增大,外荷载作用下扭矩增量没有恒载作用下扭矩的增量,所以外荷载效应的扭矩影响系数可相应地比恒载的影响系数取小一些,将平时采用的偏载系数由 1.15 放大到 1.2 或者 1.25,也是偏安全的。当然这样做的前提是在扭矩绝对值不大的情



况下,因为此时抗扭对抗扭箍筋及横向钢筋的要求较少,所以可以在保证安全的情况下简化计算。

必须指出,直弯分析的界限也只是一个大致数,在使用时,应尽量将这个界限值缩小,以求安全,必要时仍然需要做空间分析。还应注意,本书提出的界限是建立在简支梁模型的基础上的,对于连续梁或连续刚构桥,有待于进一步论证其相应的界限范围。此外,这仅是从圆心角的角度进行分析,反映了圆心角对弯桥效应的影响,而针对箱梁的宽度、箱室的个数或横隔板的影响等因素仍有待于进一步研究。

### 6.1.5 结论

由文中讨论和以上算例的数据结果,可以得到如下结论:

(1)对于圆心角小于  $10^\circ$  的小跨径弯桥,其挠度和弯矩的结果与直桥相比相差无几,扭矩的绝对值不大,对于普通的受弯分析,完全可以将其简化为直桥进行分析,在分析时可引入扭矩影响系数以求安全。

(2)随着圆心角的增大,对称外荷载作用下的扭矩增长速率没有恒载作用下的扭矩增长速率大。

(3)对于弯桥的扭矩分析,由于直桥和弯桥的扭矩差异非常大,必须采用弯梁的形式,或者采用空间模型进行分析。

(4)当圆心角较大时,其梁单元模型与实体单元模型的位移,尤其是梁单元与实体外侧的位移结果差异较大,必须对其进行空间分析。

## 6.2 弯桥效应分析

对桥梁结构的空間分析有多种方法,比如平面杆系+空間局部分析、不完全空間的三维梁单元和实体单元等。相比之下实体单元对结构的分析更为准确。为了掌握弯连续刚构桥的空間效应,以贵州沙银沟大桥[参见第1章1.3节6)]为例,变换平曲线半径采用实体单元程序 BridgeKF 进行仿真分析。现介绍主要计算结果。

### 1) 沙银沟大桥分析模型

沙银沟大桥分析模型如图 6-4 所示。

#### (1) 不变部分:

- ①三跨形式不变、全长不变(256m)、薄壁墩间距不变;
- ②上部截面不变(根梁高、中梁高、梁底曲线等);
- ③下部截面不变(双肢,等截面实心矩形);
- ④不计预应力,只计自重,但分阶段计算到成桥阶段;
- ⑤边中跨比 0.567 不变;
- ⑥墩高  $L_h = 80(\text{m})$ 。

#### (2) 变化因素:

半径  $R$ : 200、326、400、489、620、800、1 000、2 933、1 500、 $\infty(\text{m})$ 。

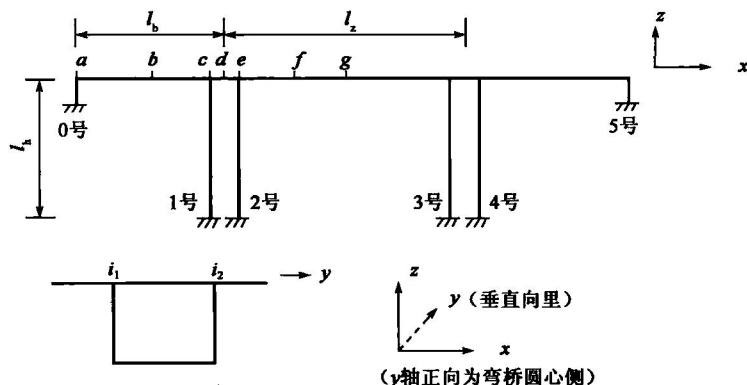
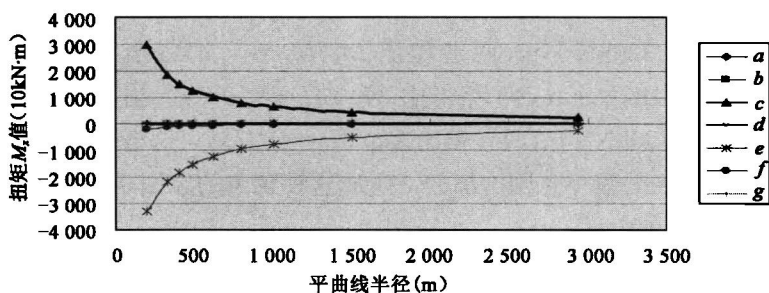


图 6-4 沙银沟大桥分析模型

## 2) 扭转分析结果

由沙银沟大桥分析模型得到的结构扭矩图形如图 6-5 所示。

图 6-5 各截面扭矩  $M_x$  随半径变化图

由图 6-5 得到：

(1) 成桥阶段同一半径情况下,  $a, b, c, d, e, f, g$  七个断面中, 边跨根部  $c$  截面和中跨根部  $e$  截面扭矩值较其他截面要大得多。这很好理解, 因为成桥阶段是从施工悬臂阶段一个节段一个节段累计过来, 当然悬臂根部扭矩最大。若  $c, e$  截面扭矩  $M_x$  比较,  $e$  截面大于  $c$  截面, 即中跨根部  $e$  截面为全桥恒载扭矩最大点。

(2) 半径变化对扭矩  $M_x$  影响较大。半径越小, 扭矩  $M_x$  越大, 反之亦然。不同半径情况下, 仍然是  $c, e$  截面扭矩最大。扭矩  $M_x$  随半径变化可分三个区域。当半径大于 1000m 时, 扭矩  $M_x$  随半径变化较小; 当半径在 400~800m 之间, 扭矩  $M_x$  随半径变化明显增大; 当半径小于 400m 时, 扭矩  $M_x$  随半径变化增长更快。

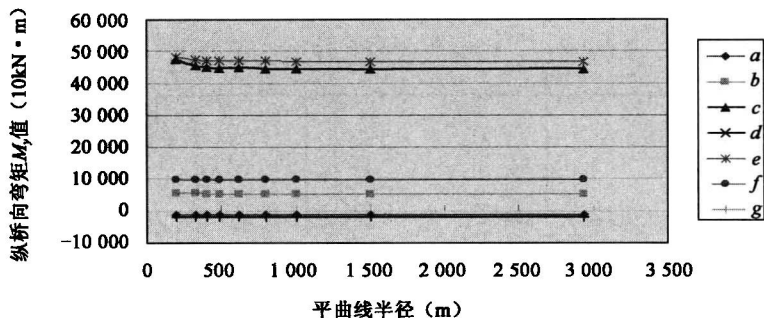
## 3) 纵向弯曲分析结果

由沙银沟大桥分析模型得到的结构纵向弯矩图形如图 6-6 所示。

由图 6-6 得到：

(1) 成桥阶段在恒载作用下, 结构纵向弯矩  $M_y$  受半径影响没有扭矩  $M_x$  那么明显。尤其在半径大于 800m,  $M_y$  受半径影响与直桥时相比, 以  $c$  断面(根部断面比较典型)为例小于 0.5%。当半径为 200m 时,  $c$  断面受“弯扭耦合”影响可达 7.3%。



图 6-6 各截面纵向弯矩  $M_y$  随半径变化图

(2)  $M_y$  的分布与直桥差异不大。除  $a$  截面外,其他六截面  $M_y$  绝对值都逐渐增大,其中以  $c$ (边跨根部)、 $d$ (0 号块中部)、 $e$ (中跨根部)三个截面增长最大。 $M_y$  这种分布形式是由于悬臂施工方法造成的。

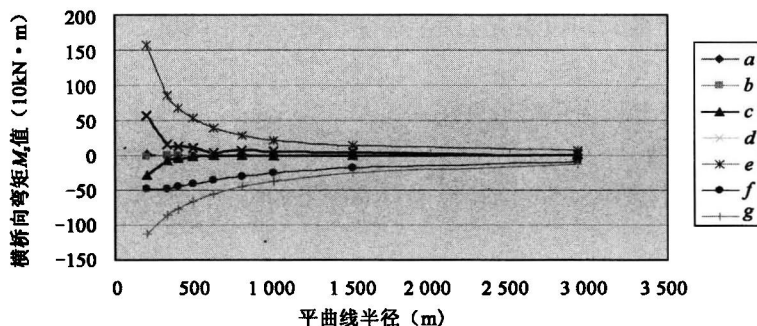
(3) 由于模型是箱梁截面,又是细长结构,故尽管结构受半径影响,纵桥向弯矩  $M_y$  依然是主要内力,即结构弯曲是主要的,扭转是次要的。以  $c$  截面为例,当半径为 1 000m 时,  $M_y = 444\,990\text{kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_x = 6\,320\text{kN}\cdot\text{m}$ , 两者相比  $M_x/M_y = 1.4\%$ ; 当半径为 620m 时,  $M_y = 44\,690\text{kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_x = 1\,019\text{kN}\cdot\text{m}$ , 两者相比  $M_x/M_y = 2.28\%$ 。当半径为 200m 时,  $M_y = 47\,626\text{kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_x = 29\,850\text{kN}\cdot\text{m}$ , 两者相比  $M_x/M_y = 6.27\%$ 。这组数据说明,扭矩  $M_x$  对弯矩  $M_y$  的比值是随着半径的减小急剧增加的。造成这种现象的原因是  $M_x$  受半径影响远大于  $M_y$ , 尽管两者是耦合在一起。

#### 4) 横向弯曲分析结果

横向弯矩  $M_z$  是表征箱梁截面横向( $y$  方向)弯曲效应的。显然它没有表征箱梁截面纵向( $x$  方向)弯曲效应的  $M_y$  数值大。 $M_z$  也可以说是弯桥结构特有的内力,因为直桥中在恒载作用下不产生  $M_z$ ,这一点与  $M_x$  相同。 $M_z$  越大说明箱梁内外腹板应力越不均匀。由沙银沟大桥分析模型得到的结构横向弯矩图形如图 6-7 所示。

由图 6-7 得到:

(1) 恒载作用下累计到成桥状态,边跨的  $M_z$  比中跨的  $M_z$  要小许多,边跨部分区段横向弯矩  $M_z$  几乎为 0;中跨跨中  $M_z$  数值相对较大。

图 6-7 各截面横向弯矩  $M_z$  随半径变化图



(2) 随半径变小, 各个截面的横向弯矩  $M_z$  都增大,  $e$  截面和  $g$  截面的增大最为明显。当  $R$  大于 1 000m, 横向扭矩  $M_z$  变化不大, 基本趋于水平; 当  $R$  小于 1 000m, 横向扭矩增大比较明显; 当  $R$  小于 620m, 即圆心角大于  $23.7^\circ$  时, 横向弯矩  $M_z$  急剧增大, 变化率很大。

(3) 从数值上讲,  $M_z$  比  $M_x$  还要小, 说明在  $M_y$  (纵向弯矩)、 $M_x$  (扭矩)、 $M_z$  (横向弯矩) 中,  $M_z$  影响最小。也就是说,  $M_y$  是主要内力,  $M_x$  次之,  $M_z$  更次之, 因此一般论述中几乎不提  $M_z$ 。

#### 5) 竖向剪力分析结果

BridgeKf 可以输出三个剪力, 即  $F_x$ 、 $F_y$  和  $F_z$ 。显然  $F_z$  是主要剪力,  $F_x$ 、 $F_y$  是次要剪力。由于前面已阐述  $M_x$  和  $M_z$ , 故这里不再论述  $F_x$  和  $F_y$ , 只论述  $F_z$ 。由沙银沟大桥分析模型得到的结构竖向剪力图形如图 6-8 所示。

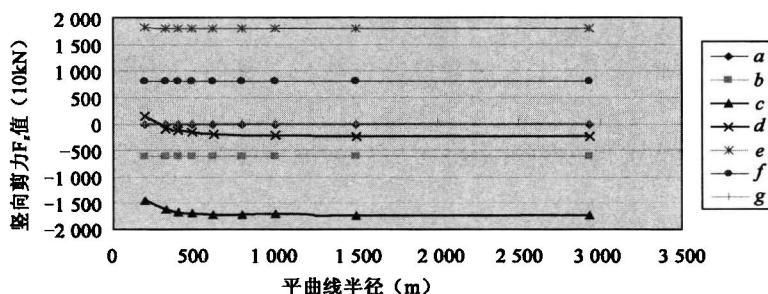


图 6-8 各截面竖向剪力  $F_z$  随半径变化图

由图 6-8 得到:

(1) 恒载作用下累计到成桥状态, 竖向剪力  $F_z$  受半径影响不大, 这一点与纵向弯矩  $M_y$  一样。当半径减小,  $a$ 、 $b$ 、 $c$ 、 $d$  和  $f$  截面的  $F_z$  绝对值都有所减小, 其中  $c$  截面(边跨根部)  $F_z$  减小最多。与直桥相比, 当  $R$  减小到 200m 时,  $F_z$  减小约 17%。只有  $e$  截面(中跨根部)  $F_z$  绝对值逐渐增大。半径减小对两个关键性断面, 即边跨根部  $c$  断面和中跨根部  $e$  断面影响正好相反, 一个增大( $e$  断面), 一个减小( $c$  断面)。

(2) 直弯桥剪力  $F_z$  分布图差异不大。最大剪力值发生在根部, 然后向中跨逐渐减小。

## 6.3 箱梁 0 号块空间效应分析

对于大跨度预应力混凝土弯连续刚构箱梁桥, 0 号块处墩身与梁体固接, 起到承上启下的作用, 无论是在施工阶段还是在运营阶段都是主要的承重部位, 尤其是施工过程中要承受最大悬臂阶段的巨大荷载。以往设计分析这类桥梁的常用方法是将主梁离散为理想的梁格体系, 用空间杆系理论进行分析, 或采用 Ansys 等空间程序对 0 号块局部进行空间实体分析, 但由于理想的理论模型和实际的空间结构有一定的差别, 结构的空间效应得不到充分的考虑, 很容易造成结构计算内力的受力特性的误判; 而空间局部分析则将 0 号块孤立起来, 很多因素如活载、温度以及支座沉降等作用都无法考虑周全, 从而很可能造成结构在设计时即已存



在缺陷。

最常见的就是 0 号块的开裂问题,主要的裂缝形式有以下几种:

(1)0 号块上有收缩裂缝。产生收缩裂缝的原因很多,除常规因素外,设置强大的横隔板是产生收缩裂缝的结构因素,因为 0 号块若分层浇筑,横隔板会在两次浇筑混凝土的界面处产生较大的约束力,如果两次浇筑混凝土的时间差很长,混凝土的收缩龄期差就大,就会产生较大规模特征明显的收缩裂缝。0 号块强度生成期间的横向收缩大于纵向收缩。考虑到墩顶的横向刚度较大,对 0 号块也产生了较大的横向约束,因此大部分裂缝顺桥向开展是必然的。

(2)交界面处出现的裂缝。这是由于分层浇筑混凝土的交界面凿毛处理不规范造成的。凿毛处理的理想方法是除凿毛外沿界面凿齿形剪力槽口,以加强界面处的抗剪效果。凡出现交界面处的裂缝,与混凝土浇筑时停盘和漏振有关。

(3)横隔板门洞顶部也有发生竖向裂缝的可能。尽管门洞顶部是圆形构造,具有局部加强钢筋,但从横隔板的整体厚度和宽度来考虑,门洞依然是薄弱环节。强大的横隔板在其生成强度期间,大量的水化热和沿横桥向的收缩很容易在门洞处找到薄弱地带而产生竖向裂缝。

(4)横隔板与 0 号块底板交界面也有可能出现竖向裂缝。其原因与底板横桥向刚度大和墩顶横梁的横向刚度大有关。

在上述问题中,0 号块的问题主要与横隔板板厚和混凝土收缩有关,对于收缩问题由于与施工质量、养护质量密切相关,故不宜作力学分析;对于横隔板板厚情况则不一样,可以进行板力学分析。尤其对于弯桥,横隔板的作用更大一些。把握横隔板受力特性是把握 0 号块受力的基础。

鉴于上述问题,现以一座典型的大跨度预应力混凝土弯连续刚构箱梁桥为背景,对其在恒载、活载、温度等荷载工况下的 0 号块段三向应力进行空间仿真计算和分析研究。

### 6.3.1 模型概述

#### 1)工程背景

某桥 $[68+120+68(\text{m}), R=620(\text{m})]$ 为一座预应力混凝土弯连续刚构箱梁桥。上部箱梁采用 C50 混凝土,每幅桥宽为 12m,单箱单室断面,其中箱梁底宽为 6.5m,两侧悬臂板宽为 2.75m,箱梁根部梁高  $H=6.8\text{m}$ ,边跨现浇段及 1/2 合龙段梁高均为  $H_{\text{中}}=2.5\text{m}$ ,箱梁梁高变化采用 1.5 次抛物线。在每个 0 号梁段对应墩壁位置均设有一道横隔板。箱梁横坡由顶、底板横向均设置 4% 的超高形成。下部结构主墩采用双薄壁墩身,墩身断面采用矩形实体形式,墩身纵桥向宽为 2m,横桥向宽与上部箱梁箱宽同为 6.5m,薄壁墩净距为 6m。

#### 2)空间有限元模型

该桥采用交通运输部公路科学研究院研发的 BridgeKF 进行空间分析。BridgeKF 核心单元是空间 8 节点实体单元,该桥共划分为 25 724 个实体单元,37 816 个节点。分析模型如图 6-9 所示。

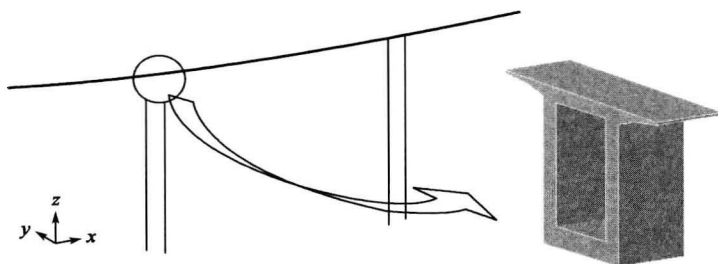


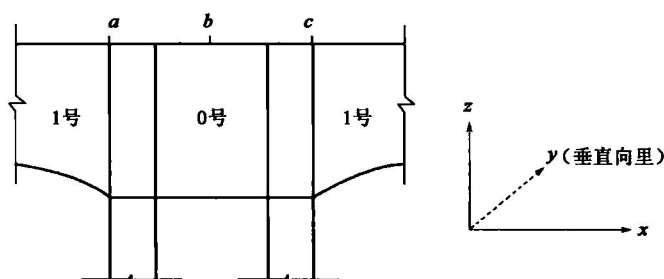
图 6-9 全桥及 0 号块有限元分析模型

### 3) 分析工况及特征断面

0 号块计算工况分为以下 3 种:

- (1) 恒载: 指成桥阶段恒载, 即从上桥墩一直累计到上二期恒载。
- (2) 活载: 取较为不利的一种——对断面  $c$  的  $M_y$  进行动态规划计算。
- (3) 温度: 升降温的竖向温度梯度按规范选取。

计算结构不计预应力。温度、活载和支座沉降都是在成桥阶段施加, 不与恒载叠加, 即是单项效应。0 号块所分析的断面(边跨根部  $a$ , 0 号块中部  $b$  和中跨根部  $c$ )示意图和结果应力指向坐标如图 6-10 所示。分析的应力项有纵桥向正应力、横桥向正应力、竖桥向正应力。

图 6-10 箱梁 0 号块分析截面位置示意图( $y$  轴负向为远离弯桥圆心侧)

## 6.3.2 箱梁 0 号块三向应力分析

### 1) 恒载作用下的三向应力结果分析

纵桥向正应力  $\sigma_x$ :

正应力  $\sigma_x$  与纵桥向弯矩  $M_y$  相对应, 在截面  $b$  上呈极好的线性分布, 且有比较明显的中性轴;  $a$ 、 $c$  截面上(横隔板处)  $\sigma_x$  分布不呈线性关系, 说明受横隔板影响, 这些截面受力后变形不再是平面, 不符合平截面假定; 由于弯桥左右分布不对称, 一般远离圆心侧  $\sigma_x$  值稍小; 0 号块中跨  $c$  断面比边跨  $a$  断面正应力大。

横桥向正应力  $\sigma_y$ :

横桥向正应力  $\sigma_y$  与横桥向弯矩  $M_z$  相对应。一般情况下,  $\sigma_y$  是次要应力, 比  $\sigma_x$  要小许多。对于连续刚构,  $\sigma_y$  的数值也有不可忽视的地方。  $\sigma_y$  沿纵向大部分位置数值不大, 但在 0



号块附近发生突变,有横隔板位置出现数值较大的拉应力,横隔之间又回落成压应力,究其原因主要由于桥墩和0号块横隔板的嵌固作用所致。

(1)由于有桥墩和横隔板作用, $\sigma_y$ 分布规律不明显。三个截面中, $a$ 、 $c$ 截面比 $b$ 截面数值要大许多,这主要因为 $a$ 、 $c$ 截面正好是受桥墩、横隔板约束的位置。

(2) $\sigma_y$ 为拉应力的位置,主要是顶底板上缘和人洞周边。顶板上缘拉应力分布, $a$ 、 $c$ 断面横向中间大, $b$ 断面则是顶板与腹板交接处大。底板上缘拉应力分布, $a$ 、 $b$ 、 $c$ 断面逐渐增大。人洞周边拉应力, $a$ 断面主要是上缘和两侧, $c$ 断面则四周都是。

(3)由于位置对称, $a$ 、 $c$ 截面上部至隔板下缘 $\sigma_y$ 分布大致相同;但因为中跨跨度较大,又是弯桥, $c$ 截面底板应力较 $a$ 截面要大许多,分布也不同,这一点值得注意。

(4)断面由于没有横隔板作用, $\sigma_y$ 分布规律具有代表性:箱内上下缘为拉应力,左右为压应力;箱外侧上下缘为压应力,左右为拉应力;悬臂翼缘板上缘为拉应力,下缘为压应力。

(5)截面与其他常规截面(无隔板)相比,顶板应力分布大致相同,由于在0号块中部,两端有墩固接,故截面 $b$ 底板受扭转的影响小了许多(表现为常规截面底板有关于对称轴左右负对称分布的趋势)。

(6)环向内外侧相比,一般情况,内侧 $\sigma_y$ 比外侧大。

竖桥向正应力 $\sigma_z$ :

(1) $\sigma_z$ 数值一般比 $\sigma_y$ 还要小,尤其是拉应力。压应力相对大一些,尤其是 $a$ 、 $c$ 断面底板下缘。

(2)对于 $a$ 断面。顶板上缘 $\sigma_z$ 两边为正,中间为负,值均较小。顶板下缘大部分受压应力(与腹板连接处有很小的拉应力),自边至中逐渐增大。顶板以下部分基本上受压应力。腹板上压应力从上到下缓慢增大,底板两边继续腹板压应力增大趋势,但增幅较大;底板中部也从上缘较小值陡增至下缘较大值。

(3)对于 $b$ 断面,顶板上缘 $\sigma_z$ 值均为正,下缘均为负,且都是驼峰分布,峰值均出现在与腹板连接处。腹板除外侧外缘下部有拉应力外其余均为压应力;内缘从上到下压应力逐渐增大。底板上缘除两端与腹板连接处外均为拉应力,下缘均为压应力。

(4)对于断面 $c$ 与断面 $a$ , $\sigma_z$ 分布差不多,但数值要大。环向内外侧相比,一般情况,内侧 $\sigma_z$ 比外侧大。

(5) $b$ 截面与其他常规截面(无隔板)相比,顶板腹板应力分布大致相同,其他常规截面底板主要以受压为主。

总体说来,在仅恒载作用时 $c$ 截面上点 $\sigma_x$ 与 $\sigma_z$ 均很大,设计配筋时应予以特殊考虑。

2)活载作用下的三向应力结果分析(对截面 $c$ 的 $M_y$ 进行动态规划计算)

纵桥向正应力 $\sigma_x$ :

三个截面的 $\sigma_x$ 分布与恒载作用下的分布大致相同,由于对 $c$ 截面进行动态规划计算,故 $c$ 截面数值最大。

横桥向正应力 $\sigma_y$ :

在活载作用下,横向正应力 $\sigma_y$ 较小,其分布规律与恒载大致相同,即出现拉应力的位置为顶板上缘、底板上缘和人洞周边。三个断面相比, $a$ 、 $c$ 截面数值大于 $b$ 截面。

竖桥向正应力 $\sigma_z$ :



竖向正应力  $\sigma_z$  数值更小,尤其是拉应力可以忽略不计。 $a$ 、 $c$  断面由于受横隔板约束,底板压应力比  $b$  截面大得多。

### 3) 升降温作用下的三向应力结果分析

升降温梯度及范围按《公路桥规》设定。

#### (1) 升温作用

纵桥向正应力  $\sigma_x$ :

三个截面  $a$ 、 $b$ 、 $c$  顶板上缘因膨胀受挤压,  $\sigma_x$  均为压应力,且数值较大,分布平均。顶板下缘为拉应力,梗腋附近数值较大。其余位置应力数值较小。顶板数值大主要是温差作用引起。 $a$ 、 $c$  截面横隔板作用较小,内外侧差异不大。

横桥向正应力  $\sigma_y$ :

三个截面  $a$ 、 $b$ 、 $c$  顶板上缘  $\sigma_y$  与  $\sigma_x$  一样均为压应力,数值平均,下缘基本为拉应力,梗腋附近数值大。其余位置应力数值较小。

竖桥向正应力  $\sigma_z$ :

三个截面  $a$ 、 $b$ 、 $c$  顶板上缘  $\sigma_z$  与  $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$  一样均为压应力,数值平均,下缘基本为拉应力,梗腋附近数值大。其余位置应力数值较小。

升降温模式如图 6-11 所示。

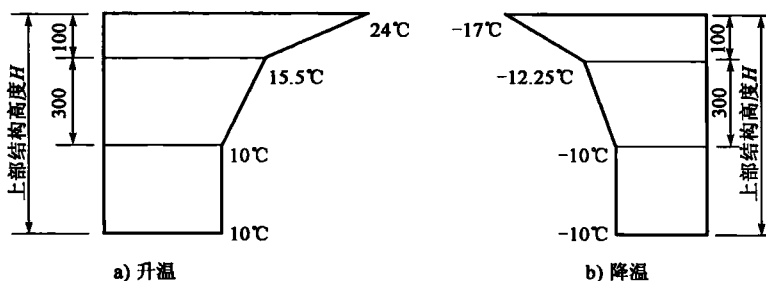


图 6-11 温度梯度模式(尺寸单位:mm)

#### (2) 降温作用

降温时各截面各正应力的分布与升温时相同,方向相反,应力值约为升温时的一半。

### 4) 强迫位移作用

取一个桥墩发生竖直向下位移 0.005m,取发生强迫位移墩上之 0 号块,得到如下结论。

纵桥向正应力  $\sigma_x$ :

(1) 各截面应力分布极有规律,顶板上缘为压应力,底板下缘为拉应力;截面  $b$  上  $\sigma_x$  呈竖向线性分布,有明显的中性轴,很好地符合了平截面假设。

(2) 各截面  $\sigma_x$  值正负极值比较接近;因边跨跨度小,受支座位移影响更大,故  $a$  截面上  $M_y$  较大,  $\sigma_x$  也就较大。

(3) 各截面  $\sigma_x$  左右对称分布,且远离圆心侧值稍小。

横桥向正应力  $\sigma_y$ :

(1) 对于  $\sigma_y$ ,  $a$ 、 $c$  截面除底板应力相反外,其余分布大致相同;0 号块中部无隔板,刚度小,所以  $b$  截面应力较小。



(2)因底板直接与桥墩相连,各截面底板应力值比上部大。

(3)各截面  $\sigma_x$  左右对称分布。

竖桥向正应力  $\sigma_z$ :

(1)截面  $a$  和截面  $c$  顶板应力  $\sigma_z$  分布相同,下部分布方向相反,但  $a$  截面在右下端出现极大拉应力,而  $c$  截面在左下端出现极大压应力。

(2)截面  $b$  上  $\sigma_z$  值均很小。

总体说来,支座的强迫位移对 0 号块应力影响不大,相对而言,对截面  $a$  影响最大。

### 6.3.3 结论

通过对某大跨弯连续刚构箱梁桥的仿真计算和结果分析,可得出以下几个结论:

(1)0 号块受力较其他位置要复杂,因为 0 号块是双薄壁墩、上部边中跨三者交接部位,又有横隔板作用,致使这里受弯、受扭和受剪都是全桥最大的地方。设计时应给予充分重视。

(2)恒载、温度和活载相比,恒载产生效应最大,温度次之,活载最小。恒载作用下,顶板纵、横向应设置预应力,横隔板应设置横向预应力,尤其中跨侧横隔板人洞周边拉应力大,应控制横向预应力设计;温度作用主要是温差作用大,无论升降温,顶板受力均大,尤其降温,顶板上缘受拉应力大。活载作用比重较小。

(3)三个正应力相比, $\sigma_x$  是主要应力, $\sigma_y$  和  $\sigma_z$  是次要应力,但应重视  $\sigma_y$  的大小,它在恒载、温度作用下数值也较大。

(4)尽管有平面弯曲效应,但 0 号块环向内外侧受力分布仍大致对称,数值稍有不同,至于内外侧谁大谁小与截面部位和荷载类型有关。

## 6.4 宽箱效应分析

在连续刚构桥中绝大多数都是采用单箱单室断面,其宽度在 16m 左右,但也有一些连续刚构桥的单室箱宽达到 19m 左右,如湖北黄石长江大桥、重庆碚东大桥。宽箱的空间效应与弯桥一样不容忽视,下面以重庆碚东大桥为例说明宽箱的空间效应。

### 1) 工程概况

重庆碚东嘉陵江大桥为大跨径连续刚构[130+230+130(m)]。该桥上部箱梁采用单箱单室截面,顶宽 19m,底宽 11m。桥宽是碚东大桥的结构特点,目前国内单箱单室全宽达 19m 的大跨径连续刚构不多见。箱梁根部梁高 13m,跨中及现浇段梁高 4m。梁高按 1.5 次抛物线变化。腹板厚采用 50cm、60cm、70cm 三个级别,0 号块腹板厚 120cm。底板厚度由 32cm 到 127.51cm 按 2 次抛物线变化。全桥共设 7 道横隔板,两主墩墩顶各设两道横隔板,板厚 2.5m,边跨梁端各设一道 2m 厚横隔板,中跨跨中设一道 0.5m 厚的横隔板。箱梁采用 C55 混凝土,三向预应力结构。下部结构采用双肋式柔性薄壁圆端形墩,墩厚 2.5m,圆端直径 2.5m,墩宽包括圆端 13.5m。

### 2) 科研内容及分析模型

碚东嘉陵江大桥主跨 230m、桥宽 19m,其空间效应明显。为了做好大桥施工控制,保证



大桥安全施工,业主列专题研究碚东嘉陵江大桥的空间特性,主要研究内容如下:

- (1)宽箱剪力滞分析;
- (2)纵向应力增大系数分析;
- (3)宽桥横向应力分析。

碚东嘉陵江大桥采用 BridgeKF 进行空间分析。模型基本情况如下:横截面单元划分如图 6-12 所示。上部结构纵向划分为 507 个截面。全桥模型共离散为 92 352 个节点、62 488 个单元。全桥按施工过程划分为 33 个阶段。其中第 30 阶段为最大悬臂状态,第 32 阶段为成桥状态。计算中考虑了 3 种工况,即素混凝土状态、自重+纵向预应力状态、自重+三向预应力状态。

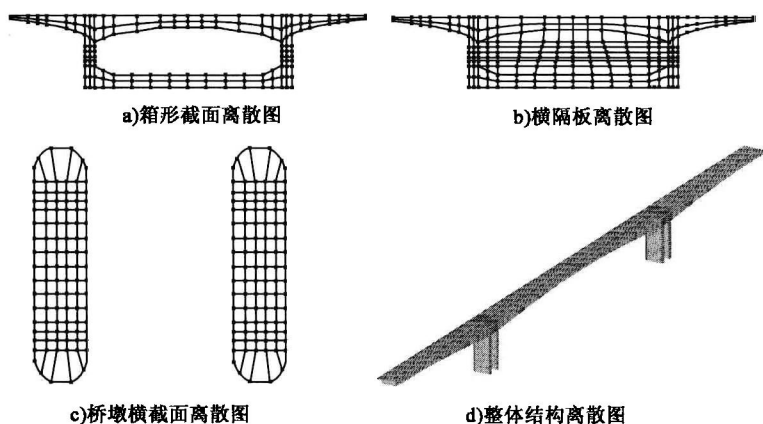


图 6-12 横截面及整体结构离散图

### 3) 成果一:宽箱剪力滞分析

剪力滞分析取最大悬臂状态。分析截面位置示意及各截面剪力滞分布如图 6-13 所示。从图中可以看到,不同位置剪力滞分布规律不一样。其形态有四种形式:正剪力滞(32 截面)、负剪力滞(120 截面)、剪力滞不明显(99 截面)和飞燕式分布(134 截面)。

为进一步弄清剪力滞沿桥纵向分布规律,在横截面上取四个点(图 6-14 中 A、B、C、D),分别看其剪力滞系数变化规律。

由图 6-14 分析得到如下结论:

(1)在最大悬臂状态,桥梁纵向 0 号块区间 16m 内无论是顶板顶面还是底板底面均出现类似截面 134 的飞燕式(既不像正剪力滞又不像负剪力滞,可能是介乎两者之间的一种分布现象)剪力滞现象。

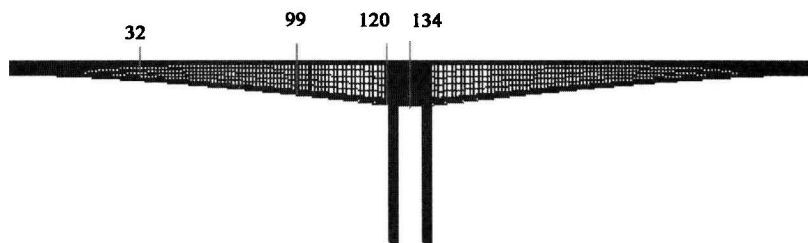
(2)在悬臂根部附近出现较大的负剪力滞现象,并且向两边逐渐减小转化为正剪力滞。出现负剪力滞区间在 10m 左右。

(3)在 T 构的两边有很长一段区间(约 61m)的正剪力滞效应很不明显,但是其趋势是从桥墩向两边逐渐增大。

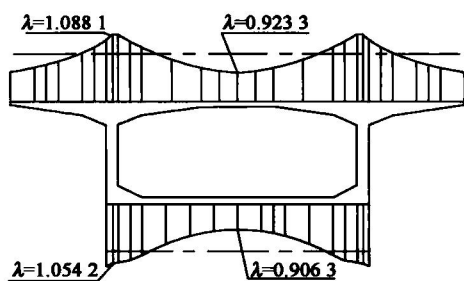
(4)正剪力滞较为明显的区域靠近悬臂端(约 35m)。

(5)由于横隔板作用,对左边箱梁顶板负剪力滞、右边箱梁顶板正剪力滞影响较大,而对相应的底板剪力滞影响不大。

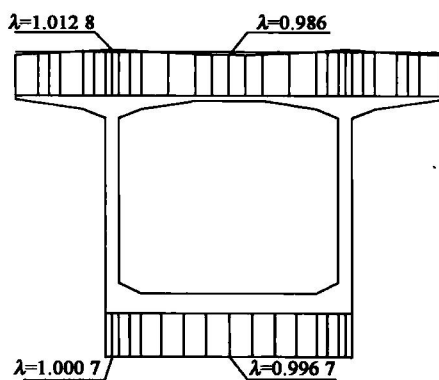




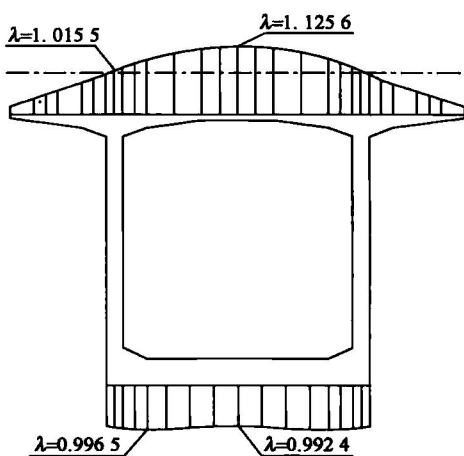
a) 位置示意图



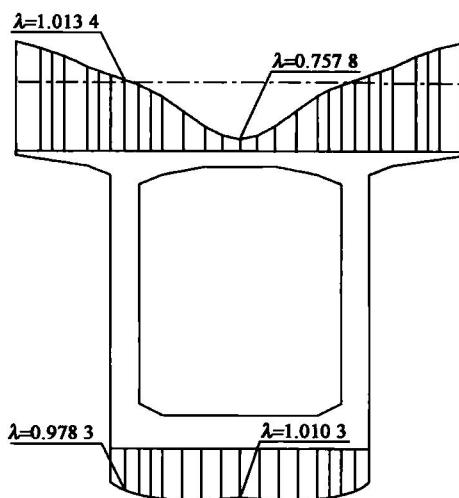
b) 32号截面顶底板剪力滞系数 $\lambda$ 分布图



c) 99号截面顶底板剪力滞系数 $\lambda$ 分布图

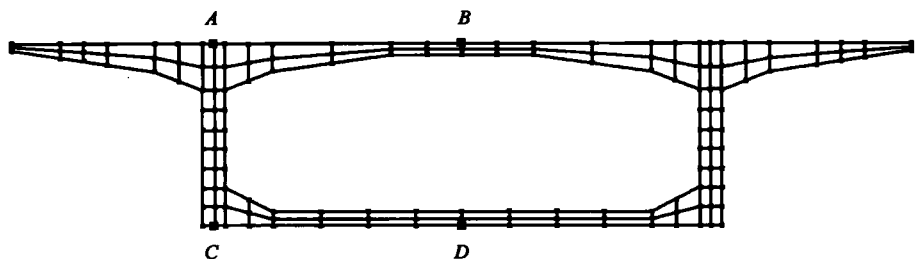


d) 120号截面顶底板剪力滞系数 $\lambda$ 分布图

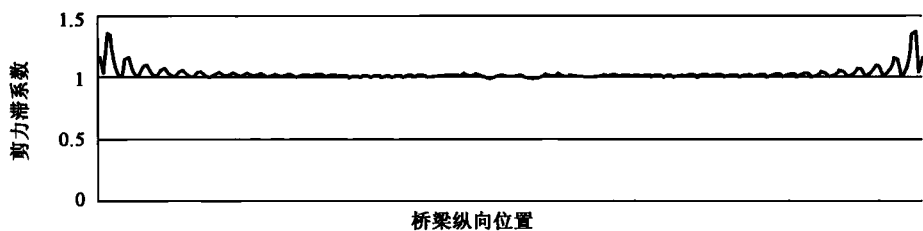


e) 134号截面顶底板剪力滞系数 $\lambda$ 分布图

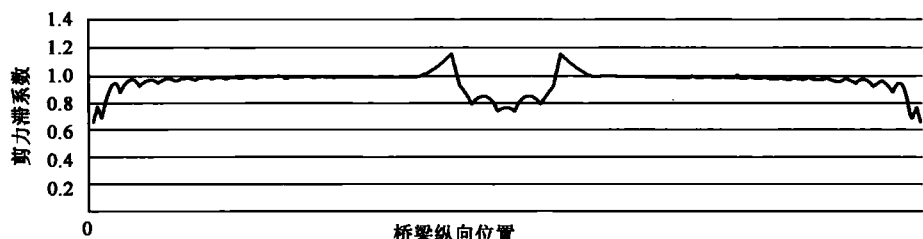
图 6-13 最大悬臂状态箱梁顶底板剪力滞分布图



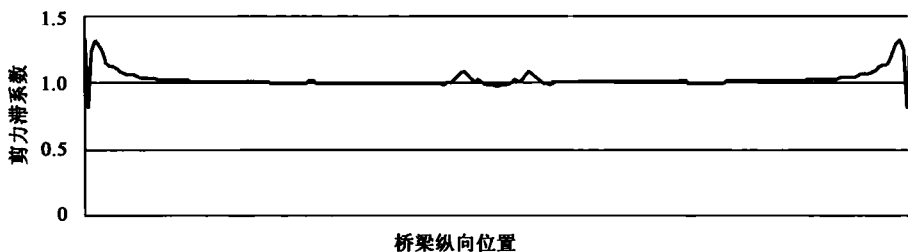
a)横截面上的四个点



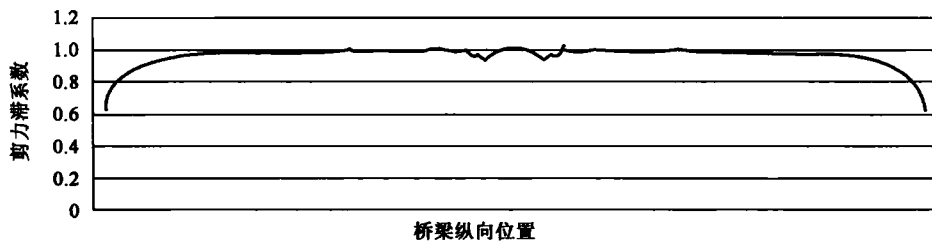
b)箱梁顶板A点剪力滞系数在桥梁纵向分布图



c)箱梁顶板B点剪力滞系数在桥梁纵向分布图



d)箱梁底板C点剪力滞系数在桥梁纵向分布图



e)箱梁底板D点剪力滞系数在桥梁纵向分布图

图 6-14 最大悬臂状态箱梁四个点剪力滞沿桥纵向分布图



根据上述分析,将箱梁剪力滞在一个 T 构上的分布情况绘制如图 6-15 所示的分布图。

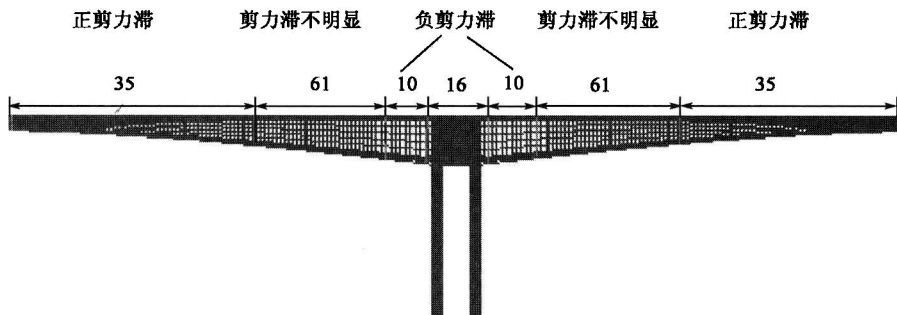


图 6-15 一个 T 构上的箱梁剪力滞分布情况(尺寸单位:m)

#### 4) 成果二:纵向应力增大系数分析

箱梁横向分配系数一般称偏心增大系数,即在偏心活载作用下,结构正应力局部区域比对称活载作用下要大。现行设计如果采用平面程序计算,通常在计算结果上乘以一个纵向应力增大系数。下面根据空间计算结果,分析碚东大桥在偏心活载作用下纵向应力增大系数分布情况。

如图 6-16 所示,取中跨的桥墩根部截面(模型中的 146 号截面)、中跨 1/8 跨(模型中的 169 号截面)、中跨跨中(模型中的 254 号截面)三个截面为研究对象。各箱梁截面顶板顶面的纵向应力增大系数如图 6-17 所示。

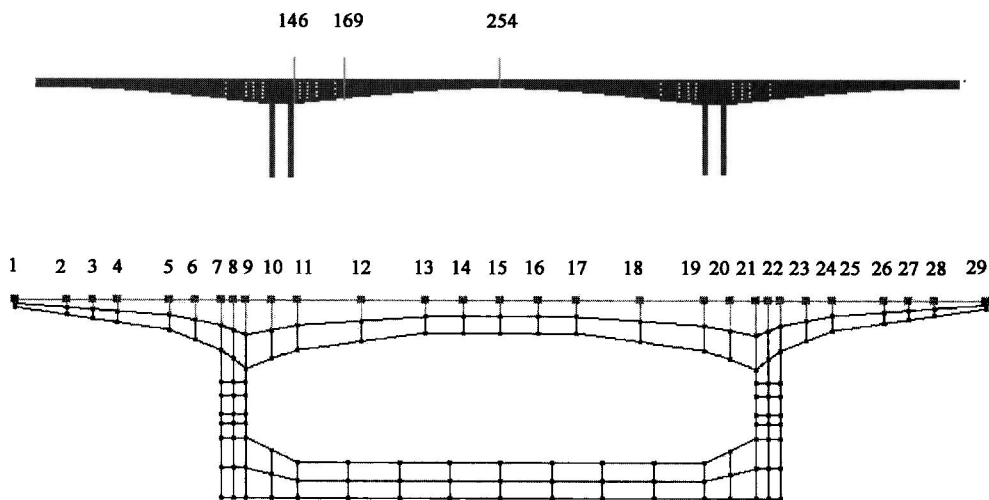


图 6-16 分析断面位置及点号位置示意图

由图 6-16 和图 6-17 得到分析结果:

(1)在偏心荷载作用下,三个断面正应力  $\sigma_x$  变化规律略有不同,但都是中间增大,然后向两边逐渐减小。中间增大的最值偏向活载偏载的另外一侧。

(2)比较三个断面增大系数,跨中截面正应力增加 8%,根部截面增加 6%。说明跨中区域受偏载影响大。若简化平面计算,偏心增大系数取跨中数值即可。

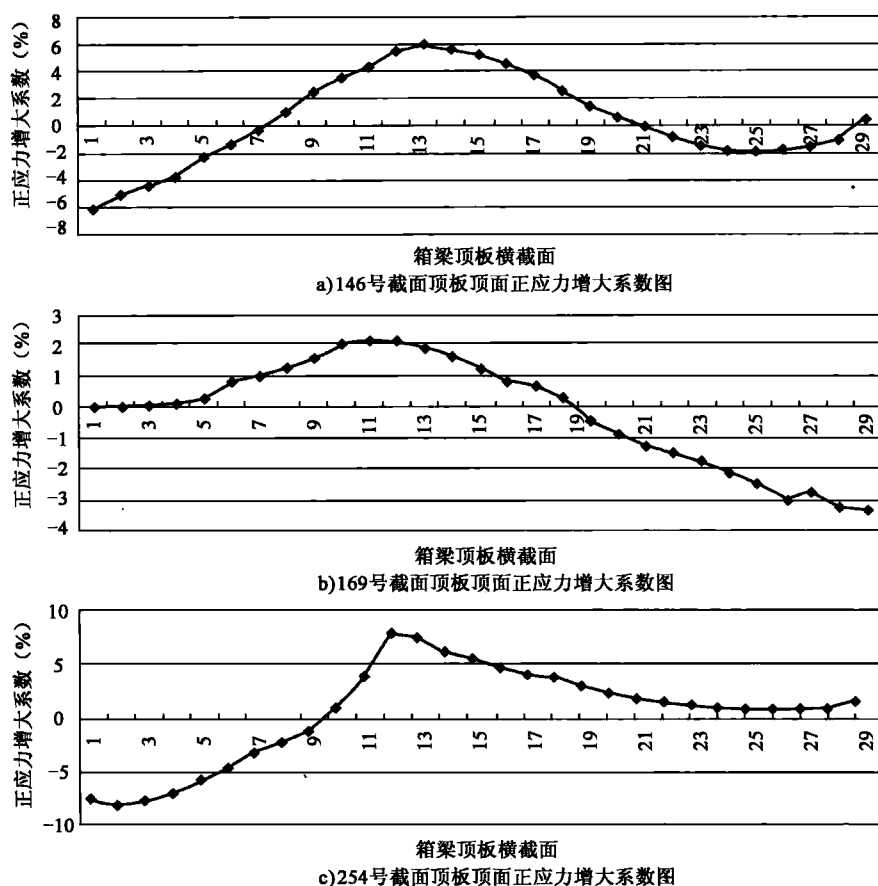


图 6-17 箱梁典型截面纵向应力增大系数图

### 5) 成果三: 宽桥横向应力分析

箱梁横向应力分析一直是结构分析的弱项,以往一般做法是取箱梁一段简化成框架计算。对于小跨径桥梁,这样做基本上能满足工程需要;对于大跨径桥梁则会有较大偏差,尤其是预应力结构,二期合龙束对结构跨中底板横向应力有较大影响。涪东大桥空间分析结果证明了这一点。涪东大桥在二期合龙束作用下中跨跨中箱梁底板纵向近 60m 范围内,箱梁横向应力严重超标。这一现象采用简化框架方法根本无法得到。下面简述涪东大桥底板横向应力超标的分析过程。

在合龙后上二期合龙束阶段,箱梁底板从中轴线向两边延伸近 4m 范围内出现主拉应力严重超标的现象,具体位置参见图 6-18。该图上显示超标纵向位置和横向位置。纵向在跨中约 60m 范围;横向从 47 点到 74 点。这个区域最大拉应力值达 3.1MPa。

从计算数据中看到,图 6-18 中 47 点到 74 点之间的主拉应力分布趋势沿纵向相同,沿横向不同,横向中间 59 点数值最大,然后向两边递减。根据这一分布规律,以 245 截面(位置参见图 6-16)上 59 点为研究对象查找底板开裂原因。表 6-4 为三种工况下 59 点横向正应力  $\sigma_y$  和主拉应力  $\sigma_1$  数值情况。

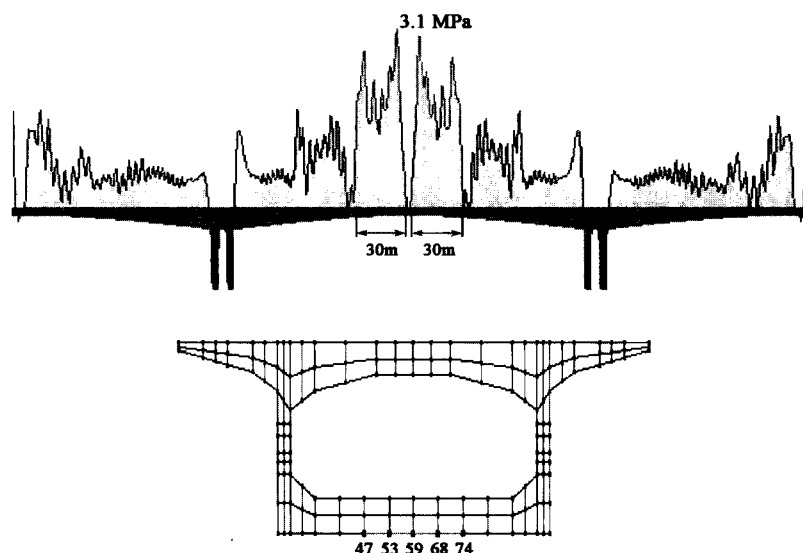


图 6-18 箱梁底板应力超标位置示意图

底板 59 点应力(单位:0.01MPa)

表 6-4

施工阶段	素 混 凝 土		自重+纵向预应力		自重+三向预应力	
	$\sigma_y$	$\sigma_1$	$\sigma_y$	$\sigma_1$	$\sigma_y$	$\sigma_1$
第 30 阶段	122.658	122.658	138.778	138.778	157.209	157.209
第 32 阶段	123.713	123.757	291.152	291.156	310.472	310.476

从表 6-4 计算结果得知:

(1)在素混凝土工况时,成桥状态下 59 点主拉应力  $\sigma_1$  仅比最大悬臂状态下  $\sigma_1$  大 0.01MPa,这说明箱梁自重不是引起中跨跨中底板主拉应力超标的原因。

(2)在自重+三向预应力工况时,成桥状态下 59 点主拉应力  $\sigma_1$  仅比自重+纵向预应力工况时  $\sigma_1$  大 0.2MPa,这说明横向预应力和竖向预应力也不是引起中跨跨中底板主拉应力超标的原因。

(3)在自重+纵向预应力工况时,成桥状态下 59 点主拉应力  $\sigma_1$  (表 6-4)比最大悬臂状态下  $\sigma_1$  (图 6-19)大了 1.5MPa,这说明中跨底板二期预应力作用使宽箱底板横向受拉,导致横向正应力的增加。从表 6-4 中还可以看到,59 点主拉应力与横向正应力很接近,说明该点主拉应力主要由横向正应力提供。

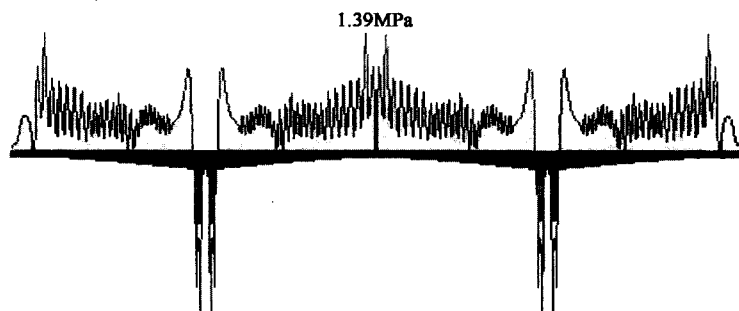


图 6-19 最大悬臂状态下箱梁底板主拉应力示意图



综上所述,中跨底板二期预应力钢束是引起中跨跨中底板主拉应力超标的主要原因。在明确开裂原因之后,对遏制开裂的措施进行了探讨。经过研究,在底板开裂区域内施加横向预应力,效果最好。图 6-20a)和 b)是施加横向预应力前后的主应力对比图。

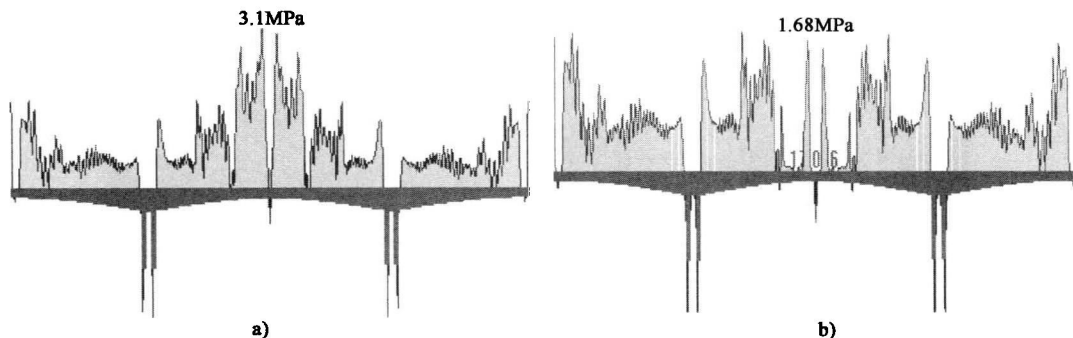


图 6-20 箱梁底板施加横向预应力前后主拉应力对比

## 6.5 箱梁底板崩裂现象分析

2007 年左右国内相继发生了若干起连续刚构桥箱梁底板崩裂的事故。综合这些崩裂现象,大致分为两类:一类属于压溃破坏,其破坏特征为底板上面沿横向鼓起,如图 6-21 所示;一类属于撕裂破坏,其破坏特征为底板被撕成两张“皮”,即上下脱空,如图 6-22 所示。两种类型以后者居多。造成箱梁崩裂的原因很多,涉及设计、施工、管理等多方面因素。具体桥应具体分析,但有一种原因具有共性,应引起行业注意。下面以某桥为例阐述这一原因。



图 6-21 底板压溃现场

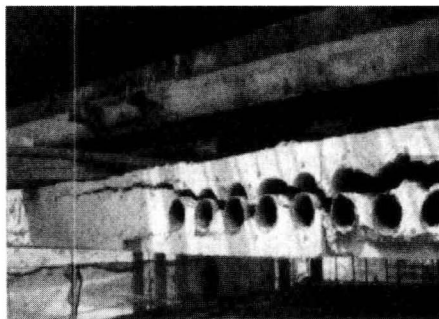


图 6-22 底板撕裂现场

### 1) 大桥事故描述

某预应力混凝土连续刚构桥,跨径组成为  $46+85+85+46(\text{m})$ ,半幅桥箱梁顶板宽 12.50m,底板宽 6.25m,翼缘板长 3.125m。箱梁根部断面梁高 4.8m,合龙段断面高 2.3m,其间梁高按 2 次抛物线变化,箱梁根部底板厚度 70cm,合龙段断面底板厚度 25cm,其间底板厚度按 2 次抛物线变化,箱梁顶板厚度 28cm。箱梁腹板厚度 8~12 号块采用 50cm,1~6 号块采用 60cm,7 号块内线形渐变。

竣工验收前,经现场用望远镜和全站仪在桥下观测,发现跨中附近底板混凝土出现层状剥



离(图 6-23),有张口的位置可见钢筋,局部位置还露出纵向预应力波纹管(图 6-24)。具体病害现象及位置示意如图 6-25 和图 6-26 所示。



图 6-23 底板混凝土剥落



图 6-24 底板崩裂致使波纹管外露

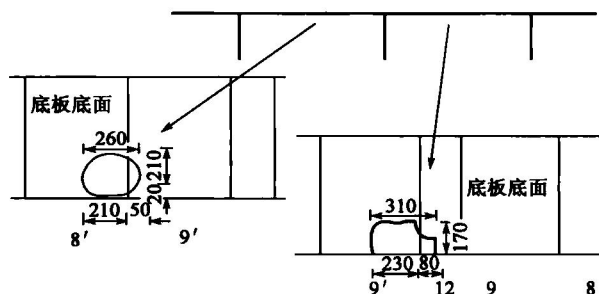


图 6-25 左幅箱梁底板病害(尺寸单位:cm)

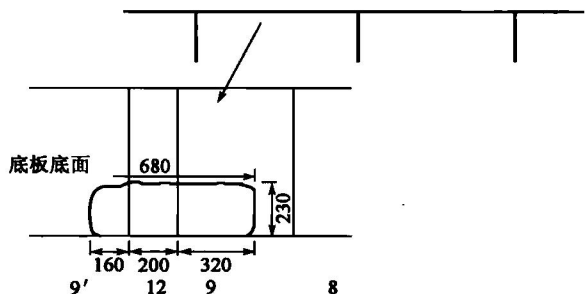


图 6-26 右幅箱梁底板病害(尺寸单位:cm)

## 2) 平面(MIDAS/Civil)成因分析

### (1) 结构离散

结构离散图见图 6-27,全桥共 69 个单元。其中病害所在位置为中跨第 6、7、8、9 号块和合龙段,模型中的单元编号为 22~30 和 43~51。

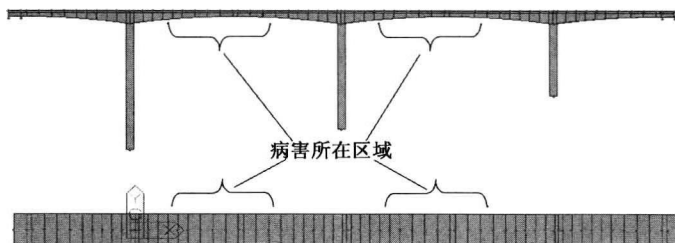


图 6-27 平面杆系结构离散图



## (2) 施工阶段划分

施工阶段的划分见表 6-5。

施工阶段划分

表 6-5

施 工 阶 段	施 工 内 容	施 工 阶 段	施 工 内 容
1	浇筑桥墩单元	22	张拉预应力束
2	浇筑 0 号块	23	移动挂篮
3	浇筑 1 号块	24	浇筑 8 号块
4	张拉预应力束	25	张拉预应力束
5	安装挂篮	26	移动挂篮
6	浇筑 2 号块	27	浇筑 9 号块
7	张拉预应力束	28	张拉预应力束
8	移动挂篮	29	移动边跨侧挂篮、制作导梁并压重
9	浇筑 3 号块	30	浇筑边跨现浇段
10	张拉预应力束	31	边跨压重
11	移动挂篮	32	浇筑边跨合龙段、卸压重
12	浇筑 4 号块	33	张拉预应力束
13	张拉预应力束	34	拆除边跨导梁
14	移动挂篮	35	拆除一个中跨挂篮,移动另一个中跨挂篮
15	浇筑 5 号块	36	中跨压重
16	张拉预应力束	37	浇筑中跨合龙段、卸压重
17	移动挂篮	38	张拉中跨预应力束 Z1~Z5
18	浇筑 6 号块	39	拆中跨挂篮
19	张拉预应力束	40	上二期恒载
20	移动挂篮	41	张拉中跨预应力束 Z6~Z10
21	浇筑 7 号块		

其中与箱梁底板发生崩裂有关的计算阶段为第 38、40、41 施工阶段。

## (3) 施工阶段验算

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 7.2.8 条,在预应力和构件自重等施工荷载作用下截面边缘混凝土的法向应力应符合下列规定。

压应力:

$$\sigma_{cc} \leq 0.70 f'_{ck} = 0.7 \times 32.4 = 22.68 (\text{MPa})$$

拉应力:

当  $\sigma_{cc} \leq 0.70 f'_{ck} = 0.7 \times 2.65 = 1.855 (\text{MPa})$ , 预拉区配置的纵向钢筋配筋率不小于 2%。

本桥计算施工阶段较多,与箱梁崩裂有关的阶段有第 38 阶段:张拉中跨预应力束 Z1~Z5;第 40 阶段:上二期恒载;第 41 阶段:张拉中跨预应力束 Z6~Z10,故只列出这三个阶段的计算结果,如图 6-28~图 6-33 和表 6-6 所示。



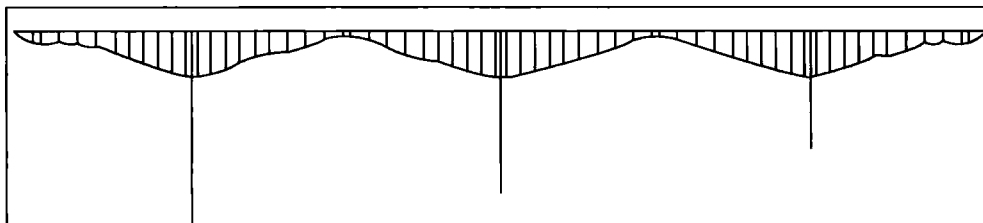


图 6-28 张拉中跨预应力束 Z1~Z5 后主梁上截面边缘混凝土法向应力(单位:MPa)(累计值)  
(最大值: -15MPa;最小值: -1MPa)

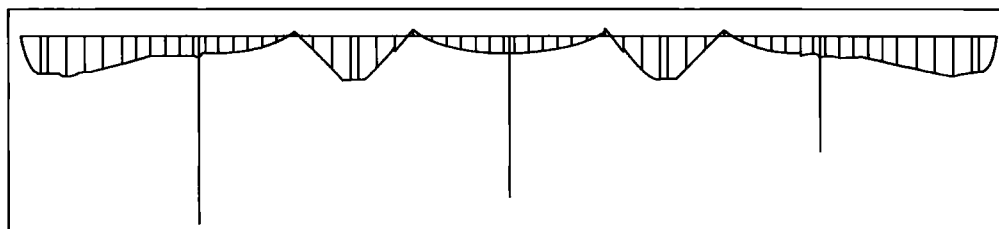


图 6-29 张拉中跨预应力束 Z1~Z5 后主梁下截面边缘混凝土法向应力(单位:MPa)(累计值)  
(最大值: -9MPa;最小值: 1MPa)

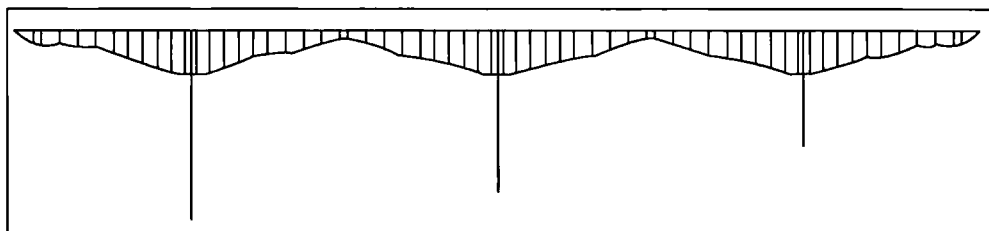


图 6-30 上二期恒载后主梁上截面边缘混凝土法向应力(单位:MPa)(累计值)  
(最大值: -13MPa;最小值: -2MPa)

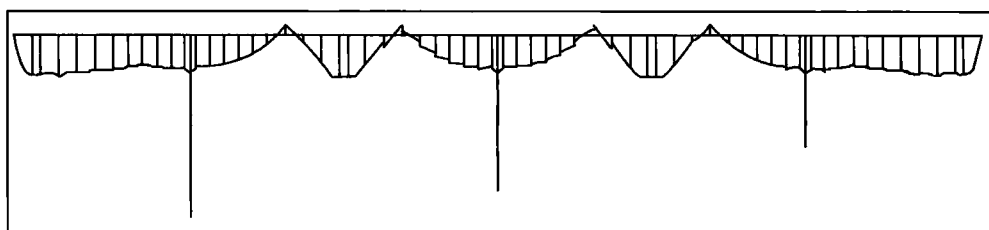


图 6-31 上二期恒载后主梁下截面边缘混凝土法向应力(单位:MPa)(累计值)  
(最大值: -7.5MPa;最小值: 1.6MPa)

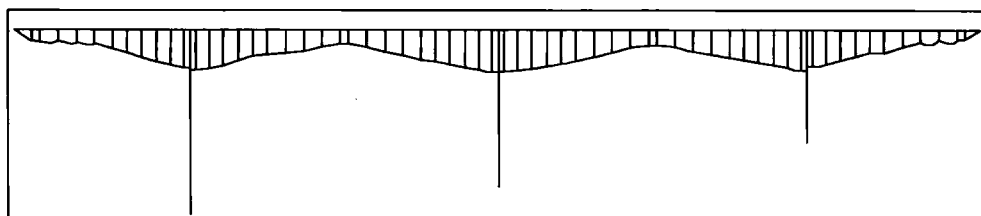


图 6-32 张拉中跨预应力束 Z6~Z10 后主梁上截面边缘混凝土法向应力(单位:MPa)(累计值)  
(最大值: -15MPa;最小值: -5MPa)

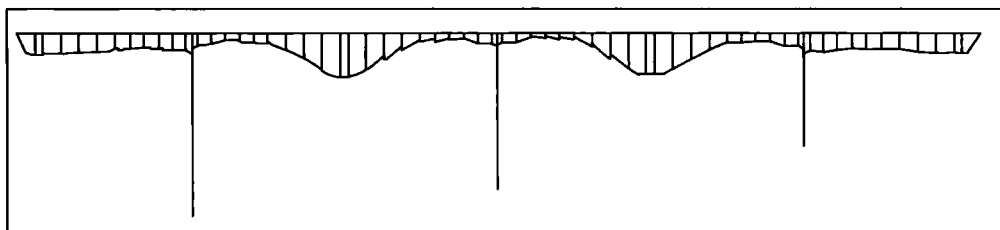


图 6-33 张拉中跨预应力束 Z6~Z10 后主梁下截面边缘混凝土法向应力(单位:MPa)(累计值)  
(最大值: -13MPa; 最小值: -1MPa)

施工阶段截面上下缘最大应力(单位:MPa)(累计值)

表 6-6

施 工 阶 段	上缘最大 压应力	上缘最大 拉应力	下缘最大 压应力	下缘最大 拉应力	容许最大 压应力	容许最大 拉应力	是否 满足
张拉中跨预 应力束 Z1~Z5	-15	-1	-9	1	-22.68	1.855	是
上二期恒载	-13	-2	-7.5	1.6	-22.68	1.855	是
张拉中跨预 应力束 Z6~Z10	-15	-5	-13	-1	-22.68	1.855	是

从表 6-5 可以看出,施工阶段主梁截面边缘混凝土的法向应力均满足规范要求。

### 3) 空间 BridgeKF 程序检算

#### (1) 结构离散

结构离散图见图 6-34。

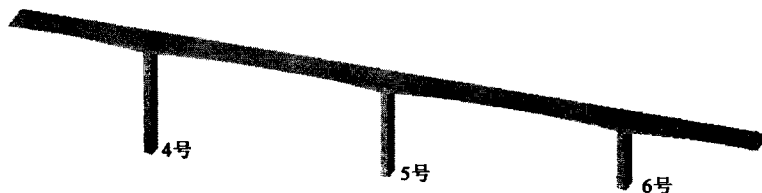


图 6-34 全桥结构离散图

#### (2) 主梁应力

施工阶段划分和规范要求同平面模型一致。本桥计算施工阶段较多,但与箱梁崩裂有关的阶段只有第 38 阶段:张拉中跨预应力束 Z1~Z5;第 40 阶段:上二期恒载;第 41 阶段:张拉中跨预应力束 Z6~Z10,故只列出这三个阶段的计算结果。如图 6-35~图 6-46 和表 6-7~表 6-9 所示。

