

# 桥梁概念设计

## QiaoLiang GaiNian SheJi

江苏省交通规划设计院有限公司 编



人民交通出版社  
China Communications Press

## 内 容 提 要

本书结合江苏省交通规划设计院的桥梁工程设计实践,对桥梁概念设计进行了全面、系统、实用的介绍,全书共八章,包括绪论,“工程可行性研究”阶段桥梁方案设计,“初步设计”阶段的桥梁设计,“施工图设计”阶段的桥梁设计,桥型概念设计,结构概念设计、结构计算中涉及的概念问题,桥梁病害与设计防治。

本书可供桥梁工程师及相关专业师生参考使用。

### 图书在版编目(CIP)数据

桥梁概念设计 / 江苏省交通规划设计院有限公司编.

—北京:人民交通出版社,2009.4

ISBN 978-7-114-07289-5

I. 桥… II. 江… III. 桥梁工程—设计 IV. U442.5

中国版本图书馆CIP数据核字(2009)第028435号

书 名:桥梁概念设计

著 作 者:江苏省交通规划设计院有限公司

责任编辑:陈志敏 高 培

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:北京中交盛世书刊有限公司

经 销:各地新华书店

印 刷:北京市密东印刷有限公司

开 本:787×960 1/16

印 张:15

字 数:292千

彩 插:1

版 次:2010年1月第1版

印 次:2010年1月第1次印刷

书 号:ISBN 978-7-114-07289-5

定 价:40.00元

(如有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换)

# 《桥梁概念设计》编委会

主任委员:明图章

副主任委员:凌九忠 韩大章 夏永明

主 编:夏永明

副 主 编:王立新 李 正

参编人员:华 新 戴 捷 单宏伟 季 民 张 松

辛丽华 章世祥 肖 全 吴旭强



# 前言

由设计单位编写“桥梁概念设计”可能少有,但让自己说自己的事,也许体会更深刻一些。因此,本书主要根据我院已完成设计或已建成的桥梁,由我们自己编撰完成。

何谓桥梁概念设计?一般地说,先有桥梁的概念设计,后有桥梁的具体结构和细部设计,概念设计是具体设计的先导和构思,不仅是贯穿于设计全过程的主旋律,而且也是正常使用中进行维护、处理病害的指导原则。总之,它贯穿于桥梁的规划、构思、设计、使用的整个过程。概念设计并不是“大概地”设计,而是每阶段设计内容和构思的概念化,是回答怎样设计和为什么这样设计的问题。

追寻桥梁设计的最初目的,是因为河流尽管是美丽的,但它阻断道路,因此人们便有了架桥的想法,接下来便构思是供人行,还是车行?能行多少人、多少车?即考虑其使用功能,须花费多少钱、如何实施?等等,这就进入了概念设计的更深层次。随之继续深入,又想到如何保证结构安全?为了经济、美观,又设计了多种满足使用要求的方案,等等。这样,概念设计便贯穿到今后乃至桥梁设计的全过程,甚至到使用损坏的原因、与当初概念设计的初衷偏离程度、如何防治……

这就是作者针对桥梁概念设计的理解。

当然,“概念”一词本是数学用语,是数学分析中的常用名词。只要有数学解析式,便有“概念”一词,因此桥梁设计、结构计算与分析、损坏的机理分析等,都离不开“概念”一词。

本书没有大量理论公式的推导、描述和计算,而主要着眼于应用,期望为实际生产服务。本书一方面介绍桥梁设计管理的程序和内容,另一方面介绍桥型设计、结构设计的方法,更重要的是为什么这样设计。重点不在于具体的计算过程,而是更高层次的设计思想和设计思路。这是因为由于较常规、较规范的计算已经实现了电算化,故而原“结构设计手册”中大量的理论计算已经“入库”,关键是如何正确地运用这些计算程序?计算结果是否正确?因此本书的重点尽量放在这些方面,并尽量地把问题说清楚。书中提出了连续梁弯矩等值定理,也供大家共同研究和探讨,但宗旨仍是应用。

本书的另一目的是探讨桥梁设计长期以来存在的许多悬而未决的难题,有些甚



至是老大难问题,它们影响了设计质量、施工质量以至桥梁的成品质量和建设项目的经济指标,如桥梁基本建设程序之间的联系与区别就长期含糊不清,以及有关原理的探讨等等。

本书对预应力结构提出了三个概念:(1)预应力结构在锚固后是自平衡体系;(2)结构的极限承载力不是静态的,而是与加载方法、加载时的结构模式有关;(3)预应力结构应注意“危险期”的过程。对预应力混凝土连续梁已有病害的设计原因提出了新的思路。另外建筑艺术需与桥梁结构完美结合,使桥梁不但满足使用功能的需要,而且能上升到美的艺术境界,本书也在这方面做了些有益的探讨。

本书增加了建成后的后服务内容。近年来随着高速公路上大量桥梁在建成以后又出现了或这样或那样的一些病害,究其原因无论是设计、施工的偶然因素,还是设计理论和设计规范的系统“误差”,首当其冲的仍然是“设计”预防。本书重点探讨了预应力混凝土连续梁的病害。

本书第一至第四章,第五章第一节,第六章第二节,第七章的第一、二节以及第八章的第一、三、四、五、六、七节由夏永明编写;第五章第二节由季民编写,第三节由单宏伟、华新编写,第四节由王立新、辛丽华编写,第五节由张松编写;第六章的第一节由夏永明、戴捷编写,第六章的第三、四、五节和第七章的第三节由李正编写;第八章的第二节由章世祥编写,第八节由王立新编写。

本书由杨高中、赖国麟主审。

本书虽然尽量总结桥梁设计的经验,但受水平所限,谬误难免。因此,真切地希望听到读者的批评和补充意见,以便进一步的修改完善。

编者

2009年5月

# 目 录

第一章 绪论.....	1
第一节 桥梁基本建设项目管理程序.....	1
第二节 关于“桥梁设计的三个阶段”.....	2
第二章 “工程可行性研究”阶段桥梁方案设计.....	3
第一节 “工可”阶段桥梁方案的设计特点.....	3
第二节 “工可”阶段桥址方案设计的内容.....	3
第三节 “工可”阶段桥型方案设计的可行性与可比性.....	4
第四节 “工可”阶段桥型方案设计的重点和内容.....	5
第三章 “初步设计”阶段的桥梁设计.....	9
第一节 “初设”阶段桥梁设计的特点.....	9
第二节 “初设”阶段桥梁设计的内容.....	9
第三节 桥梁水文计算 .....	12
第四章 “施工图设计”阶段的桥梁设计 .....	15
第一节 “施工图”阶段桥梁设计的特点 .....	15
第二节 “施工图设计”阶段桥梁设计的内容 .....	15
第三节 关于施工图设计几个应注意的问题 .....	16
第五章 桥型概念设计 .....	20
第一节 桥型概念设计的特点 .....	20
第二节 高速公路桥型设计 .....	23
第三节 大江大河桥型设计 .....	33
第四节 城市桥型设计 .....	69
第五节 干线与一般公路常用桥型设计 .....	89
第六章 结构概念设计 .....	93
第一节 预应力混凝土连续箱梁(连续刚构)的结构概念设计 .....	93
第二节 下承式预应力混凝土系杆拱的结构概念设计.....	108
第三节 斜拉桥的结构概念设计.....	126



第四节 悬索桥的结构概念设计.....	138
第五节 钢混组合梁桥的结构概念设计.....	148
第七章 结构计算中涉及的概念.....	159
第一节 桥梁结构计算的内容.....	159
第二节 桥梁结构计算模型的建立.....	161
第三节 结构计算程序的概念问题.....	166
第八章 桥梁病害与设计防治.....	172
第一节 桥梁上部结构常见病害与防治——以江苏省地区为例.....	172
第二节 简支梁空心板和先简支后连续结构常见病害与防治.....	184
第三节 悬浇预应力混凝土连续箱梁的病害与防治.....	188
第四节 支架现浇预应力混凝土、钢筋混凝土连续箱梁的病害与防治 .....	195
第五节 下承式预应力混凝土系杆拱桥的病害与防治.....	201
第六节 飞鸟型中承式系杆拱的病害与防治.....	208
第七节 预应力混凝土斜拉桥的病害与防治.....	217
第八节 下部结构及基础工程的病害与设计防治.....	223
参考文献.....	230

# 第一章

## 绪论

根据原中华人民共和国交通部交公路发[2007]358号文的通知精神,自2007年10月1日起执行新《公路工程基本建设项目设计文件编制办法》(以后简称“编制办法”)。该编制办法包括了初步设计、技术设计和施工图设计三个阶段,却未包括“工程可行性研究”阶段。

### 第一节 桥梁基本建设项目管理程序

我国对于工程基本建设项目的管理分为前期工作和实施阶段两大步骤,桥梁项目也不例外,其程序树如图1-1所示:

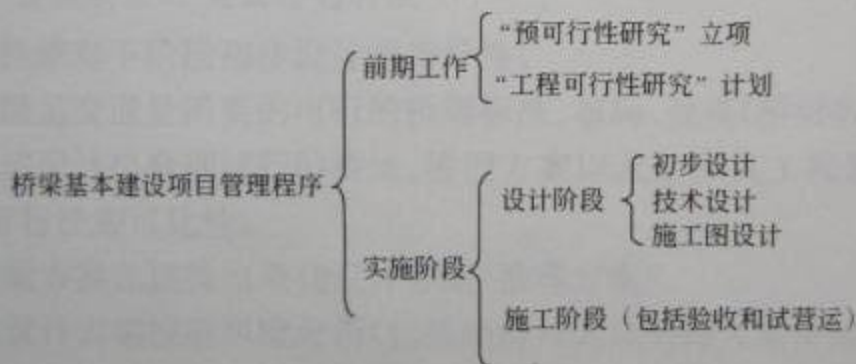


图 1-1

无论是独立的特大型桥梁,还是整条线路中的桥梁,根据项目基建程序规定,前两阶段属研究阶段,后三个阶段是设计阶段。但桥梁需做的设计工作内容主要是三个阶段:一是工程可行性研究阶段;二是初步设计阶段;三是施工图设计阶段。因此,分清这三个阶段的设计特点、关系和区别,对提高设计质量,加快设计进度,缩短工程建设周期都是必要的。

但“编制办法”并未对长大的特大桥、独立的特大桥分开单列,而是笼统地包含在“路线”之中,常使一些设计含混不清。由于桥梁工程的技术难度高、投资大,很多设计文件不够齐全,给实际工作带来一定困难。因此,有必要对桥梁设计的三个阶段进行讨论,特别是应把“工可”也看成“设计阶段”,我们让它从计划性质的前期工作中凸



现出来,仅仅是为了说明通常桥梁项目“工可”、“初设”和“施工图设计”三个阶段的内在联系而已。

## 第二节 关于“桥梁设计的三个阶段”

“桥梁设计的三个阶段”概念的提出,还因为基建项目的前期工作往往不做“预可”只做“工可”,而设计阶段并非技术难度大的特大型项目,也仅做“初设”和“施工图设计”,而省去了其中的“技术设计”,也就是说这“三个阶段”往往是大部分桥梁项目必做的工作,是普遍性的,因而是设计过程的核心阶段。

同时,这三个阶段的内在联系比较强,一环扣一环,前一个阶段是半计划性的,但也指导影响着后两个阶段的设计,特别是“初设阶段”呈上启下,又是“施工图设计”的纲要,是三个阶段中的关键。

另外,为了防止“后阶段推翻前阶段”问题的出现,强调这三个阶段的目的就是为了减少重复劳动,实现三阶段“流水作业”,加快基建工程的进度,提高设计质量,最终保证工程质量。

## 第二章

# “工程可行性研究”阶段桥梁方案设计

### 第一节 “工可”阶段桥梁方案的设计特点

#### 1. “工可”阶段桥梁方案的重点

由于“工程预可行性研究”的研究重点在于“立项建设的理由、必要性和可能性”；而桥梁“工程可行性研究”（以下简称“工可”）的重点则是交通量的预测和工程建设方案的规模、标准及工程方案的可行性研究。因此桥梁工程的设计重点基本上是后者，即桥梁的规模、标准和可行的桥梁设计方案。当仅做“工可”时，才包括“两可”的全部内容，但仍侧重于后者。

#### 2. “工可”阶段桥梁方案设计的特点

- (1) 计划性兼对下阶段初步设计的指导性。
- (2) 明确满足交通量需要的可行的桥梁标准、布局、规模（桥梁数量等）。
- (3) 选择或设计出合理可行的桥址、桥型方案以及估算其工程量与投资，应特别重视方案的可行性和可比性。
- (4) 经桥梁方案比选提出最佳设计方案（推荐方案）。
- (5) 桥梁设计方案应有风险分析（包括经济），尤其是特大型桥梁。

### 第二节 “工可”阶段桥址方案设计的内容

#### 1. 特大型桥梁桥址和整条线路走向的关系

(1) 特大型桥梁桥址的选择遵循有关桥位勘测设计规范的规定，具体有如下几点：

① 应服从国家、省级的总体规划和战略要求，符合国道主干线公路的总体走向，优先考虑在交通量集散的咽喉地带。

② 特大型桥梁桥址的选取，应遵循局部线路服从桥梁的原则，且接线标准、技术指标应与特大型桥梁相一致。



③尽可能位于顺直的河段、稳定的河床和较好的水文条件处。

④有较好的工程地质和构造条件,避免断裂带等特殊地质病害区。

⑤不破坏、不影响风景区等自然环境的生态平衡,尽可能美化环境。

⑥少占地,少拆迁,少占资源;投资最低、造价合理、风险最小。

⑦兼顾地方规划和地方利益,方便群众。

(2)特大型桥梁具有高风险、高难度、高投资的特点,故应充分考虑特大型桥梁设计、施工的难度。

## 2. 整条线路中桥址方案的选择

(1)总体上应遵循桥梁服从路线的方针,因为“工可”中路线的走向是划定走廊带,因此桥址的选择不允许超出这一走廊带。

(2)具体操作勘测时则应有先后之分,也就是大型、特大型桥梁桥址优先作为线路中主控制点选定,避免随后桥梁设计、施工中,出现方案与结构难以克服的困难。例如出现超出规范允许范围的情况。这种先后关系,可以较好地解决路与桥的矛盾。

(3)具体确定桥位时,在符合特大型桥梁桥址的条件下,应以缩短桥长、减小设计与施工难度、降低投资、减小造价为重点。

(4)中小桥址的选择主要是符合总体布局,合理地规划布设。

## 第三节 “工可”阶段桥型方案设计的可行性与可比性

### 1. “工可”阶段桥型方案设计要求

“工可”阶段桥型方案的比选:大桥、特大桥的上下部结构应有两个以上的同等深度的方案(包括特殊复杂的中桥),不仅是主桥,也应包括引桥,后者可以适当简化。每个桥型方案都应是可行的,且有可比性。

### 2. 方案的“可行性”

无论是推荐方案,还是比较方案都应当是可行的,“可行性”的具体内容如下:

(1)方案结构安全、受力明确,设计是可以实现的。

(2)方案是可以施工的,即对应的施工方案是可实现的。

(3)投资和经济指标是合理的,符合业主要求。

(4)方案的工期能满足业主要求。

(5)无较大风险,有较好的经济和社会效益。

(6)经国防、水利、环保、地震等单位认可的方案。

### 3. 方案的“可比性”

同样,无论是推荐方案还是比较方案,必须有可比性,“可比性”的具体内容如下:

(1) 每个方案总体设计正确, 布局合理, 都能满足安全和使用功能的要求。比较方案能弥补推荐方案的不足, 或者后一方案能弥补前一方案的不足。

(2) 每个方案主桥和引桥的桥型设计、结构设计合理, 工程数量准确, 都有合理的经济指标。不为比较而比较。

(3) 每个方案都有各自的特点, 不是相近或雷同的结构。

(4) 每个方案主桥的主跨径应相近, 有可比性。大江大河上的特大型桥梁, 也应考虑特殊性。

(5) 每个桥型方案的施工方案合理, 有可选用性。

## 第四节 “工可”阶段桥型方案设计的重点和内容

“工可”阶段桥型方案设计重点和内容是桥梁建设的规模、建设标准和可行的桥型方案(包括实施方案), 下面分别加以介绍。

### 1. 桥梁的建设规模

桥梁的建设规模包括:

- 全线桥梁的布局; 桥型结构; 特大桥、大桥、中小桥的数量。
- 每座大桥或特大桥的桥梁长度、跨径以及结构形式, 估算的工程数量。
- 独立特大型桥梁的桥型及桥跨、结构方案、施工方案及估算的工程量。
- 投资估算以及造价分析。

### 2. 桥梁的建设标准

桥梁的建设标准包括:

- 使用年限和设计洪水频率。
- 设计荷载。
- 设计速度。
- 桥梁宽度及横断面布置。
- 道路等级及平、纵线型技术标准等要求。

### 3. “工可”阶段桥型设计可选用的桥型(目前常用桥型)

(1) 引桥或支线上跨桥上部结构目前可供选用的桥型与跨径包括:

- 预应力混凝土 空心板梁桥, 跨径范围 13~20m。
- 预应力混凝土 先简支后连续的组合箱梁桥, 跨径为 25~40m。
- 预应力混凝土 现浇连续箱梁(包括逐孔连续现浇)桥, 跨径为 25~50m。
- 钢筋混凝土 连续箱梁(跨径 22m 以下)。
- 预应力混凝土 I 字型组合梁(干线公路)桥, 跨径为 25~40m。
- 预应力混凝土 T 型梁 25~40m。



(2)主桥上部结构目前可供选用的桥型与主跨跨度,如图 2-1 所示。

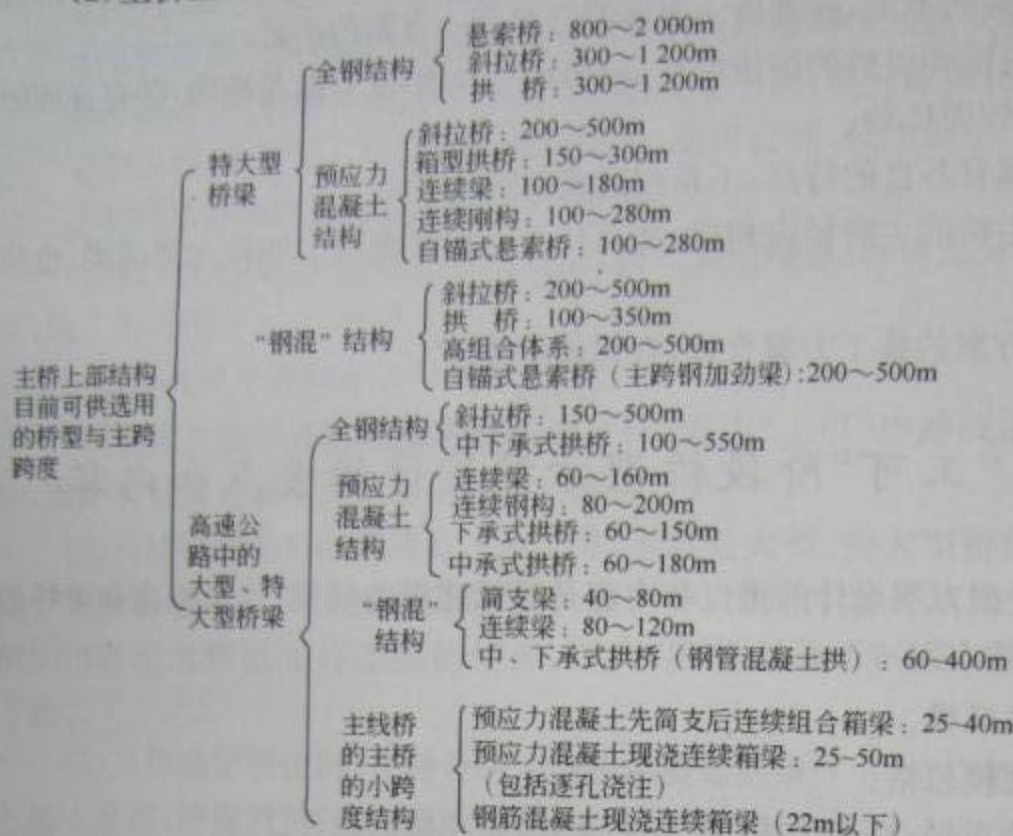


图 2-1

①大跨度悬索桥示例,如图 2-2。

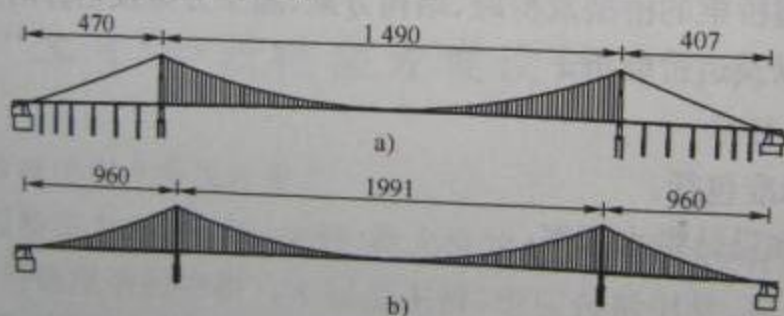


图 2-2 大跨度悬索桥 (尺寸单位: m)

a) 润扬长江大桥; b) 明石海峡大桥

②大跨度斜拉桥示例,如图 2-3。

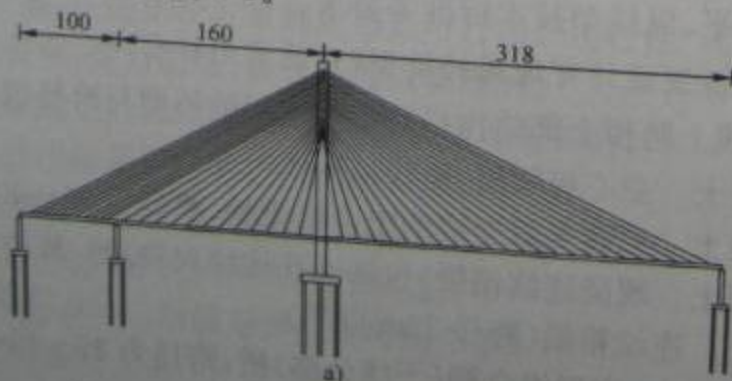


图 2-3

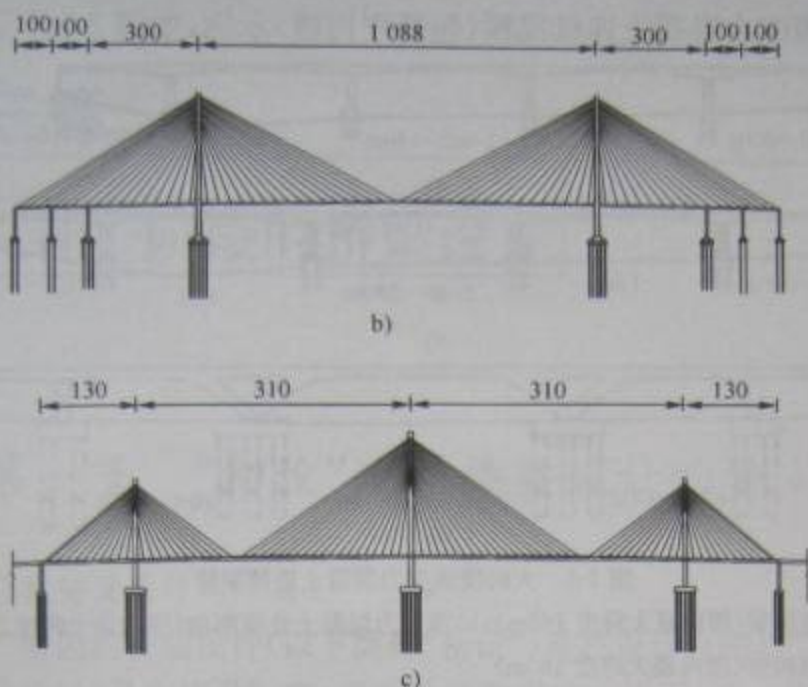


图 2-3 大跨度斜拉桥(尺寸单位:m)

a)独塔:杭州湾大桥(黄河三桥主跨 386m);b)双塔:苏通大桥;c)多塔:岳阳洞庭湖大桥桥型布置图

③大跨度拱桥示例,如图 2-4。

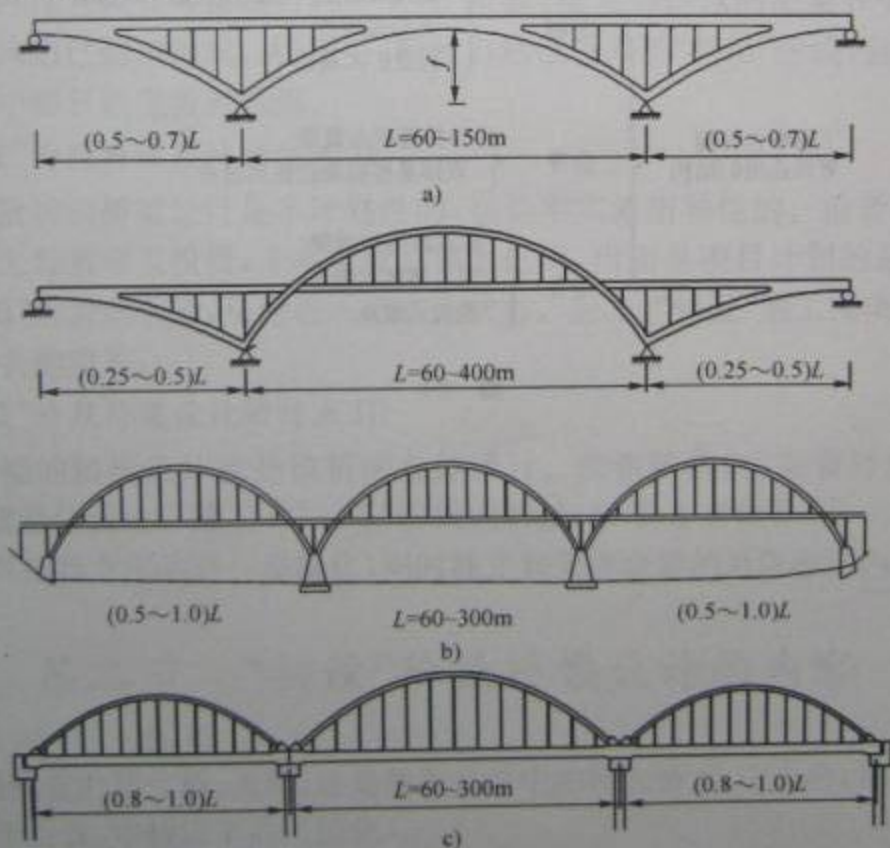


图 2-4 大跨度拱桥结构

a)上承式;b)中承式(上中承式);c)下承式



④大跨度预应力混凝土连续梁桥(包括刚构桥)示例,如图 2-5。

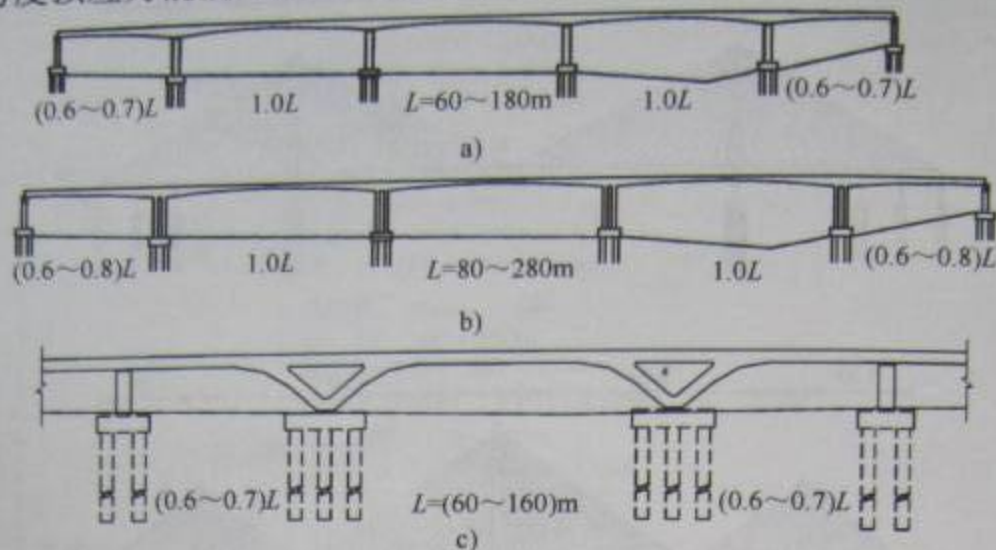


图 2-5 大跨度预应力混凝土连续梁桥

a)预应力混凝土连续梁(国内最大跨度 165m);b)预应力混凝土连续刚构(国内最大跨度 270m);c)V 型预应力混凝土连续结构桥(国内最大跨度 160m)

(3)下部墩台目前可供选用的结构(如图 2-6)

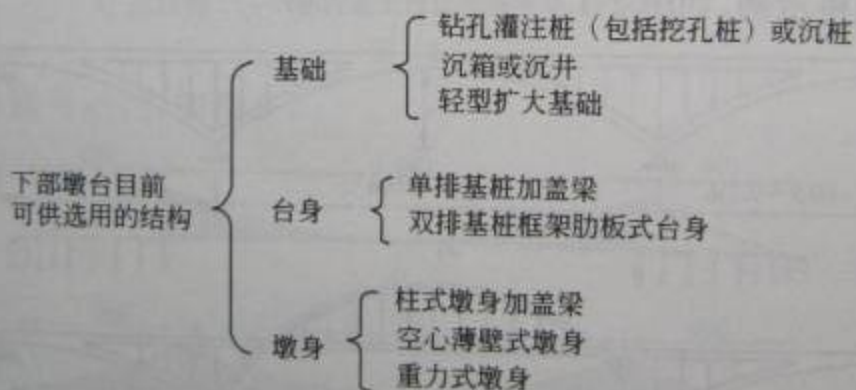


图 2-6

## 第三章

# “初步设计”阶段的桥梁设计

### 第一节 “初设”阶段桥梁设计的特点

#### 1. “初设”阶段桥梁设计的特点 I

“初步设计”阶段的桥梁设计(以下简称“初设”)是在设计合同与“工可”阶段的基础上进一步深化设计,是在建设标准、规模已经确定的前提下,进一步完成该项目的总体设计,简称“初设”。

由于设计者和业主等对所设计项目的目的、意义等逐步加深了研究和理解,也随着测量、勘察(探)、调查等基础资料、“工可”审查、批复等信息的汇集齐全,设计者对桥梁的总体构想已初步形成,从“工可”阶段自然地进入了“初设”阶段,且在这个阶段的设计过程中将日趋完善和成熟。

#### 2. “初设”阶段桥梁设计的特点 II

“初设”阶段的桥梁设计是半计划性的,也是半实施指导性的。前者是由于工程规模、标准、工程数量及投资,于本阶段总体上已定,因而是项目计划的最后阶段;后者是“施工图”阶段的起步,从此进入半实施状态。总之,“初设”是工程项目从计划向实施过渡的关键阶段。

#### 3. “初设”阶段桥梁设计的特点 III

一座桥梁的初步设计就是该桥的总体设计。在该阶段,桥梁设计将“定型、定量”——完成总体设计。除了对“工可”阶段的桥址、桥型方案设计,进一步比选细化外,主要是对推荐方案的进一步确认,同时补充和完善全部的总体设计内容。

### 第二节 “初设”阶段桥梁设计的内容

无论是独立的特大桥、大桥,还是整条线路中的特大桥、大中小桥,都必须包括以下内容(对于后者,中桥以下的可简化)。

#### 1. “初设”阶段的设计内容

(1) 制订项目的设计原则和设计大纲(后者不编入设计文件)。



- (2)进一步比选和确认桥址方案。
- (3)进一步比选和确认桥型方案。
- (4)完善、完成每一比选方案的总体设计(两个以上方案),提出推荐意见。
- (5)完成每个方案的设计概算,且进行比选。

## 2. 总体设计的内容

### (1)总说明

#### ①桥址地理位置图。

#### ②说明书(文字说明与图示)。

(2)桥位平面设计:地形地物与平曲线要素,符合平面设计标准。

(3)桥型布置图:总体设计中最主要、最关键的设计部分。

(4)结构与结构计算:没有结构计算就无法确定准确的结构尺寸,结构计算是“初设”阶段的重要内容。

(5)桥梁施工方案设计:什么样的施工方案就有什么样的结构计算模型,两者是对应关系。

### 3. 总说明书

(1)桥址地理位置图:标示出在交通网络中的位置和地位,同公路工程项目设计文件编制办法(以下简称“编制办法”)。

#### (2)说明书

##### ①概述:

a. 任务依据,特别是设计合同。

b. 设计标准。

c. 对“工可”批复意见的执行情况(同“编制办法”)。

d. 测设简介。

e. 新技术的采用。

f. 需说明的其他事项。

②桥址自然地理概况(同“编制办法”)。

③总体设计介绍:见本节第2部分。

④引道工程设计概况(同“编制办法”)。

⑤平纵面缩图(可以根据具体情况进行省略)。

⑥主要技术经济指标(列表)。

⑦各桥型方案的比较表(可列表)。

⑧附件(同“编制办法”)。

#### 4. 桥位平面设计

(1)在地形地物平面图上展示推荐方案的桥位中心线和桥宽边界线,注明线路和

桥梁起讫点、桥中心桩号、各墩台桩号以及坐标系中的坐标,必要时说明导线点位的坐标、平面图方向标、桥梁中心线的平曲线要素。

(2)注明高程系、坐标系及相关说明。

(3)桥名、桥型、孔径组合数值示意。

(4)与路线或河流中心线的交角、方向、被交者的名称、等级等。

(5)钻孔位置或桩号或坐标。

(6)比较方案的桥位以及上述内容。

## 5. 桥型布置图

(1)本图的内容

①主桥:上部结构的主跨、副跨的跨径、跨数与布置,下部结构布置(包括水文计算)。

②引桥:上部结构的跨径、跨数及布置,下部结构的布置(包括水文计算)。

③平面与立面的曲线要素设计、高程设计。

④地质、水文、交叉工程布置设计(特大型桥梁地质、水文应单独绘制剖面图)。

(2)说明的内容

①单位。

②设计荷载及设计速度。

③设计洪水频率。

④桥下被交河流或道路的等级和净空标准。

⑤桥孔布置的组合数介绍。

⑥高程系统、坐标系介绍。

⑦其他介绍。

(3)桥梁立面设计三要素——桥高、桥长和基础入土深度

①桥高(指行车道梁底高程):通常作以下两项对比后确定。

a. 设计洪水频率内的历史最高洪水位,且考虑潮汛、江汛和浪高、雍水高、安全高度的影响。

b. 与航道等级相对应的最高通航水位加净空高度后的高程。

②桥长:梁底高程确定后,再选取主桥或主跨的行车道系的建筑高度,此后的桥长设计,为缩短桥长,减少投资,可按以下原则控制。

a. 对于高速公路,全主线上的总桥长宜占行车道路线总长的15%以下(桥长不包括支线上跨桥和匝道桥)。

b. 长江、淮河河道的特大型桥梁纵坡建议不大于3.0%,高速公路主线桥纵坡建议不宜大于3.0%,高速公路的支线上跨桥(包括匝道桥)纵坡建议不大于3.2%,不宜小于2.0%。

c. 对于平原软土地基台后填土高度不宜大于4.0m;一般地基台后填土高度不宜



大于 6.0 m;山区或丘陵区因环境要求,台后填土高度也不宜大于 6.0 m;城镇人口稠密区,台后填土高度不宜大于 3.0 m。

### ③基础入土深度

a. 对于长江、淮河河道桥梁的有效桩长(或基础埋置深度),应扣除一般冲刷深度和局部冲刷深度,可不考虑冻土深度影响。

b. 对于内河水系的河流(包括京杭大运河)受船闸的控制和调节,水流速度大部分小于 1.0 m/s,故可以不考虑冲刷影响,但如果桩基础宜增加 1.0 m 的桩长,京杭大运河可增加 2.0 m 桩长。

## 6. 结构与计算

结构设计内容主要包括:

- 主桥、引桥的主体结构尺寸的设计(包括上、下部)。
- 关键部位和一般结构的设计。

结构计算内容主要包括:

- 主桥、引桥下部承载能力计算,以确定下部及基础尺寸。
- 主结构的结构计算,准确确定结构尺寸。

更详细的介绍请见本书第六章。

## 7. 预应力设计

当结构需要设置预应力时,应进行预应力设计,即预应力筋束的数量、布置形式等设计。采用锚具连结器的预应力筋束布置应与施工程序示意图配合设计。

施工方案应与结构计算的力学模型相一致,并按“工况”的步骤进行“三种状态”的计算和设计(“三种状态”详见本书第五章内容)。

## 8. 其他关键问题的设计

如抗风、抗震、稳定等特殊设计及分析。

# 第三节 桥梁水文计算

## 1. 桥梁水文计算的目的

桥梁水文计算的目的按照设计洪水频率计算流量、流速、洪水位和冲刷等,从而确定和保证足够的洪水过水断面,并拟定出桥长、桥高、基桩入土深度,以及主桥和主跨径的大小,满足排洪与通航的要求。

## 2. 江苏省桥梁水文计算的水系划分

江苏省桥梁水文计算分为太湖、长江、淮河三大流域的水文计算和内河水系的各河流(包括京杭运河等)的水文设计,另外,正在探讨近海和长江口的海洋水文设计计算技术(本书未涉及)。

长江、淮河两大河流除必须按大江大河的特点进行水文评估和相关计算外,关于冲刷计算尚须增加对河岸摆动性的冲刷计算;内河水系(包括京杭大运河)的各河流由于受船闸等调节和控制,水流缓慢,水位比较稳定,可按江苏省航道部门的规定进行设计。

### 3. 水文计算的内容(按桥位勘测设计规范计算)

- (1)设计流速、流量、水位
- 设计洪水频率下的历史最高水位时的流速、流量
  - 按航道等级划分的最高通航水位
    - 20年重现期(航道等级 I~III)
    - 10年重现期(航道等级 IV~V)
    - 5年重现期(航道等级 VI~VII)

- (2)冲刷计算
- 一般冲刷
  - 局部冲刷
  - 总冲刷=一般冲刷+局部冲刷+自然演变冲刷

(3)其他计算:如雍水高、长、浪高、潮汛水位等(包括水库、船闸的调节高度、分汉河流的影响)。

### 4. 江苏省规定的 II~IV 级航道通航水位与洪水重现期

运河及河网航道水位可按表 3-1,表 3-2 规定执行,特别繁忙的航道可适当相应提高。

天然河流设计最高通航水位的洪水重现期

表 3-1

航道等级	洪水重现期(年)
I~III	20
IV、V	10
VI、VII	5

苏交航(1994)7号文附件 3(1)江苏省 2 至 4 级航道通航水位表

表 3-2

序号	航道名称	起讫地点	航道等级	最高通航水位(m)	最低通航水位(m)
1	京杭运河 (1)(苏北段)	蔺家坝~解台闸	2	32.50	31.00
		解台闸~刘山闸	2	27.55	26.00
		刘山闸~皂河闸	2	24.00	20.50
		皂河闸~宿迁闸	2	24.00	18.50
		宿迁闸~刘老涧闸	2	19.50	18.00
		刘老涧闸~泗阳闸	2	18.60	16.00
		泗阳闸~淮阴闸	2	15.40	10.50
		淮阴闸~淮安闸	2	10.80	8.5
		淮安闸~邵伯闸	2	8.50	6.00
		邵伯闸~施桥闸	2	7.30	3.50
		施桥闸~六圩	2	7.00	0.40



线上表

序号	航道名称	起讫地点	航道等级	最高通航水位 (m)	最低通航水位 (m)
1	京杭运河西航线 (中运河)	二级坝~蔺家坝	2	34.0	31.00
		黄道桥~大王庙	2	27.33	20.50
	(2)(苏南段)	谏壁江口~谏壁船闸	4	7.60	1.83
		谏壁船~城河口	4	7.10	2.50
		城河口~丹金溧河口	4	7.00	2.50
		丹金溧河口~上栅口	4	6.80	2.50
		上栅口~何园里	4	6.40	2.50
		何园里~直湖港	4	6.4~5.0	2.50
		直湖港~石塘湾煤栈	4	5.00	2.50
		石塘湾煤栈~双河尖	4	4.83	2.50
		双河尖~新安镇	4	4.64	2.50
		新安镇~北望亭桥	4	4.64	2.41
		北望亭桥~蚕种场	4	4.55	2.35
		蚕种场~浒墅关	4	4.55	2.35
		浒墅关~横塘	4	4.29	2.43
		横塘~新郭里	4	4.29	2.43
		新郭里~尹山桥	4	4.09	2.31
		尹山桥~八坼	4	4.11	2.31
		八坼~坍溪桥	4	4.12	2.27
		坍溪桥~鸭子坝	4	4.58	2.32
2	淮河航线				
	(1)洪泽湖南线	红山头~老子山	3	15.50	11.50
		老子山~高良涧	3	15.00	11.50
	(2)(苏北灌溉总渠)	高良涧~运东船闸	3	11.60	8.50
3	灌 河	盐河口~武障河闸	3	4.12	1.70
		武障河闸~一帆河口	3	4.26 潮位	-1.2(潮位)
		一帆河口~燕尾港(灌河口)	3	3.8 潮位	-1.5(潮位)
4	通榆运河中段	海安~北六塘河船闸	3		
5	泰州引江河	泰州~口岸(高港)	3		
6	泰东线	泰州闸下~青浦	3	3.00	0.70
		青浦~东台	3	3.00	0.80
7	苏申外港线	宝带桥~高埭村	4	4.09	2.31
		高埭村~白蚬湖	4	4.11	2.31
		白蚬湖~周庄	4	3.76	2.34
8	申湖线	南埭~震泽	4	4.39	2.36
		震泽~汾湖西	4	4.12	2.27
		汾湖西~芦墟	4	3.93	2.25
9	太浦河	太湖~节制闸	4	4.74	2.40
		节制闸~横扇大桥	4	4.08	2.36
		横扇大桥~汾湖西口	4	4.12	2.27
		汾湖西口~省市交界	4	3.93	2.25
10	盐 河	杨庄运河口~杨庄船闸	4	15.40	10.50
		杨庄船闸~朱码船闸	4	10.50	7.50
		朱码船闸~平安河	4	7.40	1.70
		平安河~武障河	4	4.12	1.70

注:长江以南航道为吴淞高程系,长江以北航道为废黄河高程系。

## 第四章

# “施工图设计”阶段的桥梁设计

### 第一节 “施工图”阶段桥梁设计的特点

(1)“施工图设计”阶段一般不允许推翻经过审查批准的“初步设计”(如有变更,需充分说明理由),也不是重复前阶段的工作,而是继续完成下一步桥梁设计内容,它是“三阶段”流水作业的最后设计阶段。上一章已说明,一座桥的初步设计就是它的总体设计,是树干,是“纲”,“施工图”则是树枝,树叶,是“目”,是要完成该项目的全部细部设计工作。

(2)“施工图设计”是实施性的,承担指导施工的责任。一方面本阶段要进行全部的细部结构设计与计算,还须完善相关的施工程序和工艺设计。因而要求设计人员有一定的实践经验和素养,须多深入生产实际,调查研究,避免谬误。

另一方面施工图设计是按规范要求依照一般规律进行设计的,对特殊情况须变更时,必须重新计算。施工图设计必须与桥涵施工技术规范紧密结合。

(3)“施工图设计”中有“一细、二杂”的特点。

①“一细”:指细部构造、构件的设计与计算,特别是从主体到细部的设计和计算,还要仔细复核、审查各部分结构构造之间的相关关系,以免冲突、矛盾和谬误。

②“二杂”:是指除主体结构以外,根据桥梁的功能需要还有多项附属设施设计,而这些都十分重要。

### 第二节 “施工图设计”阶段桥梁设计的内容

#### 1. 深化和具体化经批准的初步设计推荐方案

深化和具体化经批准的初步设计推荐方案,最终确认各项工程数量。独立特大桥还包括引道工程数量,整条线路包括全部的桥梁数量、位置、孔径、布置和桥型等等,还包括附属工程、“七大系统”和占地、拆迁等工程数量。

#### 2. 计算确定每座桥的结构尺寸

计算确定桥梁各部分的结构尺寸,绘制结构设计图,统计各部分工程数量。



3. 深化和具体化施工方案和施工工艺,完成施工组织设计和组织计划等。

4. 编制施工预算,最终确定造价与总投资

5. 具体的设计文件的组成

(1)说明(文字):初步设计批复意见执行情况,包括本阶段局部变更、调整的理由。

①多种桥梁的结构设计说明,特别是技术复杂和关键结构的重点说明。

②采用新技术、新工艺、新材料的说明。

③施工方案、方法、工艺的说明以及重要的注意事项。

(2)工程数量表。

①独立特大桥工程数量表(包括引道等工程)。

②整条线路的桥梁工程数量表:包括桥位桩号、河名、桥名、交角、跨径、孔数与布置、桥长、结构类型,采用标准设计或公用设计的图纸编号,上下部构造工程数量及材料数量(包括其他全部的工程子项目)。

(3)独立特大桥、大桥和整条线路中的特大桥、大中桥的结构图纸如下(独立特大桥还包括引道工程):

①桥位平面图(同初步设计)。

②地质剖面图。

③桥型布置图(同“编制办法”)。

④结构构造设计图(同“编制办法”)。

⑤预应力筋和普通钢筋设计构造图(全部构件)。

⑥特殊结构设计图与配筋图。

⑦施工方案、流程、工艺图。

⑧其他结构图(包括调治工程、附属工程等)。

(4)施工图预算。

分甲、乙两组文件,甲组文件包括除 08 表以外的预算文件及内容,乙组文件由 08 表组成。

(5)其他附件。

### 第三节 关于施工图设计几个应注意的问题

#### 1. “施工图设计”的结构计算模式与施工方案须相匹配

施工方案与方法——施工工序(工况)——施工工艺是一步一步地实施设计者的设计思想,落实施工图的构思,从“纸上谈兵”到实战的过程,一旦按图实施成桥,就成为永久性的桥梁结构。那么能否保证在施工过程中,各步施工工况不偏离设计者的

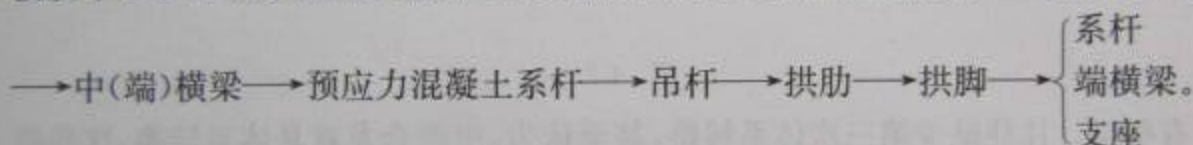
思路,就必须在施工图设计中尽心领会和构思施工方案。施工方案每一工序的完成,都意味着逐步向最初设计理论计算模式要求的靠拢,并且同时也是逼近最终的结构模式。

但是,采用不同的施工方案、方法所最后建成的桥梁结构,其极限承载力将不同,正常使用极限状态也不相同。这是因为不同方法形成的结构的计算模式会不一样,内力反应也不一样。如预制和现浇结构,其混凝土收缩与徐变就不一样;预应力混凝土连续梁中跨合龙后,进行体系转换与不进行体系转换也不一样。

## 2. 施工图应设计好力的传递路线和体系转换过程

力(荷载)的传递路线问题似乎很陌生,但是客观存在的。也许还有人认为对于整体结构其整体受力不会有什么传递路线的问题,故在这里作简单介绍。

大家知道力是有传递速度和传递方向的,钢筋混凝土仅是传递的媒介,外力(荷载)加载后通过内力向多方向传递以至最后到达边界(有先有后),因此就有了力的传递路线问题,而且这一传递路线还应该合理、清晰,这样,就不仅要作为整体受力,各构件也应分步一一计算或验算。例如预应力混凝土连续梁的箱梁的顶板,首当其冲的是活载的直接作用点,腹板和底板因惯性的关系,还未“反应过来”时,顶板已可能被破坏;又如下承式系杆拱有如下传力路线(梁格型桥面系):活载→桥面行车道板



又如漂浮体系斜拉桥的传力路线(荷载作用于边跨时):活载→边跨行车道板→边跨横梁(整体箱)→边跨纵梁→锚箱→边跨斜拉索→塔锚箱→塔(整体)→对应的中跨斜拉索→中跨纵梁的锚箱→中跨纵梁→附近的斜拉索→另一个塔的锚箱→另一个塔→另一边跨的斜拉索→另一边跨纵梁的锚箱→另一边跨纵梁,……。

只有清楚了传力路线,各构件的受力特点也就清楚了,哪些构件是关键,也就一目了然了。例如:下承式系杆拱,系杆的力一般是从中横梁向系杆一侧传递过来的,因此系杆就产生扭转(端横梁扭转和侧倾),故应设计成箱梁,而拱肋则是吊杆由下而上传递的,所以拱肋扭转很小,主要为受压及弯曲,这样拱肋就可设计成I型截面。