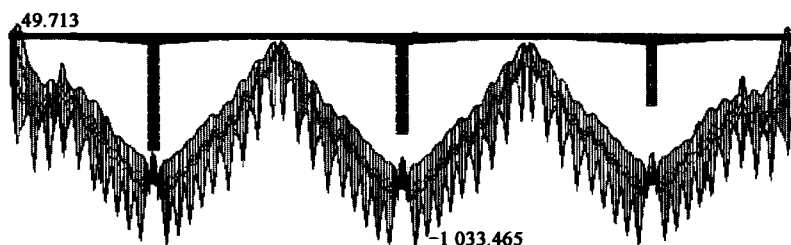


图 6-35 张拉中跨预应力束 Z1~Z5 后主梁顶面正应力  $\sigma_x$  (单位:0.01MPa)

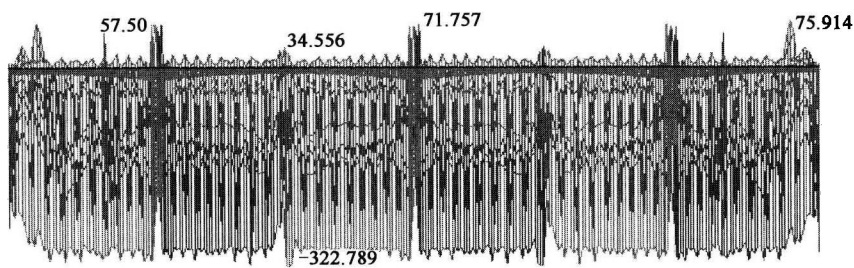


图 6-36 张拉中跨预应力束 Z1~Z5 后主梁顶面正应力  $\sigma_y$  (单位: 0.01MPa)

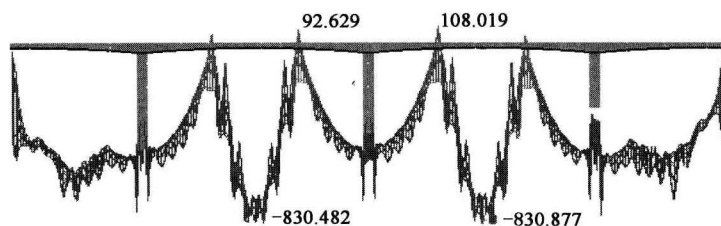


图 6-37 张拉中跨预应力束 Z1~Z5 后主梁底面正应力  $\sigma_x$  (单位: 0.01MPa)

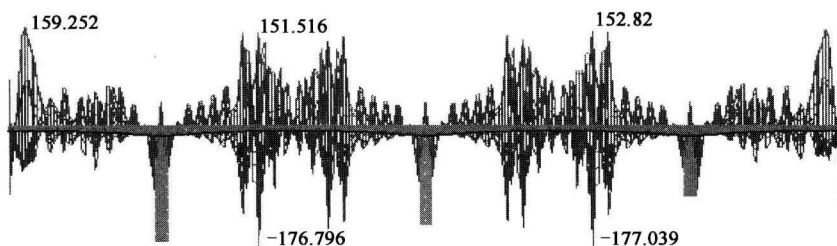


图 6-38 张拉中跨预应力束 Z1~Z5 后主梁底面正应力  $\sigma_y$  (单位: 0.01MPa)

施工阶段截面上下缘最大正应力 (MPa)

表 6-7

应 力	上缘最大 压应力	上缘最大 拉应力	下缘最大 压应力	下缘最大 拉应力	容许最大 压应力	容许最大 拉应力	是否满 足要求
张拉中跨预 应力束 Z1~Z5	-10.33	0.76	-8.31	1.59	-22.68	1.855	是
空间位置	5 号墩顶 根部	边跨合龙 段附近	中跨跨中	边跨合龙 段附近	—	—	—

注: 部分应力集中点忽略不计。

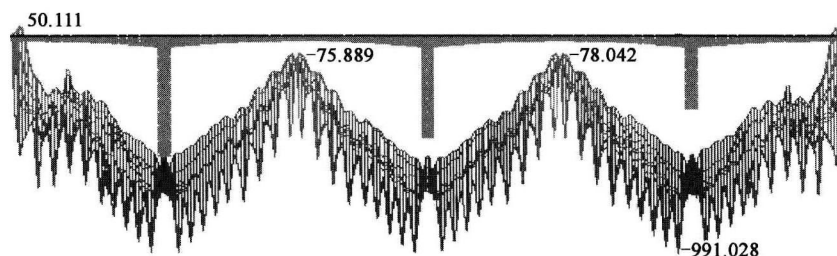
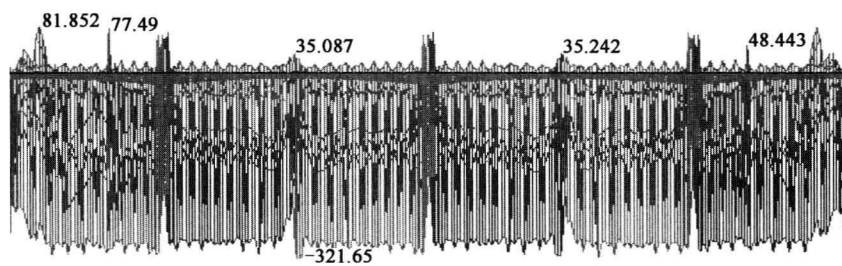
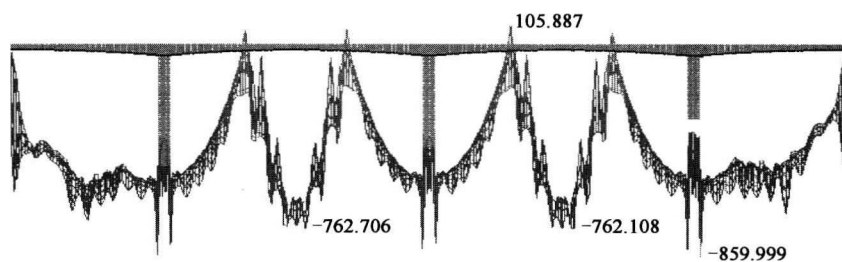
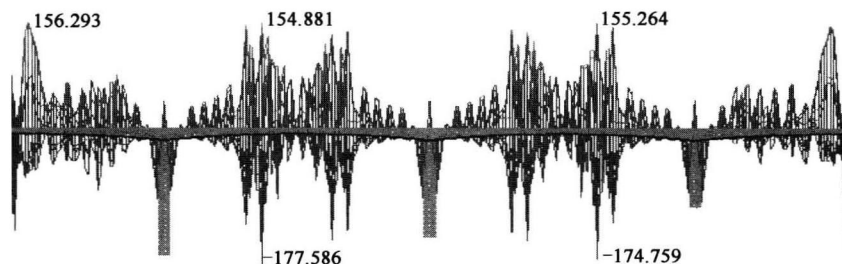


图 6-39 上二期恒载后主梁顶面正应力  $\sigma_x$  (单位: 0.01MPa)

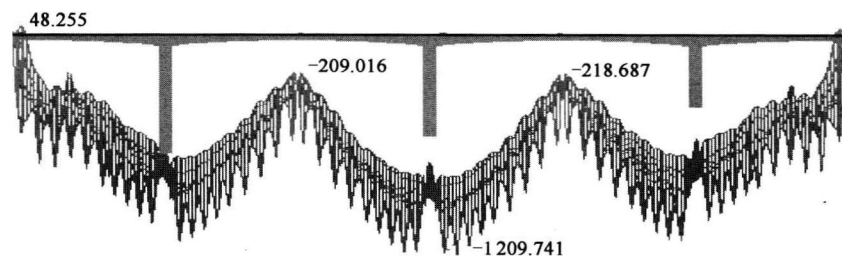
图 6-40 上二期恒载后主梁顶面正应力  $\sigma_y$  (单位: 0.01MPa)图 6-41 上二期恒载后主梁底面正应力  $\sigma_x$  (单位: 0.01MPa)图 6-42 上二期恒载后主梁底面正应力  $\sigma_y$  (单位: 0.01MPa)

施工阶段截面上下缘最大正应力 (单位: MPa)

表 6-8

应 力	上缘最大 压应力	上缘最大 拉应力	下缘最大 压应力	下缘最大 拉应力	容许最大 压应力	容许最大 拉应力	是否满 足要求
上二期恒载	-9.91	0.82	-8.60	1.56	-22.68	1.855	是
空间位置	6号墩 顶根部	边跨现浇 段附近	6号墩 顶根部	边跨合龙 段附近	—	—	—

注: 部分应力集中点忽略不计。

图 6-43 张拉中跨预应力束 Z6~Z10 后主梁顶面正应力  $\sigma_x$  (单位: 0.01MPa)

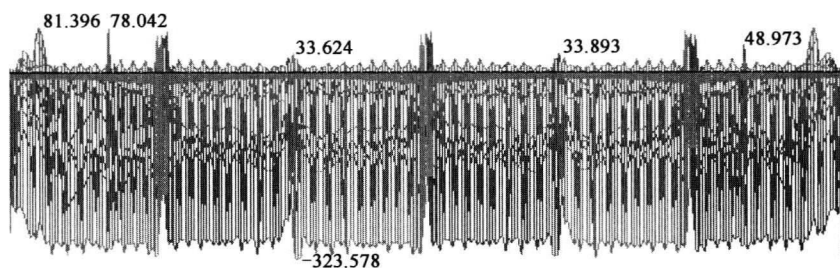


图 6-44 张拉中跨预应力束 Z6~Z10 后主梁顶面正应力  $\sigma_y$  (单位: 0.01MPa)

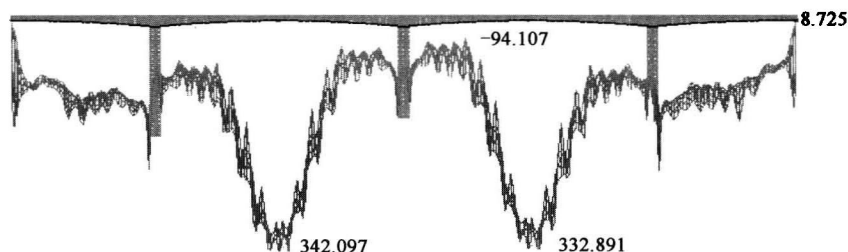


图 6-45 张拉中跨预应力束 Z6~Z10 后主梁底面正应力  $\sigma_x$  (单位: 0.01MPa)

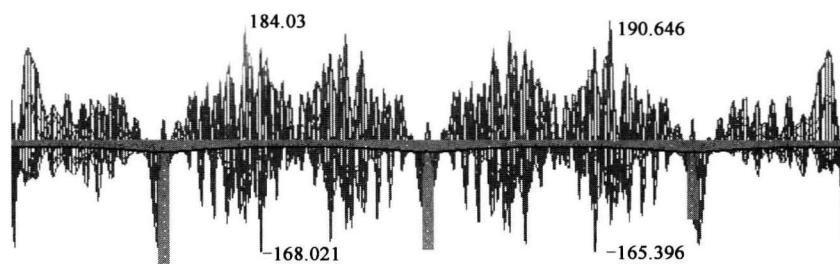


图 6-46 张拉中跨预应力束 Z6~Z10 后主梁底面正应力  $\sigma_y$  (单位: 0.01MPa)

施工阶段截面上下缘最大正应力 (MPa)

表 6-9

应 力	上缘最大 压应力	上缘最大 拉应力	下缘最大 压应力	下缘最大 拉应力	容许最大 压应力	容许最大 拉应力	是否满足 要求
张拉中跨预 应力束 Z6~Z10	-12.10	0.81	-13.42	1.91	-22.68	1.855	否
空间位置	5号墩顶 根部	边跨现浇 段附近	中跨跨中	中跨 1/4 跨 径附近	—	—	—

注:部分应力集中点忽略不计。

### (3)结论

第一 T 构施工过程中第 38 阶段:张拉中跨预应力束 Z1~Z5;第 40 阶段:上二期恒载;第 41 阶段:张拉中跨预应力束截面 Z6~Z10 最大应力结果见表 6-7~表 6-9。其中,上下缘的最大压应力和主压应力都发生在顺桥向,最大拉应力和主拉应力都发生在横桥向。从结果可以看出,在张拉中跨预应力束 Z6~Z10 后,横桥向下缘最大拉应力不满足要求。

### 4)崩裂成因总结

采用平面杆系有限元程序进行计算,不能准确反映箱梁的空间应力状态。当底板较宽、剪



力滞效应显著和纵向钢束横向分布不均匀时,按平面杆系计算的应力与实际应力有较大出入。正如本例中所显示出的一样,在平面模型检算结果中表明,该结构在施工过程中各部分应力均满足规范要求,然而采用空间模型进行施工阶段验算时,结果表明在施工过程中主梁结构最大主应力为 1.91MPa(大于容许应力 1.855MPa),即在施工阶段主梁下缘主拉应力过大。引起主拉应力过大的根本原因是底板横向  $\sigma_y$  大,这一点在弯桥和宽桥时尤为明显,应引起重视。

#### 5) 底板崩裂防治措施

- (1) 计算分析应尽可能采用空间程序,以空间  $\sigma_1$  满足要求为准;
- (2) 梁底曲线应尽可能选择较平缓的线形;
- (3) 合龙二期钢束预应力度应合理,不应过度追求较大的预压应力,以减小径向力;
- (4) 合龙钢束布置应有合理的间距,避免局部应力过大;
- (5) 跨中附近底板厚度宜适当加厚,以降低主拉应力;
- (6) 合理设置底板箍筋的间距和直径,使防崩钢筋与构造钢筋连接牢固;
- (7) 施工中应准确定位波纹管,避免出现大的转角。
- (8) 加强施工监控力度,减少合龙段两端高差。

## 6.6 施工控制方法

### 6.6.1 概述

施工控制是确保大跨径桥梁施工安全、线形准确的必要手段。无论斜拉桥、悬索桥、拱桥和连续刚构一般都要做施工控制。这主要是因为任何桥梁施工,特别是大跨径桥梁施工,都是一个系统工程,在实施过程中会受到各种不确定因素的影响,这些因素包括设计参数与实际情况的差异、材料性能的差异、施工精度偏差、荷载(温度、自重等)偏差等。如果不从这些失真的参数中找出相对真实之值进行修正调整,那么结构中要么存在安全隐患,要么没施工完就出现事故。加拿大魁北克桥突然坠落就是一个惨痛的教训。如果当时采用了施工控制手段,在内力较大的杆件中布置应力监测点,一旦发现内力异常及时停工检查,就不会出现突然坠落事故。

国内近几年对于大桥已全面开始实施施工控制,几乎单跨百米以上的大桥都要做施工控制,弯桥也不例外。目前实际中大跨径弯桥主要是弯连续刚构桥,其平曲线半径大多超过 1 000m。半径超过 1 000m,虽有弯桥效应,但不显著,因此实际施工控制大多采用与直桥一样的控制计算方法,即采用平面杆系计算。但对于平曲线半径小于 1 000m 的弯桥,若仍采用平面程序计算,其结果将产生较大的误差,尤其是当扭转预拱度数值相当大时。

### 6.6.2 控制目的和内容

弯连续刚构桥是一种多次超静定结构,其理想的几何线形和合理的内力状态不仅与设计有关,而且还依赖于科学合理的施工方法,依赖于施工过程中对挠度、应力的正确控制。如何



通过施工浇筑过程中的控制以及主梁高程调整来获得预先设计的应力状态和几何线形,是施工中非常关键的问题。

根据连续刚构的结构特点和施工方法,其监控内容和目的如下:

(1)结构线形监控。结构线形包括墩身线形和箱梁线形两部分。箱梁线形,由于桥是弯桥,平面线形和高程线形同样重要。线形监控的目的是通过数据处理、预测分析和实时调整,达到大桥实际线形尽可能地吻合设计线形。

(2)结构应力监控。结构应力同样包括墩身应力和箱梁应力两部分。应力监控的目的是保证大桥各部分应力状况符合设计要求,从而保证大桥安全施工,并为今后运营阶段的长期监控做准备。

(3)温度监控。温度监控包括两部分内容:箱梁温度—挠度关系曲线的实际观测和箱梁温度场观测。前者为确定立模高程提供温度修正依据;后者为合龙提供可靠温度。

(4)三个试验监控。

①混凝土材性试验

督促施工单位按时做混凝土弹性模量  $E$  (7d、14d、28d、60d)、重度  $\gamma$  现场试验。实测的  $E$ 、 $\gamma$  及时提供给监控单位,调整计算参数。

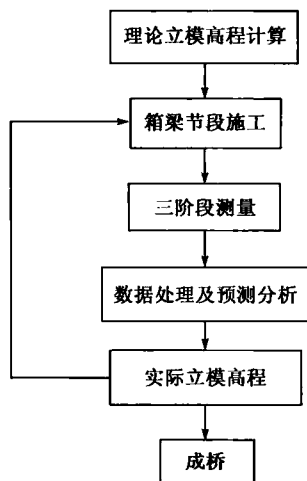
②管道摩阻系数试验

对于弯桥,预应力管道摩阻损失比直桥大,故应取不同长度的预应力束做摩阻损失试验,其目的一是校核设计值,二是给今后的相关设计提供参照。如果采用塑料波纹管真空压浆技术更应该做这项试验。管道摩阻系数试验由监控单位会同施工单位共同完成。

③挂篮压载试验

挂篮试验是悬臂施工前必做的一项工作,主要目的是消除非弹性变形和获得挂篮刚度、强度实测数据,尤其是刚度数据即挂篮承重变形曲线对监控立模高程的修正至关重要。这项工作由施工单位自行完成,监控单位验收。

### 6.6.3 线形控制方法



大跨径桥梁的上部结构线形施工监控,一般有两种方法:①无应力状态控制法,即根据各构件无应力构形唯一确定的特性,通过控制施工过程各阶段的构件无应力长度来实现成桥线形的最终控制;②应用现代控制理论中的自适应控制方法,即对施工过程的高程和内力的实测值与预测值进行比较,对桥梁结构的主要参数进行识别,找出产生偏差的原因,从而对参数进行修正,达到控制的目的。这两种监控方法在实际应用中,前一种主要应用于较为复杂的斜拉桥施工控制,后一种主要应用于较为简单的连续刚构桥施工控制。在自适应控制方法中预测梁体节段高程时,可以采用多种方法,如 Kalman 滤波法、灰色理论、最小二乘法等。这些方法的主要思路是在施工过程中,对产生主梁线形偏差的因素进行跟踪控制,随时纠偏,使梁体线形最终达到理想状态。

上部结构线形监控的主要步骤如图 6-47 所示。

图 6-47 高程监控监测的主要步骤



### 1) 监控计算

一般直桥施工控制结构计算主要过程是,按施工过程划分计算阶段,一般以箱梁悬臂施工节段为主,一个施工节段中根据监控需要再划分三个阶段,即挂篮移动、上二期恒载、张拉预应力束。计算输出结果有单项目移和应力、累计位移等。对于弯桥计算,除常规内容外,主要计算结构扭转位移,如果扭转累计位移有相当数值,则需要设置扭转预拱度。如果墩身横向累计位移也有相当数值,也须设置墩身横向预拱度。对于弯桥来说,结构计算最主要的目的是得到这两个预拱度数值,然后根据这两个数值大小决定是否在实际施工中设置。

### 2) 理论立模高程计算

箱梁理论立模高程的计算是做好监控的基础。一般情况,在计算立模高程的同时应给出三条结构高程曲线:设计曲线、目标曲线和预拱度曲线。设计曲线是指大桥的设计线形;目标曲线是指将长期收缩徐变和运营活载影响值叠加到设计曲线后的曲线;预拱度曲线则是各施工阶段累计位移反号叠加到目标曲线后的曲线。

目标曲线的确定十分重要。因为长期徐变作用使跨中挠度增大,这个问题是大跨径连续刚构桥设计与施工值得注意的。如果长期徐变计算分析不准,跨中预抛高值设置不当,运行一两年后,跨中线形会明显下垂。国内不少连续刚构桥建成不久后就出现塌腰的现象就是这个原因。因此,对跨中预抛高值的设置(目标曲线)应当给予充分的重视。一般做法是各跨跨中预抛高值由设计单位根据计算结果给出,然后按二次抛物线过渡,并叠加到设计线形上,最终形成目标线形。监控单位的职责是校核预抛高值,给出校核意见。由于长期徐变很难计算准确,因此在实际操作中,往往要参照已建成的同等跨径桥的预抛高值数据。

监控单位根据预拱度曲线可以得到箱梁各节段的理论立模高程。计算预拱度曲线应考虑施工阶段、自重、温度、收缩徐变、挂篮和预应力等作用,所采用的结构材料参数应按实测数值,比如弹性模量  $E$  和重度  $\gamma$ 。

箱梁悬浇段的各节段立模高程可参考下式确定:

$$H_i = H_0 + f_i + f_{1m} + f_m + F_x$$

式中:  $H_i$ ——待浇筑段箱梁底板前端点处挂篮底模板高程(张拉后);

$H_0$ ——该点设计高程;

$F_x$ ——本施工段及以后浇筑的各段对该点挠度影响值,该值由设计提供,但须实测后进行修正,修正值为设计值的 0.6~0.9;

$f_{1m}$ ——本施工段顶板纵向预应力束张拉后对该点的影响值,由设计提供,但须实测后进行修正,修正值为设计值的 0.8~1.0;

$f_m$ ——挂篮弹性变形对该施工段的影响值,在挂篮设计和加载试压后得出;

$f_i$ ——由徐变、收缩、温度、结构体系转换、二期恒载、活载等影响产生的挠度计算值,其中徐变、收缩值可按一个月内完成的节段考虑,如一个月浇筑四节段,则其值分别按前四段的理论计算值的 0.25、0.1、0.07、0.05 计算,此值在昼夜平均气温为 15℃ 以下时接近实际,当气温在 20℃ 以上时明显偏小,须进行修正。

### 3) 箱梁节段施工和三阶段测量

在箱梁悬臂节段施工中,正确确定测量阶段很有必要。一方面测量阶段不能过多,多





了既影响施工进度又不易处理数据;另一方面测量阶段也不能过少,少了则不能全面反映箱梁变形情况,给分析提供立模高程带来困难。经过大量实践,采用三阶段测量(图 6-48)较为合理。

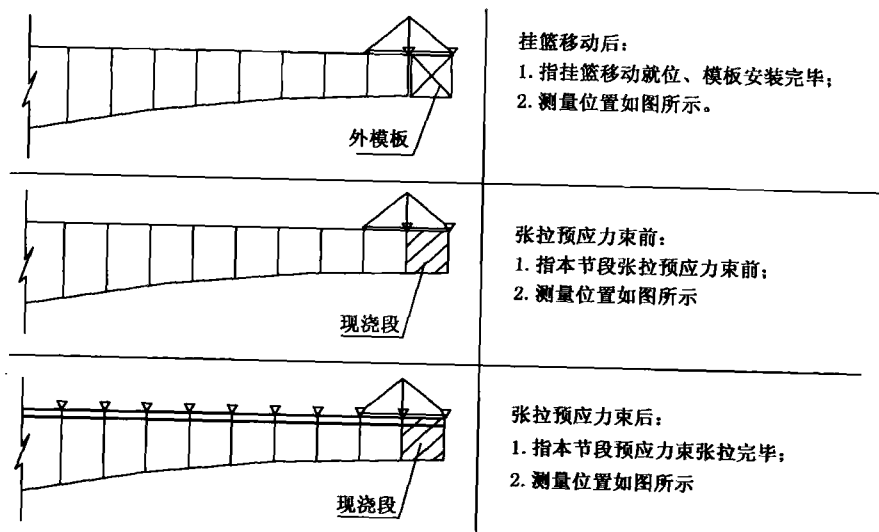


图 6-48 三阶段测量示意图

第一阶段:挂篮移动后,测现浇段;

第二阶段:张拉预应力束之前,测现浇段;测已浇段的目的是主要为分析线形。

第三阶段:张拉预应力束之后,测现浇段和已浇段。

#### 4) 数据处理、预测分析和立模高程

数据处理和预测分析是监控的关键技术。在分析数据时重点考虑影响高程数值的主要因素有:①挂篮变形误差;②桥面临时荷载影响;③结构刚度误差;④温度影响;⑤张拉预应力误差;⑥模板定位误差等。悬臂长度不同,影响因素的量值也不同。监控单位根据实际施工进度,通过数据处理和预测分析,给施工单位发出立模高程指令。

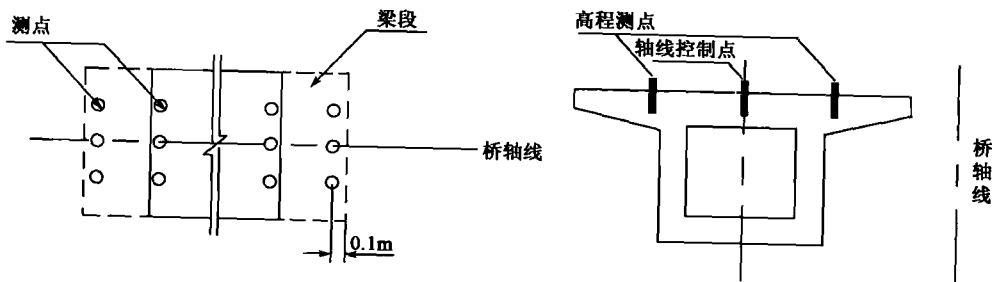


图 6-49 测点布置图

#### 5) 测点布置

测点纵向位置:距现浇段前端 10cm。

测点横向位置:截面由箱中间向两边 3.5m。测点桩用  $\phi 20$  钢筋制作,同时露出混凝土面



高度控制在 2cm 左右,顶端要求打磨。

#### 6) 线形控制精度

平面线形:中轴线偏差 $<1\text{cm}$ 。

高程线形:箱梁施工完成后裸梁顶面高程与对应设计目标高程高差 $\pm 3\text{cm}$ ;箱梁合龙前合龙段两侧箱梁相对高差 $<1\text{cm}$ 。

### 6.6.4 应力和温度控制方法

#### 1) 应力控制方法

国内桥梁结构应力监控的做法基本上都是在应力控制断面上预埋应力传感器,然后随施工进度分阶段测量其瞬间效应差、分析实测值与理论值差异,最后确定结构是否安全。应力监控的主要流程如图 6-50 所示。

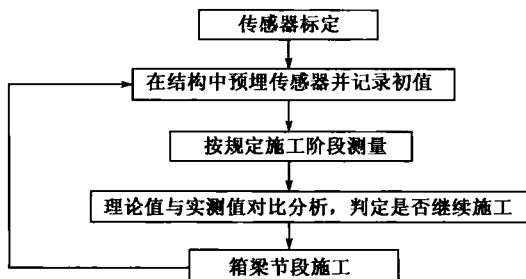


图 6-50 应力监控监测流程

应力控制的关键是要做好以下几方面的工作。

#### (1) 正确选择传感器类型

目前应力传感器种类繁多、功能各异,在满足功能的前提下,选择传感器主要是看稳定性,因为传感器是预埋在混凝土中,成活后需要测量的时间很长,因此必须稳定可靠。另外,传感器最好有记忆功能,可以避免导线被接错。这个功能在实际操作中十分有用,因为施工过程情况复杂,极易将导线砸断,若传感器有记忆功能则很方便恢复接线。

#### (2) 应力控制断面的选择

不同的桥对应力控制断面的选择要求不一样。对于大跨径桥可能选择的断面多一些,小跨径桥选择的断面少一些。无论跨径大小,一般根部断面都要选择,因为根部断面在整个悬浇过程中应力最大,必须给予控制。除根部断面外,根据需要可选择跨中、 $1/4$  跨等位置。有时根据运营监控需要,布置的断面会更多一些。

图 6-51 为应力监控断面示例。

#### (3) 实测应力数据

实测应力数据关键要做好以下几点:①精心准备,认真预埋,保证传感器的成活率;②测量要多次,数据处理要及时,不放过任何可疑的数据;③对温度和徐变影响要有充分的理论计算准备。

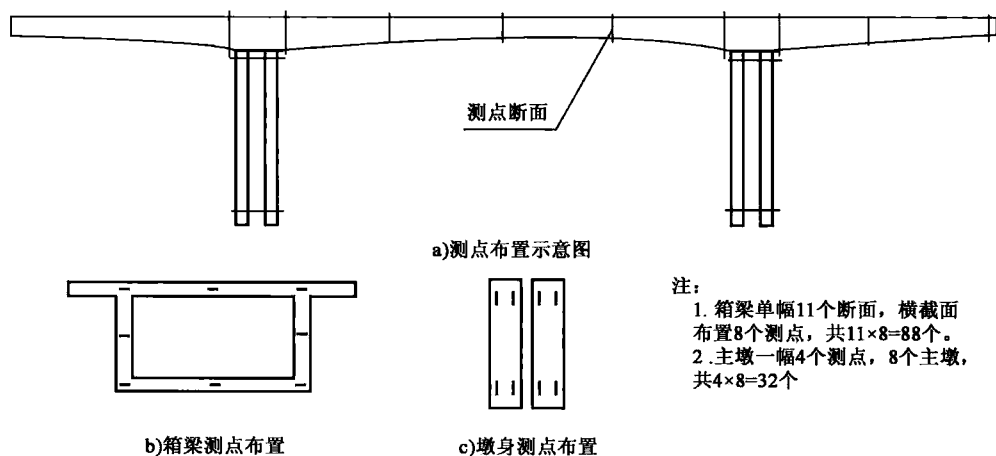


图 6-51 应力监控断面示例

## 2) 温度控制方法

温度对箱梁挠度的影响不可忽视已成定论。由于温度的变化,会使悬臂箱梁产生较大的挠度变形,如虎门辅航道桥温度最大影响量 4cm,杭州下沙大桥温度最大影响量 3.8cm。如此大的数值会直接影响立模高程的准确性。因此对温度影响要给予充分的重视。

温度监测一般分两部分:①箱梁温度—挠度关系曲线的观测;②箱梁温度场观测。

箱梁温度—挠度关系曲线的观测是通过一天中间隔两个小时的连续观测找到温度变化与高程之间的关系,从而根据立模时的温度对立模高程进行修正。由于悬臂浇筑初期梁段受温度影响较小,故箱梁温度—挠度关系曲线的实际观测一般放在箱梁悬臂较长时做。箱梁温度—挠度关系曲线的观测是很重要的环节,不可忽视。采用观测数据与理论值对比的方法,确定最终关系曲线。

箱梁温度场观测主要是通过箱梁内埋置温度感应元件,获得桥位地区箱梁随温度变化的温度场,为合龙以及运营阶段分析温度作用提供实测数据。温度感应元件埋设断面示意图如图 6-52 所示。

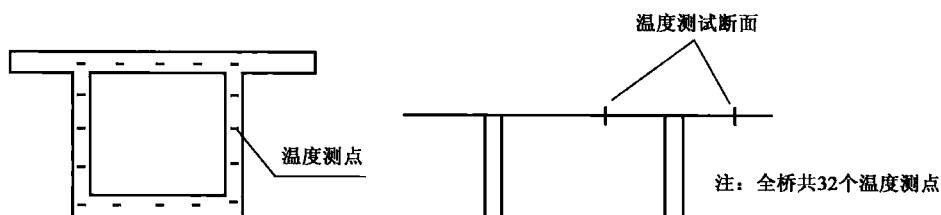


图 6-52 温度测量位置示意图

箱梁温度场观测选在有代表性的天气进行,每个月选两天:一个阴天,一个晴天。一天中的观测时间安排如下:从早晨 6:00 开始,一个小时一次,直到晚上 6:00 为止。



### 6.6.5 影响控制的主要因素

误差分析是施工监控的难点,也是施工监控三大系统中相对最不成熟的部分,主要原因是影响测试数据的因素比较多,比如结构刚度、临时荷载、日照影响等。正确分析这些因素是做好施工控制的前提。

#### 1) 结构刚度误差

引起结构刚度误差的因素,对于大跨径钢斜拉桥来说主要是由于拉索的非线性变化造成的。如果整体刚度提高,虽然悬臂拼装过程中主梁变形量会减小,但是,张拉斜拉索过程中变形量也会减小。所以,结构刚度误差对施工控制质量的危害不大。

#### 2) 桥面临时荷载影响

桥面临时荷载的影响类似于混凝土超方,既存在对称荷载,也存在单侧荷载。桥面临时荷载可分为两类:第一类相对固定,如卷扬机、吊索机、施工简易房等;第二类比较随机,如桥面上堆放的型钢、零件等。由于桥面荷载随机性较大,只能通过实地观察,估计桥面荷载的大小以及位置,在计算数据中考虑。如果能准确估计第一类荷载的大小,并且随时记录第二类荷载堆放的时间和大小,是能够在计算中消除此类误差的。由于临时荷载是随机的,如果把每一种荷载影响作为荷载工况输入跟踪计算并不方便。一般情况下,可先进行试算,将各种荷载影响的结果算出,作为修正值现场修正会比较方便。

当结构处于悬臂状态时,桥面临时荷载的影响是随机的,所以较难掌握。在施工过程中,要加强施工管理,除了必须的施工设备外,对于无用的设备及时清理,并尽可能保持桥面荷载的平衡性。在计算中要考虑临时荷载的影响,特别是在挂篮定位时要将不平衡的临时荷载影响排除。

#### 3) 温度影响

温度影响是施工控制中较难掌握的因素,这主要是因为温度始终变化无常,而且在同一时刻,结构各部分也存在温差。所以,在结构计算中一般不把温度影响作为单独工况,而是将温度影响单独列出,作为修正。温度测量也比较困难,一般情况下,只能测气温,而气温和结构温度是有很大差别的。

温度影响产生桥梁挠度变化有两种情况:均匀温差、箱梁内外侧的相对温差。温度变化虽然随时存在,但其对施工控制的危害主要表现在拼装定位时,选择夜间或者早晨进行拼装定位比较合适。温度影响变化无常,每座桥都有各自特点,所以施工控制前必须加强观测,及时掌握规律,尽可能排除温度影响。如果能掌握温度引起挠度的变化规律,可以将拼装定位安排在任意的时间进行,对于加快施工进度是有好处的。

#### 4) 施工方案变化

施工控制是个连续的过程,任何后期荷载的影响或者施工方案的改变都会影响桥梁的线形和内力,所以,当施工方案确定后,一般情况下,施工程序不再改变,如果要改变施工方案,则施工控制程序也作相应调整。施工方案的改变对施工控制影响比较大,它不但影响主梁的线形,同时对结构内力也有影响。施工方案的改变主要是管理上的问题,必须加强施工上的管理,对施工中出现的問題要有预见性,施工控制小组也要对可能出现的问题提出预案,避免出现措手不及的情况。施工方案临时改变的情况应尽量避免。



## 本章参考文献

- [1] 邵容光,夏淦. 混凝土弯梁桥. 北京:人民交通出版社,1994.
- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD bridge design specifications. 2004.
- [3] CAN/CSA-S6-06. Canadian highway bridge design code. 2006.
- [4] 郭金琼. 箱形梁设计理论. 北京:人民交通出版社,1991.

## 第 2 篇 高 墩



## 第 7 章 高墩发展概况

### 7.1 概 述

桥墩是桥梁的重要组成部分,除简支梁桥只需要桥台外,其他连续梁(包括桥面连续)、连续刚构等为了实现其跨越长度都不可避免地要设置桥墩。桥墩的高矮与地形有关,那么桥墩高度达到多少叫做高墩呢?在西部课题“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”中,对高墩规定了一个范围,即墩高超过 60m 为高墩,笔者认为此范围比较确切。我国西南西北山岭重丘区以及广东、福建、湖南、湖北等部分山区修建的墩高有可能超过 60m,其余地区的墩高一般都低于 60m。把墩高与山岭重丘区联系起来是正确的。

设置高墩与路线等级也有关系。低等级路由于线形要求不高,跨越深沟壑的可能性不大,故不需要设置高墩,或者可以通过选线避开;而山区高等级公路设置高墩是不可避免的。因此高墩发展与高等级公路的发展密切相关,至少国内情况是这样。我国高墩绝大部分都是 20 世纪 90 年代后建成的,其中几座超过 150m 的高墩都是 2000 年后建成的。当时贵州坝陵河大桥的初步设计方案曾做过一个 250m 墩高的连续刚构桥方案,后来虽然没有实施,但说明在某些特定地形条件下,修建 200m 左右的高墩是有可能的。贵州设计的一座连续刚构桥——毕节至威宁高速公路赫章特大桥,墩高达 195m,是目前国内已查到文献中墩身最高的。

超过 120m 的高墩几乎都会随着工程项目而展开试验研究,其中研究规模最大的是西部课题“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”,该项目研究给我们进行高墩设计与施工的学习和研究提供方向。

本章主要从总体发展、试验研究和工程实例三个方面加以阐述。其中“试验研究”和“工程实例”两节是在大量高墩试验和高墩工程实例中筛选出来的。收录的试验和工程实例虽然不多,但具有代表性。通过它们可窥见高墩的发展历程。

### 7.2 总体发展

桥墩作为桥梁的下部结构,其主要作用是承受上部结构的荷载,并将此荷载及其本身的重力传给基础。作为多跨桥梁的中间支撑结构物,它除了要承受上部结构荷载外,还可能承受水流、风力、冰荷载以及桥下交通工具的撞击力等。因此,桥墩不仅自身应具有足够的强度、刚度和稳定性,而且对地基的承载能力、沉降量,地基与基础之间的摩擦力等也提出了一定的要求,以避免有过大的水平位移、转动或沉降。这一点对超静定结构尤为重要。





随着桥梁建设事业的迅速发展,要求桥梁的架设能够适应各种地形和地质条件。如路线需要通过深沟峡谷或大型水库的桥梁,往往采用大跨径桥梁跨越。但受到经济技术条件的制约,不当的加大跨度并不是有利的,若采用高墩桥往往能使桥型更为经济合理。高墩不仅存在常规桥墩的受力特性,而且高墩的稳定性问题显得尤为突出,这也成为近些年来工程界热议的话题。

### 7.2.1 国内高墩发展概况

新中国成立后国内铁路桥梁技术的发展先于公路桥梁,在建国初期铁路桥梁建设中,高墩的设计逐步成为一个重点研究的问题。20世纪70年代,铁路部门用滑动模板修建了60m以上的空心墩19个,其中截面多数为圆形,并设置有横隔板。襄渝线紫阳汉江大桥三号墩墩高达72.4m,是20世纪70年代已建成的最高空心桥墩。1984年建成的西北罕井至东坡矿铁路线的白水河一号桥,墩高达75m。在20世纪80年代和90年代建成的侯月线海子沟大桥,最大墩高达81m。兰新线铁境山支线北大河一号桥,墩高69.1m,为已建成的最高实体桥墩。

随着铁路建设事业的发展,山区铁路要求修建更多的高桥,桥墩的高度逐步增加,当墩高超过40m时,设计中要求的墩身尺寸很大,混凝土数量很多,实体墩已经显得很不适应。20世纪60年代中期,我国相继建成了一些空心墩,这种桥墩的出现,显示出很大的优越性,由于滑动钢模板的使用,施工技术不断发展,促进了空心墩的推广,经过一些科学研究、模型试验、实桥测试,表明空心墩有效地实现了桥墩的轻型化,有很好的力学性能,可适用于很高的桥墩,是铁路建设科技进步的成果。在20世纪70年代后期以前,混凝土高墩采用墩壁厚度多为50~80cm,并在墩壁表面加设构造钢筋,一般设置横隔板或纵隔板来建造高墩。随后,墩身多采用较薄的钢筋混凝土,设内外两层钢筋,一般均不设隔板,这样,不仅方便施工,而且进一步省工省料,降低了工程造价。空心墩在有船、筏和漂流物或受冰压力的河流上,一般不宜采用,以防撞击和磨损墩壁而导致破坏。但根据河流的具体情况,采用部分实体墩身等措施,通过技术经济比较后,仍可采用空心墩。成昆铁路线上出现不少高墩桥梁,并曾列专项进行研究。

相比铁路桥梁,公路高墩桥梁的发展相对滞后。但是在新中国成立以后,尤其是改革开放以后,我国公路桥梁建设事业得到了迅猛发展。西部大开发十余年来,西部山区的公路建设取得了举世瞩目的成就。西部地区的初步调查表明:在已建成或正在设计规划中的高等级公路中,墩高超过40m的高墩桥梁占桥梁总数的40%以上。其中陕西科委项目“高墩大跨连续刚构应用研究”中对高墩进行了研究,发表过专著。

表7-1中列举了公路桥梁中墩高超过百米的主要工程实例。

我国百米以上高墩桥梁

表 7-1

编号	所在地与桥名	墩高(m)	桥墩形式	上部结构形式	主跨(m)	建成年份
1	四川腊八斤沟特大桥	182.5	钢管混凝土组合柱	连续刚构	200	在建
2	湖北龙潭河大桥	179	双肢变截面空心墩	连续刚构	200	2007
3	陕西五里坡特大桥	153	双肢薄壁墩	连续刚构	160	在建
4	贵州乌江大桥	151	双薄壁空心墩	连续刚构	200	2008
5	贵州虎跳河大桥	151	双柱矩形薄壁墩	连续刚构	225	2008
6	山西仙神河大桥	150.1	变截面薄壁空心单墩	部分斜拉桥	136	2008



续上表

编号	所在地与桥名	墩高(m)	桥墩形式	上部结构形式	主跨(m)	建成年份
7	陕西黄延高速公路洛河特大桥	143.5	双肢薄壁空心墩	连续刚构	160	2005
8	陕西葫芦河公路大桥	138	双肢矩形薄壁空心墩	连续刚构	200	2006
9	四川冷水河特大桥	135		连续刚构	200	在建
10	云南红河大桥	121.5	双肢变截面空心墩	连续刚构	265	2003
11	湖北巴东长江公路大桥	119.8	变截面空心墩	斜拉桥	388	2003
12	云南内昆铁花土坡大桥	110	钢筋混凝土圆端形空心墩	连续梁	104	2000
13	贵州贵阳小关桥	110	双肢薄壁空心墩	连续刚构	160	2003
14	广东杜步大桥	103	双肢薄壁空心墩	连续梁—连续刚构组合	100	2009
15	贵州兴义南昆铁路清水河桥	100	变截面矩形空心墩	连续刚构	128	1996

雅(安)西(昌)高速公路的一个重要工程——腊八斤沟特大桥 10 号桥墩于 2009 年 12 月 20 日顺利封顶,这意味着这座高 182.5m,有着“亚洲第一高墩”美誉的桥墩已经达到设计高度,见图 7-1。桥墩形式采用“钢管混凝土组合柱”,钢管柱内采用了目前最高等级的 C80 混凝土。

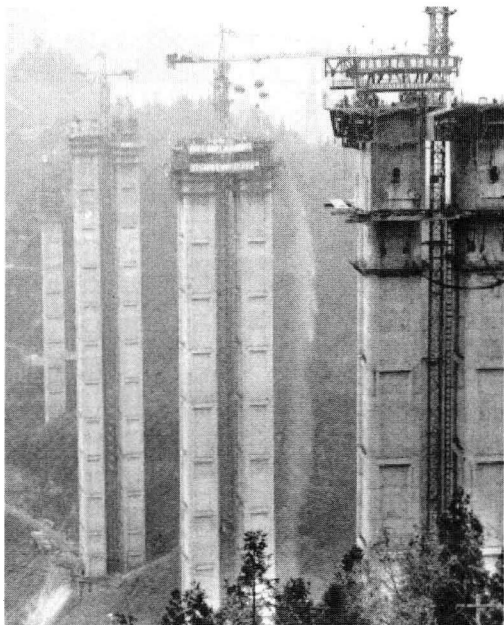


图 7-1 四川腊八斤特大桥高墩



图 7-2~图 7-7 列举了国内其他著名高墩桥梁的图片实例,其中部分桥梁将在本章 7.3 节具体介绍其工程概况。



图 7-2 湖北龙潭河大桥高墩

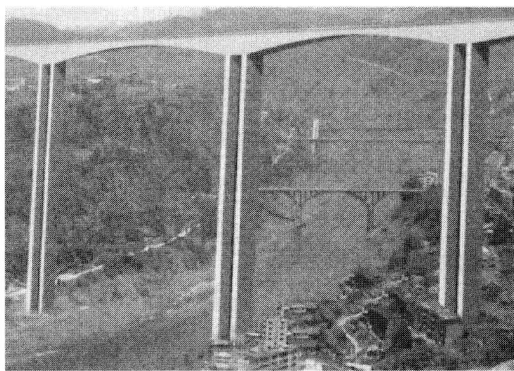


图 7-3 贵州乌江大桥高墩



图 7-4 贵州虎跳河大桥高墩



图 7-5 山西仙神河大桥高墩

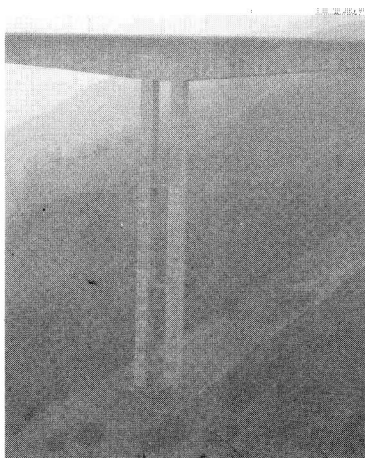


图 7-6 云南红河大桥高墩



图 7-7 广东杜步大桥高墩



7.2.2 国外高墩发展概况

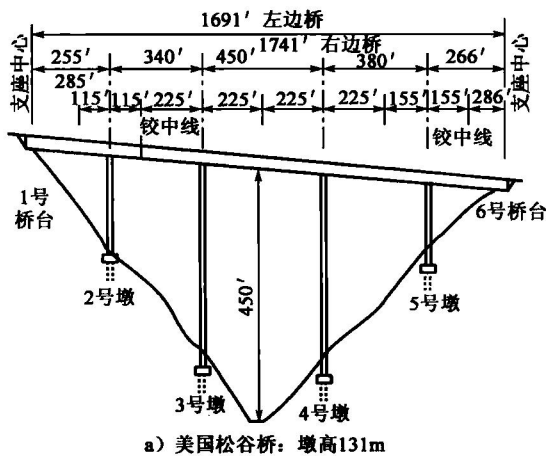
国外的高墩桥梁实例较多,但能查阅到的研究资料较少。表 7-2 中列举了几座国外著名的高墩桥梁。

国外著名高墩桥梁实例表 表 7-2

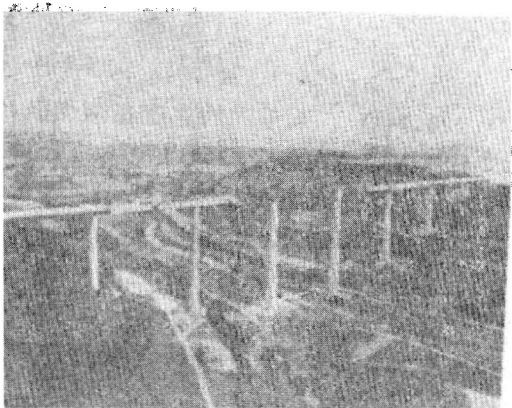
序 号	桥 名	国 名	墩 高 (m)	建 成 年 份
1	米约大桥	法国	245	2004
2	“欧洲”	奥地利	190	1963
3	科赫塔尔桥	德国	183	
4	戈尔谢克西奥	奥地利	160	
5	种赫尔	西德	149	1979
6	欧罗巴	奥地利	146	1958
7	拉奥	奥地利	145	1970
8	刚捷尔	瑞士	133	1970
9	斯德拉斯	意大利	126	1972
10	明达耳	德国	126	1966
11	涅卡尔—维津干	德国	123	1976
12	别勃列什	保加利亚	120	
13	松谷桥	美国	113	1974

从表 7-2 中可知,国外百米以上的高墩桥梁建设早于我国很多年。许多高度工业化的发达国家在公路桥梁建设中特别强调质量意识与环境协调的重要性,在桥梁设计中注意桥梁的整体美观,桥型不拘一格,在高桥墩的设计上更加注重桥梁与大自然及周围环境景观的协调。

图 7-8 为国外一些高墩实例。特别值得一提的是:号称世界上最高的法国米约高架桥,最高点距离地面 343m,创下了桥面距地面最高的世界纪录。法国塔恩河河谷的云雾从米约高架桥下穿过,整体景观显得雅致、和谐而精致,设计者还充分考虑到周围景致的壮观和逶迤,被誉为“世界桥梁之母”。



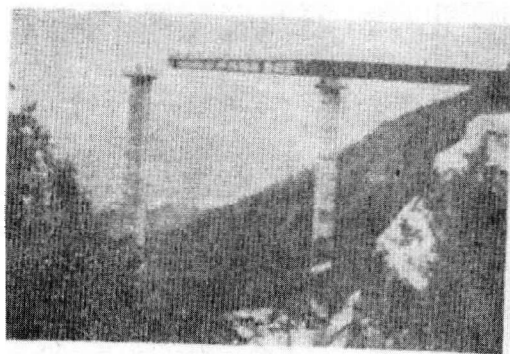
a) 美国松谷桥: 墩高131m



b) 德国科赫塔尔桥: 墩高183m

注: 1ft=0.3048m。

图 7-8



c)意大利瓦尔里斯塔桥:墩高64.6m



d)法国米约大桥:墩高245m

图 7-8 国外一些高墩桥梁(尺寸单位:m)

### 7.2.3 高墩形式

#### 1)墩身形式

受力较为复杂的高墩当属连续刚构桥的柔性墩。从构造上讲,柔性墩可分双薄壁墩和单薄壁墩两种。目前国内高墩以双薄壁墩为主,单薄壁墩为辅。单薄壁墩铁路桥和公路桥均有,初期铁路桥多,近些年来公路单薄壁墩桥发展很快。从文献上看国外的高墩连续刚构多以单薄壁墩为主。

目前连续刚构多采用双薄壁墩,主要出于以下几方面考虑:①纵桥向抗弯刚度大,可减小主墩负弯矩;②横桥向抗扭刚度大,对承受风荷载有利;③抗推刚度小,可有效降低由于墩梁固接带来的温度、徐变影响;④双薄壁墩结构形式上有利于悬臂浇筑法施工。正因为如此,国内绝大部分连续刚构都采用双薄壁墩形式。近几年因为桥墩越修越高,单薄壁墩也逐步展现它的优势。设置单墩的主要理由是:墩较高时双肢没有单肢施工方便,另外采用单墩横向刚度要大,对弯桥有利。上述分析是针对静力而言,如果从稳定和抗震角度分析,双薄壁墩优于单薄壁墩。图 7-9 为几种典型的高桥墩形式。

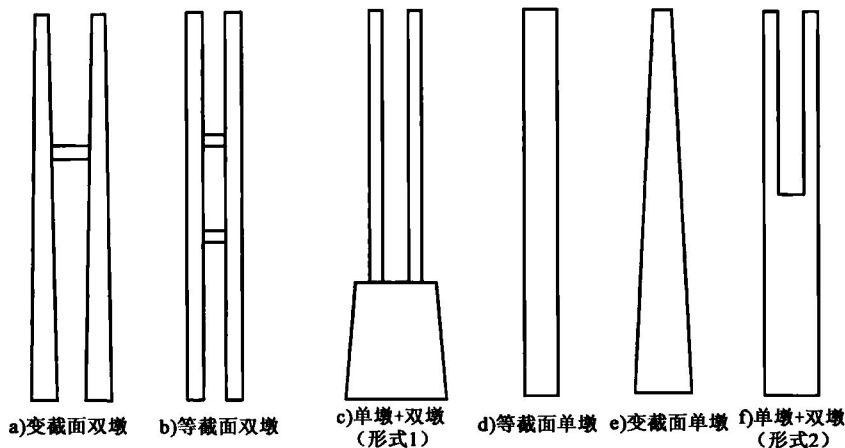


图 7-9 典型高墩形式



高墩的横截面一般为箱形或矩形。对墩身较高的单墩,横截面一般采用变截面空心形式,如南昆线清水河大桥;对于较高的双薄壁墩通常采用两种形式:一种是从墩顶到墩底连续的,一种是墩下部为刚性的空心或实体墩,墩上部仍为双薄壁墩。

由于墩高有压杆(弯曲)稳定问题,一般为增大薄壁墩墩身的稳定系数,在墩身中间加横系梁。横系梁加几道应视墩高而定,如贵州六广河 240m 连续刚构桥一个主墩高 70m,设了一道横系梁;另一个主墩高 90m,设了两道横系梁。设置系梁可能产生的问题是后期受温度作用大,有时会因为承受不了温度荷载而将系梁设置为临时措施,待上部箱梁合龙后拆除。对于空心墩,如果墩身过高还需在中间设置横隔板,以增强墩身刚度,横隔板间距一般为 30m 左右。

## 2) 高墩构造

高墩的类型主要由墩身的结构形式来划分,一般可分为实体桥墩、空心桥墩、柱式桥墩、排架墩及杆式结构墩五种类型。还可按受力后变形特征分为刚性墩和柔性墩;按建筑材料分为混凝土墩、钢筋混凝土墩、预应力混凝土墩和钢桥墩等。

实体桥墩是指桥墩由实体结构组成,又称重力式桥墩。这类桥墩的特点主要是依靠自身重力(包括上部结构重力)来平衡外力保证桥墩的稳定,其体积和自重较大。实体桥墩截面形式主要有圆形、方形、矩形、尖端形、圆端形等。圆形截面或方形截面多用于铁路桥。圆端形截面是在矩形断面两端各接一个半圆形,适合水流通过,是广泛使用的一种截面形式。

空心桥墩是墩身为空腔体的桥墩,是实体墩向轻型化发展的一种较好的结构形式,多为混凝土或钢筋混凝土结构,广泛应用于高桥墩。这种桥墩可以大量节省墩身工程量,一般混凝土桥墩可节省圬工 20%~30%,钢筋混凝土空心高墩可节省 50%以上。墩身壁厚对混凝土结构不小于 50cm,对钢筋混凝土结构不小于 30cm。

薄壁墩墩身截面有全实心、半实心半空心 and 全空心三种。采用半实心半空心的做法是在桥墩一半或者 2/3 处以下用实心断面,在其以上采用空心断面,目的是降低桥墩的刚度,适应墩顶处比较大的纵桥向位移。空心断面多做成单室箱形,也有做成双室箱形。实心断面多做成矩形断面,也可以做成 I 形断面。

# 7.3 试验研究

## 【试验 1】高墩模型稳定试验

### 1) 模型设计

以陕西省境内长武亭口 II 号(黑河)桥为原型,并综合考虑该类桥型的特点,选定单薄壁高墩为试验模型。根据相似常数确定相似模型的几何尺寸如图 7-10 所示,模型墩钢筋构造如图 7-11 所示。

### 2) 模型制作

考虑到试验加载条件,试验模型选用 C20 混凝土及 32.5 级普通硅酸盐水泥。受拉主筋采用  $\phi 12$  的 HRB335 级螺纹钢筋,箍筋采用  $\phi 6$  的 R235 光圆钢筋。钢筋的弹性模量为  $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ 。

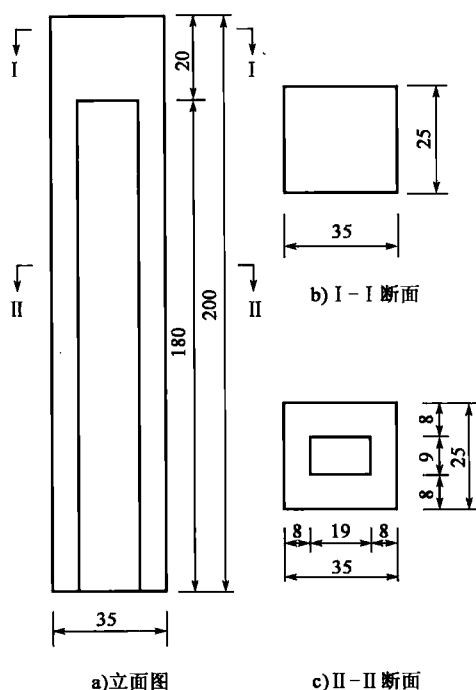


图 7-10 模型墩构造图(尺寸单位:cm)

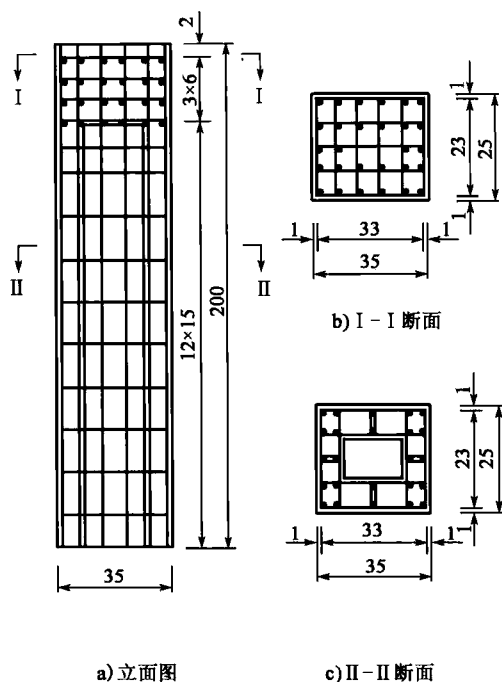


图 7-11 模型墩钢筋构造图(尺寸单位:cm)

绑扎钢筋网成型后,将其置于反力架系统内,将底端与地基固接,然后支模板,拌和混凝土并浇筑,同时用振捣棒进行振捣,完成浇筑后进行养生。

### 3) 测点布置

为了准确地获取加载过程中模型墩的反应,在三个关键截面(I-I、II-II、III-III)布置应变测点,并在距墩顶 20cm、 $1/4H$ 、 $1/2H$  ( $H$  为模型墩高)三个截面布置了位移测点,测点的具体布置位置及编号见图 7-12。

### 4) 试验过程现象描述

对  $H=2\text{m}$  的模型墩进行轴心加载试验(图 7-13),每 2MPa(油压表读数)为一级,进行分级加载,直至破坏。模型墩加载至 28MPa 时,混凝土应变片读数变化很大,即使不再加载,应变片读数也迅速增大,保护层混凝土开始出现崩碎现象,范围逐渐增大,然后纵向主筋压屈,箍筋被拉断(图 7-14)。此时,模型墩已不能继续承受荷载,则此破坏荷载即为模型墩的极限荷载。

### 5) 试验数据分析

对试验数据进行分析,选取 III-III 截面的试验结果,并与模型墩的 Ansys 分析结果相比较(试验值与有限元分析值比较见图 7-15~图 7-20,图中压应变为正),可知,Ansys 分析值与试验结果能较好地吻合(图 7-20 中有限元分析计算值与试验值偏差较大)。

由表 7-3 可以看出,考虑约束混凝土本构关系后,模型墩的极限承载力提高了 8%,证明约束混凝土对高墩的极限承载力的贡献不可忽略。至于试验值比 Ansys 有限元分析得出的极限荷载大,可能是由于模型墩混凝土材料的配合比误差造成的。另外,主筋与混凝土的联合作

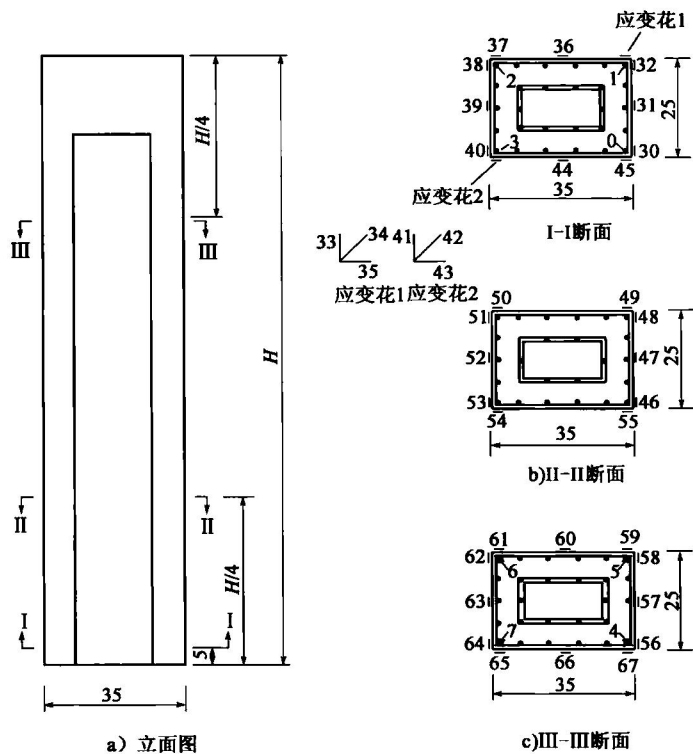


图 7-12 应变测点布置示意图(尺寸单位:cm)

用可以使稳定荷载提高约 30%；箍筋对混凝土的约束作用可以使高墩极限承载力提高约 13%。

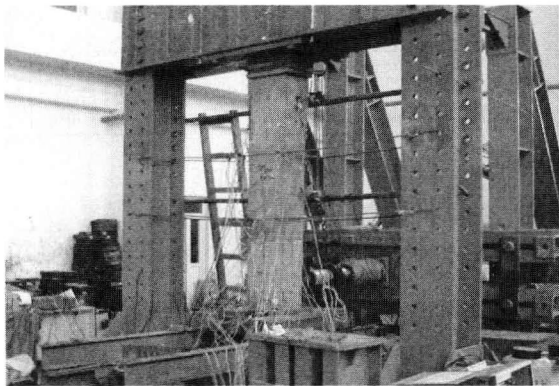


图 7-13 2m 模型墩试验

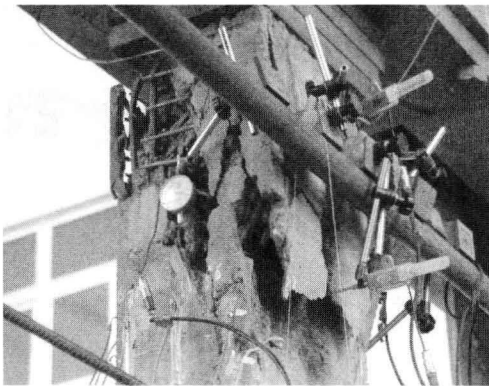


图 7-14 2m 模型墩破坏

极限荷载比较

表 7-3

类 型	不考虑约束混凝土本构关系	考虑约束混凝土本构关系	试验值
极限荷载(kN)	1 600	1 720	1 922. 66



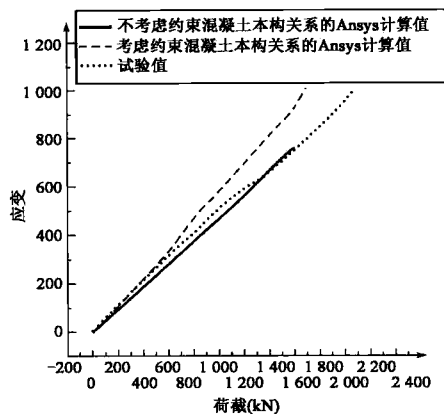


图 7-15 钢筋片 CH5 比较

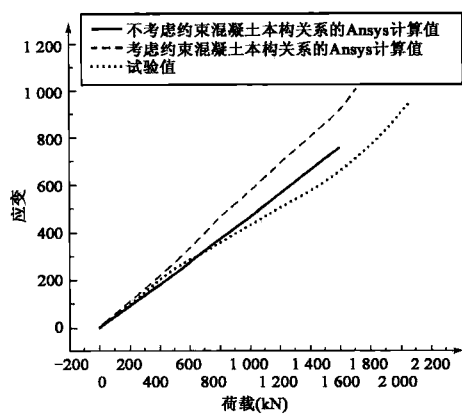


图 7-16 钢筋片 CH6 比较

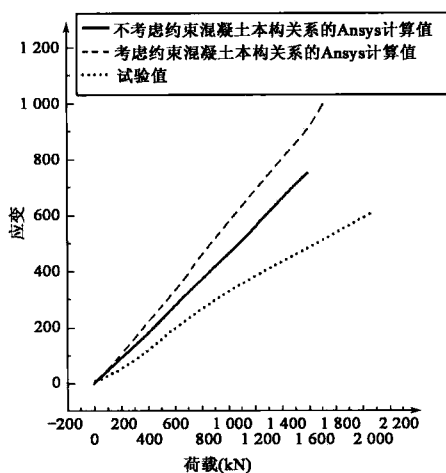


图 7-17 混凝土片 CH58 比较

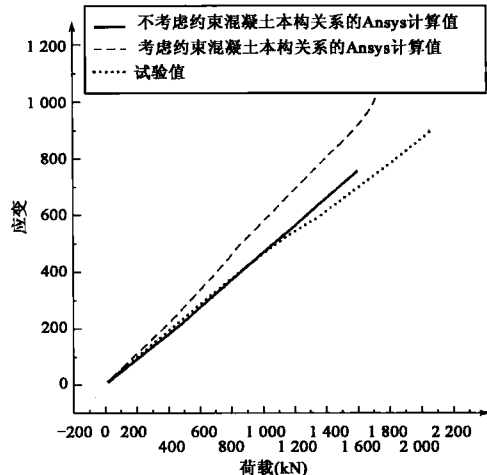


图 7-18 混凝土片 CH60 比较

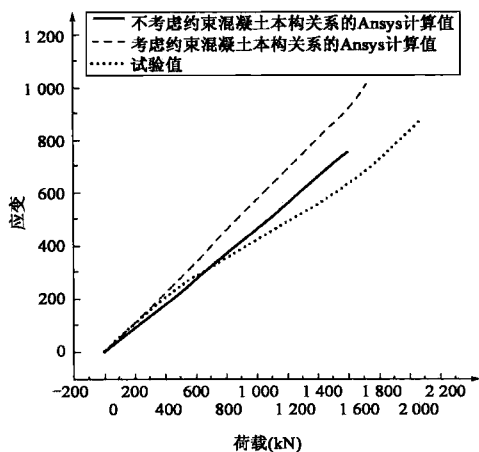


图 7-19 混凝土片 CH64 比较

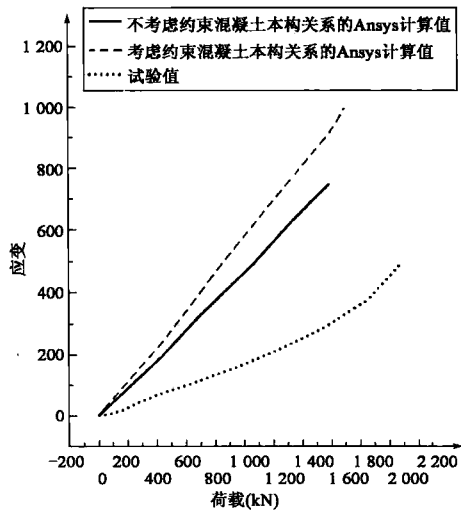


图 7-20 混凝土片 CH66 比较



## 【试验 2】 百米箱形高墩柱模型试验

### 1) 模型设计

以清水河大桥 PC 连续刚构桥高 100m 的 4 号墩柱为原型,采用 1:14 缩尺设计模型。根据设计单位提供的墩柱尺寸图、单元划分图和内力资料,确定“94”节点为墩柱的控制截面。试验的主要目的是检验在施工和运营阶段最不利荷载作用下高墩柱本身的应力状态,保证施工及运营的安全。为此,墩柱尺寸完全按比例构造,而柱顶梁段做成实体段,以传递偏心压力至墩柱。

模型混凝土与原型设计相同,都为 C30。钢筋按照相似比例系数或配筋率相同确定。模型与实桥的比例关系如下:

尺寸比  $S_l=1/14$ ; 应力  $S_R=1$ ; 轴力  $S_N=1/14^2$ 。

变形  $S_f=1/14$ ; 弯矩、扭矩  $S_M=1/14^3$ 。

模型墩柱尺寸如图 7-21 所示。

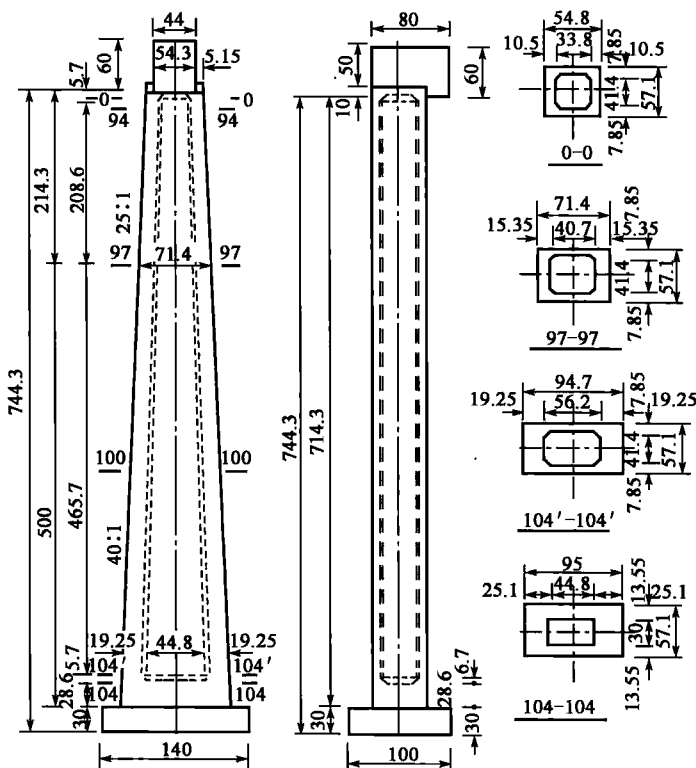


图 7-21 模型墩柱尺寸(尺寸单位:cm)

### 2) 模型加载装置和试验方法

试验是在高净空静力试验架中进行的。墩柱顶部实体梁段相当于长柱的柱头,上放置钢垫板,根据加载工况要求的偏心距位置放置。垫板上安放 2 000kN 千斤顶。采用高压油泵加压,压力由液压传感器和 YJ-5 电阻应变仪控制。加载工况 II 要求施加扭矩  $T=5.17\text{kN}\cdot\text{m}$ 。



扭矩加载装置设在墩柱上端实体梁段上。试验按照已确定的 3 种加载工况分别进行,为了分析扭矩的影响,在工况 II 加载时,单独进行扭矩加载测试,以判明扭矩作用的影响。在 0 号、94 号、97 号、100 号截面处两侧翼缘混凝土表面和相应主筋上均贴有电阻片,以量测混凝土与钢筋的应力状态。沿墩高布置了 4 个百分表量测水平挠度。基座处布置了 2 个百分表,观察基座有无变位。实测表明基座处没有变位和转动。说明采用的固定墩柱基座的办法能保证其固接状态。

### 3) 模型试验结论

(1) 试验表明,高墩柱在运营和最不利荷载作用下(工况 I、II、III)仍处于弹性受力状态,控制截面混凝土与钢筋的应力实测值与按材料力学公式的计算值基本符合。最不利施工阶段(工况 II)扭矩作用下,实测墩柱模型顶部转角为  $\delta = 0.535'$ ,则实桥墩柱为  $\delta = 7.49'$ ,变形很小。顶部处水平箍筋应变也很小,证明高墩柱承受最不利施工荷载是安全的。

(2) 试验表明,高墩柱在运营荷载和最不利施工荷载作用下,墩柱顶部(0 号、97 号)测点水平挠度的实测值与计算值基本一致。

(3) 试验表明,箱形高墩柱在最不利施工状态下(偏心距  $e = 0.286\text{m}$ ),抗裂安全系数  $K_{cr} = 2.21 \sim 2.43$ 。说明大桥高墩柱在施工过程中有足够的抗裂安全性。

(4) 试验表明,高墩柱控制截面大偏压破坏强度实测结果比计算值要高。在最不利施工状态下,实际强度安全系数  $K_p \geq 6.19$ 。运营阶段设计强度安全系数  $K = 6.94$ 。这充分说明,大桥高墩柱设计具有较大的强度安全系数,强度储备较大。

(5) 试验证明,百米箱形高墩柱在加载至破坏过程中,受力状态正常,最后在顶部薄弱截面发生大偏压强度破坏。这同时也证明,百米高墩柱其局部稳定和整体稳定是没有问题的。

## 【试验 3】 钢筋混凝土箱形高墩双向拟静力试验

### 1) 模型设计

当前,拟静力试验研究主要针对较矮的墩柱,规范尚未对高墩桥梁的抗震问题进行比较完善的规定,高墩桥梁的抗震问题亟待解决。本试验主要考虑轴压比、长细比的影响,进行了 6 个钢筋混凝土薄壁箱形高墩缩尺模型的双向拟静力试验和反复荷载作用下的非线性分析,来研究高墩柱的多维抗震性能。

试验以某大桥 60m 薄壁高墩为原型,设计 6 个缩尺模型桥墩,模型桥墩纵筋采用  $28 \Phi 8$ ,箍筋在墩底塑性区域取  $56 @ 50\text{mm}$ ,其他区域取  $56 @ 100\text{mm}$ 。模型桥墩混凝土强度为 C50,试件 A1、A2 的立面见图 7-22,加载装置参见图 7-23。本次双向拟静力试验采用  $x$  和  $y$  双向同步加载。 $x$  方向与  $y$  方向的位移幅值比为 1:1,每级加载循环 2 次。整个加载过程为:初始阶段,第一级加载 2mm,以后每级以 2mm 的幅值递增;屈服以后阶段,以 3mm 为幅值递增加载,直到试验结束。

### 2) 模型试验结论

(1) 钢筋混凝土薄壁箱形高墩柱在竖向轴力和双向水平作用力共同作用下,主要发生典型的弯曲破坏,墩底产生塑性铰,墩柱底部和角部混凝土被严重压碎,墩柱发生大变形而达到破坏极限状态;同时剪切作用不容忽视,墩高越小,轴压比越大,剪切作用就越明显。

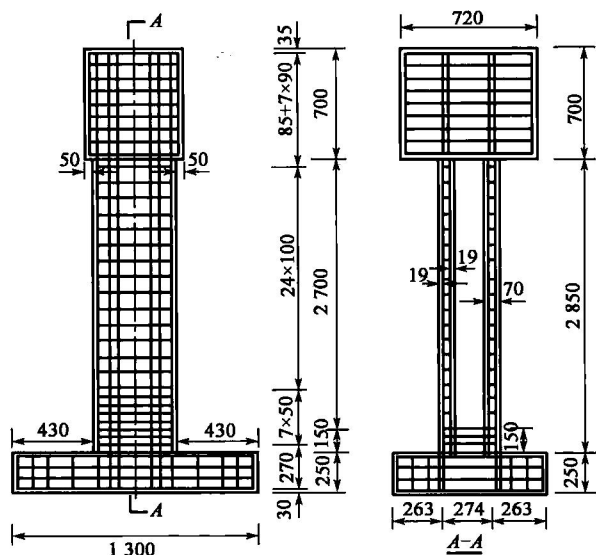


图 7-22 模型墩柱尺寸(尺寸单位:mm)

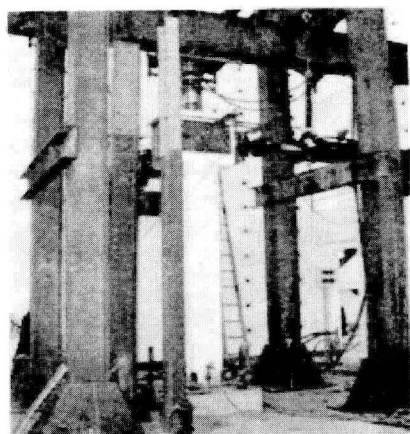


图 7-23 模型墩柱加载装置

(2)在水平双向荷载的共同作用下,墩柱的破坏受到耦合作用的影响,尤其是抗弯刚度小的一侧受到的影响较大,较早出现开裂,提前进入塑性发展阶段。

(3)随着轴压比的增大,墩柱的刚度增大,极限承载力增加。其他条件相同的情况下,轴压比越小,墩柱的滞回曲线越饱满,耗能能力越强,延性能力越好,刚度和强度退化都较为缓慢。

(4)对于高墩柱,长细比越大,其变形能力越大,延性越好,耗能能力也越强;但当长细比超过一定范围时,由于可利用的延性位移减小,长细比越大,延性系数反而减小。

(5)本试验所建立的非线性有限元模型,可以比较成功地模拟桥墩在反复荷载作用下的开裂区域、开裂方向以及开裂破坏的程度,对压碎情况的模拟也取得了较好的效果;计算的滞回曲线、骨架曲线等滞回特性与试验结果基本吻合。

(6)本试验建立了能够考虑轴压比、长细比对滞回特性影响的钢筋混凝土薄壁箱形高墩的双向荷载—位移恢复力模型,可供钢筋混凝土箱形高墩柱及高墩桥梁结构的抗震性能分析和动力计算参考。

#### 【试验 4】 高墩连续刚构桥墩风荷载风洞试验

##### 1) 模型设计

陕西洛河大桥风洞测压试验模型为一刚体模型(图 7-24),要求具有足够的强度和刚度,在 15m/s 的试验风速下不发生破坏并且不出现明显的振动现象,以保证压力测量的精度。考虑到在模型体内需要安装压力扫描阀及测压管等有关测试设备,根据风洞试验段尺寸,陕西洛河特大桥内部空间大小和压力扫描阀尺寸,选择模型的几何缩尺比为 1/150。模型与实物在外形上保持几何相似,采用有机玻璃制作,具有足够的刚度。

试验必须考虑下幅桥梁对上幅桥梁的影响,上幅桥为测压模型,下幅桥为补偿模型。试验



中将测压模型和补偿模型一起放置在转盘上,通过旋转转盘模拟不同风向。洛河大桥模型方位及风向如图 7-25 所示。

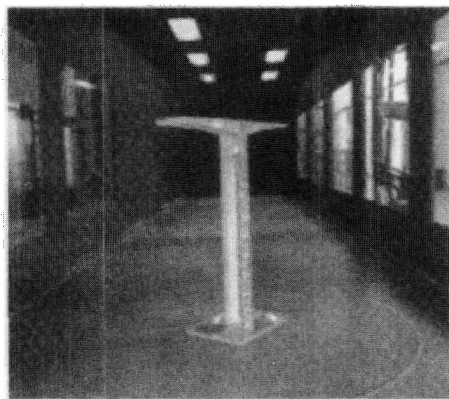


图 7-24 洛河大桥试验模型

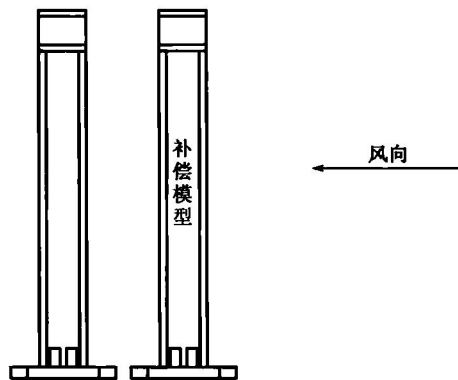


图 7-25 洛河大桥模型方位及风向

洛河大桥试验模型测点布置共分六个面:东立面,西立面,南立面,北立面,东内立面,西内立面。一共布置 276 个点,试验前经仔细检查,除了 1-77、1-136、1-178、1-190 四个点外,其余 272 个点全部有效。

试验工况的多少主要由测压点数目、现有压力扫描阀通道数、风向角间隔等诸多因素决定。根据试验的要求,试验中风向角间隔取为  $10^\circ$ ,以正东为  $0^\circ$ ,按顺时针方向增加,即正南为  $90^\circ$ 、正西为  $180^\circ$ 、正北为  $270^\circ$ 。试验中风向是从  $-50^\circ$  到  $50^\circ$ ,  $130^\circ$  到  $230^\circ$ ,总共 22 个风向角。

试验流场为紊流,墩的测压模型按施工状态分为三种:桥墩和 0 号块、半悬臂和最大悬臂;总共有 66 个试验工况。

在风洞中选一个不受建筑模型影响,且离风洞洞壁边界层足够远的位置作为参考点,在该处设置一根皮托管来测量参考点风压,用于计算模型各测点与参考点高度有关,但与试验风速无关的无量纲风压系数。试验时参考点选在模型转盘边缘与风洞侧壁之间,高度为 1.05m,该高度在缩尺比为 1/150 的情况下对应实际高度 157.5m。试验直接测得的各点风压系数都是以该高度处的风压为参考风压。

## 2) 模型试验结论

(1) 一般情况,结构物在正面风力作用下,正面均受有正压力,背面和侧面承受负压。但由于受上游桥墩的干扰,即所谓的“遮挡效应”或“屏蔽效应”,下游被测桥墩的正面、背面和侧面均为负压,且背面负压值最大,其次为正面,侧面最小。

(2) 风压系数沿高度的变化规律比较明显,负压系数的绝对值随高度的增加而增加。这是由于风速随高度呈指数规律增加,在桥墩下部风速相对较小,所以风压系数较小,在桥墩中上部,风速较大,故风压系数也较大。

(3) 在不同的施工阶段下压力系数的变化基本呈现出一定的规律,但也有较大的差异。悬臂的架设对气流的干扰较大,从而对压力系数的影响明显,在最大悬臂施工阶段影响达到了最大。最大负压就发生在最不利工况最大悬臂状态,所以在设计时应加以注意。



## 【试验 5】 高墩大跨 T 形刚构桥墩梁固接处试验

### 1) 模型设计

宜万线为我国迄今为止最复杂的一条山区铁路。为适应宜万线的峡谷陡崖地形,沿线因地制宜地设计了一系列高墩大跨的 T 形刚构桥。马水河大桥是宜万线上跨度最大、墩高最高的预应力混凝土 T 形刚构桥(图 7-26),也是目前世界上罕见的高墩大跨 T 形刚构桥,梁跨  $116+116(\text{m})$ ,墩高  $108\text{m}$ ,其空心墩与箱梁按空间框架形式相接,固接形式和受力状态均十分复杂,是桥梁的关键部位。

模型试验的相似比为  $1:6$ ,考虑到边界条件的模拟以及模型加载的方便,取实桥桥墩中心线两侧各  $30\text{m}$  共  $60\text{m}$  长主梁、桥面以下  $25.5\text{m}$  高的范围,按  $1:6$  缩尺后,再在模型梁的两端各加上  $1.0\text{m}$  长的加载段实体,则模型总长  $12\text{m}$ ,总高  $4.25\text{m}$ ,其中梁高  $2.03\text{m}$ ,墩高  $2.22\text{m}$ ,墩底宽为  $1.4\times 1.73\text{m}$ ,桥面宽  $1.516\text{m}$ 。

模型设计以应力等效为基准,模型加载取截面处弯矩和剪力与实桥完全相似,其他截面近似相似。根据实际的结构受力换算出等效力,再由结构力学原理并考虑混凝土的自重计算出需施加的竖向和水平等效力。根据计算的等效力进行加载,测试墩梁固接处的应力分布情况。

试验分 9 个工况进行加载,分别为:

- 工况 1:模拟一期恒载预应力;
- 工况 2:模拟一期恒载+预应力二期恒载;
- 工况 3:模拟一期恒载+预应力二期恒载+全桥双线活载;
- 工况 4:模拟一期恒载+预应力二期恒载+半桥双线活载;
- 工况 5:模拟一期恒载+预应力二期恒载+全桥单线活载;
- 工况 6:模拟桥墩两侧主梁同向水平风荷载;
- 工况 7:模拟梁墩两侧反向水平风荷载;
- 工况 8:模拟纵向水平制动力;
- 工况 9:模拟超载。



图 7-26 马水河大桥桥型示意图



## 2) 模型试验结论

对比各工况下的试验数据和有限元计算数据,得出以下结论:

(1)各种工况下,模型试验结果与有限元分析结果吻合良好,也与实桥的有限元分析结果吻合;

(2)梁墩固接处顶板、底板和腹板在恒载、预应力和活载共同作用下(工况 1~5),全都受压,最大压应力顶板为 $-15.57\text{MPa}$ ,底板为 $-16.17\text{MPa}$ ,腹板为 $-8.73\text{MPa}$ ,都发生在与横隔板交接处。

(3)横隔板在恒载、预应力和活载共同作用下,大部分区域都受压,压应力都很小,最大不超过 $-1.0\text{MPa}$ ,只有在过人洞周围局部小区域内有拉应力出现,最大为 $0.51\text{MPa}$ ,为横向拉应力。

(4)墩身在恒载、预应力和活载共同作用下基本都受压,最大压应力为 $-5.08\text{MPa}$ ,发生在墩顶处,只有在工况 4 下墩顶局部小区域内有受拉,最大拉应力为 $0.69\text{MPa}$ 。

(5)风荷载或制动力作用下,梁墩固接处各测点应变均在 $10\mu\epsilon$ 以下,对应的应力都很小。

(6)恒载、预应力和 2 倍全桥双线满布活载共同作用下,梁墩固接处顶板仍然受压,最小压应力值为 $-2.07\text{MPa}$ ,最大压应力为 $-3.45\text{MPa}$ 。底板、腹板、横隔板和墩身全都受压,最大压应力为 $-20.30\text{MPa}$ ,发生在底板与横隔板交接处。腹板剪应力最大为超载工况下,梁墩固接处产生的应力都低于其容许值,且有一定的安全储备。

(7)工况 1~9 下,梁墩固接处强度全部满足要求,试验中未发现裂缝,由于模型设计和加载都按相似原理进行,模型受力状况能反映实桥的情况,因此,可以得出结论,马水河桥梁墩固接处的设计是安全可靠的。

## 7.4 工程实例

### 【实例 1】花土坡特大桥

内昆铁路花土坡特大桥位于云南、贵州两省交界处,靠近云南省昭通市。其桥跨布置为: $6\times 32\text{m}$  预应力混凝土简支梁+ $64+2\times 104+64(\text{m})$  预应力混凝土连续梁+ $4\times 32\text{m}$  预应力混凝土简支梁。该桥主桥结构为一联  $64+2\times 104+64(\text{m})$  预应力混凝土连续梁桥,是目前我国已建成的最大跨度铁路连续梁桥;主墩高达  $110\text{m}$ ,为目前亚洲最高的铁路桥。其主桥总体布置如图 7-27 所示。

该桥地形起伏较大,相对高差约  $120\text{m}$ ,其中右岸冲沟发育,岸坡及冲沟壁陡立,靠昆明端有一古滑坡,桥渡区大部分垦为旱地,植被极差。离大桥桥位  $200\sim 300\text{m}$  为区域性大断裂“龙翻身”断层,该断层为一逆掩断层,近 S~N 向展布,倾向东。受其影响,地层岩体破碎,节理(裂隙)发育。

桥址处属亚热带季风湿润气候,由于海拔较高,具有高原季风气候特点,年平均气温  $10.4^{\circ}\text{C}$ ,极端最高气温  $35.7^{\circ}\text{C}$ ,极端最低气温  $-15.3^{\circ}\text{C}$ ,年平均风速  $3.2\text{m/s}$ ,年平均最大风速  $3.3\text{m/s}$ ,极端风速  $24\text{m/s}$ ,多年平均降雨量  $960.6\text{mm}$ ,日最大降雨量  $134.4\text{mm}$ ,降雨一般集中

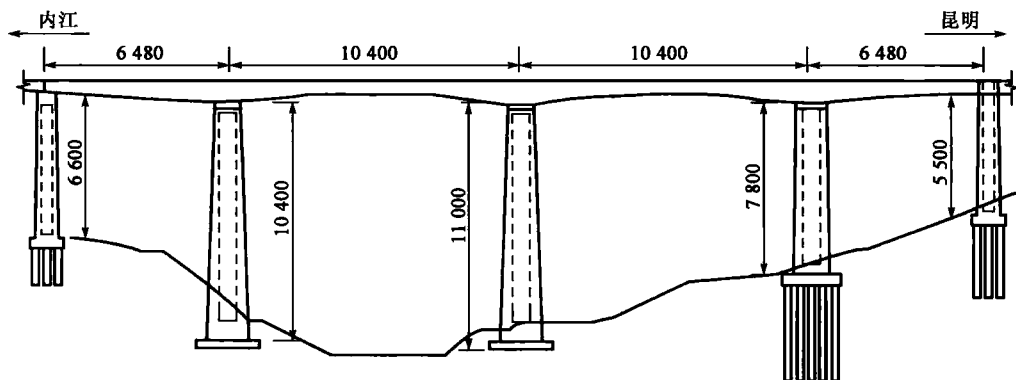


图 7-27 主桥总体布置图(尺寸单位:cm)

在 5~10 月份。年平均相对湿度 79.5%，年最小相对湿度 5%。

### 1) 主桥结构

花土坡特大桥主桥结构为一联  $64+2\times 104+64(\text{m})$  预应力混凝土连续梁桥。主墩一为圆形空心墩，墩高分别为 104m、110m 和 78m。为缩小主桥的温度跨度，减少温度对结构的影响，使结构对称，将固定支座设置在中间墩上，采用抗震型盆式橡胶固定支座，主桥其余各墩采用纵向活动盆式橡胶支座。

#### (1) 梁体构造

主梁采用单箱单室、直腹板、变截面变高度箱梁，其几何尺寸的确定由梁的横、竖向刚度及某些构造因素控制。本桥跨中梁高为 4.5m，为主跨的  $1/23.11$ ，中支点梁高为 7.6m，为主跨的  $1/13.68$ 。桥面宽 7.0m。箱梁顶板厚度为 0.42m，边跨端块处顶板厚由 0.42m 渐变至 0.80m，主要为构造控制。底板厚度为 0.40~0.90m。腹板厚度为 0.40~0.70m，主要为强度及构造控制。梁高及底板厚沿跨径方向按 2 次抛物线变化，跨中设 10m 长的直线段，使得梁底轻巧，梁底曲线流畅。主梁中支点及跨中截面尺寸见图 7-28。

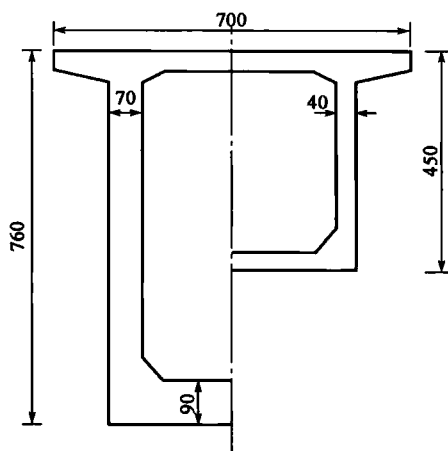


图 7-28 中支点及跨中截面图(尺寸单位:cm)

在考虑全梁的节段划分时，根据一般悬臂施工节段长度在 4m 以下，各节段重量不宜相差太大，且节段长度不宜太多的原则，悬臂节段长度分别为 3.0m、3.5m、4.0m 三种。0 号节段长度考虑挂篮所需的长度等因素，节段长度采用 12m。边跨端部节段长为 3.6m，合龙段长为 2m。梁体构造见图 7-29。

预应力混凝土桥梁，随着跨度的增加，恒载所占的比重加大。因此，在设计时尽可能采用强度等级高的混凝土以提高截面的有效承载能力，同时在保证必要刚度的条件下，尽可能地减轻梁体的结构自重。

该桥为单线铁路桥，考虑到箱形截面抗弯及抗扭刚度大，仅在支座处设有横隔板，这样既减轻了梁体的自重，也简化了施工工艺。



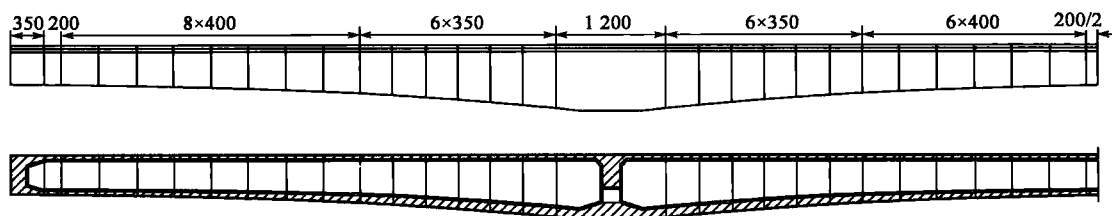


图 7-29 梁体构造图(尺寸单位:cm)

### (2) 梁体预应力体系

铁路大跨连续结构对耐久性要求很高,故该桥箱梁按全预应力设计,各截面在最不利荷载作用下,梁的顶、底板均不出现拉应力。考虑箱梁较高、较宽以及铁路活载较大等因素,通过计算决定对梁体采用三向预应力布置。

纵向顶板、腹板钢束采用 9-7 $\phi$ 5 高强度低松弛钢绞线,  $f_{pk}=1860\text{MPa}$ , STM15-9 群锚;底板钢束采用 12-7 $\phi$ 5 高强度低松弛钢绞线, STM15-12 群锚。

横向采用 2-7 $\phi$ 5 钢绞线,扁型金属波纹管成孔,单端交替张拉,张拉端为 STBM15-2 扁型锚具锚固,固定端为 STBM15P-2 型锚具锚固。在箱梁顶板每 0.5m 布置 1 根。

为了提高抗剪能力,腹板竖向预应力采用 JL25 高强精轧螺纹粗钢筋, YGM-25 型锚具锚固,在腹板内双排布置,在梁上间距为 0.4~0.5m。考虑到腹板根部的负弯矩,钢筋重心布置偏向外侧,它与腹板弯起的钢绞线及横向箍筋共同承担梁体的主拉应力。

### (3) 主桥桥墩

为保证列车运行平稳、安全、舒适,桥梁下部结构除了需要满足结构所需要的强度和稳定性要求外,还必需满足横向刚度的要求。对于该桥这样的超高桥墩,整体横向刚度是控制下部结构设计的关键因素。

在该主桥中,有 5 个桥墩,连续梁三个主墩墩高分别为 104m、110m 和 78m,两个边墩墩高分别为 66m 和 55m。为减少风振及风力对高墩的影响并考虑美观,墩身采用钢筋混凝土圆端形空心墩,墩身顶部及底部根据结构的传力要求设置实体过渡段,在实体段与空心段交接处设置 40cm $\times$ 100cm 梗腋,以避免应力集中。

主桥的中间三个连续梁桥墩墩颈处纵向宽 7.5m,横向宽 9.6m,壁厚 0.75m,墩身外坡 30:1,内坡 85:1。边墩墩颈处纵向宽 5.0m,横向宽 6.1m,壁厚 0.6m,墩身外坡 30:1,内坡 85:1,两边墩纵向均设 40cm 的预偏心。

### 2) 主要技术特点与创新点

(1) 花土坡特大桥为集大跨度、高墩、地形复杂于一体的大型铁路桥,其中桥墩高度达 110m,是目前亚洲桥墩最高的铁路桥。同时也是目前箱梁突破宽跨比 1/20 限制的桥梁。

(2) 因该桥具有墩高、跨度大、所处地点风大的特点,为确保结构在施工过程中的安全性,有必要对该桥悬臂施工的各阶段,特别是最大悬臂状态下可能出现的不利情况进行检算,同时对横向风力作用下梁体及桥墩的扭转强度和稳定性进行检算。

(3) 在桥梁构造设计上,采用预应力空间形式配筋。通过合理设置箱梁内的预应力钢筋和普通钢筋,利用空间分析程序对施工阶段和运营阶段进行详细的三维空间力学分析,有效地解决了桥梁出现的病害。



## 【实例 2】 湖北龙潭河大桥

龙潭河公路大桥为沪蓉国道主干线湖北宜昌至恩施公路上的一座高墩连续刚构桥,位于湖北省长阳县榔坪镇。主桥上部结构为  $106+3\times 200+106(\text{m})$  五跨预应力混凝土连续刚构。该桥左右线分离,分离式路基宽  $12.5\text{m}$ ,左线桥长  $1182\text{m}$ ,右线桥长  $1143\text{m}$ 。主梁为单箱单室变截面预应力混凝土箱梁,中支点梁高  $12.0\text{m}$ ,边支点及跨中梁高  $3.5\text{m}$ 。该桥主桥墩最高  $178\text{m}$ ,居世界梁式桥墩高之最。桥墩为双空心薄壁墩,其中 6 号、9 号墩墩高分别为  $70\text{m}$  和  $130\text{m}$ ,7 号、8 号墩墩高分别为  $178\text{m}$  和  $174\text{m}$ ,梁底以下每隔  $60\text{m}$  设一道预应力混凝土箱形系梁。其主桥总体布置如图 7-30 所示。

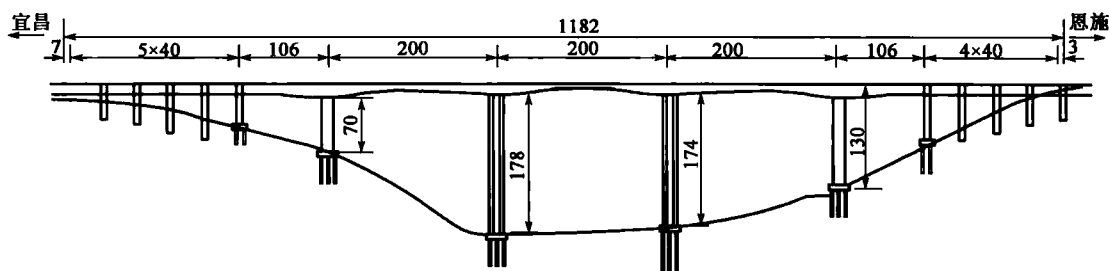


图 7-30 龙潭河大桥桥型图(尺寸单位:m)

该桥近正交跨越龙潭河,河谷宽  $300\text{m}$ ,常年水面宽  $12\sim 18\text{m}$ ,水深  $0.8\sim 1.2\text{m}$ ,两岸山体坡度较陡,河谷深度较大。该桥位处第四系覆盖层较浅,地质岩性单一,属灰岩。桥位处亚热带大陆性夏热潮湿气候区,年平均气温  $17.4^{\circ}\text{C}$ ,极端最高气温  $41.6^{\circ}\text{C}$ ,极端最低气温为  $-15.2^{\circ}\text{C}$ 。

主要技术标准:

计算行车速度:  $80\text{km/h}$ 。

荷载:汽车—超 20 级,挂车—120。

桥宽:左右线分离,分离式路基宽  $12.5\text{m}$ ,桥梁与路基同宽。宽度布置为  $11.5\text{m}$ (行车道) +  $2\times 0.5\text{m}$ (防撞护栏)。

地震烈度:基本烈度 VI 度,按 VII 度设防。

桥面横坡:单向 2%(半幅桥)。

主桥上部构造为  $106+3\times 200+106(\text{m})$  五跨预应力混凝土连续刚构箱梁,箱梁根部梁高  $12\text{m}$ ,跨中梁高  $3.5\text{m}$ ,顶板厚  $28\text{cm}$ ,底板厚从跨中至根部由  $32\text{cm}$  变化为  $110\text{cm}$ ,腹板从跨中至根部分三段采用  $40\text{cm}$ 、 $55\text{cm}$ 、 $70\text{cm}$  三种厚度,箱梁高度和底板厚度按 1.8 次抛物线变化。箱梁顶板横向宽  $12.5\text{m}$ ,箱底宽  $6.5\text{m}$ ,翼缘悬臂长  $3\text{m}$ 。箱梁 0 号节段长  $18\text{m}$ (包括墩两侧各外伸  $1\text{m}$ ),每个悬浇 T 纵向对称划分 22 个节段,梁段数及梁段长从根部至跨中分别为  $7\times 3.5\text{m}$ 、 $4\times 4.0\text{m}$ 、 $11\times 4.5\text{m}$ ,节段悬浇总长  $91\text{m}$ 。悬浇节段最大控制质量  $240.9\text{t}$ 。边、中跨合龙段长均为  $2\text{m}$ ,边跨现浇段长  $5\text{m}$ 。箱梁根部设四道厚  $0.7\text{m}$  的横隔板,中跨跨中设一道厚  $0.4\text{m}$  的横隔板,边跨梁端设一道厚  $2.0\text{m}$  的横隔板。箱梁采用 C55 混凝土。



主桥上部构造按全部预应力混凝土设计,采用三向预应力,纵、横向及部分竖向预应力采用美国 ASTM A416-97A 标准 270 级高强度低松弛钢绞线,标准强度 1 860MPa,设计锚下张拉控制应力 1 395MPa。箱梁纵向钢束每股直径 15.24mm,大吨位群锚体系,为改善箱梁腹板受力,减小其主拉应力,在腹板内设下弯钢束;顶板横向钢束每股直径 12.7mm,扁锚体系;竖向预应力在箱梁高度大于 6m 时采用钢绞线,在箱梁高度小于 6m 时采用精轧螺纹钢筋。纵向预应力束管道采用预埋塑料波纹管成孔,真空辅助压浆工艺。

主桥下部构造的特点是高墩。主桥桥墩墩身采用双肢变截面矩形空心墩,肢间净距 9m,纵向每墩双肢外侧均按 100 : 1 放坡,横向根据墩高采用分段放坡方式,从上到下分别采用 100 : 1、60 : 1 和 40 : 1 三种坡率。主墩承台厚 4m,基础采用桩径 2.4m 的钻孔灌注桩。左右线桥两个稍矮的边主墩基桩按纵向四排、横向三排布置,每墩共 12 根桩。左右线桥两个最高的中主墩基桩纵、横向均按四排布置,每墩共 16 根桩。主引桥间设过渡墩,墩身采用等截面矩形空心墩,承台厚 3m,基础为双排 4 根直径 2.0m 的钻孔灌注桩。主墩墩身采用 C50 混凝土,过渡墩墩身采用 C30 混凝土。

### 【实例 3】 贵州乌江特大桥

乌江特大桥位于贵阳至遵义高等级公路段上,是渝湛国道主干线在贵州境内的重要组成部分。其主桥桥跨布置为:106+2×200+106(m)的预应力混凝土连续刚构。该桥位于整体式路基段,连续刚构桥和引桥按半幅宽 12.0m 设计,左右幅净距为 0.50m。主桥桥墩最高达到 151m,为双薄壁空心墩,是目前我国已建成高墩刚构桥中较为典型的一座。全桥总体布置如图 7-31 所示。

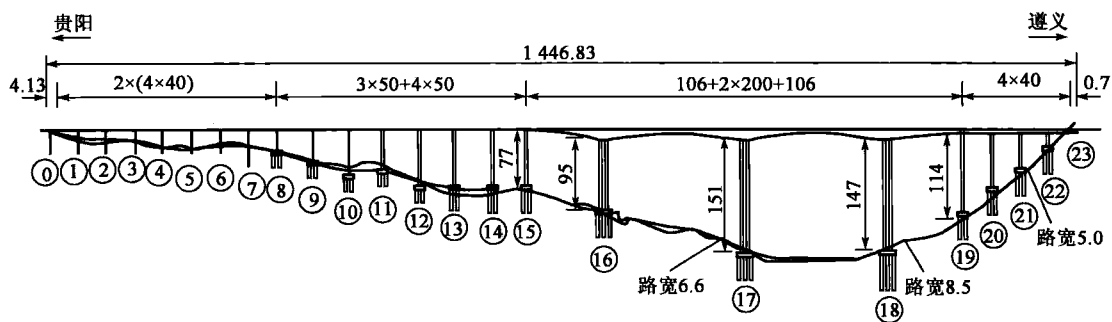


图 7-31 乌江特大桥桥型图(尺寸单位:m)

乌江大桥桥址区河谷两岸地形呈不对称展布,在左岸地形相对较缓,冲沟发育;南北岸地形相对较陡,局部为陡崖。乌江河谷底与路线高差近 180m,河流在该区由西向东流,属溶蚀侵蚀类型——岩溶中低山峡谷地形,桥位跨越乌江(山间常年性河流)及两岸乌江镇居民区。

桥址气候属中亚热带高原季风湿润气候,年平均气温 15.5℃,极端最高气温 36.7℃,极端最低气温 -8.0℃,相对湿度为 80%。

主要技术标准:

设计行车速度:80km/h。



设计荷载:公路—I级。

整体式路基:宽 24.5m,桥梁与路基同宽,双向四车道。

地震烈度:Ⅵ度,按Ⅶ度设防。

桥面横坡:单向 2%(半幅桥)。

设计基本风速: $v_0=24.9\text{m/s}$ 。

### 1) 梁体构造

主桥的上部结构为  $106+2\times 200+106(\text{m})$  预应力混凝土连续刚构箱梁,考虑到边跨现浇段的采用膺架现浇,取边、中跨比 0.53,箱梁根部高度为 12m,跨中高度为 3.5m,箱梁根部底板厚度为 110cm,跨中底板厚度为 32cm,箱梁高度和底板厚度按 1.8 次抛物线变化。箱梁腹板厚度从根部至跨中分三个直线段变化,即由根部厚 70cm 变至 55cm,再由 55cm 变至跨中厚 40cm。箱梁顶板厚度 28cm。箱梁顶宽 12.0m,底宽 6.5m,顶板悬臂长度 2.75m,悬臂板端部厚 15cm,根部厚 75cm。箱梁顶设有 2% 的横坡,箱梁浇筑分段长度依次为:18m(0 号段)+ $7\times 3.5\text{m}+4\times 4\text{m}+11\times 4.5\text{m}$ ,边、中跨合龙段长均采用 2m,边跨现浇段长 5m。中跨主梁纵断面如图 7-32 所示。

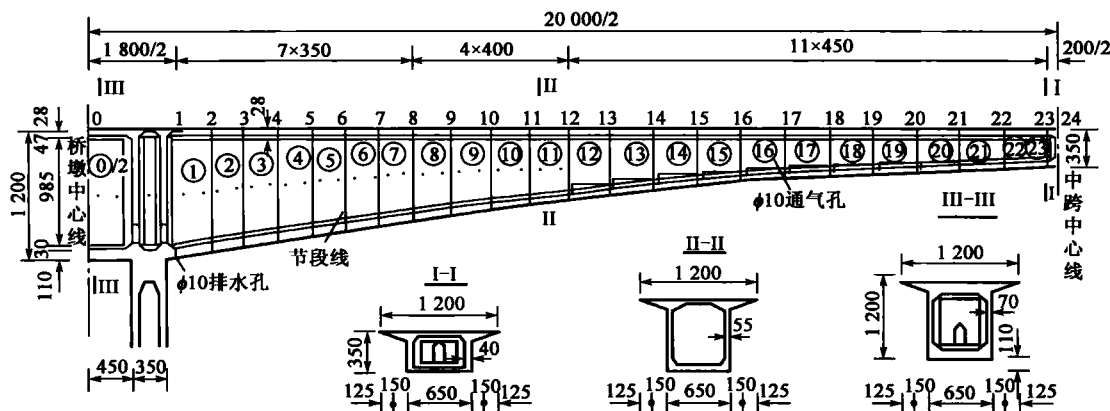


图 7-32 龙潭河大桥一般构造图(尺寸单位:cm)

### 2) 预应力体系

主桥上部结构按全预应力混凝土设计,采用三向预应力,纵、横向预应力束采用符合《公路桥规》(JTG D62—2004)要求的高强度低松弛钢绞线,标准强度 1 860MPa,设计锚下张拉控制应力 1 395MPa。箱梁纵向预应力束采用大吨位群锚体系,钢束每股直径 15.2mm;顶板横向预应力束采用扁锚体系,钢束每股直径 15.2mm;竖向预应力筋采用精轧螺纹钢筋。纵向预应力束管道采用预埋塑料管成孔,真空辅助压浆工艺。横、竖向预应力束(筋)管道采用预埋金属波纹管成孔。

### 3) 主桥桥墩

乌江大桥桥墩最大墩高为 151m,为双薄壁空心墩。为提高桥梁横桥向侧弯刚度,减小横风抖振振幅,提高行车的舒适性和安全性,左、右半幅桥墩柱横向连成整体。

在初步设计阶段将主墩双薄壁空心墩自墩顶 60m 以下设为一体,以提高主墩的稳定性。施工图阶段进一步计算分析发现:该措施虽有利于提高主墩的稳定性,但由分离的双薄壁空心截面突变为整箱多室的整体截面,其交界面处刚度变化剧烈,在温度、混凝土收缩、徐变作用下



刚度突变处墩壁及中间连接墙局部应力过大。因此施工设计阶段主墩采用双肢顺桥向完全分离的形式,只将其承台设为一体。

主墩承台厚 5m,基础采用桩径 2.4m 的钻孔灌注桩,基桩按纵向 4 排、横向 5 排布置,每个墩共设 20 根桩,16 号、17 号主墩基桩按嵌岩桩设计,要求桩底嵌入新鲜基岩,18 号主墩基桩按摩擦桩设计。主、引桥间 15、19 号过渡墩采用变截面矩形空心墩,左、右幅整体承台厚 4.0m,采用双排共 8 根直径为 2.4m 的钻孔灌注桩。

由于岸坡较陡,为减少主墩承台开挖量,避免对环境的过多破坏,主墩承台底贴近地面,露出地面部分桩基可采用模板施工,承台悬空部分填筑 C20 片石混凝土以起到防护基础及改善景观的作用。

### 【实例 4】 贵州北盘江大桥

贵州省六盘水至盘县高速公路北接四川,南接广西、云南,纵贯毕节、六盘水和兴义三地州市,对于云贵煤炭基地建设、煤炭输出和西电东送、实现贵州全省西部大开发战略目标具有十分重要的意义。路线于法耳跨越北盘江峡谷,桥址处山高谷深,地形地质复杂,施工运输条件极其困难,经多方案比选,大桥采用连续刚构方案,桥跨布置为  $85+220+290+220+85(\text{m})$ 。

北盘江大桥(图 7-33、图 7-34)桥型为特大跨、特高墩预应力混凝土斜腿连续刚构桥,引桥为 30mT 梁,桥高(桥面至承台)170m。桥址区地震基本烈度 VI 度,大桥高墩稳定、抗风、抗震问题突出,特大跨斜腿连续刚构上部构造设计、施工技术难度大。

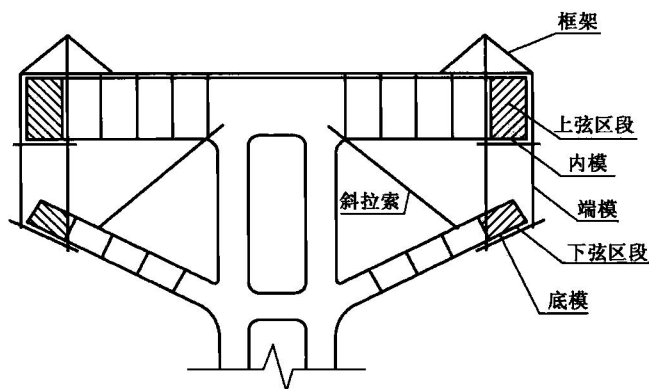


图 7-33 挂篮施工示意图



图 7-34 建成效果图



北盘江斜腿连续刚构桥型为一种在常规连续刚构形式上的一种新的改型,其主要思路是通过在箱梁根部附近设置斜腿,加大根部区域的结构刚度,从而提高其跨越能力。

### 1) 主悬浇 T

设置斜腿段箱梁上弦高度 6~5m,斜腿高度 7.5m;箱梁跨中高度 4.5m;斜腿至梁顶高度 35m;箱梁高度及梁顶至斜腿底缘距离按 2.5 次抛物线变化。箱梁浇筑节段为 18m(0 号段)+11×4m(上弦区段)+4×3m(汇合段)+4×3.5m+5×4m+10×4.5m,斜腿浇筑节段划分与上弦箱梁对应,为 11×4m。主悬浇 T 箱梁顶板厚 0.28m,底板厚度由跨中 0.32m 按二次抛物线变化至 1.2m(汇合段);箱梁腹板厚度 0.8m~0.45m,分两次过渡。

### 2) 次悬浇 T

次悬浇 T 最大悬臂长度 74m,箱梁根部高度 10m,跨中高度 4.5m;箱梁高度按二次抛物线变化。箱梁浇筑节段为 14m(0 号段)+73.5m+5×4m+5×4.5m。次悬浇 T 箱梁顶板厚 0.28m,底板厚度由跨中 0.32m 按二次抛物线变化至根部 0.9m;箱梁腹板厚度 0.7~0.45m,分两次过渡。

全桥箱梁顶宽 10.5m,底宽 6.5m,顶板悬臂长 2m,悬臂端部厚 0.2m,根部厚 0.65m,箱梁顶设有 2%的横坡。

### 3) 下部墩身

全桥主墩为 6、7、8、9 号桥墩,其中 7、8 号为主悬浇 T 主墩,6、9 号为次悬浇 T 主墩,主墩的高度分别为 75m、88m、141m、68m,均采用双肢薄壁空心截面。墩柱纵向尺寸 4.5m,净距 7m,比例为 1:1.56,斜腿高度 7.5m,斜腿与墩柱纵向尺寸比例 1:1.67,尺度均衡、比例协调;墩柱横桥向按 1:100 比例放坡增加墩底尺寸,满足结构横向抗风需要,同时又获得稳固、安全的视觉效果。

## 【实例 5】 云南红河大桥

红河大桥位于云南省元江县城西北,是国道 213 线元江—磨黑高速公路上的一座特大型桥梁。

红河大桥(见图 7-35)为跨径 58+182+265+194+70(m)的 5 跨不等跨连续刚构桥,桥梁总长 801m。平面第一跨中的 56.66m 位于半径 800m、转角 14°51'25"的缓和曲线内,其余各跨均位于直线上。

桥位地处亚热带季风地区,日温差变化大,雨量充沛。年平均气温 16.5~21.5℃。元江无通航要求,水位不控制设计。

主要技术标准为:

公路等级:高速公路;

设计车速:60km/h;

桥梁宽度:采用整体式桥梁设计,总宽 22.5m。

荷载标准为:

设计荷载:汽车—超 20 级,挂车—120;

设计风速:采用历年 10min 平均最大风速 22m/s;

设计洪水频率:300 年一遇;



图 7-35 红河大桥

地震烈度:按Ⅶ度设防。

### 1) 桥梁总体布置

红河大桥跨越 V 形深谷,谷深 170 多 m,采用主跨为 265m 的 5 跨不等跨的连续刚构(见图 7-36)。该桥基层为微风化板岩,桥台和 1、4 号边墩采用扩大基础,2、3 号中墩采用群桩基础,承台下设 20 根直径 2m 桩。

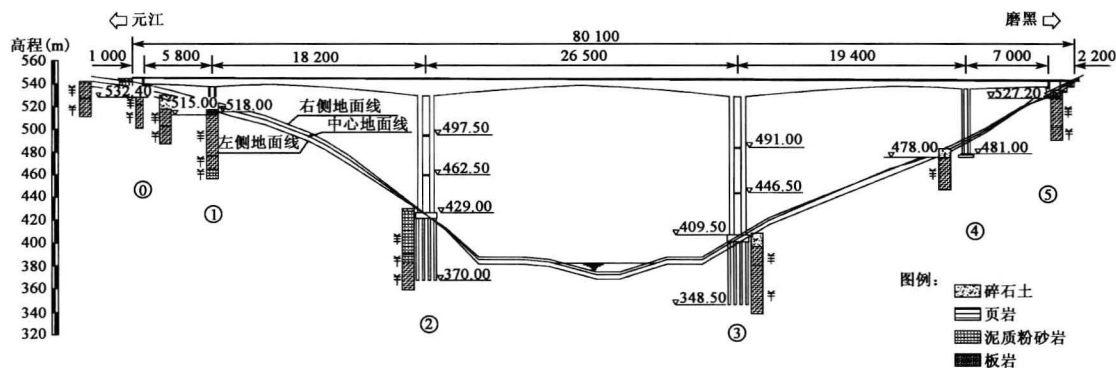


图 7-36 桥型总体布置图(尺寸单位:cm;高程单位:m)

### 2) 箱梁构造

本桥箱梁采用直腹板单箱单室结构,结构轻巧,美观。各控制断面尺寸见图 7-37。2、3 号主墩单 T 箱梁梁高采用 1.5 次抛物线变化,其余主梁梁高采用二次抛物线。底板厚度均采用二次抛物线变化。箱梁腹板厚度采用 40、50、60cm 三个标准梯度变化,仅在边跨梁端和主梁零号块稍有加厚。该桥 2、3 号墩顶梁高为 14.5m,高跨比为 1/18.3;根部底板厚度为 130cm,底板厚跨比为 1/127;根部腹板厚度为 60cm,腹板厚跨比为 1/442;跨中腹板厚度仅为 40cm;箱梁顶板横向悬臂长度最长达到 5.5m。在次边跨和中跨合龙段位置各设置两道厚 40cm 的横隔板。

### 3) 桥墩

该桥主墩均采用双柱式薄壁墩身,墩身外轮廓为矩形,墩身横桥向宽度与箱底同宽,即 11.5m。各墩尺寸见图 7-38。

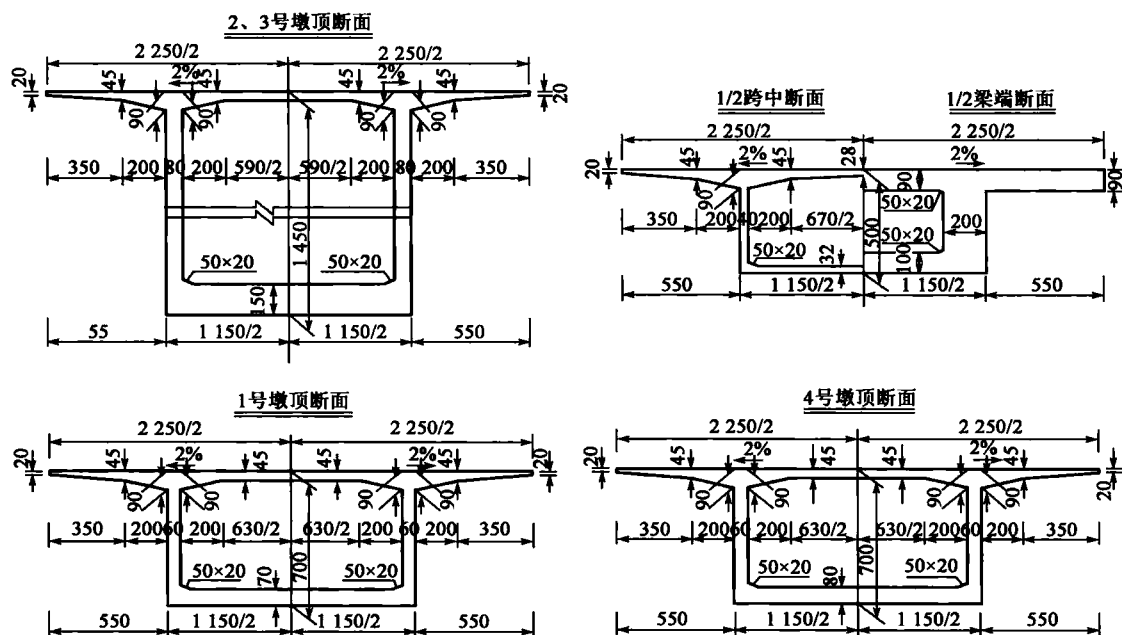


图 7-37 箱梁各控制断面尺寸(尺寸单位:cm)

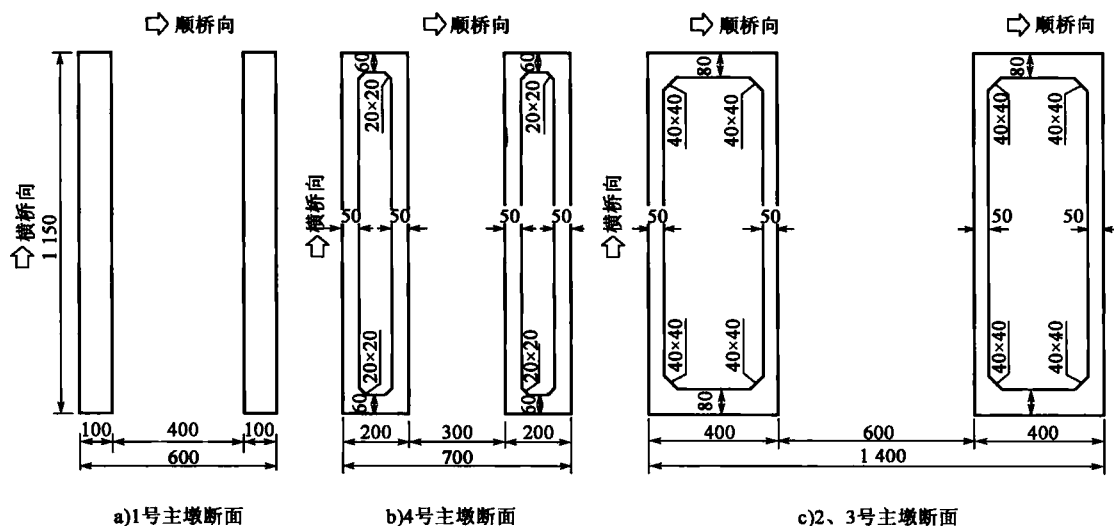


图 7-38 各桥墩断面(尺寸单位:cm)

桥台为重力式桥台。

#### 4) 箱梁预应力布置

箱梁为三向预应力混凝土结构。该桥预应力设置的特点在于纵向预应力只有顶板束、中跨底板束、边跨底板束,而且钢束均设置平弯;同时只有边跨底板束在梁端一定范围内设置竖弯。

纵向预应力采用真空辅助吸浆新工艺来克服预应力钢束管道过长引起的孔道压浆困难。





为防止箱梁张拉纵向预应力引起悬臂端部拉应力过大,悬臂端出现顺桥向裂缝,在距箱梁悬臂端部 1.5m 处增加单根钢绞线,在每个块件纵向预应力张拉到 50% 时张拉该根钢绞线至 196kN,锚头采用单孔可张拉连接器,下一块件浇筑前采用连接器接长。

#### 5) 主梁施工和施工控制

该桥箱梁采用悬臂浇筑施工,先合龙边跨,边跨合龙前后对梁端加卸载,改善边墩的受力状况,再合龙两个次边跨(二、四跨),最后合龙中跨,次边跨及中跨合龙前分别对主梁施加了 2 000kN 和 3 000kN 的水平顶推力,施工过程中对全桥各施工阶段实施了监控,最终合龙时,主梁梁体应力、高程与设计值吻合良好。

### 【实例 6】 广东杜步 1 号大桥

杜步 1 号高架桥(图 7-39)是 B4 标合同段上一座大型预应力混凝土刚构—连梁组合桥。桥址位于七拱河河谷,中部平缓,两岸陡峭,呈“U”字形,河床宽 50~60m,勘察期间水面宽约 30~50m,水深 0.30~1.20m,梅迳村周围为宽阔平坦的一级阶地,河谷南北两侧为易溶灰岩组成的连座孤峰及陡崖岩坡,山峰高程 326.5m(南岸),河谷高程 57.20m,相对高差 269.30m。两侧自然坡度 30°~60°间,地形陡峭,植被发育,桥址区大面积分布良田耕地,居民较集中,人口较稠密。



图 7-39 广东杜步 1 号桥合龙后全景

大桥主桥结构形式采用 75+6×125+75(m) 的八跨预应力混凝土刚构—连续组合体系,上部结构采用三向预应力混凝土变截面箱梁,下部采用双薄壁+单空心薄壁组合桥墩、钻孔灌注桩基础。0 号桥台为双柱式台,8 号桥台采用扶壁台,钻孔桩灌注基础。平面部分在桩号 K2177+094.998 之前位于  $R=910$ 、 $L_s=208.162$ 、 $R=3\,750$ m 的缓和曲线上,此桩号之后位于  $R=3\,750$ m 的圆曲线内。桥梁跨径按桥梁中心线布置,桥墩台径向布设。全长 904.711m,最大墩高达 110m,边跨比为 0.6,根部梁高 6.8m,跨中及端部梁高 2.8m,箱梁高度按 1.8 次抛物线变化。横断面为单箱单室斜腹板箱梁,腹板斜率 8:1,箱梁顶板宽为 12.25m,底板宽度由 471.3cm 变化到 571.3cm,翼缘悬臂长度 3.0m;箱梁底板厚度连续梁 0 号块为 120cm、刚构 0 号块底板厚度为 100cm,各梁段底板厚从悬臂根部至悬浇段结束处由 100~30cm,其间按 1.8 次抛物线变化,跨中合龙段及边跨现浇为 30cm;箱梁顶板厚度 0 号块为 50cm,其他梁段



顶板厚度为 28cm;箱梁腹板厚度 0 号块为 80cm,1~8 号块为 65cm,9~10 号块为 65~50cm、其余梁段为 50cm;箱梁腹板厚度 0 号块为 80cm,1~8 号块 65cm、9~10 号块腹板厚度 65~50cm、其余梁段腹板厚度为 50cm。全桥除在梁端及 0 号块设置横梁外,其余均不设置横梁。连续梁 0 号块横梁厚 70cm,连续刚构 0 号块横梁厚 150cm,端横梁厚 150cm。

上部结构采用悬臂浇筑施工方法,箱梁纵向分 0、1(1')号段、悬浇段(共计 15 个块)、合龙段及边跨现浇段,其中 0、1(1')号段长 12.0m,悬臂纵向分段长度为  $5 \times 3.5 + 5 \times 4.0 + 4 \times 4.5$  (m),合龙段 2.0m,边跨现浇段为 11.02m。采用三角形挂篮和菱形挂篮施工,三角形挂篮 57t,菱形挂篮 50t。挂篮悬臂梁段最大质量 141.70t。纵向预应力采用  $\phi 15.24$ mm 高强低松弛钢绞线,有 15-19、15-17 和 15-14 三种钢绞线,顶板束布置以平弯线形为主,锚固端附近采用局部竖弯,腹板束布置在锚固端附近采用局部竖弯,底板束采用平、竖弯结合布置,管道采用塑料波纹管,内径为  $\phi 100$ ,真空压浆工艺灌浆。

杜步 1 号高架桥有 7 个桥墩(1~7 号),两边跨桥墩(1 号、7 号)结构形式完全一样,其他桥墩(2~6 号)也结构形式相同,其中 1 号墩高 48.00m,2 号墩高 97.00m,3 号墩高 99.00m,4 号墩高 103.00m,5 号墩高 106.00m,6 号墩高 110.00m,7 号墩高 45.00m,最高墩高 110m。

杜步 1 号高架桥集多跨、高墩、大跨等特点,目前国内少见。

## 本章参考文献

- [1] 王慧东. 桥梁墩台与基础工程. 北京:中国铁道出版社,2005.
- [2] 李丽平. 高墩大跨梁桥设计理论研究. 武汉:武汉理工大学,2004.
- [3] 铁道部第四勘察设计研究院. 桥梁墩台. 北京:中国铁道出版社,1997.
- [4] 杨宇,朱卫国. 对山区高墩设计的几点认识. 公路交通科技:应用技术版,2010,5.
- [5] 江祖铭,王崇礼. 公路桥涵设计手册 墩台与基础. 北京:人民交通出版社,1994.
- [6] 康文静. 高墩设计理论研究. 武汉:华中科技大学,2006.
- [7] 贺拴海,等. 西部课题“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”. 专题五研究报告,2007.
- [8] 张开敬,等. 百米箱形高墩柱模型试验与分析. 桥梁建设,1997(2).
- [9] 宗周红,等. 钢筋混凝土箱型高墩双向拟静力试验研究. 防灾减灾工程学报,2010(8).
- [10] 吕卫军,等. 高墩连续刚构桥墩风荷载风洞试验分析与研究. 中国公路学会桥梁和结构工程分会 2005 年全国桥梁学术会议.
- [11] 夏龙. 高墩大跨 T 形刚构桥墩梁固接处试验研究. 长沙:中南大学,2007.
- [12] 许智焰,等. 内昆铁路花土坡特大桥设计. 桥梁建设,2004(1).
- [13] 罗玉祥,等. 湖北龙潭河特大桥设计. 中国公路学会桥梁和结构工程分会 2004 年全国桥梁学术会议论文集.
- [14] 陈毅明. 贵遵公路乌江大桥设计. 桥梁建设,2008(4).
- [15] 宗昕,等. 北盘江特大桥结构设计. 公路,2010(8).
- [16] 吕敬之,等. 云南红河大桥设计. 中国公路学会桥梁和结构工程分会 2004 年全国桥梁学术会议论文集.
- [17] 饶中. 杜步 1 号高架桥设计. 公路,2010(8).