由于结构是空间的,传力路线就可能是多向的,但总有一条是最近、最主要的传递路线。如斜实体板的桥面中心有一作用力,离支座路线最近的是钝角方向,最远的是锐角方向,因此钝角支座受力大、易下沉,锐角支座受力小、易上翘,且最大正弯矩向钝角方向偏移,而不在跨中部位。

体系转换既是保证每一个施工阶段的受力模式能正确地实现,也是向成桥状态最终的受力分布的实现,更是以一种受力模式转变为另一种受力模式的重要步骤。因此,设计者一般都十分重视,要精心地设计。



以三跨连续梁的体系转换为例(如图 4-1):

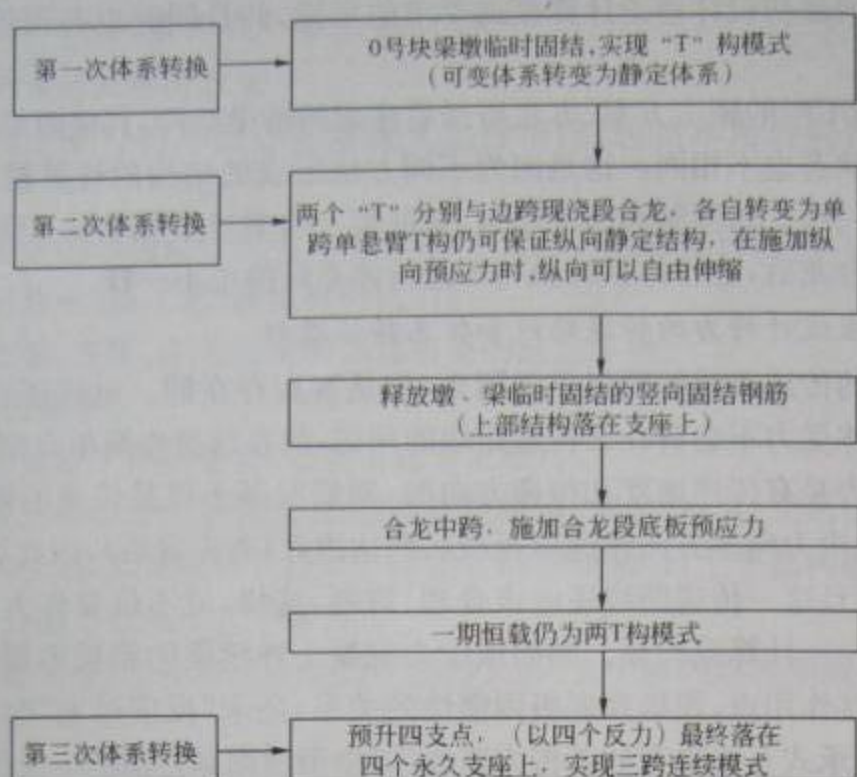


图 4-1

有些设计往往缺少第三次体系转换,甚至认为,中跨合龙就是体系转换,这些错误设计应予纠正,如不进行第三次体系转换,则应调整正负弯矩的预应力束。

### 3. 施工图设计的另一个问题——加强关键构件的构造设计

如前所述,施工图设计中各构件之间的构造关系是内力互相传递的关键所在,其能否保证正确地相互传递,特别是当多根构件交汇于一个节点时,其应力状态极其复杂,构造关系易于凌乱、错误,因此,设计好这些节点尤为重要。如固结体系斜拉桥的塔、梁、墩固结的节点;下承式系杆拱的拱脚节点,这里有拱肋、系杆、端横梁交汇于一点;有些节点看似简单,实际上相当复杂而难于设计,如钢结构与混凝土结构的交接点、交接面;斜拉桥锚箱的设计,……。

还有些构件上有几个复杂节点,如下承式提篮系杆拱桥的端横梁有四个拱脚相交于同一根端横梁钢—混凝土叠合梁的结合面的设计等等。

还有些节点内力交替变化,对于这样的节点宁可安全系数取得高一点,以保证安全。

### 4. “施工图设计”应加强施工工艺的设计

目前,桥梁施工图设计的薄弱环节是施工工艺的设计,因为工艺所涉及的专业面较宽,往往涉及两种或多种不同专业,而桥梁专业与其他交叉的不同专业又有较大的

差别,为此,应当努力学习,不断拓宽自己的知识面,这也是设计人员不容忽视的问题。

另一方面是土木专业历来以“宏观”著称,对“工艺”微观往往不够注意。但是质量要求越来越高,尤其是复杂工程,要求更是日益提高,新桥型、新材料、新工艺层出不穷,钢结构也越来越多。因此桥梁结构的工艺要求与过去相比更为严格,标准也更高了。这些都是新要求。例如钢结构的焊接工艺、防锈工艺,桥梁维修与加固中的碳纤维粘贴工艺、植筋工艺,预应力构件的预应力工艺,等等。

#### 5. “施工图设计”应提出研究课题

在施工图设计中,对前几个阶段悬而未决的重大技术难题,或者在施工图设计中,当采用一些复杂新技术、新材料、新工艺时,除注意认真配合施工、进一步进行分析计算以外,还应提出相关的科研课题,以便进一步提醒在施工实践中有的放矢地组织研究解决,或集中各方面的力量科研攻关进行解决。



### 第一节 桥型概念设计的特点

每当说到桥梁设计,工程师们总是以“结构”的概念去选择桥型,较少地从使用功能去决策,因此大家对桥型概念设计较为陌生。

何为桥型概念设计?这里主要指围绕桥型的功能、安全与结构、经济指标、艺术和环境等概念去进行设计,重在构思,而不在于计算。

#### 一、桥梁的使用功能

建国初期,新中国刚刚建立,百废待兴,那时的桥梁仅仅限于修建木桥、保证贯通而已;20世纪70年代钢材严重缺乏,也只能要求修建节省钢材的双曲拱桥。试想,在那样的年代,如果有工程师提出修建斜拉桥,恐怕会闹笑话。同样二十一世纪的今天,如果在高速公路上修建永久性木桥,又将会闹笑话。因此,不同的历史时期桥梁的使用功能要求是不一样的,往往随着社会经济条件的变化而变化,不宜单一地从结构的角度去选择永久性桥型,这是桥型概念设计的社会基础和设计原则。即使是同一时期,桥型设计也须按功能要求分别考虑,如高速公路的主线桥、匝道桥、大江大河上的桥梁、城市桥梁和干线公路的桥梁功能,各有不同,都各具特点。

在《公路工程技术标准》(JTG B01—2003)中,对桥梁工程有明确规定:“桥梁应根据公路功能、等级、通行能力及抗洪防灾的要求,结合水文、地质、航道、环境等条件进行综合设计”。这就是桥型功能设计的主要内容,就是说一条线路上的桥梁,从总体上应与所处的公路功能、等级、通行能力相一致,是一条线路的一部分,甚至是至关重要的一部分。那么桥梁的建设标准(如车道布置、荷载标准、技术指标等)、建设规模(如桥长、高、基础深度、桥梁总宽以及投资额等)、建设方案和周期也都必须与公路相一致,这些都是桥型设计必不可少的内容,也是桥梁总体设计的主要内容。

#### 二、桥梁的安全与结构

桥型概念设计的另一项重要内容是满足安全与结构的要求,这不仅仅是结构尺



寸、各构件之间的结构关系,更重要的是结构安全的概念,它应贯穿于结构设计的全过程,是结构功能的核心和基础。《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)规定桥梁应该“技术先进、安全可靠、适用耐久、经济合理”也正源于此。安全不是空话,更不是口号,它应是结构的力学计算结果都必须限定于各项“极限标准”值以内,不可逾越。在各种状态的“极限值”以内就可能安全,否则会不安全。因此,对各种状态的“极限值”应十分清楚。桥梁理论是按极限状态法进行设计的——承载能力极限状态、正常使用极限状态和施工阶段。也就是说设计者对这三种状态的“极限值”应该倒背如流、铭刻于心。当然,不同的材质结构是有其不同的“极限值”的,目前最常用的主要有预应力混凝土结构和钢结构。这是安全的概念。

结构安全概念的另一个重点是安全系数的取用,这在规范中也是强制性的。安全系数分两种,一种是由统计规律的取用系数,另一种是结构性的工作系数,这些系数都是安全和可靠度的研究成果。这也是结构设计安全的概念。

具体地说,按持久状况承载极限状态设计时,桥梁的设计安全等级分为三级,每一级的 $\gamma_0$ 都相差10%,以及与之相应的工作系数。

结构概念是指结构受力必须符合力学规律,做到受力明确合理,符合结构力学和结构设计原理,这是力学概念在桥梁结构上的应用。同时各种不同的桥型又有其不同的受力特点、构造特点,必须满足相关规定,这一点也是设计者所要掌握的。因此,桥型概念设计中的结构概念主要指桥梁的主体结构关系和受力特点。前者是指如下部结构的基桩布置形式(桩径)入土深度,与上部结构的关系;上部结构如斜拉桥的塔、索、梁的布置形式、结构尺寸、结构关系、结构体系等,以及这些主体结构的施工方案和结构中的疑难问题。

### 三、桥梁的经济性

经济概念主要是经济指标和投资规模,选择业主可以承受的合理的投资数量及投资模式,以及可能的投资风险和经济社会效益等等。经济概念常采用比较方法进行比选,但对每一种桥型的经济指标应该掌握,做到心中有数。

经济概念对于不同功能的桥型是相差较大的,这必须与业主的财务能力密切结合。不能只要“形象工程”,不要“纳税人”,不顾国情,而贪大求阔。

### 四、桥梁的建筑艺术

桥型建筑概念设计是建筑技术与艺术的结合,是与音乐、美术、舞蹈的融合,是用建筑结构表达设计者的某种思想、追求和感情的手段,它是语言、旋律及形象,甚至是抽象的艺术,应为周围的环境锦上添花。如南京长江二桥以绝美的姿态立于长江之上,那种反弹琵琶飘飘的舞姿,半透明效果的密索体系给人以神秘欲醉的感觉,她又象“千手观音”中合掌的女菩萨,美不胜收,如图5-1所示。世界桥梁的艺术典范——



悉尼大桥,她与蓝色的海湾,白色如帆的歌剧院,有声有色地组成了一幅美丽的人间仙境,真可谓世界桥梁的最高境界;润杨大桥则展现了悬索桥的美姿和雄伟,谱写了我国桥梁建筑史上的新篇章,如图 5-2。



图 5-1 南京长江二桥

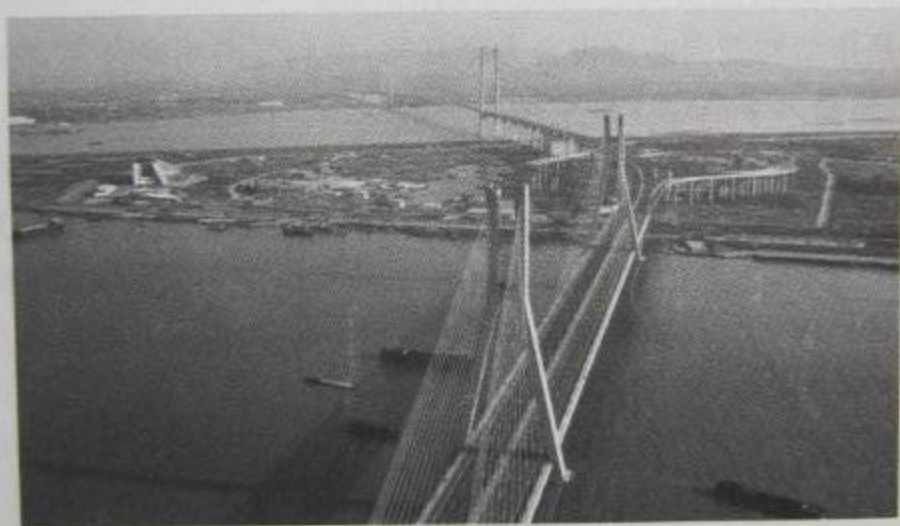


图 5-2 润杨大桥

## 五、技术先进的概念

桥梁设计规范为了保证其先进性,每隔数年就必须修订一次,因此一般的桥梁设计只要符合“桥规”的要求,就可以达到设计技术先进性的要求。但是设计者们并不满足于此,而是在设计理论、设计手段、设计内容,包括施工工艺、方法、科研、管理等 方面力图有所进步和突破,特别是特大型结构、特种结构的桥梁等更向国内领先,甚至世界领先水平冲击,这就是桥梁的技术先进性概念。

同时由于社会生产力不断地发展,新理论、新材料、新桥型结构、新工艺方法、新管理模式或经验的不断出现,桥梁工程师也有责任吸收这些最新成果,并将其应用于桥梁,以推动桥梁事业的不断发展。

## 第二节 高速公路桥型设计

### 一、高速公路主线桥梁

#### 1. 主线桥梁桥型设计特点

高速公路主线桥梁是为跨越江河湖泊、山谷深沟以及其他构造物(如公路、铁路、管线)等障碍,保证高速公路的连续性,充分发挥其高速运输、快速行驶功能而修建的人工构造物。正如《公路工程技术标准》(JTG B01—2003)中所述“公路桥梁应根据所在公路的使用任务、功能和未来发展的需要,按照安全、适用、经济和美观的原则进行设计”,安全——设计每座桥梁所必须的首要要求,高速公路上大桥、特大桥设计安全等级均为一级;适用——高速公路桥梁要适应高速行车的要求,就必须适应高速公路线形要求和变宽的要求;经济——桥梁造价在高速公路中占有很大比重,桥梁全长甚至高达路线总长的40%,降低桥梁造价有利于提高高速公路的经济性,美观——桥梁是高速公路的重要组成部分,也是高速公路的标志性建筑,在设计中应使桥梁的功能、形式和周围的地形、地貌、地质条件等有机地结合,选择相宜的桥型,共同构成一个新的景观,而不致因为修建桥梁而破坏区域原有自然地理环境的和谐统一。

主线桥是高速公路主线上的桥梁,其重要性不言而喻,它具有五大特点:

(1)设计速度与主线一致,因此桥梁线形平、纵、横指标须服从主线,故几乎都是弯、坡、斜桥如图5-3;



图5-3 宁杭高速公路起点高桥门立交



(2) 枢纽、互通式立交等主线桥变宽、分叉, 结构复杂, 设计难度大;

(3) 高速公路主线纵坡小, 全线超长特大桥、大桥多, 主线桥建设规模大, 总桥长占路线总长比例大;

(4) 为了高速行驶的舒适性, 须克服跳车、振动等不利现象, 故预应力连续梁桥成为高速公路的主要桥型;

(5) 高速公路一般里程较长, 所经区域地形复杂、多变, 桥型须与周围环境一致协调, 因此桥型景观设计要求高。

## 2. 主线桥桥型概念设计

### (1) 桥梁线形与路线的协调性

桥梁作为空间构造物, 又是高速公路线形的一部分, 不能因为它的修建而影响道路线形的整体协调美和顺适性, 相反它应成为延续道路, 与公路组成一个有机的整体。更主要的是, 平面、纵断面、横截面等桥梁线形指标须与主线指标一致。随着现代科学技术的不断发展, 特别是计算机技术的普及和开发利用, 加之桥梁设计理论和施工技术水平有了很大提高, 设计和修建公路所需要的弯、坡、斜等各种形式的桥梁已非常普及。在高速公路的修建中, 桥梁多数是曲线桥, 这些桥虽然给设计增加了难度, 但却与整个路线的布设相适应, 增加了路线的顺适、和谐。

近年来, 桥梁顶部轮廓面一般都设计成凸形竖曲线或有平缓纵坡, 这样既有利于桥面排水, 又避免了纵断面线形的不顺畅, 同时缓解了驾驶员的紧张情绪, 还能提高桥下净空高度, 使桥梁呈现出曲线美和连续柔顺美。如果再采取主梁底面线与桥面轮廓线相平行的设计, 并让边孔跨径呈现逐渐减小的韵律, 就更能增加桥梁顺畅的视觉效果, 给人以美的享受。

### (2) 桥型结构与环境的协调

#### a. 平坦地形

在平坦地形上采用梁式桥, 可充分利用梁体所具有的水平心理诱导力, 使横跨河流、不断伸展的桥梁动势与水平舒展的风景相协调, 增强平稳性及安全舒适感。

对平原地区通视性较好的平坦地形, 适宜这种自然环境的为连续感强的桥型, 如连续梁桥、连续刚构桥或以行车道为连续梁的组合体系桥梁。但是, 平原地区视野开阔, 通常自然景物层次单调, 宜用桥梁调节环境, 应用强调法, 以突出桥梁重组环境的功效。对于桥下净空要求高的主桥可采用建筑高度低的中、下承式拱桥、大跨度连续梁、斜拉桥及悬索桥等(如图 5-4 和图 5-5)。特别当水面宽阔, 桥面较高, 主桥又要求采用大跨径时, 选用后三种桥型较为合适, 这样也会更加突出桥的景观作用。



图 5-4 日本斜拉桥

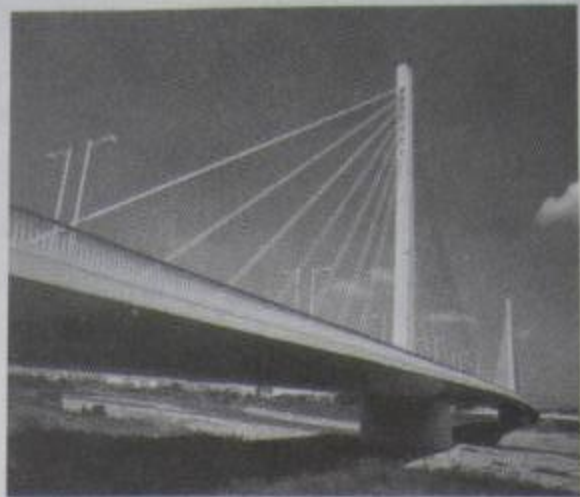


图 5-5 跨河斜拉桥

### b. 山区地形

在层次清晰的山林环境中,连绵不断的山脉形成桥梁的绿色背景,山体的尺度和规模都比主桥大得多,同时山体在天际线向上形成自然的不规则形态,其向上的视觉诱导力和动态感很强。但如果选择诱导力向上的斜拉桥和悬索桥,由于其诱导力方向与山体相同,则在与山体对比的环境中,恐难以发挥斜拉桥和悬索桥等主桥造型上的优势。

特别是群山环抱、山脉起伏变化大,在跨越不大、但切割很深的 V 形山谷建桥,若采用斜腿刚构桥或上承式拱桥,则会产生“一桥飞架”的豪迈气势。因为这两种主桥桥型的视觉诱导力线是沿桥梁轴向两侧下方传递,与山体诱导力的方向相反,则易取得视觉空间的均衡,再加上曲线轮廓,更容易与地理环境达到自然和谐效果。瑞士苏黎世萨尔吉纳峡谷桥(图 5-6),就是一座造型优美的三铰拱桥,外观似斜腿刚构桥。该桥跨越险峻的峡谷,与地理环境十分协调,白色的桥体飞架于翠绿的山谷之中,更显俏丽。在这种环境中,如果采用高桥墩的梁式桥,则会有可能产生视觉上的不安,同时因高墩而采用粗大的柱体,更会产生笨重的效果。

在世纪之交的 1999 年,最后一期英国《桥梁设计与工程》杂志向世界 30 位著名桥梁工程师、建筑师和学者征询,评选“20 世纪最美丽的桥梁”时,有 16 座桥被提名,其中 R. Maillart 设计的 Salginatobel 桥名列第一。Ruck-A-Chucky 桥(图 5-7)通过沿山坡散开斜拉索,使得可以引导轴力沿着曲线的桥面板传递,不管是在上下方向,还是左右方向都不产生弯矩和剪力,且巨大的扇形曲率接近双曲抛物面形式,非常美观,但可惜的是该桥至今尚未建成;该桥设计因地制宜,匠心独具,虽然此桥尚未实施,但它提供了功能、力学与景观结合的典范。此外,瑞士 Sunniberg 桥是曲线、多跨矮塔布置。



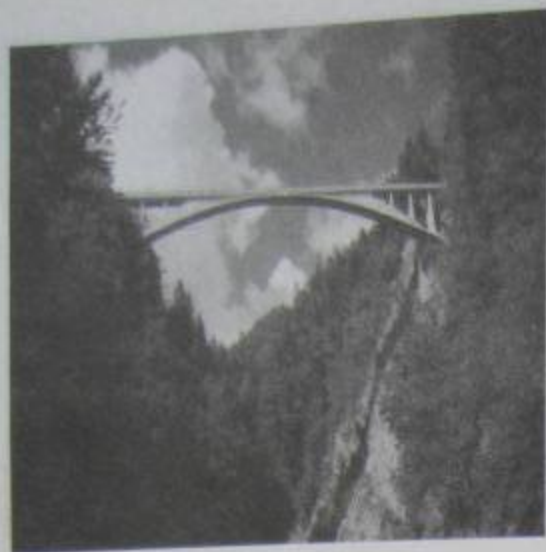


图 5-6 萨尔吉纳峡谷桥

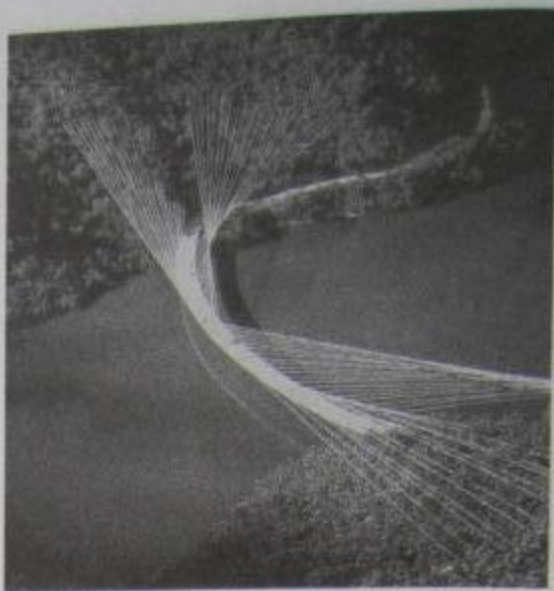


图 5-7 Ruck-A-Chucky 桥

建桥处如果位于山区中的小川，山形平缓、溪水绕流，远山构成水面背景。这时如设计成长大的桥型、梁高较低的梁桥或多孔拱桥，这在山谷中就不醒目，不容易与周围环境协调和谐共处。

山区河道平时水流量不大，水位随季节暴涨暴落，在季节性宽浅河床上建桥，应十分注重桥下空间的形态，以及桥上、下部结构的比例。如建造多孔连续拱桥，若拱脚埋得很低，几乎接近河底，远远望去将得不到拱圈的完整形象，就会给人以一种压抑感。如果在这种地形上修建悬索桥或斜拉桥，虽然索塔本身宏伟壮观，但桥下墩台却很矮，总体感觉上，其长短、高低比例失调。因此，在这类地形上建桥，应特别注意因地制宜、合理取舍，不要片面追求新桥型或大跨径。

#### c. 港湾地区

港湾环境视野开阔，背景轮廓线低矮、简单，所以，视觉诱导力较弱。若在此环境，建造较大、较高的桥梁就会在景观上容易取得远眺大海的效果，给人赏心悦目、心旷神怡的享受，这是因为桥梁的规模，宜与景观环境取得一致。

#### d. 城镇地区

城镇中因为拥有大量的房屋建筑及公共设施，其背景轮廓线疏密不一、参差不齐，环境较为繁杂，所以一般应以中、小跨径桥为主。

#### (3) 舒适性要求的桥型

主线桥梁的桥型为了适应高速行驶的功能要求，仍需以行车舒适的多孔连续结构的桥型为主，因此超长的装配式部分预应力混凝土连续箱梁——先简支后结构连续桥，就应运而生。

一般来说，装配式部分预应力混凝土连续箱梁，在中等跨径的桥梁中具有造价省、施工方便的特点，其造价低于整体式箱梁，是中等跨径桥梁常用的桥型。该桥型美观，结构受力性能好，行车平顺性能良好，无需支架，造价较低，后期养护工作量较



小。可在桥头路基上预制组合箱梁,采用架桥机安装,将主要施工工作面转移至桥上,可大大减小对沿线环境的影响。当弯桥曲率大,半径小时,采取弯桥直做;多跨弯桥,各墩台可呈放射状,向心布置,调整每片梁长,或者调整现浇段长度,但应注意在调整现浇段长度时须核对盖梁的宽度,以保证满足支座的安放。对于特别是超高缓和段内的桥梁,据以往项目经常出现支座有脱空的情况,这严重影响桥梁的营运寿命,但可采取调整下部横向高差或某侧箱梁腹板高度的办法,使其严格满足横坡的要求,这样简化设计;还可以通过翼缘板宽度调整平面线形,减少曲梁的弯扭作用,在一定程度上弥补弯梁桥在受力和施工上的不足;对自然环境的适应性较强,施工周期短,造价低,在长桥及高架桥中得到广泛采用。

#### (4) 弯坡斜要求的桥型

如前所述,由于高速公路桥梁弯、坡、斜桥梁多,特别是大型枢纽与交叉工程的桥梁很多,加之安全等级要求又很高,故往往设计为现浇的预应力连续结构。对于预应力结构,在承受竖向弯曲时,由于曲率的影响,必然产生扭转,而这种扭转作用又将导致挠曲变形,这种弯扭互相耦合的作用,导致变形值要比一般直线桥大。同时由于扭矩作用,弯桥的外梁荷载加重,内梁减载,内外梁应力产生差别。因此,抗扭能力强的整体式闭合箱梁成为弯桥设计的首选形式。

另外,对于跨越沟谷、河流的高架桥,尤其是与沟谷、河流斜交或交错并行的高架桥,为减小桥墩对水流的影响,往往设置为独柱墩的形式。而这种独柱墩的形式,对跨线高架桥来说,可减少横向墩的数量,保证下部空间的透视度,增加墩的纤细感,加上梁高一致,整个桥梁外形简洁优美,线条流畅,这对整个跨线高架桥的美观起着很重要的作用。而就这一点来说,只有采用整体式连续箱梁的方案才能做到。为提高箱梁的横向稳定性,可采取将墩顶加宽,以利设置双支座的方案,这将大大提高箱梁的整体强度和抗扭能力,增强箱梁的横向稳定性。同时,采用现浇连续箱梁,布孔方便、合理;对小半径、大超高平纵横复杂线形的要求适应性强,外观平顺,行车舒适,桥型美观。

但对现浇预应力连续箱梁来说,采用满堂支架施工,对山体植被破坏严重,支架工程量大,对于跨河桥会影响通航与排洪,支架安全性较难保证。另外,施工周期长,施工费用高,且需要有较大的施工场地,施工管理复杂。因而采用满堂支架现浇的施工方法,一般用于地形平坦、中等跨径且墩高不大、桥孔不多;或弯曲程度较大的弯桥、变宽桥以及预制场地选择困难的桥梁。

对于墩台高、桥下净空要求高的中等跨径的多孔长桥,可采用上述后者的滑模逐孔浇筑箱梁的施工方法或移动式支架悬浇;对于较大跨径的预应力连续梁桥,首选悬臂现场浇筑的施工方法,它可以不需在河中搭设支架,施工不影响通航或桥下交通,在跨越深水、山谷、湖泊等处时更能显示其优势。



## 二、高速公路跨线桥梁

### 1. 跨线桥设计特点

跨线桥是分离式立交的一种主要形式。它是一种上下层道路之间互不连通的简单立交,可使主线不受横向交通的干扰而间断。在与相交道路的交叉处,引导直行方向的车流或其他管线及设施通行而跨越,其主要功能是满足被交叉道路及构造物的连续畅通。

根据高速公路的线位布设情况,分离式立交通常采用的形式为上跨或下穿。所谓上跨,即当主线线位较低或处于挖方路段时,被交叉道路可从高速公路上方跨越,通常称之为跨线桥。下穿则是指当主线的线位较高,往往处于填方地段时,让被交叉道路在满足其净空要求条件下,从高速公路的下方穿过。根据我国高速公路建设的实际情况,跨线桥采用较多。

跨线桥在整条高等级公路建设中的投资比例虽然不算高,但对整条公路的景观却起着画龙点睛的作用。因此,跨线桥设计不但要满足使用功能上的要求,而且也要力求造型美观、结构新颖、与周围环境协调,达到结构与美的和谐统一。同样,跨线桥有其结构自身的特点。

#### (1) 保证视觉上的安全感和舒适感

所谓安全感是指主线驾驶员在行驶中,发现前方的跨线桥,不致因从桥下穿过而在视觉上有道路突然变窄的心理反应;所谓舒适感是指乘客把展现眼前的跨线桥视为赏心悦目的景观,无不快的感觉。因此在选择桥位和桥型时,应特别注意为高速公路留有足够的自然空间,设计适宜的桥型。

#### (2) 注重桥梁自身美学设计

桥梁结构之美在于其独特的造型、合理的尺度、生动的韵律、刚与柔和谐的统一,而且这其中应把桥梁结构的造型、刚柔结合放在首位,使之具有秩序感和韵律感。跨线桥本身的线条宜简洁明快、轻巧纤细、连续流畅,使处在高速中的人们在瞬间的一瞥中得到美的享受。跨线桥各构件之间应做到充分协调,此时作为桥梁整体就会有如音乐旋律,给人以美感,这种协调可借助于比例、匀称、平衡、韵律、重复、交替、层次等手法来完成。有时也可以突破几何对称的传统格局,因地制宜地采用非对称结构,以使桥型构思新奇、妙趣横生。此外,桥孔的合理布置、上部结构和下部墩台的和谐统一及桥面合理设置竖曲线等,也是创造跨线桥整体美的重要手段。

#### (3) 设计好跨线桥与周围环境的协调

高速公路跨线桥不但要有足够高的桥下空间,防止压抑感,而且要注意穿梭的车流的动态效果,应注意与周围环境静态景观的相互配合、协调一致,做到动与静的有机结合。以“艺术品”的要求进行设计。具体实施时应根据桥址地形、地物,采用“融合于环境之中”或“突出于环境之上”的处理手法,实现浑然一体或众星拱月(绿叶衬



红花)的协调效果。此外,还应充分考虑到周围地区的人文、历史等因素的影响。

#### (4) 兼顾地方和当地群众利益

高速公路如同一道人工屏障,把主线两侧隔为两个空间,造成当地群众的生产、生活有诸多不便,因此在设计时,应尽可能地创造条件顾及地方和群众的切身利益与方便。跨线桥不仅有车行,还应考虑人行并易行;也应考虑高速公路高速行车时的安全,防止桥上落物;当然,必须考虑保证桥上行人的安全。

### 2. 跨线桥型概念设计

高速公路上的跨线桥是高速公路主要的景观标志之一,也是高速公路景观中不可缺少的元素。一座技术先进、功能齐全、造价合理、形体优美又能和环境协调的跨线桥在高速公路景观中往往起着画龙点睛的作用。

#### (1) 跨线桥的视觉、心理与桥型的关系

##### ① 动态视觉效果

跨线桥的审美主体一般是在运动中感受它的美,驾驶员在高速行驶的汽车里看到扑面而来的跨线桥,其视觉效果直接影响到驾驶员的心理感觉,所以要求桥型简洁明了,不宜有过多的装饰。桥梁本身各部分构造轻巧明快,以使高速运动的人们在瞬间的一瞥中得到明确的印象。如果构造形式过于复杂繁琐,眼花缭乱,难以分辨,会分散驾驶员的注意力,不利于安全。

桥梁相互之间的距离对视觉有明显的影响。据资料统计以  $110\text{km/h}$  速度行驶的车辆,移动距离大概是  $30\text{m/s}$ ,通常视觉的最佳赏景距离为景高的  $2.5\sim 3$  倍,加上视觉停留和恢复所需要的时间,因此要产生良好的视觉效果,跨线桥的间距应该在  $350\text{m}$  以上。当 3 座以上连续设置跨线桥的间距在  $350\text{m}$  时,能产生较好的节奏感。相邻的跨线桥在色彩和桥型上宜统一或类似,且可采用同型渐变的形式,如改变跨度或型式时,以  $3\sim 5$  座为一组的桥型会给予驾驶员以韵律感觉,同样可给乘客有如亲身经历一组凝固的乐章。

##### ② 视觉心理效果

跨线桥要达到比例协调、虚实相宜、线条简洁流畅的效果,重点在于尽可能地选用行车道建筑高度小的桥型。具体设计时应尽量减薄主梁的高度,减少笨重感。此外,在视觉上还可从三方面采取措施:一是增加翼板悬臂部分的长度,采用倒梯形横截面箱梁,二是安全带或人行道尽量外挑,三是栏杆要避免采用实体式栏板,栏杆柱和纵向构件要布置得稀疏一些。通过这些措施使桥下通行者从心理上消除那种由于桥身厚实而引起的沉重负荷的压抑感。同时上部结构与下部墩台必须和谐统一、浑然一体方面,选简洁的墩台,轻巧、透空,保证有较好的通视条件。

##### ③ 装饰和色彩效果

合理的桥型是跨线桥美观的基础,对桥身和构件添加适当的装饰和色彩也是必不可少的。栏杆、照明和桥头附属建筑的造型,除应满足功能需要外,还应考虑地域



文化特色要求。表面装饰处理是工程与美学的结合,目前多用浮雕、阴线图案、水刷和打磨表面或利用模板形成有规则的纹理,以产生丰富的立体感。跨线桥景观以远视距为主,所以图案要简洁明了。协调的色彩还能减轻驾驶员的疲劳,愉悦乘客的身心。

## (2) 桥梁与地形的协调关系

大多数跨线桥选址的地形也可以分为峡谷区、丘陵区和平原区三种,这与主线桥型设计近似(如图 5-8、图 5-9、图 5-10)。

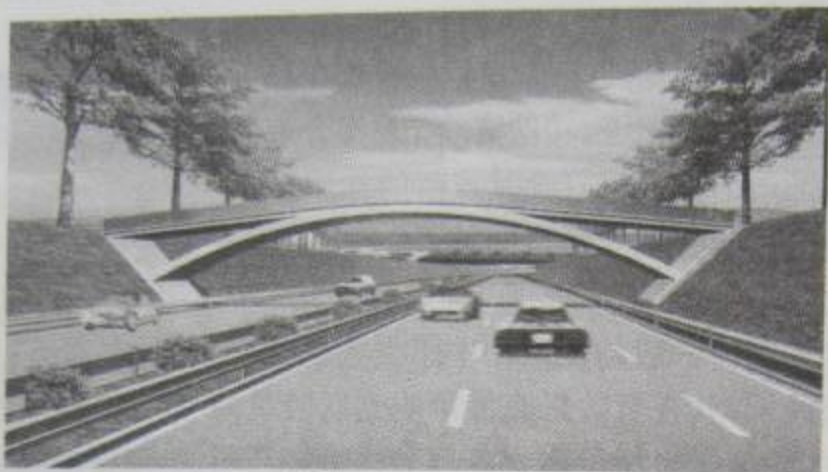


图 5-8 板拱桥

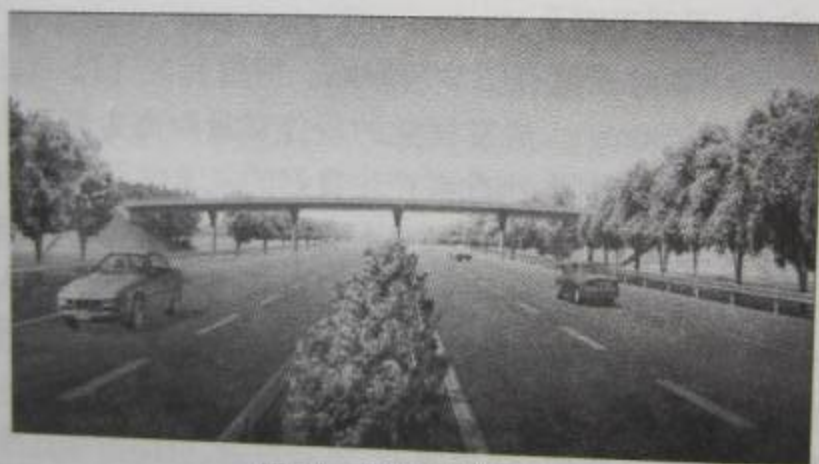


图 5-9 等高度连续梁桥



a)



b)

图 5-10 吊桥

a) 双塔自锚式吊桥; b) 独塔自锚式吊桥

### 三、高速公路匝道桥梁

#### 1. 匝道桥梁桥型设计特点

匝道桥是两条高速公路过渡段或高速公路与较低级公路变速车道上的桥梁,由于受地形、地物和占地面积的制约,互通式立交的匝道桥设计,往往受到多种因素的限制,这就决定了匝道桥设计具有以下特点:

(1)匝道桥往往设置较大纵坡,具有斜、弯、坡、异形等特点,这给桥梁的线形设计和构造处理带来很大的困难。

(2)匝道桥的桥面宽度比较窄,一般在6~11m之间,因而有单向单车道、单向双车道或双向双车道。

(3)由于匝道是用来实现高速公路转向变速功能的,在互通式立交中,往往受到占地面积的限制,所以匝道桥多为小半径的曲线梁桥,而且须设置较大超高值。

随着高速公路在路线线形方面的要求越来越高,要求桥梁设计完全符合路线线形,所以桥梁的平纵面布置,基本上应服从整体线形布设的要求,为抵抗梁体承受的弯矩和扭矩,在弯梁桥设计中多采用现浇预应力混凝土整体箱形截面。由于桥面超高及梁体受扭时外边梁受力较大的需要,故可在桥梁横向将各主梁设计成不同的梁高。为了简化构造,方便施工,也可将主梁做成等高度的,其超高横坡由墩台顶面形成。

#### 2. 匝道桥梁桥型概念设计

匝道桥与支线上跨桥的共同点是都用于立交桥,但前者用于互通式立交上下高速公路的桥梁,几乎全部是弯、坡、斜桥梁,而后者用于分离式立交,且不能由上跨桥直接进、出高速公路主线,以直线桥、斜桥为多,因此二者线形有较大的区别,只有当匝道桥上跨主线时,才有共同点。

根据匝道桥需要跨越的高速公路或其他被交道路时,按与被交道的夹角,确定其跨径和桥墩的位置。在高速公路的中央分隔带处,设立中墩,以减小跨径,降低建筑高度,也比较经济。但由于在高速公路的路中心设置桥墩,会影响行车视线。中央分隔带两侧的防撞护栏对桥墩可起到一定的保护作用,但也会压缩行车道宽度,甚至造成交通瓶颈,影响行车的流畅性和舒适性,对驾驶员也产生心理压力。

匝道桥应同样注重桥梁美学,力求桥梁与桥址周边自然环境的协调、统一。为增加透视力、舒适性,常采用中等跨度变截面曲线梁,结构显得轻巧、流畅、美观、大方。在交通枢纽或人群比较集中的地方,该桥型是比较好的。

在大部分互通式立交桥中,匝道一般采用等跨的桥梁布置形式。外观整齐、大方,并且有利于施工。对于地质条件比较好,在墩柱高度不大的情况下,可采用比较小的跨径,一般在20~30m,其技术成熟、结构合理、经济美观,特别适用于小半径匝道上的桥梁。



匝道桥以上部现浇预应力混凝土连续箱梁(包括弯梁和直线梁)桥型为最多。优点是:建筑高度小,结构刚度大(特别是抗扭),变形小,动力性能好,主梁曲线平缓,有利于高速行驶。同时不需要设墩帽,外形轮廓清晰、流畅,结构轻巧、美观。

其次,钢—混组合梁的桥型,由钢箱梁和钢筋混凝土桥面板形成组合截面共同受力,充分发挥钢梁抗弯和混凝土抗压的特点,由这两种结构材料组合后的整体工作性能,明显优于二者性能的简单叠加。具有承载能力高、刚度大、延性好,又具有轻型大跨、预制装配、快速施工、不中断交通的优点。更能发挥箱梁抗扭能力,同时能减轻结构高度和自重,也使下部结构更加简洁、通透。对于中等跨度的匝道桥梁,组合梁桥是一种比较新型、合理的桥型,具有较大经济技术优势。

下部墩台合理的结构可以使上、下部协调一致,轻巧美观,突显它的美学功能。墩台的形式主要分为:重力式、空心式、桩柱式、柱式、薄壁式等。

桩柱式是墩柱和桩基础合为一体、应用最多的一种结构形式。既能减轻重量,节约建筑材料,又轻巧美观,可以根据桥梁的宽度设置不同的墩柱数。顶部可用盖梁连接,桩基础用系梁连接。当墩身高度大于8 m时,墩柱之间增加一道横系梁,使墩身具有较大的整体刚度。

常采用方柱或圆柱,在顺桥向一般为0.7~1.2m厚,在横桥向上则根据桥的宽度,可设独柱、双柱或多柱等,顶面也可不设盖梁,将支座直接放在墩顶上。

当桥墩的高度很大时,为了增加结构的压杆稳定性,一般采用薄壁式桥墩。在T型刚构或连续刚构桥中,为了增加桥墩的柔性,减小支点处的负弯矩,也多采用薄壁式桥墩。X形、Y形、V形,由于造型轻巧、美观,通透性好,缩短桥梁跨径,也是立交桥中应用较多的桥墩形式之一(见图5-11)。



图 5-11 赛虹桥立交

### 第三节 大江大河桥型设计

随着我国经济和技术的不断发展,跨越长江、黄河、珠江、钱塘江等大江大河的桥梁建造的越来越多。大江大河一般河宽水深、河流水文复杂、通航等级高,因此跨越大江大河的桥梁都具有特大跨径、超长规模、世界级技术等特点,常用的桥型一般为大跨径的悬索桥、斜拉桥、拱桥和预应力混凝土梁桥,本节着重介绍大跨径悬索桥、大跨径斜拉桥、大跨径预应力混凝土梁桥,拱桥在其他章节介绍。

大江大河桥型的特点:

(1)国家级干线的标准,大都具有重大战略要求。

(2)我国最长最大的江、河流域长,经济区域广,事关几千万、甚至几亿人民的利益。

(3)流量、流速大,出海海湾地区,受太平洋海湾影响大。

(4)地质、地形复杂,特别是水下地形、地质复杂。

(5)长江、珠江等都是黄金水道,通航繁忙,通航等级高,有国防军事服务功能。

(6)由于跨度特大、规模超长,设计、施工和管理难度极大。

(7)投资大,造价高,风险大。

(8)环境要求高。

因此,对桥址、桥型都应极为重视!