## 第 8 章 高墩结构设计与施工

### 8.1 概 述

实际工程中,高墩大致分为两类:一类是高墩墩身与上部结构固接,形成刚构体系;一类是高墩上设置支座,仅承受上部传下来的恒载和支座摩阻产生的水平力(温度力、制动力)。前者高墩受力相对复杂,不仅承受竖向力、水平力,还要承受弯矩;后者则仅承受竖向和水平力。

对于弯连续刚构桥,自重对墩产生横向弯矩,且平曲线半径越小,横向弯矩越大,这是不同于直连续刚构桥的地方。上部结构若为预应力结构,其成桥阶段的预应力对抵抗横向弯矩有利,这也是弯连续刚构桥的受力特点。认识高墩,尤其是弯连续刚构桥情况下的高墩,把握墩身横向受力是设计的关键。

本章主要阐述三个问题:①高墩构造与刚度;②高墩单双肢设计;③高墩施工方法。

### 8.2 高墩构造与刚度

#### 8.2.1 设计原则

桥墩刚度是控制连续刚构体系桥型布设及结构设计的关键因素,对于建筑高度有限、墩身高度低矮的组合体系而言,采用合适的方法计算墩身刚度是分析与设计的重要内容。高墩大跨连续刚构桥的桥墩不仅应满足施工、运营等各阶段支承上部结构重量和稳定等方面的要求,而且桥墩的柔度应适应由于温度变化、混凝土收缩、徐变及制动力等因素引起的水平位移。桥墩与主梁要共同承受内力,且结构内力是按桥墩与主梁的刚度比来分配的。桥墩的刚度大则分得的内力大,不能有效地发挥梁身的抗弯能力,而主梁在墩顶处的受力很大,也达不到降低墩顶负弯矩的目的,且纵桥向允许的变位小,不能消除附加内力引起的变形。可见连续刚构桥桥墩纵桥向刚度在满足桥梁施工、运行稳定性要求的前提下要尽量小。

相反高墩大跨连续刚构桥在横桥向的约束很弱,桥梁在横向不平衡荷载或风载作用下,易产生扭曲、变位,为了增大其横向稳定性,桥墩横向刚度应大一些。

对于连续刚构桥来说,跨度与墩高之间会有一个相对经济的比例关系,而通过计算、分析、比选确定跨径和墩高后,高墩的类型、截面形式的选取和稳定问题则成为高墩设计的一个重点部分。一般来讲,高墩的设计应考虑以下因素:

(1)对纵向抗推刚度的要求:①施工阶段要求墩柱纵向刚度大一些,以适应不平衡力的



要求;②运营阶段要求墩柱纵向抗推刚度小一些,以适应温度、混凝土收缩徐变等引起的变形。

(2)对横向刚度的要求:墩柱受横向力主要是风载、车辆偏心荷载和弯桥时的横向弯矩。与纵桥向刚度不同的是对横桥向刚度的要求不矛盾,故应设计得较大为宜。但应尽可能改善墩身气动外形,减小风载体形系数。

(3)对稳定性的要求:高墩属细长偏心受压结构,稳定问题较为突出。高墩稳定分墩身整体稳定和壁板局部稳定两个问题。整体稳定一般为上部构造施工到最大悬臂状态时控制设计;局部稳定只要控制好壁板的宽厚比一般容易满足要求。

(4)对施工便捷性要求:高墩一般采用滑模、翻模或爬模施工,因此宜采用简洁的形状。

(5)对景观要求:山区高墩连续刚构桥体量巨大,景观效果突出,墩形选择应与环境相协调。

## 8.2.2 结构类型

从结构外形上讲,连续刚构桥桥墩有竖直双薄壁、竖直单薄壁、V形、X形、Y形墩;从墩身的截面形式来划分,一般可分为实体桥墩、空心桥墩;按受力后变形特征分为刚性墩和柔性墩;按建筑材料分为混凝土墩、钢筋混凝土墩、预应力混凝土墩和钢桥墩等。

### 1) 实体桥墩

实体桥墩是指桥墩由实体结构组成,又称重力式桥墩。这类桥墩的特点主要是依靠自身重力(包括上部结构重力)来平衡外力保证桥墩的稳定,其体积和自重较大。

实体桥墩截面形式主要有圆形、方形(矩形)、尖端形、工字形、圆端形等。圆形截面或方形(矩形)截面多用于铁路桥。圆端形截面适合水流通过,是广泛使用的一种截面形式。

实体墩的断面形式如图 8-1 所示。

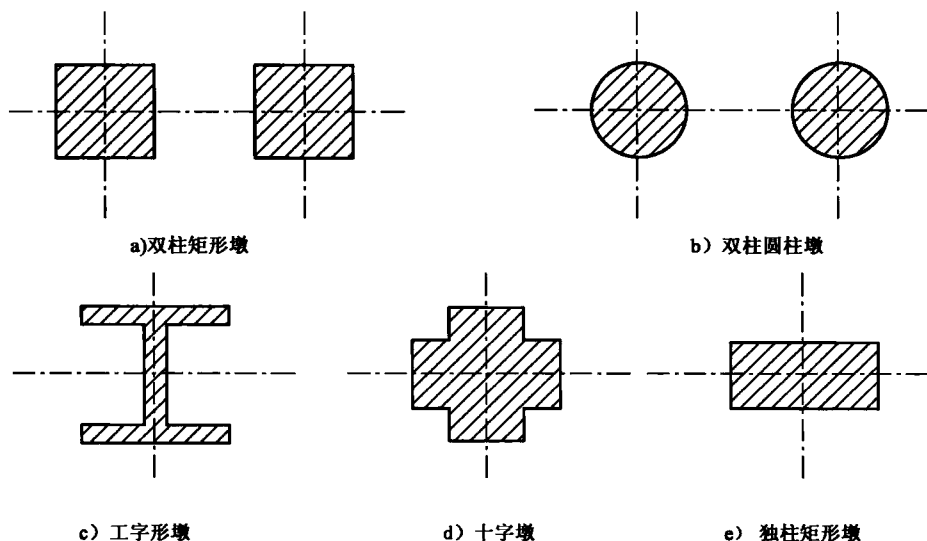


图 8-1 实体墩的断面形式



## 2) 空心桥墩

空心桥墩是墩身为空腔体的桥墩,是实体墩向轻型化发展的一种较好的结构形式,多为混凝土或钢筋混凝土结构,广泛应用于高桥墩。这种桥墩可以大量节省墩身体积,一般混凝土桥墩可节省圬工 20%~30%;钢筋混凝土空心高墩可节省 50% 以上。墩身壁厚混凝土不小于 50cm,钢筋混凝土不小于 30cm。

空心墩的断面形式见图 8-2。

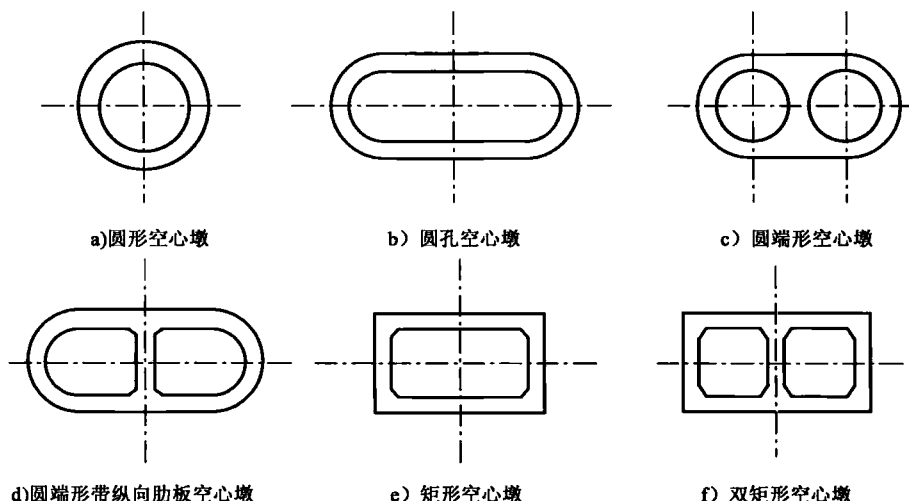


图 8-2 空心墩的断面形式

另外,钢筋混凝土空心墩一般要设横隔板、通风孔、检查孔及扶梯等。对于较高的空心墩,可采用预应力拼装的薄壁空心墩。

总之,桥墩形式的选取要综合考虑上部结构类型、跨径、墩高、荷载等参数,通过计算、分析、比较后确定。一般来说,桥墩形式的选取有以下原则:

当墩高相差不大时,墩高 35m 以下,可选用双柱式或矩形薄壁墩;墩高 35~50m 选用矩形薄壁墩;墩高 50~60m 可将矩形薄壁墩与空心薄壁墩进行比较后选用;墩高 60m 以上选用空心薄壁墩为宜;墩高 100m 左右可将空心薄壁墩与双壁式墩进行综合比较后选用。当墩高相差很大时,还应具体问题具体分析,在经过计算综合比较后选取合适的截面形式。

## 8.2.3 系梁

高墩桥梁稳定性一直是影响桥梁结构安全的关键因素,如何在保证桥梁外形美观、结构受力合理的情况下提高高墩桥梁的稳定性,是工程技术人员一直在探讨的问题。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)规定:柱式墩台的柱身间设置横梁系梁时,其截面高度和宽度可分别取 0.8~1.0 倍和 0.6~0.8 倍的柱直径或长边边长。

双薄壁墩系梁主要受恒载、活载和温度作用。恒载作用与普通固接梁一样;温度和活载作用都使系梁发生错动。温升与中跨活载作用效应规律差不多;温降与边跨活载作用效应规律差不多。系梁在恒载、活载和温度组合作用下,上下缘均可出现拉应力,故配筋时应注意上下



缘都配受拉钢筋,尤其系梁与墩柱连接部位是受力较大的位置。图 8-3 为贵州沙银沟大桥系梁(只设一道)在恒载和活载作用下应力分布图。

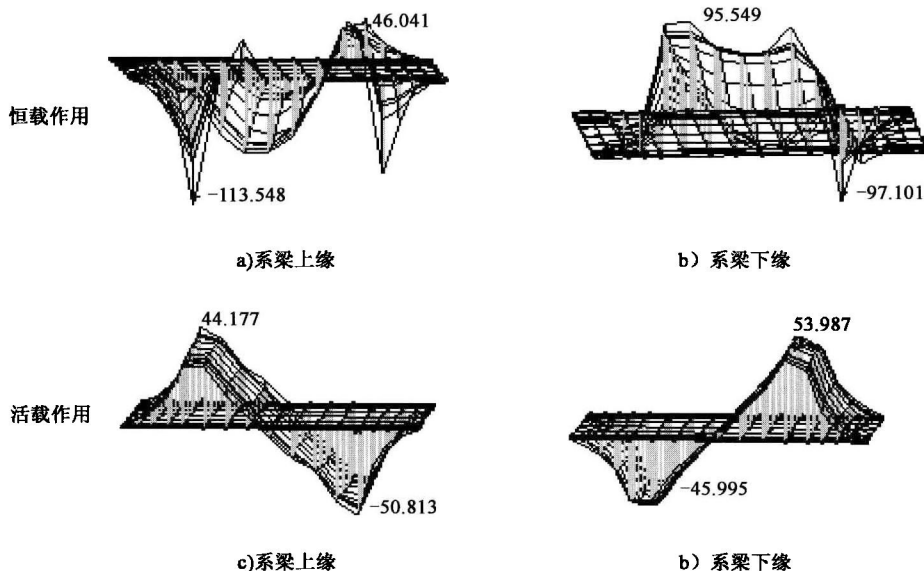


图 8-3 系梁纵桥向  $\sigma_x$  图(单位:0.01MPa)

关于设置系梁,国内学者结合实际工程做过大量分析,综合起来大致得出如下结论:

(1)增加墩间横系梁后,无论是最大悬臂阶段还是成桥阶段,桥梁的顺桥向稳定性均有较大的改善,而对于桥梁的横向稳定性基本上没有影响。

(2)增加横系梁后,桥梁顺桥向的水平抗推刚度也随之有所增大,但是增大比例不大,对于跨径较大的桥梁,小幅度的水平抗推刚度增大对上部主梁的计算结果影响不大。

(3)双薄壁墩若设一道系梁,其位置应设在  $1/2$  墩高处;双薄壁墩若设两道系梁,其位置应靠近  $1/2$  墩高处为佳。

(4)随着墩间横系梁数量的增加,对稳定性的贡献也趋于稳定,适当地设置横系梁能有效地提高双肢薄壁高墩刚构桥梁的稳定性,但随着横系梁数量的增加,稳定性提高并不明显。

双薄壁墩设置横系梁的初衷是提高稳定系数。但从实际应用情况来看,设置系梁并非只有好处。它的不足之处是成桥后系梁在温度、活载作用下受力偏大。现举一例。湖北龙潭河特大桥主桥上部构造为  $106+3\times 200+106(\text{m})$  五跨预应力混凝土连续刚构箱梁。该桥 5~8 号为主桥桥墩,最高 178m,墩身采用双肢变截面矩形空心墩,纵向每墩双肢外侧均按  $100:1$  放坡,横向根据墩高采用分段放坡方式从上到下分别采用  $100:1$ 、 $60:1$  和  $40:1$  三种坡率。在单壁空心墩内部每 30m 设置 1 道横隔板,以加强墩身刚度。每隔 60m 设一道系梁,系梁采用预应力结构。分析结果:主拉应力和主压应力过大,取消边系梁,保持中系梁。

在实际系梁应用中,为避免系梁因受力过大损坏,有时将系梁设置成临时结构,在施工过程中起稳定作用,成桥后去掉。如贵州上瑞线上的平寨大桥。



## 8.2.4 纵桥向宽度

连续刚构桥桥墩横桥向宽度与箱梁底板宽度一致,双薄壁墩的纵向宽度  $H$  应如何确定?应根据温度变化、混凝土收缩徐变以及地震力引起墩顶顺桥向位移最大者进行设计,工程实际常常以温度变化位移为最大,由此根据温度变化最大位移所需双薄壁墩的  $H$  很容易求得。

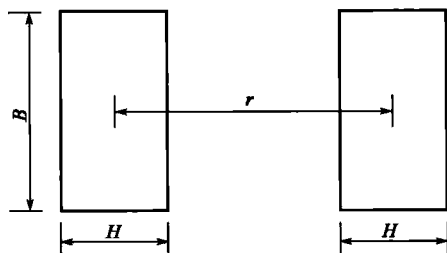


图 8-4 双薄壁实心墩

式中:  $\delta$ ——温度变形量;

$P$ ——墩顶水平推力;

$l$ ——主墩高度;

$E$ ——主墩弹性模量;

$B$ ——主墩横桥宽;

$H$ ——主墩纵向宽度;

$\alpha$ ——混凝土温度线膨胀系数;

$\Delta T$ ——温差;

$L$ ——上部主梁全长。

### 2) 空心薄壁桥墩

以图 8-5 所示尺寸进行分析。

由

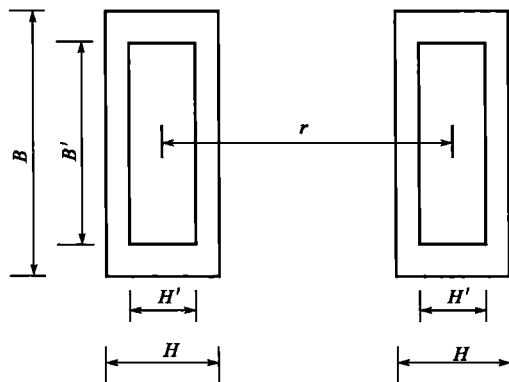


图 8-5 双薄壁空心墩

$$\delta = \frac{Pl^3}{3EI} = \frac{2Pl^3}{E(BH^3 - B'H'^3)} \quad (8-4)$$

仍按温度变化位移为最大时,两薄壁墩

$$\alpha \Delta T \frac{1}{2} L = \frac{2Pl^3}{E(BH^3 - B'H'^3)} \quad (8-5)$$

式中:  $B'$ 、 $H'$ ——空心墩内尺寸,按经验采用,一般  $B - B' = 100\text{cm}$ ;  $H - H' = 100\text{cm}$ ,由上式可得出合理的  $H$ 。

经过统计,墩高较小时,双薄壁墩顺桥向宽度  $H$  在 2.0~4.0m 之间,且设置为实心墩或空心薄壁独墩,桥墩越高,该值越大。实心墩和空心墩的内力相差不大,在 1.1 倍左右,而实心墩的惯性矩比空心墩要大很多,从受力的角度来说,实心墩受轴力和侧向弯矩要比空心墩更安全些,更利于配筋。但空心墩节省工程量。

对于弯桥,在施工阶段由于抗扭的需要,不宜选择太薄的薄壁墩。随着墩高的增加,主墩线刚度减小,可以满足变形的需要,选择空心薄壁独墩可以提高主墩抗扭刚度和稳定性。



### 8.2.5 桥墩刚度

桥墩刚度大小是抵抗变形能力的体现。对一般桥墩设计关心的大多是顺桥向刚度,但对于大跨径弯桥高墩而言,不仅要关心顺桥向刚度,还要关心横桥向刚度。

#### 1) 墩身横桥向变位控制

对于弯连续刚构桥,悬臂施工时梁体会产生向曲线内侧的扭转。桥梁合龙后并在二期恒载作用下,箱梁会产生向曲线外侧的扭转。箱梁本身的这些扭转角很小,但在高墩变形的联合作用下,扭转角会明显增大,在产生扭转角的同时墩顶还会产生较大的横向变位。墩的横向刚度越小,变位值越大。贵州沙银沟大桥在桥墩变形分析时,曾对不同半径和墩高情况下双薄壁墩身横向变形进行仿真分析,其结果如图 8-6 和图 8-7 所示。

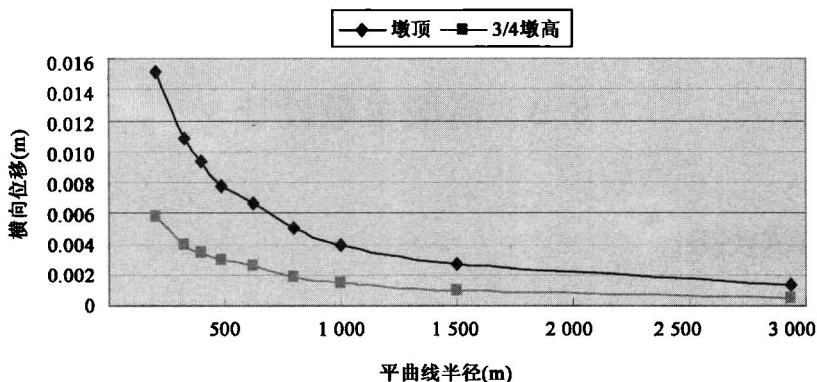


图 8-6 不同半径下最大悬臂状态时双薄壁墩横向位移图

图 8-6 表明:当平曲线半径大于 1 500m 时,横向位移较小,接近于直桥的零位移,随着半径的减小,横向位移逐渐增大,尤其是墩顶。当半径小于 800m 左右时,横向位移增加得很快,所以曲线半径越小时,在设计和施工中更要重视墩的横向位移。

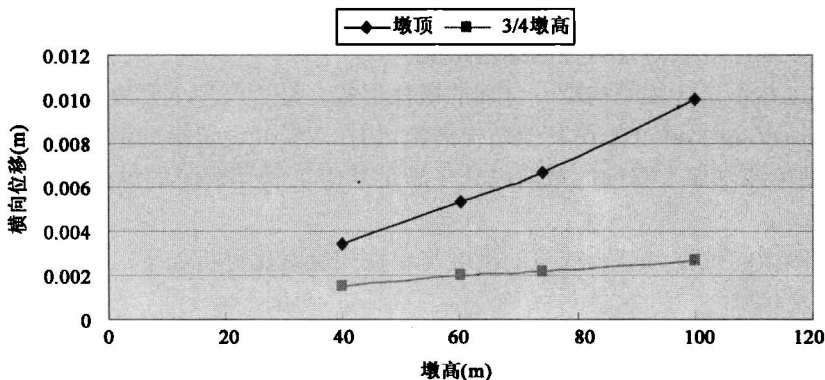


图 8-7 不同墩高下最大悬臂状态时双薄壁墩横向位移图

图 8-7 表明:不同桥墩在墩顶和 3/4 墩高处的横向位移随着墩的高度变化,呈线性增加。而材料力学里悬臂梁受梁端弯矩作用,梁端位移与梁长是二次的关系。说明弯连续刚构桥墩





不仅受到弯矩的作用,还有其他因素和约束的影响,使得墩横向位移与墩高呈线性关系。

控制墩身横桥向变位的方法通常有以下两种:如果变位过大则必须增加墩身刚度;如果变位合理则可通过设置墩的预偏量来加以控制。

### 2) 墩身顺桥向变位控制

对于一般桥墩而言,墩身顺桥向刚度受温度、汽车制动力控制。但对于大纵坡高墩长桥而言,桥墩顺桥向刚度除关注温度、制动力外,还要关注由于车辆长期单向行驶可能产生桥梁体系不可恢复的累计变位。解决这个问题一般应设制动墩或调整全桥各墩刚度分配。由于连续刚构薄壁墩刚度的刚柔矛盾性,有时解决这个问题也可以通过设置墩的预偏量加以解决。另外,在高墩长桥中,预应力混凝土结构收缩徐变对体系变位的长期效应也需要注意。高墩桥墩顶在成桥时的初始偏位,在后期的徐变中将有较大的发展。它将对桥墩受力及体系的变位均产生不利的影响。因此墩顶初始变位的控制一定要向着有利抵抗长期徐变效应的方向进行。

## 8.3 高墩参数设计

### 8.3.1 单双肢设计

梁式桥一般都是单墩,只有连续刚构才采用双肢墩。连续刚构桥墩与梁体的弯矩分配决定于两者的相对刚度,而梁体的收缩、徐变及温度应力与刚构桥墩柱的抗推刚度有直接关系。合理的刚度比应既能满足全桥的纵向刚度,又能改善梁体的内力分布,充分发挥材料的受力性能,因此在连续刚构桥设计中必须高度重视墩梁刚度比。

最理想的墩柱除满足结构及施工、运输阶段的最小纵、横向刚度要求外,还应该具有较大的抗弯刚度和较小的抗推刚度,在墩柱较矮(一般在 20~30m 之间)的情况下,双肢薄壁柔性墩是最好的结构形式。它提供的反力能削弱梁体的力矩峰值,双肢之间保持一定的距离,构成很大的整体抗弯刚度,同时其纵向抗推刚度较小,可减小墩柱对中跨梁体的约束,因此,在连续刚构桥中一般多采用双肢薄壁墩柱的结构形式。

但双壁墩也并不是连续刚构唯一合理的墩柱形式。是否合理主要取决于与客观条件是否相匹配。当墩柱较高时,除非采用其他结构措施,如在双壁间设置纵向横联或在边跨梁端设置固定支座,否则单纯以加大双壁的截面尺寸来满足其施工和运营时的纵向墩顶位移的限值是很不经济的。

现将双薄壁墩的抗推、抗弯、抗扭的刚度与单柱式墩对比分析如下。

#### 1) 抗推刚度比较

为了便于对比采用实心矩形截面,设单柱式墩截面尺寸为  $B \times 2H$ ,双柱墩为  $B \times H$ ,墩高均为  $l$ ,如图 8-8 所示。

对单柱式墩,其顺桥向抗推刚度为

$$K_a = \frac{3E \times \frac{1}{12} B \times 8H^3}{l^3} = \frac{2EBH^3}{l^3} \quad (8-6)$$



对双柱式墩假设墩顶主梁刚度很大,双柱墩在水平力作用下保持共同变形,则其顺桥向抗推刚度为

$$K_b = \frac{2 \times 3E \times \frac{1}{12}B \times H^3}{l^3} = \frac{EBH^3}{2l^3} \tag{8-7}$$

$$\frac{K_a}{K_b} = 4 \tag{8-8}$$

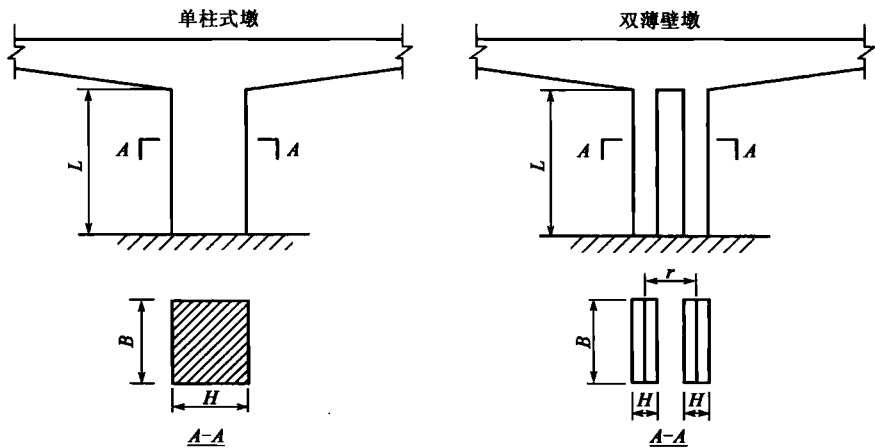


图 8-8 墩身结构形式

由上式可知,在截面积相同的情况下,单柱式墩的抗推刚度是双柱式墩抗推刚度的 4 倍,因此采用双柱式墩的连续刚构能有效地减小温度,混凝土收缩、徐变所产生的顺桥向的位移。

2)抗弯刚度比较

仍采用图 8-8,可得单柱式墩的顺桥向的抗弯刚度

$$J_a = \frac{B(2H)^3}{12} = \frac{2}{3}BH^3 = 0.667BH^3 \tag{8-9}$$

在双柱墩能共同变形的情况下,其顺桥向的抗弯刚度

$$J_b = 2 \frac{BH^3}{12} + 2BH \cdot r^2 \tag{8-10}$$

当  $r=H, 2H, 3H, 4H$  时代入上式,  $J_a$  和  $J_b$  的比值见表 8-1。

$J_a$  和  $J_b$  大小比较( $J_a=0.667BH^3$ )

表 8-1

$r$ 值	$J_b$	$J_b/J_a$
H	$2.167BH^3$	3.25
2H	$8.167BH^3$	12.24
3H	$18.167BH^3$	27.24
4H	$32.167BH^3$	48.23



在墩顶作用弯矩  $M$  时,单柱式墩混凝土最不利应力  $\sigma_a = \frac{M}{J_a} \cdot \frac{H}{2}$ ,双薄壁墩混凝土最不利应力  $\sigma_b = \frac{M\rho}{(1+2\rho)Ar} + \frac{M}{2(1+2\rho)\frac{1}{12}BH^3} \frac{H}{2}$ ,式中,  $\rho = 6\left(\frac{r}{b}\right)^2$ 。

通过实例计算说明,双薄壁墩在桥梁悬臂施工阶段的应力水平比单柱式墩小得多。

### 3) 抗扭刚度比较

假设单柱式墩与双薄壁墩在横桥向受到扭矩  $M_T$  之后产生的扭转角为  $\theta$ ,如图 8-9 所示,它们的受力分析如下。

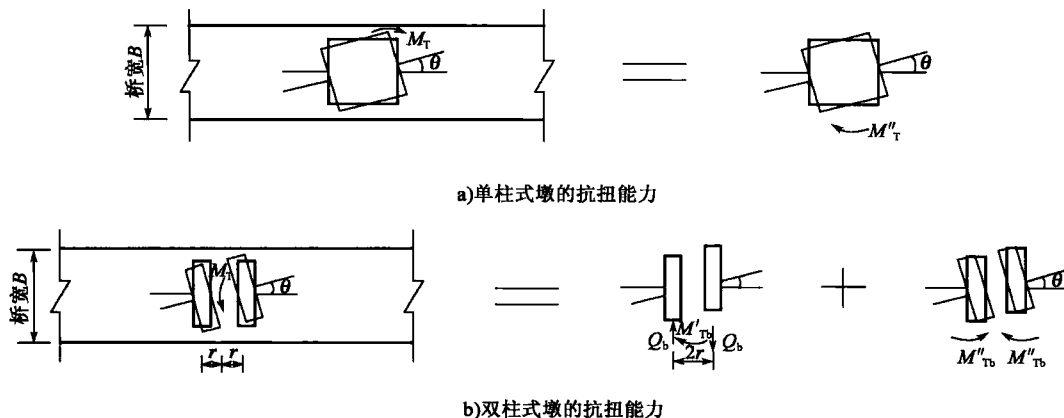


图 8-9 墩的抗扭能力

#### (1) 单柱式墩

当受到横向扭矩  $M_T$  产生的转角  $\theta$ ,则墩顶也将产生相应的扭角  $\theta$ ,从而只产生抵抗扭矩  $M_T''$ 。

#### (2) 双薄壁墩

双薄壁墩则不然,除使各肢墩产生扭角  $\theta$ ,同时还使各柱产生横桥向的相对位移,因此其抗扭能力由两部分组成:一是墩本身扭转产生的抵抗扭矩  $M_T'b'$ ;二是由于墩身横桥向水平位移产生的横桥向水平力  $Q_b$ ,由此产生抵抗扭矩  $M_T'b'' = Q_b \times 2r$ 。

抵抗扭矩的总和为:  $M_{Tb} = M_T'b' + 2M_T'b'' = 2rQ_b + 2M_T'b'$ ,式中:  $2rQ_b$  的值远大于  $2M_T'b'$ ,所以是双薄壁墩主要的抵抗扭矩,它与  $r$  成正比。由此可见,双薄壁墩的横向抗扭能力远远大于单柱式墩,故能满足横向抗风要求。

从以上分析中可得出如下结论:与单柱式墩相比,在相同截面积的情况下,双柱墩具有较小的抗推刚度和较大的抗弯、抗扭能力,所以一般连续刚构桥多采用双柱式薄壁墩。另外,综合各方面因素,双肢墩与单肢墩相比有如下优势:①抗推刚度小,有利于减小温度、徐变内力;②稳定系数大;③抗弯抗扭刚度大,有利于抵抗施工过程中的不平衡内力;④上构箱梁净跨径变小,对箱梁受力有利;⑤易于施工挂篮,不需要临时支撑;⑥双肢墩可在保持柱顶几何尺寸不变的前提下调整不同高度墩柱的刚度,适应全联体系的受力要求,保证箱梁 0 号及各悬臂施工节段划分不变。单肢墩的优点是横向刚度大、施工方便,可减少基础尺寸。



实际工程中,大跨径连续刚构多采用双肢墩,一般只有在跨径不大、墩身不高的情况下才采用单肢墩。当墩身较高时也有采用单肢墩的,因为墩高后单墩的抗推刚度也能满足要求。对于单肢墩,多采用临时支撑固接,以方便安装挂篮和抵抗施工上部箱梁时的不平衡重问题。临时支撑待合龙后再拆除。

综上所述,当跨径超过百米后,尽量采用双肢墩。

### 8.3.2 双肢间距设计

抗推刚度愈小愈能减小温度、混凝土收缩徐变和地震力的影响,但是,连续刚构桥的主墩是偏心受压柱,墩身面积必须满足强度要求而不能过小,一般只能在满足强度的前提下来减少它的抗推刚度,增加它的柔性,下面分别对双肢薄壁实心桥墩和双肢薄壁空心桥墩探讨它的墩间距。

柔性墩在施工中,不可避免要出现不平衡弯矩,对柔性墩要求具有一定的抗弯刚度。两薄壁墩柔性墩间距  $r$  采用多少合理? 从目前我国修建的大跨连续刚构桥资料来看,一般是 7m 为多,是否是最佳间距,有关学者建议一般常规施工情况下,可按一侧一节段重量的 1.2 倍,另一侧为 0.8 倍产生的不平衡弯矩  $\Delta M$ ,或者按实际施工中出现的真实不平衡弯矩  $\Delta M$ ,确定  $r$ 。

#### 1) 实心桥墩

现拟双薄壁墩纵向宽分别为  $H$ ,两薄壁实心桥墩中心距为  $r$ ,如图 8-4 所示。

实心双薄壁墩抗弯模量  $W = \frac{BH^3/3 + BHr^3}{r + H}$ ,当预应力区配有非预应力钢筋时,拉应力  $\sigma_{hl} \leq 1.15R_t^b$ ;当预应力区不配有非预应力钢筋时,拉应力  $\sigma_{hl} \leq 0.7R_t^b$ ,所以

$$\frac{\Delta M(r + H)}{BH^3/3 + BHr^3} \leq 1.15R_t^b \text{ 或 } 0.7R_t^b \quad (8-11)$$

式中: $R_t^b$ ——混凝土抗拉强度标准值。

从上式中可有根据地确定出两实心薄壁墩的间距  $r$ 。

也有学者通过工程实例得出以下回归公式:

$$r = 0.3445 - 2.8517H + 0.1295l + 0.0496L \quad (8-12)$$

式中: $r$ ——两实心薄壁墩的间距;

$H$ ——主墩纵向宽度;

$l$ ——墩高;

$L$ ——跨径。

#### 2) 空心薄壁桥墩

现设空心双薄壁墩截面横桥向宽度分别为  $B$  和  $B'$ ,顺桥向宽度分别为  $H$  和  $H'$ ,如图 8-5 所示。

为满足施工中不平衡弯矩,所需两薄壁抗弯模量  $W = \frac{I}{r/2 + H/2}$ ,所以

$$\frac{\Delta M}{W} \leq 1.15R_t^b \text{ 或 } 0.7R_t^b \quad (8-13)$$

由此确定  $r$ 。



## 8.4 高墩施工方法

### 8.4.1 概述

桥墩施工是桥梁下部施工的重要组成部分。对一般桥墩施工来讲,常见施工方法无外乎以下几种:①满堂支架施工。一般采用碗口式脚手架,脚手架的作用是用于上下人行、支立模板和绑扎钢筋。混凝土垂直运输采用自卸混凝土升降斗或混凝土输送泵。②无支架施工。一般采用钢管搭设工作平台,人员上下用扶梯。混凝土垂直运输采用汽车吊机完成。③塔吊施工。一般墩高超过 30m 时,在墩旁安设塔吊,塔吊通过墩柱预埋件和墩身连接。由塔吊完成墩身的立模、拆模以及工程材料的运输工作。对于超过 60m 的高墩,采用常规方法已经不适用。

高桥墩的施工设备与一般桥墩所用设备大体相同,主要区别在模板上。目前高墩施工模板大致分滑模、爬模和翻模三种。液压滑动模板,20 世纪 70 年代初至 20 世纪 80 年代末期,在铁路和公路高墩桥梁施工中应用非常广泛。到 20 世纪 90 年代以后,液压(或电动)翻升模板、液压爬升模板和电动升降脚手架等新型模板体系开始出现,使得施工单位有了更多的选择。液压滑动模板应用越来越少,主要原因有以下几点:①人们普遍认为滑模造价比翻模和爬模高;②滑模施工的墩身外观质量稍差;③滑模施工不能中途停工;④墩身中心难以控制等。目前超过 60m 的高墩施工应用最普遍的是翻模方法。采用翻模方法施工的最主要原因是方法不复杂,容易控制。

### 8.4.2 滑模施工

滑模施工的基本原理是利用混凝土初期(4~8h)强度,脱模后在混凝土保持自立、不发生塑性变形的情况下使滑模得以连续滑升。滑模施工的基本环节是模板滑升→在滑空的模板内分层绑扎钢筋→灌注混凝土→模板滑升,然后再循环,直至设计高程。滑模施工的特点是:施工速度快,省工省时工效高;能确保结构整体性;但施工结构复杂,设备投入量大,而且工艺要求严格,混凝土质量难以控制,易形成表面龟裂纹。目前实际工程中采用滑模施工往往是已经有施工经验、技术熟练、有现成设备的施工队伍。如果没有该工艺施工经验的队伍,多倾向采用翻模施工。

滑升模板系统一般包括模板、吊架、工作平台和滑升动力系统组成,大致如图 8-10 所示。模板可分木模、钢模和钢木混合模板。吊架由吊杆、横杆和脚手板组成,设置吊架的目的是为检查混凝土质量、抹面养生、钢筋绑扎等作业提供操作场地。工作平台是滑模施工中混凝土灌注、振捣、钢筋焊接、顶杆接长以及模板提升等项作业的操作场地。它一般由纵横梁组成的平面板架结构,重量轻,刚度大。提升系统包括液压千斤顶、液压控制台、顶杆等,是模板提升的动力设备。另外还有控制系统,墩中线控制系统一般采用自动安平激光铅直仪。



滑模施工工艺一般流程如图 8-11 所示。

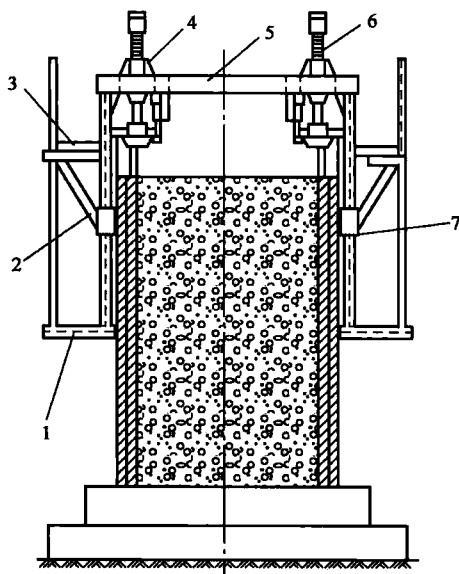


图 8-10 滑模构造示意图

1-吊架;2-模板;3-操作平台;4-千斤顶;5-顶架;  
6-支撑杆;7-维圈

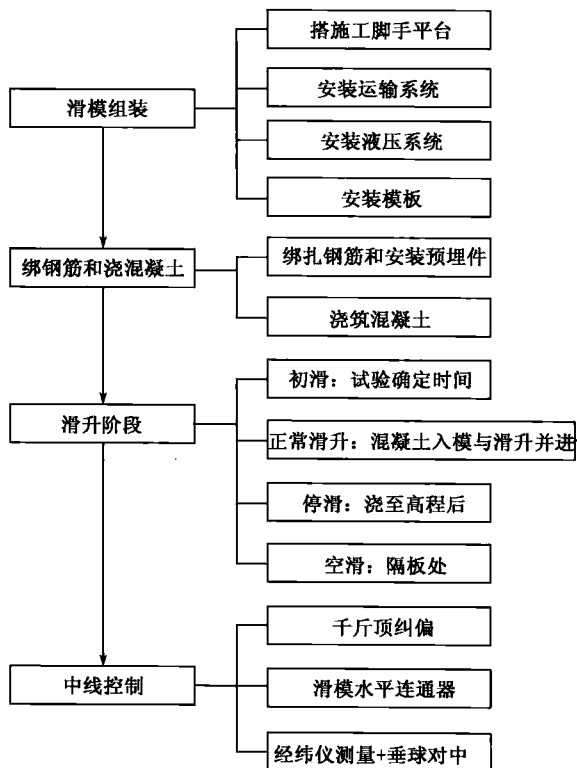


图 8-11 滑模施工工艺一般流程图

### 8.4.3 爬模施工

爬升模板是在滑升模板之后出现的,约晚 20 年。爬升模板的出现主要是在吸取滑升模板的不足,即需要机械设备和劳动力多、必须连续施工、混凝土质量不稳定等而发展起来的。这种模板相对节省劳力、易于保证质量。爬升模板的一般构造如图 8-12 所示。

爬模系统一般包括工作平台、塔吊、L 形支架、内外套架、内外支脚机构、液压顶升和模板体系。各部分的具体构造根据不同的桥墩情况和施工设备,爬模的构造和施工工艺也会不同。比如爬升系统,也可以不采用液压爬模,而改为手拉葫芦提升。但无论怎么变化,工作平台、爬架、爬升系统和模板系统这四部分不可缺少。

爬升模板的原理是“以凝固的混凝土墩壁为承重主体,以内爬支脚机构的上下爬架及液压顶升油缸为爬升设备的主体。通过有缸活塞与缸体间一个固定一个上升,上下爬架也是一个固定一个作相对运动,从而达到爬架和外套架、下爬架和内爬架交替爬升,最后形成爬模结构整体的上升”。

爬升模板的工艺流程如图 8-13 所示。

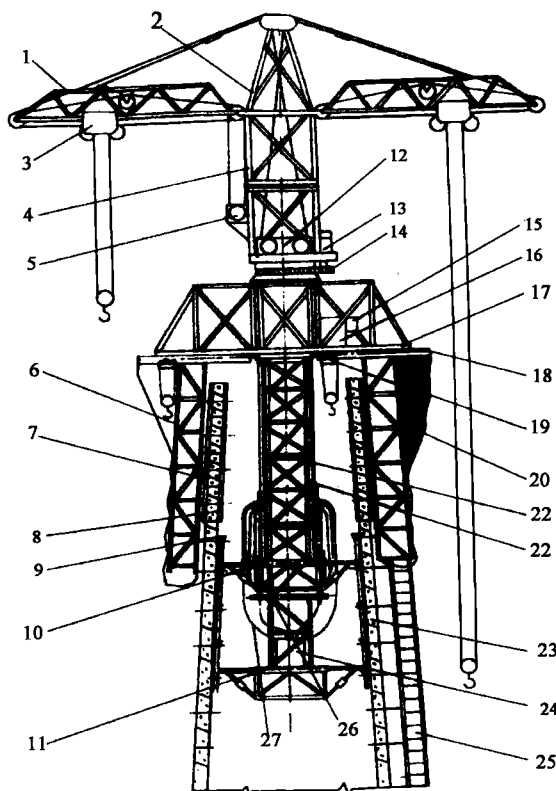


图 8-12 爬模构造示意图

1-塔吊吊架;2-吊臂;3-小车;4-塔吊并架;5-电动葫芦;6-外挂 L 支架;7-外模板;8-内模板;9-附壁爬靴支座;10-上爬升梁;11-下爬升梁;12-卷扬机;13-回转机构;14-回转支撑;15-控制箱;16-配电柜;17-网架工作平台;18-导轨;19-电葫芦;20-安全网;21-外套架;22-内井架;23-模板拉杆;24-液压泵站;25-爬梯;26-顶外油缸;27-油管

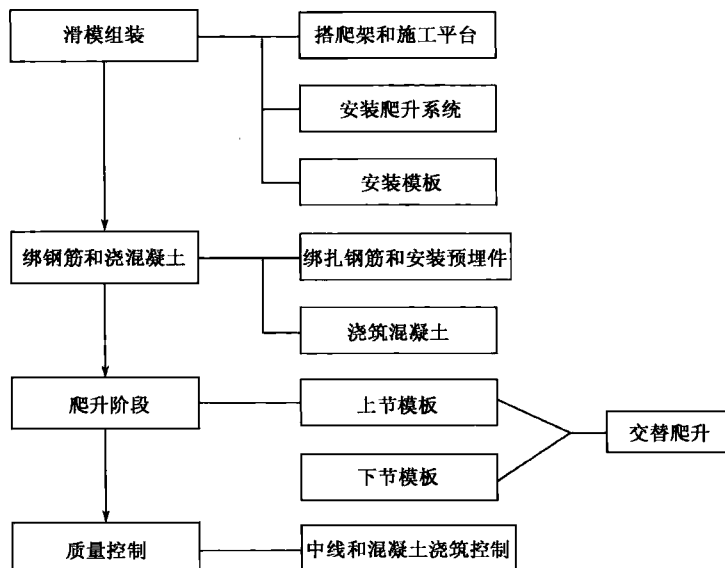


图 8-13 爬升模板的工艺流程



#### 8.4.4 翻模施工

翻模施工是目前应用最广泛的桥墩施工方法,尤其在初次接触桥墩施工的施工队伍一般都选择翻模施工,主要原因是翻模施工不需要复杂的施工设备,具有投资较小、节约劳力、安全可靠性好、易于保证质量等优点。翻模施工的原理与滑模、爬模不一样,它的模板既不是滑升也不是爬升,而是翻升,即模板交替翻转上升。当然模板的承重系统依然是已浇桥墩节段。下面举例说明翻模施工的一般构造和工艺。

西南某铁路桥墩,墩高 35~45m,墩身坡率 46:1 和 48:1 不等。采用液压翻模施工。翻模施工构造示意图如图 8-14 所示。该桥桥墩翻模施工由工作平台、顶杆及提升设备、内外吊架和模板系统等四个部分组成。

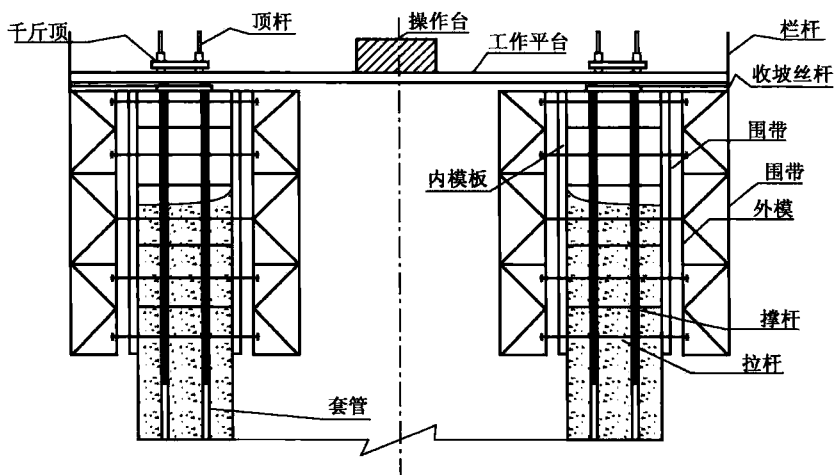


图 8-14 翻模构造示意图

(1)工作平台。工作平台由辐射梁、内外钢环、步板梁、栏杆及扶手等组成,各部件之间采用螺栓连接。工作平台既是工人进行混凝土灌注、捣固、吊架悬挂和中线水平控制等作业及堆放小型料具的场地,又是提升架、吊架等的支撑结构。还可以在工作平台操作面上,通过控制各千斤顶,使工作平台随千斤顶的爬升而提升。

(2)顶杆和提升设备。顶杆设于套管内,套管与辐射梁相连,沿圆周共布置 24 根(12 组),可在墩底实心段内预设或在第三层安装,不管预设或安装必须考虑铁靴和套管的设置,以保证顶杆在墩身混凝土浇筑完毕后的顺利拆除。顶杆通过多次丝杆对接,随套管的不断提升一直将作业平台顶至墩顶。提升设备由千斤顶、操纵台、分油器组成,是工作平台提升的动力设备。

(3)吊架。吊架为拆装模板和混凝土养生提供作业面。吊架为活动式,可在人力作用下沿辐射梁移动,外吊架的外侧焊制栏杆。根据墩身情况安装固定或活动扶手。

(4)模板系统是翻模的重要组成部分,由外模和内模两部分组成,外模分固定和抽动两种类型,固定模板又分固定 1 和固定 2 两种规格,抽动模板分大、中、小三种规格。该模板的特点就是用固定模板和抽动模板的不同组合来解决墩身收坡的变截面问题。为保证桥墩的施工质量,圆端部分采用曲率可调模板(在模板的板肋上设置几组对丝调节螺栓,通过拉动或推动板





肋来调节而板的曲率),墩身外形山型钢围带(用于直板段)和扁钢柔性围带(圆端段)保证。内模分为固定、抽动和错动三种模板类型,采用型钢支撑围带,模板之间用螺栓连接,内模板间采用圆钢作为拉筋并撑木使之成为整体。模板拆装翻升由人力借助倒链滑车完成。

翻模施工原理:先用 A、B 层模板在基础顶而浇筑部分混凝土墩身,建立起工作平台,将顶

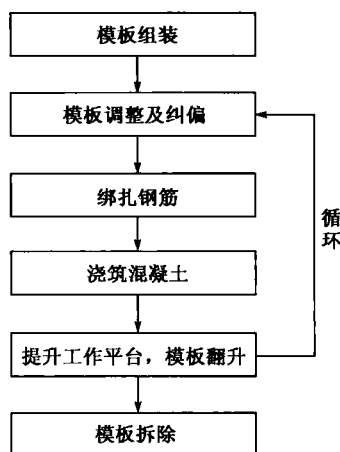


图 8-15 翻模施工工艺图

杆装置支撑于墩身混凝土内,步并用千斤顶将作业平台提升至一定高度。平台上悬挂吊架,利用辐射梁上的滚轮对模板进行拆卸、收坡、提升、安装以及钢筋绑扎等工作。混凝土的灌注、捣固、纵横向中线的位移及高程控制等作业则在工作平台上进行。模板设 A、B、C 三层,循环交替翻升。开始施工时,必须将 A、B 两层混凝土灌注完后方可从第一层开始翻升,即利用辐射梁上的倒链滑车作提升设备,将第一层模板最下端一层拆卸后提升至新组装位置进行安装与校正、绑扎钢筋、灌注混凝土,如此循环上升直至完成整个墩身的施工。

翻模施工工艺如图 8-15 所示。

翻模施工质量控制:

(1)墩身垂直度控制

液压顶升平台在提升过程中必须做好中心和高程的控制,注意观测两侧平台的中心和墩身中心的偏离值,并及时进行调整,使平台中心与墩中心不发生偏离。用水平仪在每根顶杆上抄同一高程线,并在此加设千斤顶限位卡,提升平台时让所有千斤顶顶环都顶在限位卡上,保证平台水平。

(2)坡率控制

为保证墩身外观质量,外模采用抽动模板收坡。这不但避免了其他各类模板靠面板相互搭接错动收坡而使墩身表面产生不规则错台现象,而且操作简单,收坡尺寸准确,模板安装校正时间短。

(3)翻模时机的把握

翻模时机应与混凝土凝固程度相适应,同时使支承杆不发生失稳,但停滑时间过长,会导致模板与混凝土黏结、滑升时出现裂缝。一般当出模混凝土贯入阻力达到  $0.5 \sim 3.5 \text{ Pa}$ ,或手摸有硬的感觉(手指按出深度  $1 \text{ mm}$  左右印子时)即可滑升。

#### 8.4.5 三种高墩施工方法比较

任何工程的施工工艺都很重要,高墩施工也不例外。对于高墩施工,模板的选择往往决定施工工艺,因此在施工之前选择模板类型时,应根据桥墩结构类型、现有机械设备和以往施工经验来选择。

对于等截面桥墩,选择滑模、爬模和翻模施工均可以。如果有现成设备或桥墩数量多,选择滑模是一种较好的选择。因为滑模操作简单、安全性好、节省材料,只要熟悉滑模工艺、认真对待每一个环节,墩身浇筑质量是可以保证的。如果没有滑模设备,又想节省投资,那么选择翻模施工是较好的选择。



对于变截面桥墩,应在爬模和翻模中选择。爬模和翻模相比,爬模材料需要量大,但安全性和适应性上比翻模好。如果经济性放第一位,选择翻模有优势。目前为什么大量采用翻模,主要原因是翻模模板可重复使用,投资节省。

表 8-2 为三种常见施工方法的技术特点和使用条件

三种模板技术经济性能指标

表 8-2

名称	滑升模板	翻转模板	爬升模板
可操作性	简单方便	简单方便	简单方便
安全性	较安全	安全性稍差	安全
经济性	节省材料,但设备投入大	节省材料	材料需要量大
适用性	最好是等截面或截面变化较小的桥墩,适合高墩施工	适用性强,等截面、变截面均可,高低墩均可	适用性强,等截面、变截面均可,特别适合高空心墩

三种模板施工的技术要点如下。

1)滑升模板

(1)由于滑模是在混凝土强度还较低的情况下脱模,所以可能使混凝土表面出现变形或环向勾缝,因此需要通过试验来确定滑升时间。过早和过晚都不好。过早容易造成混凝土坍塌,过晚混凝土摩阻力大,滑升困难。

(2)由于滑模提升操作频繁,混凝土浇筑是在“动态”下完成,所以对结构中线的控制十分严格,稍不注意就会造成中线偏差。这是滑模施工的特点。

(3)滑模施工要求连续作业,一般情况下不得随意停工。若不得已停工,应注意避免混凝土与模板黏结。

(4)由于滑模施工脱模快,对混凝土防冻不利,故滑模一般不适合冬季施工。

2)爬升模板

爬升模板有定型产品,各部分环节设计周到。一般只要提供墩身结构图,专业厂家均可以提供爬模设计及施工工艺。若自行设计使用翻模施工更好。

3)翻转模板

翻转模板是一种特殊的钢模板,一般由 2~3 层模板组成一个基本单元。每层模板均自成体系,自身与墩身锚固在一起,以方便翻转。上层模板及浇筑混凝土主要支撑在下一层模板上,当混凝土达到强度后,将下层模板拆除,翻转到顶层拼装。然后周而复始地重复上述工序,直到设计高程。这个过程的技术要点如下:

(1)由于模板多次周转,模板的选材很重要。模板不宜采用太厚的钢板,因为过厚的钢板会使模板刚度太大,失去弹性,导致高空中模板的调整困难;模板也不宜采用过薄的钢板,因为过薄刚度小,翻转几次后易产生模板变形。钢板厚度宜在 6~8mm 之间最佳。

(2)模板应尽量做大一些,以减少拼装次数。在模板外侧增设水平拉杆以增加模板的整体性,减少变形。在振捣过程中,尽量避开拉杆。

(3)模板在安装及拆卸过程中,严禁碰撞,以免变形。安装时注意模板的垂直度和接缝情



况;拆除时注意安全,拆除后应及时修整,并在表面涂脱模剂。

(4)模板不断翻转,在高度上会有较小的误差,当墩较高时误差会累计,因此每浇三、四节后应对模板进行调整,消除误差。

目前实际工程中,三种模板应用相比,爬模和翻模比滑模多。爬模与翻模相比,翻模应用要多。翻模应用多的主要原因是投资小,如果单从技术角度讲,专业厂家生产的爬升模板施工质量肯定要优于翻转模板。对于重要高墩,如果资金容许,采用专业厂家生产的自爬升模板是较好的选择。

实际桥墩施工也不单纯采用一种方法,有时是两种方法的结合。比如沙特一座大桥的桥墩施工就是采用爬模和翻模结合技术施工的,并取得了良好的效果。

## 本章参考文献

- [1] 马保林. 高墩大跨连续刚构桥. 北京:人民交通出版社,2001.
- [2] 杨高中. 连续刚构桥在我国的应用和发展. 公路,1998,6-7.
- [3] 徐岳. 连续刚构桥双薄壁墩参数设计方法研究. 中国公路学报,2002,15(2):79-82.
- [4] 徐君兰. 连续刚构桥主墩刚度合理性的探讨. 公路交通科技,2005,22(2):59-62.
- [5] 张孟喜. 三滩黄河大桥双薄臂桥墩的设计参数优化. 中外公路,2004,24(3):49-52.
- [6] 王钧利. 高墩大跨径连续刚构弯桥全过程稳定性分析. 西安:长安大学,2006.
- [7] 李健刚,杜玉东,魏燕玲,等. 横系梁对双肢薄壁高墩刚构桥稳定性的影响分析. 铁道工程学报,2008(11):31-34.
- [8] 郑益民. 桥梁墩台施工技术要点. 北京:人民交通出版社,2004.
- [9] 任运仲. 滑升翻模在变坡空心高墩施工中的应用. 铁道建筑,2004(2).

## 第 9 章 高墩稳定理论与分析

### 9.1 概 述

实际桥梁工程中许多结构都存在稳定问题,无疑高墩稳定是需要重点关注的一类,目前修建 150m 以上的高墩已越来越多,如果高墩再配上弯箱梁形成高墩大跨径弯连续刚构,则结构稳定问题更为突出。

对于高墩稳定分析一般分三个方面,即裸墩稳定、最大悬臂状态下稳定和成桥状态稳定。高墩除纵、横向屈曲失稳和空心墩的局部稳定性分析外,一般还应验算如下项目:①强度验算。为保证桥墩在运营阶段的安全,高墩应按偏心受压构件进行验算。②抗裂性验算。保证混凝土开裂后大气不侵蚀钢筋,从而保证桥墩有足够的耐久性。③墩顶水平位移验算。过大的墩顶水平位移会影响桥跨结构的正常使用,因此应对高墩进行位移验算。④施工阶段验算。由于高墩在施工和运营时为不同的受力体系,为保证施工安全应进行最大悬臂状态验算。

本章分两方面内容:一方面阐述结构稳定理论,包括两类失稳问题及相应求解方法;一方面分析影响高墩稳定的因素,以及单墩、双墩、弯桥和高墩弯桥稳定分析。

### 9.2 稳 定 理 论

结构失稳问题可分为两类:第一类稳定为分支点失稳问题,也称为欧拉式的稳定问题,呈现第二个平衡状态,例如,轴力受压的直杆;第二类稳定为极值点失稳,结构保持一个平衡状态,随着荷载的增加,在应力比较大的区域进入塑性,使结构的变形很快增大,当荷载达到一定数值时,即使不再增加,结构变形也会迅速增大而使结构失去承载能力,该荷载就是临界荷载或极限荷载。实际工程中稳定问题一般多为第二类失稳,但是,因为第一类稳定问题的力学概念明确,在数学上求特征值问题比较容易处理,它的临界荷载可近似代表相应的第二类稳定荷载的上限,因此研究第一类稳定问题不仅在理论分析中占有重要地位,同时也具有重要的工程意义。

第一类稳定问题表现在加载过程中,构件的平衡状态将出现分支现象,使原有的平衡状态失去稳定性而转向新的平衡状态;而第二类稳定问题在加载过程中平衡形式并不发生质变。在第一类稳定问题中,当加载至  $P=P_{cr}$  时,表示平衡的分支即将出现,称  $P_{cr}$  为压屈荷载。在第二类稳定问题中,当加载到  $P=P_{cr}$  时,表示构件的承载能力即将降低,称  $P_{cr}$  为压溃荷载。两类稳定问题的  $P-\Delta$  曲线如图 9-1 所示。研究结构稳定问题的目的在于寻求相应的临界荷载



及其临界状态,防止不稳定平衡状态的发生,从而确保结构安全。

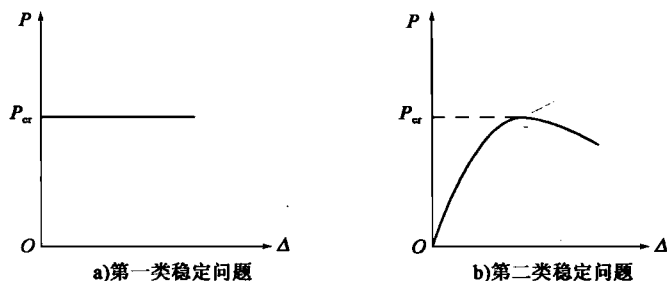


图 9-1 两类稳定问题

### 9.2.1 稳定问题的临界荷载

结构的第一类稳定问题,在数学上归结为广义特征值问题

$$(\mathbf{K}_E + \lambda \mathbf{K}_G) \boldsymbol{\phi} = \mathbf{0} \quad (9-1)$$

的最小特征值的求解。

式中: $\mathbf{K}_G$ ——给定的一组荷载  $\mathbf{P}$  (表示真实外荷载的相对大小) 作用时形成的结构几何刚度矩阵(设轴向力以拉力为正),用以体现结构的应力对刚度的影响,也叫初应力矩阵;

$\mathbf{K}_E$ ——结构弹性刚度矩阵;

$\lambda$ ——特征值。

通过广义特征值计算,求出其中的最小特征值  $\lambda_{\min}$ ,则结构的临界荷载

$$\mathbf{P}_{cr} = \lambda_{\min} \mathbf{P} \quad (9-2)$$

特征值  $\lambda_{\min}$  所对应的特征向量  $\boldsymbol{\phi}$  即结构临界状态的失稳模态。

第二类稳定问题,在数学上则归结为对非线性方程

$$\mathbf{K}(\mathbf{U}) \mathbf{U} = \mathbf{P} \quad (9-3)$$

的求解。通常采用增量法,把临界荷载  $\mathbf{P}_{cr}$  分成若干级荷载增量  $\Delta \mathbf{P}_i (i=1, 2, \dots, n)$ , 即

$$\mathbf{P}_{cr} = \sum_{i=1}^n \Delta \mathbf{P}_i \quad (9-4)$$

那么,就任何一级加载  $\Delta \mathbf{P}_i$  而言,荷载—挠度曲线中的相应部分可以近似地认为是直线。于是有理由把一个总体表现为非线性的过程按若干小的线性过程的迭加进行处理。只要在每个增量步对应的线性过程中计入该过程开始时的全部轴向力影响和应力—应变关系,这种线性化处理的结果就能相当精确地逼近原来的非线性过程。因此,增量形式的平衡方程为

$$\mathbf{K}_{i-1} \Delta \mathbf{U}_i = \Delta \mathbf{P}_i \quad (9-5)$$

式中: $\mathbf{K}_{i-1}$ ——第  $i-1$  次加载  $\Delta \mathbf{P}_{i-1}$  结束时的结构刚度矩阵,可在第  $i$  次加载前事先求出,其计算式为

$$\mathbf{K}_{i-1} = (\mathbf{K}_E)_{i-1} + (\mathbf{K}_G)_{i-1} + (\mathbf{K}_L)_{i-1} \quad (9-6)$$

$\mathbf{K}_E$ ——结构弹性刚度矩阵;

$\mathbf{K}_G$ ——几何刚度矩阵,轴向力规定以拉力为正;

$\mathbf{K}_L$ ——结构的大位移刚度矩阵,用以描述结构的变形对刚度的影响。



第  $j$  级荷载增量作用结束时,结构承受的总荷载和总位移为

$$\left. \begin{aligned} P_j &= P_0 + \sum_{i=1}^j \Delta P_i \\ U_j &= U_0 + \sum_{i=1}^j \Delta U_i \end{aligned} \right\} \quad (9-7)$$

式中:  $P_0$ ——结构的初始荷载列阵;

$U_0$ ——结构的初始位移列阵。

这种方法可以监测结构在加载达到临界荷载  $P_{cr}$  过程中的位移变化及内力行为。

在第二类稳定问题中,当荷载达到临界值  $P_{cr}$  时,荷载—位移曲线的斜率为零;越过极值点后,曲线斜率小于零,因此结构失稳的判别式为

$$|K_j| \leq 0 \quad (9-8)$$

如果在第  $j$  次增量  $\Delta P_i$  作用结束后,结构的总刚度矩阵使式(9-8)满足,那么前  $j$  次荷载增量过程的迭加即为结构的临界荷载。失稳的临界状态一旦确定,则相应的总变形  $U_j$  描述的变形曲线即为相应的失稳模态。

## 9.2.2 结构稳定问题分析方法及判别准则

结构稳定分析所研究的问题与结构静力学所研究的不同。结构静力学是分析结构在确定的平衡状态下所发生的内力和变形,结构稳定分析是研究结构所处的平衡状态是否唯一,界定平衡状态是否稳定。研究杆件稳定问题常用的方法有静力平衡法(Eular 法)、能量法(Timo-shenko 法)、缺陷法和振动法。由于桥梁结构的复杂性,不可能单靠上述一种方法来解决其稳定问题。稳定问题的近似求解方法则主要有两类:一是从微分方程出发,通过各种近似方法求解,如逐次逼近法;另一类是基于能量变分原理的近似法,如有限差分法、Ritz 法,有限元方法可以看成是 Ritz 法的特殊形式。非线性力学将有限元与计算机结合,稳定问题成为非线性力学的特殊问题,应用计算机程序来求解,这就是稳定问题的有限元计算。

### 1) 静力准则

在同一轴向压力  $P_{cr}$  作用下,可能存在两种以上的平衡状态,称为平衡状态的二重性。这也是分支失稳时临界状态的静力特征。静力准则认为处于平衡状态的工程结构体系或其中的构件出现平衡状态的二重性时,则初始平衡状态失去了稳定性。该结论是在荷载位移曲线上用切线代替曲线得出的,它也是稳定问题小挠度理论的结论。小挠度理论计算较简便,能满足一般工程上的精度要求,但也存在一定局限性。

用静力法计算临界荷载可以按以下步骤进行:

- (1) 设受压杆处于临界状态,即杆件偏离初轴线平衡位置,发生微小的可能弯曲变形;
- (2) 建立构件的平衡微分方程;
- (3) 求解平衡微分方程,并利用杆端条件建立计算积分常数的方程组,因处于临界状态的压杆,位移应有非零解,并根据这一条件建立稳定方程,也叫特征方程。
- (4) 求解稳定方程,计算特征值及临界荷载;
- (5) 确定杆件失稳时出现的屈曲模态,即特征曲线。

结构承受多个荷载作用时,设各个荷载的大小存在固定比例,用数值由零增至最终值时,



按某参数同步增长,这时可用该参数的临界值来确定各荷载的临界值,确定临界参数是稳定计算的中心问题。

## 2) 能量法则

结构体系的总势能

$$\Pi = U + V \quad (9-9)$$

式中:  $U$ ——体系的应变能;

$V$ ——荷载势能。

设结构体系在初始平衡位置的足够小邻域内发生某一可能位移,则体系的总势能将存在一个增量,以  $\Delta\Pi$  表示。如果初始平衡位置是稳定的,则总势能为最小值,故  $\Delta\Pi > 0$ ;若初始平衡位置是不稳定的,其总势能为最大值,故  $\Delta\Pi < 0$ ;如果初始平衡位置是中性的,则  $\Delta\Pi = 0$ ,处于临界状态。能量准则是由最小势能原理而得的。

瑞利—里兹法是建立在势能一阶变分等于零基础上的一种近似法。从变分法来说,它是泛函极值问题的直接解法,对于无限自由度的杆件,用广义坐标来表示变形曲线,即

$$y(x) = \sum_{i=1}^n a_i f_i(x) \quad , i=1, 2, \dots, n \quad (9-10)$$

式中:  $a_i$ ——广义坐标,为独立参数,共  $n$  个;

$f_i(x)$ ——坐标函数,要求其满足杆端位移条件,并尽量满足力的杆端条件。

如  $y(x)$  能使势能为驻值,则为真实位移。因此,根据势能驻值条件来确定独立参数  $a_i$ 。根据势能驻值原理,势能变分为零,即  $\delta\Pi_p = 0$ ,于是有

$$\delta\Pi_p = \sum_{i=1}^n \frac{\partial\Pi_p}{\partial a_i} \delta a_i = 0 \quad (9-11)$$

由于变分  $\delta a_i$  是不等于零的微小任意值,因此由上式可得

$$\frac{\partial\Pi_p}{\partial a_i} = 0 \quad , i = 1, 2, \dots, n \quad (9-12)$$

上式是  $n$  个代数方程,包含了  $n$  个广义坐标  $a_i$ ,如果能解出  $n$  个  $a_i$  即可得到真实位移的近似值。上式又为齐次方程组,则可求出特征方程,从而得出临界荷载。

能量法利用能量驻值条件和广义坐标,避免求解微分方程,将其作为有限自由度体系的标准特征值问题求解,求得的近似解较精确解略大。这种方法的精度取决于挠度函数  $y(x)$  的设定,为了提高精度,还应使选定的位移函数包含较多的参数  $a_i$ ,  $\sum_{i=1}^n a_i f_i(x)$  中所取的项数愈多,解的精度愈高。可进行多次计算,当后两次近似解较接近时,说明近似解已达到一定精度。

在桥梁结构稳定分析中,可对单一的墩身或梁采用能量法进行计算,在高墩墩身的施工阶段及梁段施工阶段,既有自重又有预应力的情况,可用能量法进行近似计算。

## 3) 动力法则

动力法则指出,杆件在荷载作用下处于平衡状态,对其施加微小扰动,使之绕平衡位置作自由振动,若运动随时间的增加是收敛的,则初始平衡状态是稳定的,否则是不稳定的。

### (1) 动力法用于保守体系

在实际情况中,如果一个力在它所作用体系的任意可能位移上所做的功只依赖于该体系



的初始位形和最终位形,则这种力称为保守力,如果作用于体系所有的力都是保守的,该体系是一个保守体系,如欧拉问题中的反力、荷载以及内力都是保守力。

### (2) 动力法用于非保守体系

在结构工程中发生的稳定问题大多数是保守型,但在少数情况下也可能存在非保守型。在非保守力作用下的稳定问题,必须考虑变形过程,并用动力法进行分析。

静力法和能量法不能用于非保守体系,在非保守体系中,内力与外力的总功,不能用一个势能  $\Pi_p$  表示。在大跨度弯桥箱梁的悬臂施工中,预应力作用方向为沿梁段的切向,对悬臂梁来说为非保守力,即为随动力,必须用动力法进行稳定分析,用动力法进行稳定分析时,可按以下步骤进行:

①假定体系由于某种原因在所讨论的平衡位置作微小的自由振动,写出振动方程,并求出其振动频率的表达式。

②根据体系处于临界状态时频率等于零这一条件,确定临界荷载。

### 4) 初始缺陷准则

在对平衡状态分支点的临界荷载的计算时,所讨论的体系都是理想体系,如压杆的轴线为直线,压力总是通过截面形心,材料是均匀的等。但实际结构中,这些条件是不可能完全满足的,如压杆具有一定的初始弯曲,作用于杆件的压力有些偏心,压杆还可能作用有某些横向荷载。

对大跨度高墩弯桥来说,弯梁本身就有一定曲率而不是直杆,除受有轴向压力预应力,还受自重及挂篮等竖向荷载,不但受弯,还会在竖向荷载作用下产生扭转变形。高墩也会由于施工偏差及其他变形影响,墩身并非直线,桥梁上部结构所传递竖向力难免有些偏心。将这些不符合理想状态的因素称为“初始缺陷”。这些因素都起着“扰动”的作用,影响着体系的受力性能。对这些接近理想体系的有初始缺陷的不完善体系令其特征参数等于零,来确定理想体系的稳定特征。

非理想杆件一旦受到荷载作用,杆件就开始弯曲,随着作用荷载与欧拉荷载比值的增加,起初位移增加缓慢,后来越来越快,并且初始缺陷愈大,任意荷载作用下的总位移愈大;但当荷载趋近欧拉荷载时,无论初始缺陷大小如何,挠度都无限增大。因而无论初始变形怎样微小,非理想杆件的承载能力总比欧拉荷载低;如果初始变形相当大,则当荷载远低于欧拉荷载时杆件就有很大变形,大变形引起杆件产生非弹性应变而导致压杆毁坏。因此,初始缺陷很大的构件可能在荷载远低于欧拉荷载时就发生破坏。

## 9.2.3 高墩的稳定类型

墩柱的长细比  $l_0/\sqrt{I/A}$  ( $l_0$  为计算长度,  $I$  为抗弯惯矩,  $A$  为截面面积) 对其承载能力有重大的影响。钢筋混凝土墩柱按长细比  $l_0/\sqrt{I/A}$  的不同,可分为短柱、长柱及细长柱三大类。我国规范规定,当构件的自由长度与高度之比  $l_0/h \leq 8$  时视为短柱,可不考虑附加弯矩的影响;当  $l_0/h > 8$  时称之为长柱,由于荷载产生的纵向挠曲变形较大,在计算承载能力时,必须考虑由于侧向变形引起的附加弯矩。而细长柱 ( $l_0/h > 30 \sim 40$ ) 在材料破坏发生前,因变形过大而丧失承载(失稳破坏),此类破坏非常突然,工程设计中应控制截面的长细比予以避免。





## 9.3 高墩稳定分析

对于弯桥的墩柱,由于墩柱除承受上部结构所传递的竖向轴力外,还受到横桥向的弯矩作用,在力学行为上等效于构件承受轴向力  $N$  和弯矩  $M$  的共同作用,称为偏心受压构件或压弯构件。显然,轴心受力构件( $M=0, N \neq 0$ )和受弯构件( $M \neq 0, N=0$ )为其特例。随偏心距的大小、受拉钢筋的强度及配筋率、混凝土强度的变化,会有不同的破坏形态。

### 9.3.1 高墩稳定的影响因素

附加偏心距的出现和增长是墩柱横向变形的结果,因此,凡影响墩柱变形的因素都将影响其附加弯矩和极限承载力,其主要因素如下:

- (1)墩柱的长细比、柱端偏心距、柱两端弯矩比值等越大,墩柱的极限承载力越小。
- (2)墩柱的支承体系和侧向约束刚度越大,其极限承载力也越大。
- (3)混凝土和箍筋的侧向变形约束越好,极限承载力也越大。
- (4)长期荷载下混凝土的徐变可使墩柱的挠度增大,强度降低。
- (5)材料不均和施工误差等因素可能导致初始偏心距增大,承载力降低。

### 9.3.2 桥墩计算长度

#### 1) 理论依据

在桥墩的配筋设计过程中,涉及计算长度的确定问题。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)规定:当构件两端固定时,取  $0.5l$ ;当一端固定、一端为不移动的铰时,取  $0.7l$ ;当两端均为不移动的铰时,取  $l$ ;当一端固定、一端自由时取  $2l$ ,其中  $l$  为构件支点间长度。其理论依据是欧拉公式。但是由于桥梁结构的复杂性,桥墩的计算模型不容易确定,势必影响计算长度的准确性。工程上一般根据经验确定,由于每个设计人员考虑问题的角度不同,计算长度的取值相差很大(从  $l$  到  $2.5l$ ,都有采用)。如果取值与实际相差太大,影响了计算结果的准确性,容易造成桥墩设计的不安全或过于保守。桥墩计算长度的更准确算法是把构件计算长度和稳定分析联系起来。

在轴心受压杆件的弹性屈曲分析中,根据欧拉公式,其临界力公式为:  $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = \frac{\pi^2 EI}{(\beta l)^2}$ ,

其中  $l_0$  表示压杆屈曲时挠曲线上两个弯矩零点(反弯点)之间的距离,叫做自由长度,也就是桥墩内力计算中的计算长度。这样,就可以很容易地把稳定分析(主要指第一类稳定)和桥墩的计算长度联系起来。在进行连续刚构的弹性屈曲分析时,记下作用在桥梁上的荷载以及在荷载作用下的特征值系数  $\lambda$  和轴力  $P$ 。则  $\lambda P$  即为桥墩的失稳荷载,即临界力  $N_{cr}$ 。

再根据公式  $\lambda P = N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\beta l)^2}$  得  $\beta = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{\lambda P l^2}}$ 。

$\beta$  即为桥墩的计算长度系数。其中,稳定系数  $\lambda$  和轴力  $P$  通过计算求得,  $E$ 、 $I$  在桥墩材料



和截面选定后即可确定,则  $\beta$  值即为所求。

2)桥墩计算长度的影响因素

根据公式  $\beta=\sqrt{\frac{\pi^2 EI}{\lambda Pl^2}}$  可以判断,桥墩的材料( $E$ )、惯性矩( $I$ )、高度( $l$ )、桥梁的失稳系数  $\lambda$  和荷载都直接影响着计算长度的大小。由于桥墩一般多采用混凝土材料,弹性模量相差不大,因此不再单独进行分析。另外,墩顶所受的轴力大小一般不随桥墩刚度等的改变而改变,对计算长度的影响不会很大,也不再进行探讨。而桥墩的惯性矩和高度又直接影响着桥梁的失稳系数,不能简单地根据公式来判断其对计算长度的影响大小。因此本章通过建立不同结构类型、不同高度的桥墩来进行分析,分别得到了计算长度与墩柱刚度(为计算方便以圆形截面墩柱为例)、计算长度与桥墩类型、计算长度与墩高的关系。

(1)计算长度与墩柱刚度的关系

表 9-1 给的是某桥墩高 30m 的情况下不同直径的桥墩计算长度系数。

计算长度系数与墩高的关系

表 9-1

直径 $D(\text{m})$	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
长细比	120	80	60	48	40	34	30
计算长度系数 $\beta$	1.01	1.05	1.10	1.18	1.52	1.92	2.32

用曲线表示如图 9-2、图 9-3 所示。

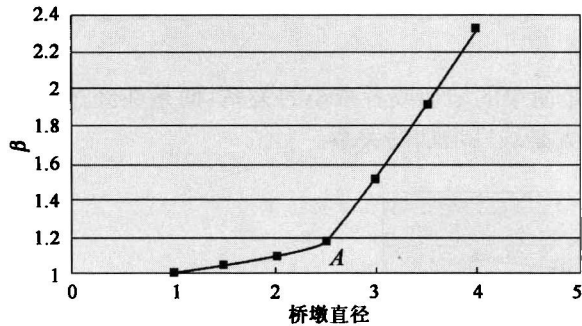


图 9-2 直径— $\beta$  曲线

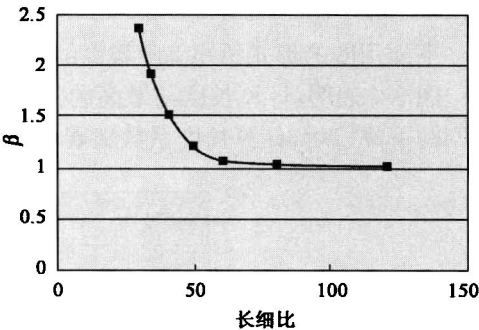


图 9-3 对应的长细比— $\beta$  曲线

结果表明,桥墩刚度对计算长度系数的影响很大。从图 9-2 所示曲线中可以看出,随着墩柱直径的增大,计算长度也随之增大,变化曲线近似为两段折线。在墩柱直径较小时,斜率也较小,即计算长度在墩柱直径较小增加比较缓慢;墩柱直径超过某一定值之后,斜率陡然增大,计算长度增加很快。

另外,图 9-2 也表明桥墩刚度与计算长度系数的关系。因为墩柱直径的增大,即意味着桥墩刚度的增加。所以,计算长度随着桥墩刚度的增加而增大。由于相同面积的矩形墩比圆柱墩刚度大,而相同面积的空心墩比矩形墩刚度又大很多,所以可以判断空心墩计算长度最大,矩形墩次之,圆柱墩最小。

(2)计算长度系数与桥墩类型的关系

表 9-2 给出两种不同类型的桥墩在墩高均为 60m 情况下的计算长度系数,它们分别是直



径 4m 的圆柱墩与具有相同面积的矩形墩和空心墩。

计算长度系数与桥墩类型的关系

表 9-2

墩 型	圆 柱 墩	矩 形 墩	空 心 墩
计算长度系数	1.68	1.70	3.35

表 9-2 表明,空心墩的计算长度系数明显大于实体墩,而矩形墩的计算长度系数大于圆柱墩。

### (3) 计算长度系数与墩高的关系

以直径 3m 的圆柱墩为例,分别给出墩高从 30m 到 100m 时桥墩的计算长度系数,见表 9-3。

直径 3m 圆柱墩的计算长度系数与桥墩高度关系

表 9-3

墩高(m)	30	40	50	60	70	80	100
长细比	40	53	67	80	93	107	133
计算长度系数 $\beta$	1.52	1.30	1.33	1.36	1.40	1.43	1.51

直径 4m 的圆柱墩,其计算长度系数见表 9-4。

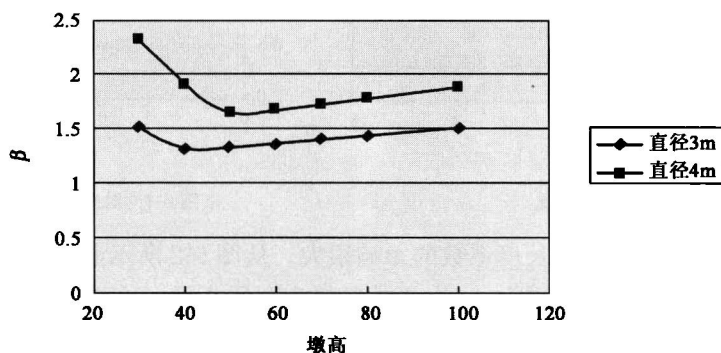
直径 4m 圆柱墩计算长度系数与桥墩高度关系

表 9-4

墩高(m)	30	40	50	60	70	80	100
计算长度系数 $\beta$	2.32	1.90	1.64	1.68	1.73	1.78	1.88

下面用图的形式给出  $\beta$  随墩高的变化情况。

图 9-4 表明,计算长度与墩高的关系并不是简单的增加或者减小的关系,而是在经过一段急剧的下降段后,计算长度系数随着墩高的增大是线性增加的关系。

图 9-4  $\beta$ -墩高曲线

### (4) 计算长度与整体刚度的关系

以上都是对连续刚构桥的分析结果,由于桥梁的稳定性还与整体刚度有关,因此桥墩的计算长度系数也应考虑到整体刚度的影响。下面给出墩顶设支座时桥墩的计算长度结果,并与刚构桥进行比较,结果列入表 9-5。该表是直径 3m 的桥墩墩高分别为 40m 和 50m 时的计算长度系数。



桥梁整体刚度对计算长度的影响

表 9-5

桥 型	墩顶设支座		墩 梁 固 接	
	墩高 40m	墩高 50m	墩高 40m	墩高 50m
稳定系数	17.60	11.8	61.20	37.5
计算长度系数 $\beta$	2.41	2.35	1.29	1.32

从表 9-5 中可以看出,墩顶设置支座后,桥梁稳定系数迅速减小,不到墩梁固接的 1/3。这也证明刚构桥的整体稳定性较好,更适合于修建高墩桥梁。同时,结果显示,设置支座后桥墩的计算长度系数比墩梁固接时大很多。说明桥梁的整体刚度对桥墩的计算长度有较大的影响。

综上所述,桥墩计算长度系数的影响因素很多,变化范围很大,不能简单地用一个值代替。凡是影响桥梁失稳系数的参数均对桥墩计算长度有较大的影响。而且若同一座桥中出现有几种不同类型的桥墩时,计算长度系数的变化更大,实际计算中应多加注意。

通常情况下,我们是先假定桥墩的计算模型,再来判断计算长度的取值。通过计算长度系数的分析,认为也可以根据计算长度系数的取值反过来推断桥墩的计算模型。从图 9-2 中可以看出,桥墩的计算长度系数在刚开始时变化较小,经过某一点后增加很快,分析其原因为箱梁对桥墩约束作用的不同,如果把图 9-2 中的曲线在变坡点(记为 A 点)分成两段,那么第一段曲线内箱梁对桥墩的作用可以看做是弹性约束,此时桥墩的计算模型是下端固定、上端弹性支撑,即简化为下端固定、上端铰接。此时桥墩的计算长度系数  $\beta = \frac{l}{0.7l} = 1.43$ ,由于没有准确地模拟支座刚度,导致给出的  $\beta$  值比实际要小。所以 A 点的实际  $\beta$  值应该是 1.43,A 点对应着这种计算模型的上限。

随着桥墩刚度的增加,箱梁对其已不能产生约束作用,转而变为作用在上面的质量块,随桥墩一起运动。此时桥墩的计算模型是下端固定,上端自由。因此,随着刚度的增加,计算长度系数增加很快。

9.3.3 单薄壁桥墩在施工阶段的稳定计算

随着计算机的广泛应用,稳定问题的求解已经不是什么技术难题了。但是解析方法,不论是精确的还是近似的,只要能给出有关参数影响的关系并表达出其物理意义,在理论上和实用上都具有重要意义。故下面的稳定分析多以解析方法或者公式法给出稳定的表达式。

裸墩在施工阶段,主要受自重作用,可取抗弯刚度  $EI$  较小的方向发生弯曲,近似按平面杆件计算。可将裸墩简化成图 9-5 所示模型,建立图示坐标系。对于小变形时,微分方程可简化为

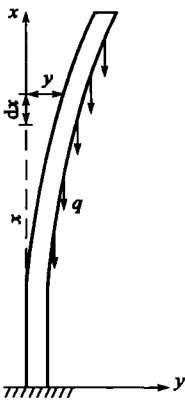


图 9-5 裸墩简化示意图

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -M$$

(9-13)

位移边界条件可表示为

$$y(0) = 0, y'(l) = 0, y''(0) = 0$$

(9-14)



如图 9-5 所示,取离顶点  $x$  处微段  $dx$ ,其向下位移为  $d\lambda$ ,

$$d\lambda = dx - dx\sqrt{1 - [y'(x)]^2} = \left[\frac{1}{2}(y'(x))^2\right]dx$$

则微段以上部分  $x$  在  $d\lambda$  上做的功

$$dV = -q(l-x)d\lambda = -q(l-x)\frac{1}{2}(y')^2 dx$$

杆件总势能为

$$\Pi_p = \int (dU + dV) = \frac{1}{2} \int_0^l [EI(y'')^2 - q(l-x)(y')^2] dx \quad (9-15)$$

$$\text{一阶变分为 } \delta\Pi_p = \int_0^l [EIy''\delta y'' - q(l-x)y'\delta y'] dx$$

由位移条件  $y''(0)=0, y(0)=0, y'(l)=0$  及  $\delta y=0, \delta y'=0$ , 上式化简为

$$\delta\Pi_p = \int_0^l [EIy'''' + q(xy'' + y')] \delta y dx = 0$$

由于  $\delta y$  为任意值,所以平衡微分方程为

$$EIy'''' + q(xy'' + y') = 0 \quad (9-16)$$

或写为

$$y'''' + k^2(xy'' + y') = 0 \quad (9-17)$$

其中

$$k^2 = q/EI$$

根据位移边界条件,选取变形曲线为  $y = a_1 \sin \frac{\pi x}{2l} + a_2 \sin \frac{3\pi x}{2l}$ , 伽辽金方程可写成如下形式

$$\left. \begin{aligned} \int_0^l [y'''' + k^2(xy'' + y')] \sin \frac{\pi x}{2l} dx &= 0 \\ \int_0^l [y'''' + k^2(xy'' + y')] \sin \frac{3\pi x}{2l} dx &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (9-18)$$

利用三角函数关系积分运算,且令  $\alpha = ql^3/(\pi^2 EI)$ , 得出齐次方程组

$$\begin{aligned} \left(\frac{\pi^2}{32} - \alpha \frac{\pi^2 - 4}{16}\right) a_1 + \frac{3}{4} \alpha a_2 &= 0 \\ \frac{3}{4} \alpha a_1 + \left(\frac{81}{32} \pi^2 - \alpha \frac{9\pi^2 - 4}{16}\right) a_2 &= 0 \end{aligned} \quad (9-19)$$

于是特征方程为

$$\begin{vmatrix} \frac{\pi^2}{32} - \alpha \frac{\pi^2 - 4}{16} & \frac{3}{4} \alpha \\ \frac{3}{4} \alpha & \frac{81}{32} \pi^2 - \alpha \frac{9\pi^2 - 4}{16} \end{vmatrix} = 0 \quad (9-20)$$

将行列式展开得到方程式

$$\alpha^2 - 7.8131\alpha + 5.5746 = 0 \quad (9-21)$$

解出最小根  $\alpha = 0.7943$ , 则临界荷载为

$$P_{cr} = (ql)_{cr} = 7.839 \frac{EI}{l^2}, q_{cr} = 7.839 \frac{EI}{l^3}, A_p = 7.839 \frac{EI}{l^3} \quad (9-22)$$

式中: $A$ ——墩身面积;



$\rho$ ——墩身材料相对密度。

比精确解  $(ql)_{cr} = 7.837 \frac{EI}{l^2}$  仅大 0.03%。

### 9.3.4 单薄壁墩悬臂阶段施工稳定性分析

以一般的变截面高墩为例。

设变截面墩柱的惯性矩为  $I_x = I_2 \left[ 1 - e \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right]$ ,  $e = 1 - \frac{I_1}{I_2}$ ,  $I_1$  和  $I_2$  分别为墩顶和墩底截面的惯性矩, 弹性模量  $E$  为常量, 设墩顶作用集中力为  $P$ 。

利用 Ritz 法, 根据位势能驻值原理确定其临界荷载。设墩柱变形曲线为

$$y = c_1 \cos \frac{\pi x}{2l} + c_2 \cos \frac{3\pi x}{2l} \quad (9-23)$$

位势能

$$\Pi = U + V = \frac{EI_2}{2} \int_0^l \left( 1 - e \frac{x^2}{l^2} \right) y''^2 dx - \frac{P}{2} \int_0^l y'^2 dx \quad (9-24)$$

将  $y$  表达式代入上式, 令  $\alpha = \frac{P}{EI_2} \left( \frac{2l}{\pi} \right)^2$ , 则

$$\Pi = U + V = \frac{EI_2}{2} \cdot \frac{1}{2} \left[ c_1^2 \left( 1 - \frac{\pi^2 - 6}{3\pi^2} e - \alpha \right) + c_1 c_2 \cdot \frac{27}{\pi^2} e + c_2^2 \left( 81 - \frac{27\pi^2 - 18}{\pi^2} e - 9\alpha \right) \right] \quad (9-25)$$

对  $c_1, c_2$  求偏导数, 并令其为零, 即

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Pi}{\partial c_1} &= 2 \left( 1 - \frac{\pi^2 - 6}{3\pi^2} e - \alpha \right) c_1 + \frac{27}{\pi^2} e c_2 = 0 \\ \frac{\partial \Pi}{\partial c_2} &= \frac{27}{\pi^2} e c_1 + 2 \left( 81 - \frac{27\pi^2 - 18}{\pi^2} e - 9\alpha \right) c_2 = 0 \end{aligned} \quad (9-26)$$

$c_1, c_2$  的系数行列式为零, 即

$$\begin{vmatrix} 2(1 - 0.1307e - \alpha) & 2.735e \\ 2.735e & 2(81 - 25.176e - 9\alpha) \end{vmatrix} = 0 \quad (9-27)$$

展开后有

$$\alpha^2 - \alpha(10 - 2.928e) + (9 - 3.974e + 0.158e^2) = 0 \quad (9-28)$$

当  $\frac{I_1}{I_2} = 0.8$  时,  $e = 0.2$ , 上式为  $\alpha^2 - 9.414\alpha + 8.2115 = 0$ , 求解得  $\alpha = 0.9227$ , 即有

$$P_{cr} = \frac{0.9727\pi^2 EI_2}{4l^2} = \frac{2.4EI_2}{l^2}$$

比精确解  $P_{cr}^* = \frac{2.311EI_2}{l^2}$  大 3.8%。近似解的误差随  $\frac{I_1}{I_2}$  的减小而增大。

如令  $\frac{I_1}{I_2} = 1, e = 0$ , 则式(9-28)变为  $\alpha^2 - 10\alpha + 9 = 0$ , 解得  $\alpha = 1$ , 即有  $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_2}{4l^2}$ , 即为等截面桥墩在施工阶段的稳定系数。



### 9.3.5 双薄壁墩高墩施工阶段的稳定性

根据桥墩和墩间系梁之间的协调条件,导出了双肢薄壁墩面内静力稳定系数计算方法。

#### 1) 双肢薄壁高墩面内稳定性计算

以双肢薄壁高墩连续刚构桥在平衡悬臂施工时的状态作为基本结构(图 9-6),实际结构中系梁通常按等距设置,则每段墩身的长度相等。两悬臂梁的自重及吊篮等施工自重,可以简化为两个竖向力与两个弯矩。在平衡施工过程中,假定弯矩是对称的。因此可将桥墩简化为一个框架来计算其稳定系数。

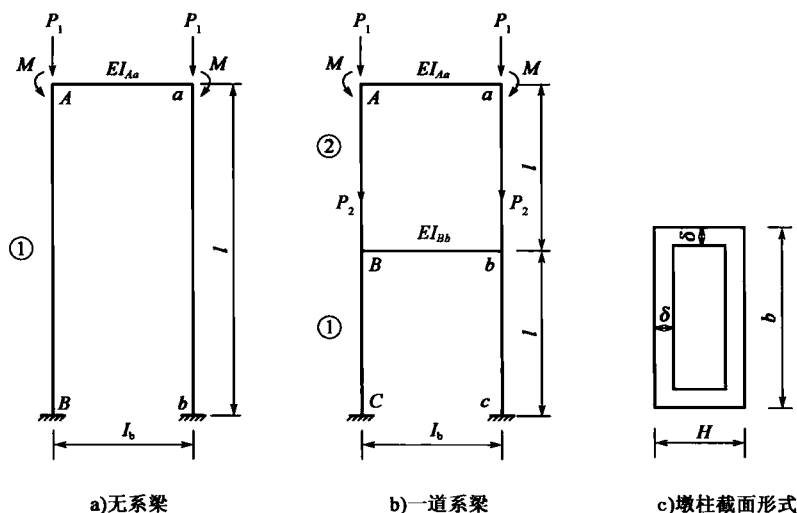


图 9-6 高墩结构简化图

连续刚构桥双肢薄壁高墩的截面形式一般采用箱形截面,对于墩底截面,顺桥向宽度为  $H$ ,横桥向宽度为  $b$ ,箱室壁厚为  $\delta$ ,桥墩顺桥向坡度为  $i_1$ ,横桥向坡度为  $i_2$ ,高度为  $l$ ,任一高度  $x$  处顺桥向的抗弯惯性矩  $I(x)$  在忽略高次项的影响后取为

$$I(x) = I_0[1 + m(x/l)]$$

式中:  $I_0$ ——墩底截面的抗弯惯矩,  $I_0 = [bH^3 - (b - 2\delta)(H - 2\delta)^3]/12$ ;

$$m = A_1 i_1 + A_2 i_2;$$

$$A_1 = -3l[bH^3 - (b - 2\delta)(H - 2\delta)^3]/(12I_0);$$

$$A_2 = -l[H^3 - (H - 2\delta)^3]/(12I_0)。$$

任一高度  $x$  处自重分布荷载  $q(x)$  为

$$q(x) = A_0 \gamma - \delta(i_1 + i_2)x\gamma$$

式中:  $A_0$ ——变截面墩墩底截面积,  $A_0 = bH - (b - 2\delta)(H - 2\delta)$ ;

$\gamma$ ——混凝土的重度。

高墩结构按图 9-6 进行简化,其中:  $P_1$  = 上部悬臂的重量,  $P_2$  = 单元②的重量 + 1/2 系梁  $(B - b)$  重量。

#### (1) 无中横梁双肢薄壁墩的稳定系数



变截面墩的惯性矩取  $I(x) = I_0[1 + m(x/l)]$ , 考虑轴向变形时横梁的转角位移方程为

$$M_{Aa} = \eta 6 i_{Aa} \theta_A \quad (9-29)$$

式中:  $\eta$ ——考虑轴向变形的影响系数,  $\eta = EA_{AB} I_b / (EA_{AB} l_b + 24 i_{Aa} l / l_b)$ ;

$$i_{Aa} = EI_{Aa} / l_b;$$

$A_{AB}$ ——墩身横截面面积, 变截面墩可取每段墩的中间截面面积。

写出框架结构的总应变能和外力势能, 并令  $\Delta = \lambda l^2 / (EI_0)$ , 得到关于稳定系数的行列式

$$\begin{vmatrix} \left(4 + 3m + 6\eta \frac{i_{Aa}}{EI_0/l}\right) - \frac{\Delta}{30}(4P + G) & (-6 - 4m) - \frac{\Delta}{30}(-3P - 3G) \\ (-6 - 4m) - \frac{\Delta}{30}(-3P - 3G) & (12 + 6m) - \frac{\Delta}{30}(36P + 18G) \end{vmatrix} = 0 \quad (9-30)$$

式中:  $G$ ——墩的自重,  $G = rAl$ 。

解式(9-30)得到较小的  $\Delta_{\min}$ , 则稳定系数为:  $\lambda = \Delta_{\min} EI_0 / l^2$ 。

(2) 有一道中横梁双肢薄壁高墩的稳定系数

每段变截面墩的惯性矩可表示为

$$I_1(x) = I_1[1 + m_1(x/l)], I_2(x) = I_2[1 + m_2(x/l)] \quad (9-31)$$

计算简图如图 9-6b), 考虑轴向变形时横梁的转角位移方程为

$$\begin{cases} M_{Bb} = 6 i_{Bb} \theta_B \alpha_1 + 12 i_{Bb} (l/l_b) \beta_1 \\ M_{Aa} = 6 i_{Aa} \theta_A \alpha_2 + 12 i_{Aa} (l/l_b) \beta_2 \end{cases} \quad (9-32)$$

$$\text{式中: } \alpha_1 = \frac{2\eta_{Bb}(l/l_b)}{1 - 2\eta_{Aa}(l/l_b)\varphi} + 1, \beta_1 = \frac{\eta_{Aa} + 2\eta_{Aa}(l/l_b)\varphi_{Aa}}{1 - 2\eta_{Aa}(l/l_b)\varphi}, \alpha_2 = \frac{1 + 2(l/l_b)\varphi_{Aa}}{1 - 2\eta_{Aa}(l/l_b)\varphi},$$

$$\beta_2 = \frac{\varphi\eta_{Bb}}{1 - 2\eta_{Aa}(l/l_b)\varphi}, \eta_{Aa} = \frac{-12i_{Aa}}{EA_{EC}l_b + 24i_{Bb}(l/l_b)}, \eta_{Bb} = \frac{-12i_{Bb}}{EA_{EC}l_b + 24i_{Bb}(l/l_b)};$$

$$\varphi = \frac{EA_{AB}l_b}{EA_{AB}l_b + 24i_{Aa}(l/l_b)}; \varphi_{Aa} = \frac{-12i_{Aa}}{EA_{AB}l_b + 24i_{Aa}(l/l_b)}。$$

同理可得有一道横梁的高墩的稳定系数行列式

$$\begin{vmatrix} \epsilon_{11} - \Delta(4P_1 + 4P_2 + G_1 + 3G_2) & \epsilon_{12} + \Delta(3P_2 + 3G_1) & \epsilon_{13} + \Delta(P_1 + 0.5G_2) & \epsilon_{14} + \Delta(3P_1) \\ \epsilon_{12} + \Delta(3P_2 + 3G_1) & \epsilon_{22} - \Delta(36P_2 + 18G_1) & 0 & 0 \\ \epsilon_{13} + \Delta(P_1 + 0.5G_2) & 0 & \epsilon_{33} - \Delta(4P_1 + G_2) & \epsilon_{34} + \Delta(3P_1 + 3G_2) \\ \epsilon_{14} + \Delta(3P_1) & 0 & \epsilon_{34} + \Delta(3P_1 + 3G_2) & \epsilon_{44} - \Delta(36P_1 + 18G_2) \end{vmatrix} = 0 \quad (9-33)$$

$$\text{式中: } \epsilon_{11} = \frac{EI_1}{l}(4 + 3m_1) + \frac{EI_2}{l}(4 + m_2) + 6i_{Bb}\alpha_1, \epsilon_{12} = \frac{EI_1}{l}(-6 - 4m_1),$$

$$\epsilon_{13} = \frac{EI_2}{l}(2 + m_2) + 6i_{Bb}\beta_1 \frac{l}{l_b} + 6i_{Aa}\beta_2 \frac{l}{l_b}, \epsilon_{14} = \frac{EI_2}{l}(-6 - 2m_2), \epsilon_{22} = \frac{EI_1}{l}(12 + 6m_1),$$

$$\epsilon_{33} = \frac{EI_2}{l}(4 + 3m_2) + 6i_{Aa}\alpha_2, \epsilon_{34} = \frac{EI_2}{l}(4 + 3m_2), \epsilon_{44} = \frac{EI_2}{l}(12 + 6m_2)。$$

解此行列式得较小的  $\Delta_{\min}$ , 即为稳定系数。

对于等截面的高墩只需令  $m_1 = m_2 = 0$ , 即可得到其稳定系数。

(3) 有两道横梁双肢薄壁高墩的稳定系数





同样可通过解一个  $6 \times 6$  的行列式来获得。

## 2) 双肢薄壁高墩面外稳定计算

双肢薄壁高墩面外稳定问题可以简化为一端固定、另一端自由的杆结构失稳问题。薄壁高墩任一高度  $x$  处的横桥向抗弯惯性矩为

$$I(x) = I_0 [1 + A_1 i_2 (x/L) + B_1 i_2^2 (x/L)^2 + C_1 i_2^3 (x/L)^3 + A_2 i_1 (x/L) + B_2 i_1 i_2 (x/L)^2 + C_2 i_1 i_2^2 (x/L)^3] \quad (9-34)$$

式中:  $I_0$ ——墩底截面的抗弯惯性矩,  $I_0 = [b^3 h - (b-2\delta)^3 (h-2\delta)]/12$ ;

$$A_1 = -3l[b^2 h - (b-2\delta)^2 (h-2\delta)]/(12I_0);$$

$$B_1 = -3l^2[bh - (b-2\delta)(h-2\delta)]/(12I_0);$$

$$C_1 = -2l^3\delta/(12I_0);$$

$$A_2 = -l[b^3 - (b-2\delta)^3]/(12I_0);$$

$$B_2 = -3l^2[b^2 - (b-2\delta)^2]/(12I_0);$$

$$C_2 = -6l^3\delta/(12I_0)。$$

选用能满足边界条件的特征函数

$$y(x) = a \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2l}\right) \quad (9-35)$$

同样利用能量原理,变截面高墩在墩顶集中力下的面外临界荷载

$$P_{cr} = EI_0 \pi^2 (1 + 0.3A + 0.13B + 0.07C)/(4l^2) = EI_0 \pi^2 \alpha/(4l^2) \quad (9-36)$$

式中:  $A = A_1 i_2 + A_2 i_1$ ,  $B = B_1 i_2^2 + B_2 i_1 i_2$ ,  $C = C_1 i_2^3 + C_2 i_1 i_2^2$ ,  $\alpha = 1 + 0.3A + 0.13B + 0.07C$ 。

采用式(9-35)的位移函数,根据临界荷载等效原理将结构的自重等效为墩顶的集中力

$$P_{cr} = 0.3\gamma_{cr}[A_0 l - 0.77(i_1 + i_2)l^2\delta] = 0.3(P_G)_{cr}\beta \quad (9-37)$$

式中:  $A_0$ ——墩底面积;

$P_G$ ——结构的自重;

$$\beta = [A_0 - 0.77(i_1 + i_2)l\delta]/[(A_0 - 0.5(i_1 + i_2)l\delta)]。$$

由以上分析可知,在端部集中力  $P$  和自重  $q$  作用下薄壁高墩面外失稳临界荷载为

$$P_{cr} = EI_0 \pi^2 \alpha/(4l^2) = P + 0.3ql\beta \quad (9-38)$$

当高墩为等截面时,  $\alpha = \beta = 1$ , 此时  $P_{cr} = P + 0.3ql$ 。

## 9.3.6 弯桥施工阶段的稳定性

仍以能量法为例进行求解。

弯桥在施工时,如跨径较小,采用现场立模浇筑施工,但如果跨径较大且受地形影响时,多采用悬臂施工和顶推施工并采用高桥墩的形式,这时,高墩在压弯荷载和竖向力的作用下,为避免产生较大的误差,须考虑其非线性影响;且因悬臂施工复杂性,在施工过程中结构的内力会不断改变,加之弯桥曲率的影响,导致弯桥产生弯扭耦合作用,使得这种结构的内力计算更加复杂。这里通过较详细的分析和推演,给出这种结构在最不利的施工状况,即在悬臂最长时墩底内力及墩顶位移的计算公式。



弯桥最常采用的曲线为圆曲线。在考虑墩的非线性影响时,视具体的地质条件而定。如果是刚性地基,可以把桥墩视为固接在地基上的悬臂梁。如果是弹性地基,把桥墩视为弹性地基的梁,地基的弹性变位影响用等效弹簧模拟。

### 1) 形函数的构造

设弯桥的曲率半径为  $R$ , 对应的圆心角为  $2\varphi$ , 上部结构横截面面积为  $A$ , 自重集度为  $\rho$ , 风荷载  $q(l)$ 。等截面桥墩高度为  $l$ , 墩身自重集度为  $g$ , 风荷载沿墩高分布为  $q(x)$ , 如图 9-7 所示。在计算图示中, 基础变位影响用平动弹簧、转动弹簧模拟, 平动与转动的耦合项用平转耦合弹簧模拟。在弹性地基的约束下, 墩身产生弹性弯曲变形、刚性转动和刚体平移三部分挠度。因此, 墩身的位移函数为

$$y(x) = \left[ \frac{3y_1}{l^3} \left( \frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right) + y_2 \frac{x}{l} + y_3 \right] \alpha \quad (9-39)$$

$$y_1 = \frac{l^3}{3EI}, y_2 = l^2 \delta_{22} + l \delta_{12}, y_3 = \delta_{11} + l \delta_{12} \quad (9-40)$$

$$\Delta_l = (y_1 + y_2 + y_3) \alpha$$

### 墩顶位移

式中:  $y_1$ ——桥墩基础固接时, 墩顶作用单位水平力所产生的墩顶弹性挠曲位移;

$y_2, y_3$ ——分别为桥墩作用单位水平力所引起的基础转动时的墩顶水平位移和刚体水平位移;

$\delta_{ij} (i, j=1, 2)$ ——地基柔度系数, 参见有关地基与基础设计规范。

### 2) 结构势能泛函

弯桥微段的质量为  $\rho AR d\varphi$ , 该微段质心到梁段中心的力矩为  $R - R \cos \left( \varphi + \frac{d\varphi}{2} \right)$ , 当  $d\varphi \rightarrow 0$  时,  $R - R \cos \left( \varphi + \frac{d\varphi}{2} \right) = R(1 - \cos \varphi)$ , 因此弯桥微段对梁段中心的扭矩为  $\rho AR^2 (1 - \cos \varphi) d\varphi$ , 对弯桥上部结构积分可得整个悬臂产生的扭矩  $T$  和竖向力  $P$  分别为

$$\begin{aligned} T &= \int_{-\varphi}^{\varphi} \rho AR^2 (1 - \cos \varphi) d\varphi = 2\rho AR^2 (\varphi - \sin \varphi) \\ P &= \int_{-\varphi}^{\varphi} \rho AR d\varphi = 2\rho AR \varphi \end{aligned} \quad (9-41)$$

结构在变形后的总势能可表示为

$$\Pi_i = U_i + V_i \quad (9-42)$$

式中:  $U_i, V_i$ ——分别为应变能和荷载的势能。

基底弹簧的应变能

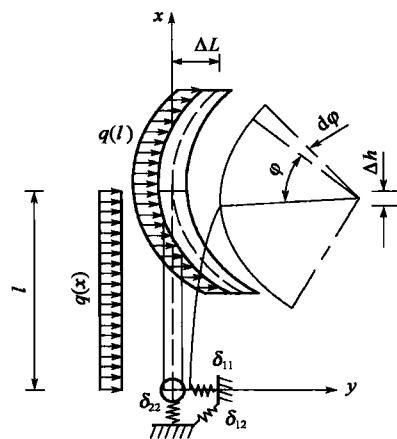


图 9-7 悬臂施工荷载示意图



$$U_1 = \frac{1}{2} [y(0) \quad y'(0)] \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y(0) \\ y'(0) \end{bmatrix} =$$

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} y_3 \alpha & \frac{y_2 \alpha}{l} \end{bmatrix} \frac{1}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2} \begin{bmatrix} \delta_{22} & \delta_{12} \\ -\delta_{12} & \delta_{11} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_3 \alpha \\ \frac{y_2 \alpha}{l} \end{bmatrix} = \frac{\alpha^2}{2(\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2)} \left( \delta_{22} y_3^2 + \delta_{11} \frac{y_2^2}{l^2} \right) \quad (9-43)$$

式中:  $k_{11}$ ——基础平动弹簧常数;

$k_{22}$ ——基础转动弹簧常数;

$k_{12}$ ——基础平转耦合弹簧常数。

桥墩的应变能

$$U_2 = \frac{1}{2} \int_0^l EI (y'')^2 dx = \frac{1}{2} \int_0^l EI \frac{9y_1^2}{l^6} (l-x)^2 \alpha^2 dx = \frac{3EI}{2l^3} y_1^2 \alpha^2 = \frac{y_1 \alpha^2}{2} \quad (9-44)$$

墩自重荷载的势能

$$V_1 = \frac{1}{2} \int_0^l g(l-x)(y')^2 dx = -\frac{g\alpha^2}{16} (3y_1^2 + 4y_2^2 + 6y_1 y_2) \quad (9-45)$$

弯桥自重荷载的势能

$$V_2 = -\frac{1}{2} \int_0^l (2\rho AR\varphi)(y')^2 dx = -\frac{2\rho AR\varphi\alpha^2}{2l} \left( \frac{6}{5} y_1^2 + y_2^2 + 2y_1 y_2 \right) \quad (9-46)$$

风荷载的势能

$$V_3 = -\int_0^l q(x)y dx - 2q(l)\Delta_l R\varphi \quad (9-47)$$

如假定风荷载沿桥墩竖向均匀分布, 且为常数  $q$ , 则

$$V_3 = -\alpha \left( \frac{3}{8} y_1 l + \frac{1}{2} y_2 l + y_3 l \right) - 2qR\varphi(y_1 + y_2 + y_3)\alpha$$

弯桥偏心扭矩的势能

$$V_4 = -[2\rho AR^2(\varphi - \sin\varphi)]y'(l) = -2\rho AR^2(\varphi - \sin\varphi) \left( \frac{3y_1}{2l} + \frac{y_2}{l} \right) \alpha \quad (9-48)$$

则结构在变形后的总势能

$$\Pi = U_1 + U_2 + V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

$$= \alpha^2 \left[ \frac{1}{2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2)} \left( \delta_{22} y_3^2 + \delta_{11} \frac{y_2^2}{l^2} \right) + \frac{y_1}{2} - \frac{g}{16} (3y_1^2 + 4y_2^2 + 6y_1 y_2) - \frac{\rho AR\varphi}{l} \left( \frac{6}{5} y_1^2 + y_2^2 + 2y_1 y_2 \right) \right] -$$

$$\alpha \left[ q \left( \frac{3}{8} y_1 l + \frac{1}{2} y_2 l + y_3 l \right) + 2qR\varphi(y_1 + y_2 + y_3) + 2\rho AR^2(\varphi - \sin\varphi) \left( \frac{3y_1}{2l} + \frac{y_2}{l} \right) \right] \quad (9-49)$$

由  $\frac{\partial \Pi}{\partial \alpha} = 0$ , 整理可得

$$\alpha = \frac{q \left( \frac{3}{8} y_1 l + \frac{1}{2} y_2 l + y_3 l \right) + 2qR\varphi(y_1 + y_2 + y_3) + 2\rho AR^2(\varphi - \sin\varphi) \left( \frac{3y_1}{2l} + \frac{y_2}{l} \right)}{\frac{1}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2} \left( \delta_{22} y_3^2 + \delta_{11} \frac{y_2^2}{l^2} \right) + y_1 - \frac{g}{8} (3y_1^2 + 4y_2^2 + 6y_1 y_2) - \frac{2\rho AR\varphi}{l} \left( \frac{6}{5} y_1^2 + y_2^2 + 2y_1 y_2 \right)} \quad (9-50)$$

### 3) 稳定分析

墩底截面的弯矩为



$$\begin{aligned}
 M(0) &= P\Delta_i + T + \int_0^l gy(x)dx + \int_0^l q(x)xdx + 2R\varphi ql \\
 &= 2\rho AR\varphi(y_1 + y_2 + y_3)\alpha + 2\rho AR^2(\varphi - \sin\varphi) + gl\alpha\left(\frac{3y_1}{8} + \frac{y_2}{2} + y_3\right) + \frac{ql^2}{2} + 2R\varphi ql
 \end{aligned} \quad (9-51)$$

墩底截面的剪力为

$$Q(0) = \int_0^l q(x)dx + 2R\varphi q = ql + 2R\varphi q \quad (9-52)$$

墩底截面的轴力为

$$N(0) = P + gl = 2\rho AR\varphi + gl \quad (9-53)$$

墩顶水平位移为

$$y(l) = \alpha \times (y_1 + y_2 + y_3)$$

### 9.3.7 高墩弯桥设计参数与结构稳定性关系

#### 1) 弯桥曲线圆心角与桥梁非线性稳定分析

沪瑞国道主干线(贵州境)镇宁至胜境关段沙银沟特大桥,其跨径组合为 68+120+68(m),圆曲率半径 620m,主墩高墩近 80m,为双肢薄壁实心墩。现取改变其曲率半径(或圆心角)和墩高对其悬臂施工最不利状态稳定计算结果,见表 9-6,其特征值屈曲系数随圆心角变化的规律性见图 9-8,沙银沟特大桥特征值系数和非线性荷载系数随圆心角变化规律见图 9-9。

特征值屈曲系数计算结果对比

表 9-6

曲率半径 (m)	圆心角 (°)	墩 高							
		80m	90m	100m	110m	120m	130m	140m	150m
直桥	0	21.377	17.669	14.871	11.448	9.769	8.474	7.667	6.544
500	13.752	21.356	17.607	14.862	11.436	9.735	8.470	7.661	6.542
400	17.190	20.358	17.431	14.209	11.225	9.750	8.465	7.498	6.495
300	22.920	20.346	17.322	14.009	11.206	9.743	8.461	7.452	6.211
250	27.504	19.333	16.892	13.287	10.983	9.659	7.999	7.432	6.003
200	34.380	19.204	16.998	14.053	11.202	9.458	8.430	7.440	6.000
150	45.840	18.532	14.338	13.888	10.889	8.921	7.887	6.382	5.999
100	68.750	16.441	12.105	10.996	8.997	7.435	6.542	5.462	5.261

由图 9-8 可见,桥梁在悬臂施工阶段的特征值屈曲系数随曲线圆心角的增大而减小,在墩较低时特征值屈曲系数随曲线圆心角的增大而很快减小。

由图 9-9 可见,考虑非线性的荷载稳定系数较特征值屈曲系数有大幅度的降低。

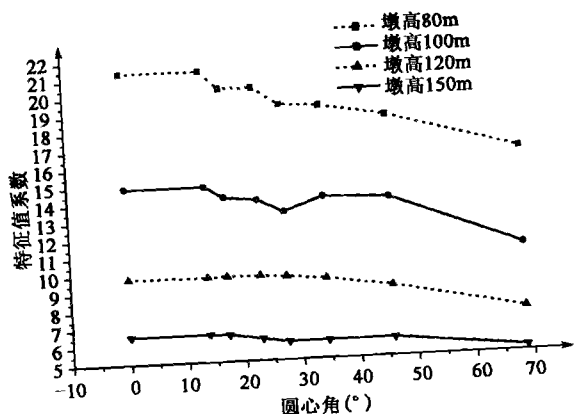


图 9-8 特征值屈曲系数与曲线圆心角关系

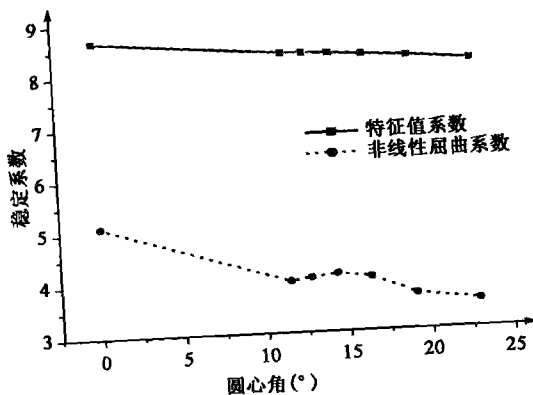


图 9-9 荷载稳定系数与曲线圆心角关系

## 2) 桥墩长细比对桥梁稳定性的影响

当  $R=500\text{m}$  时, 考虑双重非线性, 计算沙银钩桥在不同墩高情况下的稳定性。按最大悬臂施工阶段计算其稳定性, 计算结果见表 9-7。该桥长细比与荷载稳定系数关系如图 9-10 所示, 可见稳定系数随墩高  $h$  的增加快速减小。拟合关系式为

$$P_{cr}/P = 13.9174 - 6.65244 \frac{h}{100} - 0.4375 \left( \frac{h}{100} \right)^2 \quad (9-54)$$

稳定系数计算结果对比

表 9-7

墩高 $h(\text{m})$	80	90	100	110	120	130	140	150
稳定系数	8.376	7.478	6.717	6.192	5.377	4.51	3.611	3.01

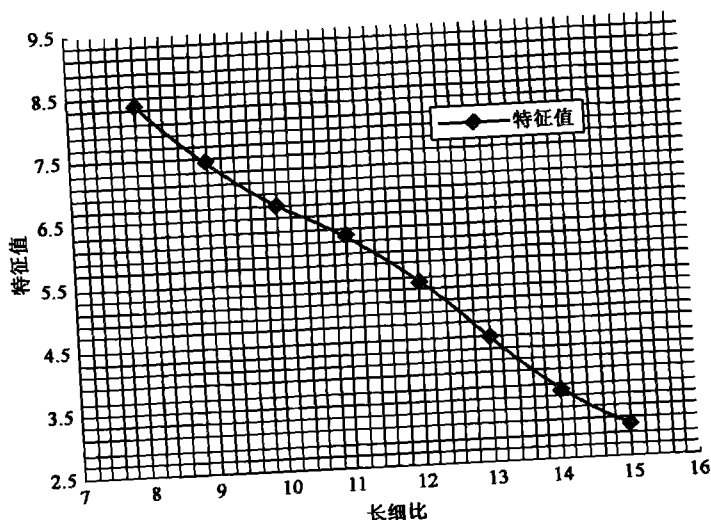


图 9-10 桥墩长细比与荷载稳定系数关系



### 3) 双薄壁桥墩双肢间距对稳定性的影响

取不同双肢间距,对三滩黄河公路大桥采用有限单元法进行结构稳定计算,结果见表9-8。由结果可知,稳定系数随着双肢间距的减小而减小,当双肢间距减小到 1m 时,稳定系数的变化量很大;随着双肢间距的增大,整体稳定系数增大;当间距大于 6m 时,增大趋势基本按线性变化,见图 9-11,二者关系式可拟合为式(9-55)。由结果可知随着双薄壁桥墩双肢间距缩小,整体稳定系数减小,桥墩弯矩减小、轴力增大。可见桥梁稳定性对桥墩双肢间距也较为敏感。

$$\frac{P_{cr}}{P} = 8.88575 + 1.04663r + 0.02373r^2 - 0.00242r^3 \quad (9-55)$$

双薄壁墩肢间距对稳定性的影响

表 9-8

双肢间距(m)	稳定系数	变化(%)
1	10	-33.8
2	10	-28.5
3	12.6	-16.6
4	13.2	-12.6
4.8	13.9	-7.9
5.6	15.1	0
6	15.6	3.3
7	16.5	9.3
8	17.5	15.9

### 4) 系梁数量对稳定性的影响

研究对象仍为沙银沟特大桥,对双薄壁实心墩分别设 0、1、2 道系梁进行特征值屈曲和双非线性稳定性分析,计算结果见表 9-9,稳定系数与系梁道数的关系见图 9-12。

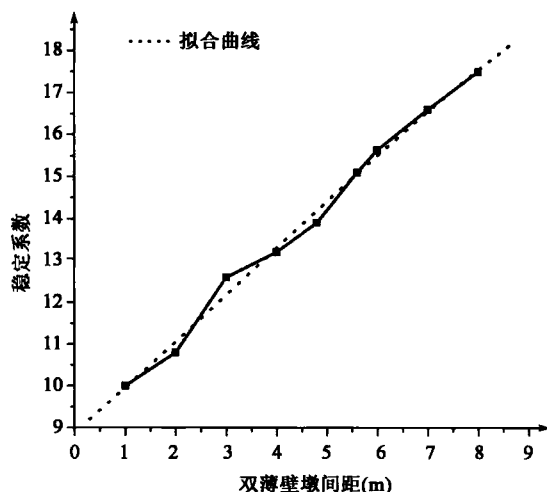


图 9-11 双薄壁墩双肢间距  $r$  与稳定系数关系

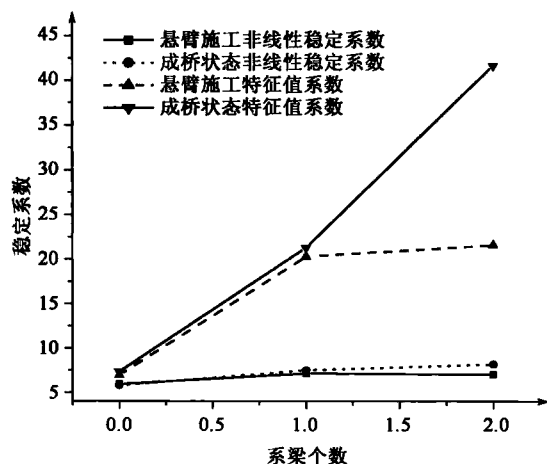


图 9-12 沙银沟大桥系梁个数与稳定系数关系



不同系梁道数的稳定系数

表 9-9

系 梁 个 数	0	1	2
悬臂施工特征值屈曲系数	6.923	20.29	21.60
成桥状态特征值屈曲系数	7.343	21.29	41.71
悬臂施工非线性稳定系数	5.928	7.142	7.031
成桥状态非线性稳定系数	5.790	7.497	8.164

从结果可以看出,悬臂施工阶段是稳定性最不利状态,但与成桥状态稳定系数已比较接近;在悬臂施工阶段设置 1 道系梁会使荷载稳定系数明显增大,但增加更多系梁稳定系数反而减小。

#### 5) 系梁位置对稳定性的影响

研究对象仍为沙银沟大桥,现改变该桥的系梁道数和系梁位置,计算分析该桥在悬臂施工阶段最不利状态下的稳定性。

(1) 设单道系梁,其线性稳定计算结果见表 9-10,系梁位置与稳定系数关系曲线见图 9-13。

线性稳定系数

表 9-10

系梁距墩顶距离(m)	10	20	30	40	50	52.5	55
稳定特征屈曲系数	8.219 7	10.690	14.708	21.520	18.252	12.602	9.0773

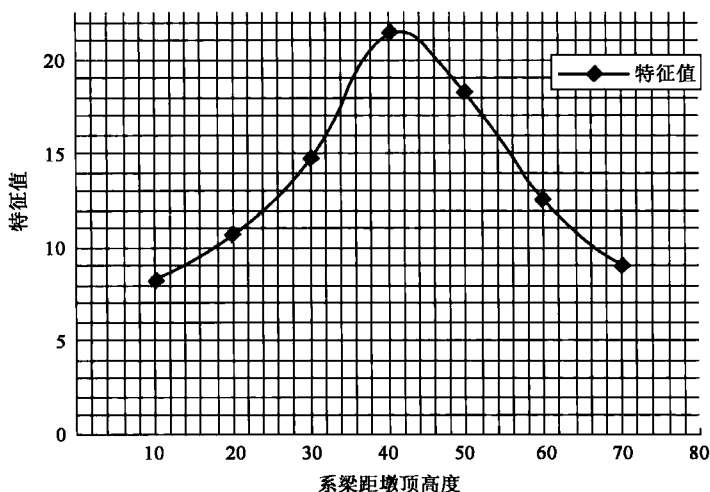


图 9-13 系梁位置与特征屈曲值关系(单道系梁)

其非线性稳定计算结果见表 9-11,系梁位置与稳定系数关系曲线见图 9-14。

非线性稳定系数

表 9-11

系梁距墩顶距离(m)	10	20	30	40	50	60	70
稳定系数	5.187	5.780	6.156	6.255	6.245	6.146	5.566

(2) 设两道系梁,假设两道系梁分别距离墩顶和墩底的距离相同,则不同系梁位置下其线性特征值结果见表 9-12 与图 9-15。

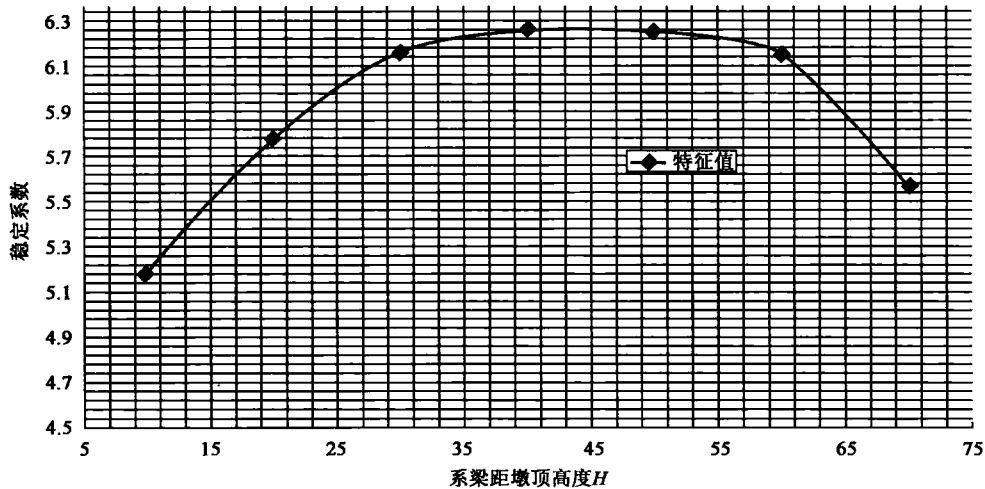


图 9-14 系梁位置与稳定系数关系(单道系梁)

稳定系数计算结果对比 表 9-12

系梁距墩顶(底)距离(m)	10	20	30	35	37.5
稳定系数	11.221	21.222	21.344	21.373	21.202

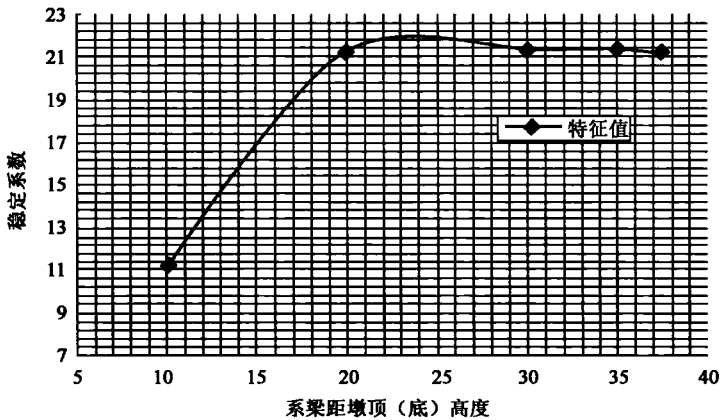


图 9-15 系梁位置与线性稳定系数关系(两道系梁)

设置两道系梁,其非线性稳定计算结果见表 9-13,系梁位置与非线性稳定系数关系曲线见图 9-16。

非线性稳定系数计算结果对比 表 9-13

系梁距墩顶(底)距离(m)	10	20	30	35	37.5
稳定系数	5.832	6.177	6.192	6.188	6.173

经计算分析可得出如下结论:

- (1)双薄壁墩若设单道系梁,其位置应设在 1/2 墩高处;



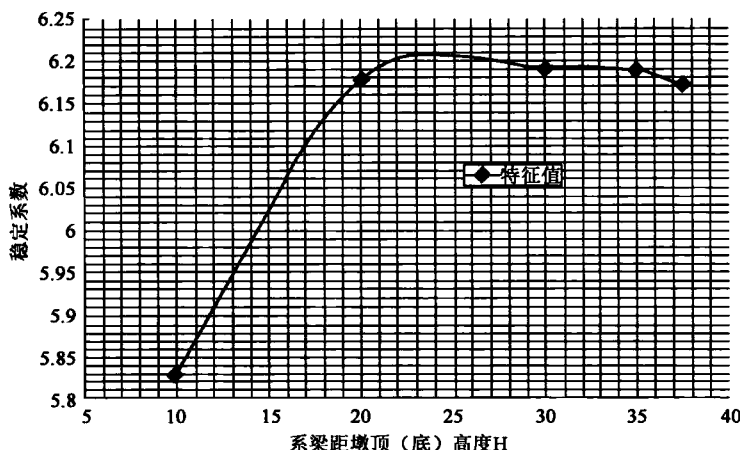


图 9-16 系梁位置与非线性稳定系数关系(两道系梁)

(2) 双薄壁墩若设两道系梁,其位置应靠近在  $1/2$  墩高处为佳。

#### 6) 单薄壁、双薄壁空心墩稳定性的影响

连续刚构桥的桥墩与连续梁要共同受力,且结构内力是按墩身与梁段的刚度比来分配的。为满足纵桥向变位的需要,其纵桥向抗推刚度要尽量小;相反,高墩大跨径曲线连续刚构桥梁在横桥向的约束很弱,曲线梁具有横桥向不平衡荷载,再加上风荷载的作用下,易产生横桥向弯曲和扭转变位,为了保证其横桥向稳定性和变位的要求,桥墩横桥向刚度应大一些。

#### (1) 高墩悬浇施工阶段的稳定性

当施工到最大悬臂时,在风载、自重和挂篮作用下最不安全,一般只对该阶段进行稳定性分析。

##### ① 单薄壁空心墩悬浇稳定性分析

某高墩大跨径连续刚构桥,主跨跨径组合为:90+120+90(m)。主梁为变截面,根部梁高 5m,跨中梁高 2.2m,箱梁顶面宽 12m,底面宽 6m,顶板厚 22cm,腹板厚 32cm,底板厚 22~50cm。桥墩为单薄壁矩形空心墩,桥墩截面尺寸 4m×6m,壁厚 45cm,桥墩计算高度分别为 50m、60m、70m、80m、90m、100m,计算荷载有恒载、施工荷载、节段施工误差、风载,在上述荷载条件下,对悬浇挂篮正常和单侧挂篮突然坠落状态分别进行了分析,计算结果见表 9-14。

##### ② 双薄壁空心墩悬浇稳定性分析

改上例的单薄壁空心墩为双薄壁空心墩,墩体截面形式改为 2m×6m 的矩形,在外荷载相同的情况下,分别对施工时挂篮正常和突然坠落进行了分析,分析结果见表 9-15。

单薄壁墩悬臂施工状态稳定计算结果对比

表 9-14

墩高 (m)	挂 篮 正 常			挂 篮 跌 落		
	墩底内力		稳定系数	墩底内力		稳定系数
	轴力(kN)	弯矩(kN·m)		轴力(kN)	弯矩(kN·m)	
50	45 541	47 232	16.5	46 741	109 540	15.99
60	47 801	49 736	11.4	49 001	112 030	11.04
70	50 061	52 794	8.2	51 261	115 030	7.99



续上表

墩高 (m)	挂 篮 正 常			挂 篮 跌 落		
	墩底内力		稳定系数	墩底内力		稳定系数
	轴力(kN)	弯矩(kN·m)		轴力(kN)	弯矩(kN·m)	
80	52 320	56 407	6. 2	53 520	118 590	6. 02
90	54 580	61 489	4. 8	55 780	123 590	4. 82
100	56 837	66 427	3. 8	58 037	128 440	3. 72

双薄壁墩悬臂施工状态稳定计算结果对比

表 9-15

墩高 (m)	挂 篮 正 常			挂 篮 跌 落		
	墩底内力		稳定系数	墩底内力		稳定系数
	轴力(kN)	弯矩(kN·m)		轴力(kN)	弯矩(kN·m)	
50	19 341	5 512	168. 3	8 431	8 181	162. 6
60	20 735	6 239	113. 7	9 825	8 850	110
70	22 715	7 149	81. 6	11 806	9 718	79. 1
80	25 021	8 241	61. 0	14 292	10 776	59. 2
90	25 621	10 089	46. 5	14 714	12 593	45. 1
100	25 948	12 224	36. 3	15 043	14 700	35. 3

可见,在悬臂施工状态双薄壁墩 T 构稳定系数远大于单薄壁墩 T 构稳定系数。

(2)成桥后的受力分析

针对山西仁义河特大桥[主桥桥跨组成 80+4×145+80(m)刚构—连续组合结构,主桥桥墩最高达 73. 5m]不同设计方案,对桥梁设计为单柱式墩与双柱式墩两种情况进行计算,结果分析可以发现,采用双薄壁墩可以明显减小墩顶的负弯矩。双薄壁墩有较为明显的“削峰”作用,即双薄壁墩和单薄壁空心墩相比墩顶的负弯矩减小 15%左右。通过计算分析得出双薄壁空心墩和单薄壁空心墩各有如下特点。

①在不受结构受力、变形影响的前提下,单薄壁空心墩具有明显的经济性,所用混凝土体积较少。

②当双薄壁空心墩两肢拉开一定的距离,且保证两肢满足平截面假定时,其纵桥向抗弯刚度远大于单空心薄壁墩的抗弯刚度。

③双薄壁空心墩在悬臂施工阶段结构稳定特征值约为单薄壁空心墩的 10 倍。

④单薄壁空心墩悬臂施工时最大竖向位移、水平位移约为双空心薄壁墩的 2~3 倍,说明桥墩的刚度对悬臂施工时的位移影响特别大。

综上所述,双薄壁空心墩和单薄壁空心墩稳定性各有以下特点:

(1)一般单薄壁墩是箱形截面,其抗扭能力好,抗推能力强,但其柔度不如双薄壁墩;双薄壁墩的综合抗弯刚度大、整体性能好,墩身允许的水平位移较大,但随着墩身高度的不断增加,单薄壁墩的柔度逐渐增强,允许的纵桥向变位增大,因此对于墩身很高的大跨径连续刚构桥梁来说,箱形单薄壁墩也是理想的墩身形式之一。

(2)当墩柱较矮时,双薄壁墩间保持一定的距离,构成较大的整体抗弯刚度,同时其纵桥向



抗推刚度较小,可减少墩柱对桥跨梁体的约束,双薄壁墩提供的反力能削减梁体弯矩的峰值。因此,在大跨径连续刚构桥梁中一般多采用双薄壁墩的结构形式。当然还要考虑与现场的地质、水文、地貌等客观条件是否匹配。

(3)双薄壁由于两肢墩间有一定的距离,在满足两肢共同变形的条件下,纵桥向抗弯刚度增大,因此双薄壁墩的纵桥向稳定性优于单薄壁,虽然单薄壁空心墩墩体施工阶段安全程度高于双薄壁空心墩,但主梁悬浇阶段,双薄壁空心墩安全程度高于单薄壁空心墩。

(4)墩高 $\geq 100\text{m}$ 时,桥墩不仅需要柔度,还需要一定的刚度,采用双薄壁箱形空心墩较好。当不受结构整体受力分配控制时,选用单薄壁空心高墩形式较为经济。

### 本章参考文献

- [1] 项海帆. 高等桥梁结构理论. 北京:人民交通出版社,2001.
- [2] 王飞,曹传林,方志. 基于能量原理的双肢薄壁高墩稳定计算. 中外公路,2006,26(1): 96-100.
- [3] 郝志强. 仁义河大桥桥墩刚度与结构体系适应性分析. 山西交通科技,2006(1):48-50.
- [4] 康文静. 高墩设计理论研究. 武汉:华中科技大学,2006.
- [5] 王钧利,贺拴海. 高墩大跨径连续刚构弯桥全过程非线性稳定性分析. 长安大学学报:自然科学版,2008,28(3):49-52.

# 第 10 章 高墩刚构桥动力理论与分析

## 10.1 概 述

### 10.1.1 大跨径桥梁抗震问题

目前,国内外现有的绝大多数桥梁工程抗震设计规范只适用于中等跨径的普通桥梁,超过适用范围的大跨径桥梁的抗震设计,则无规范可循。

我国《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004—1989)只适用于主跨不超过 150m 的梁桥和拱桥,我国《铁路工程抗震设计规范》(GB 50111—2006)虽没有规定跨径范围,但指出“有特殊抗震要求的建筑物和新型结构应进行专门研究设计”。与中小跨径桥梁相比,大跨径桥梁的地震响应及抗震设计更为复杂。国内相关学者特别是高等学校在这方面做了大量的研究工作,取得了一些科研成果。西南交通大学郑史雄教授在对大跨连续刚构桥的地震响应分析指出:对于埋深较大的深基础来说,应考虑地震沿深度的变化和土与结构相互作用对桥梁地震响应的影响,在对长大跨径桥梁进行地震响应分析时还应考虑相位差的影响,行波波速、多点激励和不同地震动输入等对不同桥梁的影响程度是不同的。文献[6]对三门峡黄河公路大桥抗震分析的计算表明,对于主桥的水平地震力,反应谱法可给出较合理的结果,行波效应及桩—土—结构相互作用使主桥的动位移和内力增长显著。近些年来刚构的延性抗震设计成为热点,以范立础院士为核心的研究组根据两级水平的抗震设计方法和能力设计思想,发展了大跨径桥梁抗震设计方法(图 10-1),对抗震的基本原则,一般规定,地震作用的计算、分析方法、设计规定进行了详细的阐述,并对公路桥梁抗震新规范提出了建议。在国外,T Miki 提出了用三维格子法对高架连续刚构桥进行非线性的地震响应计算方法,并与实际地震时发生的破坏形态对比分析。日本的 Yoshizawa、Tsutomu 专家研究了具有钢箱梁连续刚构桥的地震弹塑性响应,并提出了弹塑性地震响应的三种建模方法,Usami、Tsutomu 等进而研究了采用薄壁钢构件桥墩的连续刚构桥的抗震设计问题。Hamamoto、Tomohisa 等对基于地震损伤和耗能墩柱的连续刚构桥进行极限承载能力分析。Otsuka、Hisanori 在研究具有双桥面系统的连续刚构进行三维时程分析时发现这类结构在横向地震荷载下容易倾覆,并建议对此类桥梁作减震装置。

### 10.1.2 高墩的抗震问题

目前对高墩的抗震研究主要集中在计算方法、非线性、延性及试验等方面。如文献

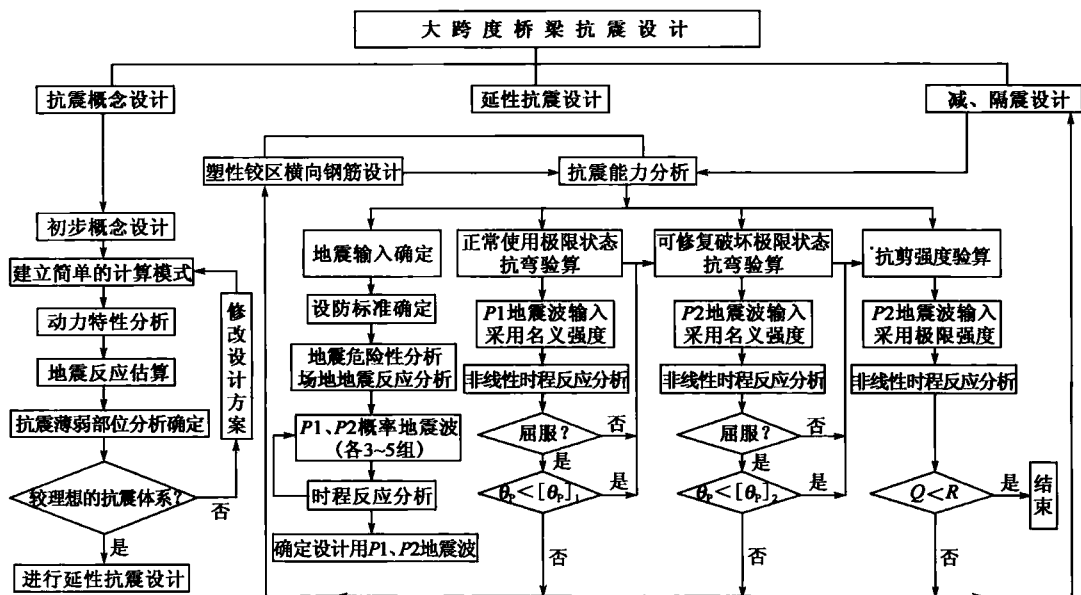


图 10-1 大跨径桥梁抗震设计流程

[21-22]对高墩的连续梁及连续刚构桥的空间地震响应进行分析,文献[23]采用子空间迭代法计算了大跨径连续箱梁高架桥的横向自振频率及振型。文献[24]利用 Ansys 分析软件对小浪底水利工程中南村黄河大桥高墩进行抗震了分析,研究了墩顶活动支座摩擦、基础弹簧约束对地震反应的影响。

在计算方法方面,文献[25]针对梁桥的高墩抗震编制了计算程序,将上部结构及主梁简化为集中质量后,通过调整各桥墩或上部结构的刚度或质量(从而调整各桥墩或上部结构的自振特性)来达到减少高墩纵向地震响应的效果,建议将高墩与矮墩以及梁的质量和刚度作为变量,通过优化设计,以使高墩与矮墩之间的地震响应分配最合理。

在非线性方面,文献[26-27]对考虑高墩的  $P-\Delta$  效应的研究表明:当墩高小于 20m 时并取一个振型计算时,可不考虑  $P-\Delta$  效应,当取两个以上振型计算时,则应考虑  $P-\Delta$  效应;墩高在 20m 以上时,应取两个以上振型计算,并应考虑  $P-\Delta$  效应。文献[28]对设置板式橡胶支座的高桥墩的非线性也进行过分析研究。

在高墩的延性性能方面,同济大学袁万城教授对城市桥梁中单、双柱式桥墩的延性性能进行了比较,结果表明,单柱式桥墩的墩顶位移大于双柱式桥墩,当竖向地震响应较大和对位移控制较严时,这是不利的。对于坚硬场地土情况,双柱式桥墩的动力弯矩响应比单柱式大,但在场地土较弱时,两者的差异则与输入的地震波有一定的关系。在国外,Hewes 通过对预制预应力桥墩和普通钢筋混凝土桥墩抗震性能对比分析后,认为预制节段施工的混凝土桥墩比传统的钢筋混凝土桥墩有着更好的延性性能,在相同情况下损伤更小。关于梁桥高墩的减隔震也有相关报道。

在试验方面,同济大学叶爱君设计了高墩模型,采用桥址人工波和 Elcentro 波进行了模



拟地震振动台试验,研究了高墩的抗震性能和抗震能力,分析了高墩的墩顶位移响应,并与理论分析结果进行了比较。中南大学戴公连教授编制了结构几何非线性程序对喜旧溪大桥有机玻璃试验模型进行非线性分析。文献[34]针对南昆线清水河大桥的高墩制作了 1/14 的缩尺模型进行了试验研究。

### 10.1.3 弯桥的抗震问题

对于弯桥在恒载和活载作用下的静力特性,国内外已经进行了广泛深入的研究,形成了较为有效的计算方法。对于弯桥的动力特性,特别是对其地震响应特性的研究则显得比较少。在 1971 年的 San Fernando 地震中,一座弯桥发生了坍塌,1979 年有关这座桥坍塌原因的振动台模型试验结果及有限元理论分析结果公开发表,文中重点研究了伸缩缝对弯桥地震响应的影响,建立了能考虑碰撞、屈服的伸缩缝力学模型。1988 年,ABDEL-SALAM 等对弯钢箱梁桥输入 Elcentro 地震波,用有限元方法计算了其地震响应,比较了反应谱法和动力时程法的结果,计算时上下部结构均用普通三维直梁单元模拟。H. Maneetes 对美国联邦公路局及弗吉利亚州交通运输中心的弯梁的动力参数用有限元进行分析,得到影响弯梁动力性质的横向支撑参数。Taysi 以获得最大基频或者最小截面积为目标函数,利用有限条法对箱形直、弯桥进行了优化设计。文献[40-42]对 I 形截面弯梁桥的动力及地震特性进行了分析。在国内,文献[43]利用时程分析方法对铁路弯连续梁桥和弯连续刚构桥地震响应进行了分析,考虑了一维地震动和多维地震动输入以及地震动输入方向对弯梁桥地震响应的影响,比较了连续刚构桥和连续梁桥在抗震力学上的特点及构造,研究结果表明,铁路弯连续刚构桥的最不利截面为固接桥墩的墩底截面和墩顶梁截面;在弯梁桥地震响应分析时可像直线梁桥地震响应分析一样,地震动可沿顺桥向和横桥向分别输入地震动,得到各构件的地震响应的最大值。文献[44]对南昆铁路板其二号桥进行了地震反应谱分析。兰州铁道学院朱东生等对一座七跨弯连续梁桥的地震响应进行了研究,讨论了曲率半径、墩与主梁之间不同联结方式等因素对弯桥地震响应的影响,比较了水平地震动单向输入与双向输入时其地震响应的差别,研究了用反应谱法计算弯桥地震响应时的精度、计算中需选取的振型数及最大值的组合方法。文献[46]用有限元程序对某刚构—连续组合弯梁桥的结构动力特性进行分析,并用反应谱法对该桥的地震响应进行计算和讨论,结果表明该类桥梁地震力的组合控制下部结构的设计,不控制上部结构设计;在结构的模态分析中,主梁将先发生横弯,土体厚度和曲率半径对刚构—连续组合弯梁桥结构的动力特性均有较大的影响;随着结构曲率半径的改变,结构的振型会发生顺序变化,且横弯对地震响应的贡献也将发生变化。

在有限元计算方面,一些研究表明,无论是用普通直梁单元还是用复杂的曲梁单元及实体单元模拟上部结构,得到的弯桥的地震响应结果很接近。

本章分两方面内容:一方面是高墩刚构桥动力分析理论,包括空间梁动力模型、频率与振型、地震响应时程分析;一方面是高墩刚构桥动力与地震分析,包括分析方法、单双墩对比分析、双墩间距和系梁设置分析等。



## 10.2 高墩刚构桥动力理论

### 10.2.1 空间梁动力方程的有限元法

#### 1) 空间梁单元结点位移

对平面刚架单元来说,当杆件系统的截面主轴或作用荷载不在同一平面内时,其振动属于空间刚架振动问题。在一般情况下,梁单元每个结点的位移具有 6 个自由度(一个轴向位移,两个垂直方向的挠度与转角和一个绕轴向的转动位移)。在结构中取出结点  $i$  和  $j$  的梁单元,如图 10-2 所示。记单元的面积  $A$ ,抗弯惯矩为  $I_y, I_z$ ,抗扭常数为  $J_t$ ,单元相对于中心轴的极惯性矩为  $J_p$ 。

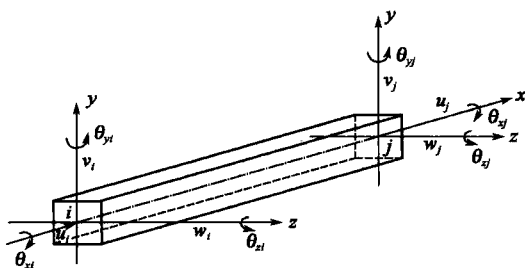


图 10-2 空间梁单元结点位移

取右手坐标系,  $x$  轴为单元轴线方向,  $y$  轴

和  $z$  轴为截面的主惯性轴,将单元结点位移列阵记为

$$\delta_i = [u_i \quad v_i \quad w_i \quad \theta_{xi} \quad \theta_{yi} \quad \theta_{zi}]^T \quad (10-1)$$

$$\delta_j = [u_j \quad v_j \quad w_j \quad \theta_{xj} \quad \theta_{yj} \quad \theta_{zj}]^T \quad (10-2)$$

并记

$$\delta^e = [\delta_i^T \quad \delta_j^T]^T \quad (10-3)$$

显然,空间刚架结构梁单元,共有 12 个广义坐标。

空间刚架梁单元,在线性振动范围内,其振动由四个互相独立的振动合成:第一,在轴线方向的纵向振动;第二,关于轴线的扭转振动;第三,在  $xy$  平面内的弯曲振动;第四,在  $xz$  平面内的弯曲振动。其位移的图示可分别作出(图 10-3),其中:a)为梁的纵向振动;b)为梁的扭转振动;c)为梁在  $xy$  平面内的振动;d)为梁在  $xz$  平面内的振动。在线性振动的范围内,这四种振动是相互独立的,可以简单叠加。

#### 2) 空间刚架单元刚度矩阵

对于空间刚架单元的动力分析,其位移函数列阵

$$f = [u(x, t) \quad v(x, t) \quad w(x, t) \quad \theta_x(x, t)]^T = N(x) q^e \quad (10-4)$$

广义坐标矢量

$$q^e = [u_i(t) \quad v_i(t) \quad w_i(t) \quad \theta_{xi}(t) \quad \theta_{yi}(t) \quad \theta_{zi}(t) \quad u_j(t) \quad v_j(t) \quad w_j(t) \quad \theta_{xj}(t) \quad \theta_{yj}(t) \quad \theta_{zj}(t)]^T \\ = [q_1^e \quad q_2^e \quad q_3^e \quad q_4^e \quad q_5^e \quad q_6^e \quad q_7^e \quad q_8^e \quad q_9^e \quad q_{10}^e \quad q_{11}^e \quad q_{12}^e]^T \quad (10-5)$$