#### 一、悬索桥

悬索桥是大跨径桥梁的最主要形式之一,是以主缆受拉为主要承重构件的桥梁结构。具有跨越能力大、受力合理、最能发挥材料强度等特点,同时还以其整体造型流畅美观和施工安全快捷等优势而备受推崇。因此,在跨越大江河时,特别是主跨径需要1200m以上时,总是首选悬索桥这一经典、唯一的桥型。但在跨径小于1000m的桥中,斜拉桥有较大的竞争力。

大跨径悬索桥主要由主缆、桥塔、锚碇和加劲梁四大主体结构,以及塔顶主鞍座、散索鞍或散索套和悬吊系等重要附属系统组成。主缆是悬索桥的主要承重结构,恒、活等荷载均通过悬吊系统传递给主缆,它是全桥受力生命线;桥塔对主缆起支承作用,同时在风和地震荷载作用下,对全桥结构的总体稳定提供安全保证;锚碇则可锚固主缆,平衡其所受的拉力,并将竖直力传至地基;加劲梁作为桥面结构直接承担竖向活载作用,其变形从属于主缆,但竖直的刚度对悬索桥的总体刚度贡献不大,而抗扭刚度用以保证在风荷载作用下的气动稳定性,十分重要。

#### 1. 大跨径悬索桥的基本类型

大跨径悬索桥按悬吊跨数可分为单跨悬索桥、两跨悬索桥、三跨悬索桥、多跨



(塔)悬索桥以及联袂布置悬索桥,其中单跨悬索桥和三跨悬索桥最为常用。

(1)单跨悬索桥。单跨悬索桥常用于高山峡谷,两岸地势较高,采用桥墩支承边跨更为经济。跨江悬索桥布置中,一般一跨过江,桥墩位于浅滩或陆上,锚碇置于大堤内侧(背水侧)。就结构特性而言,单跨悬索桥由于边跨主缆的垂度较小,主缆长度相对较短,对中跨荷载变形控制更为有利。迄今为止,大跨径悬索桥中采用单跨悬索桥形式的最大跨径为我国润扬长江公路大桥南汊桥的 1490m 见图 5-12,其次为江阴长江公路大桥的 1385m。

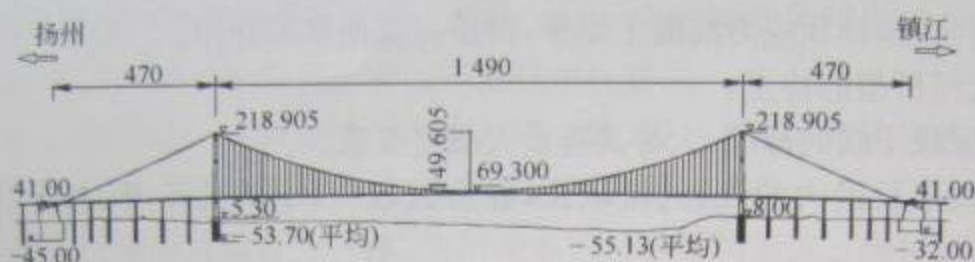


图 5-12 润扬长江公路大桥南汊桥(尺寸单位:m)

(2)两跨悬索桥。当一岸的边跨地面较高或路线有平曲线进入时,可以采用两跨悬索桥的形式。其中,一个边跨与主跨的加劲梁是悬吊的,另一边跨的梁体是由桥墩支承的。大跨径悬索桥中采用这种形式的最大跨径为舟山大陆连岛工程中的西堠门大桥的 1650m(正在建设中),其次为香港青马大桥的 1377m,见图 5-13。

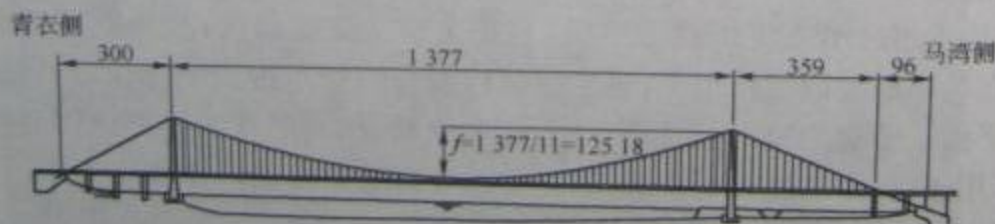


图 5-13



图 5-13 香港青马大桥(尺寸单位:m)

(3)三跨悬索桥。三跨悬索桥是目前国际工程实例中应用最多的桥型,世界上大跨径悬索桥绝大多数采用这种形式,这不仅是因为其结构受力特性较为合理,同时其流畅对称的建筑造型也更能迎合人们的审美观点。目前,三跨悬索桥最大跨径为日本明石大桥的 1 991m,其次为丹麦大贝尔特东桥的 1 624m,见图 5-14。

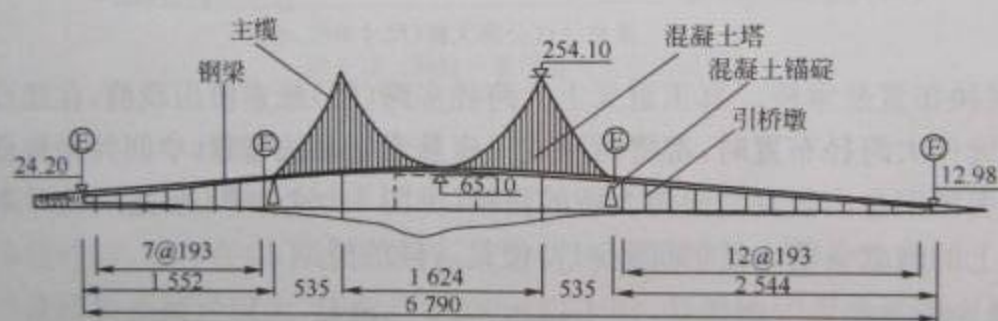


图 5-14 丹麦大贝尔特东桥(尺寸单位:m)



(4)多跨(塔)悬索桥。相对三跨悬索桥,通常将四跨以上(包括四跨)、三塔以上的悬索桥称为多跨或多塔悬索桥。多跨(塔)悬索桥由于结构柔性大、固有振动频率较低,难以满足特大跨径悬索桥的受力及刚度需要。但多跨(塔)悬索桥有跨径小、连续跨越能力强、主缆拉力小、锚碇基础规模小以及工程造价低等优点。随着桥梁技术的发展,多跨(塔)悬索桥的技术难题逐步攻克,大跨径多跨(塔)悬索桥也必将应运而生。正在建造中的泰州长江公路大桥为1080m的跨径三塔两跨悬索桥,见图5-15。



图 5-15 泰州长江公路大桥(尺寸单位:m)

(5)联袂布置悬索桥。真正意义上大跨径多跨(塔)悬索桥出现前,在建设条件需要采用连续作大跨径布置时,都将两座或三座悬索桥联袂布置,中间共用锚碇。1936年建成的美国旧金山奥克兰海湾大桥的西桥(见图5-16),1988年建成的日本本州四国连岛线上的南北备赞大桥(见图5-17)便是这样的桥型。

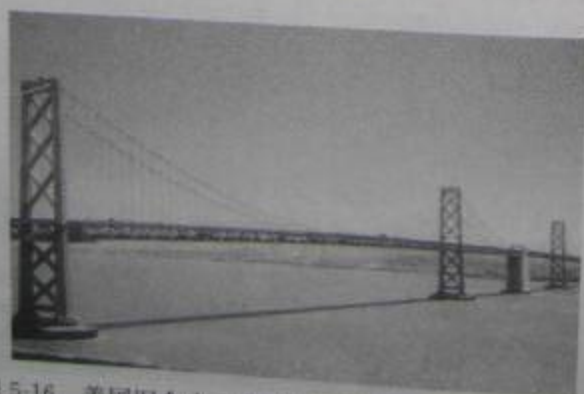


图 5-16 美国旧金山—奥克兰海湾大桥(尺寸单位:m)

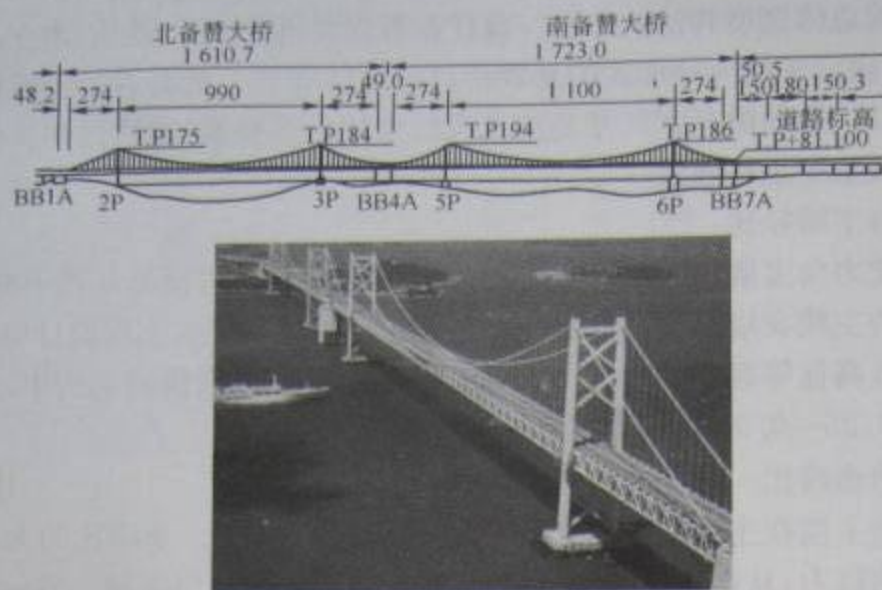


图 5-17 日本南北备赞濑户大桥 (尺寸单位:m)

大跨径悬索桥按照悬吊方式的不同还有斜拉—悬吊混合形式的悬索桥 (图 5-18)。目前,中国贵州乌江桥就是一例。



图 5-18 斜拉—悬吊混合式悬索桥

## 2. 悬索桥的总体构思与设计

### (1) 悬索桥型的选用概念

总体设计时,若存在以下建桥条件,应首先考虑采用悬索桥方案:

- ① 当建桥要求跨径较大,特别是 1200m 以上时,悬索桥的大跨越能力最显优势。
- ② 桥渡两侧具备良好的地形和地质条件,适于建造锚碇锚固主缆。
- ③ 采用大跨径斜拉桥其塔高受到限制时,以同等跨径的悬索桥可降低建筑高度,满足使用要求。
- ④ 施工条件受到制约,采用悬索桥施工可能更为便利合理。
- ⑤ 建筑景观要求特殊,采用悬索桥可能更具景观优势。

值得强调的是,至 20 世纪下半叶,伴随着计算机技术的推广应用,斜拉桥技术得以蓬勃发展,其最大跨径已达 1088m,这使悬索桥在 500~1000m 的跨径范围不再是惟一具有竞争优势的桥型;同时,一座大跨径悬索桥上部结构节省下来的结构费用,往往会被主缆过大的锚碇费用耗尽,这就需要通过恰当的工程设计来取得悬索桥总体设计的经济性,并权衡采用悬索桥方案是否适宜。

### (2) 悬索桥的总体设计



悬索桥的总体选型和结构布置。设计者首先要研究地形、地质、水文及接线等条件限制,从而确定采用何种形式的悬索桥进行总体布置。然后进一步确定悬索桥的跨径比、垂跨比、加劲梁高宽尺寸及其支承约束体系等要素,最后再初步估算设计方案的受力及其主要工程数量。

### ①边跨与主跨径比

从总体受力角度要求边跨与主跨的主缆水平分力在塔顶处互相平衡,这要通过边跨与主跨的主缆在塔顶两侧的夹角尽量相近来保证。但在实际设计中往往受锚碇远近及锚固点高低等客观条件限制,因此,世界上已建悬索桥的实例中,边跨与中跨的比例多在 0.25~0.50 之间取值。

### ②主缆的垂跨比

垂跨比指主缆在主孔的垂度  $f$  与主孔的跨径  $L$  之比。垂跨比的大小一方面直接影响主缆的拉力,从而也就在很大程度上决定了主缆的用钢量。另一方面还对悬索桥的整体刚度有明显的影响,垂跨比越小,刚度越大。因此,在实桥设计中,应结合对刚度的要求和主缆用钢量来选取合适的垂跨比,通常取值为  $1/9 \sim 1/12$ 。

### ③加劲梁的尺寸拟定

悬索桥加劲梁的高宽尺寸,对大跨径悬索桥而言,似乎不存在与跨径有固定的比例关系。设计中主要须根据抗风理论分析和风洞试验来验证所取的加劲梁高度和宽度是否具备优良的动力特性。通常,桁式加劲梁高一般为 6~14m,箱形加劲梁的梁高一般为 2.5~4.5m。加劲梁的宽度则一般由车道宽度及桥面构造布置等决定。

### ④加劲梁的支承体系

早期美国建造的悬索桥多为非连续的,即在每跨加劲梁两端分别设置支承体系。自 1959 年法国建成的坦卡维尔(Tanearville)桥开始,越来越多的大跨径悬索桥加劲梁采用连续支承体系,取消了在主塔两侧设置的传统吊拉支承,有利于整体抗风及运营平顺性和舒适性。因此,采用连续支承体系,已逐渐成为桥梁建设的发展趋势。

## 3. 润扬长江公路大桥南汊悬索桥的概念设计

### (1) 缆索系统设计

#### ①主缆

经质量、工期及经济等全面对比,考虑到国内悬索桥的经验,结合索股制造、安装等方面的经验和设备条件,本桥主缆采用预制平行钢丝索股架设的施工方法(PPWS)。

本桥桥孔布置经考虑主缆缆力、桥梁总体刚度、塔高、塔顶主鞍预偏位移量、工程造价等因素,通过技术、经济比较,确定在成桥时,中跨理论垂度为 149.605m,垂跨比约为 1:10(垂跨比比较见表 5-1,部分大跨径悬索桥资料一览表见表 5-2)。

垂跨比比较表

表 5-1

序 号	矢 跨 比	主 缆 面 积	主 缆 长	用 钢 量		L/4 处挠度(m)		鞍座预偏 位移(cm)	一阶对称自振频率		计算颤振临界 风速(m/s)
				吨	%	向上	向下		竖弯	扭转	
1	1/9	0.443 6	2 603	18 129	90.90%	2.262	-3.612	223.3	0.120 5	0.224 8	50.45
2	1/9.5	0.468 2	2 592	19 053	95.50%	2.052	-3.504	210.3	0.122 5	0.224 4	50.28
3	1/10	0.492 2	2 582	19 953	100%	1.855	-3.403	198.1	0.124 0	0.222 3	49.70
4	1/10.5	0.519 4	2 574	20 987	105.20%	1.668	-3.322	188	0.124 9	0.218 7	48.78

注:自振频率及计算颤振临界风速仅为初步理论计算的结果,与风洞结果有差异,仅为参考。比较时,主缆安全系数均为 2.50。用钢量以垂跨比 1/10 为基数。



表 5-2

部分大跨径悬索桥资料一览表

序号	桥名(所在地)	跨径(m)	竣工年份	边跨/主跨	垂跨比	车道组成	主缆面积(m <sup>2</sup> )	加劲梁类型	梁高(m)	梁宽(m)	用钢量(t)	
											缆	塔
1	明石海峡大桥(日)	960+1991+960	1998	0.482	1/10	公 6	2×0.791	桁架梁	14.0	35.5	57 700	89 300 45 200
2	大贝尔特桥(丹麦)	535+1 624+535	1998	0.329	1/9	公 4	2×0.419	箱梁	4.0	31.0	29 700	混凝土
3	恒伯尔桥(英)	280+1 410+530	1981	0.199(0.376)	1/10.6	公 4	2×0.294	箱梁	4.5	28.5	11 000	混凝土
4	江阴桥(中)	336.5+1 385+309	1999	0.243(0.223)	1/10.5	公 6	2×0.482	箱梁	3.0	36.9	16 000	混凝土
5	青马桥(中国香港)	455+1 377+300	1997	0.330(0.218)	1/10.5	公 6+铁 2+公 2	2×0.759	桁架梁	7.6	41.0	28 000	混凝土
6	韦拉扎诺海峡桥(美)	370+1 298+370	1964	0.285	1/11.1	公 6+公 6	4×0.508	桁架梁	7.3	30.6	35 300	45 200 48 200
7	金门大桥(美)	343+1280+343	1937	0.268	1/8.9	公 6	2×0.534	桁架梁	7.6	27.4	21 500	23 300 38 900
8	滨海高桥(瑞典)	310+1210+280	1997	0.256(0.231)	1/9	公 4	2×0.248	箱梁	4.0	22.0	8 000	15 000 混凝土
9	麦金纳克桥(美)	549+1 158+549	1957	0.474	1/12	公 4	2×0.245	桁架梁	11.6	20.7	11 100	38 000 11 800
10	南备赞户大桥(日)	274+1 100+274	1988	0.249	1/11	公 4+铁 4	2×0.709	桁架梁	13.0	30.0	24 500	42 600 18 600
11	博斯普鲁士斯二桥(土)	210+1 090+210	1988	0.193	1/11.4	公 8	2×0.366	箱梁	3.0	39.4	9 500	14 300 6 350
12	博斯普鲁士斯一桥(土)	231+1 074+255	1973	0.215(0.237)	1/11.8	公 6	2×0.205	箱梁	3.0	33.4	5 500	8 700 4 790
13	西陵峡长江大桥(中)	225+900+225	1996	0.250	1/10.5	公 4	2×0.204	箱梁	3.0	20.6	4 900	8 000 混凝土
14	虎门桥(中)	302+888+348.5	1997	0.340(0.392)	1/10.5	公 6	2×0.297	箱梁	3.0	35.6	7 600	11 500 混凝土

全桥共 2 根主缆, 每根主缆含 184 股平行钢丝索股, 每股为 127 丝直径 5.30mm 的高强镀锌钢丝, 每根主缆共 23 368 丝, 竖向排列成尖顶的近似正六边形。紧缆后, 主缆呈圆形, 其直径为 895mm(索夹处)和 906mm(索夹间)。主缆断面、索股断面见图 5-19。

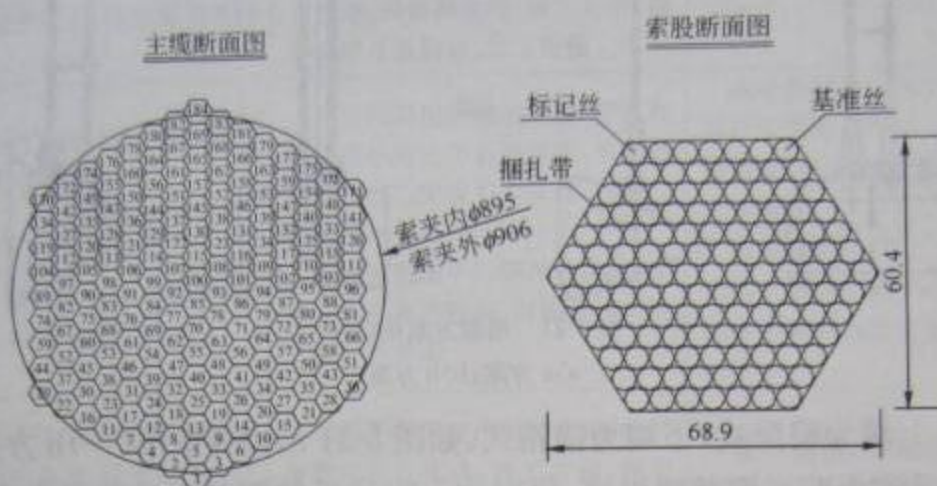


图 5-19 主缆断面、索股断面(尺寸单位:mm)

## ②吊索和索夹设计

吊索上端通过索夹与主缆相连, 下端通过耳板与加劲梁相连。

### a. 吊索方案比选

索夹分成两半, 用螺杆相连夹紧。索夹一般有三种, 如图 5-20。

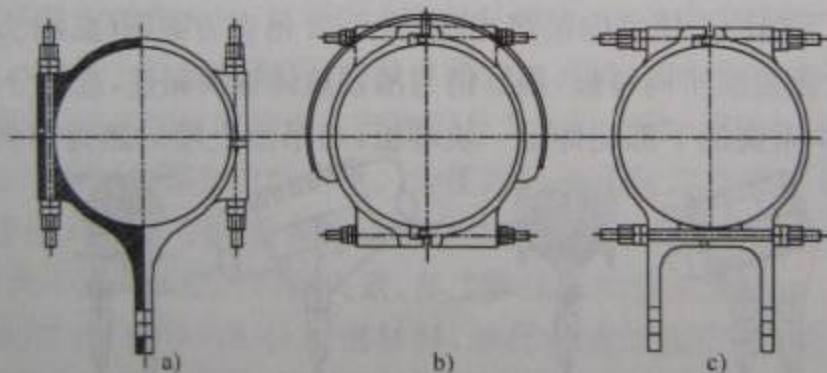


图 5-20 索夹比选图

a) 竖向销接索夹; b) 骑跨式索夹; c) 横向销接索夹

本桥设计时, 根据吊索上下端的销接形式(上端与索夹, 下端与加劲梁), 吊索和索夹比选了以下四种方案:

a 方案: 上下端顺桥向均为销接式(如图 5-21 吊索方案图(一)a 方案)

每吊点由两根镀锌平行钢丝束股组成, 吊索安全系数取 3.0。

索夹分成上下两半用螺杆夹紧, 从索夹底部伸出一块带两只孔眼的耳板与吊索上端的热铸锚头销接。在加劲梁上设置顺桥向耳板, 与吊索热铸锚头销接。



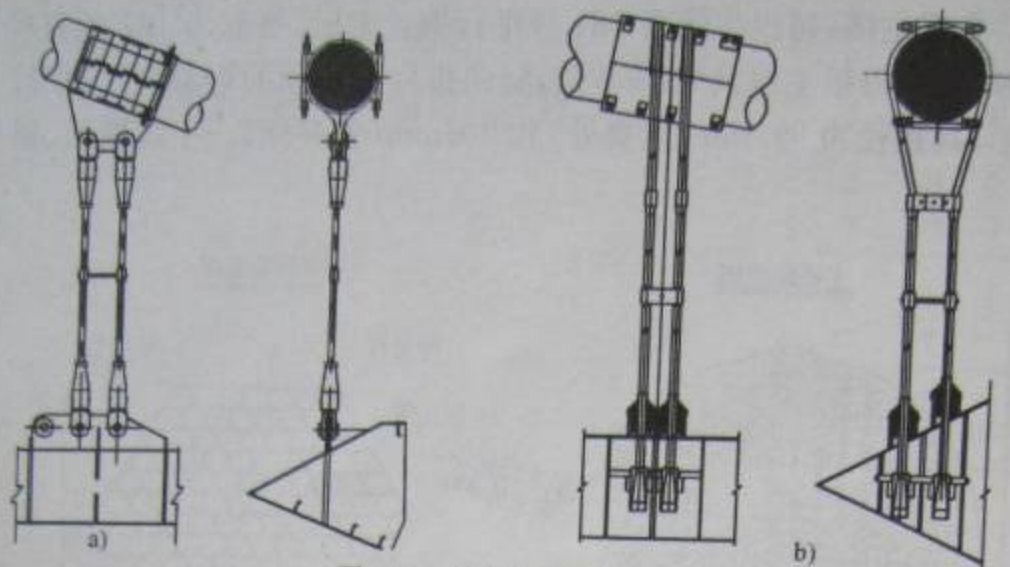


图 5-21 吊索方案图(一)

a) a 方案; b) b 方案

b 方案:上端为骑跨式,下端为锚箱式(如图 5-21 吊索方案图(一)b 方案)

每吊点吊索由两对钢丝绳组成,每对为一根通长的钢丝绳骑跨于索夹上。钢丝绳在加劲梁吊点处设置锚箱,吊索热铸圆筒形锚头外设螺纹,用螺母支承于加劲梁锚箱内,吊索安全系数取 4。索夹分成左右两半用螺杆夹紧。

c 方案:上端为顺桥向销接式,下端为锚箱式(如图 5-22 吊索方案图(二)c 方案)

在加劲梁吊点处设置锚箱,在吊索热铸圆筒形锚头外设螺纹,用螺母支承于加劲梁锚箱内,其吊索均为平行钢丝索股,其他均同 a 方案。

d 方案:上、下端均为横桥向销接式(如图 5-22 吊索方案图(二)d 方案)

在加劲梁上设置横桥向耳板,用插销与吊索热铸锚头相连,索夹分成左右两半用螺杆夹紧,每半块索夹的下部均伸出一块耳板,与吊索上端的热铸锚头销接,其他部

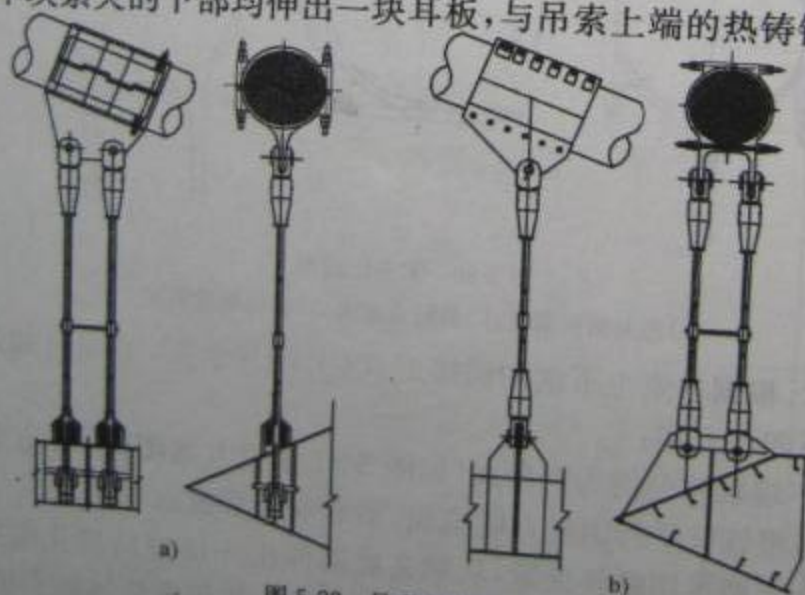


图 5-22 吊索方案图(二)

a) c 方案; b) d 方案

分同 a 方案。上述四种方案各有优缺点,其见表 5-3 比较:

吊索方案比较表

表 5-3

方 案	优 点	缺 点
a 方案:上、下端均为顺桥向销接式,跨中加设中央扣,吊索采用平行钢丝	采用平行钢丝吊索和中央扣,受力合理,材料强度高,施工方便,钢加劲梁耳板制造、加工简便	索夹制造、加工、安装精度要求高
b 方案:上端为骑跨式,下端为锚箱式,吊索采用钢丝绳	充分利用钢丝绳的柔性,有效地防止跨中附近吊索的弯折,索夹的制造、加工、安装要求较低	由于钢丝绳的弹性模量不稳定,易产生受力不均匀,且钢丝绳耐久性稍差,钢加劲梁锚箱构造复杂,安装困难
c 方案:上端为顺桥向销接式,下端为锚箱式,吊索采用平行钢丝	可充分利用平行钢丝的优点,下端锚头远离弯折点,可降低吊索的弯折疲劳要求	索夹的制造、加工、安装要求高,吊索上端锚头处仍有弯折现象,钢加劲梁锚箱构造复杂,安装有一定困难
d 方案:上、下端均为横桥向销接式,跨中加设中央扣,吊索采用平行钢丝	采用平行钢丝吊索和中央扣,可发挥其各自优点,施工方便,钢加劲梁耳板制造、加工简便	索夹制造、加工、安装要求高。后期更换吊索有困难

综合考虑吊索及索夹的制造、安装、防护、受力特点、抗疲劳、耐久性等性能,并结合加劲梁的构造要求,参照国内外桥梁的成功经验,最终采用的索夹为上下两半夹紧相连,吊索上下端均为销接式方案

#### b. 索夹

除中跨安装吊索的索夹外,还有中央扣处长索夹,以及夹紧边跨主缆的索夹和安装缆套的索夹。由于主缆倾角不同,所需夹紧力也不同,索夹长度和螺杆数量均不相同,为了减少模型,将相近长度的索夹归并后分为 6 组。同一组索夹耳板孔眼位置略有变化,以适应吊索与主缆交角的变化。为使两只销孔保持水平并避免索长受力偏心,销孔对称通过索夹中心的垂直线。索夹均采用上、下分开的形式,索夹壁厚为 35mm。上、下两半索夹用螺杆相连夹紧,在接缝处嵌填橡胶条防水。索夹采用铸造结构,其螺杆采用 40CrNiMoA 合金钢材料,螺杆做成缩腰形,以免在螺纹处断裂。由于索夹螺杆要求具有较大的弹性回缩量,收紧螺杆时引伸量会较大,故螺杆应较长。但是,螺杆增长势必会增加索夹的厚度,并带来较大的应力集中。为避免这个矛盾,本设计采用了增厚垫圈的办法。

#### (2) 加劲梁设计

悬索桥加劲梁的主要功能是支撑桥面并防止其发生过大的挠曲和扭曲变形。桥面上的活载及加劲梁的恒载通过吊索和索夹传至主缆。

##### ① 截面形式的选定

悬索桥的加劲梁一般采用钢结构。截面形式有:钢板梁、桁架梁和流线形箱梁。自美国塔科马桥风振毁坏事件后,在较大跨度的悬索桥中已不再采用钢板梁了。桁



架梁与流线型箱梁各有优点。钢桁梁在双层桥面的适应性方面较箱型梁优越,适合于交通量较大的公铁两用悬索桥,但其梁高和自重大,会导致加劲梁、主缆、索塔和锚碇的工程量增加;并且由于建筑高度增加,将给两岸引桥布置及接线带来困难,增加全桥造价。把流线形钢箱结构作为加劲梁是从1966年建成的英国塞文桥(Severn)开始的,此后,这种方式在世界范围内得到广泛应用。流线形箱梁的抗风性能好,风的阻力系数仅为桁架梁的 $1/2 \sim 1/4$ ,且用钢量少,防腐维护亦容易。通过对桁架梁和箱型梁的比较,润扬大桥悬索桥的加劲梁选用了流线形箱梁。钢桁梁与流线形箱梁比较见表5-4。

钢桁梁与流线形箱梁比较表

表 5-4

加劲梁种类		钢 桁 梁	扁 平 箱 梁
抗 风 性 能	动力颤振特性	抗扭防颤振较好	有平板特性,利于抵抗弯扭耦合振动
	涡激振动	不易发生	容易发生
	静态阻力系数	$C_D=2.0 \sim 3.0$ ,较大	$C_D=0.5 \sim 1.5$ ,较小
	风力产生的变形	大	小
结 构	梁高	高	低
	钢材用量	用钢量大	用钢量小
	双层桥面的适应性	适应	不适应
施 工	制造	杆件较多,节点构造复杂,标准化大量生产较困难	由于由板构件组成的关系,标准化大量生产较容易
	架设	架设方法有单根杆件、平面构架、立体梁段等多样化可选择	只能用节段法架设,别无选择余地
	养护维修	构件太多,油漆等维修较困难	平面构件,易于油漆喷涂
外形		一般	线形流畅,较美观

抗风稳定性决定悬索桥加劲梁的截面外形。经节段模型风洞试验分析,对箱梁截面进行了优化,选择合理的外形截面,并确定了检查车轨道的位置。为进一步提高箱梁气动稳定性,在箱梁的中央分隔处设置了纵向风稳定性板。施工图阶段进行了全桥气弹模型风洞试验,内容包括成桥状态和施工各阶段的颤振试验和抖振试验。全桥气弹模型风洞试验结果表明:南汉悬索桥主桥采用的加劲梁方案能满足抗风稳定性要求。

## ②梁高的确定

在大跨径悬索桥结构中,桥梁的总体刚度主要由主缆的重力刚度提供,加劲梁的刚度对全桥总刚度影响较小。因此,梁高对全桥刚度大小不具有决定性作用。

悬索桥加劲梁的梁高通常较低,这是由其受力特点决定的。加劲梁直接承受活载作用,但他不像其他梁式桥那样靠自身刚度发挥其抗弯能力,而为从属于主缆变形



的辅助性承重结构。加劲梁的梁高与悬索桥的跨度也无直接关系。梁高主要取决于抗风稳定性要求,并应考虑加工制造及横向受力的需要。根据悬索桥加劲梁的这些特点,并参考同类桥梁后,本桥加劲梁的高度设计取为 3m,高跨比为 1:496.7,高宽比为 1:12.1,这些指标与同类桥相比均是较小的。

本桥在设计中(如图 5-23),进行了大量抗风性能研究工作。研究发现悬索桥的主梁最初设计 3m 梁高颤振稳定性不满足要求,如采取结构措施,只有将加劲梁梁高加大至 3.5 m 才能满足颤振稳定性要求。这样,仅加劲梁钢材就需增加 1 200t,主缆钢丝也需增加 750t,同时纵断面需抬高 0.5m,引桥造价也相应提高。设计最后改用设置中央风稳定板的方案来提高加劲梁的颤振临界风速,使结构满足抗风稳定性要求。这样全桥仅需增加 Q235 钢 70t,相对于加大梁高方案,大大节约造价,且风稳定板设置在中央分隔带内,安装更换也很方便。

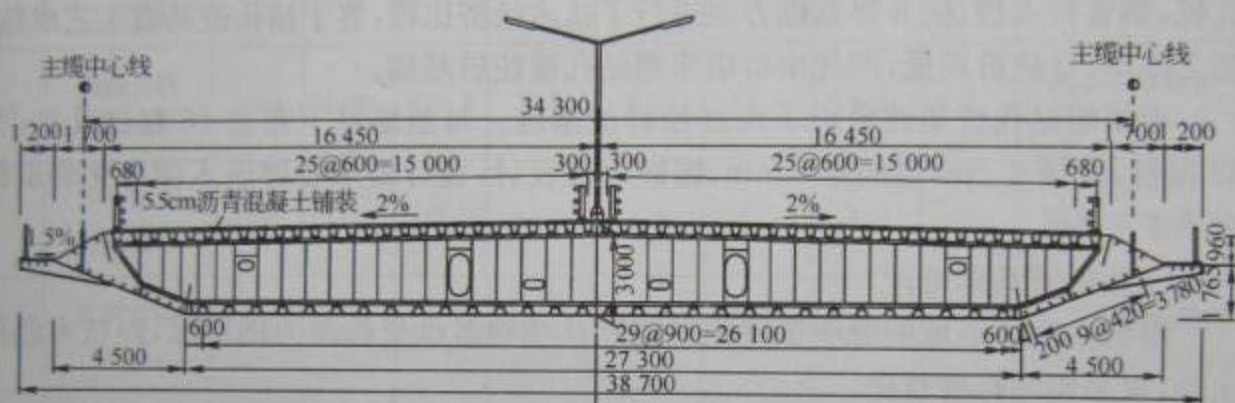


图 5-23 加劲梁横截面构造(尺寸单位:mm)

### (3) 桥塔设计

桥塔作为悬索桥,以承压为主的受力重要构件之一,将主缆通过塔顶主索鞍传下的垂直荷载以及由活载、风载、温度差、基础沉降等所产生的荷载传递到地基上。桥塔在表现悬索桥整体美学中亦是重要的标志物之一。

#### ① 桥塔位置选择

悬索桥桥塔位置的选择,不仅是基础设计问题,也是桥梁总体设计的重要内容,直接影响桥梁跨径大小和规模。位置应根据桥址区的地形、地貌、河势、水文、地质以及航运等条件综合考虑。

桥塔位置选择是悬索桥确定桥型布置的重要条件之一,其合理性直接影响整个工程的造价、施工工期和使用安全。对重要航道桥塔位置的选择更应十分慎重,避免船舶撞击造成桥梁损毁事故。桥塔基础工程量很大,如设置在深水中,则会相应产生水上施工技术设备要求、工期、水上交通安全、自然条件变化带来的风险及相应的工程投资等问题。在技术经济条件许可的情况下,应尽可能不设或少设深水基础。因此悬索桥桥塔位置的选择,应尽量减小对河势和防洪的影响,并避开不良地质地段,



有利于通航,方便施工。

根据河势报告和水利部门的意见,为稳定河势,南汉南岸水中不能设置桥塔,且为确保江边大堤安全,南桥塔应设置于大堤的背水侧,并保证南桥塔与江边大堤背水面坡脚净距不小于15m。北桥塔为减小对河势影响和防止船舶撞击,设在世业洲南侧浅水区。为确保长江行洪,方便施工,悬索桥两侧锚碇均置于岸上。

根据桥位处的自然条件和上述因素,经过技术经济比较,南汉主桥确定采用一跨过江,主跨1490m边跨470m的悬索桥方案。南桥塔位于镇江侧岸上,距江边100m,距大堤68m;北桥塔位于世业洲南侧浅水区,距江边大堤215m,对河势及航运基本没有影响,船舶撞击可能性较小。

## ②南桥塔基础设计

根据南桥塔塔址处的地形、地质条件,充分考虑各种可行的施工方案,设计对钻孔桩、钢管打入桩、沉井等基础方案进行了技术经济比较,鉴于钻孔桩基础工艺成熟、施工简单,且造价较低,因此南桥塔采用钻孔灌注桩基础。

南桥塔钻孔桩基础采用了大直径群桩基础。每根塔柱下布置16根钻孔桩,共32根桩,桩径2.8m,桩间距5.6m,按嵌岩桩设计,设计要求各桩嵌入微风化岩层深度不少于5m。

## ③北桥塔基础设计

根据北桥塔塔址的地质条件相对较好及基础需承受船撞力的情况,经技术经济比较,也采用钻孔桩基础。

北桥塔基础采用大直径群桩基础。每根塔柱下布置16根钻孔桩,共32根桩,桩径2.8m,桩间距5.6m,按嵌岩桩设计,各桩均嵌入微风化岩层。

## ④桥塔塔身设计

悬索桥塔身是以承压为主的受力构件,在顺桥向由于主缆的变形而受弯,其弯矩大小直接取决于桥塔的纵向刚度,在横桥向抵抗全桥风荷载,需要有一定的横向刚度,桥塔设计应符合其受力特点。另外,桥塔在表现悬索桥整体美学中占重要地位,其外形设计必须满足景观方面的要求。

在大跨悬索桥中,国外曾经多采用钢塔,其主要优点是:施工速度快,质量容易保证,抗震性能好。随着时代和混凝土材料科学的发展,只要精心设计、精心施工,混凝土塔的工程质量也能得到保证,且混凝土塔具有节省钢材、造价低廉、维修费用省等优点。在20世纪90年代,全世界新建的跨度超过1000m的悬索桥则已有4座采用了混凝土塔。对于我国这样还不富裕的发展中国家来说,混凝土塔成了大跨悬索桥的首选,国内的悬索桥基本上都是采用混凝土塔(见表5-5)。

塔身的高度和结构尺寸由总体构造和受力要求决定,南、北桥塔塔身底面高程分别为8.0m和5.30m,塔高分别为207.6m和210.3m。桥塔塔身是由塔柱及上、中、下三道横梁组成的框架结构,中横梁位置按照黄金分割原则确定。从减小高塔阻力

和造型美观考虑,比选了三种外形方案,即矩形、弧端形、和园端形,每种外形方案根据塔柱壁厚的不同,又比选了二种方案,即等壁厚和变壁厚。上述几种方案的工程数量比较接近,施工方法相同。鉴于矩形变壁厚方案造型美观,受力合理,抗风性能较好,因此桥塔塔身采用矩形变壁厚设计方案。南汉悬索桥南、北桥塔塔身一般构造详见图 5-24。

国内外几座悬索桥的混凝土桥塔比较

表 5-5

序号	桥 名	建成 年份	主跨 跨径 (m)	塔高 (m)	塔顶截面 (m)		塔底截面宽 (m)		系梁 根数	基 础 方 式
					顺桥向	横桥向	顺桥向	横桥向		
1	大贝尔特桥 (丹麦)	1998	1624	254.1	7.5	6.5	18	13.8	2	沉箱基础
2	润扬大桥 (中国)	2005	1490	210.3	9.5	6.0	12.5	6.0	3	大直径嵌岩桩 ( $D=2.8\text{m}$ )
3	恒伯尔桥 (英国)	1981	1410	155.5	4.75	4.5	6.0	6.0	4	沉井、扩大基础
4	江阴大桥 (中国)	1999	1385	183.8	8.5	6.0	14.5	6.0	3	大直径桩基基础 ( $D=2.8\text{m}$ 、 $2.0\text{m}$ )
5	青马大桥 (中国香港)	1997	1377	195.9	9.0	6.0	18.0	6.0	4	沉箱基础
6	湖北宜昌桥 (中国)	2001	960	142.3	6.0	5.0	8.85	5.0	3(2)	大直径柱桩 ( $D=2.5\text{m}$ )
7	三峡西陵桥 (中国)	1996	900	128	6.0	4.0	8.46	4.0	3	大直径桩基基础 ( $D=2.2\text{m}$ )
8	广东虎门大桥 (中国)	1997	888	147.55	5.6	5.6	8.5	5.6	3	大直径桩基础 ( $D=2.0\text{m}$ ) 刚性扩大基础
9	厦门海沧桥 (中国)	1999	648	130	5.4	6.0	11.0	7.5	2	大直径桩基础 ( $D=2.5\text{m}$ )
10	小贝尔特桥 (丹麦)	1970	600	112.7	4.0	4.5	6.55	4.5	2	沉井桩基 复合基础
11	汕头海湾桥 (中国)	1996	452	95.1	6.0	3.5	6.0	3.5	3	群桩钢套井基础



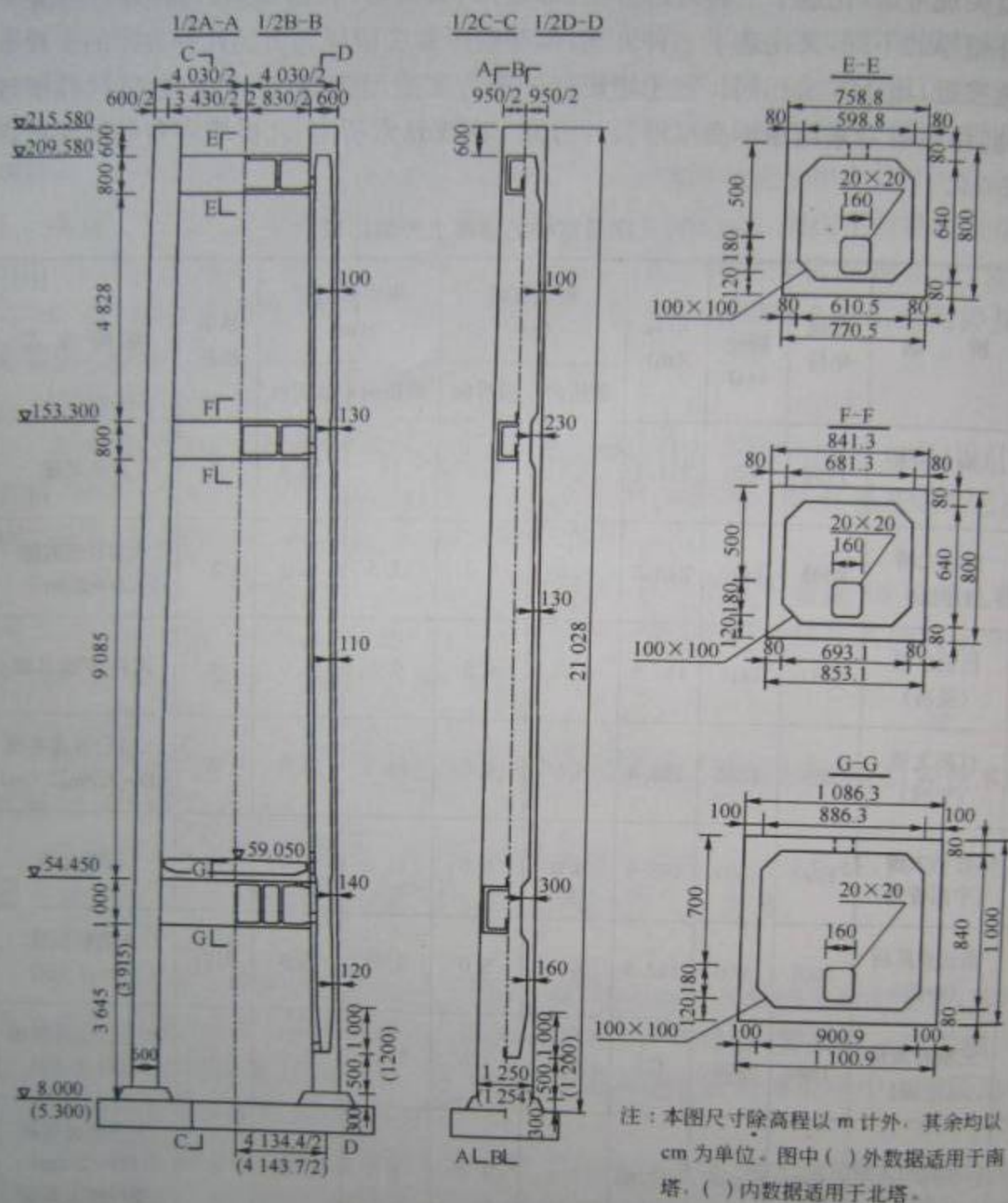


图 5-24 塔身一般构造(尺寸单位:cm)

考虑到桥塔在表现悬索桥整体美学中的重要地位,设计取消了塔顶混凝土牛腿,采用预埋钢托架的方案。即在施工时将主鞍在钢托架上向岸侧预偏,再用千斤顶复位的施工方案,待主鞍复位后,切除钢托架,使桥塔更显挺拔、美观。

#### (4) 锚碇设计

锚碇工程是悬索桥的控制性工程,润扬大桥锚碇建成后将承受 6.8 万 t 的主缆拉力。

## ①北锚基础设计

## a. 工程与水文地质条件

北锚碇区域工程地质由第四系覆盖层、基岩层两层地质层组成。覆盖层为第四纪全新世河流冲积物,总厚度 45.7~48.5m。

## b. 北锚基础方案比选

由于北锚碇基础地质条件的复杂性,使得基础方案主要进行了四个设计方案的比较:

## • 沉井基础方案

根据场地覆盖层主要为砂性土的特点,参考日本彩虹桥锚碇、丹麦大贝尔特桥墩和锚碇基础及江阴大桥北锚碇基础,采用  $69\text{m} \times 54.6\text{m}$  的矩形钢筋混凝土沉井。沉井井内分为 36 个隔仓,井壁厚 2m,隔仓壁厚 1m,北锚下沉至弱风化岩面上(除沉井西南角支承在强风化岩顶外),底标高为  $-43\text{m}$ ,沉井底设 8m 厚 C25 底板混凝土,沉井隔仓内回填混凝土和砂。沉井方案采用分段预制下沉,预制节段高约 5m。

## • 圆形地连墙基础方案

结合锚位区工程、水文地质条件,参考日本明石海峡桥、广东虎门大桥的设计构思,考虑采用直径  $\phi 65\text{m}$  圆柱形钢筋混凝土地下连续墙结构,墙厚度 1.2m,内衬厚度随深度不同而变化,分别为 1.0、1.5、2.0、2.5m,基础顶标高 3.0m,基础底面标高  $-45.0\text{m}$ ,基底置于基岩顶面。

## • 矩形地连墙基础方案

根据场区地质水文条件,锚碇基础设计为外形尺寸  $69\text{m} \times 55\text{m}$  的矩形地下连续墙。地下连续墙厚度 1.2m,墙体共划分为 42 个槽段,五种类型,其中 A 角槽段 4 个,凹形槽段 16 个,凸形标准段 20 个,特殊槽段各 2 个。矩形地下连续墙基础方案示意图 5-25。

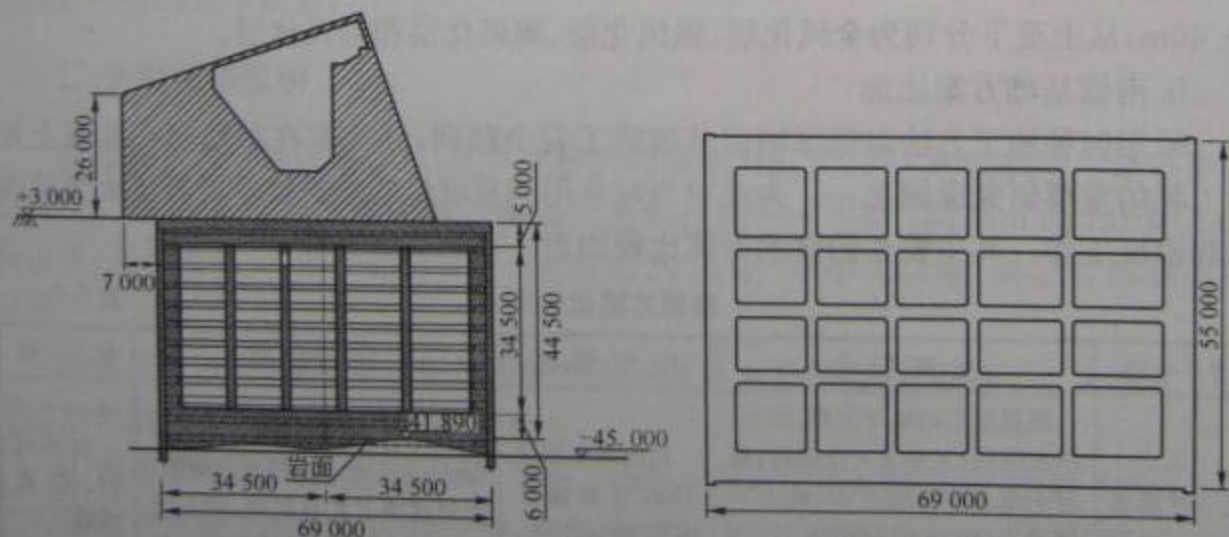


图 5-25 矩形地连墙基础方案总体布置图(尺寸单位:mm)



### • 冻结法基础方案

根据煤炭行业采用冻结法施工井筒的原理,利用人工制冷把含水土体加固,并形成有规则的冻土结构体——冻结壁。利用冻结壁的挡土、隔水保护,进行明挖出土直至持力层,然后浇筑锚碇基础混凝土。

四个方案比较结果见表 5-6。

北锚碇方案比较

表 5-6

项 目	沉井基础方案	圆形地连墙基础方案	矩形地连墙基础方案	冻结法基础方案
工期	较短	最短	较长	较短
经济性	较不经济	较经济	经济	较经济
风险性	有一定风险	有一定风险	有一定风险	有较大风险

以上各方案都是可行的,但由于北锚碇所处位置的地质水文条件极其复杂,各种方法均具有一定的风险性,其中,冻结法基础方案具有的风险较大。在对设计方案进行多项科学试验和专题研究后,结合专家意见,按照安全可靠,工程造价低的原则,选定矩形地连墙基础方案为最终方案。

选定基础方案后,对地连墙基础方案进行多次结构总体分析、局部受力分析,并运用最新的计算工具对施工全过程进行仿真分析。根据分析结果,对基础结构进行了优化。

### ②南锚碇基础设计

#### a. 工程地质与水文地质条件

南锚碇锚位区第四系覆盖层总厚 27.80~29.40m,起伏不定,呈东南高,东北低之势,土性自上而下分别为灰色亚黏土、淤泥质亚黏土、亚黏土与粉砂互层、粉细砂。南锚碇下伏基岩为燕山期侵入岩体,岩性主要为二长花岗岩,基岩面总体较为平缓,东南见岩早,东北见岩迟,四周高,中间低,为漏斗状曲面,基岩面埋深 27.80~29.40m,从上至下分别为全风化层、强风化层、弱风化层和微风化层。

#### b. 南锚基础方案比选

采用何种施工方法以保证锚碇基础施工安全顺利,并实实在在地落在岩面上是本工程的重要研究课题之一。为此对当时常用的基坑施工支护技术进行了大量的调研和论证工作。其主要支护技术方案比较如表 5-7:

南锚方案比较表

表 5-7

方 案	主 要 特 点	应 用 情 况	存 在 的 问 题	结 论
地下连续墙	既是施工的临时支撑、挡土、挡水结构,又是永久性结构,混凝土填芯整体刚度大,施工不扰动土体,采用明挖施工,进度、质量易于保证	国内施工深度 30m,日本施工深度 70~110m	地下墙体施工为水下浇筑混凝土,接头处易出现漏水缝隙,砂层成槽工艺有风险,岩石硬度大时墙体嵌岩困难	技术可行,存在风险



续上表

方 案	主 要 特 点	应 用 情 况	存 在 的 问 题	结 论
沉井	井壁预制下沉,混凝土质量易于保证,整体刚度大,井壁既是永久性基础,又是挡土、挡水、结构。沉井靠自重下沉,侧壁与土接触良好,对于锚体承受水平力有一定的安全储备	江阴大桥北锚有成功经验	基础尺寸大,排水下沉时必然扰动土层,对周围有影响并产生沉陷,岩面高差起伏大,沉井底部不能完全支撑在基岩面上,施工时沉井易偏斜,纠偏困难	技术风险大
排桩支护	既是施工的挡土、结构,又是永久性结构,排桩易于嵌岩,混凝土填芯整体刚度大,施工不扰动土体,排桩施工进度、质量易于保证	国内应用深度20m,封水结构为旋喷桩帷幕	旋喷桩帷幕封水深度在10m以内,风险较小,封水深度大于10m没有成功经验,风险大	不可行
冻结法	冻土墙,既是临时支护结构又是临时封水结构,施工不扰动土体,可实现干施工	仅在煤矿井筒施工中采用,冻结深度435m,冻结井筒直径10m	特大基坑施工没有应用经验,冻土是一种流变体,须采用逆做法施工,冻结壁的保护需要研究	技术可行,存在风险

根据上述论证,无论采用何种施工方案,均存在一定的风险,且当时适用于本桥嵌岩成槽的地下连续墙施工设备国内仅有一套,也已用于北锚碇施工,其他的地下连续墙施工设备要完成嵌岩成槽,风险较大,国外租赁设备势必增加工程费用和延误工期。于是提出排桩与冻结相结合的“排桩冻结技术方案”。该方案的主要特点:排桩作为结构支撑体系受力明确,冻结帷幕作为封水帷幕安全可靠,两种技术相结合,不仅解决了基础维护结构的嵌岩问题,而且解决了封水问题,施工的可操作性强,是一项大胆可行的技术创新。

## 二、大跨径斜拉桥

斜拉桥作为一种拉索体系,比梁式桥的跨越能力更大,是大跨度桥梁中最主要桥型之一。自1955年瑞典建成第一座现代钢斜拉桥——主跨182.6m的Stromsund桥以来,至今已有50多年的历史了,特别是20世纪70年代以来,斜拉桥得到迅速发展。

改革开放以来,我国修建斜拉桥的势头一直呈上升趋势,并取得了巨大成就。已建成的钢筋混凝土双塔双索面斜拉桥有:

- ①钢箱梁斜拉桥,如苏通大桥,主跨1088m;南京二桥的南汊桥,主跨628m。
- ②钢与混凝土的混合式斜拉桥,如汕头岩石大桥,主跨518m;武汉长江第三大桥,主跨618m。



③钢与混凝土的结合梁斜拉桥,如福州青洲闽江大桥,主跨 605m;上海杨浦大桥,主跨 602m。

④预应力混凝土斜拉桥,如湖北荆州长江大桥,主跨 500m。

### 1. 斜拉桥的桥型与体系

#### (1) 斜拉桥的桥型

斜拉桥一般为双塔或独塔斜拉桥。以双塔斜拉桥为例,按拉索平面数和布置形式,斜拉索可分为单索面、双索面、空间索面(空间索面)等几种,如图 5-26。

单索面斜拉桥[图 5-26a)]的斜拉索对主梁抗扭基本上不起作用,因此,单索面的主梁应采用抗扭刚度较大的箱型截面形式,竖向双索面斜拉桥[图 5-26b)]的最大优点是作用于桥梁上的扭矩有相当大一部分由拉索承担,而主梁本身只承担其中少部分,因此它是工程上应用较多的一种形式。空间索面的斜拉桥[图 5-26c)]其拉索可为桥面梁体提供较大的抗扭刚度,且对抵抗风致主梁扭转发散振动十分有利,一般用在对风振较敏感,且跨径较大和塔柱较高的斜拉桥上。

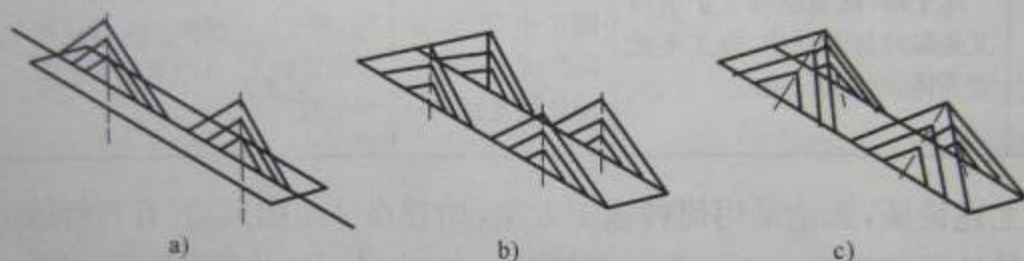


图 5-26 斜拉桥的索面布置形式

a) 单索面斜拉桥; b) 双索面斜拉桥; c) 空间索面斜拉桥

在同一侧平面内,拉索在立面上的布置形状可分为辐射形(很少用)、竖琴形、扇形,如图 5-27 所示。

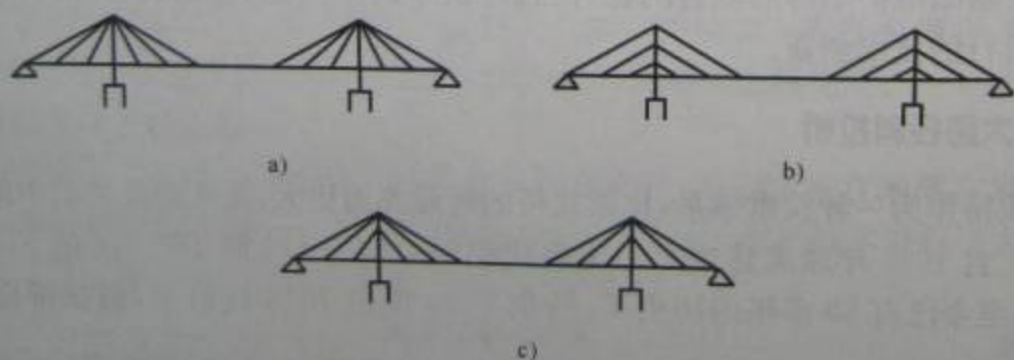


图 5-27 斜拉索的立面布置形式

a) 辐射形; b) 竖琴形; c) 扇形

辐射形[图 5-27a)]的优点是斜拉索的平均倾角(斜索与水平面的变角)较大(接近  $45^\circ$ ),故对梁的垂直分力也大,发挥的效果好,但其缺点是塔顶的锚固构造较复杂,换索非常麻烦,故使用较少。竖琴形[图 5-27b)]的优点是由于塔上锚点分散,故

构造易布置,在外形上简洁美观;但其缺点是由于所有拉索平行布置,其倾角相对较小,故产生的垂直分力总体上较小,因而不够经济。扇形[图 5-27c)]布置形式兼有上述两种形式的优点,也是目前在斜拉桥上较为广泛应用的形式。此外还有星形,但使用较少。

从索塔外形上看,有独柱形、A 形和倒 Y 形三种,如图 5-28 所示。独柱形的构造最简单,是当前用得较多的一种形式,A 形和倒 Y 形桥塔可以更好地抵抗塔身两侧斜拉索的不平衡拉力,此外 A 形塔还可以减小主梁在该支点处的负弯矩。



图 5-28 斜拉桥塔柱纵桥向形式

从索塔横桥向外形看,可做成独柱式、双柱式、门形、斜腿门形、A 形、宝石形、倒 Y 形和双子形等多种形式,如图 5-29 所示。纵横向均呈独柱式的桥塔,仅适用于单索面斜拉桥;双柱式、门式和斜腿门式桥塔,适用于双索面斜拉桥;A 形、宝石形、倒 Y 形和双子式索塔,适用于空间(或斜向)为双索面斜拉桥。



图 5-29 斜拉桥塔柱横桥向形式

独塔斜拉桥的索面与塔形和双塔斜拉桥相似。近年来,在独塔斜拉桥中产生了一种新的桥型,即无背索或少背索斜拉桥。西班牙著名建筑师桑地亚哥·卡拉特拉瓦创造并设计的无背索斜拉桥——西班牙塞维利亚市阿拉 m 罗大桥是一座无背索斜拉桥,如图 5-30 所示。该桥全长 200m,由 13 对钢索斜拉固定在 142m 高的斜桥塔上,桥塔与地平线成  $58^\circ$  角。桥塔结构是填充了混凝土的钢筒。由于桥塔后倾自重引起的拉力足以平衡桥面质量,一般斜拉桥中常用的后牵索在这里就不需要了。桥塔建造时,先用重型起重机将钢筒分段吊装上去,焊牢后再填充钢筋混凝土。阿拉 m 罗大桥的设计创造了一种新型的斜拉桥。用倾斜桥塔的自重来代替背索,在桥塔与桥面之间建立起一种平衡的关系。

由于无背索斜拉桥造型独特、美观,但其桥型结构受力不佳,因而不够经济,于是产生了类似无背索斜拉桥的另一种桥型:少背索斜拉桥,如图 5-31 所示。





图 5-30 无背索斜拉桥



图 5-31 少背索斜拉桥

现代斜拉桥中一般较少采用三塔以上的多塔斜拉桥,是因为多塔斜拉桥的中间塔顶不像边跨端锚索能有效地限制变位。因此,已经是柔性的斜拉桥结构因多塔使其柔性进一步加大,随之而来的是变形及内力过大,在抗风性能上显得更为不利。图 5-32a)、b)是三塔和双塔斜拉桥在活载作用下的变形对比示意图。显然,在同等荷载条件下,三塔斜拉桥的中跨跨中挠度要比双塔的大许多。

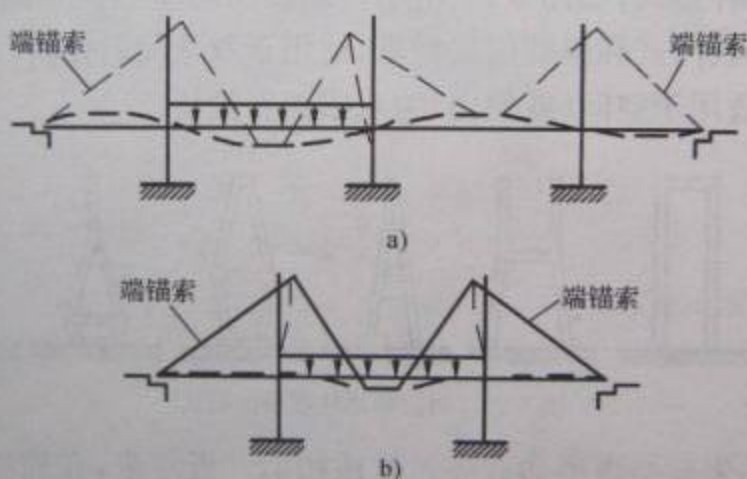


图 5-32 多塔和双塔斜拉桥的变位

a) 三塔形式; b) 双塔形式

目前国内外几座建成的多跨多塔斜拉桥保持中塔稳定的构造措施有以下几种:

①索塔采用 A 形塔和 X 形框架墩(图 5-33)。如世界上第一座现代预应力混凝土斜拉桥——委内瑞拉的马拉开波桥。

②将两个双塔斜拉桥串联。如图 5-34,湖南岳阳洞庭湖大桥。

③用铰将三座独塔斜拉桥串联。图 5-35 所示的台北淡水河桥(光复桥)是用能转动与伸缩的铰将三塔斜拉桥连接,跨中伸缩铰能满足温度位移的要求,如果把马拉开波桥看成是带挂梁的 T 构桥。那么该桥就相当于带中间铰的 T 构桥,斜索与桥塔对主梁仅起到体外预应力索与转向支承的补强作用。

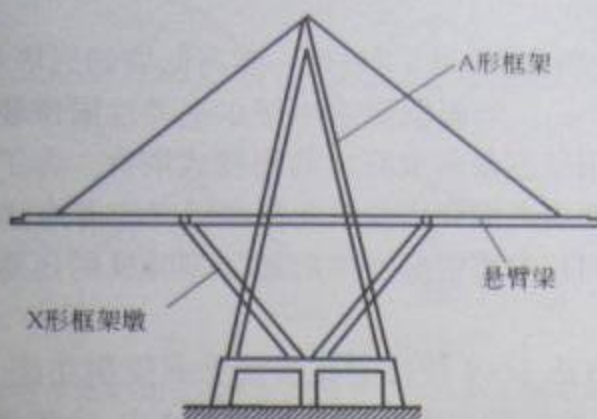


图 5-33 马拉开波桥 A 形塔 X 形墩

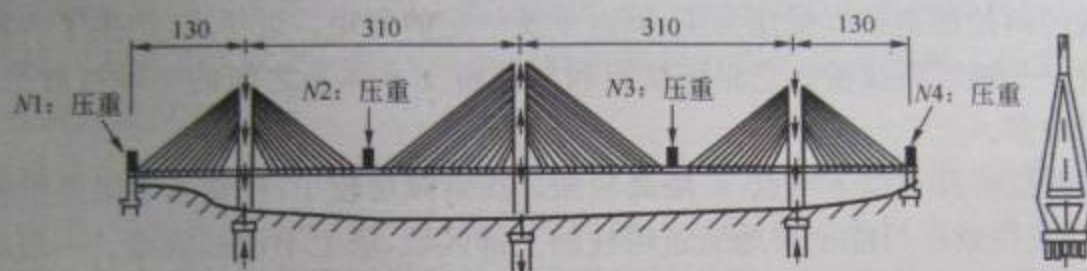


图 5-34 湖南岳阳洞庭湖大桥(尺寸单位:m)



图 5-35 台北淡水河桥(尺寸单位:m)

#### ④中塔增设锚固斜缆。

如香港汀九大桥(图 5-36), 为了保证中塔的纵向抗风稳定性, 在中塔塔顶增设两对钢索, 分别锚固在两个边塔的桥面高度处。

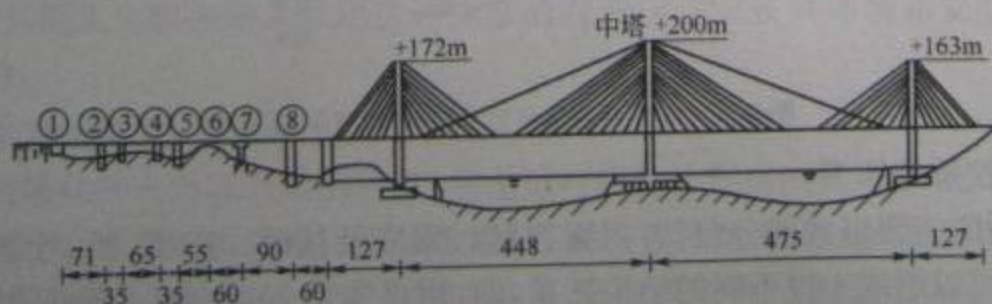


图 5-36 香港汀九桥(尺寸单位:m)



### ⑤综合处理方法

我国湖南岳阳洞庭湖大桥(图 5-34)是一座高低塔的三塔斜拉桥,其跨径布置为  $(130\text{m}+2\times 310\text{m}+130\text{m})$ 。双斜索面采用带水平弹性限位装置的漂浮体系。为保证塔柱的横向稳定,采用呈五角形宝石状的拐腿式塔柱。为了提高三塔斜拉桥的总体刚度,适当增加主梁截面高度和塔身纵向截面刚度的措施,减小中跨和边跨最外三根索的索距,在端支点和各中跨中部增加附加  $2\,000\text{kN}$  的压重以提高各塔外索的张紧程度。

以上 5 种方法中,方法 1~4 使桥梁在景观上或使用功能上受到一定影响,方法 5 的效果较好,但斜拉桥的恒载内力较大。如方法 4 中,由于增设了中塔顶至边塔主梁处的辅助缆索,随着跨径的增大,辅助索的垂度效应将明显增加,故为了增大辅助索对中塔的约束效果,必须减小辅助索的垂度效应。

常规的斜拉桥主梁以受压为主,同时承受一定的弯矩。近年来,产生了一种新型的斜拉桥——矮塔斜拉桥。它是连续梁和斜拉桥支承体系之间的一种过渡形式,只是塔矮了许多。

矮塔斜拉桥具有以下特点:a. 塔高较矮。拉索倾角较小,拉索为主梁提供较大的轴向力,并且拉索尽可能密集地通过塔柱的上部区域,塔上不设锚固端。一般塔高可取主跨的  $1/8\sim 1/12$ 。b. 梁体高度大约是同跨径梁式桥的  $1/2$  倍或斜拉桥的 2 倍。c. 拉索多成扇形布置,梁上无索区较一般斜拉桥要长,还有较明显的塔旁无索区段。d. 边孔与主孔的跨度比值在  $0.5\sim 0.6$  左右。e. 由于塔面提高了结构的整体重心,故与预应力混凝土连续梁相比其动力性能减弱,特别是防震性能。

部分斜拉桥的应用范围为:适用跨径在  $100\text{m}\sim 350\text{m}$  之间,如果采用组合梁或复合梁,则跨径可达  $300\text{m}$ 。图 5-37 为日本日见桥总体布置。

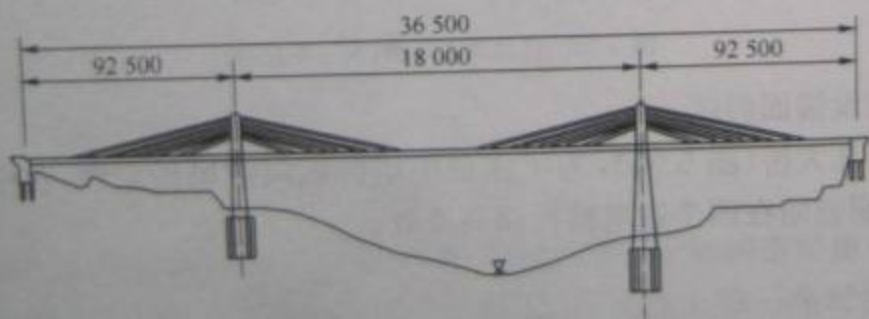


图 5-37 日见桥总体布置示意图(尺寸单位:cm)

### (2)斜拉桥的体系

斜拉桥的主要组成部分包括:主梁、拉索、索塔及基础。按塔、梁、墩结合方式划分,斜拉桥可以组成 4 种不同的结构体系,即:漂浮体系、支承体系、塔梁固结体系、塔梁墩固结体系(又称刚构体系),如图 5-38 所示。

#### ①漂浮体系[图 5-38a)]

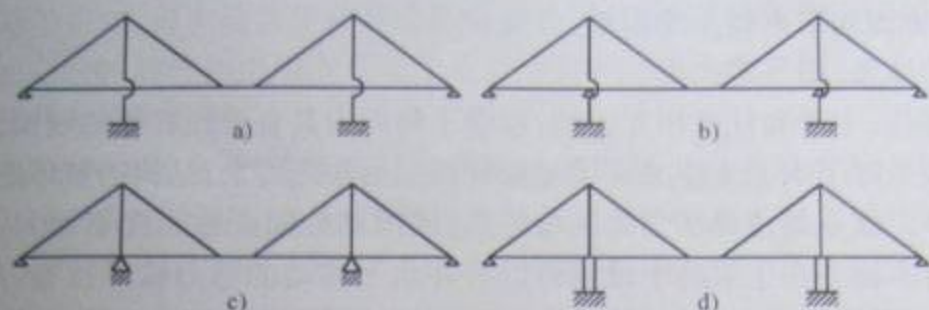


图 5-38 斜拉桥基本体系

a) 漂浮体系; b) 支承体系; c) 塔梁固结体系; d) 刚构体系

漂浮体系为塔墩固结、塔梁分离,主梁除两端为刚性支点外,全部用缆索吊起而在纵向可稍作浮动的、具有多点弹性支承的单跨梁。空间动力分析表明,斜拉索是不能对梁提供有效横向支承的。为了抵抗由于风力等引起主梁的横向水平位移,一般应在塔柱和主梁之间设置一种用来限制侧向变位的板式或聚四氟乙烯盆式橡胶支座,简称侧向限位支座。

漂浮体系的主要优点是两跨布载时,塔柱处主梁无负弯矩峰值,温度、收缩及徐变内力较小,变形和内力变化平缓;地震时允许全梁纵向摆动,成为长周期运动,从而吸震消能。缺点是悬臂施工时塔柱处主梁需临时固结,以抵抗施工中不平衡弯矩和纵向剪力。采用这种体系的有美国 Pasco-Kenewick 桥和我国的杨浦大桥、南京二桥南汊主桥等。

### ② 支承体系[图 5-38b)]

支承体系即在漂浮体系基础上,为主梁在塔墩上设置竖向支承,是具有多点弹性支承的三跨连续梁。这种体系的主梁内力在塔墩支点处,将出现负弯矩峰值。该体系如果用一般支座来处理则无明显优点,因为当两跨满载时,塔柱处主梁有负弯矩尖峰,且温度、收缩、徐变内力仍较大。若在墩顶设置一种可以用来调节高度的支座或弹簧支承来替代从塔柱中心悬吊下来的拉索(一般称“零号索”),并在成桥时调整支座反力,以消除大部分收缩、徐变等的不利影响,这样就可与漂浮体系相媲美,并且在经济和减小纵向漂移方面有一定优势。此外,支承体系在悬臂施工中,不需额外设置临时支点,其施工比较方便。采用这种体系的有我国辽宁长兴岛桥和安徽铜陵长江公路大桥等。

### ③ 塔梁固结体系[图 5-38c)]

主梁与塔柱的内力以及梁的挠度,与主梁与塔柱的弯曲刚度比值有关,且全部上部结构的质量和活载都由支座传给桥墩,故需要设置很大吨位的支座。这种体系的优点是,显著减小主梁中央段承受的轴向拉力,索塔和主梁的温度内力较小。缺点是中孔满载时,主梁在墩顶处转角位移导致塔柱倾斜,使塔顶产生较大的水平位移,从而显著地增大主梁跨中挠度和边跨负弯矩;另外,较大吨位的支座在设计制造及日后



养护、更换方面均带来较大的困难。

#### ④刚构体系[图 5-38d)]

它的塔柱、主梁和柱墩相互固结,形成了跨度内具有弹性支承的刚构。这种体系的优点是既免除了大型支座又能满足悬臂施工的稳定要求;结构的整体刚度比较好,主梁挠度小。缺点是主梁固结处负弯矩大,使固结处附近截面需要加大;另外,为消除温度应力不得不在主梁跨中设置可以容许水平移动的剪力铰或挂梁,从而导致行车的不顺畅,因此,这种体系比较适合于独塔斜拉桥或跨度不大的斜拉桥。

在塔墩很高的双塔斜拉桥中,若采用薄壁柔性墩来适应由于温度、收缩、徐变和活载等,对结构产生的水平变形,形成连续刚构,则能保持刚构体系的优点,并使行车平顺舒适。采用这种体系的有美国的 Dames Point 桥、Sunshine Skyway 桥和我国的广州海印桥等。

由于不同结构体系塔梁间纵向连接方式的不同,不论是静力计算,还是地震反应分析,不同的体系对塔、梁和基础的计算结果都有明显的影响。

通过已有的实践和大量计算分析表明,对于跨度在 400m 以下的斜拉桥,在非高震区一般由静力荷载控制设计;而跨度 400m 以上的斜拉桥,在高震区一般由动力荷载控制设计,抗风抗震在设计中占重要地位。在结构体系方面,跨度在 200m 以下的小跨径斜拉桥,其各种结构体系均可采用,但以刚构体系因无需支座和体系转换而较为合适;跨度在 200~400m 间的中等跨度斜拉桥,因刚构体系在温度荷载下,将导致塔底有很大的剪力和弯矩,故一般不宜采用;跨度在 400~600m 大跨度斜拉桥,因塔梁固结体系需设置大吨位支座,其定制、生产及更换均较困难,故一般宜采用漂浮体系或支承体系;对于跨度在 600m 以上的特大跨斜拉桥,主要由抗风和抗震控制设计,尤其是地震荷载会导致很大的位移,故漂浮或支承体系亦应避免采用(漂浮体系或支承体系的塔梁分离,漂浮体系的塔与梁之间仅通过 0 号索支承,而支承体系的塔与梁之间仅设滑动铰支承)与其他体系相比,漂浮体系或支承体系的纵桥向刚度最小,周期最长,因此在地震作用下的位移反应最大,但塔柱的内力反应最小。当斜拉桥的跨度不大时,桥梁的整体刚度相对较大,位移较小,主要是内力控制设计,这时,采用漂浮体系或支承体系显然是明智的选择,特别是在地震烈度较高的地区。而随着斜拉桥跨度的增大,位移的矛盾逐渐突出,漂浮体系或支承体系就越来越不适合了。对于跨度在 1000m 左右的超大跨度斜拉桥,漂浮体系或支承体系将会导致相当大的纵向位移,因此,此时在塔、梁间宜增加限位的弹性约束。

弹性约束刚度的选取是关键。在苏通大桥的设计中,对弹性约束体系的约束刚度作了系统的研究比较,结论认为在一定的刚度范围内(如  $1.0 \times 10^3 \sim 1.0 \times 10^5 \text{ kN/m}$ ),塔柱的内力反应变化不大,而塔顶和梁端的位移反应却变化相当大;随着弹性约束刚度由小到大的逐渐增加,塔顶和梁端位移逐渐减小,而塔底剪力和弯矩先是下降,然后逐渐增大,并存在一个低谷,该低谷时的弹性约束刚度即是最佳值。



因此,在实际工程中,可主要按位移要求和塔底剪力、弯矩进行取值。一般来说,对于超大跨度的斜拉桥,弹性约束刚度可取  $1.0 \times 10^5 \text{ kN/m}$  作为参考值。

### (3) 自锚式地锚斜拉桥

随着斜拉桥跨度的增大,主梁所受的压力也越来越大。当轴向压力增大到某种程度时,可以采用高强度钢材来承受,但当跨径达到 2000m 时,仅靠采用高强度钢材是不够的。

基于常规的高跨比假定,取钢箱梁梁高 3m,桥面宽 30m,图 5-39 显示跨径直到 2000m 时轴向力引起的压应力的变化。

由图 5-39 可见,当跨径由 1000m 增大到 2000m 时,由轴向力引起的压应力将由 160MPa 增大到 500MPa。当考虑了横向风力影响后,叠加了横向弯曲引起的应力后的应力图见图 5-40。由上图可知,直到 1500m 左右的跨径,压应力还可以通过高强钢材和索塔附近临界区域的适度加强来处理。因此,就目前钢结构材料而言,自锚式斜拉桥的极限跨径在 1500m~2000m 之间。当考虑斜拉桥跨径超过目前的限度时,拉索水平分力的传递是增大跨径的决定性因素之一。因此,考虑可否通过改进结构体系来降低斜拉桥主梁临界压力是有意义的。

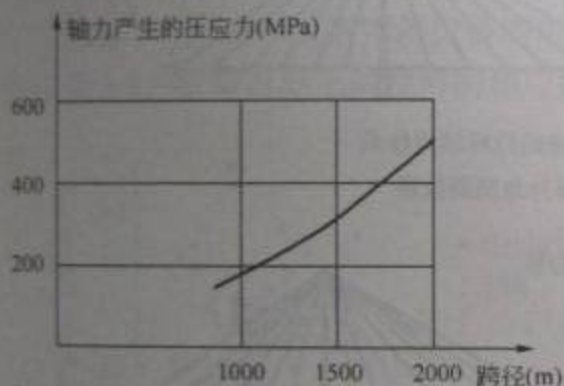


图 5-39 主梁由拉索水平分力引起的最大压应力

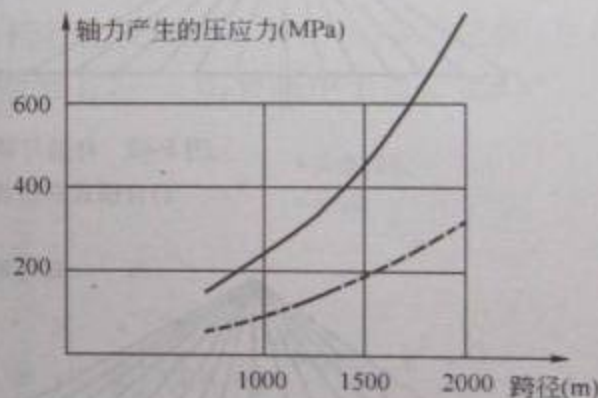


图 5-40 由轴力和横向弯矩引起的主梁最大应力

对于常规的自锚式斜拉桥,半边主跨的水平平衡是由索塔处主梁轴向压力  $H$  来获得的,而跨中的轴向力为零,然而,水平力平衡同样可以通过在跨中的一个轴向拉力,或跨中拉力和塔处压力相结合来建立,如图 5-41 所示。因此,可以将斜拉体系从自锚式转变为部分地锚式,这要求锚索(边跨最边上的索)锚于一个锚体(锚墩)上而非锚于主梁上,如图 5-42 所示。

对自锚式斜拉桥,所有索力水平分力将作为压力传于主梁,而对部分地锚式斜拉桥,主跨中部那些拉索将在主梁上引起拉力。拉力和压力的比例由边、中跨比例决定。当边跨具有适当的长度(约  $1/3$  跨长)时,主梁最大轴力将减半。当边跨较短时,跨中主梁拉力将较塔处主梁压力大,如图 5-43 所示。须注意的是跨中主梁最大拉力向两端支承处迅速降低,因而主梁在跨中只有相当短的一个范围需要加强,可以通过加强跨中主梁截面钢板厚度来增加跨中主梁的抗拉,但可能导致主梁质量的增加。



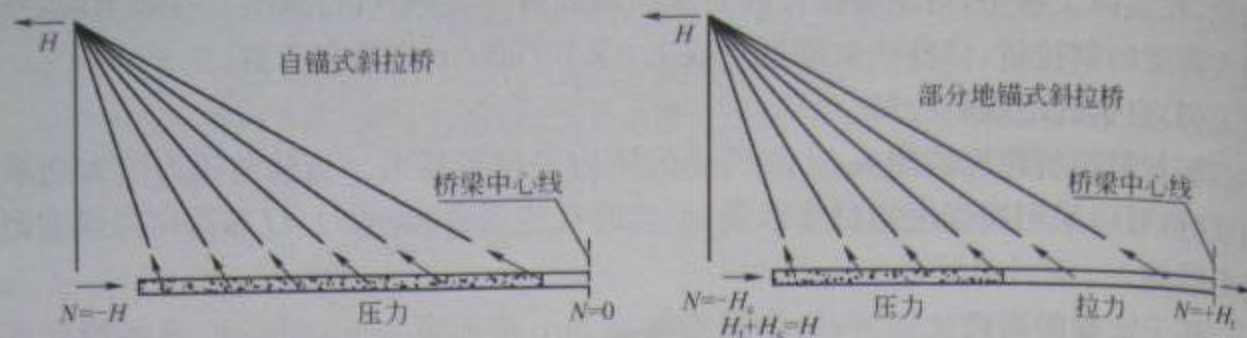


图 5-41 自锚式斜拉桥主梁受力

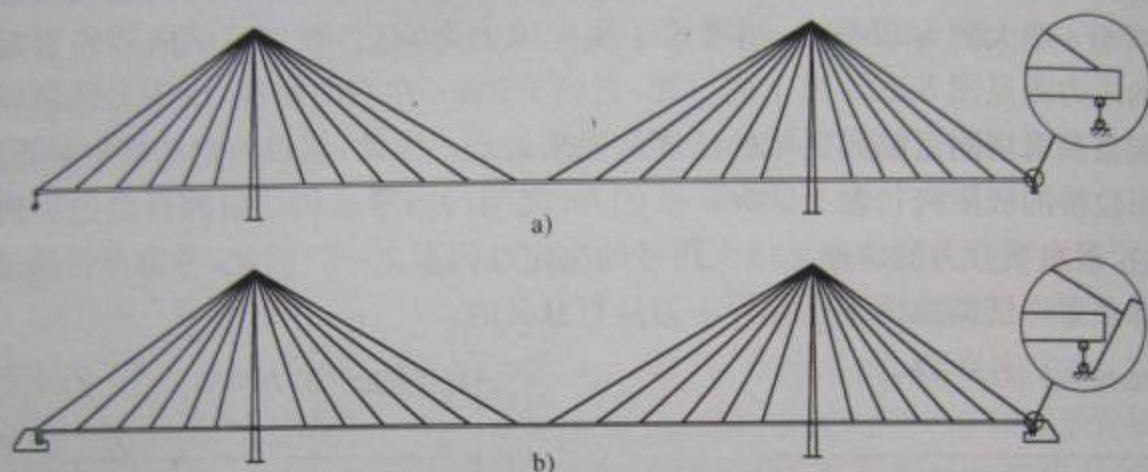


图 5-42 自锚与部分地锚斜拉桥结构体系

a) 自锚式斜拉桥; b) 部分地锚斜拉桥

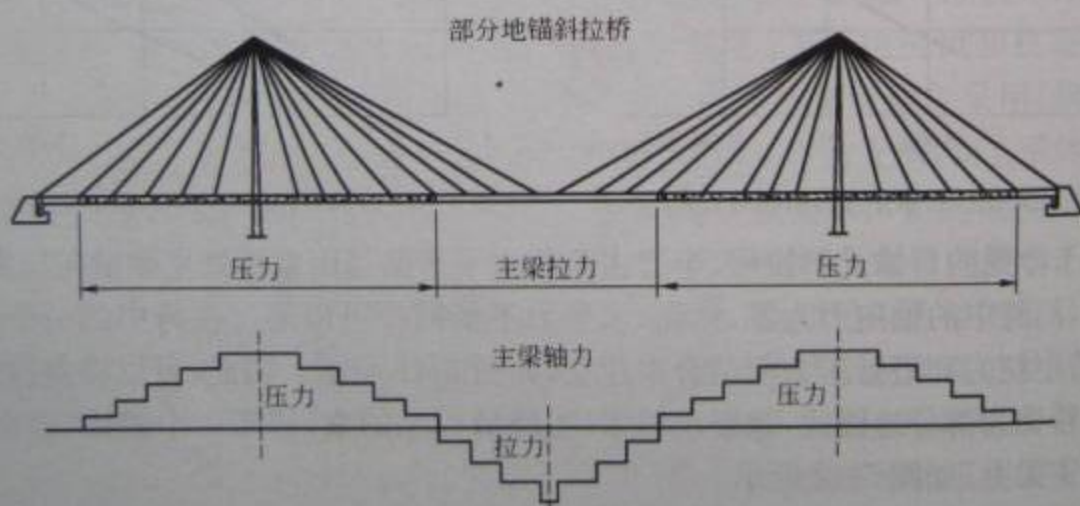


图 5-43 部分地锚式斜拉桥主梁轴力图

为了提高主梁的抗拉能力,可以采用加厚主梁截面钢板的方法,也可以在主梁跨中增设水平拉索。为了进一步控制质量的增加,可以考虑采用碳纤维拉索。碳纤维拉索质量只有钢索的  $1/4$ ,是主梁钢材用量的  $1/10$ 。因此采用碳纤维纵向拉索,不但可以降低主梁质量的增加,同时因为纵向索设于箱内,还易于检查和更换。

## 2. 斜拉桥总体概念设计

在斜拉桥的设计中,除涉及塔、梁、索的构造形式及尺寸的选取外,主要的总体设计参数有主梁的中边跨跨径比、跨高比、跨宽比、宽高比和索塔的有效跨高比,这些参数将直接对斜拉桥的结构性能产生影响,故有必要通过分析已建斜拉桥的设计资料进行上述参数的选用,但大多可以参照《公路斜拉桥设计规范》来设计。

### (1) 主梁的中、边跨跨径比

在斜拉桥的设计中,主跨与边跨的比例非常重要,为了在视觉上突出表现主跨,主边跨之比应大于 2.0。从受力上看,主边跨之比与斜拉桥的整体受力、端斜拉索的应力变幅有着很大的关系,它反映了结构体系的变形特性和端斜拉索的抗疲劳性能。当主跨有活载时,边跨梁端的端索产生正轴力(拉力);而当边跨有活载时,端索又产生负轴力(拉力松减),由此引起较大应力幅而产生疲劳问题。当边跨较小时,边跨主梁的刚度较大,边跨斜拉索较短,刚度也就相对较大,因而此时边跨对索塔的锚固作用就大,主跨的刚度也相应增大,而拉索的应力变幅也将减小,但梁端易出现负反力。对于活载比重较小的公路和城市桥梁,主边跨之比宜为 2.22~2.5,同样道理,钢斜拉桥的边跨应比相同跨径混凝土斜拉桥的跨径小。

从图 5-44 可见,双塔钢斜拉桥的中边跨跨径比较多地处于 2.0~3.5 之间,且集中在 2.5 处;双塔混凝土斜拉桥的相应数值则为 1.5~3.0,较集中于 2.2 处。

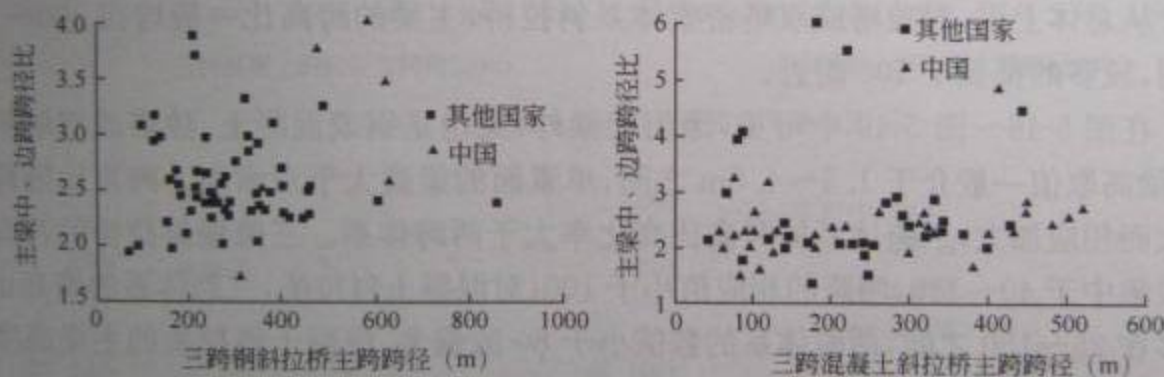


图 5-44 双塔斜拉桥中边跨之比

一般而言,中、边跨跨径的比值大于 2.0,能够控制锚索的应力幅度在一定的范围内,并提高结构体系的总体刚度。在许多斜拉桥中,虽然中、边跨跨径的比值较小,但边跨中往往采用设置辅助墩或将主梁与引桥连接形成组合体系,以提高结构刚度,特别是中跨的刚度以适应结构的变形要求。

图 5-45 为独塔斜拉桥的中、边跨跨径比统计图。钢斜拉桥的比值为 1.0~2.0,一般为 1.5;混凝土斜拉桥的比值为 1.0~1.7,一般为 1.2。

### (2) 主梁的跨高比、跨宽比、宽高比

#### ① 跨高比

主梁的跨高比、跨宽比、宽高比分别为主梁的主跨跨径与主梁截面高度、宽度之比以



及主梁宽度与高度之比。主梁的高度、宽度、截面形式决定了主梁的刚度和抗风性能。

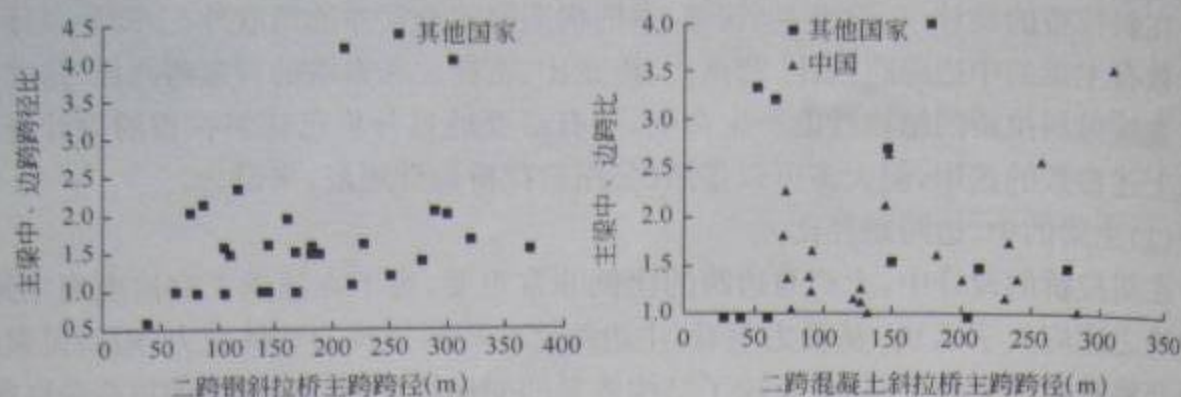


图 5-45 独塔斜拉桥中边跨之比

早期的稀索体系斜拉桥,主梁大都为箱形截面,抗弯、抗扭刚度均较大,索距约在 20~60m 之间,主梁的跨高比为 40~70。密索体系的出现,主梁高度大为减小,斜拉桥的跨高比突破了 100,然而较多的斜拉桥结构为单索面形式,整个结构的抗扭性能依赖于主梁的抗扭刚度,因此,当索距已缩小至 10m 左右时,跨高比仍在 80~120 之间,随着双索面斜拉桥采用结合梁和板式截面主梁的出现,跨高比由 200 变至 478,主梁越来越柔细,从结构性能上主梁已从受弯为主转化为受轴压为主,在索距为 4~10m 的情况下,跨高比为 140~300 之间。

从总体上讲,对独塔或双塔密索体系斜拉桥,主梁的跨高比一般均在 100~150 之间,较多的徘徊于 100 附近。

在图 5-46~图 5-49 中可见,除桁架梁外,无论是钢或混凝土、独塔或双塔斜拉桥,梁高取值一般介于 1.5~4.0m 之间,单索面的梁高大于双索面。跨高比随跨径增大而相应加大,三跨体系的跨高比变化率大于两跨体系。三跨钢斜拉桥的跨高比值较集中于 40~130,两跨的相应值小于 100;对混凝土斜拉桥,三跨体系的跨高比则较多在 25~150 之间,两跨体系的数值小于 80 的偏多,混凝土斜拉桥的主梁高度大于钢斜拉桥。

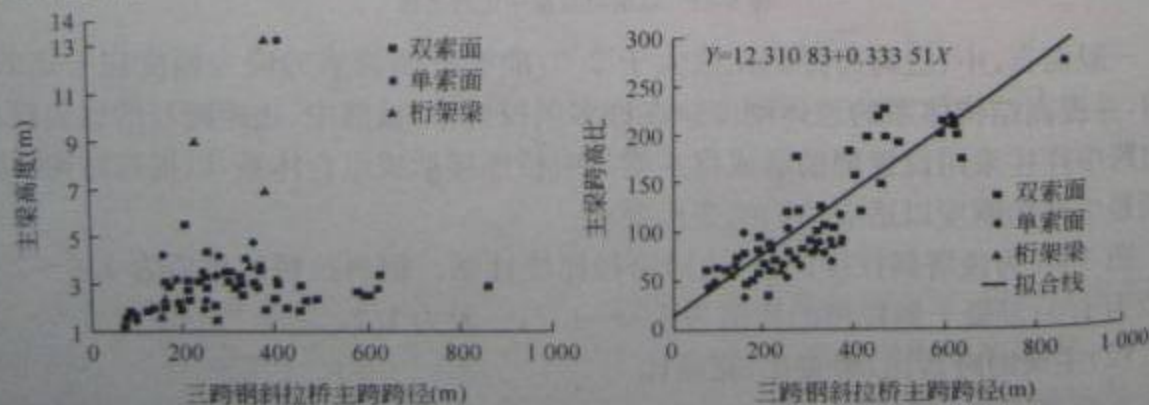


图 5-46 双塔钢斜拉桥主梁高度与跨高比

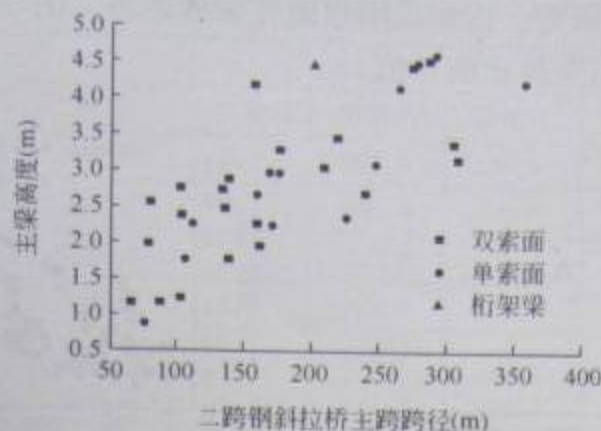


图 5-47 独塔钢斜拉桥主梁高度与跨度

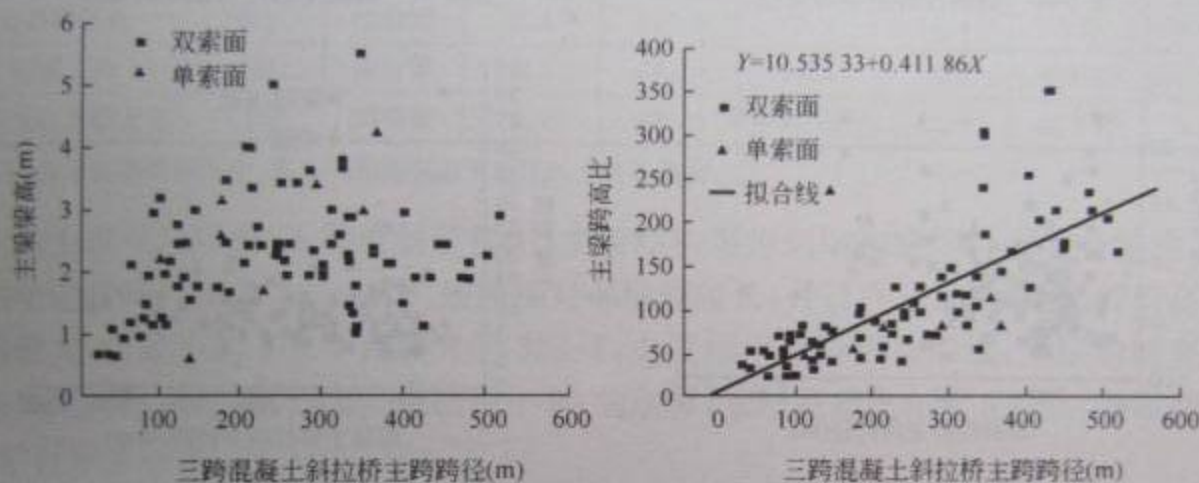


图 5-48 双塔混凝土斜拉桥主梁高度与跨高比

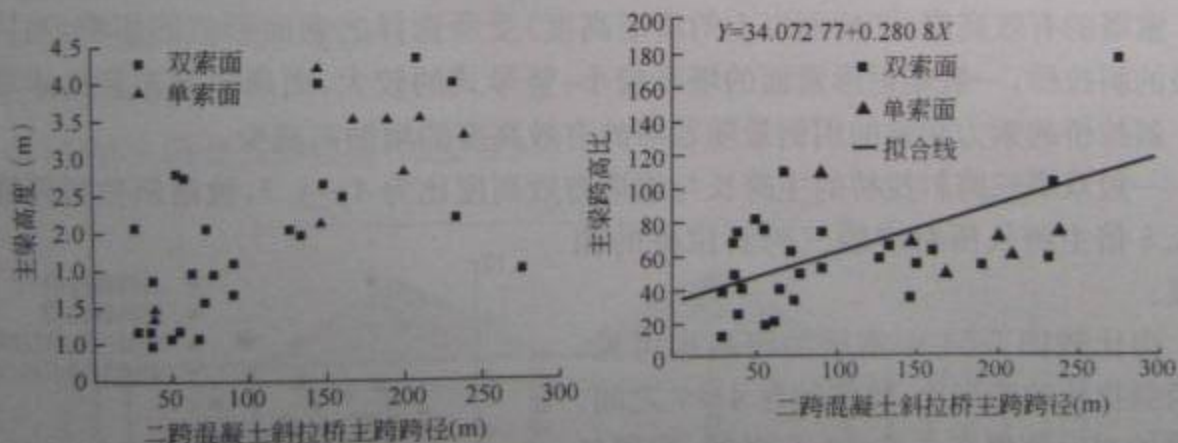


图 5-49 独塔混凝土斜拉桥主梁高度与跨高比

## ②跨宽比、宽高比

一般认为,对双索面斜拉桥,如果跨宽比小于 30、宽高比大于 10,就不会因风力而破坏;宽高比小于 10 时,应加设风嘴;跨宽比大于 30,要采用空间索面的塔型,布置两个斜索面,以加强主梁的抗扭性能;或采用流线形截面;如跨宽比超过 40,则须



从结构布设等方面进行研究。比如采用空间缆索体系等。图 5-50~图 5-53 为出钢、混凝土斜拉桥的跨宽比、宽高比统计值。

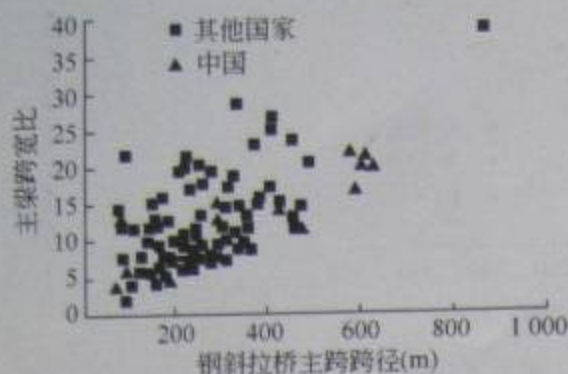


图 5-50 钢斜拉桥主梁跨宽比

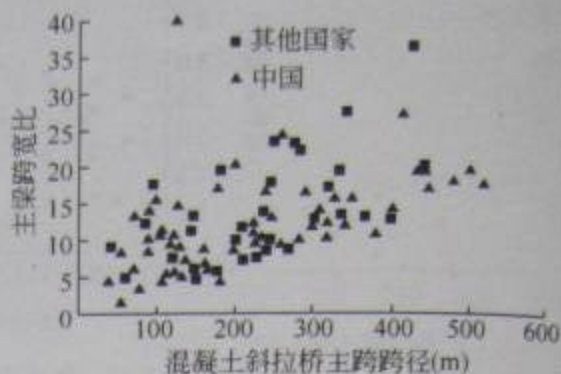


图 5-51 混凝土斜拉桥主梁跨宽比

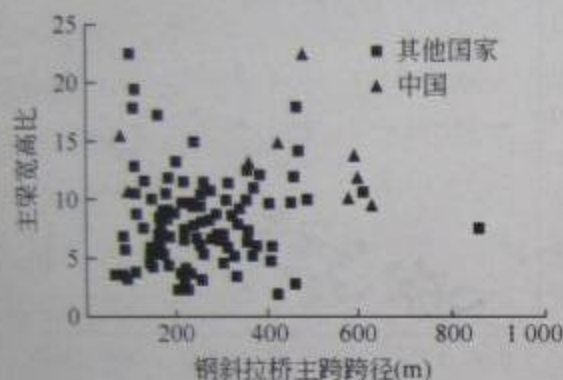


图 5-52 钢斜拉桥主梁宽高比

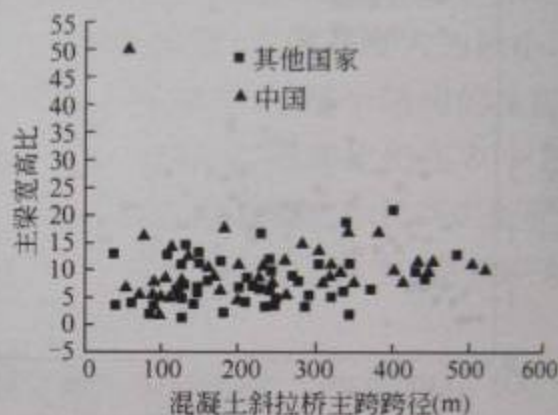


图 5-53 混凝土斜拉桥主梁宽高比

### (3) 主跨跨径与索塔有效高度比(跨高比)

索塔的有效高度(即桥面以上的桥塔高度)受所选择的索面形式的影响,对同等跨径的斜拉桥,一般辐射形索面的塔高较小,竖琴式的较大,而扇形索布置的索塔居中。斜拉桥的索力和索的用钢量随着塔的有效高度的增加而减少。