形函数矩阵由式(10-6)给出。

$$N(x) = \begin{bmatrix} N_{1u}(x) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_{1u}(x) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_{1v}(x) & 0 & 0 & 0 & N_{1v}(x) & 0 & N_{1v}(x) & 0 & 0 & 0 & N_{1v}(x) \\ 0 & 0 & N_{1w}(x) & 0 & N_{1w}(x) & 0 & 0 & 0 & N_{1w}(x) & 0 & N_{1w}(x) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_{1\theta_x}(x) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_{1\theta_x}(x) & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (10-6)$$

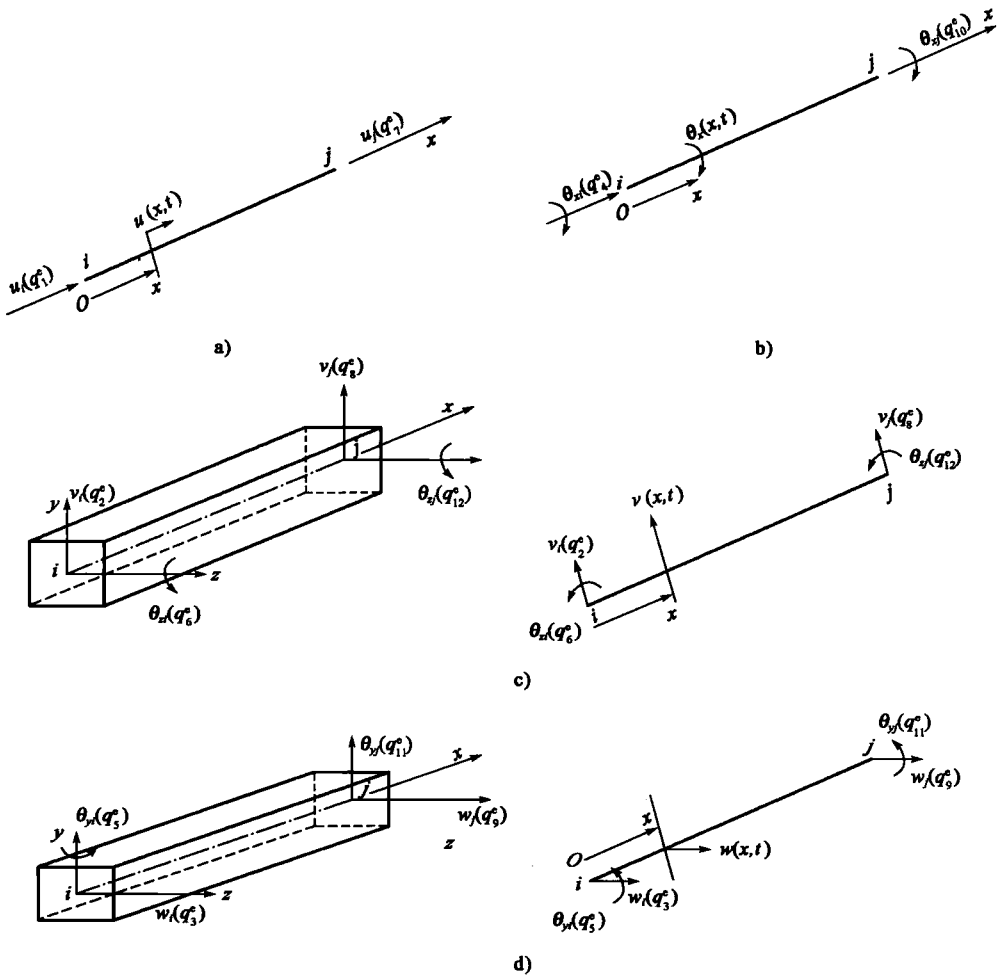


图 10-3 空间梁单元振动示意图

其中

$$N_{iu}(x) = 1 - \frac{x}{l}, N_{ju}(x) = \frac{x}{l}$$

$$N_{iv}(x) = 1 - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{l}\right)^3$$

$$N_{i\theta_z}(x) = x - 2l\left(\frac{x}{l}\right)^2 + l\left(\frac{x}{l}\right)^3$$

$$N_{jv}(x) = 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{l}\right)^3$$

$$N_{j\theta_z}(x) = -l\left(\frac{x}{l}\right)^2 + l\left(\frac{x}{l}\right)^3$$

$$N_{iw}(x) = 1 - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{l}\right)^3$$





$$N_{i\theta y}(x) = x - 2l\left(\frac{x}{l}\right)^2 + l\left(\frac{x}{l}\right)^3$$

$$N_{jw}(x) = 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{l}\right)^3$$

$$N_{j\theta y}(x) = -l\left(\frac{x}{l}\right)^2 + l\left(\frac{x}{l}\right)^3$$

$$N_{i\theta x}(x) = 1 - \frac{x}{l}, N_{j\theta x}(x) = \frac{x}{l}$$

单元的刚度矩阵

$$\mathbf{k}^e = \int_0^l \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dx \quad (10-7)$$

单元的质量矩阵

$$\mathbf{m}^e = \int_0^l \mathbf{N}^T \mathbf{H} \mathbf{N} dx \quad (10-8)$$

其中,矩阵

$$\mathbf{H} = \begin{bmatrix} \rho A & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \rho A & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \rho A & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \rho J_p \end{bmatrix}$$

称为单元的广义“密度矩阵”。

位移—应变关系矩阵  $\mathbf{B}$  由式(10-9)给出。

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} N'_{iu}(x) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_{ju}(x) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N'_{iv}(x) & 0 & 0 & 0 & N'_{i\theta z}(x) & 0 & N'_{jv}(x) & 0 & 0 & 0 & N'_{j\theta z}(x) \\ 0 & 0 & N'_{iw}(x) & 0 & N'_{i\theta y}(x) & 0 & 0 & 0 & N'_{jw}(x) & 0 & N'_{j\theta y}(x) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N'_{i\theta x}(x) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_{j\theta x}(x) & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (10-9)$$

应力—应变关系矩阵  $\mathbf{D}$  为

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} EA & 0 & 0 & 0 \\ 0 & EI_z & 0 & 0 \\ 0 & 0 & EI_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GJ_t \end{bmatrix} \quad (10-10)$$

于是,对于均质的空间刚架梁单元,可以得到考虑剪切影响的单元刚度矩阵和质量矩阵:





$m^2 = \rho A l$										(10-12)	
										称	
$\frac{1}{3}$											
0	$\frac{13}{35} + \frac{6I_z}{5Al^2}$	对									
0	0		$\frac{13}{35} + \frac{6I_y}{5Al^2}$								
0	0		0	$\frac{J_t}{3A}$							
0	0		$-\frac{11l}{210} + \frac{I_y}{10Al}$	0	$\frac{l^2}{105} + \frac{2I_z}{15A}$						
0	$\frac{11l}{210} + \frac{I_z}{10Al}$		0	0	0	$\frac{l^2}{105} + \frac{2I_z}{15A}$					
$\frac{1}{6}$	0		0	0	0	0	$\frac{1}{3}$				
0	$\frac{9}{70} - \frac{6I_z}{5Al^2}$		0	0	0	$\frac{13l}{420} - \frac{I_z}{10Al}$	0	$\frac{13}{35} + \frac{6I_z}{5Al^2}$			
0	0		$\frac{9}{70} - \frac{6I_y}{5Al^2}$	0	$-\frac{13l}{420} + \frac{I_y}{10Al}$	0	0	$\frac{13}{35} + \frac{6I_z}{5Al^2}$			
0	0		0	$\frac{J_t}{6A}$	0	0	0	0	$\frac{J_t}{3A}$		
0	0		$\frac{13l}{420} - \frac{I_y}{10Al}$	0	$-\frac{l^2}{140} - \frac{I_y}{30A}$	0	0	$\frac{11l}{210} + \frac{I_y}{10Al}$	0	$\frac{l^2}{105} + \frac{2I_z}{15A}$	
0	$-\frac{13l}{420} + \frac{I_z}{10Al}$		0	0	0	$-\frac{l^2}{140} - \frac{I_z}{30A}$	0	$-\frac{11l}{210} - \frac{I_z}{10Al}$	0	0	$\frac{l^2}{105} + \frac{2I_z}{15A}$



式中:  $\phi_i = \frac{12EI_i}{l^2GA} f_s, i = y, z$ ;

$f_s$ ——剪切形状系数。

单元阻尼矩阵与单元激振力矢量表达式为

$$\mathbf{c}^e = \int_0^l \mathbf{N}^T \mathbf{r} \mathbf{N} dx \quad (10-13)$$

$$\mathbf{P}^e = \int_0^l \mathbf{N}^T \mathbf{p}(x, t) dx \quad (10-14)$$

阻尼系数矩阵为

$$\mathbf{r} = \begin{bmatrix} r & 0 & 0 & 0 \\ 0 & r & 0 & 0 \\ 0 & 0 & r & 0 \\ 0 & 0 & 0 & r_n \end{bmatrix}$$

$r_n$  是扭转时的阻尼系数, 而  $r$  是直线位移时的阻尼系数。

$$\mathbf{p}(x, t) = [P_u(x, t) \quad P_v(x, t) \quad P_w(x, t) \quad P_{M_x}(x, t)]^T \quad (10-15)$$

为分布的激振力强度列阵。

### 3) 空间刚架结构振动的平衡方程

利用坐标转换矩阵算出总体坐标系中单元特性之后就可利用直接刚度法按照叠加规则组成结构总体矩阵, 最后可得整个结构振动分析的有限元模型的平衡方程式。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{P}(t) \quad (10-16)$$

## 10.2.2 频率与振型计算

当结构无外力作用且阻尼为零时, 在非零的初始条件下可得到振动方程

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = 0 \quad (10-17)$$

此时自由振动解反映的是结构本身固有的特性, 即自由振动频率和振型。设结构作简谐振动, 则其位移可表示为

$$\mathbf{q} = \boldsymbol{\phi} \sin(\omega t + \theta) \quad (10-18)$$

式中:  $\omega$ ——振动频率;

$\boldsymbol{\phi}$ ——与时间无关的向量;

$\theta$ ——初始相角;

$t$ ——时间。

将式(10-18)及其两阶导数代入式(10-17)可得到如下方程

$$\mathbf{K}\boldsymbol{\phi} = \omega^2 \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}$$

或

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\boldsymbol{\phi} = 0 \quad (10-19)$$

式(10-19)称为结构体系的频率方程, 这是关于  $\omega^2$  的  $n$  次多项式, 存在  $n$  个根, 即广义特征值问题的特征值, 在本问题中是振动系统的固有频率的平方。



$$0 \leq \omega_1^2 \leq \omega_2^2 \leq \cdots \leq \omega_n^2$$

每个频率  $\omega_i$  都对应着一个振型  $\phi_i$  或  $a\phi_i$  ( $a$  为实常数)。

对应于不同频率的振型是互相正交的,对应广义特征值问题,这里所指正交不是一般意义上的正交,是广义的正交,成为  $M$  正交,即有:

$$\Phi_i^T M \Phi_j = 0, \text{ 当 } i \neq j$$

为了方便起见,通常进行以下形式的规格化,使

$$\Phi_i^T M \Phi_i = 1$$

综合上两式,可以写成:

$$\Phi_i^T M \Phi_j = \delta_{ij} \quad (10-20)$$

现在定义一个以振型向量  $\phi_i$  为其列向量的矩阵  $\Phi$  和一个以  $\omega_i^2$  为其对角线元素的矩阵  $\Omega^2$ , 即

$$\Phi = \{\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n\}$$

$$\Omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (10-21)$$

则可以将广义特征值问题的解写成

$$K\Phi = M\Phi\Omega^2 \quad (10-22)$$

利用振型向量的  $M$  正交性,在式(10-22)两端左乘  $\Phi^T$ ,则由于式(10-22)可以表示成

$$\Phi^T M \Phi = I \quad (10-23)$$

可以得到

$$\Phi^T K \Phi = \Phi^T M \Phi \Omega^2 = \Omega^2 \quad (10-24)$$

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

### 10.2.3 地震响应时程分析计算

运动方程的时域求解方法有振型叠加法和时程积分法两类。

#### 1) 振型叠加法

##### (1) 无阻尼系统的振型叠加法

若系统的阻尼较小,可以忽略,则在结构动力分析中可以不考虑阻尼的影响。这时结构有限元离散化的动力平衡方程为



$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{P}(t) \quad (10-25)$$

作振型分解,引进变换:

$$\mathbf{q} = \Phi \mathbf{X}(t) = \sum_{i=1}^n \phi_i x_i(t) \quad (10-26)$$

式中:  $\mathbf{X}(t)$ ——以振型向量为坐标基的广义坐标分量。

将式(10-26)代入动力平衡方程式(10-25),并在方程两边左乘以  $\Phi^T$ ,利用振型的正交性式(10-23)及式(10-24),可以得到

$$\ddot{\mathbf{X}}(t) + \Omega^2 \mathbf{X}(t) = \Phi^T \mathbf{P}(t) \quad (10-27)$$

由于  $\Omega^2$  是对角矩阵,这样就得到了解耦的方程组:

$$\ddot{x}_i(t) + \omega_i^2 x_i(t) = \gamma_i, i = 1, 2, \dots, n \quad (10-28)$$

$$\mathbf{\Gamma} = \Phi^T \mathbf{P}(t) = [\gamma_1 \quad \gamma_2 \quad \dots \quad \gamma_n]^T \quad (10-29)$$

$\gamma_i$  称为振型参与系数。

若问题的初始条件为

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{q}(0) &= \mathbf{U}_0 = [u_{01} \quad u_{02} \quad \dots \quad u_{0n}]^T \\ \dot{\mathbf{q}}(0) &= \mathbf{V}_0 = [v_{01} \quad v_{02} \quad \dots \quad v_{0n}]^T \end{aligned} \right\} \quad (10-30)$$

对  $\mathbf{U}_0$ 、 $\mathbf{V}_0$  作同样的变换,即令

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{U}_0 &= \Phi \mathbf{X}_0 \\ \mathbf{V}_0 &= \Phi \dot{\mathbf{X}}_0 \end{aligned} \right\} \quad (10-31)$$

此两式两端左乘以  $\Phi^T \mathbf{M}$ ,并利用振型向量的  $\mathbf{M}$  正交性,可以得到

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{X}_0 &= \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{U}_0 \\ \dot{\mathbf{X}}_0 &= \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{V}_0 \end{aligned} \right\} \quad (10-32)$$

这样就导出了广义坐标的初始条件。于是就把问题归结为求解单自由度振动问题了,对于每一固有频率,其可以很方便地写成自由振动部分和以杜哈美(Duhamel)积分表示的强迫振动部分之和,即

$$x_i = x_{0i} \cos \omega_i t + \frac{\dot{x}_{0i}}{\omega_i} \sin \omega_i t + \frac{1}{M_i \omega_i} \int_0^t \gamma_i(\tau) \sin \omega_i(t - \tau) d\tau \quad (10-33)$$

其中

$$M_i = \phi_i^T \mathbf{M} \phi_i \quad (10-34)$$

若振型向量已规格化,则  $M_i = 1$ 。

在求得每一固有频率下的响应之后,再按式(10-26)叠加起来,就得到了实际的动力响应。

因此,在用振型叠加法之前必须首先求出系统的固有频率及振型,即要求解特征值问题。

振型叠加法的另一个问题是杜哈美积分的计算,由于外部激励  $\mathbf{P}(t)$  往往不是以函数式表示,而是以时间的离散点上的数值序列表示的,因此式(10-33)中的杜哈美积分需通过数值积分来完成。即使  $\mathbf{P}(t)$  是以函数式表示,通常也要用数值法进行杜哈美积分的计算。

在作振型分解时,尤其当结构离散系统的自由度数很大时,可以不必算出对所有固有频率的响应部分,而只要考虑  $N$  个频率中的前  $M$  个频率的响应。这样将可以大大节省计算时间和计算费用。例如考虑桥梁的地震响应时,由于地震荷载包含较多的低频成分,只需考虑十几个最低振型即可。而对于冲击荷载,一般要考虑更多的频率和振型。



## (2)有阻尼系统的振型叠加法

对于有阻尼的结构系统,虽然可以求出其复特征值和复特征向量进行振型叠加来得出自由振动的解,但这样做是很困难的,因为求多项式的复根及相应的复特征向量比较复杂,计算工作量大,一般并不采用这种分析方法。通常采用的振型叠加法是利用无阻尼振动的振型来进行的。

假定对于式(10-17)所表示的问题已经按 10.2.2 节中所述的方法求得无阻尼振动的固有频率及振型。仍以无阻尼振动系统的振型为坐标基,将位移  $q(t)$  用广义坐标  $X(t)$  表示出来,即

$$q(t) = \Phi X(t) \quad (10-35)$$

式中:  $\Phi$ ——以特征方程式(10-19)的规格的振型向量为列的矩阵,如式(10-35)所示;

$X(t)$ ——广义位移。

将式(10-35)代入式(10-16)后,在方程两边左乘以  $\Phi^T$ ,利用振型向量的正交性式(10-23),可以得到:

$$\ddot{X}(t) + \Phi^T C \Phi \dot{X}(t) + \Omega^2 X(t) = \Phi^T P(t) \quad (10-36)$$

同前面一样,可以从已知初始位移和速度得到广义位移及初始值:

$$\left. \begin{aligned} X_0 &= \Phi^T M U_0 = \Phi^T M U_0 \\ \dot{X}_0 &= \Phi^T M \dot{U}_0 = \Phi^T M \dot{U}_0 \end{aligned} \right\} \quad (10-37)$$

从式(10-36)可见,若  $\Phi^T C \Phi$  不是对角矩阵,则式(10-35)表示的广义坐标是不能独立解出的,即对应于不同振型的振动之间是耦合的。

若阻尼矩阵  $C$  满足下列要求:

$$\Phi_i^T C \Phi_j = 2\omega_i \xi_i \delta_{ij} \quad (10-38)$$

即  $\Phi^T C \Phi$  是以为  $2\xi_i \omega_i$  对角线元素的对角矩阵,则用振型分析法比较方便。这里  $\xi_i$  称为振型阻尼比。从式(10-37)可见这时各振型间是不耦合的,它化为

$$\ddot{x}_i = 2\xi_i \omega_i \dot{x}_i = \omega_i^2 x_i, i = 1, 2, \dots, n \quad (10-39)$$

$$\Gamma = \Phi^T P(t) = [\gamma_1 \quad \gamma_2 \quad \dots \quad \gamma_n]^T \quad (10-40)$$

然后可以利用有阻尼单自由振动问题的解

$$\begin{aligned} \ddot{x}_i &= 2\xi_i \omega_i \dot{x}_i = \omega_i^2 x_i(t) \\ &= e^{-\xi_i \omega_i t} \left( \frac{\dot{x}_{0i} + x_{0i} \xi_i \omega_i}{\omega_{di}} \sin \omega_{di} t + x_{0i} \cos \omega_{di} t \right) + \frac{1}{\omega_{di}} \int_0^t \gamma_i(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_{di} (t-\tau) d\tau \end{aligned} \quad (10-41)$$

其中

$$\omega_{di} = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (10-42)$$

是有阻尼频率。式(10-41)中最后一项是强迫振动的 Duhamel 积分表达式,其余为自由振动部分。

在应用上述方法时,假定对于每一振型是可以测定阻尼比  $\xi_i$  的。比方说通过测定对应于某一振型的自由阻尼振动的振幅衰减来确定阻尼比。

另一种途径是利用 Rayleigh 阻尼的概念。所谓 Rayleigh 阻尼是假定阻尼矩阵可以表示为系统质量矩阵和刚度矩阵的线性组合



$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (10-43)$$

常数  $\alpha$  和  $\beta$  可以根据对应于两个不同的振动频率的两个已知阻尼比来确定。由式(10-39)、式(10-23)及式(10-24)可得

$$\begin{aligned} \phi_i^T (\alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K}) \phi_i &= 2\omega_i \xi_i \\ \alpha + \beta \omega_i^2 &= 2\omega_i \xi_i \end{aligned} \quad (10-44)$$

同样,对于  $\omega_j$  有

$$\alpha + \beta \omega_j^2 = 2\omega_j \xi_j \quad (10-45)$$

从式(10-44)和式(10-45)可解出

$$\left. \begin{aligned} \beta &= 2(\omega_i \xi_i - \omega_j \xi_j) / (\omega_i^2 - \omega_j^2) \\ \alpha &= 2\omega_i \omega_j (\omega_i \xi_j - \omega_j \xi_i) / (\omega_i^2 - \omega_j^2) \end{aligned} \right\} \quad (10-46)$$

一旦  $\alpha$  和  $\beta$  确定之后,对于其他任意固有频率,阻尼比为

$$\xi_k = (\alpha + \beta \omega_k^2) / 2\omega_k \quad (10-47)$$

当系统的阻尼矩阵不能满足关于阻尼矩阵  $\mathbf{C}$  的上述正交性条件时,对应于不同振型之间是互相耦合的,这时必须联立求解常微分方程组(10-36)。求解常微分方程组可以采用各种直接积分方法。但事实上与其用直接积分法解变换后的广义位移所满足的运动平衡方程,不如用直接积分法直接求解原先的实际位移所满足的运动平衡方程。不过,注意到结构的动力响应问题中,如在计算桥梁结构的地震反应时,通常不必计算所有的固有频率对应的地震分量,而只需要考虑前面几个较低频率的振动响应即可。因此在作振型分解时,只考虑对应于从基频开始的前面几个频率对应的方程,例如前  $p$  个方程,考虑之前  $p$  个频率之间振型的耦合。如果我们忽略这前  $p$  个振型与第  $p+1$  个振型之后的其余各振型间的耦合,则问题可简化为

$$\ddot{x}_i + \sum_{j=a}^p (\Phi^T \mathbf{C} \Phi)_{ii} \dot{x}_j + \omega_j^2 x_i = \gamma_i, i = 1, 2, \dots, p \quad (10-48)$$

在前  $p$  个振型向量所构成的子空间内,用直接积分法来求解,则问题的规模将大大降低。

对于一般桥梁来说,当采用振型叠加法时,只需计算少数几阶振型即可获得满意的求解精度,因此振型叠加法求解效率比时程积分法要高。但对于大跨径桥梁来说,由于其振型较为密集,很多阶振型都可能对结构响应有较大贡献,必须计算较多阶的振型才能获得满意的结果,究竟需计入多少阶振型才合理须经计算比较后才能确定,因此在大跨径桥梁的计算中振型叠加法求解效率高的优点并不突出。在此情况下,时程积分法应该是一个不错的选择。

## 2) 直接积分法

直接积分法又叫时程积分法,它是相对振型叠加法而言的,振型叠加法将问题变换到振型坐标里。从上节所述可以看到,在一定条件之下变换后的方程是解耦的,如当可以采用振型阻尼的假定,或者阻尼矩阵可以表示成系统的刚度矩阵和质量矩阵的线性组合时,在这些情况下,振型叠加法是很有效的。但当问题不能解耦时,则必须用直接积分法。另外,如果只要求分析短时间内的动力响应,直接积分法也更为有效。

直接积分法是对没有经过变换的动力平衡方程法直接进行逐步积分的数值积分方法。用直接积分法求解时,把所考虑的时间范围  $T$  分成  $n$  个相等的区间  $\Delta t = T/n$ , 要求确定每个时刻  $t_i = ih$  ( $i = 0, 1, 2, \dots, n$ ) 方程的近似解。直接积分法是根据前面时刻已经确定的位移、速度、加速度、瞬时的运动平衡方程,以及对于速度、加速度在时间区间内变化的假定而解出当前时刻的位移、速度和加速度。





从数学观点看,结构动力反应分析所要处理的是一个二阶微分方程组,因此,原则上那些在数学上适用于求解二阶微分方程组的数值方法都适用于求解有限元振动方程。直接积分法有中心差分法、常数加速度法、平均加速度法、线性加速度法、Wilson- $\theta$ 法、Newmark- $\beta$ 法、Houbolt法等。但工程问题的特点是方程的阶数通常很高(几千阶甚至几万阶),一般的数学方法变得不实用。在工程结构有限元动力分析中,人们采用的是几个有效的数值算法,如中心差分法、Newmark- $\beta$ 法、Wilson- $\theta$ 法等。这几种方法在大型结构分析程序 SAP-V、ADINA 等中使用,一些有限元书籍中已有介绍,在此不再赘述。

## 10.3 高墩弯刚构桥动力及地震分析

### 10.3.1 “正交试验”法

应用“正交试验”法对某直连续刚构桥[跨径组合 110+200+200+110(m)]设计了混合正交表格,在此基础上进行了顺桥向和横桥向的地震时程分析,研究了桥墩高度、下部结构计算模型、行波效应、桥跨布置、地震波类型等因素对高墩大跨径连续刚构桥地震响应的影响,正交试验研究结果表明:在考察的各个因素中,下部结构计算模型及墩高对结构地震响应的影响较大,是高墩大跨连续刚构桥地震响应的敏感性因素;采用高墩对连续刚构桥主梁根部、桥墩受力而言有利,但会增加主梁位移;考虑桩土作用后桥墩内力减小,但墩顶位移值增大了;不同波速的行波,对结构不同位置响应值而言,可能增大或者减少结构的反应,但一般来说,行波波速较小时,如果忽略行波波速的影响,有可能导致结构不安全,行波波速较大时,一般可不考虑行波效应。因下部结构参数形式较多,变化也较为复杂,故下面主要以下部结构为对象进行参数分析。

### 10.3.2 有限元分析模型

某三跨曲线桥,平面半径为 300m,跨径组合为 110+200+110(m),墩顶主梁高 11m,跨中主梁高为 3m,箱梁底板宽 7m,顶板全宽 13.5m,墩高 100m,采用双薄壁式空心墩,外形尺寸 4m×7m,壁厚分别为 70cm(顺桥向)和 110cm(横桥向)。Ⅱ类场地土。

采用大型有限元通用程序 Ansys8.1 进行计算。其中主梁和桥墩均采用空间梁单元 Beam188,计算时上部结构取每施工节段平均质量和惯矩。假设两边墩均限制其竖向位移和横向位移,并限制扭转约束及横向弯曲。

地震响应分析时采用通用地震波 Elcentro 波,将加速度峰值均调幅到  $a_{\max} = 0.2g$ 。结构坐标轴规定如下:顺桥向为两桥台连线的方向,横桥向为平面内与顺桥向垂直的方向。

### 10.3.3 单双薄壁墩对比

如前所述,高墩大跨刚构桥梁一般为双薄壁墩,但也有采用单薄壁墩的。为了研究单双薄壁墩对曲线连续刚构桥抗震性能的影响时,将该桥双薄壁墩调整为单薄壁墩,外形尺寸为



8m×7m,壁厚分别为 1.4m 和 1.1m,同时结合下部计算模型,分别考虑桩土共同作用(ssi)和墩底固接(nossi)两种情况。

1)动力特性分析

两种情况下的曲线连续刚构桥的动力特性分析结果分别如表 10-1 和表 10-2 所示。

单双薄壁墩桥梁的动力特性对比(ssi) 表 10-1

桥墩类型 阶数	单 薄 壁 墩		双 薄 壁 墩	
	频率(Hz)	振 型 描 述	频率(Hz)	振 型 描 述
1	0.228 6	桥墩对称横弯	0.197 7	桥墩纵弯
2	0.268 9	桥墩纵弯	0.220 6	桥墩对称横弯
3	0.477 3	桥墩反对称横弯	0.482 9	桥墩反对称横弯
4	0.707 2	主梁竖向对称弯曲	0.676 2	主梁竖向对称弯曲
5	1.015 4	主梁横向对称弯曲	1.008 6	主梁横向对称弯曲
6	1.119 4	主梁竖向反对称弯曲	1.102 4	主梁竖向反对称弯曲
7	1.427 8	主梁竖向二阶对称弯曲	1.434 2	主梁竖向二阶对称弯曲
8	1.762 8	主梁竖向反对称弯曲	1.617 4	桥墩纵向对称弯曲
9	1.844 4	桥墩横向对称弯曲	1.669 4	桥墩双臂反向振动
10	1.925 0	主梁竖向高阶反对称弯曲	1.672 4	桥墩双臂同反振动

单双薄壁墩桥梁的动力特性分析(nossi) 表 10-2

桥墩类型 阶数	单 薄 壁 墩		双 薄 壁 墩	
	频率(Hz)	振 型 描 述	频率(Hz)	振 型 描 述
1	0.287 8	桥墩对称横弯	0.220 7	桥墩纵弯
2	0.351 0	桥墩纵弯	0.263 2	桥墩对称横弯
3	0.537 1	桥墩反对称横弯	0.533 8	桥墩反对称横弯
4	0.739 6	主梁竖向对称弯曲	0.695 1	主梁竖向对称弯曲
5	1.069 9	主梁横向对称弯曲	1.050 6	主梁横向对称弯曲
6	1.171 9	主梁竖向反对称弯曲	1.122 5	主梁竖向反对称弯曲
7	1.458 7	主梁竖向二阶对称弯曲	1.454 2	主梁竖向二阶对称弯曲
8	1.930 4	主梁横向反对称弯曲	1.757 6	双臂纵向弯曲
9	1.953 7	主梁竖向二阶反对称弯曲	1.759 0	桥墩双臂反向振动
10	2.313 7	桥墩横向对称弯曲	1.780 0	桥墩纵向对称弯曲

考虑桩土作用时结构三个方向一阶振型如图 10-4 所示,其三个方向上一阶频率随桥墩的类型变化如图 10-5 所示。

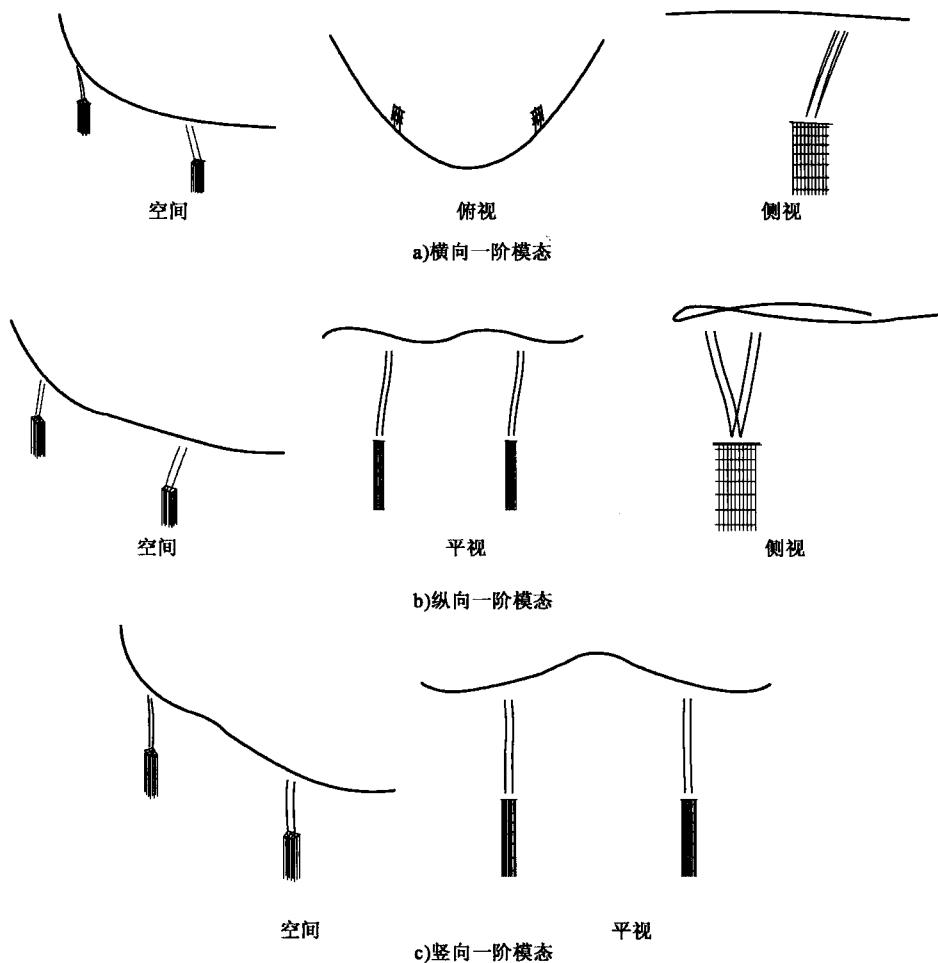


图 10-4 结构三个主方向一阶振型

从以上表及图形可以看出,墩底采用固接模型时,单薄壁和双薄壁的设置改变了结构振型的序列,设置单薄壁的桥梁整体一阶振型为桥墩对称横弯,二阶振型为桥墩纵弯;而设置双薄

壁墩的桥梁整体一阶振型为桥墩纵弯,二阶振型为桥墩对称横弯。单薄壁墩的横向一阶频率比双薄壁的大 10%,而纵向一阶频率比双薄壁的大 40%,说明桥墩类型的改变会同时影响结构两个方向的动力特性。当考虑桩土共同作用时,单薄壁和双薄壁的设置仍然改变了桥梁结构振型的序列,虽然单双薄壁横向的一阶频率差别不大(为 4%),但双薄壁的纵向频率比单薄壁的小近 26%,说明设置双薄壁桥墩对横桥向的动力改善很小,但可以明显减小纵向频率。

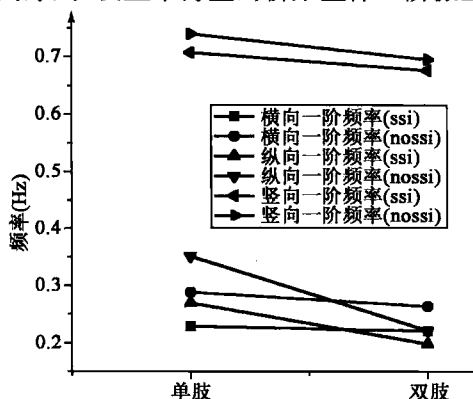


图 10-5 结构频率随桥墩类型的变化曲线



## 2) 顺桥向地震响应分析

顺桥向激励时,内力及位移的响应值随桥墩类型的变化规律如图 10-6 所示。

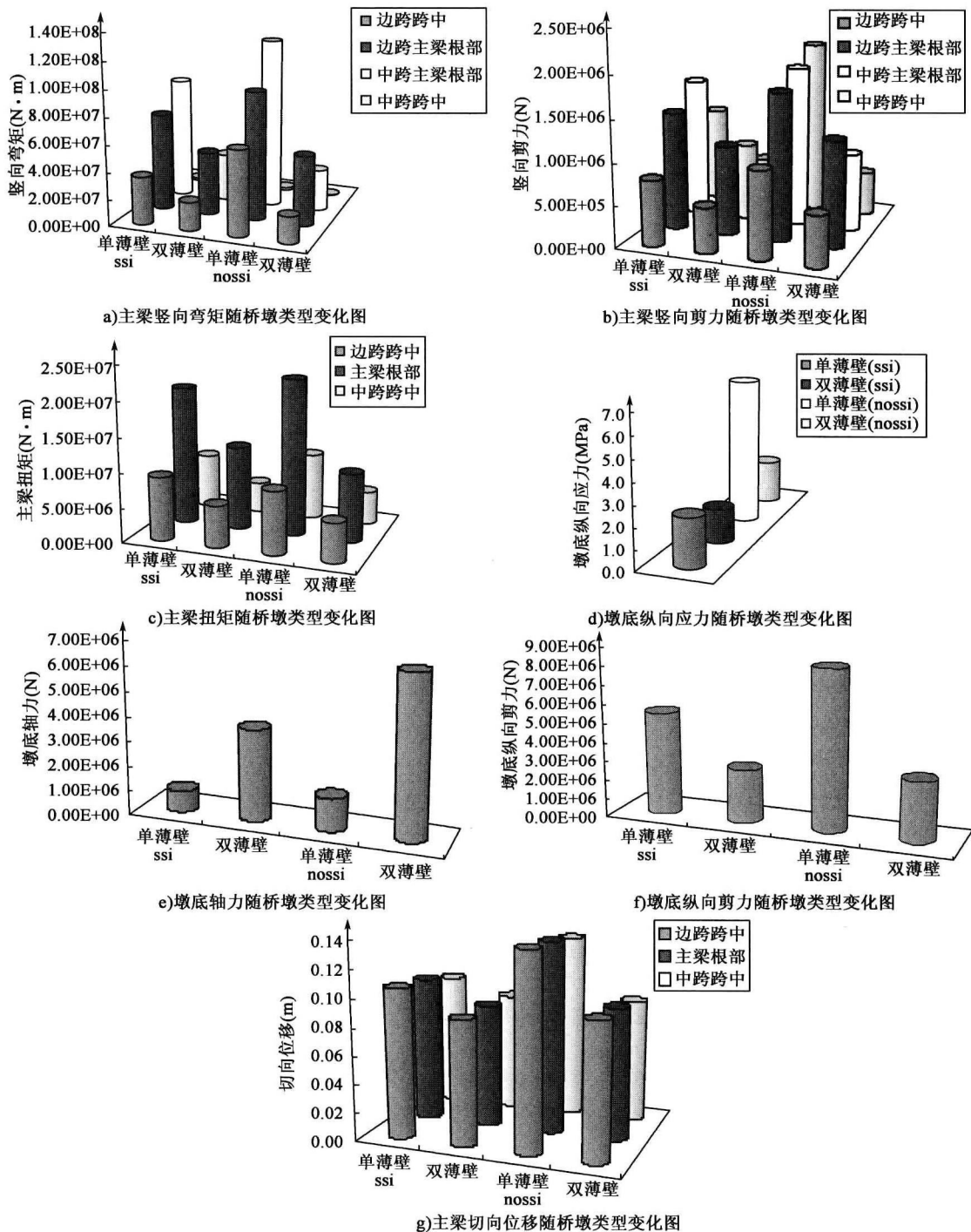


图 10-6 顺桥向地震波下结构的内力及位移响应



由上述图形可以看出:

(1)对上部结构主梁来说,考虑墩底固接时,桥墩设置从单薄壁到双薄壁变化时,主梁边跨跨中、边跨根部、中跨根部、跨中竖向弯矩分别减小了 68%、45%、76%、80%,扭矩的减小幅度也有 37%~54%,考虑桩土作用后,桥墩从单薄壁到双薄壁时,四个位置处主梁竖向弯矩减小了 35%~60%,扭矩减小了 17%~44%。

(2)对下部结构来说,考虑墩底固接后,桥墩设置从单薄壁到双薄壁变化时,墩底顺桥向应力减小了 70%,剪力减小了 50%,墩底轴力却增加 387%。考虑桩土作用后,桥墩设置从单薄壁到双薄壁变化时,墩底纵向弯矩减小了 30%,剪力减小了 62%,墩底轴力却增加了 327%。

(3)对主梁位移来说,考虑墩底固接后,设置双薄壁时位移比单薄壁的减小 30%。考虑桩土作用后,设置双薄壁时主梁的最大切向位移是单薄壁位移的 0.8 倍。

(4)采用了双薄壁墩可使结构的频率降低,有效地减小了主梁的弯矩、扭矩和位移响应峰值,降低了墩底应力,所有这些都是以增大双薄壁墩底轴力为代价的。

### 3)横桥向地震响应分析

横桥向激励时,内力及位移的响应值随桥墩类型的变化规律如图 10-7 所示。

由上述图形可以看出:

(1)对上部结构来说,考虑墩底固接后,桥墩设置从单薄壁到双薄壁变化时,主梁横向弯矩变化形式不同,边跨跨中和边跨主梁根部分别增加了 4%和 2%,中跨主梁根部和中跨跨中分别减小了 8%和 16%,主梁的扭矩减小了 20%~80%。考虑桩土作用后,桥墩从单薄壁到双薄壁时,主梁横向弯矩变化形式也不同,边跨跨中、中跨主梁根部和中跨跨中分别增加了 7%、6%和 3%,边跨主梁根部弯矩减小了 13%,主梁的扭矩减小了 30%~80%。

(2)对下部结构来说,考虑墩底固接后,桥墩设置从单薄壁到双薄壁变化时,墩底横向应力减小了 23%,剪力减小了 47%,墩底轴力增加了 50%。考虑桩土作用后,桥墩从单薄壁到双薄壁时,墩底横向应力减小了 10%,剪力减小了 50%,墩底轴力增加了 34%。

(3)考虑墩底固接后,双薄壁墩的主梁横向位移是单薄壁墩的 0.2 倍,考虑桩土作用后,设置双薄壁墩时主梁最大横向位移仅是单薄壁的 0.4 倍。

(4)采用了双薄壁墩可使结构的频率降低,有效地减小了主梁的弯矩和响应的位移,降低了墩底应力,所有这些都是以增大双薄壁墩底轴力为代价的。

## 10.3.4 双薄壁墩截面形式对比

我国已建的几座桥梁典型的连续刚构桥,采用双薄壁墩的桥梁其桥墩一般为箱形截面形式,但也有做成矩形截面形式的,如高家花园嘉陵江大桥跨径 240m,墩高达 62m,正在建设的贵州沙银沟大桥,跨径 120m,墩高 80m。为了比较双薄壁墩的截面形式对曲线连续刚构桥地震响应的影响,借鉴了以上两座桥梁形式,对上述三跨曲线连续刚构桥分别采用了实心 and 空心墩截面形式,两者具有近似的截面面积,实心墩的截面形式如图 10-8 所示。

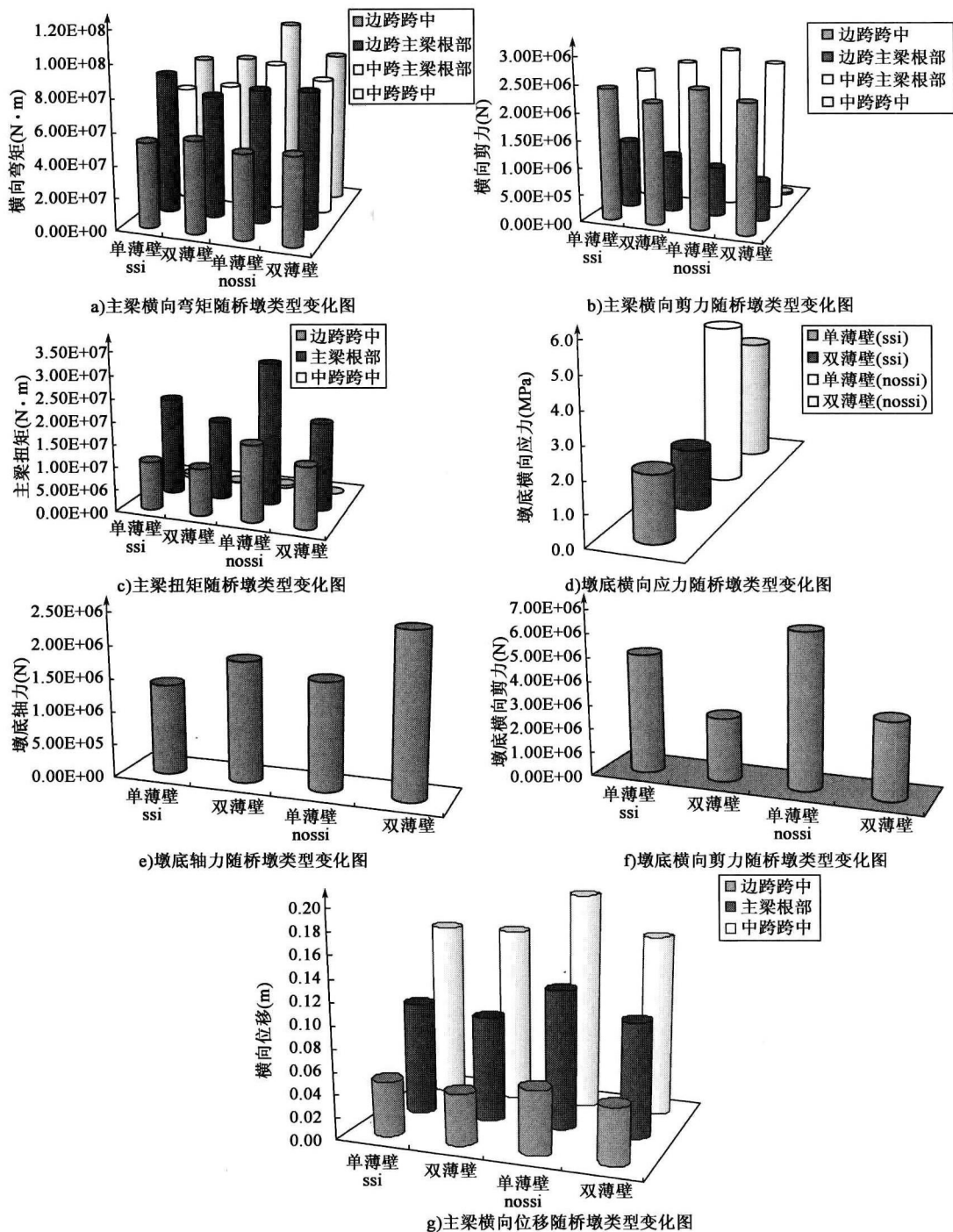


图 10-7 横桥向地震波下结构的内力及位移响应

## 1) 动力特性分析

曲线连续刚构桥的动力特性分析结果如表 10-3~表 10-4 所示。

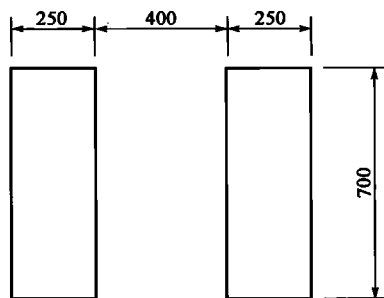


图 10-8 实心墩截面形式(尺寸单位:cm)

双薄壁墩截面形式的动力特性对比(ssi)

表 10-3

截面形式 阶 数	空 心		实 心	
	频率(Hz)	振 型 描 述	频率(Hz)	振 型 描 述
1	0.197 7	桥墩纵弯	0.124 65	桥墩纵弯
2	0.220 6	桥墩对称横弯	0.198 79	桥墩对称横弯
3	0.482 9	桥墩反对称横弯	0.468 80	桥墩反对称横弯
4	0.676 2	主梁对称竖弯	0.628 56	主梁对称竖弯
5	1.008 6	主梁高阶对称横弯	0.899 40	桥墩对称纵弯
6	1.102 4	主梁高阶反对称竖弯	0.918 86	桥墩双肢反向振动
7	1.434 2	主梁高阶对称竖弯	0.919 38	桥墩双肢反向振动
8	1.617 4	桥墩双肢同向振动	0.935 50	主梁高阶反对称竖弯
9	1.669 4	桥墩双肢反向振动	1.013 9	主梁高阶对称横弯
10	1.672 4	桥墩双肢同向振动	1.107 5	主梁高阶反对称竖弯

双薄壁墩截面形式的动力特性对比(nossi)

表 10-4

截面形式 阶 数	空 心		实 心	
	频率(Hz)	振 型 描 述	频率(Hz)	振 型 描 述
1	0.220 7	桥墩纵弯	0.129 61	桥墩纵弯
2	0.263 2	桥墩对称横弯	0.229 39	桥墩对称横弯
3	0.533 8	桥墩反对称横弯	0.509 31	桥墩反对称横弯
4	0.695 1	主梁对称竖弯	0.660 31	主梁对称竖弯
5	1.050 6	主梁高阶对称横弯	0.935 67	桥墩双肢对称纵弯
6	1.122 5	主梁高阶反对称竖弯	0.935 70	桥墩双肢对称纵弯
7	1.454 2	主梁高阶对称竖弯	0.942 19	桥墩对称纵弯
8	1.757 6	桥墩双肢反向振动	0.951 09	主梁高阶反对称竖弯
9	1.759 0	桥墩双肢反向振动	1.050 80	主梁高阶对称横弯
10	1.780 0	桥墩双肢同向振动	1.176 10	主梁高阶反对称竖弯



结构三个方向的一阶频率如图 10-9 所示。

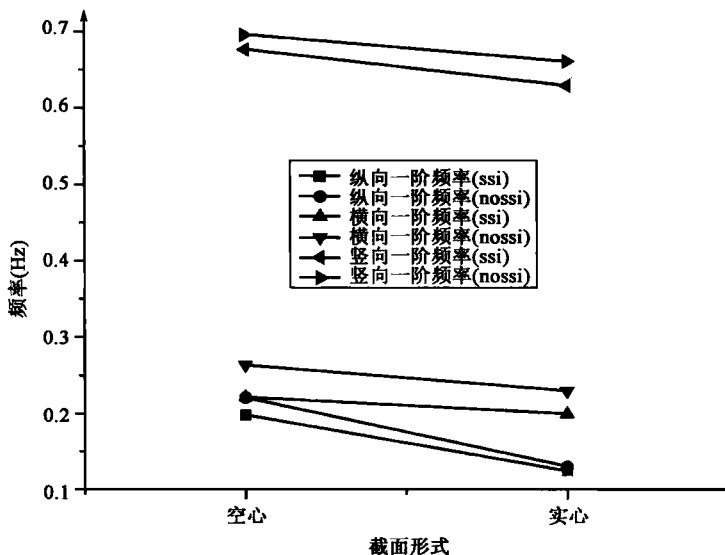


图 10-9 结构频率随桥墩截面形式变化规律

由以上图形可以看出：

双薄壁墩截面形式不会改变低阶振型,但会影响高阶的振型序列,空心墩变为实心墩后,结构相应方向上的频率降低了,其中,在墩底固接模型下纵向一阶频率减小了 37%,横向一阶频率减小了 10%,竖向一阶频率减小了 7%。考虑桩土作用后,三个方向上的一阶频率分别下降了 41%、13%和 5%。由此可见,采用实心墩后,在相同截面积情况下,结构整体刚度降低有所降低,频率相应地减小了。

## 2) 顺桥向地震响应分析

顺桥向激励时,内力及位移的响应值随双薄壁墩截面形式的变化规律如图 10-10 所示。

由图 10-10 可以看出：

(1) 对上部结构主梁来说,考虑墩底固接时,桥墩截面从空心变为实心时,主梁边跨跨中、边跨根部、中跨根部、跨中竖向弯矩分别减小了 32%、60%、60%、39%,但扭矩的减小幅度小于 7%。考虑桩土作用后,桥墩从空心到实心时,四个位置处主梁竖向弯矩减小了 20%~60%,扭矩减小了 10%左右。

(2) 对下部结构来说,考虑墩底固接后,桥墩截面从空心到实心时,墩底纵桥向应力减小了 6%,剪力减小了 50%之多,墩底轴力减小 30%。考虑桩土作用后,桥墩截面从空心到实心时,墩底纵向应力增加了 9%,剪力减小了 50%,墩底轴力减小了 20%。

(3) 对主梁位移来说,考虑墩底固接后,实心墩的位移比空心墩的增加 30%,考虑桩土作用后,实心墩主梁的最大切向位移也比空心墩的增加 30%。

(4) 在截面面积近似相等的情况下,连续刚构桥采用实心墩时在桩土作用下虽然墩底的应力比空心墩大 9%,但却大幅度减小了主梁的弯矩、扭矩响应峰值,但此时主梁位移却增大了。



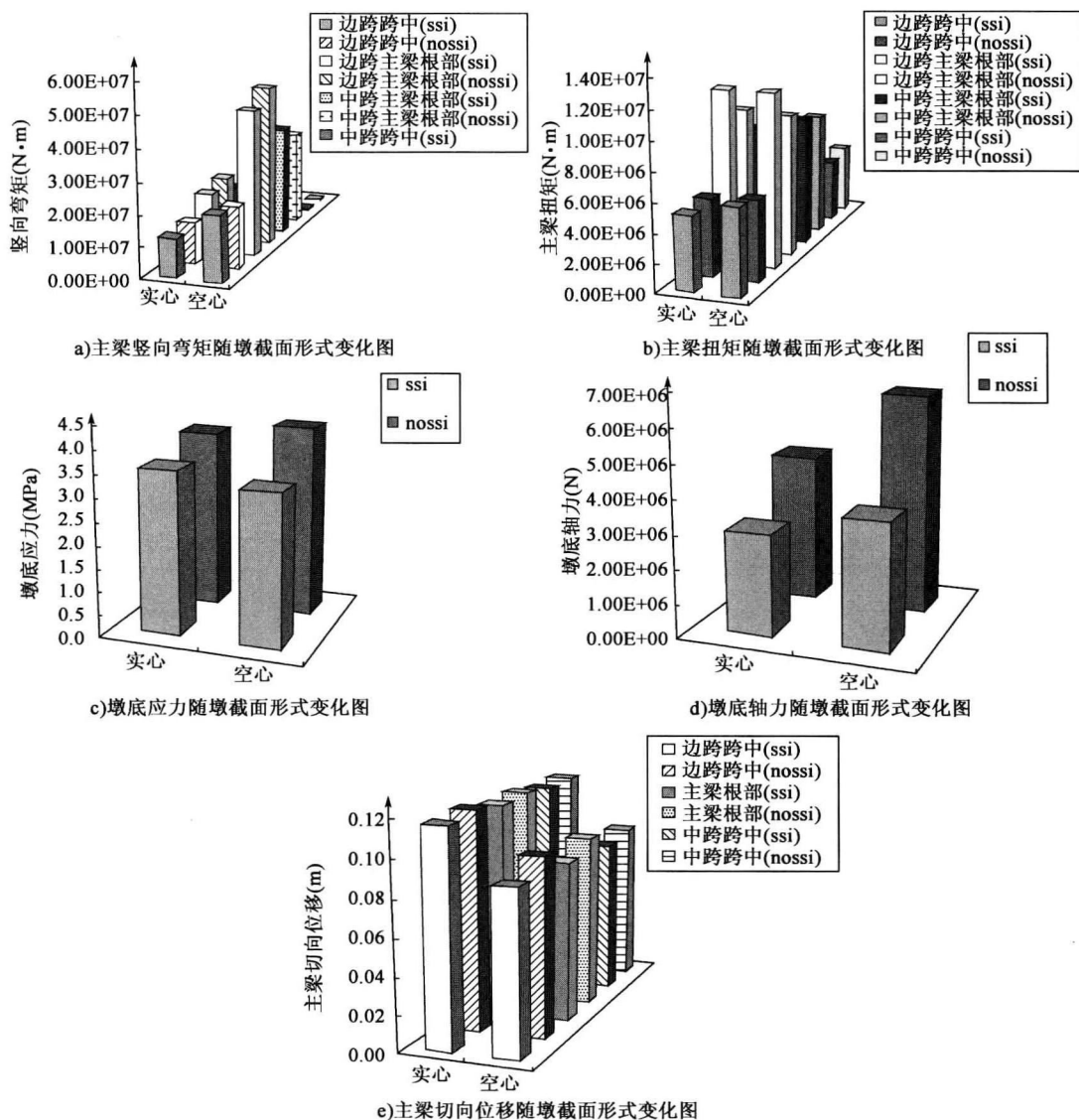


图 10-10 顺桥向地震波下内力及位移变化规律

### 3) 横桥向地震响应分析

横桥向激励时,内力及位移的响应值随双薄壁墩截面形式的变化规律如图 10-11 所示。

由上述图形可以看出:

(1) 对上部结构主梁来说,考虑墩底固接时,桥墩截面从空心变为实心时,主梁边跨跨中、边跨根部、中跨根部、跨中横向弯矩变化幅度不大,增减约 10%,扭矩的最大减小量约 17%。考虑桩土作用后,桥墩截面从空心到实心时,四个位置处主梁横向弯矩在 7% 以内变化,扭矩减小仍然在 17% 左右。

(2) 对下部结构来说,考虑墩底固接后,桥墩截面从空心到实心时,墩底横桥向应力减小了 3%,剪力增加了 4%,墩底轴力减小 43%。考虑桩土作用后,桥墩截面从空心到实心时,墩底



横向应力增加了 16%，剪力减小了 8%，墩底轴力增大了 16%。

(3)对主梁横向位移来说,考虑墩底固接后,实心墩的比空心墩的减小 12%。考虑桩土作用后,实心墩主梁的最大横向位移比空心墩的小 9%。

(4)在截面面积近似相等的情况下,采用实心墩后,虽然桩土作用下墩底的横向应力比空心墩相比大 16%,但总体上减小了主梁的弯矩、扭矩及主梁位移响应峰值,其综合抗震性能优于空心墩。

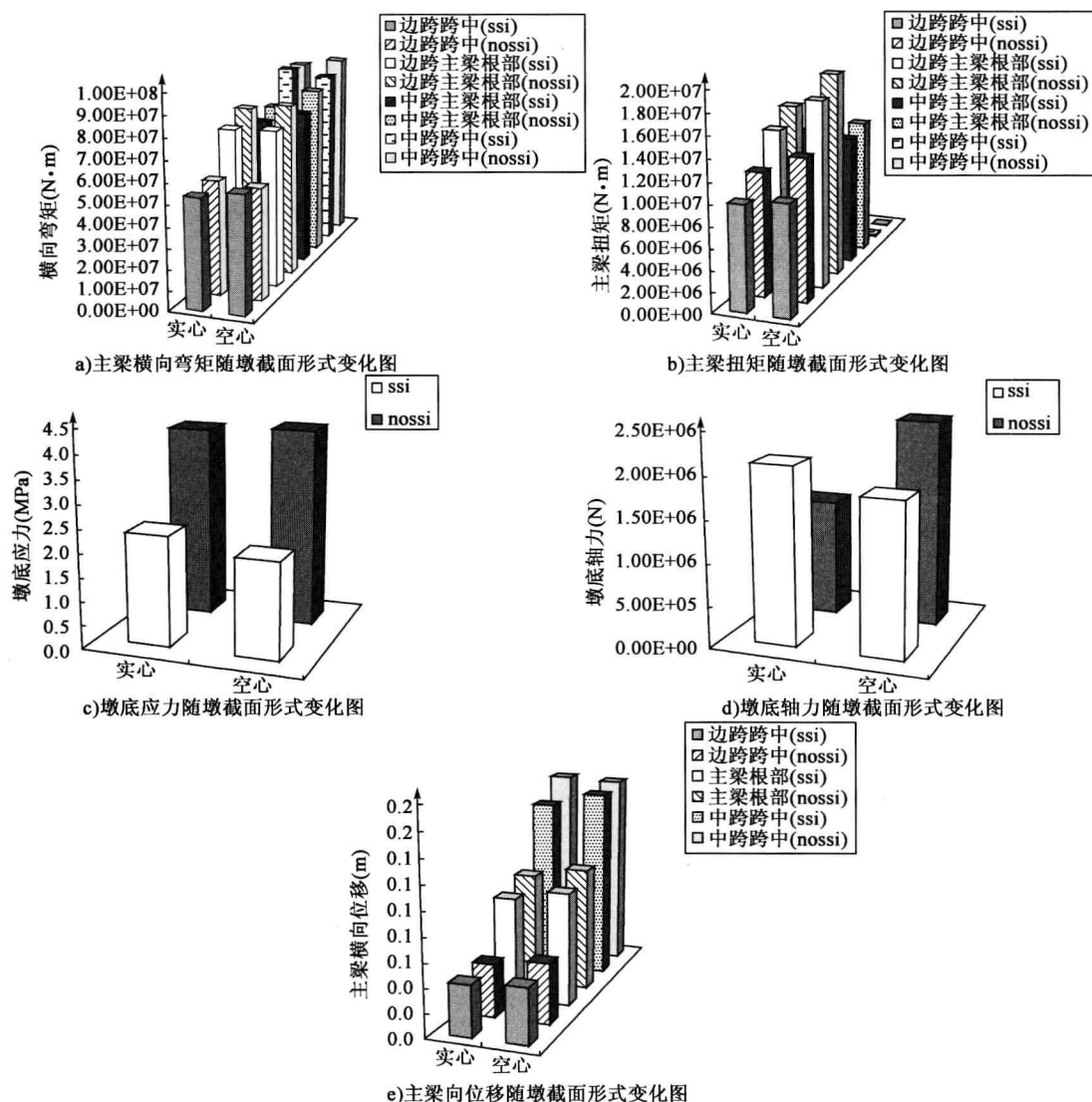


图 10-11 横桥向地震波下内力及位移变化曲线

### 10.3.5 双薄壁墩间距对比

对于采用双薄壁墩的大跨桥梁结构,双薄壁墩的间距一般为跨径的  $1/20 \sim 1/25$ 。为了研究双薄壁墩间距对曲线连续刚构桥抗震性能的影响,以上述弯桥为对象,将原有 8m 的墩中心



间距(1/25 跨径)分别调整为 9m(1/22 跨径)和 10m(1/20 跨径),同时也考虑了下部基础的两种计算模式。

### 1) 动力特性分析

曲线连续刚构桥的动力特性分析结果如表 10-5、表 10-6 所示。

不同薄壁墩间距桥梁的动力特性对比(ssi)

表 10-5

阶数	L/25		L/22		L/20	
	频率(Hz)	振型描述	频率(Hz)	振型描述	频率(Hz)	振型描述
1	0.197 7	桥墩纵弯	0.198 1	桥墩纵弯	0.198 6	桥墩纵弯
2	0.220 6	桥墩对称横弯	0.220 7	桥墩对称横弯	0.220 8	桥墩对称横弯
3	0.482 9	桥墩反对称横弯	0.482 9	桥墩反对称横弯	0.483 0	桥墩反对称横弯
4	0.676 2	主梁竖向对称弯曲	0.698 8	主梁竖向对称弯曲	0.721 3	主梁竖向对称弯曲
5	1.008 6	主梁横向对称弯曲	1.008 8	主梁横向对称弯曲	1.008 9	主梁横向对称弯曲
6	1.102 4	主梁竖向反对称弯曲	1.132 1	主梁竖向反对称弯曲	1.162 6	主梁竖向反对称弯曲
7	1.434 2	主梁竖向二阶对称弯曲	1.442 9	主梁竖向二阶对称弯曲	1.452 2	主梁竖向二阶对称弯曲
8	1.617 4	桥墩纵向对称弯曲	1.616 8	桥墩纵向对称弯曲	1.616 1	桥墩纵向对称弯曲
9	1.669 4	桥墩双肢反向振动	1.668 7	双肢纵向弯曲	1.668 1	双肢纵向弯曲
10	1.672 4	桥墩双肢同反振动	1.672 1	双肢纵向弯曲	1.671 8	双肢纵向弯曲

不同薄壁墩间距桥梁的动力特性对比(nossi)

表 10-6

阶数	L/25		L/22		L/20	
	频率(Hz)	振型描述	频率(Hz)	振型描述	频率(Hz)	振型描述
1	0.220 7	桥墩纵弯	0.221 7	桥墩纵弯	0.222 5	桥墩纵弯
2	0.263 2	桥墩对称横弯	0.263 4	桥墩对称横弯	0.263 6	桥墩对称横弯
3	0.533 8	桥墩反对称横弯	0.533 8	桥墩反对称横弯	0.533 8	桥墩反对称横弯
4	0.695 1	主梁竖向对称弯曲	0.720 4	主梁竖向对称弯曲	0.745 2	主梁竖向对称弯曲
5	1.050 6	主梁横向对称弯曲	1.050 7	主梁横向对称弯曲	1.050 8	主梁横向对称弯曲
6	1.122 5	主梁竖向反对称弯曲	1.155 9	主梁竖向反对称弯曲	1.190 0	主梁竖向反对称弯曲
7	1.454 2	主梁竖向二阶对称弯曲	1.463 7	主梁竖向二阶对称弯曲	1.473 9	主梁竖向二阶对称弯曲
8	1.757 6	双肢纵向弯曲	1.756 9	双肢纵向弯曲	1.756 2	双肢纵向弯曲
9	1.759 0	桥墩双肢反向振动	1.758 6	双肢纵向弯曲	1.758 2	双肢纵向弯曲
10	1.780 0	桥墩纵向对称弯曲	1.780 5	桥墩纵向对称弯曲	1.781 0	桥墩纵向对称弯曲



图 10-12 为结构的前三个方向一阶频率随薄壁墩间距的变化曲线。

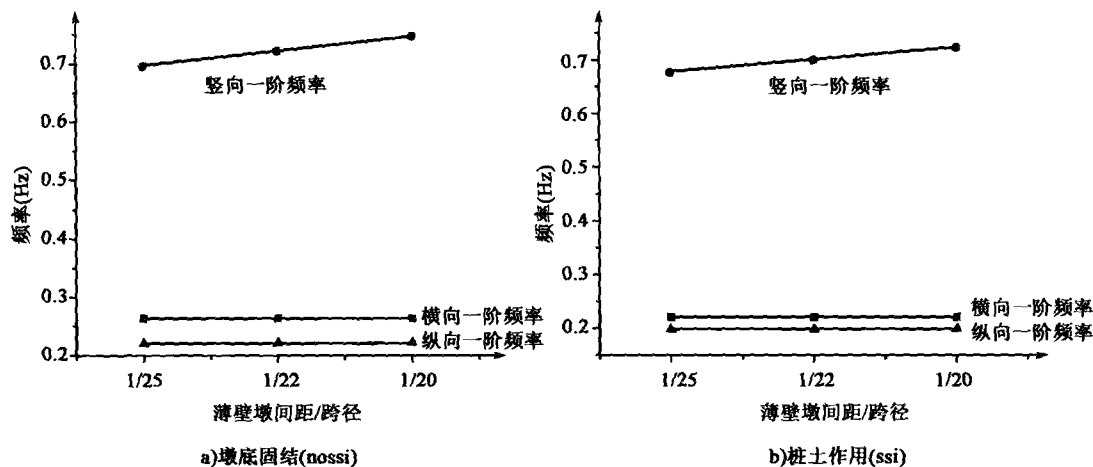


图 10-12 结构频率随双薄壁墩间距变化的曲线

从表 10-5、表 10-6 可以看出,双薄壁墩间距在  $L/25 \sim L/20$  间变化时,各阶振型均相同。当墩底固接时,一阶自振频率随间距增加分别增加了 0.2% 和 0.3%。考虑 ssi 时,双肢间距在  $L/25 \sim L/20$  变化时,各阶振型也相同,一阶自振频率随间距增加分别增加了 0.5% 和 0.4%,基本上也可以忽略不计。说明薄壁墩的间距对结构动力性质影响不大。

## 2) 顺桥向地震响应分析

顺桥向激励时,内力及位移的响应值随双薄壁墩间距的变化规律如图 10-13 所示。

由图 10-13 可以看出:

(1) 对上部主梁结构来说,考虑墩底固接后,主梁竖向弯矩随桥墩双薄壁墩间距增大而单调减小,减小的幅度在 5%~18% 之间,而主梁扭矩减小范围在 5% 之内。考虑桩土作用后,主梁竖向弯矩随双薄壁墩间距减小的幅度在 5%~15% 之间,主梁扭矩改变也较小。

(2) 对下部结构来说,考虑墩底固接后,双薄壁墩间距从  $L/25$  增加到  $L/20$  时,墩底纵向弯矩增加了 1% 左右,墩底轴力增加约 14%。考虑桩土作用后,墩底纵向弯矩随薄壁墩间距增加了 1%,而墩底轴力增加不到 2%。

(3) 无论是否考虑桩土作用,主梁切向位移随双薄壁间距增加而减小,但变化范围在 9% 以内。

(4) 从以上分析可以看出,无论是什么计算模型,在常见的双薄壁墩间距范围内,双薄壁墩的间距对结构的动力及地震响应影响不大。

## 3) 横桥向地震响应分析

横桥向激励时,内力及位移的响应值随双薄壁墩间距的变化规律如图 10-14 所示。

由图 10-14 可以看出:

(1) 对上部结构来说,考虑墩底固接后,主梁横向弯矩及扭矩随薄壁墩间距的增大几乎不变,即使考虑桩土作用后,主梁横向弯矩及扭矩也几乎不变。



(2)当横向输入地震波时,主梁径向位移变化形式不同,边跨跨中和中跨跨中径向位移单调减小,墩顶径向位移单调增加。双薄壁间距在  $L/25 \sim L/20$  变化时,边跨和中跨径向位移分别减小了 2% 和 2%。墩顶径向位移分别增加了 6% 和 5%。

(3)对下部结构来说,无论是否考虑桩土作用,双薄壁间距从  $L/25$  增加到  $L/20$  时,墩底横向弯矩变化范围约在 2% 以内,墩底轴力变化范围在 4% 以内。