一般双塔三跨斜拉桥的主跨长与索塔有效高度比为 4~4.7,独塔斜拉桥跨高比为 1.8 倍主跨长所对应的三跨斜拉桥的相应值。

由比较图 5-54 中索塔的跨高比可见,三跨斜拉桥的跨高比,较多的在 4~7 之间,两跨的相应数值在 1.5~4.5 之间;我国斜拉桥的索塔跨高比相对取值较小,塔较高。

### (4) 超大跨度斜拉桥总体设计参数的选用

表 5-8 列出了部分主跨超过 600m 的已建和在建及拟建斜拉桥的总体设计参数。

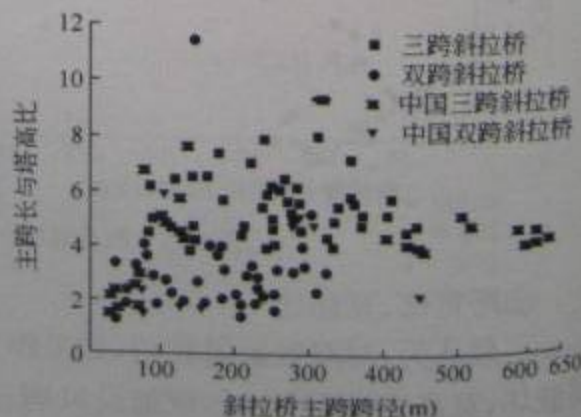


图 5-54 斜拉桥的跨高比

大跨斜拉桥主要设计参数

表 5-8

桥 名	跨径 (m)	主 梁					索 塔	
		形式	中边跨比	跨高比	跨宽比	宽高比	塔形	跨高比
苏通大桥	1 088	钢箱梁	2.2	272.0	28.5	9.6	倒 Y 形	4.8
昂船洲桥	1 018	混合梁	3.5	290.8	20.0	14.5	独柱烟囱形	3.4
鄂东长江大桥	926	混合梁	3.4	243.7	24.4	10.0	钻石形	4.4
多多罗桥	890	混合梁	3.3	329.6	24.3	13.6	钻石形	4.8
诺曼底桥	856	混合梁	2.4	280.7	38.4	7.3	倒 Y 形	
上海长江大桥	730	钢箱梁	2.1	182.5	14.2	12.9	人字形	4.8
南京二桥	628	钢箱梁	2.1	179.4	19.6	9.1	钻石形	4.2
南京三桥	648	钢箱梁	2.7	206.0	21.3	10.4	菱形	4.4
青州闽江桥	605	组合梁	2.4	216.0	20.9	10.4	A 形	4.6
杨浦大桥	602	组合梁	2.5	223.0	19.8	11.3	钻石形	4.2
崇明长江大桥方案	1 200	钢箱梁	2.0	300.0	27.6	10.9	倒 Y 形	5.1

注:表中索塔跨高比中,塔高采用桥面或下横梁以上塔柱高度。

从上表可以看出,大跨度斜拉桥中,主梁结构多为钢结构或结合梁混合结构,主梁的中边跨跨径比为 2.0~3.3,边跨相对都取得较长,并设有辅助墩;主梁的跨高比普遍较大,由最小的 179.4 到最大的 329.6,主梁结构显得更加柔细;主梁的跨宽比或许受结构抗风性能的影响,仍以 20~30 的居多;索塔跨高比在 4.6 左右,并以倒 Y 形、钻石形塔居多。

随着斜拉桥向超大跨径发展,标准三跨斜拉桥形式将受到考验。斜拉—悬吊组合的迪辛格体系再次被关注,将会引起主梁中边跨跨径比值的变化。另外,主梁的跨高比、跨宽比都有增大的趋势。

### 3. 工程实例

#### (1) 润扬大桥北汊斜拉桥(如图 5-55)

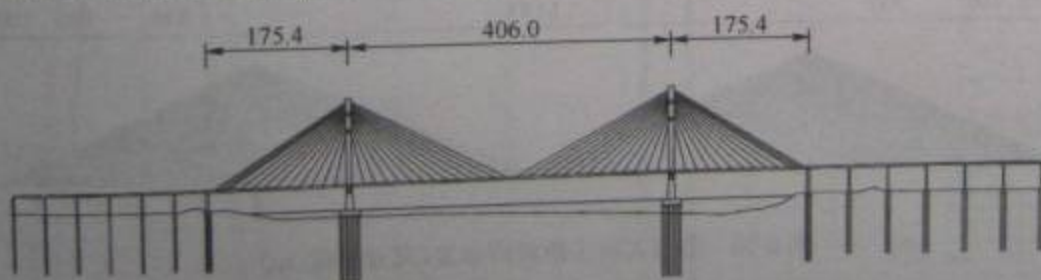


图 5-55 润扬大桥北汊斜拉桥(尺寸单位:m)

润扬大桥北汊主桥采用 176m+406m+176m 的三跨双塔双索面钢箱梁斜拉桥。

北汊桥在江中设两个主塔墩,采用花瓶形混凝土索塔。桥面以上塔柱呈倒 Y 形,以下呈 V 形。上塔柱为互相靠近的平行双柱,两柱之间设上、中、下三道横梁,在塔柱转折点处把塔柱分成上、中、下三部分,索塔总高约 145m。塔柱采用矩形箱形断



面,上、中塔柱横桥向宽4m,顺桥向宽7m,上塔柱顺桥向壁厚1.2m,中塔柱厚1m,横桥向壁厚都为0.8m。下塔柱横桥向宽由4m变到7m,顺桥向宽由7m变到10m,壁厚1m。塔柱底11.5m高范围内顺桥向设两道、横桥向设一道厚0.5m的隔板,以承受船舶撞击。索塔横梁均为预应力混凝土结构,上塔柱斜拉索锚固区塔壁内配置了U型预应力钢绞线。

索塔基础采用群桩基础。承台采用双壁带底钢套箱施工,顶高程0.0m,承台厚6m,平面尺寸39.8m×25.8m,下设高为2m的封底混凝土。每个索塔下布置24根直径2.8m钻孔灌注桩,桩中心距7m;镇江侧按照摩擦桩设计,桩长93.5m,扬州侧按嵌岩桩设计,桩长86m。

主梁为全焊扁平流线形封闭钢箱梁,以满足抗风稳定性的要求。箱梁主体结构采用Q345-D钢。梁高(中心线处内轮廓)3.0m,全宽37.4m(含风嘴、锚固区)。箱梁内设有两道纵隔板,有实体式和桁架式两种形式。锚固斜拉索的锚箱与钢箱梁的腹板焊为一体。箱梁标准梁段长15m,其吊装重量约246t。索塔处设有竖向支座和横向抗风支座。箱梁两端均设置伸缩缝,其不受约束的伸缩总量为800mm。

斜拉索采用空间扇形双索面体系。斜拉索与塔的锚固方式采用环向预应力,在塔壁内设置齿板,斜拉索与钢箱梁以锚箱方式连接。斜拉索采用平行钢绞线拉索。拉索由多股无黏结高强度平行钢绞线组成,采用双层同步挤压的HDPE管进行防护。斜拉索在主梁上的标准间距为15m,4根背索集中锚固在边跨梁端,间距6.0m;在索塔上间距为2.5m、2.0m和3.0m。最大索长225m,最大钢绞线根数为55根。斜拉索的减振采用HCA斜拉索减振器与减振橡胶块共同作用的方式。

过渡墩采用4根直径1.8m钻孔灌注桩基础,墩身采用空心桥墩。

## (2) 苏通大桥主桥

主桥为主跨1088m的双塔双索面斜拉桥,边跨设置两个辅助墩,其跨径布置为100m+100m+300m+1088m+300m+100m+100m=2088m,见图5-56。

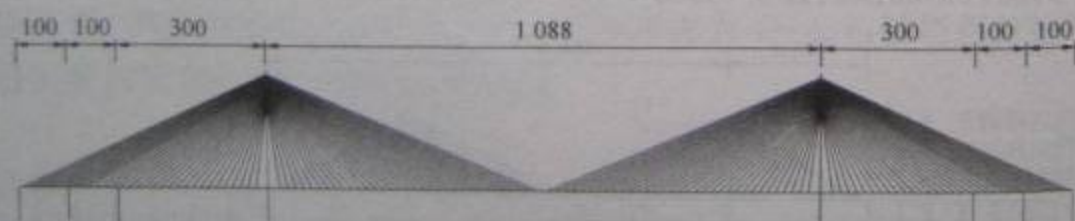


图 5-56 苏通大桥主桥桥跨布置(尺寸单位:m)

索塔与主梁之间仅设置横向抗风支座和纵向带限位功能的黏滞阻尼器。主梁与过渡墩及辅助墩之间设置纵向滑动支座,并限制横向相对位移。

主梁采用抗风性能良好的扁平流线形钢箱梁,含风嘴全宽41.0m,不含风嘴顶板宽35.4m,底板宽为9.0m+23.0m+9.0m,中心线处高度4.0m;索梁锚固采用锚箱式锚固,锚箱安装在主梁腹板外侧,并与其焊成一体。

为减小斜拉索风荷载,苏通大桥采用平行钢丝斜拉索。斜拉索在梁上基本索距为 16m,边跨尾索区为 12m;塔上索距为 2m,全桥共  $4 \times 34 \times 2 = 272$  根斜拉索,最大斜拉索 577m,最大规格为 PES7-313。斜拉索采用分类对待和综合减振的方案,即阻尼器、气动措施并用。

主桥索塔采用倒 Y 形,包括上塔柱、中塔柱、下塔柱和下横梁。塔柱顶高程 306.00m,塔柱底中心高程 5.60m,索塔总高 300.40m;其中上塔柱高 91.36m,中塔柱高 149.73m,下塔柱高 59.31m;索塔在桥面以上高度为 230.41m,高跨比为 0.212,塔底左右塔柱中心间距 62.00m。索塔一般构造见图 5-57。

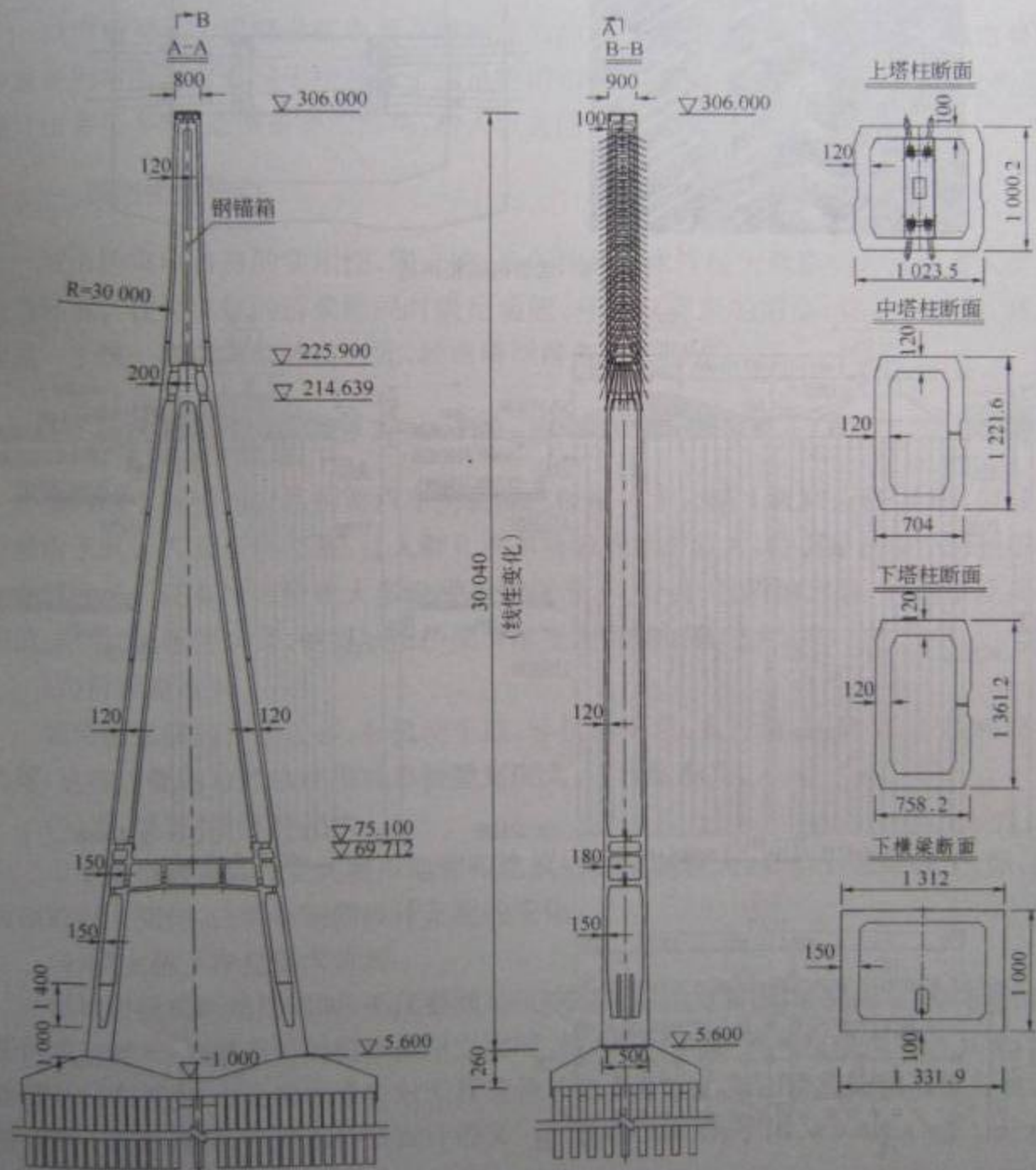


图 5-57 索塔一般构造(尺寸单位:高程:m,其他:cm)



索塔锚固采用钢锚箱方案,钢锚箱布置在索塔混凝土内,平面宽 2 400mm,长度随索塔外形变化;索塔顶部锚箱节段高度 2 300mm,底部节段高度 4 150mm,主拉板厚度 40mm,高 1 300mm,为方便施工在拉板上设置高 1 000mm 的孔洞;钢锚箱在底部支撑在埋钢格栅上,第 1~第 3 对斜拉索直接锚固在钢格栅顶面,钢锚箱方案见图 5-58。

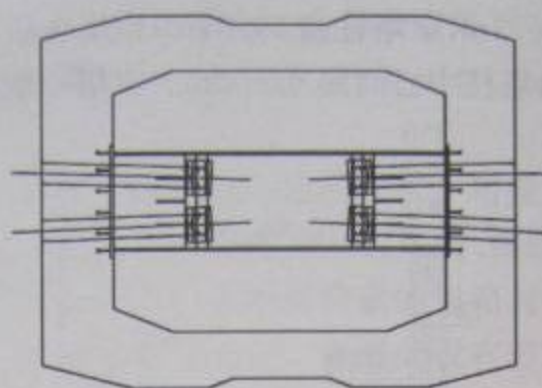
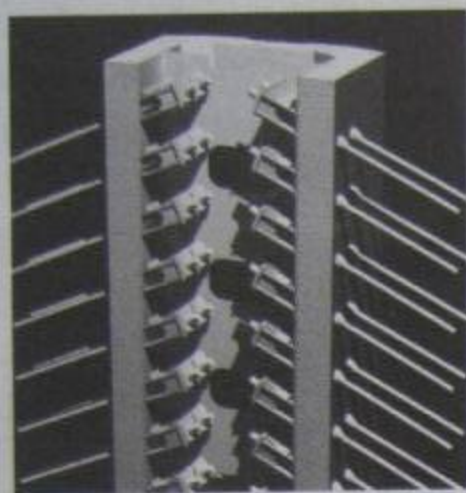


图 5-58 索塔钢锚箱构造

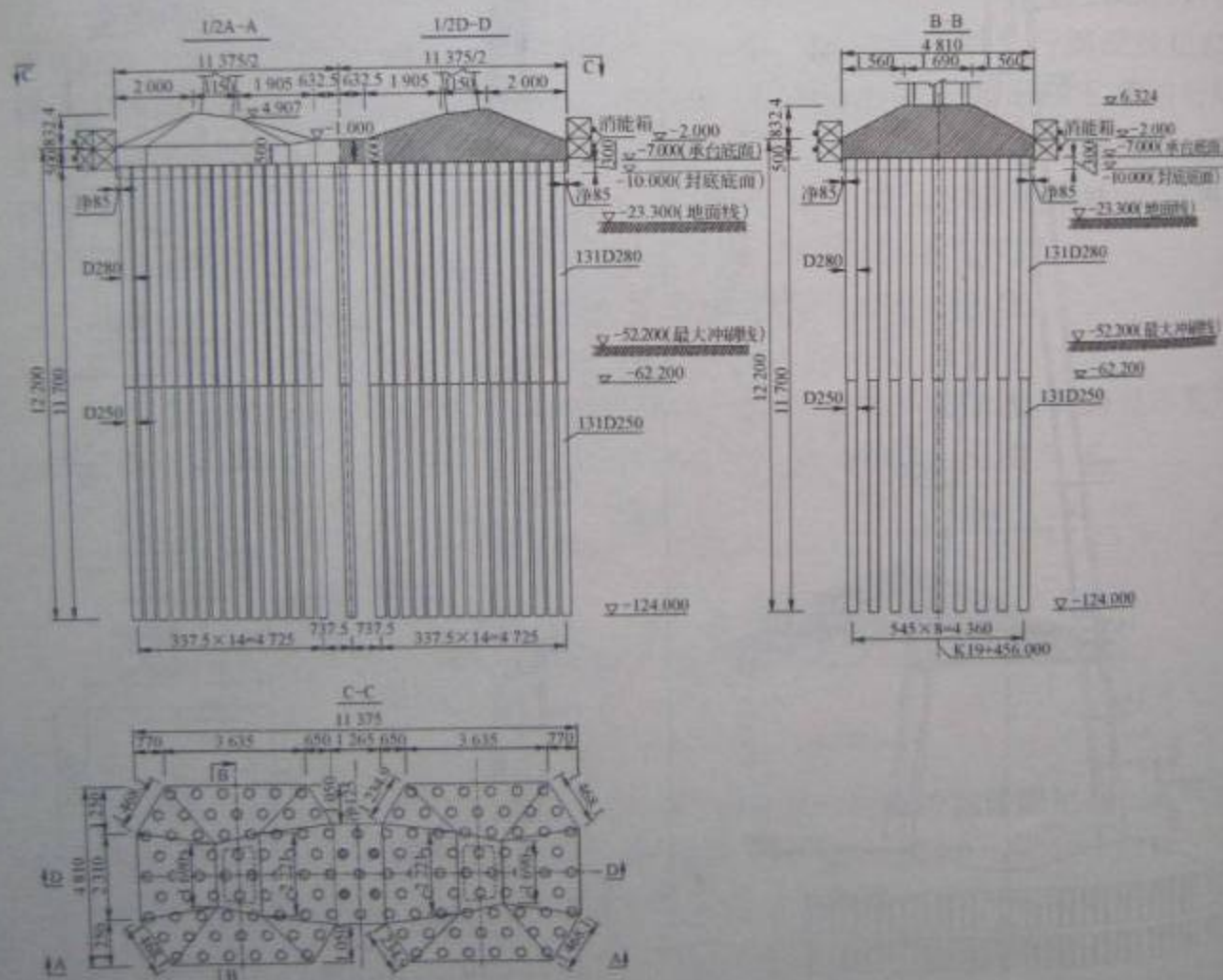


图 5-59 主塔基础一般构造图(尺寸单位:高程:m,其他:cm)

主塔基础采用 131 根 D2.8m/D2.5m 钻孔灌注桩基础(钢护筒内径 2.8m),梅花形布置,桩长为 117m,按照摩擦桩设计,考虑钢护筒与基础共同受力。承台为哑铃形,在每个塔柱下承台平面尺寸为  $51.35\text{m} \times 48.1\text{m}$ ,其厚度由边缘的 5m 变化到最厚处的 13.324m,其顶部与塔柱的接触面垂直于索塔塔柱的中心线。两承台之间采用  $11.05\text{m} \times 28.1\text{m}$  系梁连接,系梁厚度 6m。主塔基础一般构造见图 5-59。

## 第四节 城市桥型设计

城市桥梁作为道路设施中具有跨越能力的承重建筑,是交通要道,也是城市景观中重要的审美对象。城市桥梁除了满足使用功能外,还需要用符合美学的概念构思,设计出多姿多彩、造型各异的结构,给人以美的享受。

### 一、城市桥型特点

城市桥梁以自身的实用性、固定性、永久性、艺术性极大地影响并改变着人类的生活环境。设计良好的桥梁能同时满足功能、环境及美观的需要,将人、车、路、环境构成一个统一和谐的整体。因此,城市桥梁具备如下特点。

#### 1. 设计标准高

##### (1) 桥梁设计荷载高

虽然城市桥梁与公路桥梁汽车荷载都已经统一为公路-I级和公路-II级,但城市桥梁由于其行人及车辆密集,且人群和汽车荷载均相对较大,特别是在中小跨径桥梁中尤其明显。还有城市桥梁大多设置有绿化带、人行道、过桥输水管、轨道以及其他管道、照明、通讯管线等,使得城市桥梁所承受的二期恒载较大。

##### (2) 桥梁宽度大

城市桥梁横向布置较多,有机动车道、非机动车道、人行道、隔离带、护栏和安全岛等,这些功能的布置也使得城市桥梁宽度大、设计标准高。

##### (3) 平、纵、横指标变化大

由于城市桥梁设计受到城市地貌和建筑物的限制较大,必然引起路线平、纵、横指标的很大变化,进而影响到设计车速的变化。

##### (4) 桥上桥下净空要求苛刻

当城市桥梁跨越河流时,不仅要满足运输船队的净空要求,还要满足城市观光游船的净空要求;当城市桥梁位于枢纽立交时,桥上桥下的净空确定显得尤其重要,既要满足行车要求,也要考虑净空对工程造价的显著影响。如何得到使用功能与建设费用的一个平衡点,是城市桥梁设计的又一个重点和难点。

##### (5) 设计项目多,要求高



城市桥梁除了结构本身的设计外,还要对人行道、绿化带、过桥管线、护栏、照明、排水及交通工程等细节进行设计。

## 2. 使用功能全

由于城市桥梁的特殊性,其使用功能较公路桥梁更加多样化。一方面,城市桥梁担负着成千上万居民上下班、购物、旅游、出差等内部交通流量,保证城市的日常工作和运转;另一方面,城市立交工程多、规模大,与公路、铁路、地铁、航空等组成出入境交通转换,担负着一定的外部交通流量。

城市桥梁作为城市的交通要道,不仅提供机动车、非机动车及行人等通行,而且还可以作为城市的景观和标志。城市桥梁造型各异的照明设备既须满足使用功能,又须增添桥梁的美观性。另外,城市所需要的各种管道,如水管以及其他需要跨越河流和障碍物的管线,均可利用桥梁方便地到达对岸。

## 3. 建筑造型美

随着桥梁建造技术的日益成熟,人们对桥梁美观的追求也越来越高,桥梁建筑艺术与造型得到了空前发展。桥梁的结构形式在塑造构造物的风格中扮演着重要角色,因为桥梁对所在地区的环境、景观、历史及文化等都会产生较大的影响,事实上,桥梁与高楼大厦一样已经成为城市的主要标志性建筑。因此,城市桥梁设计应注重建筑造型设计,并应吸纳更多懂得桥梁结构规律的建筑师积极参与,以便及时对桥梁造型进行符合美学规律的组织与优化。

### (1) 桥梁景观要求高

桥梁景观的表现主要围绕着桥梁的两个不同方面,即桥梁结构本身的建筑造型及桥梁所处的自然人文环境,在功能、美学、生态、经济、历史、文化等关联方面的协调组合。前者包括建筑造型、建筑结构、桥梁色彩等方面的内容,后者包括桥梁与自然环境、历史环境、人文环境的和谐统一。这两个方面既各自独立、又相辅相成,城市环境景观可以影响和衬托桥梁造型;桥梁造型也可以充实城市环境景观的内容、成为城市的名片、形象和窗口。

桥梁景观具有美学性、时代性和地域性。桥梁必须符合安全、适用、经济、耐久、美观、环保的原则,这是桥梁设计规范的基本要求,其中美观方面包括桥型的美学比选,结构部件的比例调整,桥梁造型与城市环境的和谐共鸣,防护涂装与整体色彩的配合联系等;另一方面,不同的时代,不同的文化背景,桥梁结构构造技术被打上了一定的时代烙印,桥梁景观与当时的社会发展、科技水平、文化特征等都密不可分,与其所处的地形、地貌、城市空间及环境等亦息息相关。桥梁景观体现了一个时代和城市的社会思想、美学观念、建筑材料与施工工艺技术等多个方面。桥梁景观是在继承与发展中不断更新的,桥梁与其环境的伴生,使其复合成为标榜时代和地域独特性、唯一性的象征,如悉尼大桥与悉尼歌剧院、布鲁克林桥与曼哈顿、延安大桥与宝塔山。

城市桥梁景观自然离不开它的夜景观。桥梁在城市格局中的标志性地位使其夜



景观成为城市亮化的一项重要组成部分。桥梁所处的滨水区域以及跨线高架具有广阔的视域及高大的造型,并成为城市景观的表达重点。桥梁夜景观对于表现城市夜景观的景深与空间层次等有重要作用,所以城市桥梁的照明与灯光色彩是其景观不可缺少的一部分,它既拓展了桥梁的景观表达,又展示了桥梁的魅力,是桥梁在空间与时间的延伸。

桥梁景观设计既要保持对功能、构造技术、形态美学、材料机理的研究分析,又要对社会发展产生的新景观问题以及时代风尚流行保持紧密的跟踪,这样才能满足人们对桥梁景观的更高要求。设计师应具备对时尚的敏锐嗅觉,使设计紧跟时代的步伐,并在不断的创新中使桥梁景观更具时代的气息。由于桥梁结构技术及美学理论日新月异的发展,新桥型、新理念不断产生,这为桥梁景观设计注入了新鲜血液,也为景观设计创造了新的舞台。探索新桥型的景观表达,并使之与城市地域特色相结合,成为桥梁景观研究的重要方面。

桥梁景观设计还包括桥下及周围空间的美化与利用。例如在可能的情况下建造桥头公园、休闲区、观赏区及其他小型公共设施。尊重并发扬原有环境特征,对原有地形、地貌、水域进行充分的考虑,对空间关系和结构进行一定程度的保护与整合,尽量保护原有的水系,在完整体现原有环境特征的同时,创造出新的景观风格,使整个设计变得统一而富有生气,在形式上则体现为具有浓郁现代风格的景观特色。

对于城市桥梁,为兼顾桥型美观和经济性,常常对桥梁景观进行“包装”式设计,对简单经济的桥梁结构进行细节处理、美学修饰或增加一些非受力构件,在常规中求变化,变化中求新颖,这样可以产生视觉冲击力,给人一种新颖、奇特、愉悦的心理感受。

## (2) 桥型构思奇特

为达到桥梁的建筑造型及结构形式的美观与优化,桥型构思是必不可少的过程。桥型构思首先要收集基础资料,其次要深入了解城市内涵,包括城市精神、历史文化、人们行为习惯,关注城市形象定位,从中形成设计主题与桥梁造型理念。

城市桥型构思应坚持以人为本,体现人性化理念,对人文环境及自然环境给予充分理解与恰当把握。设计师应对桥型方案从政治、经济、技术、环保上多方面进行比较,力求从景观高度提出桥型设想。构思应以使用功能、结构安全为基础,结合经济可能、文化艺术和桥梁美学进行构想,从人的视觉、心理和需求出发,注重桥型与环境、桥型与人的融合与沟通,充分重视人的心理体验,使之富有人情味。在创造高品位桥梁建筑的同时,营造出更完善宜人的环境,使桥梁建筑与城市环境相互辉映,融为一体,相得益彰。

桥梁建筑,既是城市的一道风景线,又是展示人民精神风貌的标志物,所以追求桥梁的造型美观、结构合理、经济适用与时代特色,是桥梁设计师们自始至终追求的目标。桥梁标志物可以是塔、梁、柱、索、拱、墩、台、桥头堡及其他对桥梁景观有提高



作用的构件,这些元素的单件或组合,或通过采用新材料新工艺的形式,均可构造出各种不同类型不同式样的桥型。桥型的构思精巧、设计合理、形态各异、与环境协调等因素更是桥梁设计师在进行桥型构思时应重点考虑的问题。设计师需要从多功能复合、多层次空间上考虑,在设计时利用空间形态的变化,突破了以往只在一个平面上做文章的限制,将建筑景观引入桥梁设计,这样可以在相对安静的环境中,充分利用空间变化,获得丰富活泼的桥梁造型。

桥型设计要求设计师应具备良好的艺术感和渊博的桥梁知识,以进行多方案比较,如桥型的美学比选,桥体结构部件的比例调整,桥梁线型与城市大地景观尺度的和谐,桥梁的防护涂装与其所处环境整体色彩的联系等。好的桥型设计要合理地运用简洁与复杂、多变与序列、韵律与节奏、稳定与动感、传统与时尚,反复改进优化设计,并邀请经验丰富的各类专家给予正确指导,多听取各方面意见,包括受影响群体及非政府组织的意见,精雕细琢地处理好每一个结构细节。

城市中桥梁的桥型更注重桥侧的视觉效果,如主梁侧面线形、梁高、墩身、桥台、挡墙等。另外,城市桥梁除了桥型的主体设计外,还包括一些桥梁的附属结构设计,如花坛、座椅、栏杆、防落网、广告牌、指示标牌及照明灯具等元素,也包含地面铺装、过桥管线的布设美化及建筑小品等等,这些细节的完美和精致,可以起到画龙点睛的作用,见图 5-60~图 5-63。



图 5-60 人造石栏杆



图 5-61 桥下的休闲人行道



图 5-62 钢混组合栏杆



图 5-63 桥下空间的美化与建筑小品



#### 4. 结构设计难度大

桥梁的建筑造型设计好以后,为了建筑造型与结构统一,还必须对桥梁进行结构设计。造型再好如果不符合结构力学原理,或不符合安全需要,也是失败的造型。因此,建筑造型与结构安全必须统一起来,而复杂、奇特的造型,往往会给结构计算与分析带来难度。结构设计根据各种荷载以及结构形式,精确计算结构的各种内力与应力、变形与位移,以及稳定与震动等,使结构受力合理、经济可行、行车舒适,确保结构的安全性与耐久性,适应交通可持续发展的需要。

城市桥梁由于其景观要求的特殊性,其建筑造型与公路桥梁相比,往往更加复杂而多变,形式多样、形态各异,使得结构尺寸的确定以及结构的模拟计算都较困难。随着科技进步及计算机的发展,桥梁计算程序也越来越多,从平面杆系到三维空间有限元分析,桥梁结构的计算分析方法也越来越丰富、越来越精确,但是结构的真实模拟及局部分析却不是一件容易的事,这往往需要设计师花费大量的时间和精力去认真思考,并付出辛勤的劳动。

城市桥梁除了因景观的要求而使得结构多变外,还缘于其自身的一些特点,如桥梁较宽,横断面经常需要布置机动车道、非机动车道、人行道以及隔离带等。这样的条件对拱桥来说是合适的,恰好可以将拱肋布置在机动车道与人行道之间,也就是人行道采用挑臂形式伸出拱肋以外,保证车辆与行人分离,同时减少了结构横梁的长度,既合理又经济。另外,城市桥梁由于结构空间受到限制,独柱墩、框架墩、异型跨等时有发生,有时甚至需要对常规结构进行修改及异化处理,由此带来的结构多变亦是显而易见的。

城市桥梁排水一般是集中排入地下管道,并纳入城市地下排水系统。结构设计时要充分考虑排水管的布置。过去常常将排水管挂在桥梁外侧,这样虽然便于检修,却极大地破坏了结构的协调性和美观性。目前随着排水材料强度及耐久性的提高,城市桥梁愈来愈多地采用隐藏式的排水方式,即把排水管布置在结构内部,如连续箱梁的箱室和墩身的内腔中。

#### 5. 建筑高度低

城市桥梁除了要求功能齐全、造型美观外,还要求结构的建筑高度要低。一方面,城市人口密集,企事业单位及房屋众多,桥梁及其接线道路的用地范围受到严重限制,所以必须要求降低桥梁高度及路线纵断面,以减少桥梁长度,进而减少用地范围和建设费用。特别是大型立交枢纽,经常有数层桥梁交叉,采用建筑高度低的结构形式可以大大降低用地范围和建设费用,经济效应明显;另一方面,为便于桥位附近居民和车辆利用,桥梁高度及路线纵断面也必须尽量降低,使桥梁及早落地,方便居民和车辆上、下桥;再一方面,城市桥梁的美观、视觉以及通透性要求桥梁的建筑高度也要低。较低的结构高度和尺寸,既可少占空间,又可使结构显得纤细轻巧,增加了美观性和通透的视觉效果。



## 二、城市桥型概念设计

城市桥梁的结构形式丰富,根据城市桥型的特点,本部分内容主要对城市桥梁中常用的系杆拱桥、组合体系桥梁的结构形式及受力特征进行分类介绍,为城市桥型设计提供一些思路与理念。

系杆拱桥在城市桥梁中的应用、较广,能给人一种强劲的力度感,加之拱结构优美的曲线造型,多跨拱桥的动感变化,是桥梁结构形式中最富于变化的,从古到今受到人们的关注和推崇。系杆拱可以通过拱肋、吊杆造型以及风撑形式的调整来展示结构变化,也可以将行车桥面支承在拱肋的上、中、下等不同的位置,还可以单拱、连拱及“飞燕式”等多种形式出现。按拱肋数量分,可以有单片拱、双片拱、三片拱等;按拱肋截面分,可以有矩形、箱形、圆形、工形、哑铃形等;按拱肋线形分,可以有圆弧、抛物线、悬链线等;按拱肋材料分,可以有钢筋混凝土、钢管混凝土、钢结构等;按吊杆形式分,可以有垂直、倾斜、网状等;按风撑形式分,可以有一字、m字、X型、桁式、薄壁镂空等;按拱面分,主要通过拱面倾角变化来实现,有拱面内倾,称之为提篮拱,有拱面垂直平行,现在逐渐发展到拱面外倾,以求更多的桥上空间和张扬时尚的气势。

系杆拱的特点除了形式富于千变万化,其另一特点是结构建筑高度低,适合城市桥梁对净空高度的要求,各构件外形符合人们对轻巧、纤细的追求,而且拱桥的涂装可以因环境不同而自由选择,不论是融入环境还是突出环境,都可以恰如其分地表达出城市的标志色,所以在城市桥梁中得到了广泛应用。桥梁美学家 Leonhardt 认为“拱是桥梁最强的具体表现,它的外形就明显地表现其有能力使荷载跨越河流、山谷或道路,所以,拱桥以其明显合适的外形使人们觉得美。”

### 1. 中承式系杆拱

#### (1) 中承式系杆拱的结构特点

中承式系杆拱是指行车桥面位于拱肋的中间位置,一般以三跨的结构形式居多。中承式系杆拱的造型极佳,其结构由“伏”至“起”,有强烈的节奏感和韵律,不仅能吸引人们的视线,而且容易与周围的建筑群遥相呼应,在城市桥梁中往往受到青睐。概括起来,中承式系杆拱桥有以下特点:

①结构特点:中承式系杆拱作为一种无推力或少推力的拱桥体系,突破了有推力拱桥对墩、台和地基要求甚高的限制,从而大大提高了其适用性。一般小跨径中承式系杆拱桥宜采用刚性系杆、吊杆和刚性拱形式,而大中跨径中承式系杆拱桥宜采用柔性系杆及吊杆和刚性拱形式。中承式系杆拱桥可以在桥面以下的拱肋部分设置强大的横撑,以增加结构的稳定性,从而可以减少桥面以上风撑的数量,避免视线阻挡,另外,由于吊杆的支承作用,桥面系的建筑高度可以大大降低,在保证同样高度桥下净空的前提下,可以缩短主桥长度和桥头引道长度,其经济性十分明显,这使系杆拱桥在城市桥梁净空受到严格限制时成为极具竞争力的桥型。



②受力特点:类似于悬索桥的吊杆和斜拉桥的拉索,三跨中承式系杆拱桥的中跨吊杆和边跨立柱对桥面系形成弹性支承,可以大大改善主梁的受力状况,使得结构跨越能力增强;作为无推力或少推力的结构,相对于一般有推力拱,其弯矩和剪力都将减小,这样就充分发挥了拱承压能力高的特点;系杆拱桥的抗弯能力主要来自于拱肋压力和系杆拉力所组成的内力偶,故就这点来讲,桥跨越大,轴力也越大,系杆拱桥抗弯能力也就越大。

③外形特点:中承式系杆拱桥的形式多变,各式各样、形态各异、举不胜举。它可以通过拱肋、吊杆造型以及风撑形式的调整来展示结构的多样性,还可以单拱、连拱及“飞燕式”等多种形式出现。构思精巧、设计合理的拱桥既满足了跨越障碍的要求,又达到了令人赏心悦目的造型效果,这也是中承式系杆拱在城市桥梁中得到广泛应用的原因之一。

④施工特点:一般小跨径钢筋混凝土中承式系杆拱桥宜采用满堂支架施工、少支架预制拼装或整体拖拉施工,中、大跨度中承式系杆拱桥,一般都采用钢管混凝土结构作为拱肋的劲性骨架,并利用骨架的刚度与强度承受拱肋的施工荷载,形成了修建该类桥梁的科学合理的自架设体系,解决了该桥型向大跨度发展的施工难题。另外,缆索拼装吊装施工、转体施工、悬臂拼装或浇筑等也是中、大跨度中承式系杆拱桥常用的施工方法;但预制拼装方法一般比现浇施工工期短。

## (2)中承式系杆拱的美学效果

随着桥梁工程技术的不断发展及提高,桥梁美学正日益为人们所重视。构成桥梁艺术美的三个基本要素是形式美、功能美以及与环境协调。中承式系杆拱桥以其新颖多变的造型,产生了独特的美学效果,当然也有其较为适宜的最佳效果范围。

### ①形式美

中承式系杆拱桥各构件配合协调,外形平衡、韵律和谐而形成的美称为形式美。拱肋的内倾与外倾,形成了不同的桥上空间;拱肋截面的不同形状,能造成凹凸、阴阳的视觉效果;拱肋材料的质地,表达了刚柔、细腻的机理;吊杆的平行、斜置与网状,能产生韵律感;色彩的不同搭配,可以达到冷暖、胀缩和轻重的感觉;风撑的不同组合,展示出传统或时尚的风格……另外,中承式系杆拱桥的拱肋被桥面一分为二,这种比例的分配也产生了独特的动感效果,桥面以上部分可以展示各种造型,桥面以下部分则可以根据地形、水域、城市环境展示变化,如设计成“V”型、半波曲梁等,桥上桥下的构造均能吸引人们的视线。中承式系杆拱桥在其各构件的组合与搭配方面也提供了更大的选择余地,各构件相互之间的尺寸和比例易于取得平衡与协调,加上优美的曲线和刚劲的直杆,可以保持对称、重复,也可以简洁、高大。造型美观的拱桥,必然会使结构显得稳定、轻盈、活泼而不繁琐。

### ②功能美

拱是桥梁最强的具体表现,它的结构外形能够清晰地表达出它的功能。中承式系杆



拱桥的美观不仅表现在其空间构成的形式美,而且可以明显地看出它的功能。按照力学理论,此类拱桥的各部分构件均没有多余与浪费,呈现浑然一体的强有力的功能美。

中承式系杆拱桥的结构合理,它保持了一般拱桥的基本力学特性,构件组合简洁明快,使人清晰看到力的传递路线。荷载由桥面系传递给吊杆,由吊杆传递给拱肋,拱肋受压后将产生的水平推力传给系梁承担,然后整个上部结构的荷载最终由墩台传给基础。中承式系杆拱桥的拱脚一般采用固结形式,拱轴线近似荷载的压力线,可以充分发挥拱圈材料的抗压特性,受拉的吊杆和系杆可采用高强钢筋,因而使得其结构既经济又合理。一跃而过的拱肋,勇敢地承担了全部荷载,蕴藏着明快的力度紧张感,使系杆拱桥具有强烈的功能美。

### (3) 中承式提篮拱桥

中承式提篮拱桥的空间结构效应比较明显,拱肋对称往桥梁中心倾斜,拱轴线为空间曲线,两片拱肋在拱顶间距小,在拱脚间距大,外形类似中国传统的竹篮手柄,因而得名“提篮拱”。提篮拱主要是拱肋内倾形成“人”字结构,虽然拱肋内倾,但却给人平稳、和谐、舒适的感觉。

提篮拱桥具有空间曲线的优美,一般为三跨,从纵桥向看,主拱及两个半拱(曲梁)三跨拱桥一字排开,就像一只展翅欲飞的“飞燕”,景观造型极佳,成为城市的一处胜景,见图 5-64。

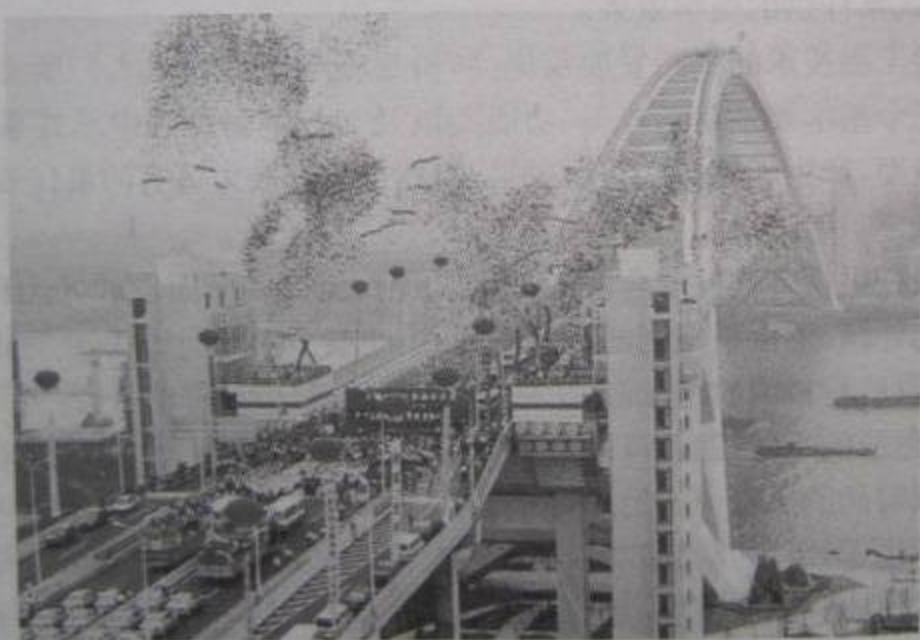


图 5-64 上海卢浦大桥(通车盛况)

从功能上看,提篮拱在承载能力上与常规的垂直拱存在区别。在恒载和活载作用下,对于同样的结构,由于拱肋的倾斜,虽然它的面内弯矩比垂直拱要大,而面外弯矩大得更多,拱内压力、吊杆拉力也比垂直拱大一些,但吊杆拉力的水平分力对桥梁有预压力的作用,而且提篮拱的系杆拉力比垂直拱小,它在一阶失稳模态下的弹性稳

定系数比垂直拱大,而且内倾角度越大弹性稳定越好。对于大跨径的提篮拱,在考虑材料非线性和几何非线性等多种因素时,提篮拱的非线性稳定却比垂直拱逊色,也就是说提篮拱的极限承载力比垂直拱要小一些,而且内倾角度越大极限承载力越小。由此看来,提篮拱的内倾角度并不是越大越好,无论是从功能考虑还是从美观考虑,拱肋的内倾角度都有一个合理的适用范围,一般在  $10^{\circ} \sim 15^{\circ}$  之间(见图 5-65)。

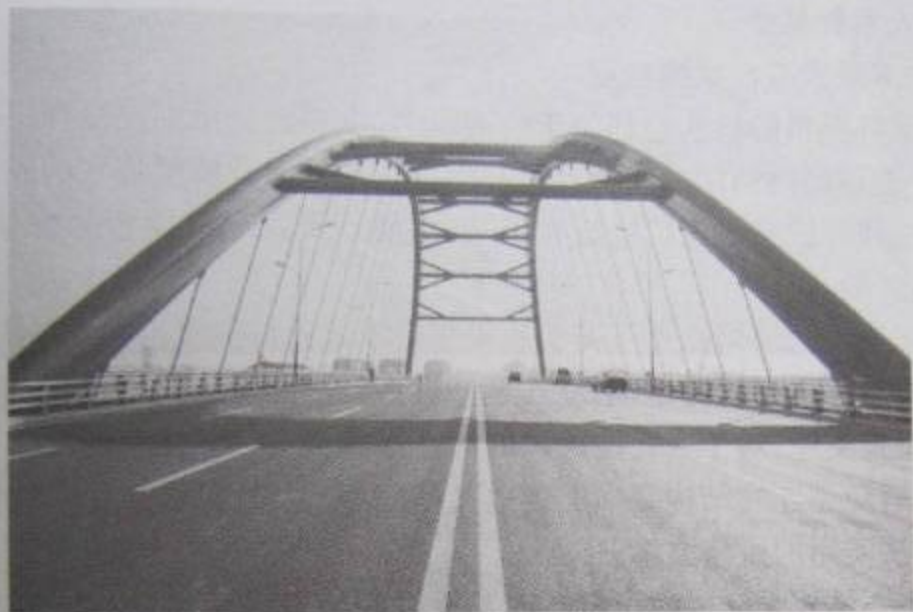


图 5-65 常州市东方大桥

#### (4) 中承式外倾拱桥(见图 5-66)

缘于对新结构及景观的追求,在垂直拱及提篮拱的基础上又发展了外倾拱桥。



图 5-66 天津大沽日月桥



外倾拱桥典形的结构形式为中承式,拱脚固结,在拱肋与桥面相交处设置强劲的风撑(横梁),桥面以上一般不设风撑,好似敞开了宽阔的胸怀,显得生动而大气。

目前,我国建成使用的外倾拱桥实例屈指可数,天津大沽日月桥是非对称的外倾拱桥,跨径  $24\text{m}+106\text{m}+24\text{m}$ ,桥宽  $58\text{m}$ ,两片拱肋矢高不同,分别为  $39\text{m}$  和  $19\text{m}$ ,外倾角度不等,斜率分别为  $3:1$  和  $2:1$ ,其结构、投资和经济指标不够理想。

## 2. 下承式系杆拱桥

### (1) 一般下承式系杆拱的特点

下承式系杆拱桥的拱肋全部位于桥面以上,主要通过拱面及吊杆、风撑的造型来展示变化,并表现出拱结构的遒劲外观。随着建筑艺术及桥梁技术的发展,设计师在桥型设计时往往将古典与现代进行有机结合,使下承式系杆拱桥的视觉效果越来越美观、越来越新颖。

下承式系杆拱的结构特点及美学效果与中承式系杆拱类似,在此不作赘述。

与中承式系杆拱不同的是,下承式系杆拱为外部静定结构,拱脚与墩身之间不采用固结而是设置支座;对于一孔能跨越的河流或道路,一般主桥只设计一跨即可,其余采用引桥,避免了连续结构必须配置边孔的问题,达到了节省主桥的目的,是一种功能合理、经济实用的桥型方案。

另外由于下承式系杆拱的稳定性能及承载能力较中承式系杆拱稍显逊色,所以其跨越能力与中承式系杆拱相比也受到一定限制,因此特大跨径系杆拱桥一般均采用中承式系杆拱。在施工方法上,下承式系杆拱一般不采用转体施工或悬臂施工。

### (2) 下承式单肋拱

下承式单肋拱的特点是只有一片拱肋,所以拱肋的横向刚度要求很高,从而保证拱肋的稳定性,这对设计和施工都提出了更加严格的要求。设计中应考虑大变形理论,用挠度理论或非线性有限元理论来计算结构内力、稳定性及其极限承载力。

单肋拱除了注重拱肋和系杆(梁)的设计外,还要重视吊杆的设计,在这点上单肋拱与双肋拱有所不同。吊杆的刚度及布置形式对单肋拱的面内、面外稳定均有较大的影响,吊杆刚度的增大及间距的减小均可提高单肋拱的稳定性及极限承载力,但也不是无限制地提高,有一个“度”的问题。单肋拱对横向荷载非常敏感,较小的横向荷载就可以引起拱肋较大的横向位移,而且横向变形速度也比较大,极限承载力降低。另外,单肋拱的系杆(梁)一般采用多室箱梁,刚度大、抗扭性能好的箱形系杆(梁)也大大提高了单肋拱的稳定性。

下承式单肋拱的拱肋位于桥梁中间,将行车道分开,有利于行车安全,而且两侧风景不受阻挡,桥上视野开阔,但单肋拱有其一定的缺陷性,目前使用较少,如图5-67。

### (3) 下承式异形拱

一般的系杆拱桥,其吊杆多为对称于桥跨中心线竖向或斜向布置,桥面荷载通过吊杆传给主拱,得出的拱轴线为对称的曲线。如果将吊杆按一定的斜率统一斜向平

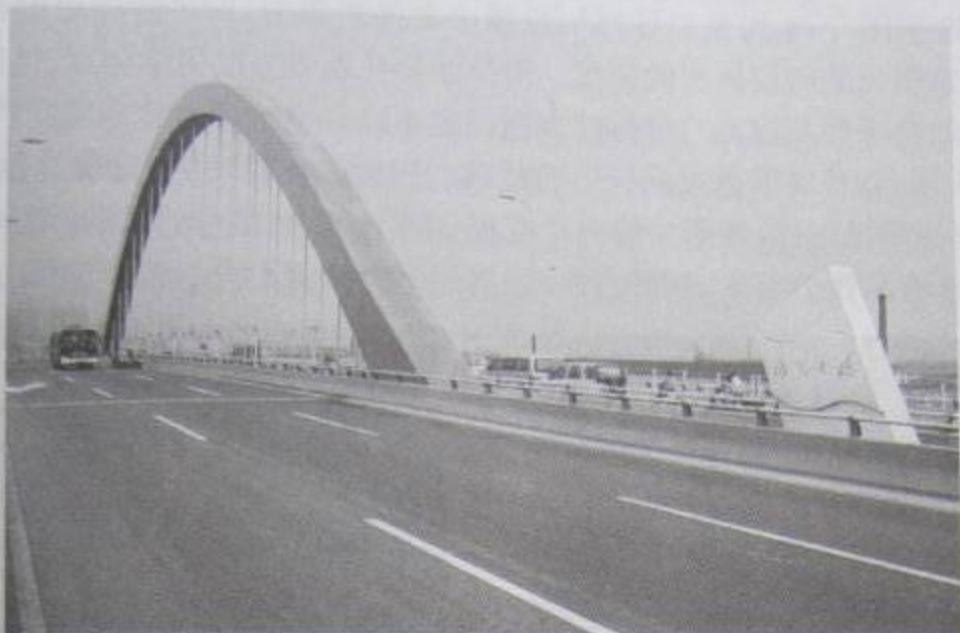


图 5-67 常州丽华南路大桥

行布置,由此进行拱结构合理拱轴线的推导,在斜吊杆传力作用下,其拱圈的形状自然偏向一边,形成偏态的不对称曲线。不同的吊杆斜率,可推导出形态各异的合理拱轴线,这种拱轴线不对称的偏态曲线的拱为异形拱(如图 5-68)。

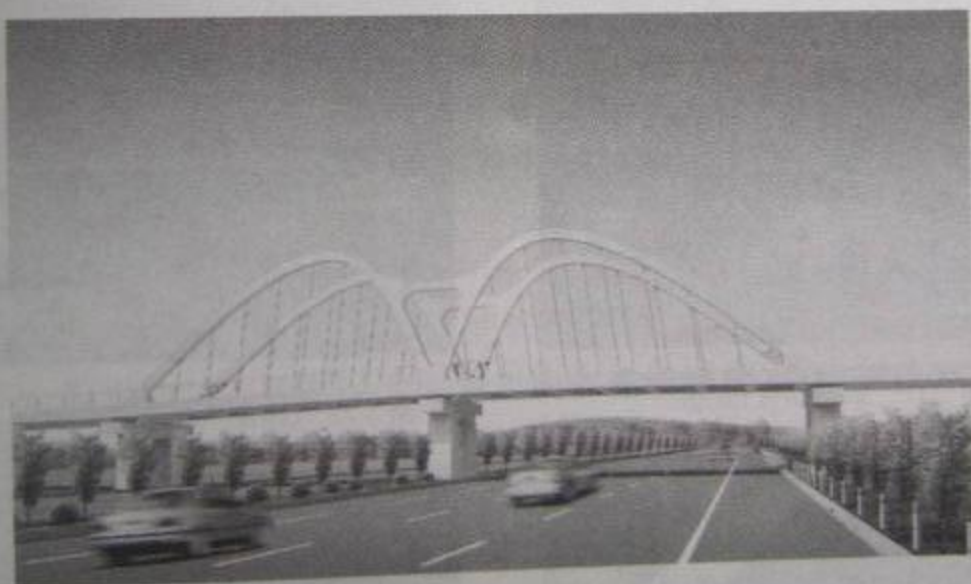


图 5-68 盐城至南通高速公路支线上跨桥

#### (4) 下承式系杆拱的多样化

基于对桥梁美学及结构造型多样化的追求,借助于计算机的发展及计算程序的进步,促使系杆拱结构的形式在不断变化与创新,出现了一些造型奇异的拱结构,其设计构思是在常规下承式系杆拱的基础上,本着“美观、新颖、有个性”的原则,努力从当地的人文特色中寻求设计灵感,挖掘文化内涵,从而使桥梁造型不仅具有优雅的外观,更具有当地特色的“神韵”。



图 5-69 至图 5-74 均是设计师们发挥丰富的想象力,对拱肋加以组合、求变、异化,稳中求新得到的所创造出的桥型。但拱肋异化所带来的力学问题,需要深入分析研究,结构的合理性及施工的可行性方面也应予以科学论证。

如图 5-74,在普通下承式系杆拱的基础上稍做变化,拱肋内倾提高结构稳定性,风撑采用平面薄壁形式,变形为镂空天花板,中间开出椭圆形的孔洞,增加透视性,别出心裁,仿佛有廊桥的韵味,显得古典、稳重而不失美观大方。



图 5-69 La Barqueta Bridge (Spain)



图 5-70 常州市龙城大桥

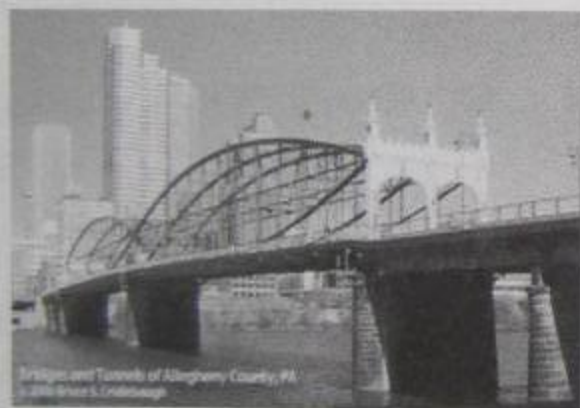


图 5-71 Smithfield Bridge



图 5-72 Garde-Adhemar Viaduct (France)



图 5-73 Mosteiro 桥 (巴西)



图 5-74 常州京杭运河大桥

### 三、高组合体系的桥型

桥梁按主要承重结构体系分,有梁桥、拱桥、悬索桥、刚架桥、斜拉桥,除这5种基本桥梁结构形式外,还有一种其承重结构体系由两种或两种以上结构型式组合而成,即组合体系桥梁。桥梁的5种基本结构形式固然可以建造出造型优美的桥梁,而组合体系桥梁,将桥梁的基本结构型式进行组合,可以建造出形式更为新颖、受力更加合理的桥梁,更可以通过合理的结构设计,将经济和美观统一起来,实现安全、功能、经济、美观、耐久等的有机结合。组合体系桥梁一般建筑造型优美,将不同结构体系组合在一起,既发挥各自的特长,又相互补充不足。组合体系桥梁在景观桥梁中应用最广,往往成为一个地方的标志性建筑。因此,组合体系桥梁在城市桥梁中应用较广。

#### 1. 拱、梁组合体系桥梁

拱梁组合体系结构一般指拱和梁同时承受荷载的桥梁结构,有的以拱为主,有的以梁为主,将拱、梁两种结构体系的特点互相补充,实际应用非常广泛,如应用很普遍的下承式系杆拱桥就属于梁拱组合体系,因前面对下承式系杆拱桥组合体系已作介绍,这里不再重复,仅介绍其他几种拱梁组合体系的桥梁实例。

##### (1) 常州丽华大桥

该桥是京杭运河常州市区段改线工程11座跨运河大桥中的一座,大桥位于常州市武进区夏城路夏乘桥处,为城市桥梁,主要跨越京杭运河、312国道,与京杭运河航道夹角 $98.1^\circ$ ,与312国道交角 $99.7^\circ$ ,航道中心与312国道中心平面距离为113m左右,斜桥正做。

考虑到景观及对航运的影响,丽华南路大桥主桥采用 $35\text{m}+108\text{m}+35\text{m}$ V腿单肋系杆拱,一跨跨越运河,由于312国道的影响,主桥边跨采用35m,主桥宽36.5m。引桥采用30m跨双幅斜腹板预应力混凝土现浇连续箱梁,全桥桥长为532.763m。主桥横向布置如图5-75所示。



图 5-75 主桥横向布置 (尺寸单位:m)



丽华南路大桥主桥采用的 V 腿单肋系杆拱桥,通过梁、拱两种结构之间的组合,在景观上改变了连续梁结构造型相对单一的问题,整体上兼备拱桥和连续梁的设计特色,改善了梁桥的景观效果,既具有古典美,又有现代气息。从结构受力来看,连续梁是大桥传力结构的主体,拱肋起加劲作用。因桥梁较宽,连续梁与通常的拱桥相比显得有些单薄,设计采用了钢箱拱,主墩采用 V 腿,既减小了墩顶负弯矩,又起到了提高桥梁稳定感和均衡性的景观效果。与同等跨度连续梁桥相比,减小了主桥建筑高度,并且在保证通航净空的前提下,缩短了引桥长度,降低了工程造价和规模,是比较经济的一种桥型。

丽华南路大桥主桥通过钢拱与“V”型墩腿及大悬臂的连续梁体系有效组合,使传统拱桥与现代钢桥技术有机结合,外形独特,造型美观,充分展示了江南水乡的桥梁特色,是京杭运河常州市区段的一座景观桥梁。

## (2) 常州青洋大桥

青洋大桥采用连续拱梁组合体系,主桥跨径组成为:50m+120m+50m,京杭运河规划河口宽度为 90m,桥梁采用一跨过河的形式,同时考虑桥墩的设置,主跨采用 120m;为满足桥梁结构要求,同时考虑主桥主跨与边跨的比例协调,边跨采用 50m 跨径。引桥和匝道桥则采用 25~30m 跨径的连续梁结构。主线桥全长 716.4m,其中主桥长 220m,引桥长 496.4 m,如图 5-76 和图 5-77。



图 5-76 常州青洋大桥

青洋大桥主桥采取三跨连续梁结构,并以下承式钢管混凝土桁架拱肋与钢筋混凝土拱肋相组合的拱肋作为连续梁加劲拱,连续梁为梯形箱与多边形箱相组合的复合箱形梁。梯形箱在外侧、腹板在横梁间局部挖空,内设彩色照明,形成独特景观。第一跨引桥箱形梁压在主桥边跨梁端,以防止边跨支点处出现负反力。该桥桥型线条流畅,人群与非机动车从主桥中央通过,过主桥及 312 国道后落地,使引桥宽度缩小且有利于节约投资,同时在总体布置上有独特之处,不落俗套,达到功能与经济相统一,不是牵强的措施。拱肋为单榀,在边跨与中跨连接部位分叉为两榀,其间设拱门以利人群及非机动车通过,从桥的两侧向跨中看,恰似凯旋门将主桥与引桥分开,仅以一门相通。机动车道连续敞开,视野开阔。





青洋大桥主桥结构为下承式独幅系杆拱三跨连续梁桥型,为国内首次设计、首次施工,是一座技术含量高、建造难度大的城市桥梁。该桥利用了青洋路中间的绿化带,将人行道从桥梁道路两侧安置到桥中央,“人在中央走,车在两侧行”是该桥型设计的独特风景;人行道、非机动车道由青洋路中间 9m 宽的绿化带引入主桥独幅拱八字吊杆的保护之中,路面比两侧的机动车道高出 1m,不仅确保行人和非机动车的安全行驶,而且便于行人和车辆在经过大桥时观赏新运河的秀丽风光。

青洋大桥主桥属梁拱组合体系,结构受力上以梁为主,以拱为辅,将拱、梁两种结构体系的特点完美结合,拱改善了梁桥的结构受力,也增强了桥梁的景观效果。

青洋大桥完全摒弃了以往大型桥梁以机动车道为设计主体、只留给行人很少通行空间的做法,其造型独特,是常州市京杭运河改建工程中颇具特色的景观之一。

### (3) 常州新龙大桥

新龙大桥主桥采用 30.7m+100m+30.7m 的三跨中承式连续钢桁架拱桥,桥宽 36m,一孔跨越京杭运河,引桥采用 30m 跨双幅斜腹板预应力混凝土现浇连续箱梁。主桥钢梁全长 161.12m,全桥长 667.16m。两侧边跨为平弦桁梁,中跨为刚性拱柔性梁的钢桁拱桥,边跨主桁桁式采用有竖杆的三角形桁式。主桁桁高 9.5m,桁宽 25m,节间长度 5m,中间支点处设加劲弦,加劲腿高 6m,加劲腿的设置增加了支点处主梁桁高,以改善结构受力条件,同时与钢桁拱拱肋下弦匀顺过渡连为一体,中跨钢桁拱桥拱肋采用变高度 N 形桁架,中间支点处桁高 17.2m(包括加劲腿高度),跨中拱肋桁高 3m,拱顶至桥面高度 20m,矢高 27.5m(拱肋桁架中心距),矢跨比 3.64。拱肋桁架上下弦拱轴线分别采用不同的圆曲线,上弦拱轴线与边跨平弦轴线采用圆曲线匀顺过渡,两拱脚之间设钢系杆,以承受拱肋产生的巨大水平力,同时作为公路行车系。拱肋与系杆之间采用吊杆连接,吊杆承受较大的拉力及疲劳荷载,本桥采用抗疲劳较好的“H”形钢作为吊杆。主桁拱肋及系杆采用焊接箱形截面,竖杆、斜杆及吊杆采用焊接 H 形截面。在钢梁拼装时,施加预应力,以调整钢梁杆件的受力,使全桥受力更为合理,如图 5-78 和图 5-79。

新龙大桥桥面为纵横梁体系,箱形钢系梁和 I 字形钢横梁与 II 形混凝土桥面系相结合,避免钢桥面由于刚度较差,易产生各种路面病害的缺点。

新龙大桥主桥是目前国内极少的钢桁拱公路桥之一。钢桁梁是一种较为古老的结构形式,其刚度好,结构高度大,能够较好地利用钢材强度高的特点,其在铁路桥梁及大跨度桥梁中运用广泛。新龙大桥将钢桁梁与拱两种结构体系组合,使结构的受力更加完美。同时,曲线具有柔顺、弹性、流畅、活泼等特性,给人以运动的感觉,其心理诱感力强于直线。几何曲线规则明了,表达了理智、圆浑一体的美感,自由曲线则呈现出自然、抒情与奔放的风格。由于桁架拱曲线的变化,使该桥显得雄健与刚劲。拱两端由于添加了反向曲线,形态优美,如同玉带飘扬,同时大桥的预拱度设计也增

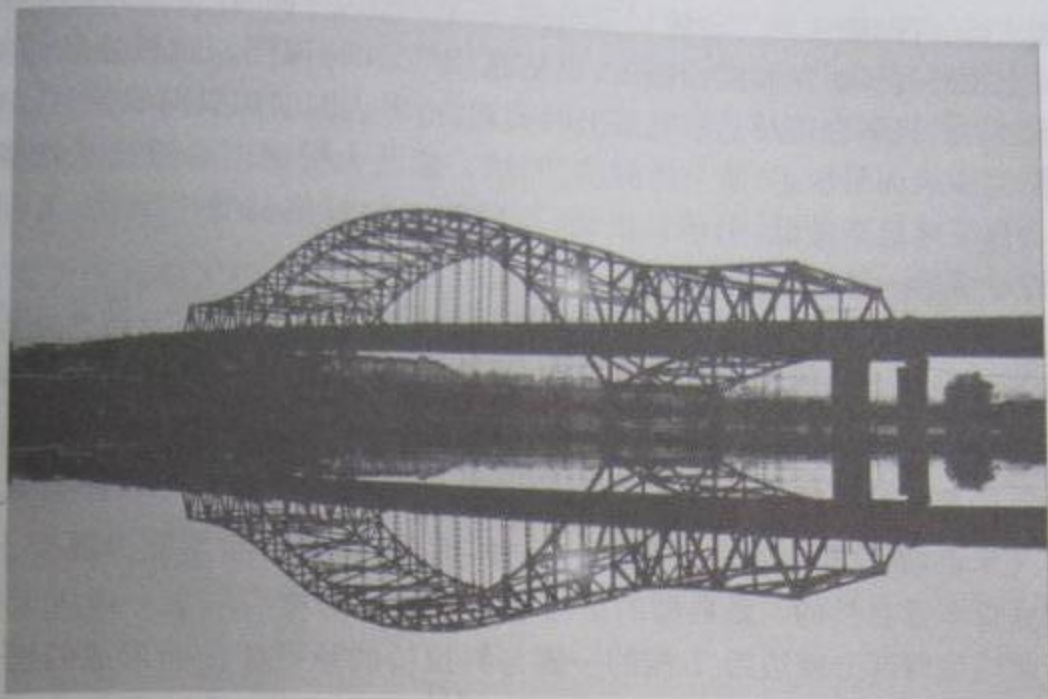


图 5-78 常州新龙大桥

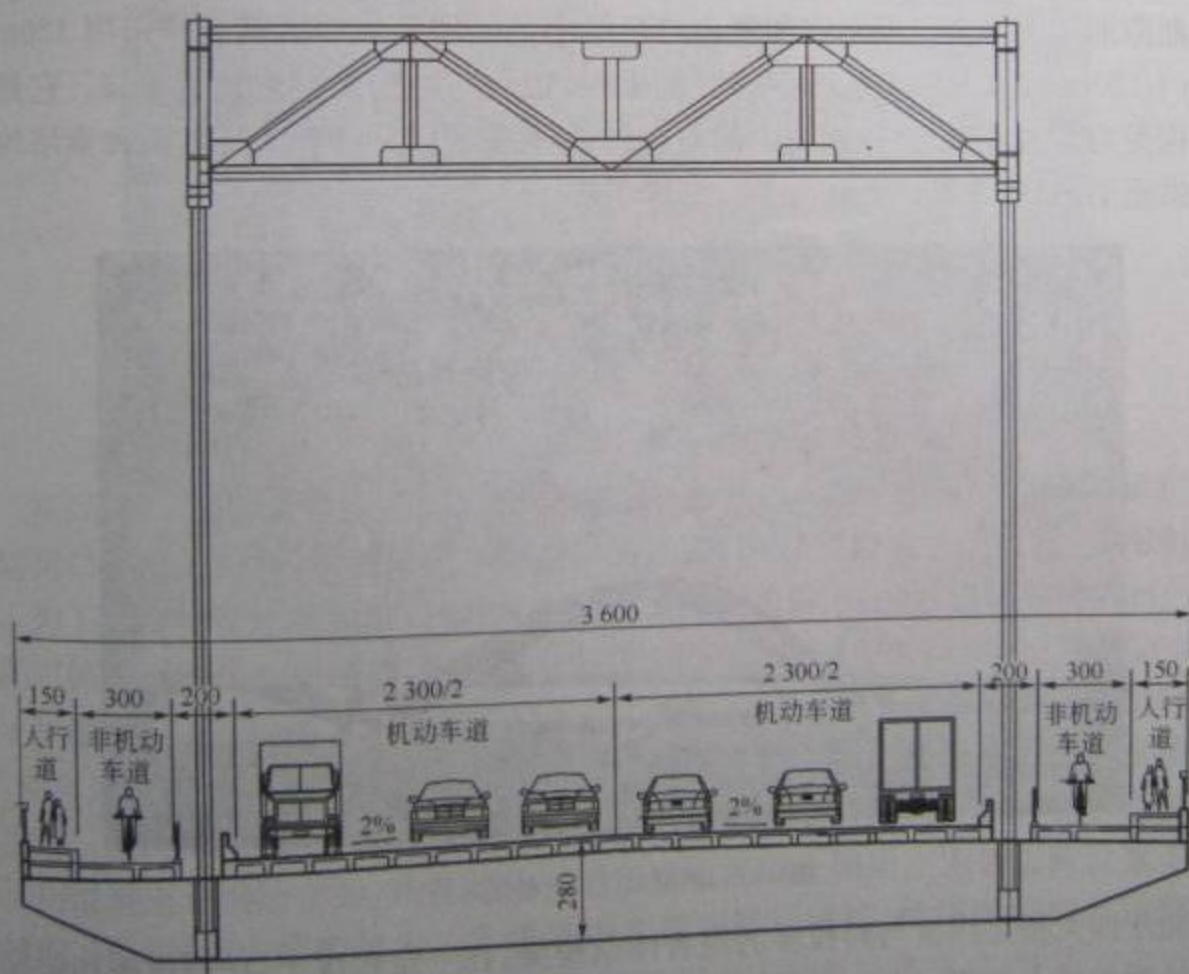


图 5-79 常州新龙大桥主桥横向布置



强了连续流畅、纤细轻快的跨越感。

为与主桥跨度及桥面高度相匹配,引桥选用 30m 跨现浇斜腹板连续箱梁,设计上注意其结构的轻型合理及艺术造型上的美观,桥墩表面增加纵向线条与凹槽,以增加纤细感,克服表面呆板感,使全桥简洁、明快。新龙大桥钢桁拱桥技术经济指标较优,且桥面以下建筑高度低,引桥长度短,与同跨度的其他桥型相比较,工程造价较低,是比较经济的一种桥型。

新龙大桥桥型充分体现了“形式、功能与桥梁美学”的完美统一,新龙大桥把现代钢桥技术与江南水乡特色的拱桥融为一体,是京杭运河上用“钢筋铁骨”打造的一座景观桥梁,已成为京杭运河上常州市的“标志性”建筑之一。

## 2. 斜拉桥与连续梁桥组合体系桥

从广义来讲,斜拉桥本身就是梁桥的一种,因此,斜拉桥与预应力混凝土连续梁桥的组合显得非常自然的。最典型的是独塔斜拉桥主跨中有较长一段无索区的梁,它是边跨梁的悬臂部分或边跨 T 构的一侧与斜拉桥的悬臂固接而形成的组合体系;矮塔斜拉桥也是这一体系的代表。

## 3. 拱桥与斜拉桥组合体系桥梁

湘潭湘江四大桥是湖南省湘潭市二环线上的一座特大桥。其主桥采用 120m+400m+120m 斜拉飞燕式系杆钢管混凝土拱,边跨与主跨跨度之比为 0.3。它是以拱结构受力为主,辅以斜拉索受力的组合结构体系,边跨拱脚、主跨拱脚和索塔均固结于拱座上,如图 5-80。

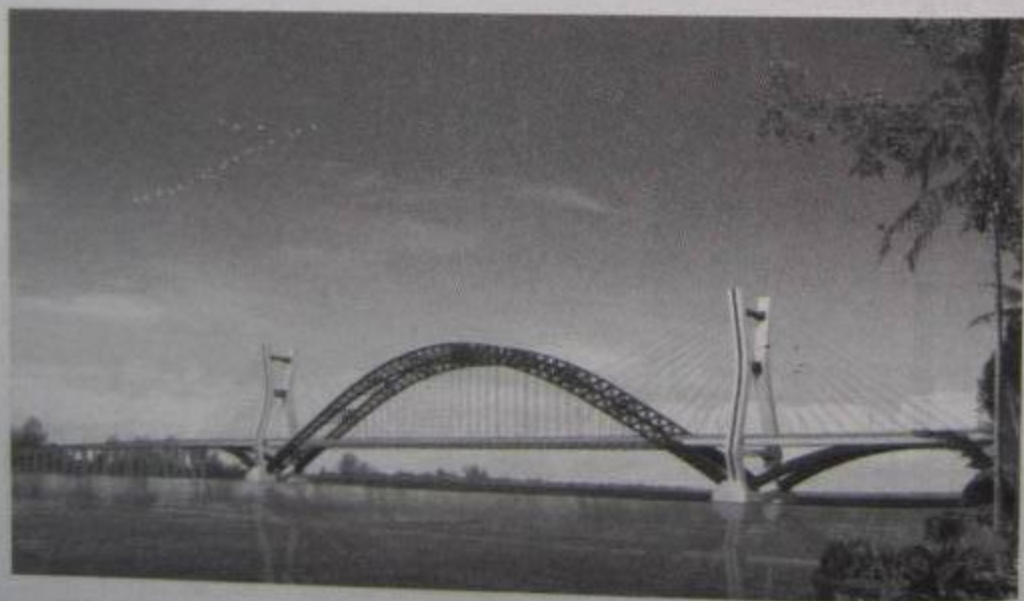


图 5-80 湘潭湘江四大桥效果图

湘江四大桥是拱桥与斜拉桥的组合体系桥梁,在一定程度上,使得拱桥和斜拉桥两种桥型的优点相得益彰。拱的存在增加了斜拉桥的刚度,且使斜拉桥体系本身的

桥塔高度又得以降低;同时,主塔的存在,既是斜拉索依附的主体,又突破了飞燕式拱桥的造型,还能在施工中作为扣索塔架和缆索吊装塔架的支撑体系,从而减少了结构实施的难度;另外,斜拉索协助主拱受力,可以起到调整拱肋轴线,改善结构刚度以及减少主拱推力的作用。

#### 4. 悬索桥、斜拉桥与拱组合体系桥

##### (1) 常州清凉路大桥

清凉路大桥是京杭运河常州市区段改线工程 11 座跨运河大桥中的一座,该桥位于常州市武进区湖塘镇常武桥附近,为城市景观桥梁,主要跨越京杭运河、312 国道和大通河,桥梁与京杭运河航道夹角  $82^\circ$ ,与 312 国道交角  $87.1^\circ$ ,如图 5-81。



图 5-81 常州清凉路大桥

按照工程总体布置,主桥跨径组合为: $72.2\text{m}+113.8\text{m}+30\text{m}=216\text{m}$ ,京杭运河规划河口宽度为  $90\text{m}$ ,桥梁采用一跨过河的形式,同时考虑桥墩的放置,采用斜桥正做。为了满足桥梁结构要求,同时考虑主桥主跨与边跨的比例,边跨采用  $72\text{m}$ 。引桥采用三跨等截面连续梁结构,跨径组合有  $3\times 30\text{m}$  和  $26\text{m}+36\text{m}+26\text{m}$  两种。

如图 5-82 所示,清凉路大桥主桥采用三跨拱形塔自锚式悬索斜拉组合结构体系,中跨采用悬索结构,主缆锚固于纵梁端部,另一端经过次塔后散成 7 根次缆锚固于主塔。主塔采用拱形结构,宽度沿高度方向变化,主梁采用箱形结构,主跨跨中部采用混凝土—钢结合梁,其余部分采用预应力混凝土箱梁。主塔边跨设置 5 根斜拉背索,用以平衡主缆的拉力。主塔采用变截面拱形结构,桥塔顺桥向向边跨倾斜  $30^\circ$ ,同时为了结构造型和散索构造需要,在主塔上方设置次塔柱,次塔柱与主塔柱交角为  $60^\circ$ 。主塔柱为桥梁主要受力构件,塔梁墩固接。



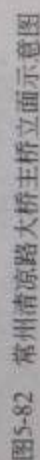


图5-82 常州清凉路大桥主桥立面示意图

桥型特点:自锚式悬索桥,倾斜拱形单塔,斜吊杆,边跨尾索用斜拉索及斜塔自重平衡主缆水平力,拱形塔上附设次拱门以分散主缆,从而锚固到拱形塔上。

结构特点:利用拱形塔使主缆分索与边跨斜拉索形成空间扭面。为了创造独特的造型,拱塔与桥面形成  $60^\circ$  的向边跨倾斜角度,结构采用钢结构,内部填充无收缩混凝土,以提高塔的承载能力及钢结构的局部稳定性。

造型寓意:设计充分理解了常州市的传统文化,从桥型构思上突出了龙文化的传统形象,采取自锚式悬索桥基本构思,利用斜塔与斜拉索相结合的线形布置,所绘效果图无论从什么角度均能显示空间扭面的景观,其造型具有一定的独创性,在造型构思上是一个较好的实践。

清凉路大桥主桥造型独特,造价高,具有很好的景观效果,已成为常州市京杭运河的“标志性”建筑之一。

### 5. 结语

组合体系桥梁还有很多,以上仅列举了其中的几种典型的组合体系桥梁,意在为读者提供一个参考,以开拓思路。

## 第五节 干线与一般公路常用桥型设计

### 1. 概述

#### (1) 干线与一般等级公路桥梁不同特点

江苏干线公路分为高速干线、快速干线及一般干线。高速干线以高速公路为主要载体;快速干线连接地级市、县级市、港口、机场、旅游区等;一般干线连接重点中心镇等,一般干线公路大都为农村低等级公路。这里主要讨论后两种干线和一般等级道路上的桥型,其功能特点主要体现在以下几方面:

①使用对象不同:桥梁除了供汽车行驶使用外,还提供给农用车、行人使用。

②作用荷载不同:干线公路桥梁采用公路-I级,一般公路桥梁采用公路-II级,特殊情况也用公路-I级。

③线形指标不同:干线公路桥梁的平、纵、横技术指标高于一般公路桥梁。后者三项指标可低很多。

④桥涵设计洪水频率不同:干线公路特大桥一般可采用  $1/300$ ,其他构筑物采用  $1/100$ ,一般公路桥梁在  $1/100 \sim 1/25$  之间,甚至可以修建漫水桥,但已很少使用。

#### (2) 适用的结构形式

干线与一般公路桥梁设计中常用的桥型主要是梁式桥和拱桥。

梁式桥受力特点是外界竖向荷载作用下,所以干线公路使用预应力混凝土连续梁式桥,梁式桥受力特点是外界竖向荷载作用下,所以干线公路使用跨度较大的该类桥型,梁或预应力混凝土简支梁,跨度也较大。而一般公路桥梁使用跨度较小的该类桥型,



以预应力T梁及空心板居多。小跨度(10m以下)则常用普通钢筋混凝土简支梁,设计、施工、维修都较容易。对于先简支后连续的桥型,由于该桥型不仅有简支梁设计、施工、维护简单、方便的特点,又有连续梁的受力均匀、行车舒适的优点,所以干线公路和一般公路桥梁都有使用,而且越来越广泛。先简支后结构连续在后者使用较广泛,先简支后桥面连续在一般公路桥使用较多。

拱式桥以无铰拱为多,其主要承重结构是主拱圈,它承受竖向荷载时,对墩台产生水平推力,主拱圈是略有偏心的受压杆件。拱圈材料可以选用石料、混凝土等抗压性能好的材料。

常见的拱式桥有石拱桥、钢筋混凝土箱形拱桥、肋拱桥、预应力混凝土系杆拱等,石拱桥适用于取材方便的山区,造价低廉,养护费用少;钢筋混凝土箱形拱和肋拱跨度较大,适用于山区、山前区或丘陵区;预应力混凝土系杆拱适用于平原,因为它是无推力的简支结构,故也特别适用水网或小城。

## 2. 简支板梁桥

简支梁桥属于静定结构,它构造简单,易于建造,形式多种多样,适应性强,不受基础条件的限制,由于已定型化标准设计,故有利于在工厂或工地大规模预制生产,因此成为干线与一般公路桥梁中最常用的结构形式。由于采用装配式施工能大量节约木材,降低劳动强度,缩短工期,显著加快建桥速度;缺点是变形大,伸缩缝多,桥梁造价较高,且行车不舒适,即使桥面连续也容易破坏。

钢筋混凝土简支板梁桥一般适用于跨径为20m以下的公路桥梁,预应力混凝土简支梁桥的跨越能力大一些,一般适用于50m以下的公路桥梁。近年来在干线与一般公路中对于中、小跨径的桥梁,绝大部分均采用装配式的钢筋混凝土简支(板)梁桥或预应力混凝土简支梁(板)桥,其横截面形式常采用T型或空心板。

## 3. 先简支后连续桥梁

### (1) 先简支后连续桥梁的概念

如图5-83所示,先简支后连续体系一般分为两类:一类是先简支后桥面连续,主梁先简支,后浇注桥面连续混凝土,这种结构无需体系转换;另一类是先简支,后结构连续,预制梁简支架设后,再浇注湿接缝混凝土,形成连续结构,这种结构在体系转换后,其一期恒载由简支内力转换为连续结构内力,可适应中等跨径梁桥。

由于采用预制构件,它不具有先简支梁的优点。所以在干线公路桥梁中具有明显的优势,推广此结构必将会产生良好的经济效益。从国内外的现状来看,先简支后连续的做法主要有以下两种情形:

#### ① 普通钢筋式结构连续类型

此种结构是支点顶面配普通钢筋,由于普通钢筋太多太密,焊接较多,此处混凝土及焊缝质量不易保证,构造较难处理,顶层混凝土易开裂,产生渗水使钢筋锈蚀,而且负弯矩区都是用的普通钢筋,故连续区桥面开裂往往无法避免;优点是施工方便。



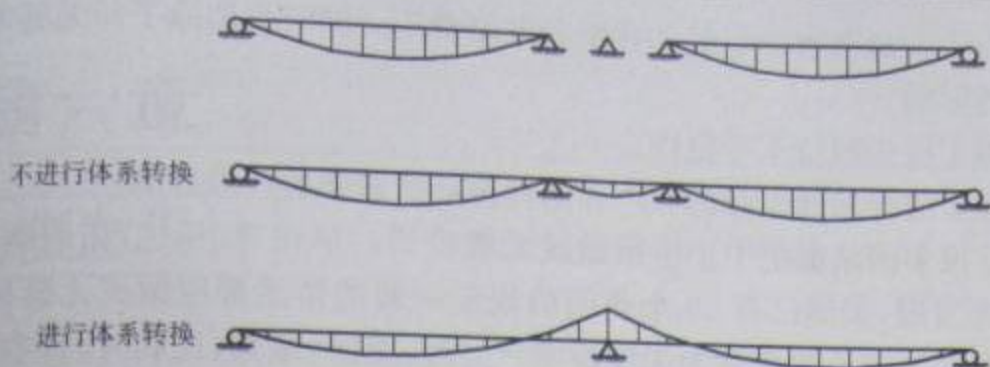


图 5-83 先简支后结构连续

这种类型的连续方法在江苏的工程实践中采用较少,设计和施工较复杂,多用于16~25m的多跨预应力混凝土简支T(I)型梁桥。

## ② 预应力式结构连续类型

使用预应力筋使结构连续类型适用于25~40m以上的多跨简支梁桥。由于在负弯矩区施加了预应力,使连续区的桥面开裂得以避免,目前这种结构连续方式使用较普遍。

### (2) 先简支后连续桥的下部结构类型

先简支后连续梁桥按桥墩有体系转换和不进行体系转换两种,前者墩顶由两个临时支座转换成一个永久支座,后者墩顶双排永久支座连续。

先简支后连续墩顶单排永久支座桥的优点是结构受力明确,支座不脱空;缺点是增加墩顶两个临时支座和结构体系转换工序,且湿接缝处剪力较大。

墩顶双排永久支座,施工方便,不进行体系转换,连续处开裂后修补容易,湿接缝处剪力也小;缺点是在二期恒载及活载作用下,支座易产生脱空和上拔力,要求支座具有一定弹性,结构按部分弹性支承连续梁计算,且湿接缝底部会产生一定的拉应力。

## 4. 无缝桥梁

传统的桥台与主梁完全分开,并设置变形伸缩缝,所谓无缝桥梁即无伸缩缝。根据与梁体的连接形式,无缝桥台主要分为半刚性桥台和柔性墩与刚性桥台两种。与传统桥台所不同的是,半刚性桥台与主梁连成一个整体,桥台与上部结构一起变形,上部结构伸入路堤填土,变形由台下的柔性桩和路基来消化,其实质是整个结构与土共同作用。桥台如受到约束,将会对桥面板产生较大的影响。故设计时必须考虑到桥台刚度、台下基础桩的弯曲柔度和桩—土之间的相互作用,以及桥台与上部结构之间的连接形式等。因此,无缝桥台的设计要求是:桥台体积小,自重轻,并尽量避免桥面系热膨胀期间发生过大的约束反力;合理控制台后土体的发展;台下桩应满足大变形情况下的承载力及稳定性要求。

后一种无缝桥梁是变形由多个墩身(柔性)来消化,且这种变形不传给刚性桥台,如连续刚构一般。

无缝桥梁有以下优点:



①可以大大地节省伸缩缝的养护和维修费用。同时也消除了伸缩缝的养护及维修对交通的影响。

②改善了桥头的行车平稳性。

③消除了由伸缩缝引起的噪声和结构振动所带来的环境影响。

世界上很多国家都把中小桥梁做成无缝桥梁。早在 30 年代,美国就开始兴建,60 年代迅速发展,美国已有 28 个州明确规定一般的桥梁都应做成无缝桥梁。现在在美国大约 95% 的桥梁设计为无缝桥梁。另外,英国、瑞典、比利时、日本、澳大利亚等国都在推广无缝桥梁。目前,世界上已建成的最长的混凝土无缝桥梁长达 282m。在我国,无缝桥梁的修建尚处于探索阶段。

总之,各国桥梁设计师都一致肯定:梁式桥中包括单跨简支梁、连续梁或连续刚构等,当其上部结构的长度和下部结构的柔度,可以使由于受约束产生的次应力在容许范围内,或台后填土或路面接缝可以吸收这种变形时,都可以做成无缝结构桥梁。

### 第一节 预应力混凝土连续箱梁连续刚构的结构概念设计

混凝土结构的连续梁分为预应力混凝土连续梁(以下简称预应力混凝土连续梁)和普通混凝土连续梁(以下简称钢筋混凝土连续梁),前者常用于较宽、较大的通航河道上(图 6-1),后者常用于早期高速公路大型枢纽的主线桥(图 6-2)。钢结构连续梁一部分是弹性支撑连续梁,用于大跨度悬索桥、斜拉桥的行车道箱梁,大跨度的中下承式系杆拱;单纯的刚性支撑的钢结构连续梁,用于悬索桥塔与锚碇之间的引桥,或铁路系统以及地震加速度大的地区。本节重点介绍预应力混凝土结构的连续梁。

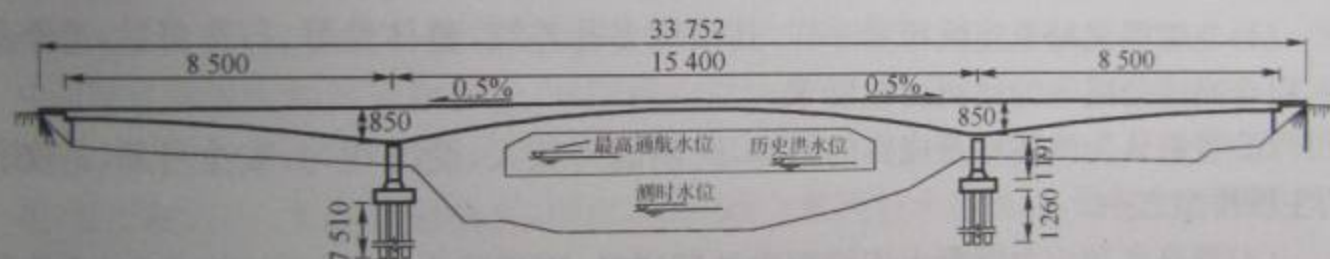


图 6-1 跨航道的预应力混凝土连续梁(尺寸单位:cm)



图 6-2 高速公路正置立交枢纽



混凝土连续梁按梁高和横截面形式又分为等高度变截面和变高度变截面两种(等高度等截面实际上使用较少,大部分用于理论研究),前者因跨度小于60m,所以施工方法较多,例如,支架现浇、先简支后结构连续、移动桁架逐孔现浇和顶推现浇等;变高度变截面大都是跨度大的桥梁,一般以悬浇为多。预制悬拼由于受吊装和浮运设备的限制,应用趋于减少。

预应力混凝土连续梁的结构设计,主要有如下六部分:

- (1)结构特点与使用条件;
- (2)边、中跨比例的设计;
- (3)纵立面设计;
- (4)横截面设计;
- (5)预应力筋和普通钢筋的设计;
- (6)配套施工方案设计。

## 一、预应力混凝土连续箱梁的结构特点和使用条件

国内目前预应力混凝土连续箱梁建成使用的数量较多,特别是高速公路中应用最为集中。虽然关于预应力混凝土连续箱梁的论述、著作也很多,但是出现的病害也较多,因此从设计角度进一步认识探讨该结构是十分必要的。

### 1. 结构特点

(1)与钢筋混凝土连续箱梁一样,其结构多孔连续,整体性好,行车舒适,造价适中,符合高速公路等的使用功能要求。

(2)普遍认为该桥型是成熟的结构,跨越能力较大,受力均匀,安全可靠,是较好的主桥桥型之一。

(3)变高度预应力混凝土连续箱梁外型流畅,刚柔结合,既有阳刚气概,又有柔美的线条;等高度变截面预应力混凝土连续箱梁在超长桥型中也显流畅,具有现代感。

(4)大跨度预应力混凝土连续箱梁由于使用分节段悬浇或拼装,虽有一定的技术难度,但与相同跨度的其他结构相比,施工机具使用适中,能被一般施工力量所掌握,也可实现流水作业,工期易于控制。

(5)先简支后结构连续的中、小跨度预应力混凝土连续小箱梁,可以把工厂化预制和现浇紧密地结合起来,并因工期短、速度快、经济指标低而广受好评,较多地应用于干线公路或大跨度桥梁的引桥。

(6)逐孔浇筑的预应力混凝土连续梁使用越来越广泛,它具有适应性强、工期短、速度快、技术要求低且易于施工等特点,高速公路的交叉工程使用最为广泛。但是,长大的、多孔一联的、多联的,因逐孔浇筑的施工作业面小,反而造成工期增长,为克服这一缺点,桥梁工程师们正在苦苦追求探索。

(7)维修较少,养护单位比较欢迎。



## 2. 使用条件

(1) 大跨度变高度、变截面的预应力混凝土连续梁行车道箱梁的建筑高度较大,混凝土体积较大、材料较多,经济指标较高;当通航等级要求较高时使用较多,而城市净空受限时使用较少。

(2) 有一定的设计、施工技术难度。特别是预应力结构技术要求较高。施工过程中体系转换次数也较多,五跨以上的连续结构线型和应力要求将更为苛刻。

(3) 地基、地质要求高,软土地质或沉降大的地质应慎用。

(4) 由于其结构理论、设计或施工等方面的原因,常常出现较大的下挠度和主拉应力开裂等病害。

(5) 目前等高度变截面预应力混凝土连续箱梁仅使用在 80 m 以下的跨度,其中 20~60m 范围使用最多;变高度变截面的预应力混凝土连续箱梁虽然使用较广泛,但对 50m 以下的悬浇跨度使用较少;50m 以上的采用带导梁的移动支架现浇,常适用于桥面到地面高差太大或通航要求高的桥梁(如峡谷、跨大江大河)。

江苏省已建主跨跨度大于 100m 的预应力混凝土连续箱梁,见表 6-1。

## 二、边、中跨比的设计依据

为什么边跨要小于中跨径,其原因有 4 点:

(1) 弯矩与边界条件的要求:以三等跨一联为例,边跨跨中的正弯矩峰值比中跨跨中大 2.2 倍,比中墩支点负弯矩峰值小 25%(绝对值),三跨以上时也如此。因为中间跨有两侧跨的帮助和分担,所以跨中弯矩较小,而边跨处于一联的端部,只有一侧有中间跨的帮助和分担,另一端即一联的起点方向或终点方向无其他相邻跨的分担,处于较自由、无嵌固的状态,因此,边跨理应采用较小的跨径,结构上才较合理,内力才趋于均匀。

(2) 施工要求:从施工看,如果采用悬臂浇筑,为了支点处“T”的两侧悬臂能够平衡,每个“T”的悬臂不能小于中间跨的一半,即边中跨比的下限即为 0.5,其比值范围即为 0.5~1.0 之间。如果边跨小于 0.5 倍中跨,中跨徐变下挠将越来越大。

(3) 支座原因:如果边跨小于中跨一半,且运营中活载又集中于中跨,两边跨就会上翘,就须使用拉压支座或压重,其桥墩台基桩就会产生负摩阻,这是下部结构设计应尽量避免的。而且这种支座价格昂贵,经济上不合理。

(4) 通航孔要求:一般的通航河流,水位高、水面宽,通航孔受通航净宽和净高的限制,实际需要较大的中孔,两侧非通航孔配以小跨,以缩小工程规模和节省工程投资,这也是桥梁使用功能的要求(先按使用功能设计中跨跨度,后按边、中跨比设计边孔跨径)。

连续梁虽然是从悬臂梁发展而来,但比悬臂梁整体性能好,受力均匀合理,选择边、中跨比时,常取 0.6~0.65 较为合理,并以接近 0.618(黄金分割)的 0.62 更好一些。



编 号	桥 名	跨径布置 (m)	箱高 (cm)	高跨 比	箱型	箱宽 (cm)		顶板厚 (cm)		腹板厚 (单个)(cm)		底板厚 (cm)		单幅箱纵向预应力筋设计(股计)		
						顶	底	最大	最小	中支 点	中跨 跨中	中支 点	中跨 跨中	顶板	腹板	中跨跨中底板
1	南京长江 二桥北汊桥	90+3×165+90	880 300	1/18.75	单箱 单室	1 542	750	92	28	90	40	140	30	1 134 股 $\phi$ 15.24	400 股 $\phi$ 15.24	494 股 $\phi$ 15.24
2	宁淮高速 大运河桥	93+165+93	880 300	1/18.75	单箱 单室	1 350	650	90	28	90	40	110	30	42×25 股 $\phi$ 15.24	18×19 股 $\phi$ 15.24	(24×25+2×19) 股 $\phi$ 15.24
3	三里大桥	95+150+95	850 320	1/17.6	单箱 双室	2 600	1 500	80	28	90	50	100	28	1 107 股 $\phi$ 15.24	252 股 $\phi$ 15.20 $\phi$ 32	434 股 $\phi$ 15.20
4	京杭运河 淮阴大桥	80+140+80	800 300	1/17.5	分离式 双箱	1 150	600	60	28	80	60	140	32	1 314 股 $\phi$ 15.24	532 股 $\phi$ 15.24	504 股 $\phi$ 15.24
5	苏州 东方大道 跨越吴淞 江(苏申外 港线)大桥	80.22+130 +80.22	700 290	1/18.57	单箱 单室	1 350	700	60	28	65	45	90	32	1 178 股 $\phi$ 15.24	间距 50cm $\phi$ 32	380 股 $\phi$ 15.24
6	徐州绕城 高速大运 河桥	73+130+73	700 300	1/18.57	单箱 单室	1 350	650	60	28	65	50	80	30	1 156 股 $\phi$ 15.24	578 股 $\phi$ 15.24	456 股 $\phi$ 15.24
7	扬州绕城 高速大运 河桥	75+120+75	670 280	1/17.9	单箱 单室	1 350	700	50	28	70	45	85	28	920 股 $\phi$ 15.24	216 股 $\phi$ 15.24	380 股 $\phi$ 15.24
8	扬州沿江 京杭运河	78+120+78	650 300	1/18.46	单箱 单室	1 225	650	52.2	25	75	40	80	30	612 股 (7 $\phi$ 5)	390 股 (7 $\phi$ 5)	336 股 (7 $\phi$ 5)

### 三、纵立面设计

纵立面的设计主要是中墩处和中跨跨中箱高的设计,一般先设计好中墩处的箱梁高度,后决定中跨跨中的箱高,然后箱梁外底面以二次抛物线相连,并经结构计算后调整。

箱梁的高度关系到全桥的强度、刚度和应力设计是否符合“桥规”的要求。这是布孔设计后的第一要点,也是一座桥成功与否的关键所在。因此,桥梁工程师应极为重视此部分设计。

箱梁高度主要取决于中跨跨度的大小,长期以来设计师们想确立梁高与中跨跨径之间的数学关系,但收效甚微,目前采用的是仍仅限于统计资料和习惯经验。

根据 2000 年 6 月版《梁桥》下册的资料,中墩处梁高  $H_s$ ,在统计资料中变化区间相对比较集中,而中跨跨中梁高  $H_c$ ,离散得较大,如图 6-3 和图 6-4。