(4)从以上分析可以看出,无论是什么计算模型,在常见的双薄壁墩间距范围内,双薄壁墩的间距对结构的动力及地震响应影响不大。

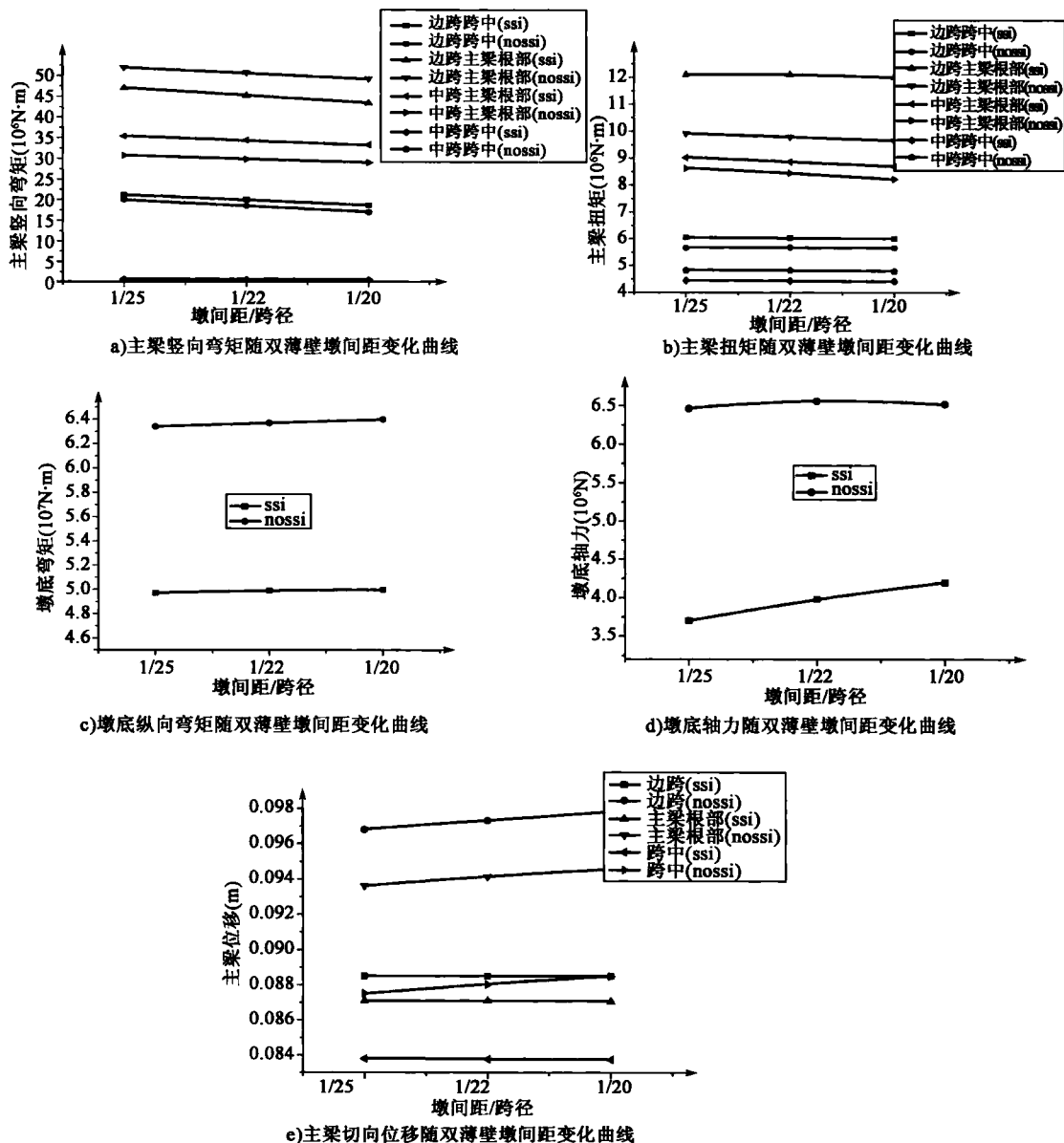


图 10-13 顺桥向地震波下结构的内力及位移响应曲线

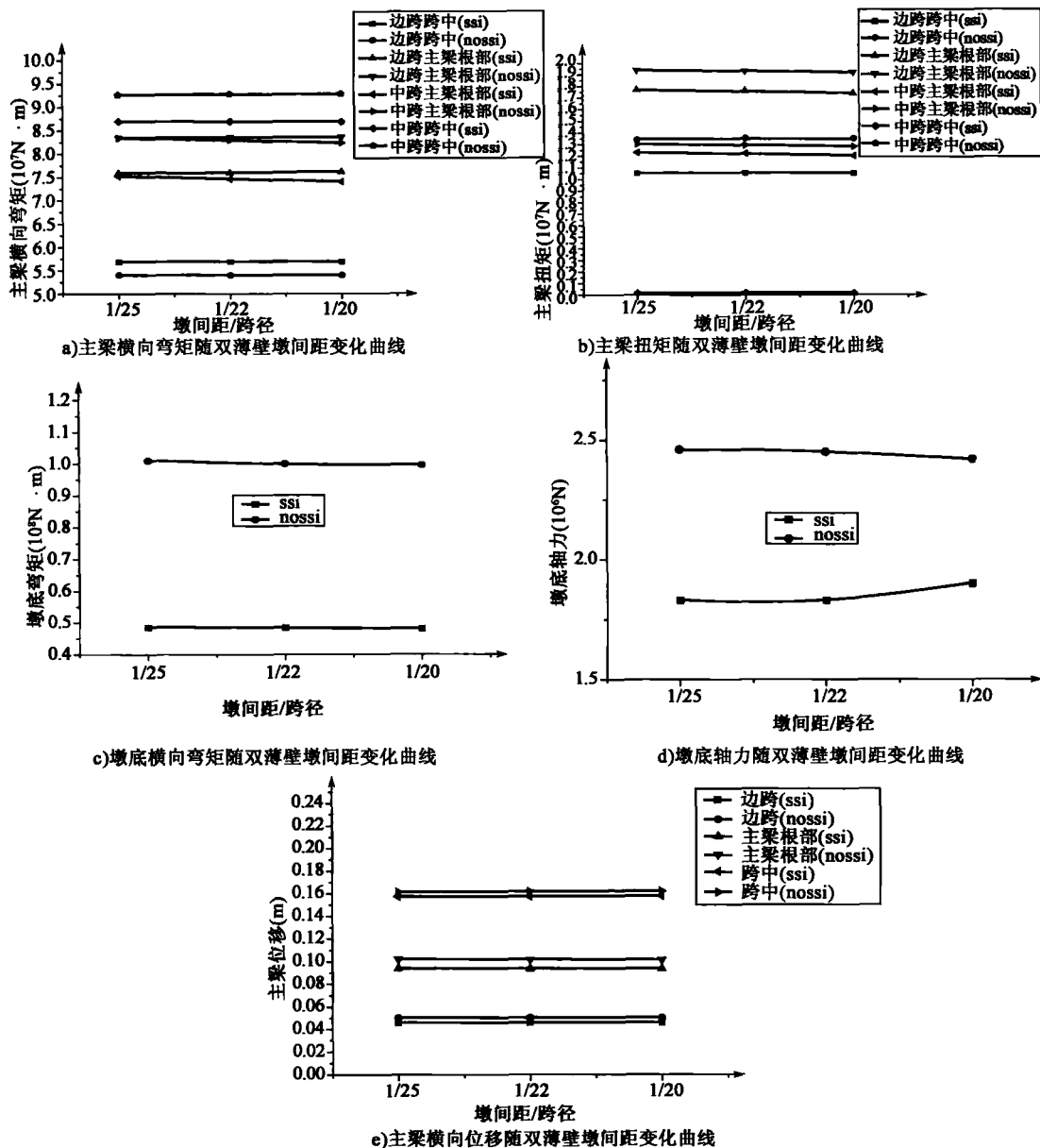


图 10-14 横向地震波下结构的内力及位移响应曲线

### 10.3.6 双薄壁墩系梁设置对比

#### 1) 系梁设置道数影响分析

高墩大跨连续刚构桥梁结构中,为了稳定性的需要,往往在双薄壁墩之间设置系梁结构。为了研究系梁道数对结构地震响应的影响,仍取上述三跨模型为研究对象,分无系梁、一道系梁、两道系梁、三道系梁四种情况进行计算(系梁截面如图 10-15 所示),结合下部基础的计算



模式,分别考虑墩底固接和考虑桩土共同作用两种情况。

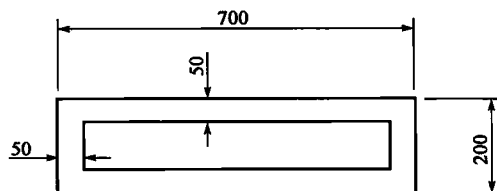


图 10-15 系梁截面示意图(尺寸单位:cm)

### (1)动力特性分析

曲线连续刚构桥的动力特性分析结果如表 10-7、表 10-8 所示。

不同系梁道数下结构的动力特性对比(ssi)

表 10-7

阶数	0		1		2		3	
	频率 (Hz)	振型描述	频率 (Hz)	振型描述	频率 (Hz)	振型描述	频率 (Hz)	振型描述
1	0.197 7	桥墩纵弯	0.222 6	桥墩纵弯	0.225 6	桥墩对称横弯	0.226 6	桥墩对称横弯
2	0.220 6	桥墩对称横弯	0.224 6	桥墩对称横弯	0.235 2	桥墩纵弯	0.243 7	桥墩纵弯
3	0.482 9	桥墩反对称横弯	0.481 9	桥墩反对称横弯	0.480 6	桥墩反对称横弯	0.479 2	桥墩反对称横弯
4	0.676 2	主梁对称竖弯	0.697 2	主梁对称竖弯	0.709	主梁对称竖弯	0.718 2	主梁对称竖弯
5	1.008 6	主梁高阶对称横弯	1.005 8	主梁高阶对称横弯	1.004 2	主梁高阶对称横弯	1.002 1	主梁高阶对称横弯
6	1.102 4	主梁高阶反对称竖弯	1.121 3	主梁高阶反对称竖弯	1.135 6	主梁高阶反对称竖弯	1.146	主梁高阶反对称竖弯
7	1.434 2	主梁高阶对称竖弯	1.433 7	主梁高阶对称竖弯	1.440 4	主梁高阶对称竖弯	1.443 1	主梁高阶对称竖弯
8	1.617 4	桥墩双肢同向振动	1.595 2	桥墩反向振动	1.667 8	桥墩反向振动	1.698 9	桥墩反向振动
9	1.669 4	桥墩双肢反向振动	1.674 3	主梁高阶反对称竖弯	1.724 7	主梁高阶反对称竖弯	1.729 8	主梁高阶反对称横弯
10	1.672 4	桥墩双肢同向振动	1.776 4	主梁高阶反对称横弯	1.801 1	主梁高阶反对称横弯	1.813 4	主梁高阶对称横弯

从表 10-7 可以看出,在观察的前 10 阶振型中,随着系梁道数的增加,其振型序列在发生变化。无系梁的振型与一道系梁的振型相近,仅最后两个振型不同,第一阶振型以纵飘为主,两道系梁和三道系梁振型相近,仅最后两个振型不同,第一阶振型以桥墩横向振动为主。当系梁从无增加到三道时,其一阶横向振动频率从 0.220 6Hz 增加到 0.226 6Hz,增加了 3%,一阶纵向频率由 0.197 7Hz 增加到了 0.226 6Hz,增大了 13%,一阶竖向振动频率从 0.676 2Hz 增大到 0.718 2Hz,增大了 16%。



不同系梁道数下结构的动力特性对比(nossi)

表 10-8

阶数	0		1		2		3	
	频率 (Hz)	振型描述	频率 (Hz)	振型描述	频率 (Hz)	振型描述	频率 (Hz)	振型描述
1	0.220 7	桥墩纵弯	0.256 3	桥墩纵弯	0.272 4	桥墩对称横弯	0.274 7	桥墩对称横弯
2	0.263 2	桥墩对称横弯	0.269 3	桥墩对称横弯	0.274 5	桥墩纵弯	0.288 2	桥墩纵弯
3	0.533 8	桥墩反对称横弯	0.533 1	桥墩反对称横弯	0.531 8	桥墩反对称横弯	0.530 5	桥墩反对称横弯
4	0.695 1	主梁一阶对称竖弯	0.710 1	主梁一阶对称竖向振动	0.718 9	主梁一阶对称竖向振动	0.726 2	主梁一阶对称竖向振动
5	1.050 6	主梁高阶对称横弯	1.049 8	主梁高阶对称横弯	1.048 7	主梁高阶对称横弯	1.047 3	主梁高阶对称横弯
6	1.122 5	主梁高阶反对称竖弯	1.136 7	主梁高阶反对称竖向振动	1.148 2	主梁高阶反对称竖向振动	1.157	主梁高阶反对称竖向振动
7	1.454 2	主梁高阶对称竖弯	1.455 8	主梁高阶对称竖向振动	1.460 9	主梁高阶对称竖向振动	1.463 5	主梁高阶对称竖向振动
8	1.757 6	桥墩双肢反向振动	1.741 6	桥墩反向振动	1.839 9	桥墩反向振动	1.876 1	主梁高阶反对称横向振动
9	1.759	桥墩双肢反向振动	1.815 6	主梁高阶竖向反对称振动	1.868	主梁高阶竖向反对称振动	1.882 4	主梁高阶对称竖向振动
10	1.78	桥墩双肢同向振动	1.910 7	主梁高阶反对称横向振动	1.932 5	主梁高阶竖向反对称振动	1.939 9	主梁高阶反对称竖向振动

从表 10-8 可以看出,随着系梁道数的增加,其振型也在变化。无系梁的振型与一道系梁的振型相近,仅最后两个振型不同,第一阶振型以纵飘为主;两道系梁和三道系梁振型相近,仅最后三个振型不同,第一阶振型以桥墩横向振动为主。当系梁从无增加到三道时,其一阶横向振动频率从 0.263 2Hz 增加到 0.274 7Hz,增加了 6%;一阶纵向振动频率由 0.220 7Hz 增大到 0.288 2Hz,增大了 23%,一阶竖向振动频率从 0.695 1Hz 增大到 0.726 2Hz,增大了 4%。

两种情形下结构三个方向上的一阶频率如图 10-16 所示。

从上述表格及图形可以看出,在系梁数量相同情况下,考虑桩土作用与墩底固接情况的振型基本上一致,仅最后 1~2 个振型不同。与墩底固接相比,考虑桩土作用时,其一阶纵向频率减小了 10%~15%,横向振动频率减小了 14%~18%,一阶竖向振动频率也在略微减小,减小了 1%~3%。

#### (2) 顺桥向地震响应分析

顺桥向激励时,内力及位移的响应值随系梁的变化规律如图 10-17 所示。

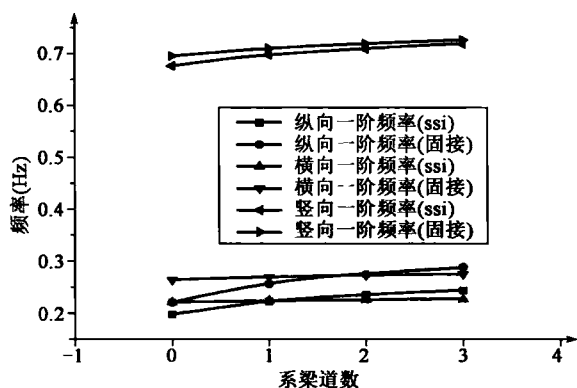


图 10-16 结构频率随系梁个数变化曲线



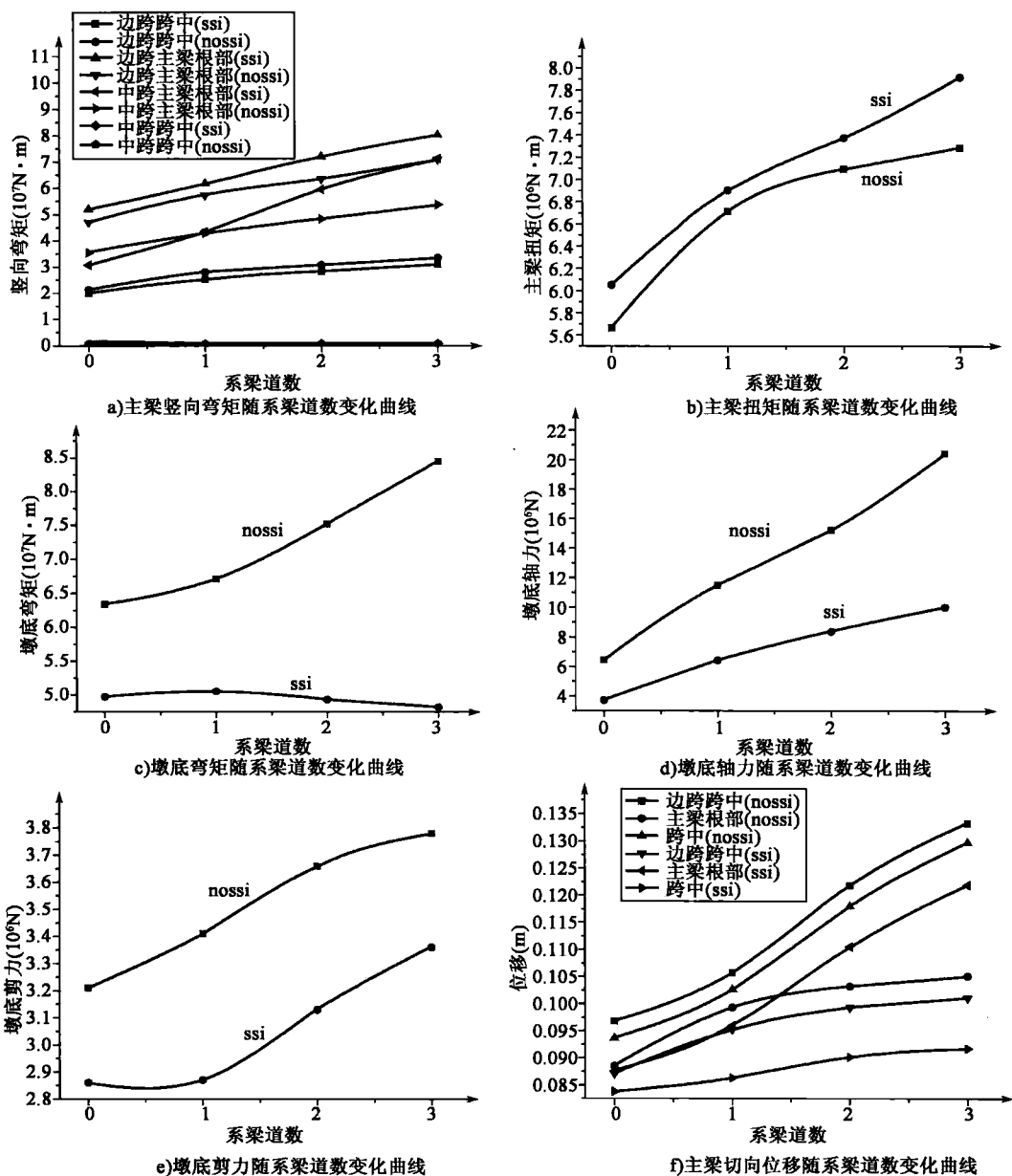


图 10-17 顺桥向地震波作用下结构的内力及位移响应

从以上变化曲线中,可以看到以下现象。

①对上部结构来说,考虑墩底固接后,主梁的竖向弯矩、扭矩等随着系梁个数增加而增大。与无系梁相比,三道系梁主梁竖向弯矩除中跨主梁根部增大了 133%外,其余均增幅在 54%~69%之间,相应的扭矩增幅在 12%~41%之间,轴力增幅在 27%~97%之间。考虑桩土作用后,主梁的竖向弯矩、扭矩等随着系梁个数增加而增大,与无系梁相比,三道系梁主梁竖向弯矩除中跨主梁根部增大了 21%外,其余均增幅在 51%~58%之间,扭矩增幅在 15%~46%之间,轴力增幅在 23%~62%之间。



②对下部结构来说,考虑墩底固接后,墩底纵向弯矩、轴力等随着系梁个数增加而增大。与无系梁相比,三道系梁墩底纵向弯矩增幅在 28%~33%之间,轴力增幅较大,在 216%~234%之间。考虑桩土作用后,以设置一道系梁时对应的墩底纵向弯矩最大,与无系梁相比,三道系梁墩底纵向弯矩减小了 3%。轴力增幅较大,在 171%~198%之间。

③对主梁位移来说,考虑墩底固接后,主梁切向位移随着系梁个数增加而增大,其中主梁各处切向位移增幅接近,约为 39%。考虑桩土作用后,主梁的切向位移随着系梁个数增加而增大,其中主梁各处切向位移增幅在 9%~18%之间。

### (3) 横桥向地震响应分析

横桥向激励时,内力及位移的响应值随系梁的变化规律如图 10-18 所示。

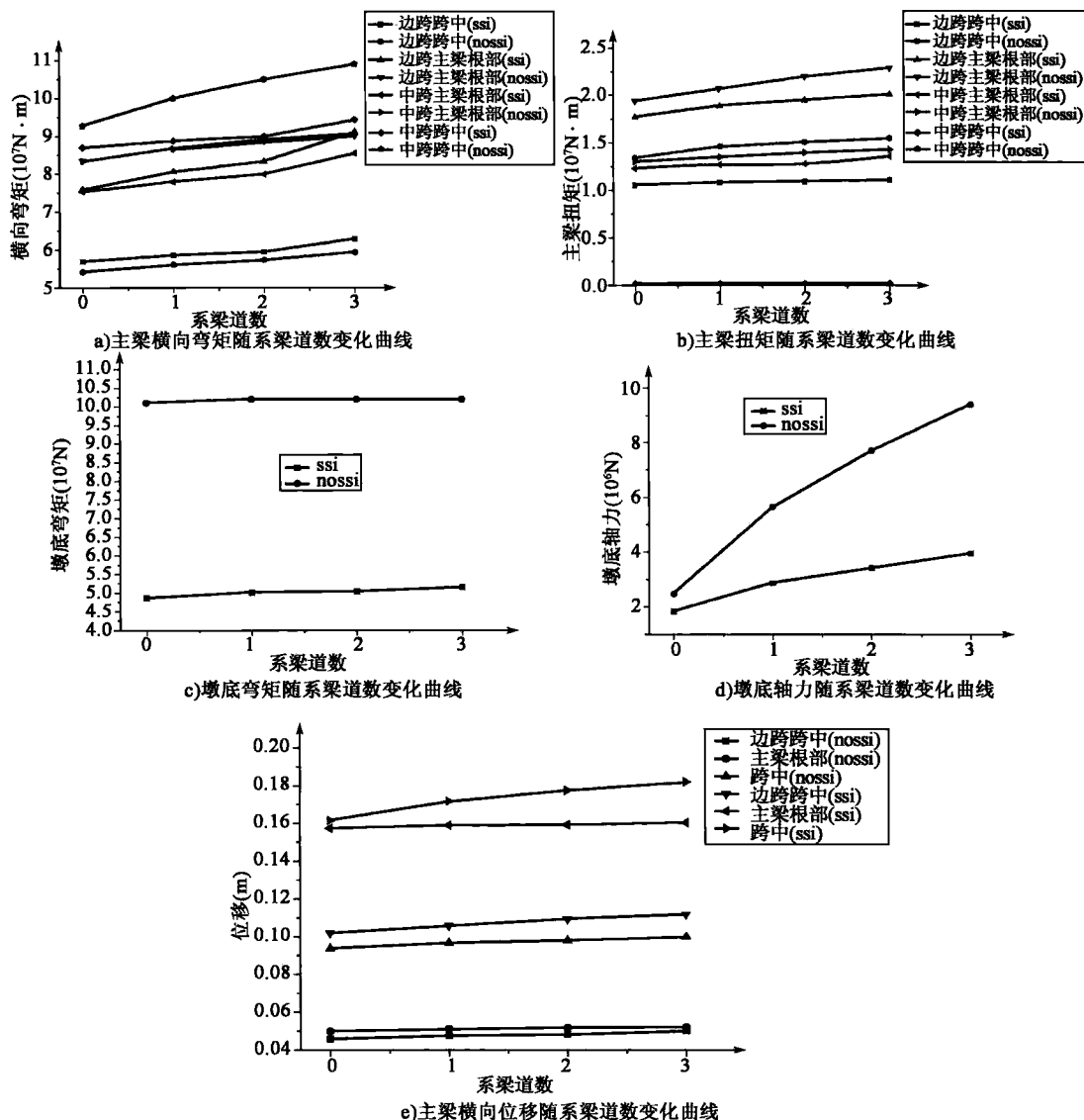


图 10-18 横向地震波作用下结构的内力及位移响应曲线



从以上变化曲线中,可以看到以下现象:

①对上部结构来说,考虑墩底固接后,主梁横向弯矩和扭矩随系梁的增加而增加,但增幅较小,在7%~17%之间。考虑桩土作用后,主梁横向弯矩和扭矩随着系梁的增加也是增加的,其增幅也较小,在6%~20%之间。

②对下部结构来说,考虑墩底固接后,墩底内力均呈增大趋势,其中横向弯矩和扭矩增大不到7%,轴力增幅较大,在287%~349%之间。考虑桩土作用后,横向弯矩增大不到7%,轴力增幅较大,在116%~144%之间。

③考虑墩底固接后,主梁的径向位移随着系梁个数增加而增大。其中主梁根部径向位移增大了132%,边跨跨中径向位移增大了75%,中跨跨中径向位移增大16%。考虑桩土作用后,主梁的径向位移随着系梁个数增加而增大。其中主梁根部径向位移增大了50%,边跨跨中径向位移增大了34%,中跨跨中径向位移增大114%。

④在此模型下,是否考虑桩土作用,对主梁来说,可以不计,但对桥墩来说,影响较大,如在横向输入地震波时,两者的差值达40%之多。

⑤不设置系梁时结构的体系相对较柔,“感应”到的地震力相对小些,有利于结构的抗震,从计算结果来看,系梁的设置不宜过多,设置两道以上系梁内力和位移增长较大,建议尽量少设系梁或者不设置系梁。

## 2) 系梁设置位置影响分析

实际工程中,很多工程只设置了一道系梁。为了研究这种情况下,系梁设置的位置对结构地震响应的影响,将三跨曲线模型的系梁位置分别设置于墩高的1/3、1/2及2/3处,结合下部基础的计算方式,分别考虑墩底固接和考虑桩土共同作用两种情况。

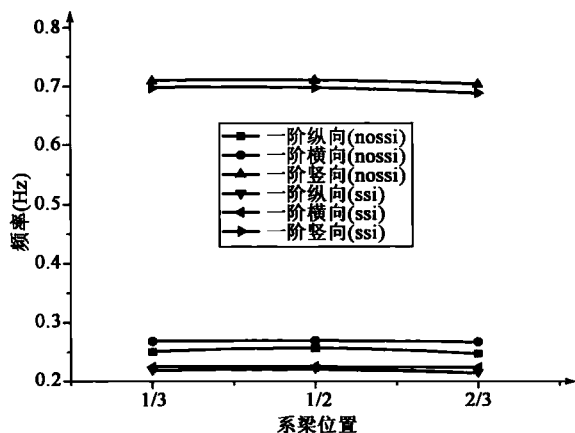


图 10-19 结构的频率随系梁位置变化曲线

地震响应的影响,将三跨曲线模型的系梁位置分别设置于墩高的1/3、1/2及2/3处,结合下部基础的计算方式,分别考虑墩底固接和考虑桩土共同作用两种情况。

### (1) 动力特性分析

将结构三个方向主要频率列入图 10-19 中,其振型特性因篇幅原因略去。

由图 10-19 可以看出,无论是否考虑桩土作用,改变系梁的位置对结构振型没有多大影响,频率的改变量也不到3%。说明结构自振特性对结构系梁位置不敏感。

### (2) 时程分析结果

顺桥向激励时,结构主要部位的地震响应如图 10-20 所示。

由图 10-20 的变化曲线可以看出,无论是否考虑桩土作用,系梁位置的改变对纵桥向地震响应的影响不大,最大的变化范围也不超过10%。考虑桩土作用后,系梁位置对上部结构地震响应的影响不大,但对下部结构还是有一定影响的,如考虑桩土作用后,墩底的弯矩减小了25%,轴力减小了50%。

根据前面分析结论及自振特性分析可以推断出,系梁的位置对横桥向的地震响应不敏感。

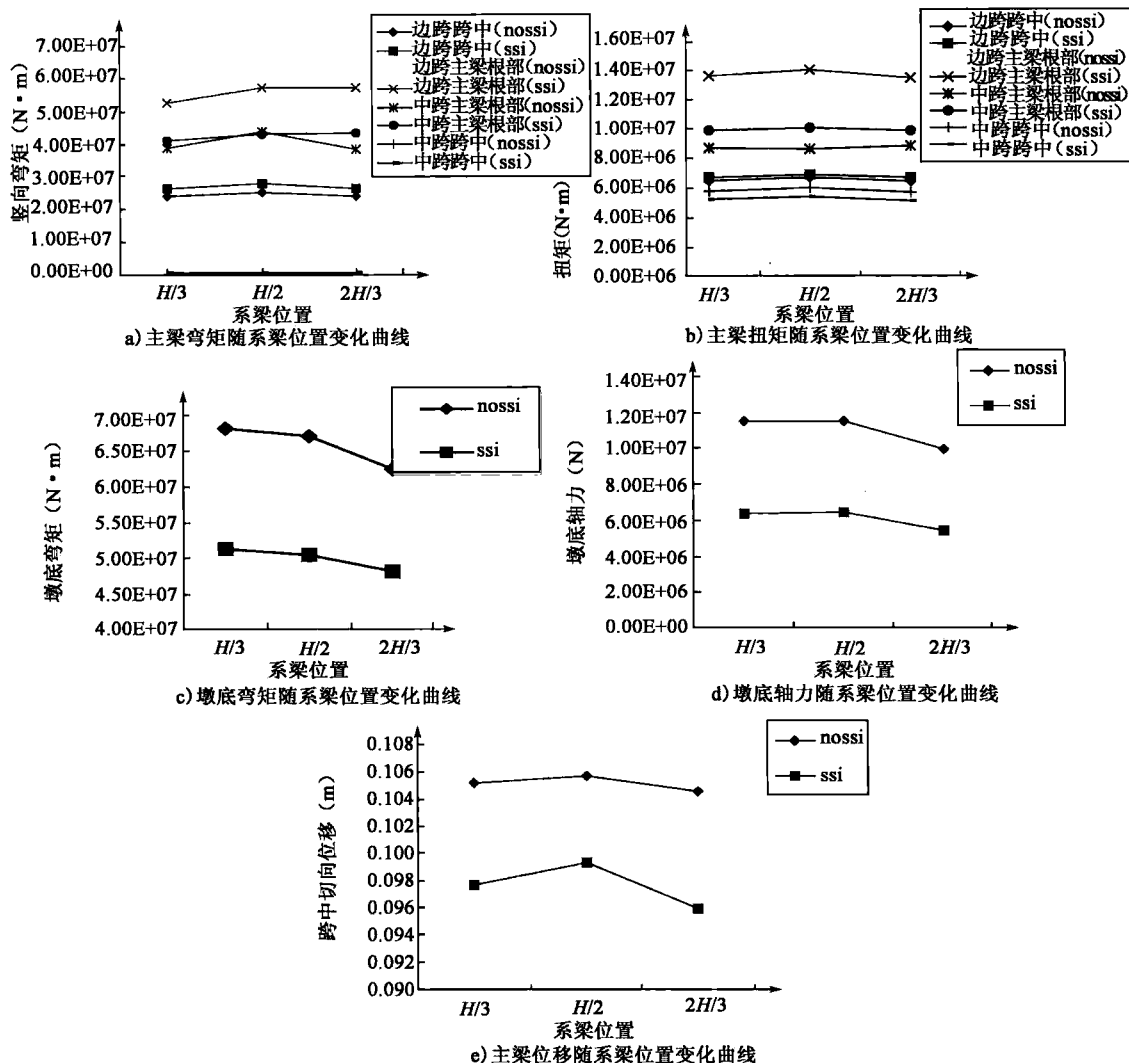


图 10-20 顺桥向地震波作用下结构的内力及位移响应

## 本章参考文献

- [1] 毕桂平. 高墩大跨连续—刚构桥的地震反应分析. 兰州: 兰州铁道学院, 1999.
- [2] 李光辉. 大跨度连续刚构桥空间地震反应分析. 成都: 西南交通大学, 2005.
- [3] 全伟. 下部结构设计参数对大跨径连续刚构桥抗震性能影响分析. 西安: 长安大学, 2004.
- [4] 牛俊武. 桥跨结构设计参数对高墩连续刚构桥抗震性能影响分析. 西安: 长安大学, 2004.
- [5] 郑史雄, 奚绍中, 杨建忠. 大跨度刚构桥的地震反应分析. 西南交通大学学报, 1997, 32(6): 586-592.
- [6] 魏琴, 寿楠椿, 周建春. 三门峡黄河公路大桥抗震分析. 桥梁建设, 1994, (3): 22-29.
- [7] 叶爱君, 胡世德, 范立础. 大跨度桥梁抗震设计实用方法. 土木工程学报, 2001, 34(1): 1-6.



- [8] 范立础,胡世德,叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计. 北京:人民交通出版社,2001.
- [9] 叶爱君. 桥梁抗震. 北京:人民交通出版社,2002.
- [10] 范立础,王君杰. 桥梁抗震设计规范的现状与发展趋势. 地震工程与工程振动,2001,21(2):70-78.
- [11] 范立础. 公路桥梁抗震设计规范修订及补充建议(一). 上海:中国土木工程学会桥梁及结构工程分会第十五次年会,2002:380-387.
- [12] 卓卫东,范立础. 关于公路桥梁抗震设计规范修订及补充建议的说明(二). 上海:中国土木工程学会桥梁及结构工程分会第十五次年会,2002:388-395.
- [13] 范立础,李建中,王君杰. 高架桥梁抗震设计. 北京:人民交通出版社,2001.
- [14] 范立础. 桥梁抗震,上海:同济大学出版社,1997.
- [15] Miki T, Niwa J. Nonlinear analysis of reinforced concrete viaducts subjected to seismic loads using 3D lattice model. First International Conference on Urban Earthquake Engineering. 2004: 433-440.
- [16] Yoshizawa Tsutomu, et al. Study on modeling of steel rigid frame bridge for dynamic elasto-plastic analysis. 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- [17] Usami Tsutomu, Zheng Yi, Ge Hanbin. A seismic design method for thin-walled steel piers of rigid-frame type. Proceedings of International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures. 1999:142-153.
- [18] Hamamoto Tomohisa, Mazda Taiji, Otsuka Hisanori, et al. Analytical study on seismic performance of a continuous rigid frame bridge with unequal piers considering damage growth and energy absorption. 13th World Conference on Earthquake Engineering Conference Proceedings. 2004.
- [19] Otsuka Hisanori, et al. Study on the seismic isolation of high-elevated rigid frame bridge with double deck. Earthquake Resistant Engineering Structures, 1999(6).
- [20] Otsuka Hisanori, et al. The investigation of earthquake resistance for the PC continuous rigid frame bridge considering nonlinearity in superstructure. Earthquake Resistant Engineering Structures, 1999(6).
- [21] 马坤全. 大跨度高墩连续梁桥空间地震反应分析. 上海铁道学院学报, 1995, 16(2): 21-29.
- [22] 马坤全. 连续刚架桥抗震延性分析. 上海铁道大学学报:自然科学版, 1997, 18(4): 6-16.
- [23] 陈准, 曾庆元. 连续箱梁高架桥横向动力分析. 地震工程与工程振动, 1996, 16(3): 114-121.
- [24] 郭国会, 易伟建. 南村黄河大桥空心薄壁高墩抗震分析. 华东公路, 2000(3): 22-25.
- [25] 李睿, 宁晓骏, 叶燎原, 等. 高墩梁桥的地震反应分析. 昆明理工大学学报, 2001, 26(5): 86-89.
- [26] 李睿, 董明. 考虑  $P\Delta$  效应的高墩抗震计算. 云南工业大学学报, 1999, 15(1): 61-67.
- [27] 董明, 李睿. 考虑高墩几何非线性影响的地震反应分析方法. 云南交通科技, 1998, 14(4): 30-35.



- [28] 田仲初,程翔云. 设置板式橡胶支座的高桥墩之非线性分析. 重庆交通学院学报,1998,17(2):20-25.
- [29] 袁万城,胡勃,范立础. 柱式桥墩横向抗震性能及评价. 同济大学学报,1996,24(6):601-604.
- [30] Hewes Joshua Tyler. Seismic design and performance of precast concrete segmental bridge columns. San Diego:University of California, 2002.
- [31] 周志浩,陈实,宁晓骏,等. 梁桥高墩的减隔震设计方法. 云南交通科技,2001,17(4):32-36.
- [32] 叶爱君,袁万城,胡世德. 高墩振动台试验研究. 同济大学学报,1996,24(6):606-612.
- [33] 戴公连,曾庆元,吕海燕,等. 双肢薄壁连续刚构桥非线性分析及试验研究. 长沙铁道学院学报,1997,15(3):4-7.
- [34] 张开敬,马庭林,童兵. 百米箱形高墩柱模型试验与分析. 桥梁建设,1997,2:49-54.
- [35] Williams D, Godden W. Seismic response of long curved bridge structures: experimental model studies. EESD, 1979, 7(2):107-128.
- [36] Kawashima K, Penzien J. Theoretical and experimental dynamic behaviour of a curved model bridge structure. EESD, 1979, 7(2):129-145.
- [37] Abdel-Salam M N, Heins C P. Seismic response of curved steel box girder bridges. ASCE, 1988, 114(12):2790-2800.
- [38] Maneetes H, Linzell D G. Cross-frame and lateral bracing influence on curved steel bridge free vibration response. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59(9):1101-1117.
- [39] Taysi N.; Özakça M. Free vibration analysis and shape optimization of box-girder bridges in straight and curved planform. Engineering Structures, 2002, 24(5):625-637.
- [40] Huang Dongzhou, Wang Tonlo, Shahawy Mohsen. Dynamic behavior of horizontally curved I-girder bridges. Computers & Structures, 1995, 57(4):703-714.
- [41] Yoon Ki-Young, Kang Young-Jong, Choi Young-Joon, et al. Free vibration analysis of horizontally curved steel I-girder bridges. Thin-Walled Structures, 2005, 43(4):679-699.
- [42] Thevendran V, Shanmugam N E, Liew J Y Richard. Flexural torsional behaviour of steel I-beams curved in plan. Journal of Constructional Steel Research, 1998, 46(3):79-80.
- [43] 单德山,李乔. 铁路曲线梁桥抗震设计分析. 重庆交通学院学报,2005,24(1):1-4.
- [44] 杨子江,赵会东,周世军. 铁路曲线刚构桥地震反应分析. 兰州铁道学院学报,1999,3(6):1-6.
- [45] 朱东生,刘世忠,虞庐松. 曲线桥地震反应研究. 中国公路学报,2005,15(3):42-48.
- [46] 陈朝慰,彭大文. 刚构—连续组合曲线梁桥的地震响应研究. 福建:中国公路学会桥梁和结构工程学会 2002 年全国桥梁学术会议论文集会议论文,2002:694-700.
- [47] 刘清华. 大跨高墩连续刚构桥三维动力响应的时程分析. 成都:西南交通大学,2004.



- [48] 洪锦如. 桥梁结构计算力学. 上海: 同济大学出版社, 2000.
- [49] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 中国铁道出版社, 1996.
- [50] 宋一凡. 公路桥梁动力学. 北京: 人民交通出版社, 2000.
- [51] 克拉夫 R W, 彭津 J. 结构动力学. 王光远, 译. 北京: 科学出版社, 1981.
- [52] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [53] 周勇军, 全伟, 贺拴海. 基于正交试验的连续刚构桥地震响应敏感性参数分析. 地震研究, 2006, 29(2): 176-181.
- [54] 周勇军, 贺拴海, 宋一凡, 等. 连续刚构桥单双薄壁墩地震响应的对比分析. 中外公路, 2007, 27(3): 114-117.
- [55] 徐君兰, 顾安邦. 连续刚构桥主墩刚度合理性的探讨. 公路交通科技, 2005, 22(2): 59-62.
- [56] 周勇军, 贺拴海, 张岗, 等. 桥墩截面形式对弯连续刚构桥地震响应的影响. 公路交通科技, 2009, 26(2): 68-72.
- [57] 张耀军. 珠澳莲花大桥预应力连续刚构悬拼施工. 世界桥梁, 2003, (2): 12-15.
- [58] 石雄伟, 刘海鹏, 周勇军. 双薄壁墩间距对连续刚构桥地震响应的影响. 交通运输工程学报, 2010, 10(3): 35-40.

---

---

## 第 3 篇 指南与软件

---

---





# 第 11 章 高墩大跨径弯桥的设计与施工指南

## 11.1 前 言

《高墩大跨径弯桥设计与施工技术指南》(以下简称《技术指南》)依据两方面内容:一是国家西部交通建设科技项目“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”的研究成果,二是国内外桥梁界已有成果或已成熟的经验。

《技术指南》主要阐述高墩大跨径弯桥设计与施工中特有的技术问题,其中设计部分包括总体布置、结构计算、拟定尺寸及构造措施等;施工部分包括下部高墩和上部箱梁施工。施工建议中重点是施工方法和监控方法,以及注意事项。全部内容突出由于“弯”、“高”带来的设计与施工技术问题。

有关高墩大跨径弯桥设计与施工技术方面的问题很多,如果全部涉及内容偏多。本《技术指南》希望抓住重点,将桥梁界关心的主要技术问题反映出来,借以做到真正指导设计与施工。对于弯桥来讲,立交中的匝道弯桥平曲线半径更小,问题更突出。虽然它们超出课题范围,但也做了研究,主要内容是支座布置和预应力设置。

《技术指南》分设计与施工两大部分,每部分内容形式类似规范,有条文及条文说明。

## 11.2 总 则

### 11.2.1 目的

制定《技术指南》的最终目的是作为《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)和《公路桥涵施工技术规范》(JTG 041—2000)的补充文件,即《高墩大跨径弯桥设计与施工技术指南》。

### 11.2.2 适用范围

《技术指南》适用范围:

(1)桥型:大跨径变截面连续刚构(直桥或弯桥),包括高墩连续刚构、连续梁—连续刚构组合体系。

(2)材料:混凝土或预应力混凝土,不包括钢或混合梁,也不包括轻质混凝土和带钢波形腹



板的混凝土。

(3)线形指标:

跨径  $L > 70\text{m}$ ;

墩高  $H > 60\text{m}$ ;

平曲线半径  $R > 250\text{m}$ 。

(4)施工方法:上部箱梁挂篮悬臂浇筑;下部高墩翻模、爬模等施工方法。

### 11.2.3 技术内容

《技术指南》的内容包括高墩、弯桥静动力和稳定设计问题,包括高墩、弯桥施工和控制问题。

## 11.3 设计部分(静力)

### 11.3.1 总体设计

(1)山区、重丘区高墩大跨径弯桥应选择连续刚构桥型,若结构跨数过多或墩高差较大,可选择高墩连续梁—连续刚构组合体系。

(2)高墩连续刚构,无论直桥还是弯桥应选择箱形断面,其适用跨径为  $60 \sim 250\text{m}$  之间。

(3)当结构扭转跨径所对应的圆心角小于  $10^\circ$  时(以下简称圆心角)可按以曲线长为跨径的直桥计算;大于  $10^\circ$  时应按弯桥计算,其结构应有足够的抗扭刚度以适应扭转效应的影响。

(4)对于高墩弯桥,由于半径、墩高效应耦合在一起,薄壁墩横向应有足够的刚度以抵抗施工过程中的横向偏移。

(5)边中跨比  $\gamma$  的经验数值在  $0.53 \sim 0.57$  之间。在此范围之外,实桥应用实例相对少,应慎重选择。对于高墩弯连续刚构,选择  $\gamma$  大一些可减小悬臂施工中的扭矩,但现浇段增长,薄壁墩不平衡力增大,反之亦然。

### 11.3.2 箱梁构造及措施

(1)弯箱梁结构尺寸可参照表 11-1 拟定,但应根据结构圆心角大小适当加强箱梁根部各部位、箱梁跨中底板部位的尺寸。

箱梁尺寸拟定

表 11-1

箱 梁 位 置	直 桥	箱 梁 位 置	直 桥
截面根部高跨比	一般在 $1/16 \sim 1/20$ 之间	截面中部高跨比	一般在 $1/45 \sim 1/60$ 之间
梁底曲线指数次数	$1.5 \sim 2.0$ 次抛物线	顶板厚	一般在 $25 \sim 28\text{cm}$
最大底板厚跨比	一般在 $1/130 \sim 1/200$	腹板厚	一般在 $55 \sim 90\text{cm}$



(2)梁底曲线指数次数的变化一般在 1.5~2.0 之间,次数越高,中间梁段梁高越低、主应力  $\sigma_1$  越大,跨中扭矩越大,反之亦然。若欲降低结构 1/4 跨附近主拉应力,减小曲线指数次数是措施之一。

(3)弯箱梁桥适应超高方式有两种:一种顶底板平行,一种顶底板不平行。综合恒活载分析结果,顶底板不平行截面形式,其受力优于顶底板平行截面形式,故设计时应优先考虑。

(4)弯桥 0 号块应加强如下构造措施:

①0 号块的箱梁顶底板和腹板应适当加厚(在直桥基础上)。

②横隔板应设置横向预应力,尤其人洞上下缘横向拉应力大,往往需要控制横向预应力的设置。

③0 号块底板与双壁墩身存在收缩差,故应在 0 号块底板多配横向钢筋,以避免底板出现纵向裂缝。

(5)合龙段构造措施是体系转换成败的关键。这里主要存在以下几个问题:

①合龙段新浇混凝土产生的收缩问题。

②合龙段浇筑混凝土过程中高程恒定问题。

③合龙温度及合龙后合龙段受温度影响问题。

对于解决这些问题的措施,弯桥、直桥都一样。应根据实际情况比较内外锁定方式,并在此基础上施加临时合龙钢束。

(6)当结构圆心角小于  $10^\circ$  时,可不考虑设置跨中横隔板;当结构圆心角大于  $10^\circ$  时,根据计算确定是否设置跨中横隔板。建议跨径超过 150m 后设置跨中横隔板。

(7)弯桥的受力状态比较复杂,为了抵抗由于弯箱梁的额外扭矩和横向弯矩,建议适当加强箱梁腹板内的纵向钢筋和箍筋。

### 11.3.3 薄壁墩构造及措施

(1)薄壁高墩可选择单肢或双肢形式。一般情况下,可选择双肢设计;若墩高超过 100m,且圆心角大于  $10^\circ$  或有抗风要求时,可选择单肢设计。

(2)薄壁高墩采用双肢时,其双肢间距与上部跨径有关(主跨的  $1/20 \sim 1/25$ )。当上部跨径超过 160m 时,双肢间距宜在 8m 以上;当上部跨径小于 160m 时,双肢间距宜在 8m 以内。

(3)直桥薄壁墩壁厚经验数值在 40~80cm 之间,弯桥也可采纳,因为壁厚对稳定及受力有影响,但直弯桥差异不大。薄壁墩若为空心墩应每隔 30m 左右设置一道横隔板。

(4)在空心薄壁墩底部与承台相接处,宜将一定高度(1~2m)的墩身设计成实心段,且实心段与空心段连接要有过渡。

(5)对于超高墩(比如 120m 以上),薄壁墩可在变截面薄壁墩与等截面薄壁墩+刚性实心墩中选择一种。如图 11-1 所示。

(6)双肢薄壁墩高度在 60~110m 之间应至少设置一道系梁,在 110m 以上应至少设置两道系梁。若设一道系梁其位置

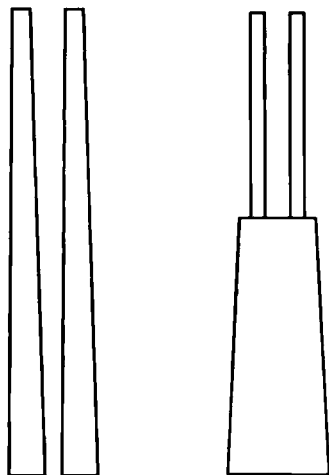


图 11-1 高墩形式



应设在  $1/2$  墩高处;若设两道系梁其位置不是均分,而是向桥墩中部靠近。若系梁在运营阶段温度作用下受力过大,可采用临时系梁措施,即施工阶段设置,合龙后拆除。

(7)对于弯桥设置系梁应慎重,因为当纵桥向失稳荷载大于横桥向失稳荷载时,横桥向失稳为控制因素,设置多道系梁对横桥向稳定荷载不利,因此弯桥设置多道系梁对施工阶段的稳定性提高不大。

(8)高墩特征值屈曲系数设计应不小于 4.0。提高高墩稳定性的措施有:

- ①截面惯性矩越大,结构稳定性越好。
- ②混凝土强度等级越高,弹性模量和屈服强度越高,结构稳定性越好。
- ③结构主筋、箍筋配筋率越高,稳定临界荷载越大,结构稳定性越好。
- ④双薄壁墩比单薄壁墩桥梁稳定性好。

### 11.3.4 结构分析

1)关于荷载作用的补充建议

(1)结构自重作用:应计入允许施工误差的自重作用增加部分。

(2)活载作用:应计入偏载影响。

(3)温度作用:除计算均匀温升或温降,以及温度梯度引起的内力外,对于可能偏晒的桥梁,还应考虑两侧温度差的影响。

(4)徐变作用:对于特大跨径连续刚构桥,原则上应进行混凝土的徐变试验。

2)关于正常使用极限状态计算的补充建议

(1)主拉应力计算

对于弯桥,应重点分析结构空间主拉应力  $\sigma_1$ ,尤其是根部、 $1/4$  跨和跨中底板等部位。对于弯桥、宽桥,跨中底板因横向  $\sigma_y$  大,造成主拉应力  $\sigma_1$  大,这一点尤其要注意,因为平面程序分析不到  $\sigma_y$ 。

(2)挠度计算

针对目前连续刚构后期下挠现象,结构挠度应同时满足:

最大恒载弹性挠度  $\leq L/3\,000$  ( $L$  为主跨跨径)。

合龙后恒载徐变挠度+部分活载由于弹性挠度引起的徐变挠度  $\leq L/1\,400$  ( $L$  为主跨跨径),并应尽量减小。

3)连续刚构桥的 0 号块应采用空间程序分析

4)关于高墩稳定计算

(1)高墩弯桥的稳定计算应分裸墩、悬臂施工和运营三个阶段进行。

(2)弯桥在最大悬臂施工阶段的非线性稳定系数远小于成桥状态,它是高墩大跨径弯桥全过程稳定性的控制阶段。

(3)当桥墩长细比在 40 以上时,应考虑几何非线性因素的影响。当桥墩长细比在 60 以上且上部荷载较大时,除对桥跨结构进行内力分析外,还要进行特征值屈曲荷载计算。不宜设计长细比大于 70 以上的高墩。

(4)在悬臂施工阶段,弯桥失稳荷载小于直桥的失稳荷载,在设置系梁后,横桥向失稳会成为稳定问题的控制因素。曲线半径越小,结构的失稳荷载就越小。综合考虑,高墩大跨径弯桥设计圆心角不宜大于  $35^\circ$  (单跨)。



(5)双薄壁墩比单薄壁墩桥梁稳定性好。

### 11.3.5 预应力设计

#### 1)弯桥预应力配束与直桥比较

(1)相同之处:①采用大吨位钢束;②采用三向预应力体系;③纵向束尽量靠近腹板;④锚下应力、管道及线形满足现行规范要求;⑤竖向预应力采用二次张拉技术。

(2)不同之处:①直桥配束只对竖向弯矩起抵抗作用,而弯桥配束不仅抵抗竖向弯矩,还要抵抗由于水平曲率引起的附加弯矩;②弯桥预应力束不满足“线形变换”定理;③弯桥配束结构应增加防崩钢筋。

#### 2)弯连续刚构桥三向预应力作用效应和布置要求

##### (1)纵向预应力

①加剧结构剪力滞现象。外侧预应力对剪力滞的影响大于内侧。

②悬臂状态下,内外侧钢束产生的扭矩与自重产生的扭矩相反。

③中跨合龙状态下,张拉跨中底板钢束,将产生与恒载反向的扭矩;边跨合龙状态下,张拉边跨钢束,将产生与恒载同向的扭矩。

④预应力布置:预应力布置时,在中跨跨中底板处预应力可以采用外大内小钢束,在距离墩  $L/2$  ( $L$  为跨径,下同)内的预应力可以采用外大内小钢束,在  $L/2$  以外可以采用对称布置,这样布置对结构的受力影响较全桥钢束对称布置有利。

⑤主墩处主梁必须设置下弯钢束;梁端处必须设置弯起来。

##### (2)竖向预应力

腹板应设置竖向预应力,间距以 40~50cm 为宜,若超出这一范围竖向预应力对腹板的压力扩散就会不均匀。竖向预应力布置在主墩至四分跨和边支点附近应该加密。

##### (3)横向预应力

顶板宜设置横向预应力,主要抵抗结构恒载、活载和温度作用。其中作用最大的是温度荷载。横向预应力布置在支点、跨中附近应该加密。

##### (4)平曲线半径变化对结构的影响

①半径越小,结构扭矩越大,横向变形越大,截面应力越不均匀。

②半径越小,预应力损失越大,内外侧钢束的作用效应越不一致。

#### 3)有效预应力不足的敏感性分析

(1)有效预应力不足会导致开裂、下挠等现象,必要时应进行敏感性分析,预留以后补束的空间。对特别重要的桥梁,甚至可按某一指定的有效预应力不足比例进行配束。

(2)尽可能用预应力弯矩抵消悬臂自重弯矩,以控制恒载挠度。

4)对于弯桥,由于预应力引起的径向力作用,腹板箍筋应加强,同时增设防崩钢筋。对于宽桥,中跨跨中附近底板横向钢筋应加强

### 11.3.6 附属设施

#### 1)伸缩缝

选取伸缩缝除满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)



相关条款外,还应兼顾弯桥、高墩坡桥的特殊性。

(1)选择伸缩缝型号应留有适当余量以满足空间变形的需要。

(2)对于单向坡的高墩连续刚构桥,在高的一端应设置伸缩量大的伸缩缝,因为在长期荷载作用下,它会产生向下倾斜变形。

(3)高墩弯桥梁端在温度、收缩作用下会产生径向变形,故应采取限制径向位移的措施来保证伸缩缝的正常工作。

## 2) 支座

(1)对于弯桥,边支座应不出现负反力,否则影响伸缩缝的正常工作。

(2)对于小半径的匝道桥,对于横向变形应采取“疏导”和限位措施。所谓“疏导”是正确设置固定支座、单向支座和多向支座;所谓限位措施,是在多向支座的位置上增加横向弹性约束来限制横向变形。对于中墩支座应设置适当的偏心值(实际上是中墩位置移动)。

(3)对于支反力不大时宜选用板式橡胶支座,支反力较大时宜采用盆式橡胶支座。

# 11.4 设计部分(动力)

## 11.4.1 总体设计

(1)建议按照两阶段对大跨度桥梁进行抗震设计,即“中小震不坏,大震不倒”。

(2)位于Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ场地上的连续刚构桥梁,其抗震计算时应考虑桩土共同作用并与墩底固接模型相比,取两者不利值。

(3)位于Ⅰ类场地上的连续刚构桥一般情况下可不考虑行波效应和多点激励。

## 11.4.2 构造

(1)从抗震角度讲,连续刚构桥宜采用双薄壁式桥墩。

(2)对双薄壁墩连续刚构桥来说,在相同截面积的情况下,从动力学角度讲,宜采用实心墩截面。

(3)在常见的双薄壁墩中距(主跨的  $1/20 \sim 1/25$ )范围内,一般可不考虑双薄壁墩间距对高墩大跨刚构桥地震响应的影

响。(4)从动力性能上来说,具有双薄壁墩的连续刚构桥梁应不设置系梁或者尽量少设置系梁。

(5)系梁位置的改变对双薄壁墩连续刚构桥地震响应的影

响不大。(6)初步设计时,在常见的箱梁根部高跨比( $1/16 \sim 1/20$ )范围内,一般可不考虑箱梁高跨比变化对连续刚构桥动力及地震响应的影

响,也可不考虑截面横向尺寸的影响。(7)相同条件下的曲线刚构桥比相应的直桥纵向刚度大,而横向刚度小。如果不考虑扭转因素,弯桥的地震响应小于相应直桥的地震响应,即综合抗震性能优于直桥。

(8)单跨圆心角小于  $30^\circ$  的高墩曲线连续刚构桥可按照相应直桥在两个方向分别进行强



度抗震计算。

(9)对高墩大跨桥梁结构来说,必须考虑竖向地震的影响。

## 11.5 施工部分

### 11.5.1 高墩施工及控制

(1)高墩施工不宜采用木模和组合钢模,宜采用整体钢模板。钢模板系统宜采用翻模、滑模或爬模施工。有条件的应采用专业厂家生产的爬模系统。

(2)高墩施工控制的主要内容是垂直度和墩身线形的控制。控制方法可采用垂度仪或垂度仪和全站仪相结合的方法控制。控制指标如下:

墩身轴线:偏差 $\leq 10\text{mm}$ 。

垂直度或倾斜:偏差 $\leq 1/3000H$ (墩高),且不大于 $30\text{mm}$ 。

外形尺寸:偏差 $\leq \pm 20\text{mm}$ (检查三个断面)。

(3)影响高墩垂直度的主要因素包括风力、温度和施工偏差。对于风力影响可采用避开方式消除;对于温度影响可采用如下两个措施消除:一个是清晨校模法,一个是预偏量设置法。前者是根据清晨温度相对均匀的特点,选择固定的立模时间以消除温差影响;后者将墩上的模板测量基准点按计算出的温度偏移量予以预偏,当结构恢复均匀温度状态时,该基准点就会自动恢复到原正确位置,即偏差为0;施工偏差主要由胀模、跑模等因素引起,应通过严格施工管理予以消除。

(4)高墩混凝土用的材料主要有水泥、细集料(包括河砂、海砂和山砂)、粗集料(包括碎石、卵石)、拌和用水、外掺剂和混合材料。这些材料的质量要求应满足《公路桥涵施工技术规范》(JTG/T F50—2011)。

#### (5)泵送混凝土配制及输送

①流动性混凝土的配合比应通过试验确定。在普通混凝土配合比设计方法的基础上注意调整含砂率和确定是否掺入粉煤灰。含砂率过小过大都不好。掺入粉煤灰可改善混凝土拌和的和易性和提高混凝土的流动性,有利于泵送。但掺量应通过试验确定,过多不利于混凝土强度。

#### ②泵送混凝土技术要求如下:

一般最小水泥含量 $300\text{kg}/\text{m}^3$ 。

含砂率宜控制在 $40\%\sim 50\%$ 之间。

碎石最大粒径与输送管内径之比宜为 $1:3$ ,卵石则宜小于或等于 $1:2.5$ 。

粉煤灰掺入量参考值如下(按水泥用量计算):

纯硅酸盐水泥 $5\%\sim 30\%$ ;

普通硅酸盐水泥 $5\%\sim 20\%$ ;

强度等级 $42.5$ 矿渣水泥,不能随便掺用;

$60\text{m}$ 以上高墩混凝土坍落度宜在 $18\sim 20\text{cm}$ 。





③泵送过程中的技术要求主要是防止混凝土离析。

#### (6)高墩混凝土浇筑要求

①从高处向模板内灌注混凝土时,其自由倾斜高度一般不宜超过 2m,以不发生离析为度,否则应采取措施卸落混凝土。

②混凝土应分层浇筑,应在下层混凝土初凝前浇完上层混凝土。分层应保持水平。分层浇筑厚度不宜超过表 11-2。

混凝土分层浇筑厚度

表 11-2

序号	捣实方法		浇筑层厚度(cm)
1	用插入式振动器		30
2	用附着式振动器		30
3	用表面振动器	无筋或配筋稀疏时	25
		配筋较密时	15
4	人工捣实	无筋或配筋稀疏时	20
		配筋较密时	15

注:表列规定可根据结构物和振动器型号等情况适当调整。

(7)对高墩混凝土养生应给予充分重视。养生方法应根据具体情况确定。对于难以浇水和覆盖的高墩应考虑养护剂养护。常用的养护剂有树脂型养护剂、油乳型养护剂等。

### 11.5.2 箱梁悬臂施工及控制

(1)挂篮是悬臂浇筑施工的主要设备,对挂篮的总体设计 requirements 是刚度大、结构简单、弹性变形小和运行方便。

①挂篮系统重量要满足节段箱梁施工图设计要求(一般挂篮重量与梁段混凝土重量的比值宜控制在 0.3~0.5 之间);

②根据梁段长度、重量、外形和形状确定挂篮的技术参数:

允许最大变形应小于 20mm;

抗倾覆安全系数应大于 2;

自锚固系统的安全系数应大于 2;

挂篮吊杆材料安全系数应大于 2.5(不得使用脆性的高强钢)。

③对于曲线连续刚构,挂篮设计必须满足“曲线行走”的要求。模板系统也要注意结构外轮廓为曲线,施工时应能自如改动模拟线形。

④挂篮安装要求:

a. 后锚点要锚紧;

b. 箱梁起步段的长度要保证挂篮能顺利安装;

c. 挂篮底模板与箱梁底板联结必须紧密,使梁底接缝平顺,不出现错台。

⑤挂篮试验要求:

无论新建挂篮还是旧挂篮改建都必须做荷载试验。

试验的目的:a. 消除挂篮非弹性变形;b. 得到荷载与挂篮变形的弹性变形曲线(提供给监



控单位);c. 检验挂篮的强度,保证挂篮可靠。

荷载试验的加载量应为最大梁段重量的 1.2 倍。

## (2) 0 号块施工

### ① 托架施工要求

- a. 及时在主墩中埋设托架预埋件;
- b. 托架安装完毕应进行预压,以消除非弹性变形和检验托架的安全性。
- c. 设计托架时还应考虑混凝土浇筑完后如何拆除托架。

### ② 混凝土施工要求

a. 0 号块的浇筑时间与墩身浇筑完成时间间隔不宜过长(应不超过三个月),以免收缩差引起 0 号块底板开裂。

b. 0 号块混凝土原则上应一次浇筑成型。浇筑混凝土顺序应先底板、后腹板、再顶板,而且应对称浇筑。如果条件限制需分次浇筑,分次面应避开结构变化处。对分次浇筑的要求:接缝处应凿毛,且先期浇筑的混凝土与后期浇筑的混凝土时间差不宜过长。

c. 防止施工收缩裂缝产生的最有效的办法是正确浇筑、及时养生。

## (3) 预应力施工

① 预应力钢束的张拉方法和控制应力应符合设计要求。预应力钢束采用应力控制方法张拉时,应以伸长值进行校核。实际伸长值与理论伸长值之差应控制在 6% 以内。不得无故超张拉。

② 预应力张拉顺序,建议先张拉腹板束,后张拉顶板束,最后张拉横向束和竖向束(或筋)。对于竖向预应力筋还应采用二次张拉技术,即灌浆前再对竖向筋张拉一次。

③ 建议采用塑料波纹管,降低管道摩阻系数。

④ 预应力管道压浆的总体要求是及时、饱满和密实。建议采用真空压浆技术。

## (4) 箱梁悬臂施工

箱梁悬臂浇筑应对称、平衡进行,平衡力偏差不得超过设计规定。箱梁悬臂浇筑还应注意做到四个一致:各“T”的悬臂施工进度尽量保持一致;各“T”完成一个箱梁节段的时间尽量一致;各“T”立模高程和三阶段(施加结构自重、张拉预应力和挂篮移动)测量时间尽量一致;各“T”梁段所用砂石、水泥和配合比尽量一致。

## (5) 节段箱梁混凝土浇筑

- ① 浇筑前应对支架、模板和钢筋进行最后检查;
- ② 由高处向仓内浇筑时,应注意防止混凝土离析;
- ③ 按一定厚度分层浇筑;
- ④ 应充分振捣;
- ⑤ 在已浇筑的一层混凝土初凝之前必须浇完上一层混凝土。

## (6) 箱梁悬臂施工控制

箱梁悬臂施工控制一般包括线形和应力两部分。

① 应力测试一般采用钢弦式应力传感器。应力传感器埋设断面应包括墩底、墩顶、箱梁根部、箱梁跨中等控制断面。如果跨径超过 180m,应适当增加断面,如 1/4 跨等位置。

② 线形控制一般采用自适应控制方法。三阶段测量(结构自重、张拉预应力和挂篮移动)。



对于弯连续刚构桥,线形控制应在平面线形控制基础上增加墩顶横向累计位移和成桥阶段箱梁扭转累计位移的控制。

③影响线形控制的因素有:温度荷载、材料性质、临时荷载、挂篮变形、施工误差、测量误差、预应力张拉等。最好由专业队伍对这些因素进行分析和控制。

#### (7)边跨现浇段施工

高墩边跨现浇段施工目前主要有三种方法:①落地支架施工;②利用箱梁悬臂采用吊架施工;③在边墩上设托架现浇或与引桥的悬臂连接合龙。常见前两种施工方法。采用箱梁悬臂端吊架施工,由于导致悬臂端变形大,因而施工风险大;采用落地支撑施工安全性高,但费用高。

##### ①采用支架施工的注意事项:

- a. 支架应根据现浇段重量、施工设备、地基承载力等因素选择合适的支架形式和模板系统,并在此基础上确定一次立模浇筑的施工方法;
- b. 对于地基承载力较弱的情况应进行加固或采用可靠的支架基础措施,减少基础沉降;
- c. 支架除应满足整体刚度和稳定性验算外,还应进行预压以消除非弹性变形;
- d. 支架应设置可调节底座和设置预拱度;
- e. 支架应提早施工预压,但现浇段不应过早施工,以防现浇段与悬浇段龄期差产生的相互之间的徐变影响,导致合龙段开裂。

##### ②采用箱梁悬臂端吊架施工的注意事项:

- a. 现浇段不宜过长,否则施工中悬臂端变形较大,难以控制;
- b. 施工控制计算中,预拱度应计入悬臂施工支撑的受力过程。

#### (8)边、中跨合龙段施工

边、中跨合龙段施工是结构体系转换的关键施工环节。

①合龙段施工应选择适当的合龙顺序(先边后中或先中后边)、合龙温度,以及相应的配重措施,防止在体系转换过程中出现过大的附加应力。

②合龙段合龙时对温度要求有两点:一应低温合龙,二要求温度变化不大。能符合这两点要求的时段一般在凌晨。具体合龙温度数值按设计要求执行。

##### ③保证安全合龙的两项措施:

- a. 构造设置劲性骨架等刚性连接措施;
- b. 施加配重,并随着混凝土浇筑分级撤除。

#### (9)控制下挠

控制连续刚构后期跨中下挠的主要措施和方法:

- ①设计中控制恒载挠度不宜过大;
- ②在目标曲线中充分计入成桥后徐变的影响;
- ③预留备用束;
- ④控制节段箱梁预应力张拉时间(5~7d);
- ⑤直桥情况下箱梁悬臂端施加顶力;
- ⑥有条件情况下,合龙前梁体先静置数月。

## 第 12 章 三维预应力分析专用程序 BridgeKF 简介

### 12.1 研 制 背 景

桥梁结构计算,特别是大型复杂结构需借助程序完成是不争的事实,国内外均是如此。结构计算程序的发展与有限元理论和计算机软硬件的发展紧密相关。无论国内还是国外,桥梁计算程序的发展大约经历了三个阶段:①结构力学有限元分析程序;②平面有限元桥梁专用分析程序;③空间有限元桥梁专用分析程序。

第一阶段(20 世纪 60~70 年代)结构力学有限元程序。桥梁结构最早借助程序计算是引进力学界开发的大型通用计算力学软件,如国外 SAP、ADINA,国内 JIGFEX、DDDU 和 DDJ/W 等。这些软件的共同特点是程序中嵌有各种单元模式可供选择,其力学计算包括静动力、稳定分析。借助有限元程序分析,提高了桥梁专业人员对结构受力的认识水平,尤其是复杂结构。这一阶段由于程序没有前后处理,使用起来较不方便。

第二阶段(20 世纪 70 年代末~90 年代末)平面有限元桥梁专用分析程序。桥梁专用软件的开发,国内始于 20 世纪 70 年代末。有代表性的成果是 QJX 系列软件,它的核心部分是国内计算机专家、桥梁结构专家会战的成果。QJX 系列软件采用偏心杆元来模拟结构变截面,并在程序中溶进了桥梁设计思想,如分阶段模拟施工过程、荷载组合计算等,这些专业特点纯力学分析软件无法替代,因此 QJX 在很长时间内,为桥梁界专有分析程序。虽然 QJX 后来发展为不同版本,但主体部分基本没变。这一阶段桥梁平面杆系专用程序对国内桥梁建设的发展起到重要推动作用。

第三阶段(20 世纪 90 年代末至今)空间有限元桥梁专用分析程序。过去桥梁行业二十年多年来一直采用的 QJX 系列专用桥梁结构分析系统是一个较好的分析系统,其中很多计算内容是非专业程序所不能及的或做起来很麻烦。但 QJX 系统也有缺陷,它只能对结构进行平面分析,对空间问题无能为力。为弥补这一不足,行业中近几年开始引进国外空间分析程序或自编空间分析程序。目前国外较知名或应用相对广的空间程序有: SAP、ANSYS、TDV、MIDAS 等。BridgeKF 系统也正是在这一背景下,借助西部课题“高墩大跨径弯桥设计与施工技术研究”开发研制的,其目的是弥补弯桥分析专用程序的空白。