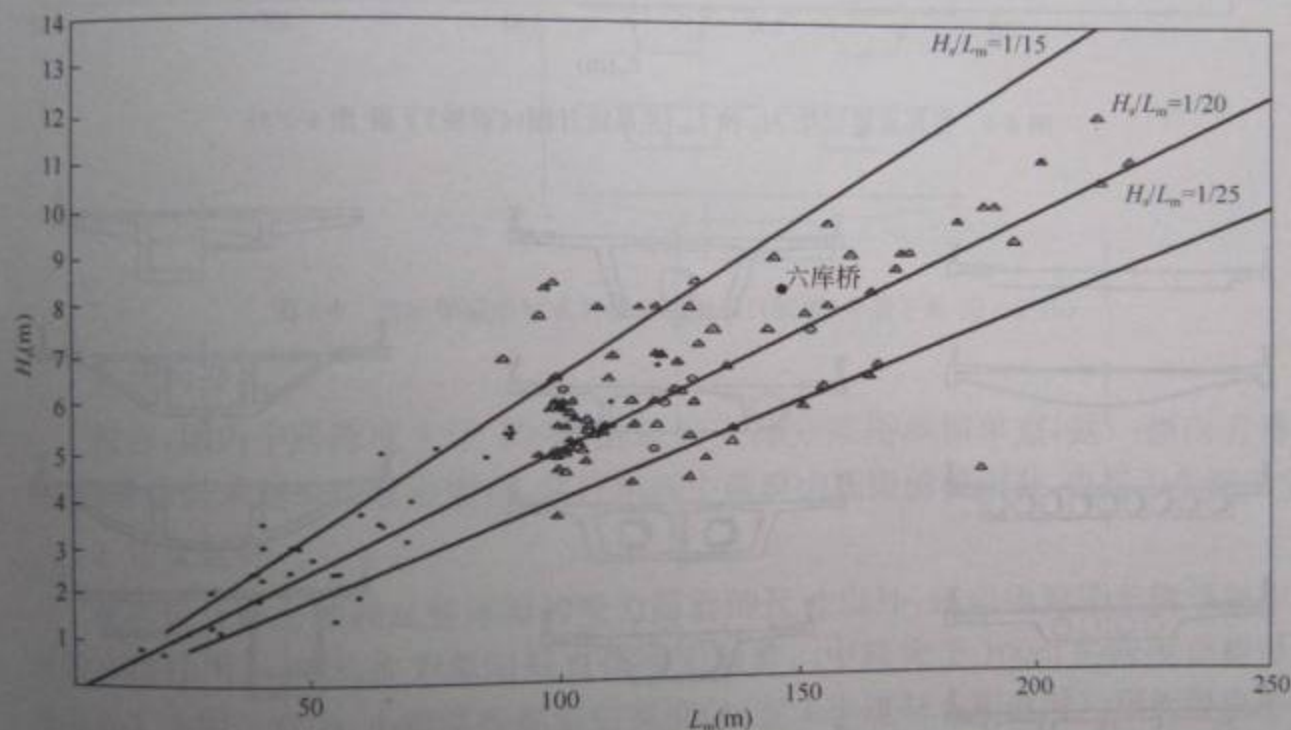


图 6-3 变高度连续梁  $H_s$  和  $L_m$  关系统计图(《梁桥》下册 图 4-2-1)

对于公路 I 级荷载的预应力混凝土连续梁桥,中墩支点处箱高一般取  $(\frac{1}{16} \sim \frac{1}{18})L_{\text{中跨}}$ ;中跨跨中梁高: 1.6m ~ 2.5m, 公路 II 级荷载时,支点处箱高取  $(\frac{1}{18} \sim \frac{1}{20})L_{\text{中跨}}$ ,中跨跨中梁高: 1.6m ~ 1.8m, 参见表 6-1。

### 四、横截面的设计及顶板、腹板、底板的厚度

预应力混凝土连续梁横截面的设计主要取决于中间跨的跨度,对于 40~60m 的中等跨度采用箱型和宽肋 T 形较多;40m 以下采用板式为多;对于 60m 以上跨度以



箱型为多。按《公路桥梁设计手册》、《梁桥》下册,常用截面形式如图 6-5 所示。

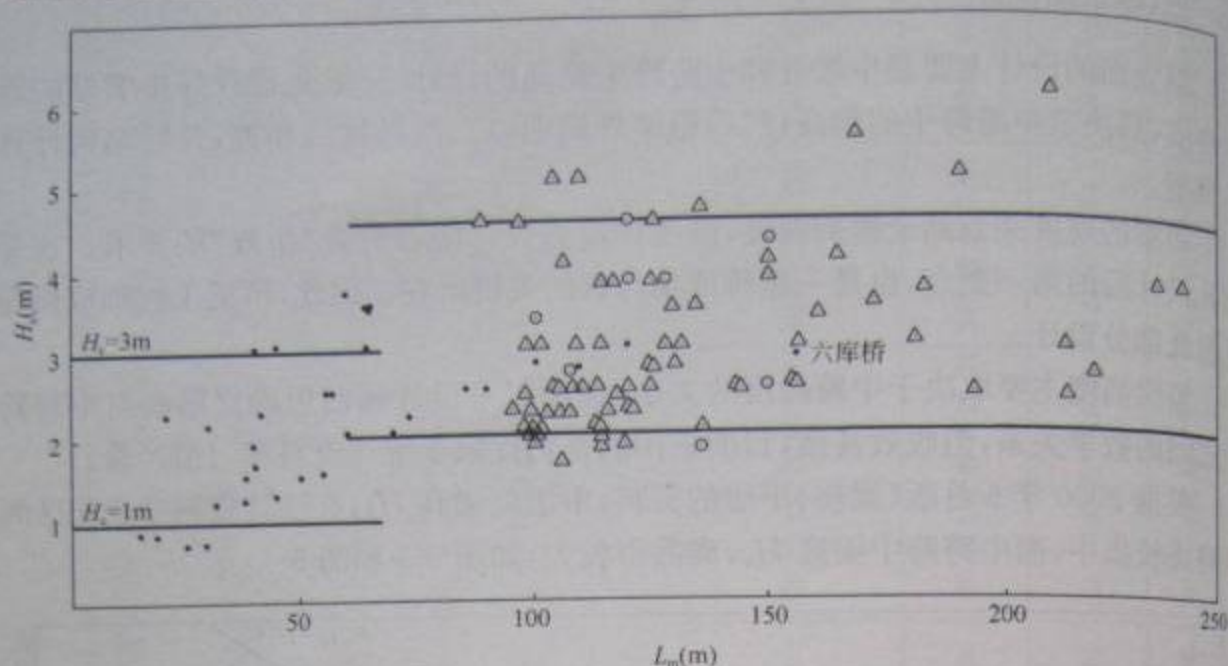


图 6-4 变高度连续梁  $H_c$  和  $L_m$  关系统计图(《梁桥》下册 图 4-2-3)

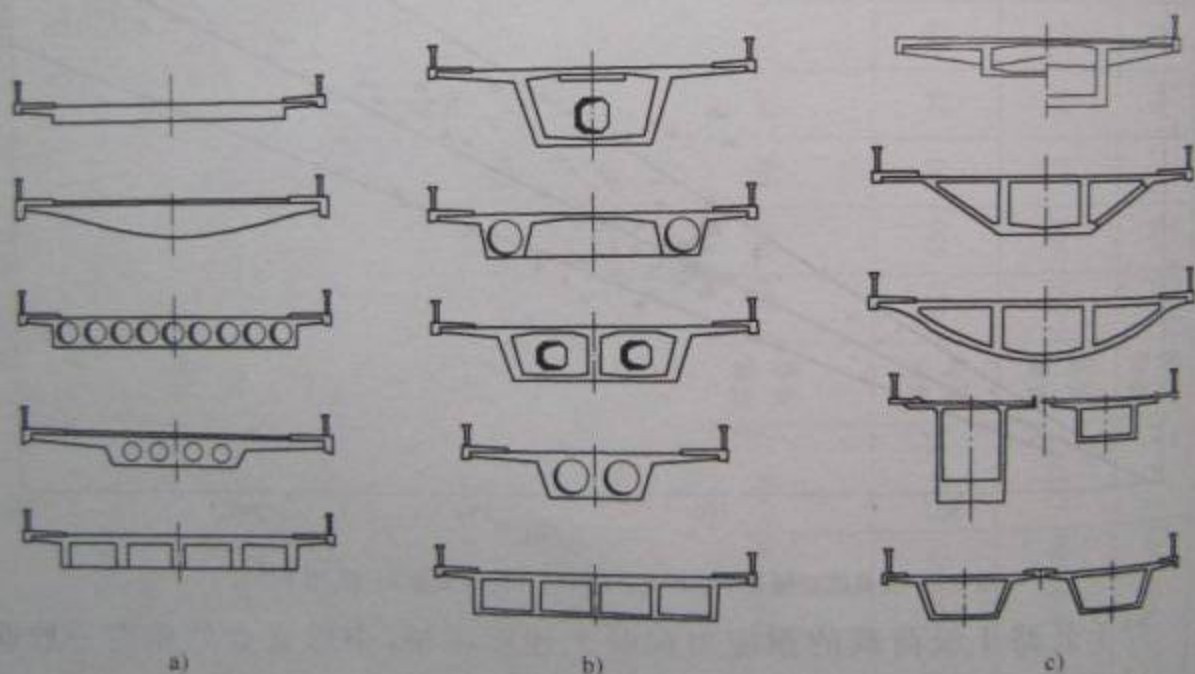


图 6-5 典型截面形式图(《梁桥》分册下册 图 4-2-13)

a)常用的板式、肋式截面模式;b)箱形截面形式之一;c)箱形截面形式之二

对于箱梁开口式和单箱三室以上闭口式,预应力混凝土连续梁较少使用,绝大多数使用闭口的单箱单室和闭口的单箱双室或分离式双箱单室结构,而且斜腹板的设计也越来越多。至于具体布置,应按桥宽和行车道的数量,参照《梁桥》分册下册,如图 6-6 的箱型梁截面形式与横宽的关系。悬臂跨度 2.5~4.5m。

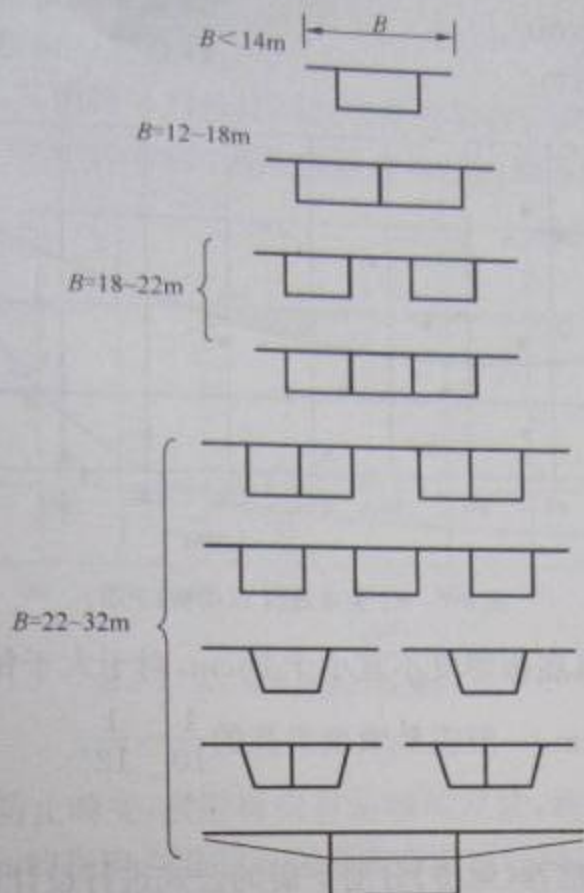


图 6-6 箱形梁截面形式与横宽的关系(《梁桥》分册下册 图 4-2-16)

### 1. 结构形式

目前,国内中跨跨度大于 100m 的箱梁大部分采用单箱单室,这一倾向有待研究,作者建议采用单箱双室较宜,从已出现中跨跨中压毁的教训看,也多为单箱单室。

### 2. 顶板设计

顶板设计除必须满足整体箱的受力需要的尺寸以外,还必须验算车辆等集中荷载的直接作用,一般均作为单向板直接受力验算。中跨大于 100m 的跨度顶板可参考表 6-1 选用。对中、小跨度按箱室的宽度(幅宽 4 车道与 6 车道时),顶板厚度不小于 25cm。

### 3. 底板设计

底板的设计推荐使用《梁桥》分册下册中使用的公式和  $K_1$  关系曲线,如图 6-7。

$$K_1 = \frac{H_s A_f}{BL_m^2} \times 10^4$$

式中:  $K_1$ ——箱梁根部底板厚度参数;

$H_s$ ——墩上梁高(不包括桥面铺装的厚度和调平层的厚度), m;

$A_f$ ——底板混凝土面积,  $m^2$ ;



$B$ ——桥面宽度, m;

$L_m$ ——中跨跨度, m。

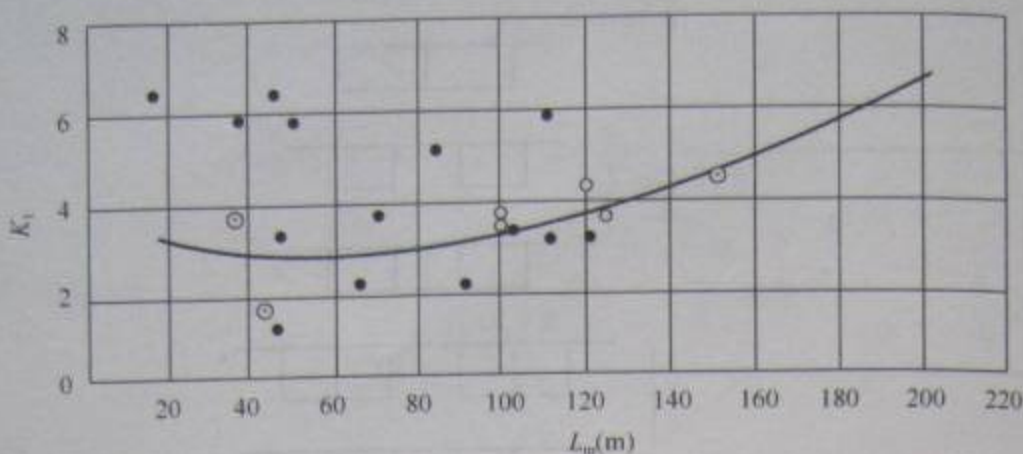


图 6-7  $K_1$  关系曲线 (《梁桥》下册)

对于预应力结构,其底板厚度不宜小于 25cm,对于大于每束 15 根  $\phi 15.24$  预应力束时,则不宜小于 28cm,一般应是墩顶梁高的  $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{12}$ 。

#### 4. 腹板厚度设计

墩上腹板厚度同样推荐《梁桥》分册下册的公式进行设计(图 6-8),即

$$K_2 = \frac{t_{3s} H_s}{BL_m} \times 10^3$$

式中:  $K_2$ ——箱梁根部腹板厚度参数;

$t_{3s}$ ——箱梁根部腹板厚度总和,其他符号和单位同底板厚度参数公式。

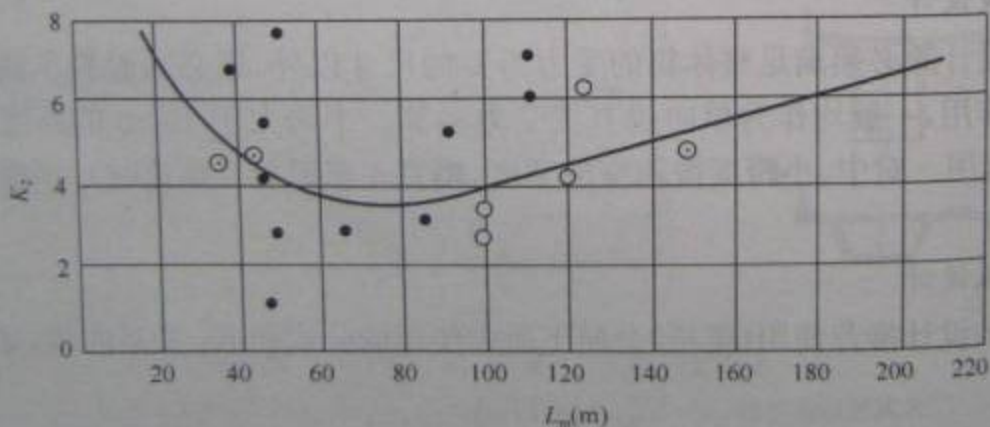


图 6-8  $K_2$  关系曲线 (《桥梁》下册)

跨中腹板厚度参见《桥梁》分册下册  $K_3$  关系曲线(图 6-9)跨中腹板厚度参数:

$$K_3 = \frac{t_{3c} H_c}{BL_m} \times 10^3$$

式中:  $K_3$ ——箱梁跨中腹板厚度参数;

$t_{3c}$ ——箱梁跨中腹板厚度总和;

$H_c$ ——跨中梁高,其他符号和单位同底板厚度参数公式。

$K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$  计算后只须按对应的曲线直接查得结构的厚度尺寸。

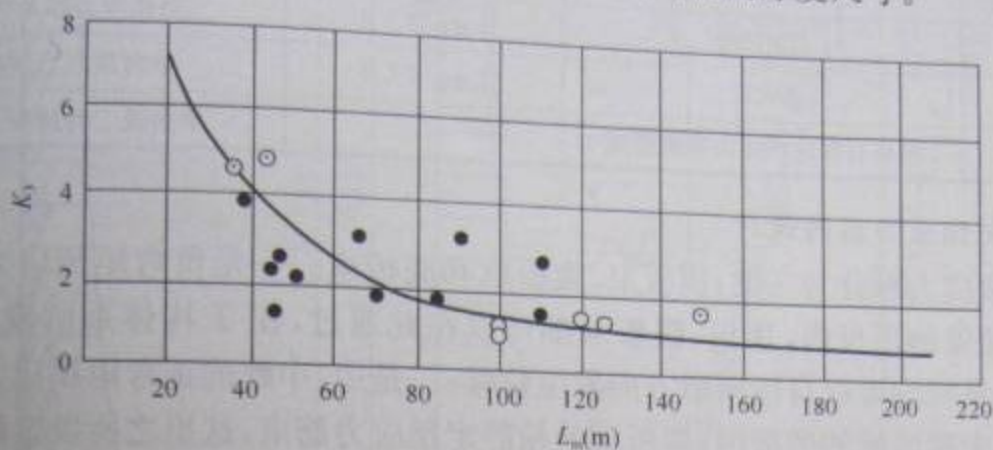


图 6-9  $K_3$  关系曲线(《桥梁》下册)

### 5. 横隔板的厚度

为增加横向刚度,防止畸变,横隔板应有足够的厚度,特别是当纵向预应力较大时,对于中跨大于 100m 的预应力混凝土连续梁中墩顶应设计双横隔梁,总宽度不小于 100cm,并考虑墩梁临时固结的需要,中跨跨中处不小于 30cm;中跨小于 100m 但大于 50m 的预应力混凝土梁,墩顶可设单横隔梁,宽度在 30~60cm 之间,中跨跨中处不小于 20cm。主桥端部横隔梁宽度不小于 30cm。

### 6. 翼板跨度和尺寸设计

翼板跨度单侧悬臂长度最大不超过 4.5m,且不宜超过半箱宽(不包括两翼板跨度)。单侧悬臂长在 2.50~4.50m 之间,这是因为正负剪力滞效应的影响,也就是说不管是活载还是预应力效应,都存在有效分布宽度的问题,因此悬臂不宜过长。

翼板悬臂端部厚度最小不宜小于 15cm;根部厚度最小为 40cm。

然而不管是箱高、顶板、腹板、底板和翼板的初拟尺寸,都应在结构计算后进行调整,甚至反复多次计算后,才能确定。

## 五、预应力筋和普通钢筋的设计

### 1. 预应力方向的设计

预应力筋的设计,首先是纵向、横向和竖向预应力形式的选定,对于中跨跨度 100m 以上的高速公路或城市快车道的连续梁都宜设计为三向预应力体系,对于中跨跨度 80m 以下的高速公路或城市快车道连续梁一般设计为双向预应力(纵向、横向),但具体选定可参见表 6-2。



预应力设计形式

表 6-2

中跨跨度(m)	单 箱 顶 宽	单侧翼板悬跨(m)	预应力型式
$L_{中} \geq 80$	$B > 10.0$	$L_{翼悬} \geq 3.0$	三向预应力体系
$L_{中} \geq 80$	$B \leq 10$	$L_{翼悬} \geq 3.0$	二向预应力体系(纵、横)
$L_{中} < 80$	$B > 10.0$	$L_{翼悬} \geq 3.0$	二向预应力体系(纵、横)
$L_{中} < 80$	$B < 10$	$L_{翼悬} < 3.0$	单向预应力(纵向)
其他	腹板有纵向预应力弯起筋束		单向或二向预应力体系

## 2. 纵向预应力筋的设计

纵向预应力可分为三类:顶板束、腹板束和底板束。一是负弯矩预应力筋,布置在中墩上箱梁的顶板内,顶板、腹板束都可以在此通过,在 T 构体系阶段属静定束(悬浇),即悬臂端可以自由向墩方向发生位移;二是边、中跨的正弯矩预应力筋束,是布置于边、中跨区域的底板内,即所谓的超静定预应力筋束,这里之所以这样称谓,是因为底板筋束视支座摩阻力为约束,当每束预应力筋的张拉力远大于水平摩阻力时(即不计摩阻力)即为静定束,即单跨单悬臂可以自由向固定支座方向位移,反之视为超静定束;纵向预应力束布设分两种,其一是顶底板纵向预应力束和竖向预应力束共同组成的一种设计方法,不设腹板弯起束;其二是顶底板纵向预应力束与腹板内 45° 弯起的腹板束构成,腹板弯起束是为克服腹板内的主拉应力而设置,这时不设竖向预应力,江苏省大部分设计采用后者即在腹板内设弯起束的设计方法,如图 6-10。

## 六、关于预应力混凝土连续梁的体系转换

加载模式不同,内力反应也是不一样的,甚至大相径庭。以预应力混凝土连续梁为例,悬浇预应力混凝土连续梁的体系转换次数为  $(2n-1)$  次( $n$  是桥孔数),三跨连续梁即为 5 次。

第 1~2 次为两个“T”,即从几何可变体变为几何不变的“T”构,具体为墩身与“0”块梁体实行临时固结,成为静定结构。所谓的临时固结为临时支座(墩两侧的高强混凝土支撑块)和临时固结的锚固钢筋;后者下端预埋在墩身混凝土内,上端伸入“0”块箱梁的横隔板内;这样就形成了双悬臂的“T”构。

第 3~4 次是两边跨合龙,由单个“T”和边墩处的直线箱梁转换成单跨单悬臂梁“II”。完成边跨合龙后的浇筑混凝土,其底板预应力张拉后,解除该跨中墩上的临时固结钢筋(切断),不去除临时支座。

第 5 次是中跨合龙,当合龙段临时锁定后,即为临时三跨预应力混凝土体系,而在两悬臂浇合龙混凝土以后且张拉锚固底板预应力束,也并不是完全的体系转换,还应拆除两中墩上的临时支座,以使大梁落到永久支座后,并按高程调整支座高度和反力才算完成“连续”这一体系转换。目前,合龙前合龙段的自重已分压到两侧的悬臂

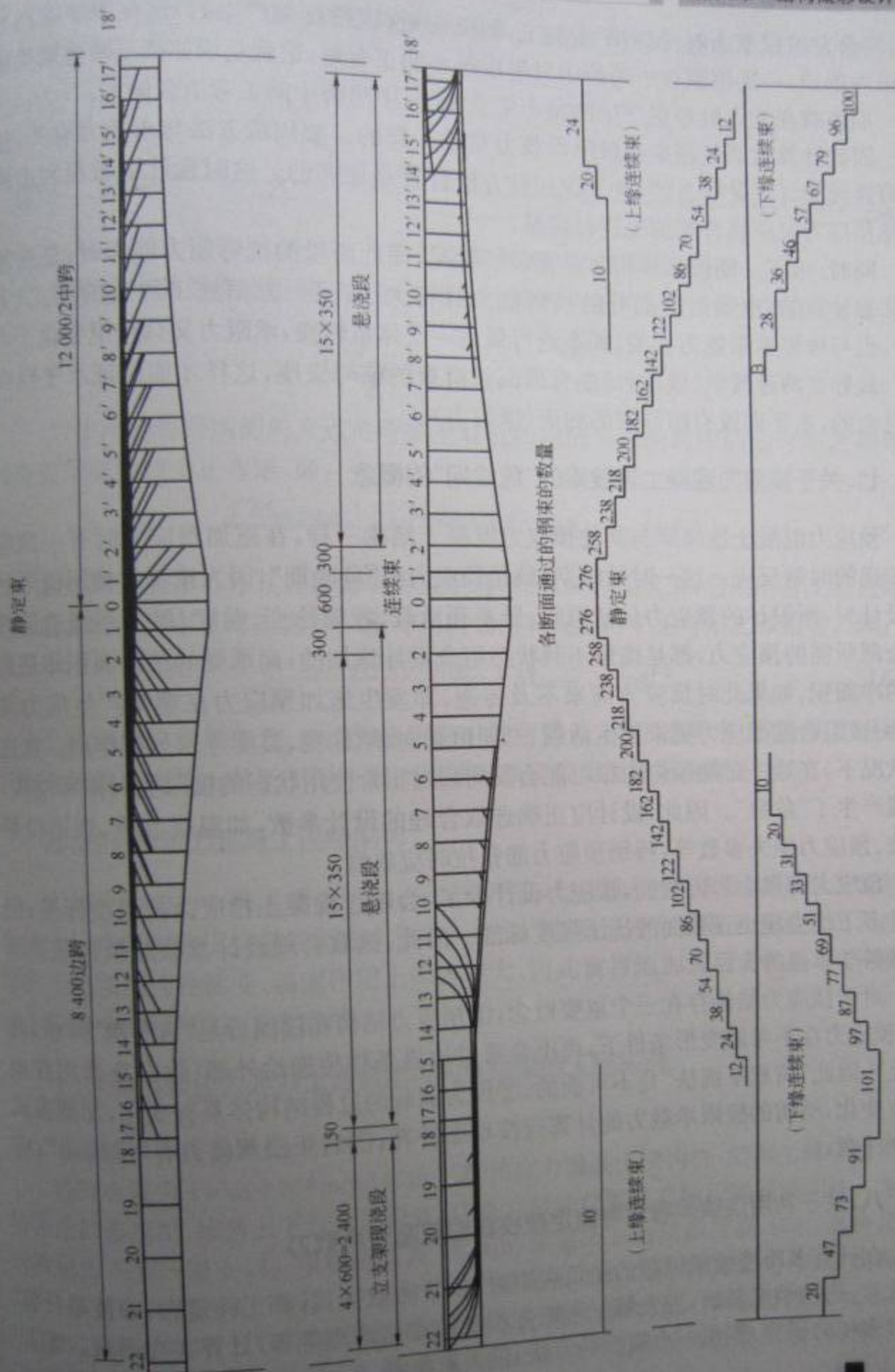


图6-10 常用的箱梁悬浇纵向预应力分布图



端,浇合龙段混凝土时,保持平衡施工,即负弯矩(该段自重产生的)已在中墩支点处箱梁内形成,一期恒载在中跨跨中只形成很小的正弯矩,这就是说如按三跨连续梁计算一期恒载在支点处箱梁产生的负弯矩会偏小,中跨跨中的正弯矩会偏大。

因此计算这两处箱梁的极限承载力是不一样的。故加载方法与承载力有关,按三跨连续梁计算是静态的,按工况加载方法计算是动态的。这时设计中墩顶和中跨合龙预应力束应视合龙情况进行调整。

同时,由于一期恒载作用时是无黏结状况,而此阶段的抗弯能力静态时,是按弹性状态计算的,也就是这部分的抗弯能力算得大了;另一方面施工加载的模式(方法),也与极限承载能力有关,如不进行最后一次体系转换,承载力又会产生变化。

最好在两过渡墩(或桥台)也有顶面带滑板的临时支座,这样才能保证水平纵向是自由的,水平向设有超静定的约束(摩阻力)。

## 七、关于预应力混凝土连续梁的“危险期”的概念

预应力混凝土连续梁与其他预应力混凝土结构一样,在施加预应力时有一预应力传递的时效反应。这一时效时期,就是预应力的“危险期”,因为按正常使用极限状态设计时,所设计的预应力包括恒载、最不利活载、收缩徐变、温度、最不利强迫位移等全部所需的预应力,都是按最不利状态组合设计施加的,而承受的结构面积却是最小的净面积,如果此时预应力尚来不及传递,即发生施加预应力在端部产生应力集中,而被组合的预应力更未发生活载、二期恒载、收缩徐变、温度等永久等作用。在这种状况下,在这一时期预应力很可能会反向超过正常使用状态的极限值而损坏结构,也就产生了“危险”。因此,设计应正确选取合理的设计参数,如温度参数、强迫位移参数、预应力损失参数等,特别预应力筋张拉时应放慢。

预应力的概念告诉我们,预应力设计少了,会超过混凝土拉应力的强度标准;但设计多了也会超出正截面的抗压强度标准。因此,选取合理设计参数是极为重要而较难科学掌握的。

对于预应力结构存在三个重要概念:①预应力结构在锚固后是“自平衡”体系,此后,预应力在不考虑变形条件下,再不会通过边界条件传递给外部(除自重作用在地球上),因此“荷载平衡法”是不可能的;②因为加载的过程结构体系有变化,加载模式也有变化,结构的极限承载力的计算应按动态计算;③后张法预应力有“危险期”,应特别注意。

## 八、关于利用连续梁弯矩等值定理校核恒载弯矩承载力

在计算多跨连续梁恒载的正负弯矩时,由于跨数多,计算工作量大,即使是计算机计算,仍须手工复核,过去解三弯矩方程使用虚梁原理等等,计算实在困难。笔者经过多年的研究,提供一个简捷的方法,供大家参考。



多等跨等截面预应力混凝土(或钢筋混凝土)连续梁的恒载弯矩从图 6-11 可知如下规律:

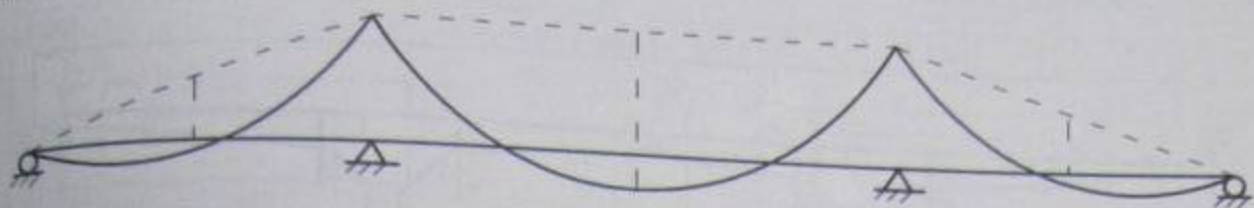


图 6-11 等截面连续梁的恒载等值弯矩图

(1)边跨中墩处负弯矩绝对值的一半加边跨跨中正弯矩之和等于同跨度简支梁跨中正弯矩,即:

$$\frac{|M_{\text{边支}}|}{2} + M_{\text{边中}} = \frac{1}{8}qL^2 \quad (6-1)$$

(2)中间跨每跨两侧的支点负弯矩绝对值的均值加该跨跨中的正弯矩之和等于同跨度简支梁跨中正弯矩,即:

$$\frac{|M_{\text{跨左支点}}| + |M_{\text{跨右支点}}|}{2} + M_{\text{中}} = \frac{1}{8}qL_i^2 \quad (6-2)$$

上述两条规律可称其为连续梁等值定理:任意多跨连续梁,它们所有支点负弯矩绝对值加所有跨中正弯矩之和一定与同跨数的简支梁跨中正弯矩之和相等。即:

$$\sum_0^i \frac{|M_{i\text{支}}| + |M_{i+1\text{支}}|}{2} + M_{\text{中}} = \sum_0^i \frac{1}{8}qL_i^2 \quad (6-3)$$

上述定理的意义在于:如已知边跨跨中的弯矩值,就可推算出、或验算其他跨中和支点处的弯矩值。对于不等跨截面连续梁和变截面连续梁也应适用。

## 九、对于预应力混凝土连续刚构

大部分结构的中跨之所以下挠、开裂很严重,与收缩徐变(降温)以及强迫位移关系极大。建议恒载下挠度控制在  $1/3\,000$  为宜。由于预应力混凝土连续梁比预应力混凝土连续刚构在徐变、温度作用上优势较大,因此盲目地加大后者的跨径(相对预应力混凝土连续梁)是不合适的。

## 十、大跨径预应力混凝土连续刚构和连续梁的工程实例

### 1. 苏通大桥辅航道桥

桥跨布置为  $140\text{m}+268\text{m}+140\text{m}$  三跨预应力混凝土刚构桥,结构上属于墩梁固结体系的连续梁,该桥上下行分幅设置,仅在 0 号块位置左右幅用横隔梁相连。主桥断面见图 6-12~图 6-14。单幅桥顶宽  $16.4\text{m}$ ,底宽  $7.5\text{m}$ ;梁根部高  $15\text{m}$ ,高跨比为  $1/17.9$ ,跨中梁高为  $4.5\text{m}$ ,高跨比为  $1/60$ ;梁底按 1.6 次抛物线变化,跨中底板厚  $0.32\text{m}$ ,根部底板厚  $1.7\text{m}$ ,变化规律同梁底变化曲线;箱内最小顶板厚度  $0.32\text{m}$ ;腹板采用三次渐变,厚度为  $0.7-0.6-0.5-0.45\text{m}$ ,0 号块箱梁部分腹板取  $1\text{m}$  厚。主



梁采用三向预应力混凝土,悬臂挂篮对称施工方法。

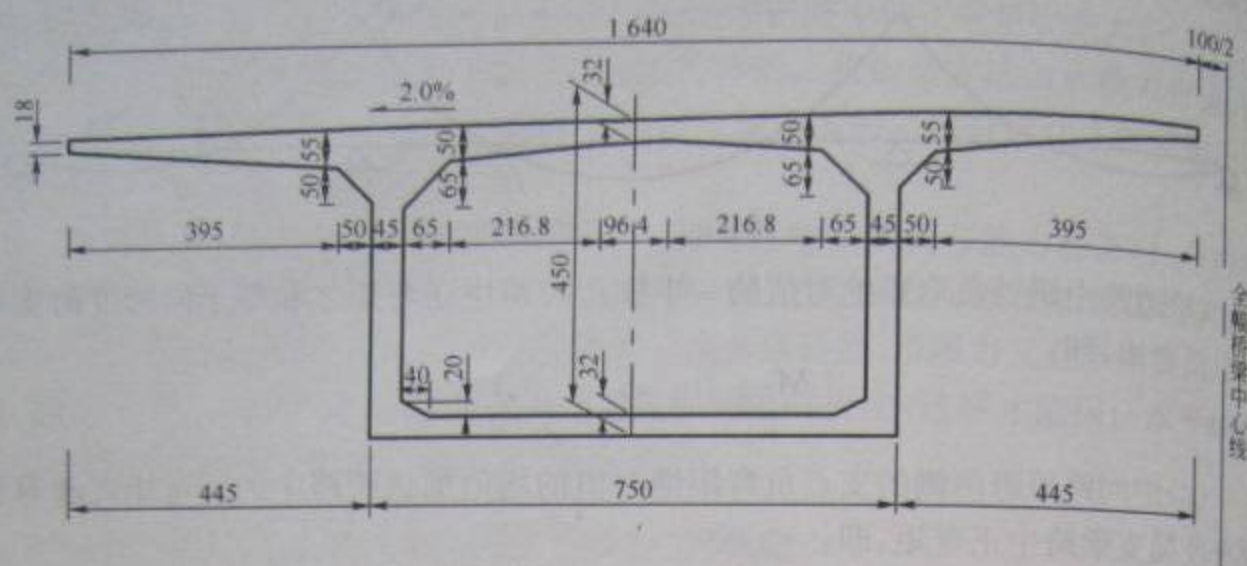


图 6-12 苏通大桥辅桥主桥跨中截面(尺寸单位:cm)

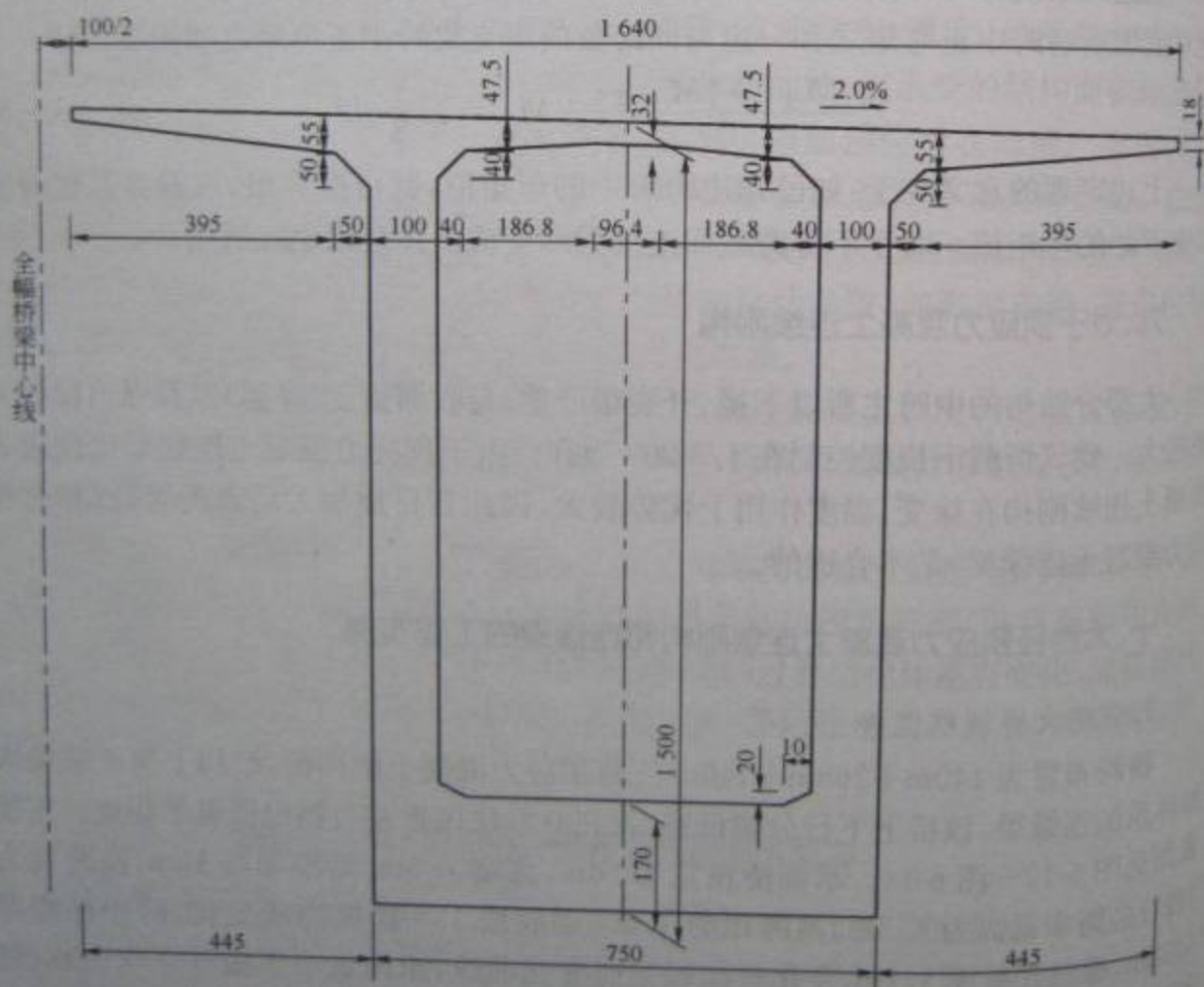


图 6-13 苏通大桥辅桥主桥 0 号块截面(尺寸单位:cm)

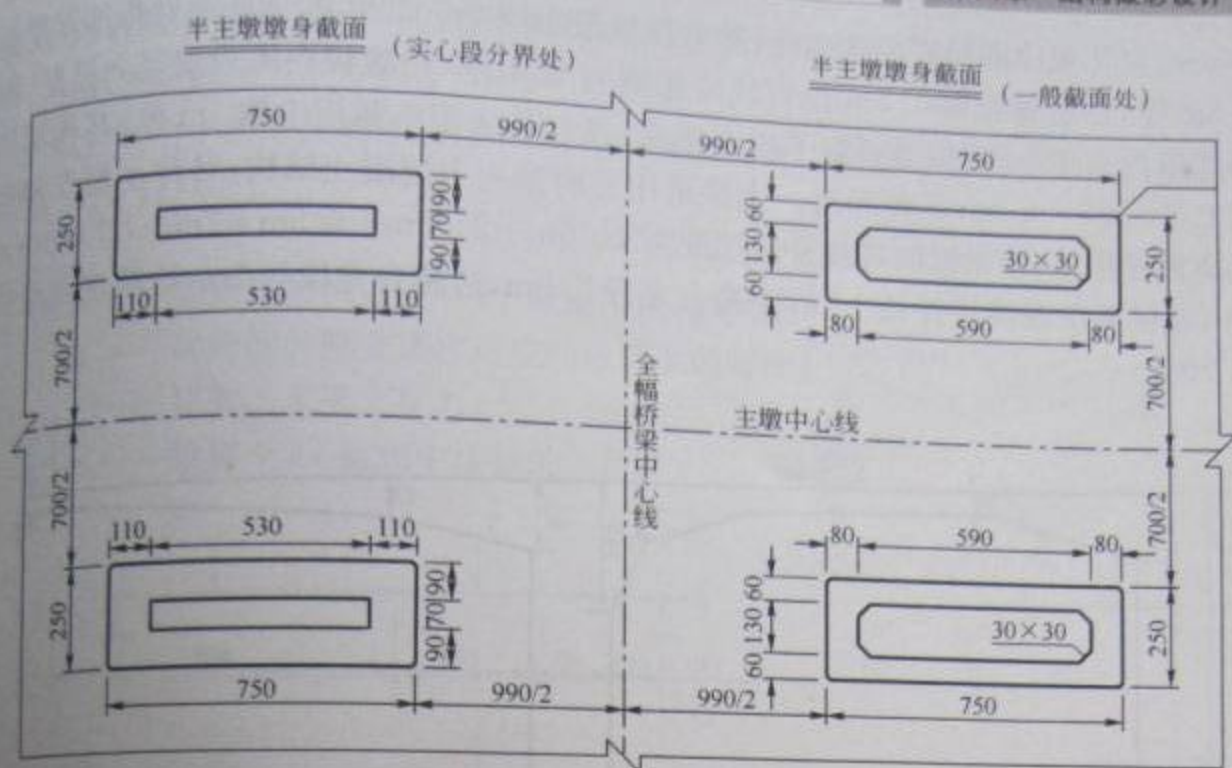


图 6-14 苏通大桥辅桥主墩截面(尺寸单位:cm)

主墩墩身采用空心双薄壁墩,详见图 6-14,平面尺寸  $2.5\text{m} \times 7.5\text{m}$ ,长边壁厚  $0.6\text{m}$ ,短边壁厚  $0.8\text{m}$ ,墩底  $2\text{m}$  范围为实心段。过渡墩墩身采用空心墩,平面尺寸  $4\text{m} \times 0.75\text{m}$ ,长边壁厚  $0.7\text{m}$ ,短边壁厚  $1\text{m}$ ,墩柱四角采用  $0.1\text{m} \times 0.1\text{m}$  的倒角,墩顶及墩底  $2\text{m}$  范围内为实心段。

## 2. 昆山三里大桥

三里大桥的主桥孔跨布置为  $95\text{m} + 150\text{m} + 95\text{m}$  为三跨变截面预应力混凝土连续梁,桥面全宽  $26\text{m}$ ,采用单箱双室截面。断面设计见图 6-15~图 6-16。箱梁底宽  $15\text{m}$ ,直腹板,桥面板悬臂长度  $5.5\text{m}$ ;箱梁根部高  $8.5\text{m}$ ,高跨比为  $1/17.6$ ,跨中梁高  $3.2\text{m}$ ,高跨比为  $1/46.9$ ;梁底按二次抛物线变化,跨中底板厚  $0.28\text{m}$ ,箱梁根部底板

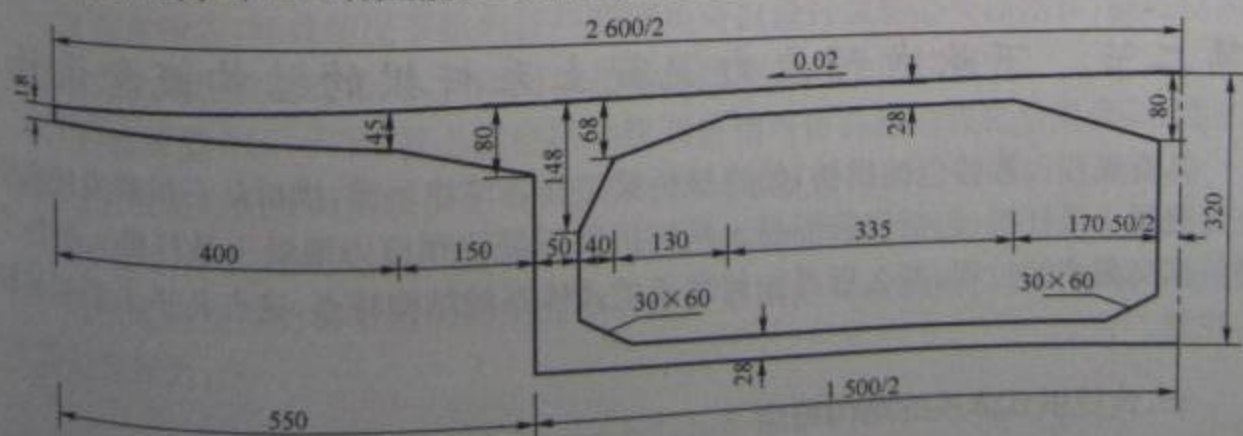


图 6-15 三里大桥主桥半跨中截面(尺寸单位:cm)



厚1m,变化规律同梁底变化曲线;箱梁顶板最小厚度0.28m,桥面板悬臂根部厚度取0.8m厚,距悬臂根部1.5m处直线变化到0.45m厚,边腹板内侧设置竖向梗肋,根部厚度为1.48m;腹板全桥取了四个厚度,在0号块箱梁截面中取1m厚,其他部位取0.9~0.7~0.5m三种厚度。主梁采用三向预应力混凝土结构,对称平衡支架逐段浇筑法施工,箱梁纵向现浇分段长度为 $2 \times 5\text{m} + 2 \times 6\text{m} + 6.5\text{m} + 7\text{m} + 7.5\text{m} + 3 \times 8\text{m}$ ,箱梁墩顶现浇块件长13m,中跨合龙段长3m,边跨合龙段长2m,边跨现浇段长为20m。

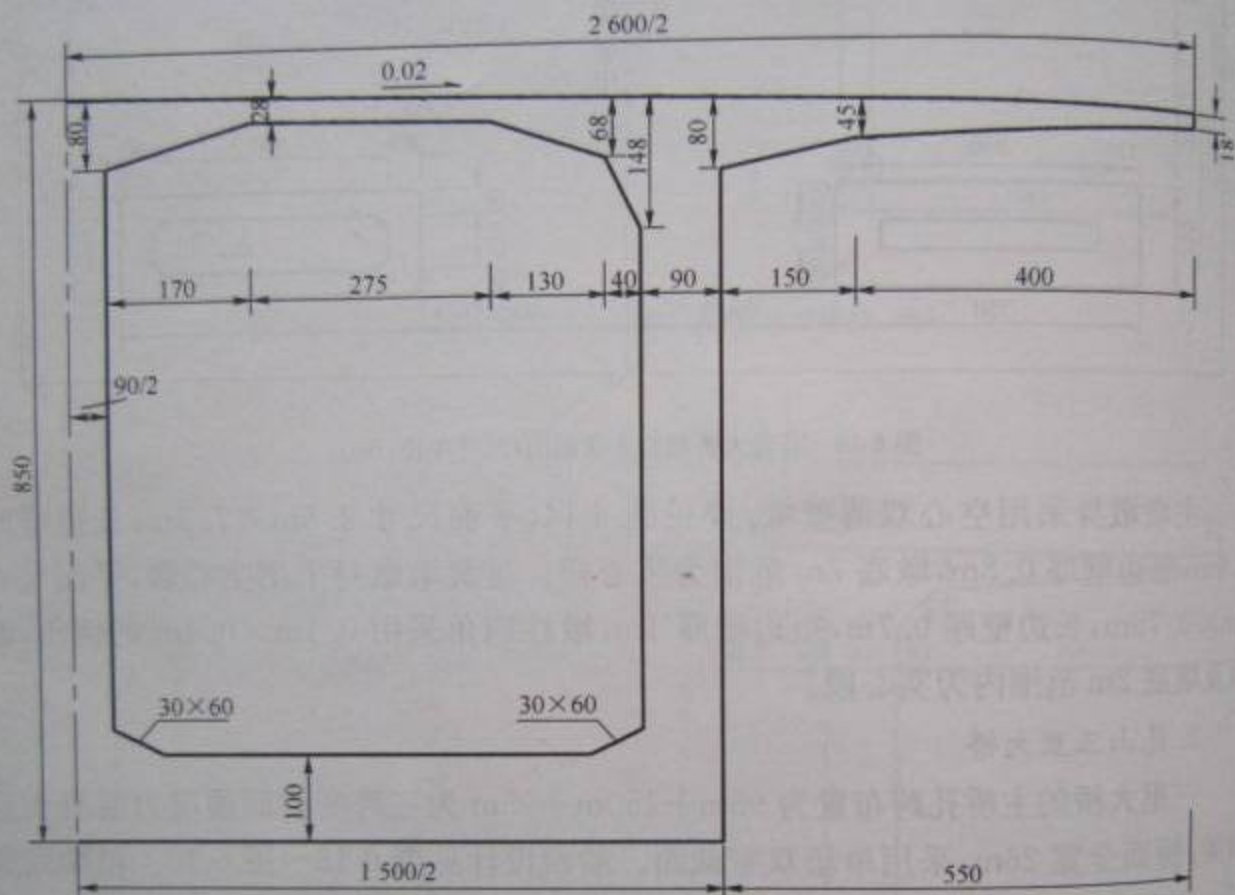


图 6-16 三里大桥主桥箱梁根部截面(尺寸单位:cm)

## 第二节 下承式预应力混凝土系杆拱的结构概念设计

具有强烈民族特色的拱桥,始终被桥梁工作者津津乐道,拱桥从石拱桥发展到预应力混凝土系杆拱(包括钢管混凝土系杆拱以下简称预应力混凝土系杆拱),经历了漫长而又艰辛的过程,那么后者如何继承拱式体系的结构特点,这点几乎未引起足够的注意。

### 一、传统拱式体系的结构特点

虽然从石拱桥已经发展到钢筋混凝土箱型拱,但传统的拱式体系因为能就地取材

材,利用自然山体采取石料,仍有很大的优势,并具有很多特点。

### 1. 拱体系较简支梁体系弯矩小,受力合理

拱桥相对于简支梁而言,因为拱内任一截面的弯矩都远小于简支梁对应的截面弯矩(图 6-17),即:

$$M_i = M_0 - HY_i$$

式中:  $M_i$ ——同跨度的拱内任一  $i-i$  截面上的弯矩;

$M_0$ ——同跨度的简支梁在对应的截面上的弯矩;

$H$ ——拱脚的水平支反力;

$Y_i$ ——拱脚至  $i-i$  截面中性轴的矢距。

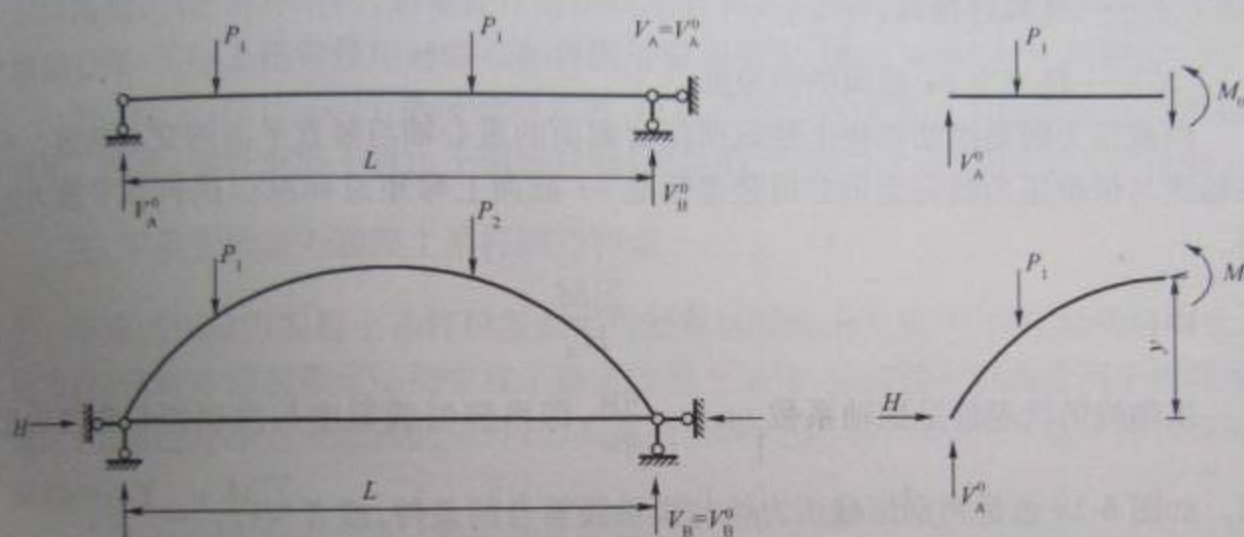


图 6-17 拱与简支梁内力比较

故拱桥的第一特点就是相对简支梁可以跨度很大,受力也合理得多,且弯矩小很多。

### 2. 传统拱式体系中拱的任一截面内的恒载弯矩可以调整到零,即当 $M_0 = HY_i$ 时 $M_i = 0$

这就意味着,恒载情况下拱内任一截面均可以设计成轴心受压结构,就可以实现该截面内全是压应力的目的,从而可以平衡掉活载等产生的拉应力。

(1)若希望  $M_0 = HY_i$ ,就必须把拱轴线调整到与恒载压力线完全重合,才能实现在拱的全截面内无任何恒载偏心矩,而不仅仅限于五点特定的截面。

(2)那么什么是拱式结构的拱轴线? 什么是结构的恒载压力线?