## 12.2 系统综述

### 12.2.1 研制过程

BridgeKF 系统研究历时八年。主要历程如下:

(1)1998 年借助交通部人才项目,着手研究 BridgeKF 系统。由于经费原因,工作进展较慢。直到 2000 年才完成力学计算部分。等本课题接手时,BridgeKF 系统已有雏形,但功能有限、前后处理都很简单。但主体程序采用空间 8 节点等参元作为基本单元已经确定。

(2)本课题接手后,BridgeKF 系统重新按课题要求构思改版。系统单元形式在原实体单元基础上增加了杆单元,并改进了预应力单元,使计算更符合实际情况。运营阶段的全部计算功能,包括影响面和动态规划都是新增加的内容。系统前后处理也从新编写,尤其是预应力空间输入有了较大改进。

(3)到 2002 年底,BridgeKF 系统改版完成,进入验证和使用期。BridgeKF 系统验证主要依靠 Ansys、行业平面杆系程序和室内模型桥的实测数据对比。BridgeKF 系统验证通过后,先后在贵州省交通勘察设计院、中咨公司华路达路桥设计公司和北京固桥设计咨询有限公司试用。在试用过程中,不断完善 BridgeKF 系统。

(4)到 2005 年底,程序已趋于成熟。然后着手进行软件登记、注册版权等工作。从 2003 年到 2005 年三年中,应用 BridgeKF 系统计算分析的弯连续刚构桥有:贵州沙银沟大桥( $L=120\text{m}$ ,  $R=620\text{m}$ )、朱昌河大桥( $L=200\text{m}$ ,  $R=1000\text{m}$ )、福建龙长线 13、16 两个标段大桥( $L=120\text{m}$ ,  $R=800\text{m}$ );直连续刚构桥有:杭州下沙大桥( $L=232\text{m}$ )、虎门大桥( $L=270\text{m}$ )、广东珠江大桥( $L=250\text{m}$ )、海南琼州大桥( $L=32\text{m}$ )、重庆碚东大桥( $L=230\text{m}$ )等。

### 12.2.2 系统组成及特点

BridgeKF 系统最初的构思是参照行业应用多年的 QJX 系统的设计思想,因此它与 QJX 系统一样,具有专业性强、功能明确和操作方便等优点。

#### 1) BridgeKF 系统的界面和系统组成

BridgeKF 系统组成(图 12-1、图 12-2)说明如下。

#### (1) 系统核心求解器

BridgeKF 系统核心求解器是计算的主体部分,由外力、预应力、收缩徐变、总刚矩阵等若干个模块组成。它是用 Fortran 语言编程,经过编译形成可执行代码。求解器之所以采用 Fortran 语言编程,原因是执行效率高。

#### (2) 系统前处理

BridgeKF 系统前处理采用 Visual C++ 编写,三维图形显示采用 OpenGL 编写。目前前处理主要针对梁式桥,包括连续刚构。它的主要功能目标是方便建模、方便检查、方便修改。



图 12-1 BridgeKF 系统界面

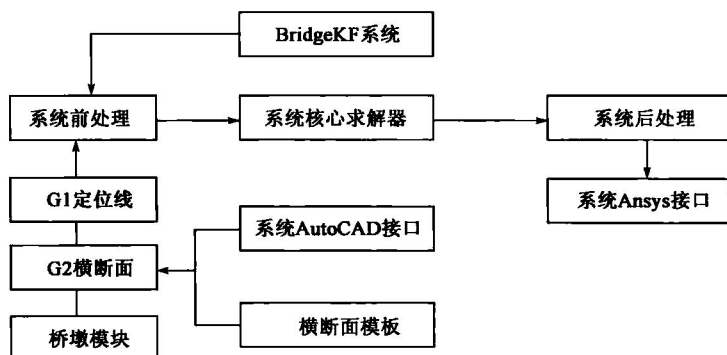


图 12-2 BridgeKF 系统组成

### (3) 系统后处理

BridgeKF 系统后处理的编程方法和功能目标与前处理相同。为了方便用户,后处理中做了与 Ansys 的接口,BridgeKF 模型数据和温度数据可以直接转换成 Ansys 数据。

#### 2) BridgeKF 系统的主要特点

(1) 结构采用空间实体单元为主要单元,真正意义上实现全结构仿真计算。采用实体单元并非难事,关键是在实体单元中实现预应力计算。关于预应力计算,平面杆元(如 QJX 系统)能计算桥梁纵向(一维)预应力;空间梁格单元能计算纵、横二维预应力;只有实体单元才能进行纵、横、竖三维预应力计算。除预应力计算外,温度、收缩徐变以及动态规划都是空间意义上的计算。

(2) 实现空间实体单元的施工过程模拟。实体单元施工过程的模拟比平面杆系分阶段施工过程的模拟要复杂得多。在诸多因素如支座、预应力、外力和结构都需要分阶段上下的计算要求下,BridgeKF 实现了大部分要求,即各种因素都可以随阶段上,但只允许支座、外力随阶段下。

(3) 实行空间实体单元影响面计算和动态规划计算。这两项都是较为先进的功能。影响面是空间六种内力和支反力影响面;动态规划是指在空间影响面上,对六种内力和支反力进行规划求极值。平面规划一般只针对弯矩和剪力。

BridgeKF 系统的整体构思主要吸收 QJX 系统的设计思想,只不过从平面变为空间。因此,BridgeKF 系统应该是 QJX 系统的继承和发展,是桥梁计算史上的一次飞跃。



### 12.2.3 系统基本功能

BridgeKF 系统的基本功能如下。

(1) 目前由于建模限制,计算只针对梁式桥,无论直桥、弯桥还是斜桥均可以计算。重点解决的是斜桥和弯桥,弯桥中包括匝道桥、连续梁和连续刚构。下一步建模跟上,可以发展计算拱桥;再下一步索单元和非线性跟上,可以发展计算斜拉桥和悬索桥,应用 BridgeKF 建的模型如图 12-3 所示。



图 12-3 应用 BridgeKF 建模示意图

(2) 任意方向施加结构预应力。由于桥梁结构的特殊要求,特设三个预应力输入模块,即纵向、横向和竖向。预应力在计算之前必须先求交点,即预应力钢束与结构单元体的交点。预应力在程序中是当作一个特殊单元来看待,它与结构单元耦合在一起,结构变形它也改变,这就有效地解决徐变对预应力损失计算问题,应用 BridgeKF 对结构施加预应力后的模型见图 12-4。

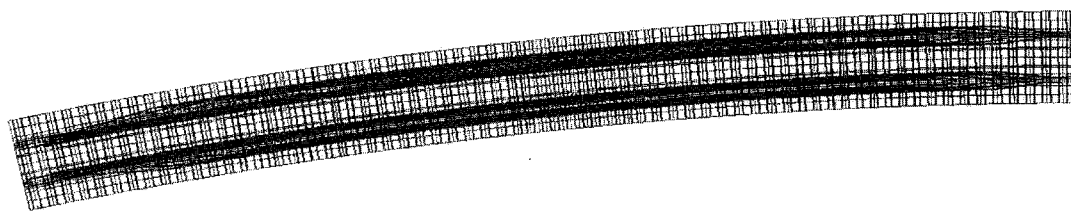


图 12-4 应用 BridgeKF 施加预应力示意图

(3) 对于弯桥,着重解决公路常见平曲线弯桥。常见平曲线是指直线+缓和曲线+圆曲线+缓和曲线+直线(图 12-5)。也就是说,BridgeKF 中嵌套一个小型路线程序来描述常见的平曲线线形。这是通用程序所没有的功能。

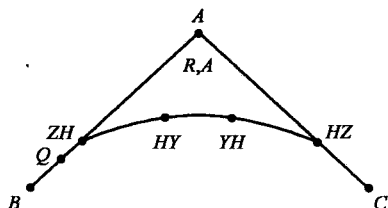


图 12-5 BridgeKF 中使用的对弯桥的路线程序

(4) 外力包括集中力(节点和非节点)、分布力、体积力(主要应用为结构自重)、温度力和强迫位移。其中分布力只限定作用在桥面上;温度分温升和温降两个输入对话框。如图 12-6 所示为节点集中力的对话框。

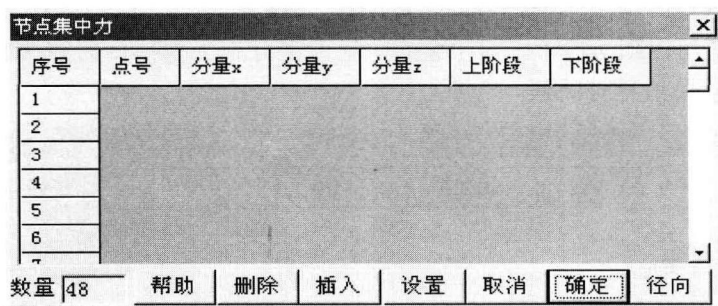


图 12-6 节点集中力对话框

(5)对混凝土考虑收缩和徐变作用(见图 12-7 所示的收缩徐变对话框)。由于《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)实施时间不长,故系统中新旧规范收缩徐变内容都包括,可以自由选择。收缩、徐变并非真正意义上的空间计算,只是将一维通过矩阵转换成三维,这样做的原因是收缩、徐变模式本身就没有三维模式,即考虑三个方向相互作用的计算模式。

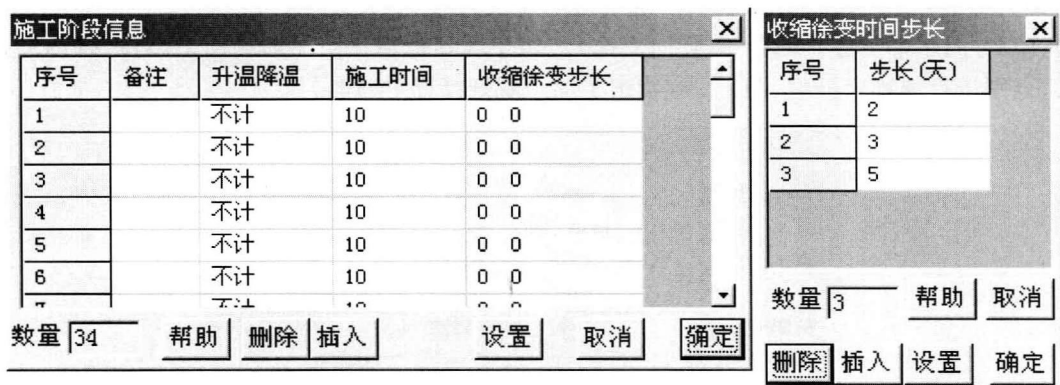


图 12-7 收缩徐变对话框

(6)系统中设定两个约束形式,刚性约束和弹性约束。所谓刚性约束是指通常意义上的约束;所谓弹性约束本身是一个杆单元,通过改变  $EA$  来设定支撑的弹性大小。弹性约束的另一用途是施加径向、环向约束时用。在图 12-8 中给出了设定约束的对话框。

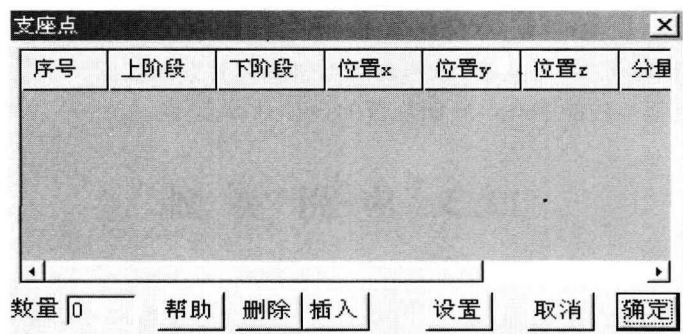


图 12-8 对结构设定约束的对话框





(7)模拟施工过程计算。结构单元、外力、预应力、强迫位移、支座和温度都可以随阶段上,但只有外力和支座可以随阶段下。对于梁式桥绝大部分施工模拟目前的功能均可以做到,图 12-9 给出了施工阶段信息对话框。



图 12-9 施工阶段信息对话框

(8)空间影响面和动态规划计算。影响面是空间六种内力 and 支反力影响面,即  $F_x$ (轴力)、 $F_y$ (横向剪力)、 $F_z$ (竖向剪力)、 $M_x$ (扭矩)、 $M_y$ (纵向弯矩)、 $M_z$ (横向弯矩)、 $R_x$ ( $x$  向水平支撑)、 $R_y$ ( $y$  向水平支撑)、 $R_z$ ( $z$  向竖向支撑)。动态规划是指在空间影响面上,对六种内力、支反力分别进行规划求极值,图 12-10 给出了动态规划计算对话框。

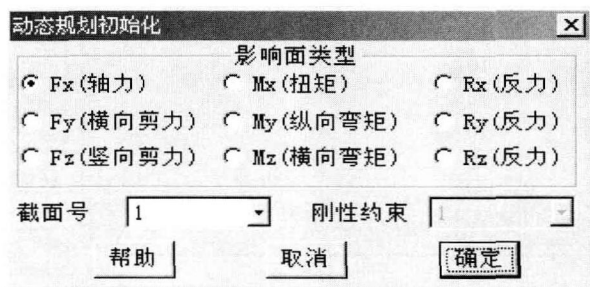


图 12-10 动态规划计算对话框

(9)系统开发了两个接口,一个与 AutoCAD 接口,一个与 Ansys 接口。与 AutoCAD 接口是双向的,与 Ansys 接口是单向的,即只能将 BridgeKF 数据转到 Ansys 中。AutoCAD 的图形功能较强,有了与它的接口,比较复杂的图形或模板中没有的图形均可先在 AutoCAD 中实现,然后转到 BridgeKF 中。

(10)程序前后处理功能强大。对数据输入、查看、修改都尽可能图形化,直观又快捷,尤其是空间数据的定位比较方便,可从横、纵两方面迅速查到要看的的数据。

BridgeKF 系统基本功能能满足新旧规范的设计计算需要。

## 12.3 应用实例

### 12.3.1 杭州下沙大桥

下沙大桥是杭州市绕城高速公路东段上一座跨越钱塘江的特大型桥梁。它南起萧山区,



北至下沙经济开发区,其主桥上部结构为  $127+3\times 232+127(\text{m})$  的五跨刚构—连续组合梁桥,全长 950m。主桥上部结构为单箱单室截面,桥面全宽 34.5m。上部箱梁设置三向预应力并采用悬臂浇筑方法施工。主桥下部构造分双薄壁固接墩和铰支墩两种形式,固接墩 18 号、19 号,铰支墩 17 号、20 号。图 12-11 为下沙大桥主桥结构布置图。

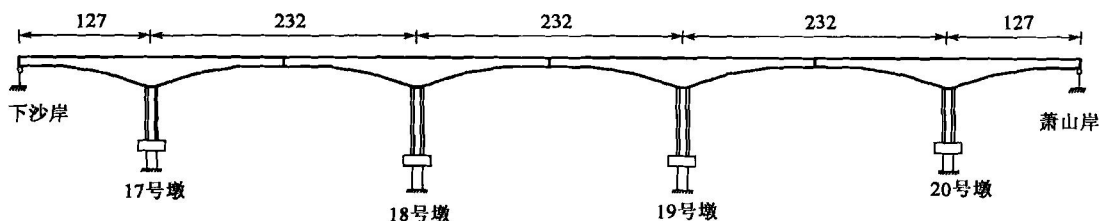


图 12-11 下沙大桥布置图(尺寸单位:m)

下沙大桥空间计算,取主跨与边跨交界的一个 T 作为对象,如图 12-12 所示。对 T 结构的分析考虑分阶段形成和计入三向预应力,即一个 T 的全过程仿真分析。T 结构共 4 344 个节点、2 262 个单元,1 488 根预应力,分 29 个阶段计算。第一阶段上薄壁墩,第二阶段上 0 号块,第 3~29 阶段上箱梁节段。计算荷载,仅考虑自重和预应力。

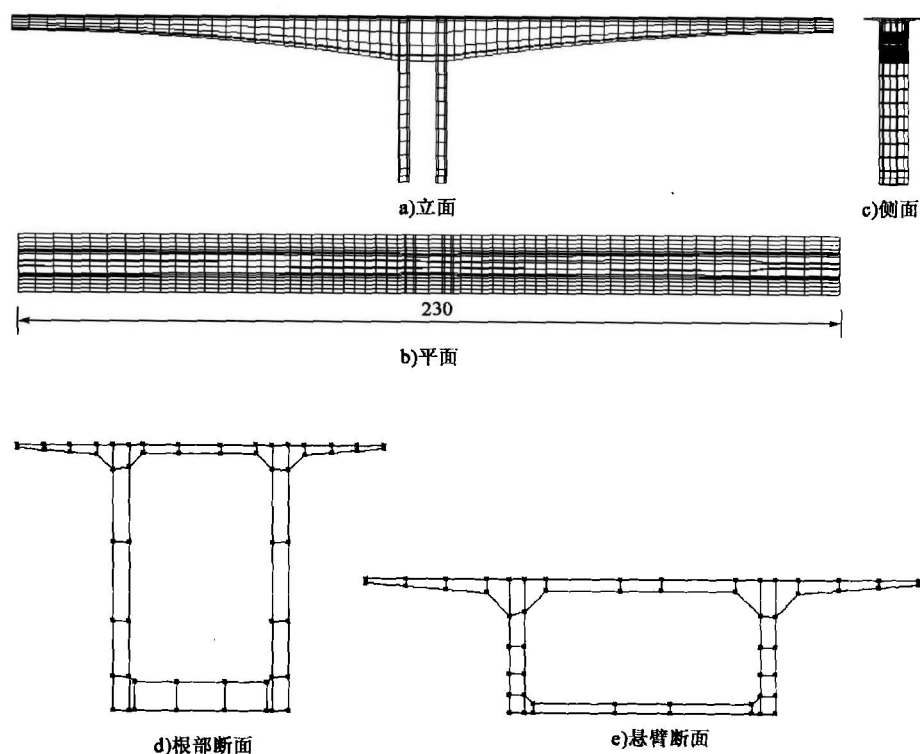


图 12-12 下沙大桥一个“T”结构离散图(尺寸单位:m)



空间分析主要结果如下:

### 1) 主拉应力分析

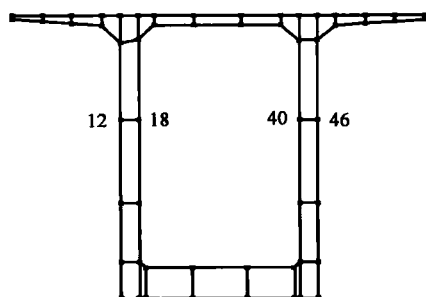


图 12-13 下沙大桥腹板上四个节点

对于连续刚构目前一般只计算纵向预应力,横向和竖向均不做整体计算。这样做的主要原因:一方面由于计算手段的欠缺,无法计算;一方面由于桥梁结构是细长构件, $\sigma_x$  是主要应力,那么竖向预应力到底有多大影响,本次计算做一下探讨。图 12-13 为下沙大桥腹板上四个节点,下面以这四个节点为例,说明在无预应力、只作用纵向预应力和作用三向预应力三种情况下,沿梁纵向主拉应力分布对比。三种情况下的主拉应力分布分别见图 12-14~图 12-16。

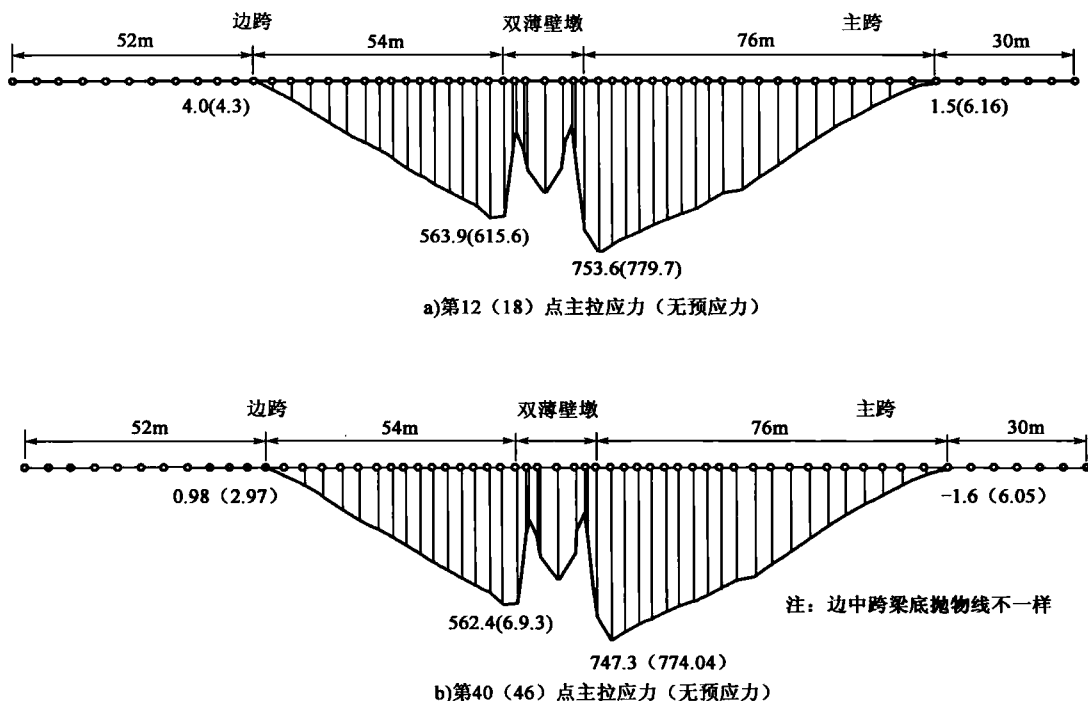
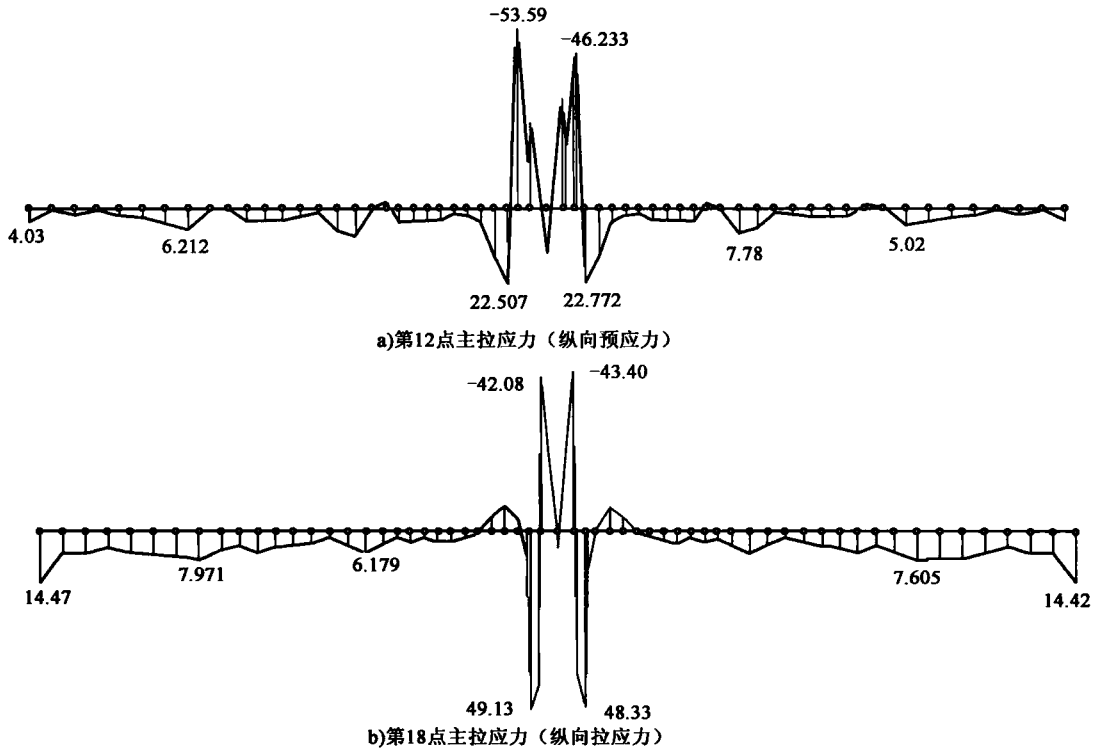
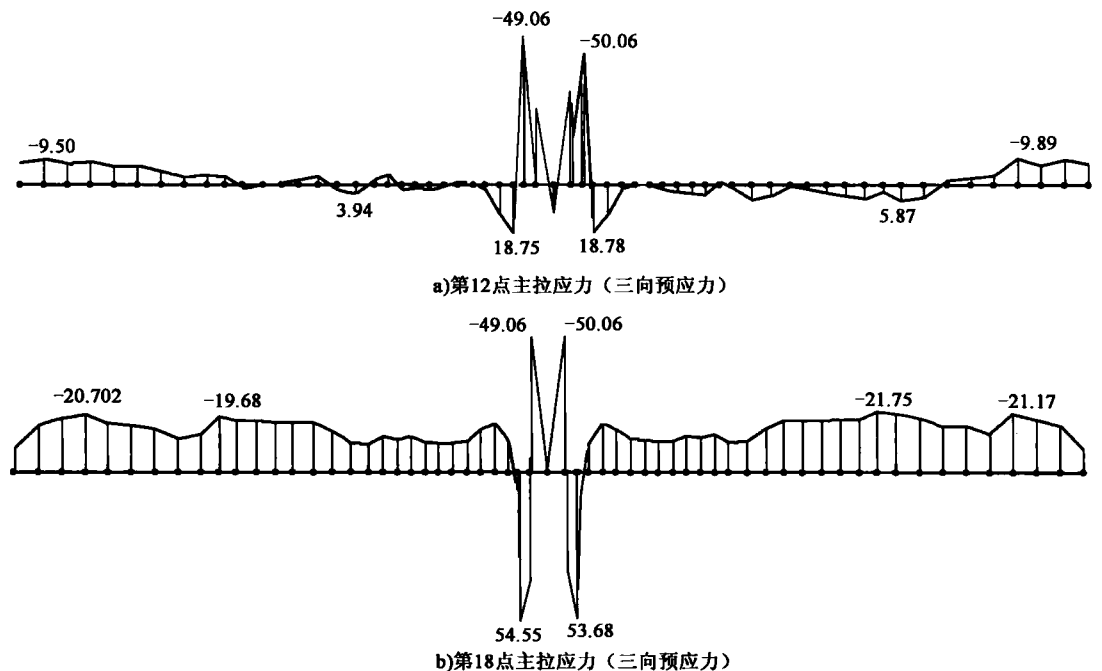


图 12-14 无预应力作用下主拉应力(单位:  $10^4 \text{ Pa}$ )

图 12-14~图 12-16 结果分析(+受拉, -受压):

在无预应力作用下,主拉应力(腹板上)沿梁长分布规律如图 12-14 所示。主拉应力在双薄壁墩根部最大,然后逐渐变小,边跨约到跨中、中跨约到  $2/3$  梁长时主拉应力数值变小,然后均匀向自由端分布。究其原因,梁根部剪应力和正应力最大,因此主拉应力最大,而后剪应力和正应力均逐渐变小,随之主拉应力也逐渐变小。

在纵向预应力作用下,主拉应力(腹板上 12、18、40、46 点情况类似)沿梁长分布规律如图 12-15 所示。由于强大的纵向预应力作用,主拉应力除根部附近其余位置数值均很小,满足规范要求。若不计竖向预应力作用,在施工过程中主拉应力能通过要求。


 图 12-15 纵向预应力作用下主拉应力(单位:  $10^4 \text{ Pa}$ )

 图 12-16 三向预应力作用下主拉应力(单位:  $10^4 \text{ Pa}$ )



在三向预应力作用下,主拉应力(腹板上 12、18、40、46 点情况类似)沿梁长分布规律大体如图 12-16 所示。由于施加竖向预应力,主拉应力除梁根外其余位置基本上反号受压,尤其是 18 节点(梁内侧)受竖向应力影响更大。

## 2) 桥面板纵向空间受力分析

桥面板在施工过程中的空间受力分析主要指剪力滞分析。取梁根部、1/2 梁长和悬臂端三个断面,对纵向  $\sigma_x$  进行分析。三个断面  $\sigma_x$  分布参见图 12-17~图 12-19。

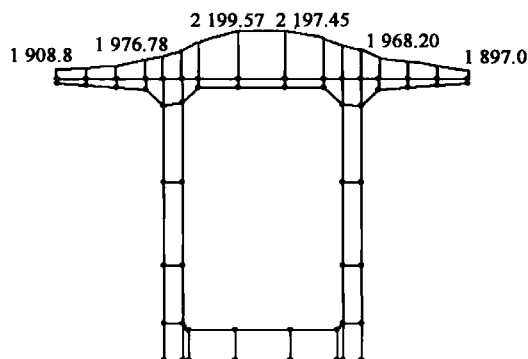


图 12-17 梁根部断面梁顶  $\sigma_x$  分布图

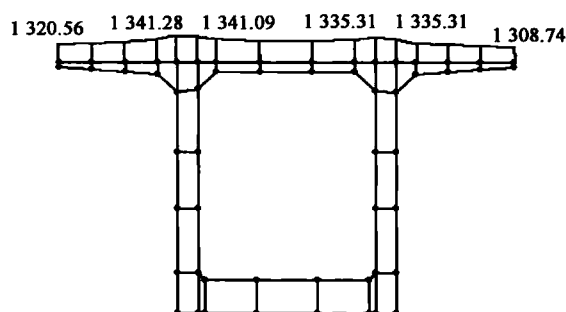


图 12-18 梁中部 L/2 断面梁顶  $\sigma_x$  分布图

图 12-17 表明,梁根部顶板负剪力滞效应明显,顶板中部数值比腹板顶及悬臂板数值都要大,最大(中部)与最小(悬臂端)相差 302.57(10kPa)。负剪力滞效应的区段从根部

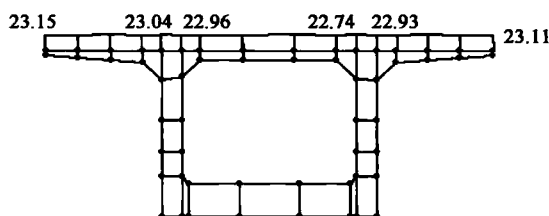


图 12-19 梁悬臂端断面梁顶  $\sigma_x$  分布图

起向跨中约 10m 左右。10m 以后则是正剪力滞效应区段,这段长约 80m,正剪力滞效应数值没有负剪力滞效应大。经查正剪力滞效应数据最大的区段基本上在跨中(图 12-18),最大值在腹板顶 1341.28(10kPa),最小在悬臂端 1320.56(10kPa),两者相差 20.72(10kPa)。过 80m 再往后剪力滞效应已不明显,剪力滞沿梁分布参见图 12-19。

## 3) 桥面板横向空间受力分析

桥面板横向空间受力比较两种情况:纵向预应力和三向预应力作用下桥面板中  $\sigma_y$  分布情况,参见图 12-20。在只加纵向预应力情况下,桥面板中腹板顶  $\sigma_y$  最大为拉应力,数值 30.2(10kPa),施加横向预应力后,顶板横向有压应力储备,最大为 -362.51(10kPa)。经局部验算满足车轮作用下应力要求。

## 4) 箱梁悬臂施工累计竖向位移

图 12-21 为箱梁悬浇过程(27 节段)累计竖向位移。其形状、数值与平面杆系综合程序计算结果一致,两者相差 5% 以内。

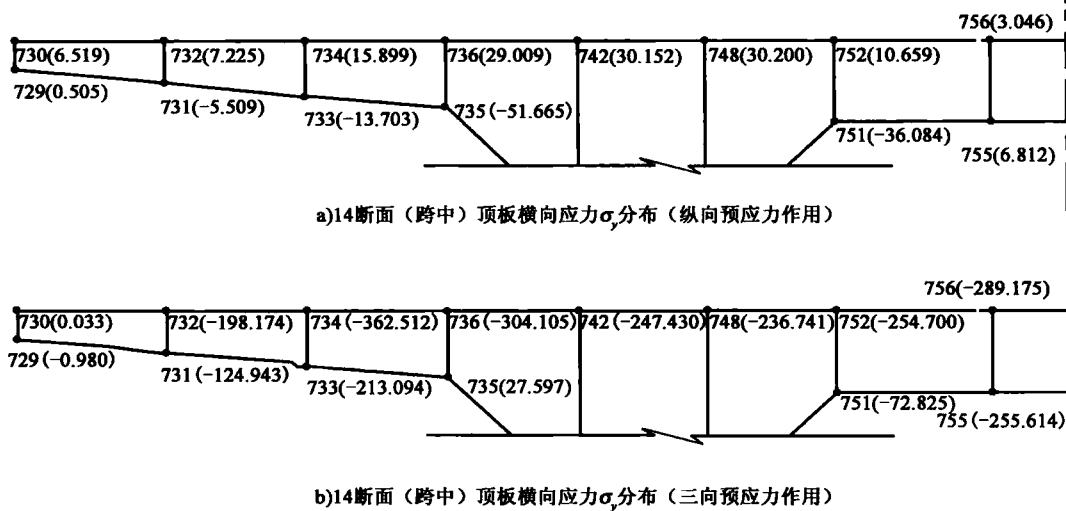
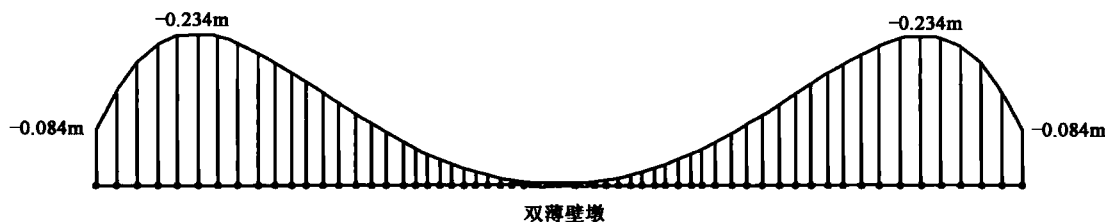
图 12-20 桥面板横向应力 $\sigma_y$ 分布(单位:10kPa)

图 12-21 箱梁悬浇累计竖向位移

### 12.3.2 海南琼州大桥

海南琼州大桥引桥由左右两幅组成。左幅跨径布置:  $2 \times 31.6 + 32.5 + 3 \times 31.9$  (m) 六孔一联预应力混凝土等截面连续箱梁; 右幅跨径布置:  $2 \times 27.143 + 33.402 + 3 \times 34.604$  (m) 六孔一联预应力混凝土等截面连续箱梁。左右幅相互独立, 每幅为单箱双室直腹板箱梁。箱梁设纵横向预应力, 采用先简支后连续施工方法。

琼州大桥引桥设计计算采用平面杆系分析程序, 故无法分析该桥因设独柱墩而施加的横向预应力。现采用 BridgeKF 系统对该桥进行纵横两方面检算分析。图 12-22 为该桥左幅跨径布置。图 12-23 为典型横断面离散图。全桥计算共 10 422 个单元, 19 182 个节点。

主要计算结果分析如下。

#### 1) 第 1 阶段各跨独立简支结果分析

表 12-1 为前三跨跨中截面上下缘应力, 空间程序与平面杆系程序的计算结果比较。



图 12-22 琼州大桥左幅跨径布置(尺寸单位:m)

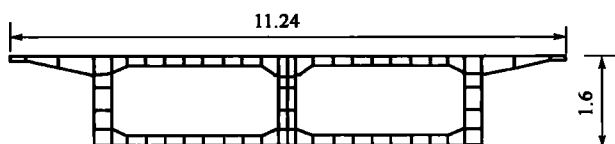


图 12-23 琼州大桥典型横断面(尺寸单位:m)

第 1 阶段计算结果对比(单位:MPa)

表 12-1

位 置	空间程序 BridgeKF 计算结果		平面程序 BridgeSB 计算结果	
	上缘(均值)	下缘(均值)	上 缘	下 缘
第 1 跨跨中	3.91	6.90	3.79	6.64
第 2 跨跨中	3.72	6.37	3.60	6.20
第 3 跨跨中	3.96	5.96	3.91	5.71

## 2) 第 4 阶段全桥合龙结果分析

第 2、3、4 阶段均为合龙阶段,其中 4 阶段为最后一个合龙段合龙。表 12-2 列出空间程序与平面程序的计算结果对比。

第 4 阶段计算结果对比(单位:MPa)

表 12-2

位 置	空间程序 BridgeKF 计算结果		平面程序 BridgeSB 计算结果	
	上缘(均值)	下缘(均值)	上 缘	下 缘
第 1 跨跨中	3.93	6.89	3.36	7.01
第 2 跨跨中	2.44	7.20	2.64	7.32
第 3 跨跨中	2.81	6.55	2.65	7.31

## 3) 横向预应力计算结果分析

琼州大桥引桥为独柱墩,在独柱支点处箱梁横向弯矩较大。计算表明,未加横向预应力前在独柱墩左右纵向约 5.5m 范围,箱梁横向顶板上的点拉应力过大,位置如图 12-24 所示,数值超过 $-4\text{MPa}$ ,将会造成箱梁顶板出现纵向裂缝。图 12-25 为施加横向预应力的结构布置图。表 12-3 为加横向预应力前后计算结果对比,表中仅列出横向点中拉应力最大的点。

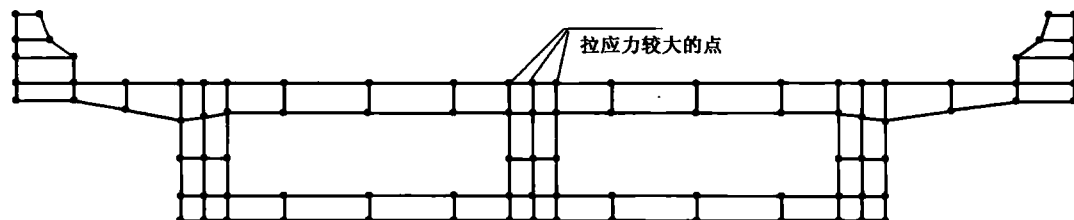


图 12-24 拉应力较大的横向点位置

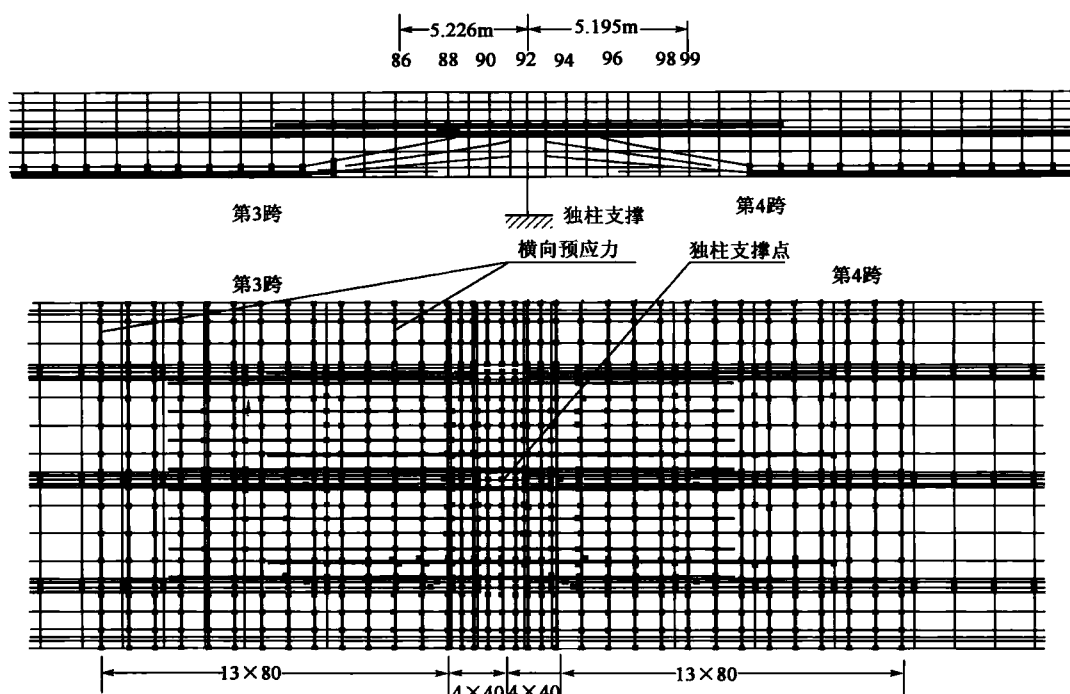


图 12-25 横向预应力布置图(尺寸单位:m)

横向点最大拉应力计算结果(+为拉,-为压)

表 12-3

截面号	节点号	未加横向预应力的应力值(MPa)	加了横向预应力的应力值(MPa)
86	7 954	2.02	-3.71
87	8 047	3.88	-2.0
88	8 140	5.60	-1.26
89	8 233	8.32	-1.05
90	8 326	8.45	-0.97
91	8 419	3.86	-7.0
92(支撑面)	8 512	1.12	-5.25
93	8 610	4.28	-1.49
94	8 693	9.91	-4.16
95	8 786	6.71	-1.08
96	8 884	5.58	-0.55
97	8 977	3.77	-2.10
98	9 070	2.22	-3.50
99	9 163	1.72	-3.85

从计算结果中可以看出,拉应力已经消除,转成压应力。





## 人民交通出版社公路类专业图书一览

### 一、培训教材及资格考试用书

#### 全国公路工程造价人员资格考试培训教材

1. 公路工程造价管理相关知识(湖南省造价站) ..... 49 元
2. 公路工程定额编制与管理(湖南省造价站) ..... 30 元
3. 公路工程造价编制与项目经济评价(湖南省造价站) ..... 30 元
4. 公路工程技术(湖南省造价站) ..... 46 元
5. 公路工程施工招投标与计量(湖南省造价站) ..... 46 元
6. 复习题库与案例分析(湖南省造价站) ..... 56 元
7. 考试复习指南(湖南省造价站) ..... 48 元

#### 公路工程监理培训教材

1. 监理概论(第二版)(李治平) ..... 26 元
2. 合同管理(第二版)(熊 应) ..... 35 元
3. 工程质量监理(第二版)(李宇峙) ..... 38 元
4. 工程费用监理(第二版)(袁剑波) ..... 25 元
5. 工程进度监理(第二版)(罗 娜) ..... 22 元
6. 公路施工环境保护监理(浙江省交通厅工程质量监督站) ... 28 元
7. 交通建设工程安全监理(中国交通建设监理协会) ..... 33 元

#### 公路工程试验检测技术培训教材

1. 公路几何线形检测技术(第二版) ..... 16 元
2. 路基路面试验检测技术(第二版) ..... 45 元
3. 桥涵工程试验检测技术(第二版) ..... 28 元
4. 隧道工程试验检测技术(第二版) ..... 22 元
5. 交通工程设施试验检测技术(第二版) ..... 25 元

#### 交通建设工程安全生产管理培训教材

1. 交通建设工程安全生产管理人员培训教材  
—公路分册(中国公路建设行业协会) ..... 43 元  
—水运分册(中国公路建设行业协会) ..... 43 元
2. 公路水运工程施工安全生产管理人员考核复习  
题集(质监总站) ..... 26 元
3. 公路水运工程安全生产管理人员继续教育教材  
(质监总站) ..... 26 元
4. 守护平安——交通建设工程安全生产要点(质监总站)  
..... 25 元

#### 全国交通行业职业技能鉴定培训教材

- 公路收费员及监控员(初级)(周以德) ..... 32 元  
公路收费员及监控员(中级)(周以德) ..... 30 元  
公路收费员及监控员(高级)(周以德) ..... 22 元  
公路收费员及监控员(技师)(周以德) ..... 20 元

#### 高速公路从业人员培训教程

1. 收费岗位 ..... 35 元
2. 养护岗位 ..... 48 元
3. 路政岗位 ..... 40 元
4. 机电岗位 ..... 30 元

#### 公路工程监理工程师过渡考试大纲及辅导用书

1. 公路水运工程监理工程师过渡考试大纲(2009 版) ..... 20 元
2. 《监理论论》复习与习题(李治平) ..... 45 元
3. 《合同管理》复习与习题(李治平) ..... 36 元
4. 《公路工程经济》复习与习题(伏晓东) ..... 38 元
5. 《道路与桥梁》复习与习题(王 志) ..... 35 元
6. 《隧道工程》复习与习题(王亚琼) ..... 30 元
7. 《综合考试》复习与习题(李治平) ..... 32 元

- 8.《公路工程监理工程师执业资格考试应试题集》(王首绪) ..... 42 元

#### 公路工程试验检测人员业务考试大纲及辅导用书

1. 公路水运工程试验检测人员业务考试大纲(2007 版)(交通运输部基本建设质量监督总站) ..... 20 元
2. 公路工程试验检测人员业务考试复习指南  
—《公共基础》、《交通工程设施》、《机电工程》(黎 霞) ..... 50 元  
—《公路》、《材料》(黎 霞) ..... 58 元  
—《桥梁》、《隧道》(黎 霞) ..... 32 元
3. 公路工程试验检测人员业务考试模拟练习与题解  
—《材料》(朱 霞) ..... 30 元  
—《公共基础》、《公路》(朱 霞) ..... 30 元  
—《桥梁》、《隧道》(王保群) ..... 20 元
4. 公路工程试验检测人员业务考试全真模拟题(王志) ... 45 元
5. 公路工程试验检测人员业务考试应试题集及模拟  
试卷(本书编写组) ..... 40 元

#### 勘察设计注册土木工程师(道路工程)资格考试用书

- 专业基础知识(全国勘察设计注册工程师道路工程专业管理委员会) ..... 75 元  
—专业知识(全国勘察设计注册工程师道路工程专业管理委员会) ..... 150 元

#### • 全国建造师执业资格考试辅导用书

- 2009 年全国一级建造师执业资格考试应试指南与模拟试卷  
..... 40 元(估)

### 二、丛书

#### (一)当代交通领域重要著作丛书

1. 沥青及沥青混合料路用性能(沈金安) ..... 68 元
2. 路面分析与设计(黄仰贤·美,余定选译) ..... 70 元
3. 现代桥梁抗风理论与实践(项海帆) ..... 70 元

#### (二)公路工程重要词典

1. 英汉道路工程词汇(第四版)(黄兴安) ..... 118 元
2. 公路技术词典(长安大学) ..... 126 元

#### (三)交通科技丛书

1. 水泥混凝土路面设计与施工(王秉纲) ..... 48 元
2. 混凝土搅拌理论与设备(冯忠绪) ..... 22 元
3. 水泥混凝土路面设计理论与方法(姚祖康) ..... 38 元
4. 道路安全工程(郭忠印) ..... 55 元
5. 高速公路软土地基处理技术(中交一勘院) ..... 30 元
6. 路面管理系统原理(潘玉利) ..... 38 元
7. 沥青路面施工与维修技术(郝培文) ..... 35 元
8. 高等级公路半刚性基层沥青路面(沙庆林) ..... 78 元
9. 高速公路收费系统理论与方法(刘伟铭) ..... 45 元
10. 水泥混凝土路面滑模施工技术(傅智) ..... 58 元
11. 乳化沥青与稀浆封层技术(乳化沥青学组) ..... 26 元
12. 沥青路面施工机械与机械化施工(筑机学会) ..... 45 元
13. 悬索桥结构非线性分析理论与方法(潘永仁) ..... 26 元
14. 道路交通组织优化(翟忠民) ..... 56 元
15. 停车场规划设计与施工(关宏志) ..... 30 元
16. 钢筋混凝土及预应力混凝土桥梁结构设计原理(张树仁) ... 45 元
17. 改性沥青及其乳化技术(第二版)(杨林江) ..... 26 元
18. 组合梁抗扭分析与设计(胡少伟) ..... 38 元
19. 高速公路沥青路面早期损坏分析与防治对策(沈金安) ..... 70 元

20. 预应力混凝土桥梁新技术-探索与实践(周志祥) .....	36 元
21. 沥青混凝土路面机群施工配置(郭小宏) .....	30 元
22. 山区公路路基稳定理论与实践(陈谦应) .....	36 元
23. 沥青路面结构行为理论(孙立军) .....	70 元
24. 特大跨径石拱桥研究与实践(刘士林) .....	35 元
25. 公路边坡稳定技术(邓卫东) .....	60 元
26. 高速公路沥青路面设计理论与方法(黄晓明) .....	68 元
27. 填石路基施工技术(沙爱民) .....	36 元
28. 冻土地区路面基层结构与材料(马 磊) .....	36 元
29. 岩溶地区公路修筑理论与实践(康厚荣等) .....	68 元
<b>(四)现代桥梁技术丛书</b>	
1. 斜拉桥(第二版)(林元培) .....	38 元
2. 预应力混凝土梁拱组合体系桥梁(金成熹) .....	48 元
3. 桥梁深水基础(刘自明) .....	68 元
<b>(五)同济大学现代桥梁技术丛书</b>	
1. 组合结构桥梁(刘玉攀) .....	39 元
2. 桥梁造型(陈艾荣) .....	120 元
3. 基于给定结构寿命的桥梁设计过程(陈艾荣) .....	40 元
<b>(六)公路桥梁设计丛书</b>	
1. 悬索桥设计(雷俊卿)(第十一届全国优秀科技图书获奖书目) .....	56 元
2. 桥梁通用构造及简支梁桥(胡兆同) .....	25 元
3. 刚架桥(邹晓光) .....	23 元
4. 预应力混凝土连续梁桥设计(徐 岳) .....	55 元
5. 斜拉桥(刘士林) .....	50 元
<b>(七)公安部、建设部实施畅通工程科技丛书</b>	
1. 城市交通管理规划指南 .....	30 元
2. 城市道路交通设计指南 .....	30 元
3. 城市交通管理评价体系 .....	30 元
<b>(八)农村公路建设与管理丛书</b>	
1. 农村公路建设与管理必读(中国公路建设行业协会) .....	43 元
2. 农村公路施工技术(部公路司) .....	32 元
3. 农村公路测设技术通俗读本(孙家驹) .....	40 元
4. 农村公路养护技术手册(部公路司) .....	38 元
5. 西部通县公路建设技术指南(部公路司) .....	50 元
<b>(九)公路建设百问丛书</b>	
1. 隧道设计与施工百问(第二版)(李宁军) .....	42 元
2. 桥梁施工百问(刘吉士) .....	52 元
3. 公路建设管理知识百问(杨 琦) .....	30 元
4. 桥梁检测与维修加固百问(徐 莉) .....	25 元
5. 公路工程概预算百问(邢凤歧) .....	18 元
6. 公路工程质量问题及防治措施百问(第二版)(王国清) .....	55 元
7. 桥梁设计百问(第二版)(郎旭东) .....	44 元
8. 公路设计百问(第二版)(李 嘉) .....	59 元
9. 公路施工项目管理知识百问(廖正环) .....	22 元
10. 路基路面施工百问(第二版)(崔 应) .....	45 元
11. 公路施工测量百问(许姝姝) .....	32 元
12. 公路工程养护管理百问(浙江省公路管理局) .....	30 元
13. 公路工程养护技术百问(浙江省公路管理局) .....	29 元
<b>(十)岩土工程丛书</b>	
1. 工程降水设计施工与基坑渗流理论(吴林高) .....	30 元
2. 深基础工程特殊技术问题(史佩栋) .....	72 元
3. 大型超深基坑工程实践与理论(赵锡宏) .....	35 元
4. 沉井沉箱施工技术(周申一等) .....	38 元
5. 英汉对照图示基础工程学(史佩栋) .....	30 元

6. 人工冻结法的理论与施工技术(马芹永) .....	39 元
7. 计算土力学(张 锋) .....	元
8. 桩基工程手册(桩和桩基础手册)(史佩栋) .....	165 元
9. 土力学与岩土工程师(高大钊) .....	32 元
10. 基坑工程降水案例(吴林高) .....	36 元
<b>(十一)公路旧桥检测评定与加固技术丛书(全套 200 元)</b>	
1. 混凝土旧桥材质状况及耐久性检测评定指南及工程实例(张劲泉) .....	28 元
2. 公路旧桥加固成套技术及工程实例(张劲泉) .....	48 元
3. 公路旧桥承载能力评定方法及工程实例(张劲泉) .....	30 元
4. 公路旧桥检算分析指南及工程实例(张劲泉) .....	54 元
<b>(十二)道路交通安全技术丛书</b>	
1. 中国道路交通安全蓝皮书(2007 年)(交通部公路科学研究院)...	23 元
2. 道路交通安全技术(何 勇) .....	98 元
3. 道路交通安全评价(唐琚琤) .....	62 元
4. 路侧安全设计指南(南海龙) .....	28 元
5. 双车道公路交通安全设施设置技术(唐琚琤) .....	24 元
6. 公路连续长大下坡安全设施设置技术(吴京梅) .....	30 元
7. 道路交通安全设施计量检测技术(苏文英) .....	42 元
8. 公路机电工程检测技术(张智勇) .....	38 元
9. 高速公路机电系统新技术及应用(张智勇) .....	35 元
10. 公路交通安全与气象影响(包左军) .....	32 元
11. 道路交通安全手册(唐琚琤 何 勇) .....	45 元
<b>(十三)公路行业名师文丛</b>	
1. 可与共学(姚祖康) .....	60 元
2. 聚珍求索(张登良) .....	78 元
3. 上善若水(朱照宏) .....	108 元
4. 止于至善(邓学钧) .....	138 元
<b>(十四)润扬长江公路大桥建设丛书</b>	
1. 建设管理 .....	60 元
2. 科研·试验与勘测 .....	98 元
3. 悬索桥 .....	109 元
4. 斜拉桥 .....	62 元
5. 钢桥面铺装 .....	40 元
6. 交通工程估价 .....	35 元
7. 摄影专集 .....	168 元
8. 景观与旅游 .....	98 元
9. 立交·引桥及接线工具 .....	34 元
<b>三、手册、工具书及一般图书</b>	
<b>(一)文件范本系列</b>	
1. 公路工程勘察设计招标文件范本 .....	68 元
2. 公路工程勘察设计招标资格预审文件范本 .....	16 元
3. 公路工程施工监理招标文件范本 .....	45 元
4. 公路工程标准施工招标文件(2009 年版)(上、下册) .....	128 元
5. 公路工程标准施工招标资格预审文件(2009 年版) .....	20 元
<b>(二)公路工程系列</b>	
· 设计类	
1. 公路设计手册 路基(第二版)(中交二院) .....	78 元
2. 公路设计手册 路面(第三版)(姚祖康主编) .....	55 元
3. 公路设计工程师手册(刘伯莹、姚祖康) .....	82 元
4. 降低造价公路设计指南(部公路司) .....	60 元
5. 新理念公路设计指南(部公路司) .....	80 元
6. 公路灵活性设计指南(美国联邦公路管理局著) .....	65 元
7. 山区高速公路勘察设计指南(中交一勘院) .....	48 元

8. 公路排水设计手册(姚祖康) .....	26 元
9. 公路设计交通安全审查手册(冯桂炎) .....	36 元
10. 现代混凝土配合比设计手册(张应立) .....	92 元
11. 公路工程混合料配合比设计与试验技术手册(徐培华) .....	50 元
12. 道路三维智能集成设计技术(郭腾峰) .....	53 元
13. 公路 CAD 技术(许金良) .....	14.6 元
14. 现代公路勘测设计实用技术(第二版)(刘培文) .....	53 元
15. 国外沥青路面设计方法总汇(沈金安) .....	80 元
16. 公路挡土墙设计(陈忠达) .....	19 元
17. 土压力计算原理与网状加筋土挡土墙设计理论(高江平) .....	20 元
18. 路面可靠性(汪福卓译) .....	19 元
<b>· 施工类</b>	
1. 公路施工手册 路基(中交第二公路工程局) .....	138 元
2. 公路施工手册 路面(王秉纲) .....	55 元
3. 公路施工测量手册(第二版)(聂让等) .....	65 元
4. 简明公路施工手册(第三版)(杨文渊 徐 犇) .....	128 元
5. 交通土建软土地基工程手册(河海大学) .....	138 元
6. 公路工程施工质量控制与检查实用手册(王云明等) .....	72 元
7. 公路路基路面环保工程质量检验评定实用手册(熊焕荣) .....	70 元
8. 公路工程施工组织设计编制手册(王洪江) .....	48 元
9. 公路工程施工项目试验员实用手册(万材柏) .....	48 元
10. 路基路面试验检测技术手册(梁新政) .....	55 元
11. 公路基础工程试验检测技术手册(徐 宏) .....	48 元
12. 美国沥青再生指南(美国沥青再生协会编著) .....	70 元
13. 公路工程(竣)交工验收指南(胡保存) .....	54 元
14. 公路水泥混凝土路面施工技术规范实施与应用指南(傅智) .....	44 元
15. 公路工程施工工艺标准(路基 路面 隧道)(中交一局) .....	68 元
16. 公路工程施工工艺标准(桥涵)(中交一局) .....	72 元
17. 多年冻土地地区公路修筑技术(汪双杰) .....	98 元
18. 公路膨胀土工程(郑健龙) .....	48 元
19. 高寒干旱地区高等级公路建设技术指南(内蒙古公路学会) .....	50 元
20. 全站仪与高等级公路测量(聂 让) .....	20 元
21. 公路工程常用仪器使用与检修(张翠玉) .....	25 元
22. 高等级公路控制测量(聂 让) .....	33 元
23. 公路工程测量员必读(李仕东) .....	45 元
24. 现代公路测量实用程序及其应用(王建忠) .....	45 元
25. 道路勘测定线与施工放样技术(刘培文) .....	50 元
26. 复合式路面设计原理与施工技术(胡长顺) .....	23 元
27. 沥青混合料设计及质量控制原理(梁锡三) .....	32 元
28. 高等级公路路基路面施工质量控制技术(徐培华) .....	50 元
29. 公路路基施工要点与质量控制(王书斌) .....	50 元
30. 高速公路通信管道设计与施工一路肩敷设法(冯治安) .....	30 元
31. 高等级公路软土地基路堤设计与施工技术(王晓谋) .....	25 元
32. 日本铺装技术答疑(深圳海川工程科技有限公司译) .....	60 元
33. 压实与摊铺(美卓戴纳派克公司) .....	58 元
34. 路用新材料(B. A 韦连科) .....	28 元
35. 半刚性路面材料结构与性能(沙爱民) .....	13.8 元
36. 公路挡土墙施工(陈忠达) .....	29 元
37. 公路支挡结构(凌天清等) .....	46 元
38. 边坡工程处治技术(赵明阶) .....	38 元
39. 公路挡土墙设计与施工技术细则(中交二勘院) .....	55 元
40. 塑料板排水法加固软基工程实例集 .....	26 元
41. 真空排水预压法加固软土技术(娄炎) .....	20 元

42. 加筋土工程设计与施工(何光春) .....	23 元
43. 沥青混合料粘弹性力学及材料科学原理(刘立新) .....	28 元
44. 现代公路工程爆破(刘运通) .....	52 元
45. 橡胶沥青及混凝土应用成套技术(王旭东等) .....	55 元
46. 产业废弃物在土建工程中的再利用(张凤祥) .....	38 元
47. 膨胀土处治理论与工程建设新技术(杨果林) .....	55 元
48. 公路土石混填路基压实度波动检测技术应用(赵明阶) .....	30 元
<b>· 路域生态与环境保护类</b>	
1. 公路路域生态学(毛文碧 段昌群) .....	36 元
2. 广州绕城高速公路(九江 小塘段)工程环境监理实践 (卢正宇等) .....	34 元
3. 公路边坡防护与治理(杨航宇) .....	26 元
4. 高等级公路边坡冲刷理论与植被防护技术 .....	45 元
5. 公路建设项目环境后评价分析(董小林) .....	26 元
<b>· 监理类</b>	
1. 公路施工质量监督实施细则(熊广忠) .....	98 元
2. 公路工程施工监理质量控制技术手册(文德云) .....	96 元
3. FIDIC 条款与公路工程施工监理(李宇峙) .....	58 元
4. 公路工程施工监理实务资料汇编(蔡克华) .....	78 元
5. 公路工程施工监理 800 问答(文德云) .....	48 元
6. 交通建设法律法规文件汇编(中国交通建设监理协会) .....	38 元
7. 公路工程施工监理(陕西省交通厅) .....	16 元
8. 城市道路工程施工监理要点(杨云芳) .....	21 元
9. 公路施工监理(殷治宁) .....	40 元
<b>· 养护类</b>	
1. 水泥混凝土路面养护维修手册(金志强) .....	32 元
2. 高速公路养护管理手册(手册编委会) .....	98 元
3. 高等级公路路基路面养护技术(徐培华) .....	32 元
4. 水泥混凝土路面改建技术(刘荣等) .....	26 元
5. 高速公路小修保养定额(试行) .....	40 元
6. 高速公路路面养护施工监理实务(陈 鼎) .....	28 元
<b>· 管理类</b>	
1. 路桥工程施工项目管理实用手册(杨思民) .....	42 元
2. 公路工程施工项目经理实用手册(魏建民) .....	85 元
3. 混凝土全过程质量管理手册(张应立) .....	49 元
4. 公路工程施工安全管理手册(沈其明) .....	85 元
5. 公路施工项目成本管理手册(石勇民) .....	65 元
6. 美国高速公路运营管理手册(美联邦公路局) .....	75 元
7. 公路工程施工管理用表(王大庆) .....	68 元
8. 公路工程施工项目管理实务(张之强) .....	68 元
9. 公路建设管理法规文件汇编(交通部公路司) .....	72 元
10. 高等级公路建设与管理(吴海燕) .....	17 元
11. 高速公路路政管理(范 锐) .....	17 元
12. 高速公路交通安全管理实务(段广云) .....	42 元
13. 高速公路运营管理指南(曾江洪) .....	65 元
14. 高速公路综合行政执法实务(本书编委会) .....	45 元
15. 现代道路交通测试技术(孙朝云) .....	23 元
16. 平原区高速公路新技术应用与管理实践(张红春) .....	60 元
17. 高速公路联网收费暂行技术要求(交科院) .....	40 元
18. 高速公路通行车辆计重收费实施指南(孙兴焕) .....	26 元
19. 中国收费公路规划研究(王国锋) .....	39 元
20. 公路安全保障工程实施细则(王松根) .....	30 元
21. 公路建设单位会计实务(段广云) .....	42 元
22. 道路与机场设施管理学(孙立军) .....	85 元

23. 美国道路交通标志与标线(谢来发) ..... 70 元

• 造价、招投标类

1. 公路工程概预算手册(沈其明) ..... 80 元

2. 公路基本建设与交通工程概预算编制办法及各省补充规定汇编 ..... 29 元

3. 新版公路工程定额及编制办法解读与应用案例(张铁成) ... 50 元

4. 公路工程定额应用与概预算编制示例(邢凤歧) ..... 45 元

5. 公路工程工程量清单计量规则 ..... 50 元

6. 公路工程勘察设计招标投标指南(张宝胜) ..... 59 元

7. 公路工程招标与投标指南(王清池等) ..... 45 元

8. 公路建设招标投标法规文件汇编 ..... 24 元

(三)桥涵工程系列

• 设计类

1. 桥梁设计工程师手册(林元培) ..... 180 元

2. 公路桥涵设计手册 预应力技术及材料设备(第二版)(刘效尧 朱新实) ..... 52 元

3. 公路小桥涵手册(河北交规院) ..... 30 元

4. 桥梁审美原理(徐风云) ..... 70 元

5. 斜拉桥设计(刘士林) ..... 95 元

6. 简明公路桥梁设计实用手册(孟广文) ..... 32 元

7. 公路工程实用电算(廖正环) ..... 30 元

8. 现代混凝土结构技术(郑建岚) ..... 20 元

9. 桥梁工程结构中的负剪力滞效应(张士铎) ..... 20 元

10. 桥梁结构空间分析设计方法与应用(戴公连) ..... 25 元

11. 公路桥梁荷载横向分布计算方法(贺拴海) ..... 20 元

12. 公路小桥涵设计示例(刘培文) ..... 44 元

13. 桥梁钢筋混凝土结构设计原理计算示例(黄侨) ..... 40 元

14. 桥梁结构地震响应分析与抗震设计(谢旭) ..... 44 元

15. 混凝土斜梁桥(黄平明) ..... 18 元

• 施工类

1. 桩基施工手册(徐维钧) ..... 185 元

2. 公路施工手册 桥涵(上)新版(公路一局) ..... 132 元

3. 公路施工手册 桥涵(下)新版(公路一局) ..... 143 元

4. 桥梁施工违规纠正手册(苏权科) ..... 45 元

5. 桥梁施工专项技术手册(桂业琨) ..... 85 元

6. 公路桥梁伸缩缝装置实用手册(第二版)(李杨海) ..... 35 元

7. 桥梁悬臂施工与设计(曹俊卿) ..... 34 元

8. 斜拉桥换索工程(第二版)(王文涛) ..... 38 元

9. 超长桥梁建设的序幕(刘建新译) ..... 35 元

10. 悬索桥上部结构施工(周昌栋) ..... 60 元

11. 桥梁施工控制技术(向中富) ..... 39 元

12. 高墩大跨连续刚构桥(马宝林) ..... 25 元

13. 刚构—连续组合梁桥(王文涛) ..... 30 元

14. 桥梁结构高耐久性混凝土设计与施工规程 ..... 6 元

15. 桥梁施工控制——无应力状态法理论与实践(秦顺全) ..... 28 元

16. 灌注桩检测与处理(张 宏) ..... 22 元

17. 中承式钢管混凝土系杆拱桥——京杭运河特大桥设计与施工(倪顺龙) ..... 43 元

18. 公路钢波纹管涵洞设计与施工(李祝龙) ..... 35 元

• 监理类

1. 桥梁监理工程师指南(增订版)(王文涛) ..... 26 元

2. 桥梁与隧道施工监理指南(刘吉士) ..... 33 元

3. 桥梁施工监理方法与要点(苏权科) ..... 75 元

4. 公路跨海大桥工程监理实务(胡昌炳) ..... 40 元

• 养护类

1. 结构损伤的智能检测技术(朱宏平) ..... 25 元

2. 公路与桥梁水毁防治(高冬光) ..... 42 元

3. 公路钢桥腐蚀与防护(任必年) ..... 33 元

4. 桥梁损伤诊断(刘效尧) ..... 30 元

5. 公路桥梁荷载试验(谯润水) ..... 58 元

6. 石拱桥加固改造技术(周建庭) ..... 45 元

7. 双曲拱桥加固改造成套技术(谯润水) ..... 55 元

8. 预应力混凝土连续箱梁桥裂缝分析与防治(朱汉华) ..... 28 元

9. 桥梁工程试验检测技术手册(张宇峰) ..... 58 元

10. 旧桥改建下部结构再利用技术(徐海军) ..... 30 元

• 造价、招投标类

桥梁工程估算与概预算编制实例(袁 方) ..... 28 元

(四)隧道工程系列

1. 盾构隧道(张凤祥) ..... 128 元

2. 顶管施工技术(新版)(余彬泉) ..... 31 元

3. 隧道预支护原理与施工技术(朱汉华) ..... 26 元

4. 隧道施工管理实施指南(湖南省公路协会) ..... 58 元

5. 隧道施工及组织管理指南(吴焕通) ..... 68 元

(五)筑路机械与设备系列

1. 公路机械化施工手册(何挺继) ..... 98 元

2. 公路机务管理手册(中国筑机学会) ..... 50 元

3. 筑路机械手册(何挺继) ..... 175 元

4. 国外公路工程机械技术性能手册 ..... 32 元

5. 简明工程机械施工手册(杨文渊) ..... 68 元

(六)交通工程·城市交通系列

• 交通工程类

1. 道路通行能力手册(任福田译) ..... 280 元

2. 交通工程手册(交通工程学会) ..... 88 元

3. 交通工程施工监理指南(苏权科) ..... 58 元

4. 道路交通安全指南(刘运通) ..... 58 元

5. 公路交通安全设施标准汇编 ..... 92 元

• 城市交通类

1. 北京交通与奥运(左铁镭) ..... 50 元

2. 道路交通管理实战案例(翟忠民) ..... 78 元

3. 可持续发展的交通:发展中城市政策制定者资料手册(GTZ) ... 200 元

4. 中国可持续交通战略与政策研究系丛书(中、英文) ..... 200 元

5. 城市道路交通(郑祖武) ..... 22 元

6. 道路交通事故防治工程(金会庆) ..... 33 元

7. 可靠度在交通系统规划与管理中的应用(陈艳艳) ..... 30 元

8. 道路交通组织优化与仿真评价理论与方法(隋亚刚) ..... 28 元

(七)技术总结及论文集

1. 武汉天兴洲公铁两用长江大桥关键技术研究(秦顺全) ..... 68 元

2. 国际桥梁与结构工程协会 2009 年研讨会论文集  
中国·上海(项海帆) ..... 55 元

3. 岩土锚固技术的新发展与工程实践(闫冀明) ..... 85 元

(八)其他

1. 骋驰浙江(郭学焕) ..... 50 元

2. 跨越——交通建设的探索与思考(凤懋润) ..... 62 元

3. 汶川地震公路震害图集(交通运输部) ..... 180 元