拱轴线是指拱肋每个截面的中性轴与竖直平面的交点轨迹。当拱轴线为悬链线时其竖坐标为:

$$Y_i = \frac{f}{m-1} (\operatorname{ch} k\xi - 1)$$

系杆拱采用二次抛物线时竖坐标为:



$$Y_i = \frac{4f}{L^2} X_i (L - X_i)$$

式中:  $Y_i$ ——拱肋  $i-i$  截面的中性轴竖坐标;

$m$ ——拱轴系数;

$k$ ——与  $m$  有关的参数,  $k = \ln(m + \sqrt{m^2 - 1})$ ;

$\xi$ ——横坐标参数,  $\xi = X/L_1$ ;

$\text{ch}k\xi$ ——双曲余弦,  $\text{ch}k\xi = \frac{1}{2}(e^{k\xi} + e^{-k\xi})$ ;

$f$ ——计算矢高;

$L$ ——计算跨径,  $L_1 = \frac{L}{2}$ ;

$X_1$ ——拱脚至  $i-i$  截面的横坐标。

恒载压力线是拱肋和拱上建筑所组合截面的重心轴与竖直平面的交点轨迹。当拱轴线与恒载压力线完全重合后竖坐标是  $i-i$  截面上弯矩总和除以拱脚水平推力的商。

即:

$$Y_i = \frac{\sum M_i}{H_g}$$

拱轴线的代表值是拱轴系数  $m$ ,  $m = \frac{q_{\text{顶}}}{q_{\text{脚}}}$ , 即拱脚恒载集度与拱顶恒载集度的比

值。如图 6-18 也是判别恒载压力线与拱轴线重合的条件, 或者  $\frac{\sum M_{1/4}}{\sum M_j} = \frac{Y_{1/4}}{f}$ 。

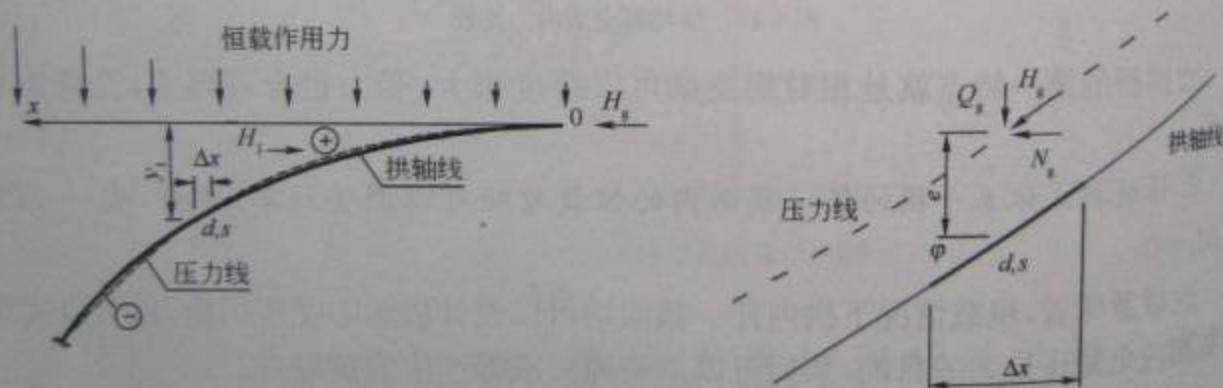


图 6-18 恒载压力线

那么, 拱轴线与恒载压力线重合的标志是什么? 怎样才能使拱轴线与恒载压力线重合?

在拱桥设计过程中, 必须首先假定  $m_0$  值, 按这个  $m_0$  值计算出拱肋及拱上建筑的各部分尺寸以及高程, 这样就能据此计算  $q_{\text{脚}}$  和  $q_{\text{顶}}$  的恒载集度, 但这时的  $m_1 = \frac{q_{\text{顶}}}{q_{\text{脚}}}$  的比值往往与假定  $m_0$  值相差很大, 因此必须反复试算数次, 直至第  $n$  次假定与计算

值相等后才算拱轴线与恒载压力线重合,这就拱桥计算中的“假载法”。

一般情况下拱脚负弯矩过大时,可以提高  $m$  值;拱顶截面弯矩过大时,可适当降低  $m$  值,但是中、下承式系杆拱却不必使用“假载法”。

上述是指悬链线拱,当  $m=1$  时,悬链线拱就变成二次抛物线拱,这就是说,  $q_{拱} = q_{脚}$ ,即当拱脚恒载集度与拱顶恒载集度相等时,才有  $m=1$ ,对实腹拱也好,空腹拱也好都是难以做到的。只有下承式系杆拱以及组合式的中上承式系杆拱的中孔才可能做到,这是因为无实腹段和吊杆较立柱轻很多的缘故。

这就是中、上承式系杆拱的主跨和下承式系杆拱,为什么不必使用“假载法”的原故,即拱轴线是唯一  $m=1$  的二次抛物线。

因此,上述两种结构,如果设计的拱轴系数  $m \neq 1$ ,则在拱肋内就会产生较大的恒载偏心矩,实际上正常使用时偏心矩将因活载而更大,因而  $m \neq 1$  时不可取。

但实际上,设计  $m=1$  是很难做到的,也就是拱肋内或多或少地都存在恒载偏心弯矩。因此,钢管混凝土拱由于钢管抗弯(抗拉应力)能力大,而具有更大的优势。

## 二、下承式预应力混凝土系杆拱的特点

下承式预应力混凝土系杆拱发扬了传统拱式结构的优点,不仅使结构轻型化、预应力化,还将外部超静定结构变成了静定的简支结构,这使其不但能适用于地基差的地区,也能适应净空要求高的条件,因而其适应性更强,应用更广泛,是一种新型的桥梁结构。

### 1. 受力明确,设计容易,施工难度降低

在老式拱结构中,“拱板”与拱上建筑的联合作用受力是长期不明确的,即使是“拱板结构”的“五点重合法”,也不能代表整个的“拱板”所有截面的受力状态,“假载法”必定是要反复多次“假载”,因此老式拱结构的受力是近似的,而不是十分明确的,因此设计是困难的。

下承式预应力混凝土系杆拱极大地改善了拱式结构的受力模糊状态,进而受力明确,增强了设计人员的“可控性”,各部分构件都能较好、较精确地被设计出来,施工中也能可控制的达到设计的预期目的和效果,特别是大跨度、特大跨度的拱桥。

故下承式预应力混凝土系杆拱设计、计算容易得多,避免了多次反复地调试,简化了设计,加快速度和周期,方便施工。

### 2. 自平衡体系——下承式预应力混凝土系杆拱的最大特点

我们知道,无铰拱结构的拱脚由于是超静定结构都将产生水平推力、弯矩和竖向支反力。而下承式预应力混凝土系杆拱的两拱脚间,设计了预应力混凝土系杆来替代,这样,就把无铰拱传给墩台的三个支反力转变为上部结构的内力,且把前者的水平推力用系杆的预应力来平衡,弯矩则由拱肋、系杆和吊杆的关系来分担,传给墩台的仅剩垂直反力了,超静定结构成了静定结构(图 6-19),不过这一静定结构是自



平衡体系,从而也对下部结构和地基的要求大为降低,适应性却大大提高,特别是对水网软土地基区。

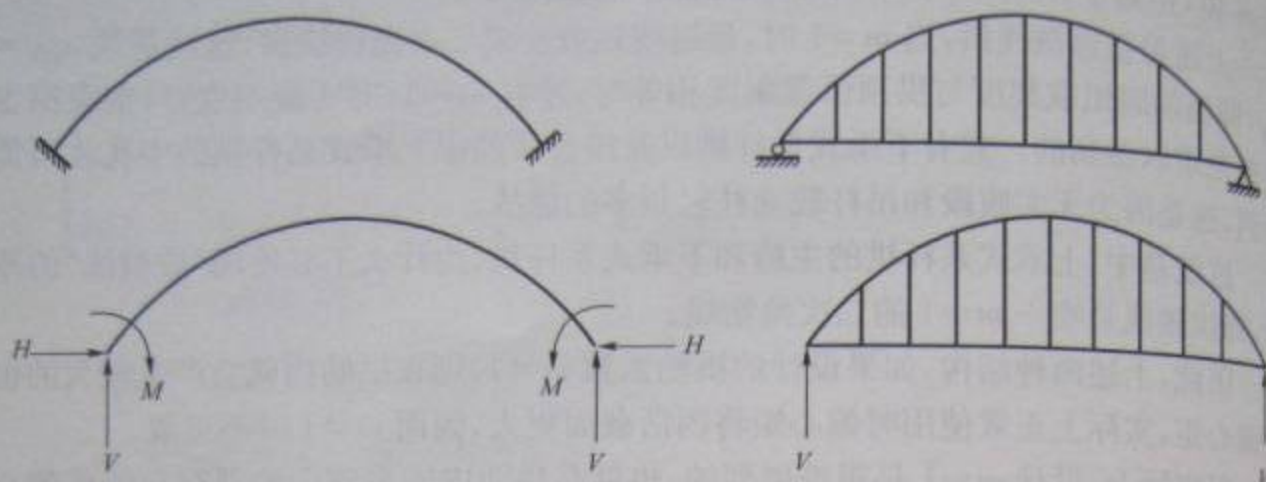


图 6-19 无铰拱转变为下承式系杆拱

由于拱肋在拱脚产生的水平推力是由系杆的预应力来平衡的,因此预应力就必须提前施加给系杆,而且是一个不断平衡的过程。

水平推力一般由恒载、活载、收缩徐变、温度和强迫位移(系杆拱无强迫位移,或很小)等产生;按其产生的时间和特点,一般分为永久的水平推力和反复性的水平推力两种。前者可以在施工中被平衡掉,而活载、温度应力等产生的水平推力应作为永存预应力留在系杆上。这样,系杆的预应力就必须最少分为两期(或两批)施加。

同时,一次施加给系杆的水平预应力,不能超过其稳定的要求,因此,下承式系杆拱是一个施工中和正常使用中不断自平衡的体系。

### 3. 下承式系杆拱比无铰拱受力合理,且均匀得多,小很多

特别是从拱肋和系杆这两部分的影响线相比较,就一目了然。

由上表 6-3 和图 6-20、图 6-21 可以看出:预应力混凝土系杆拱比无铰拱在拱顶截面弯矩的影响线的峰值小 54.48%;四分点( $L/4$ )处小 34.49%;拱脚处更是大不一样,正、负弯矩没有大起大落的变化,由于有靠近拱脚吊杆的影响,拱脚处几乎没有多少弯矩,因此,拱脚处以承担支反力和水平力为主,但该吊杆的刚度应该加强。

拱肋弯矩比较表

表 6-3

弯矩 $M$	拱 顶	$L/4$	脚	注( $M$ )
系杆拱	1.743	2.756	0.776	影响线峰值竖坐标的绝对值
无铰拱	3.829	4.207	-4.747	
比较	小 54.48%	小 34.49%	小 83.65%	

对于拱肋的轴力影响线,下承式系杆拱与无铰拱相似,因自重轻,故后者远大于前者,如图 6-21。

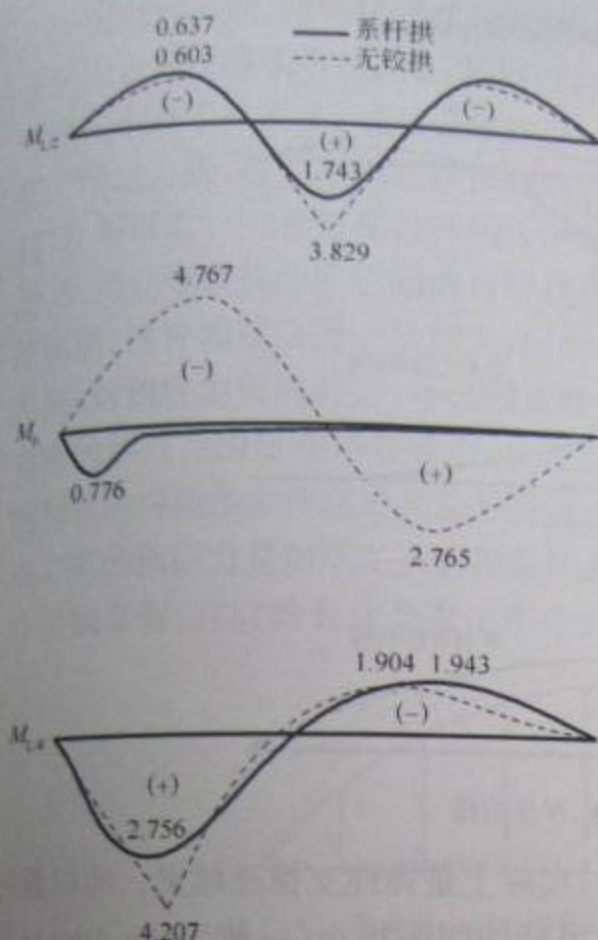


图 6-20 系杆拱与无铰拱的弯矩影响线

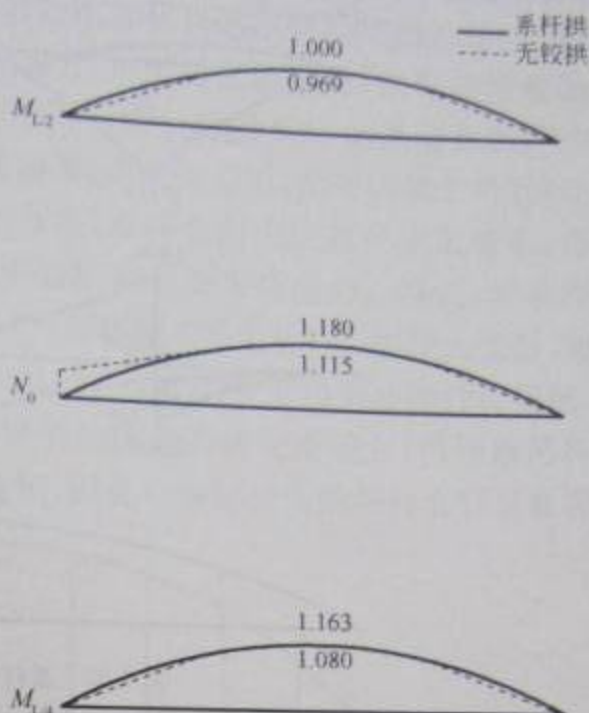


图 6-21 系杆拱与无铰拱拱肋轴力影响线比较

对于系杆从系杆弯矩包络图 6-22 和图 6-23 看,其负弯矩很小,近似为零,而正弯矩为何会较大?这是因为该包络图是从柔性吊杆求得的,柔性吊杆抗拉不抗压,拱肋刚度对系杆刚度的贡献小,(弯矩分担得小)故而正弯矩会较大。如果该吊杆设计适当加大刚度,则拱脚的负弯矩将会大大减小。

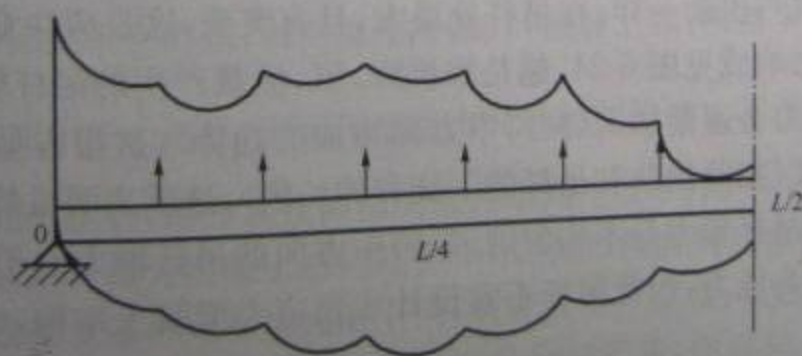
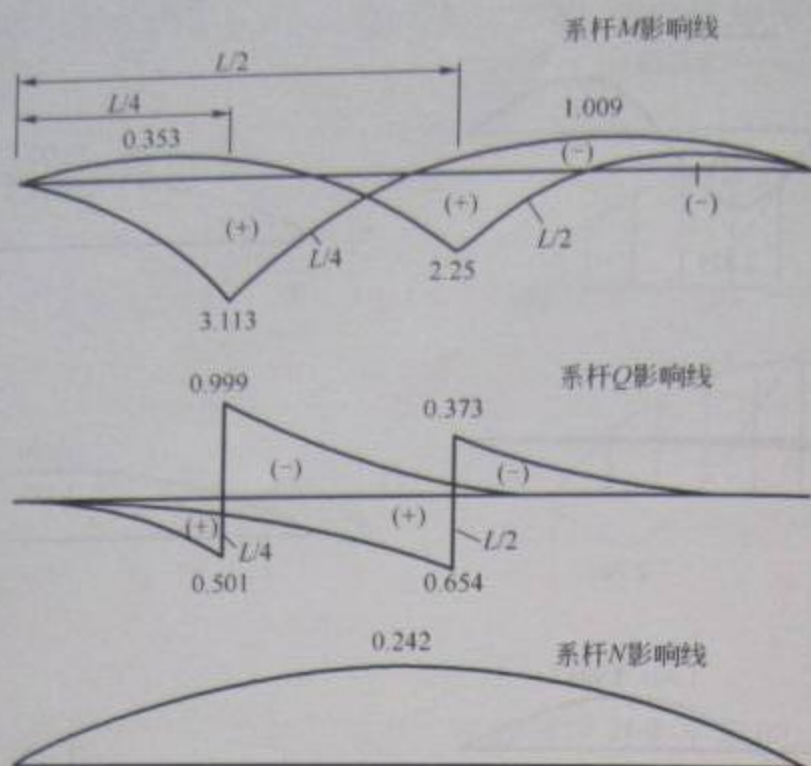


图 6-22 系杆箱梁弯矩包络图

从系杆拱的系杆弯矩包络图和影响线都可以明白,一般都以  $L/4$  处控制弯矩设计。但无论吊杆的刚性如何,下承式预应力混凝土系杆拱的系杆影响线面积都将大大小于无铰拱结构,因而内力弯矩也远小于后者。

对于系杆拱的系杆(下弦杆即行车道纵梁),有预应力时是小偏心受压结构,无预



图 6-23 系杆  $M_0$ 、 $Q_0$ 、 $N$  影响线

应力时是小偏心受拉结构,因此有很多的吊杆,实际上是弹性支撑连续梁。所以系杆的弯矩包络图的上下线型是波浪型的,只不过吊杆的间距很小(一般为 4~10m),波浪峰值也很小。至于系杆的最大弯矩,基本同于拱肋,都是  $L/4$  点处弯矩最大。

系杆的水平拉力即系杆的轴向力,由图 6-23 可知,怎样加载都是正值;当要求极值时,只有满跨布载且集中力加于跨中或  $L/4$  点。跨中弯矩  $M$  的影响线与无铰拱拱肋的拱顶弯矩影响线近似,只是小很多,  $L/4$  点的弯矩影响线与无铰拱肋  $L/4$  点弯矩影响线则相差较大,仍然与无铰拱拱肋拱顶弯矩影响线的形态相似,也是小很多。

系杆的剪力也与拱肋一样,在吊杆处最大,且有突变,这是应注意的。

吊杆的轴力影响线见图 6-24,越是靠拱脚,恒、活载产生的吊杆轴力越分散给拱脚,以后的吊杆轴力会逐渐加大(向跨中方向增加的趋势),这很容易理解,因为系杆向跨中增大了挠度(扣除拱肋和吊杆的下挠和伸长值),这就表明虽然吊杆间距相等,但恒、活载产生的吊杆轴力是不均匀的,靠跨中方向的吊杆轴力大于靠拱脚的,且永远为拉力,不可能为压力,因此吊杆不宜设计成预应力混凝土结构,也不宜设计为预压的钢结构。



图 6-24 吊杆轴力影响线

正因为如此,使用常规受拉的钢结构为好。目前,国内吊杆的构造有两种,一种是预应力钢绞线编束,外加 PE 层,即柔性吊杆;另一种是预应力钢绞线外包钢管,中间注入小石子混凝土,或高强度砂浆,即所谓的刚性吊杆。不管是用哪种形式,对内在的预应力束,都只适用张拉恒载时产生的轴力,对于过大的轴力(如包括活载轴力时)并不可取。一方面是吊杆过大的轴力(预应力)会引起图 6-25 的拱肋和系杆的变形,从而会导致拱肋的拱轴线与恒载压力线偏移,产生偏心矩,而当活载上桥后(正常使用期)这种偏移会进一步加大;同时,另一方面,系杆会向上拱起产生负弯矩;再一方面,对预应力束的拉力,还会因正常使用中有活载而加大拉应力。再说,如果预应力束的预拉力加压在钢套管上,长套管会失稳(主要是二类失稳),产生较大变形,而且钢套管能得到多少预应力又是必须通过拱肋与吊杆交点的变形协调才能计算得的,预应力束的预应力是加压在拱肋和系杆上的,拱肋的预应力转变成轴力,再传给吊杆的外包钢套管,这时的套管会有水平分力和弯矩,因此长细比较大的吊杆套管易曲屈。

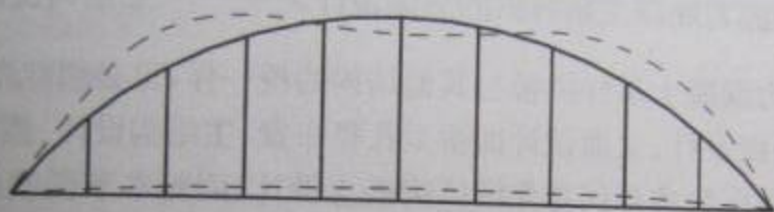


图 6-25 过大的吊杆轴力引起拱肋和系杆偏移轴线

对于拱肋,不宜使用柔性的,是因为只有采用刚性时,恒载压力线才可能与拱轴线重合或吻合,才能有全截面的压应力储备,从而能继承传统拱桥的最大特点。

#### 4. 温度应力影响极小

对于预应力混凝土系杆拱,因为外部静定,因此体系温度应力影响很小,这点与无铰拱相差极大。无铰拱由于体系升温,往往拱顶和两四分点的上缘温度拉应力极大,特别是矢跨比大于  $\frac{1}{5}$  的拱;而当温度降低时,拱脚上缘、拱顶下缘的拉应力又会很大,尤其是矢跨比小于  $\frac{1}{6}$  的拱,因而温度应力往往控制设计。下承式预应力混凝土系杆拱则无须有此类担心,因为其整体温度应力小到可以不计。

如果拱肋和系杆都为混凝土结构或全钢结构时,两者的温差应力都极小;相反,对钢管拱肋与混凝土系杆则有很大的不同;钢管因为升温高、吸热多、导热快,当夏季升温时,膨胀得很快,造成内充的混凝土与钢管分离严重,而且整个拱肋和钢结构吊杆向上拱得很厉害,因而吊杆附近的混凝土系杆顶面往往横桥向开裂。因此,构件(钢拱肋与混凝土系杆)温差计算是应引起严重关注,而预应力混凝土系杆则不然。至于温度梯度、拱肋和系杆等也都小于预应力混凝土连续梁。

#### 5. 环保型结构

由于系杆拱的系杆是以承受轴力为主,弯矩很小,在引进预应力后,使得系杆的

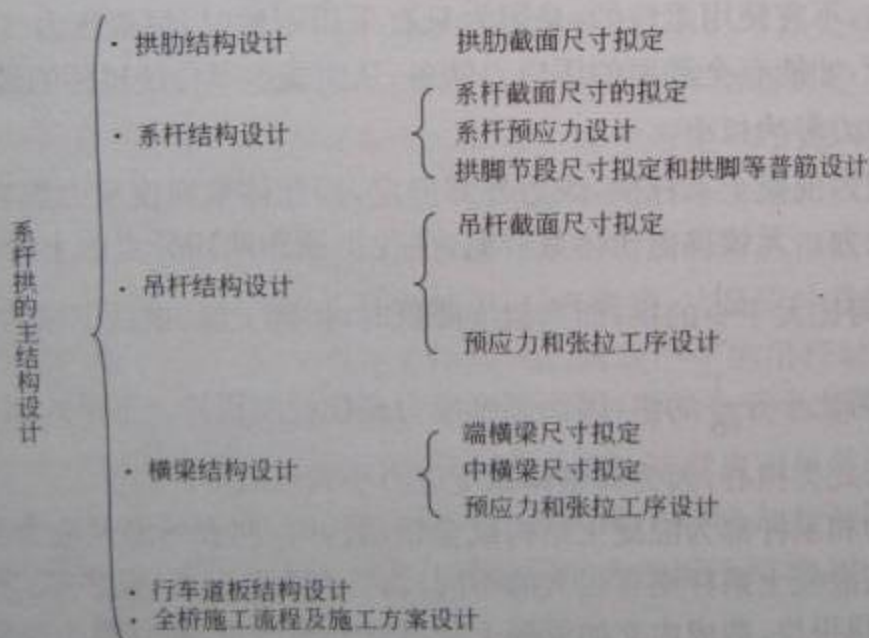


建筑高度大为降低,因而引道及引桥也可以较低、较短,占地也可以大大减少,特别适用于城市和平原水网地区;加之无拱上建筑、十分轻巧、圬工体积也很少;进而,下部结构的工程量也很小,这样,其对环境的影响大大小于其他桥型,因此说是较好的环保型结构。

有些专家建议把下承式预应力混凝土系杆拱看成是拱式组合体系,认为它是“由两种或两种以上的基本结构”,即由“拱肋、吊杆(立柱)、系杆、行车道梁(板)、桥面系等”组成。这当然也是对的,任何一种体系都可能由几种单一构件组成。但对于传统的拱桥(如空腹拱),长期以来,由于对拱上联合作用理解存在不清,没有像下承式预应力混凝土系杆拱这样清清楚楚、明明白白地把各构件表示出来,因此,对于下承式预应力混凝土系杆拱,仍然应该作为单一的拱式体系,只不过是多个单一构件组成,将上承式行车道体系,变为下承式,事实上这些单一的构件也不是体系。”

### 三、下承式预应力混凝土系杆拱的总体设计之一——主结构设计

下承式预应力混凝土系杆拱桥与其他结构的桥一样,也必须首先完成总体设计。总体设计分为:平面设计、立面设计即桥型孔径布置、主结构设计、预应力设计和配套的施工方案设计。因为本章仅是介绍结构概念设计,因而本节仅就此点有关的内容介绍主结构设计。



#### 1. 拱肋结构设计

(1) 拱肋的拱轴系数如前面已经介绍为  $m=1$  的二次抛物线,其坐标方程为:

$$Y_i = \frac{4f}{L^2} X_i (L - X_i)$$

(2) 矢跨比的设计主要考虑三大因素:系杆拱脚处的水平推力、拱肋内力的影响

和施工难易程度。

矢跨比是拱肋矢高与计算跨径的比值,即 $\frac{f}{L}$ ,系杆和拱肋的内力对矢跨比的影响十分敏感,系杆的水平预应力是系杆拱设计的关键之一,而其取决于拱脚的水平推力,因为:

$$H_g = \frac{Y \cdot A \cdot L^2}{4f(1+m)} \cdot V_2 = \frac{L}{f} \cdot \frac{\gamma AL}{(1+m)} V_2 = \frac{L}{f} \cdot \alpha \quad (6-4)$$

式中: $H_g$ ——悬链线拱脚的水平推力;

$L$ ——拱肋跨径;

$f$ ——拱肋矢高;

$$\alpha = \frac{\gamma AL}{(1+m)} V_2 \text{ 为系数;}$$

$\gamma$ ——材料的容重(钢筋混凝土的容重);

$A$ ——拱肋截面积;

$m$ ——拱轴系数;

$V_2$ ——系数。

这就是说矢高越大,矢跨比越大,即拱肋越是“拱”,系杆的水平推力(水平预应力)就越小,反之则越大。考虑到系杆截面的设计与拱肋施工方案的难易程度,因此希望矢跨比越大越好。

另一方面,拱肋在正常使用期,为了不出现过大的拱肋偏心矩,从而保证活载在拱肋内产生的拉应力,就要小于恒载产生的压应力储备,因此也希望矢跨比大一些较好(但也不能过大)。

但是相反的是,矢跨比越大,矢高越大,拱肋会很高,施工难度会大为增加,因此又不希望过大的矢跨比。

权衡这三者之间的关系,一般矢跨比取 $\frac{1}{5.0} \sim \frac{1}{6.5}$ 之间,常用 $\frac{1}{6}$ 为多。

### (3) 拱肋截面尺寸的拟定

在矢跨比等确定以后,拱肋截面尺寸的设计,不仅是下承式预应力混凝土系杆拱的最主要设计内容之一,其涉及全桥的内力分配、系杆、吊杆的刚度,施工方案等。

首先分析拱肋、吊杆、系杆三者之间的关系:

当吊杆的刚度很大时(甚至无限大),桥面系恒载、活载等弯矩内力是按拱肋和系杆的刚度分配的,也就是说两者的刚度可以叠加抗弯;但是当吊杆的刚度极小,甚至小到刚度为零时,恒载弯矩内力就各自独立承担,活载弯矩内力也仅由系杆承担,就成了纯弯构件,拱肋几乎不承担活载弯矩内力,也几乎不产生拱脚水平推力。但实际生产中,上述情况都是不可能的,实际上吊杆的刚度应介于两者之间,如图 6-26。这就是说柔性吊杆时,系杆刚度应大一些,拱肋刚度可以小一些,否则相反;或者说拱肋



的设计与吊杆的刚度关系较大,拱肋、系杆、吊杆必须三者同时考虑。因此,拱肋与系杆承担弯矩内力的能力,在大多数情况下不是按刚度分配的。

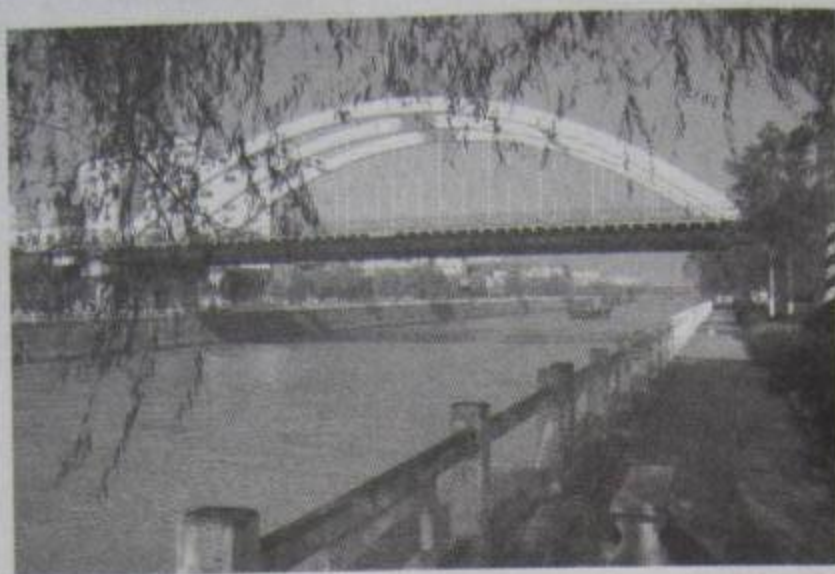


图 6-26 丹阳市的云阳大桥

另一方面,拱肋截面的选型。由于桥面系直接承受活载,并传给横梁,使系杆不仅要抗弯,而且因横梁下挠后,横桥向会向桥面中心方向扭转(倾倒),但拱脚和端横梁抵抗这种扭转,同时系杆的这种扭转因采用较柔的吊杆,而较小地传给拱肋,因此当拱肋单孔跨度小于  $L=100\text{m}$  时,可设计为简单的“I”型截面,也利于施工。单孔跨度大于  $L=100\text{m}$  时,则可设计为双“I”型的箱型截面。如图 6-27 和图 6-28。

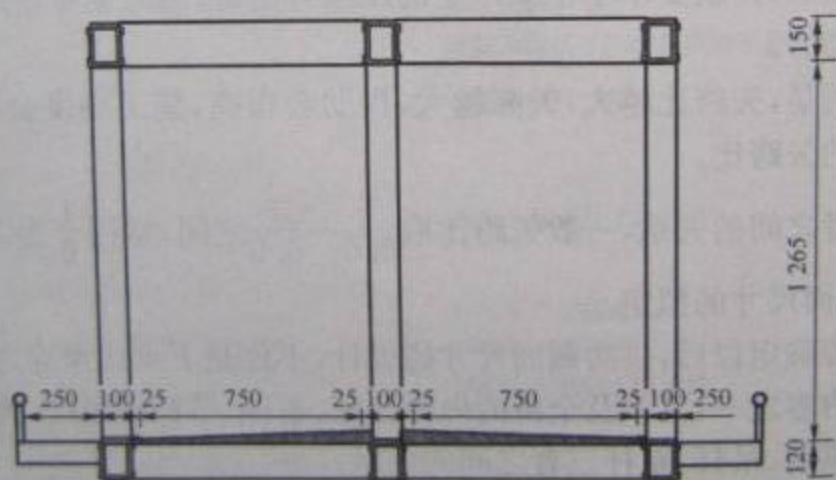


图 6-27 系杆的箱型截面(单位:cm)

拱肋在一般初拟时采用梁高:  $h_{\text{肋}} = \left(\frac{1}{45} \sim \frac{1}{60}\right)L$ ,  $L$  为主跨跨径; 宽度  $B_{\text{肋}} = (0.6 \sim 0.8)h_{\text{肋}}$ 。

当设计为无风撑拱肋时,梁高可取下限,而梁宽可取  $(1.0 \sim 1.5)h_{\text{肋}}$ 。由于拱肋的扭矩很小,一般仅用三根风撑,也可无风撑具体如表 6-4。



图 6-28 宁杭高速公路南河特大桥

拱肋截面尺寸拟定表

表 6-4

截面型式	梁 高	梁 宽	腹 板 厚 度	翼 板 宽
1字型	$(\frac{1}{45} \sim \frac{1}{60})L$	$(0.6 \sim 0.8)h_{\text{肋}}$	1. 单束波纹管直径的 2.5倍; 2. 多束波纹管时净保护层 10 cm	同梁宽度
箱型	$(\frac{1}{50} \sim \frac{1}{65})L$	$(1.0 \sim 1.5)h_{\text{肋}}$	单侧腹板厚度 $>18\text{cm}$ , 且不宜 $<0.1h$	顶、底板厚度 $>15\text{cm}$ 且 不宜小于 $0.15B_{\text{肋}}$

拱肋应优先考虑用钢管混凝土或钢筋混凝土拱,后者可进行分段预制,少支架装配(应进行吊装分段验算)并提前三个月预制,如使用拱支架时,应注意其变形和稳定性。为了缩小混凝土收缩和徐变的影响,应尽可能避免就地现浇。

由于混凝土拱肋施工难度大,特别是跨度大(大于100m),矢高较大时,钢管混凝土能较好地解决这一矛盾,先安装钢管拱肋,后进行混凝土压注,而且可以利用已装配的吊杆吊装分别预制的系杆,这样可以使系杆避免有支架现浇,有利于通航。

## 2. 系杆的结构设计

### (1) 系杆截面尺寸的拟定

基于拱肋、吊杆、系杆的受力分析,系杆截面型式一般宜采用箱式。从图 6-21 系杆箱梁弯矩包络图,其中有两部分组成:一是受全跨度大小的影响(拱肋、吊杆分配的弯矩),在大的形态上仍然如简支梁鱼腹型的弯矩图;二是受吊杆间距 4~10m 的影响,又有局部波浪型的弯矩去变化;但与拱肋一样, $L/4$  处的弯矩大于跨中,应以四分点控制设计。



同时,因抗扭转的需要,也为纵向预应力布设的方便,目前已建和在建的百米跨度以上的系杆拱,均设计为箱型截面型式的系杆,如图 6-28。

为了同时发挥拱肋和系杆的抗弯性能,因系杆的竖向刚度又受吊杆刚度及其吊杆纵向间距的影响很大。当吊杆间距 5m 左右,吊杆直径 15~25cm 时,对于两相邻拱肋间距 8~12m 时,系杆的竖向抗弯刚度常常设计为与拱肋等刚度,而横向抗扭刚度则相对较大,故系杆的梁高和箱宽可取下式:

$$h_{\text{系}} = (0.8 \sim 1.2) h_{\text{肋}} \quad B_{\text{系}} = (1.0 \sim 1.2) B_{\text{肋}}$$

当采用吊杆较柔性时可取上限或大于  $h_{\text{肋}}$ ,当采用吊杆较大刚性时,可取下限。

## (2) 系杆预应力的设计

前面已论述过系杆拱是自平衡体系,因此系杆预应力的作用当然是为了平衡拱脚处产生的恒、活载等的水平推力,同时,也是为了抵抗弯矩在系杆内产生的拉应力。

拱脚的水平推力主要由几部分组成:恒载、活载、收缩徐变、温度(钢管混凝土)等作用产生的水平推力,应按“桥规”组合后设计。

其预应力的布设形式,一般按直线布束,并锚于拱脚端部;但当截面较小时,可以竖弯和平弯,但为减小偏心矩,应中心对称地锚固。如果是三跨连续拱,或者跨度较大时,可以分孔或分段施工,用锚固连接器接长。

预应力筋材料使用以钢绞线为多,必须符合 ASTM416-97a 标准  $\phi 15.2\text{mm}$ ,锚下控制应力  $\sigma_{\text{con}} = 0.75 f_{\text{pk}}$ ,  $f_{\text{pk}} = 1860\text{MPa}$ ,松弛率  $< 2.5\%$ ,弹性模量  $E = 1.9 \times 10^5 \text{MPa}$ 。

预应力筋束必须分批地张拉锚固,张拉时应中心对称地进行,一般以距截面中性轴最近的为第一批 4~8 束,以平衡掉拱肋自重、系杆自重、吊杆和少量横梁自重的拱脚水平推力;第二批为中性轴次近的 4~8 束,以平衡掉下余横梁、桥面行车道板、风撑、桥面铺装等自重产生的拱脚水平推力;第三批为截面最外层的 4~8 预应力束,用以平衡掉活载、收缩徐变和温度等产生的拱脚水平推力。

但应该注意的是第一批预应力是在拱肋、吊杆等未安装以前、系杆混凝土达到强度 90% 以后,第二批预应力施加是在吊杆第一次张拉以后,且在吊杆预应力调整之前,第三批预应力在施加时,应在吊杆预拉力调整完以后进行。

系杆预应力的设计是整座系杆拱的核心,是全桥成败的关键,至关重要,施加预应力的过程就是实现系杆拱自平衡的过程。

## (3) 拱脚节段的设计

拱脚节段是拱肋、系杆、端横梁交汇处,结构复杂、内力多向,交汇点集中,既有弯矩也有扭矩,并且还有剪力,而且不仅有来自拱肋水平方向的剪力,而且有垂直支反力产生的剪力,此外尚有许多三维的、不清楚的力的传递。

首先拱脚节段的截面尺寸较拱肋、系杆应增加梁高,且增加梁宽,同时在拱肋和



系杆的中性轴交汇后,应向系杆的反方向延长  $1.5 \sim 2.0\text{m}$ ,梁高一般取拱肋高度的  $1.2 \sim 1.3$  倍,宽度取系杆宽度的  $1.2 \sim 1.5$  倍,即:  $h_{\text{脚}} = (1.2 \sim 1.3)h_{\text{肋}}$ ;  $B_{\text{脚}} = (1.2 \sim 1.5)B_{\text{系}}$ ;并且用实腹段,其长度为  $1.5 \sim 2.5\text{m}$ ,纵向以支座中心两侧对称,且支座中心必须通过拱肋和系杆中心轴的交点。

拱脚的普筋设计,最主要的是抗剪钢筋设计,来自拱肋的水平推力使拱肋与系杆之间产生剪力,此剪力配筋应是竖向的和水平的和斜交的垂直于拱轴的,对拱肋和系杆中伸出的主筋应穿越全高。前两种主筋直径都不应小于  $\phi 18\text{mm}$  且间距不应大于  $12\text{cm}$ ,并布满实腹段;端横梁主筋不宜小于  $\phi 16\text{mm}$ ,间距不宜大于  $15\text{cm}$ ,如图 6-29。

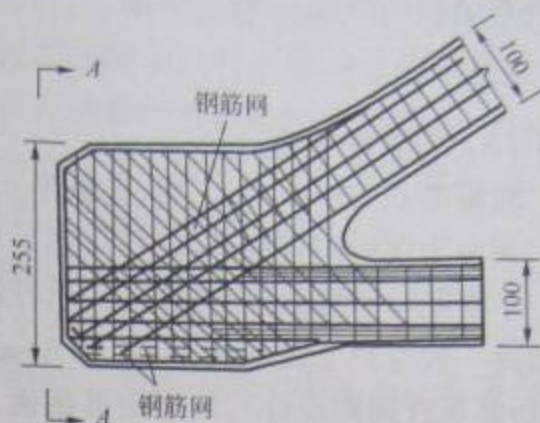


图 6-29 拱脚普筋设计(尺寸单位:cm)

以上主筋不管来自何方向,都应通过支座顶面,且应伸进保护层。

拱脚节段的施工一般在墩、台顶现浇混凝土,为了克服其收缩变形和应力,须提前数月(不少于 1 个月)浇筑为好,且应优先使用无收缩混凝土。对系杆与拱肋都一样提倡分段预制安装后,浇混凝土接缝,以减小混凝土的收缩与徐变。

### 3. 其他构件设计

#### (1) 吊杆的设计

前文已分析过吊杆的作用,它涉及拱肋和系杆的刚度,虽不能算是系杆拱的核心结构,但它是恒、活载的传力杆件,是有限元中的“杆单元”,并且作为受拉的杆单元,是不宜作为预应力的“压杆单元”来设计和施工的。

同样,须按结构的承载能力极限状态进行设计、配筋,而对于正常使用阶段吊杆的张拉力(预应力)仅应考虑恒载时的拉力,故吊杆的安全系数一般为 2.5。

吊杆分为单吊杆和双吊杆,显然后者好于前者,且实桥已较多应用,但都借助于双根和外包的钢套管来增大其刚度,既能起到防护作用,又可提高耐久性(双吊杆可以是纵向的,也可以是横向的)。

吊杆中的预应力束一般为单束结构,每束由  $7 \sim 20$  股钢绞线组成;可配用 OVM 等锚具。它也可直接用  $\phi 32$  的数根精轧螺纹钢筋组成。虽然张拉吨位仅用恒载时的拉力,但仍必须按极限承载力配束。外侧钢套管由  $\phi 15 \sim \phi 40\text{mm}$  组成,壁厚  $\delta = 10 \sim 20\text{mm}$ ,内充小石子混凝土,不得使用硫磺砂浆;钢套外管应有除锈防锈保护或使用 PE 套。

(2) 端、中横梁的设计,端横梁是稳定相邻两拱肋的重要构件,系杆拱之所以能稳定,是因为拱脚与端横梁等组成了稳定的重心很低的“底盘”。



端横梁一般置于墩台帽的顶面现浇,两端连接拱脚现浇段且与其固结,为减小端横梁的跨中弯矩,可在跨中和四分点三处加板式橡胶支座,但应验算端横梁下面的盖梁。

端横梁一般宜用箱型截面,其箱高  $h_{\text{端}} = h_{\text{系}} - t_{\text{板}}$ , 式中  $h_{\text{系}}$  为系梁高度,  $t_{\text{板}}$  为桥面行车道板的厚度。

$$B_{\text{端}} = (0.8 \sim 1.2) B_{\text{系}}$$

式中:  $B_{\text{系}}$  为系杆箱宽。

腹板厚 0.20~0.3m, 顶、底板厚 0.20~0.25m。

预应力束可用直线束,材料等同系杆;普筋在拱脚段内容中已作介绍。

中横梁与吊杆的位置相对应,吊杆间距 4~10m,因此中横梁的间距亦同。但中横梁高一般应小于系杆的梁高,即  $h_{\text{中横}} = (0.6 \sim 1.0) h_{\text{系}} - t_{\text{桥面}}$ ,  $B_{\text{中横}} \geq 0.20 \sim 0.4\text{m}$  (视相邻系杆间距设计),常用矩形截面。

中横梁预应力束分两种,一种是下缘正弯矩预应力束,预制中横梁后即在预制场张拉锚固,以利吊装;也可减小次应力的影响。另一种是与系杆固结后张拉,锚固在系杆的外侧面,预应力的布设等同系杆如图 6-30。横梁跨中正弯矩小于同跨度的简支梁,与系杆的联接端负弯矩小于同跨度两端锚固梁。

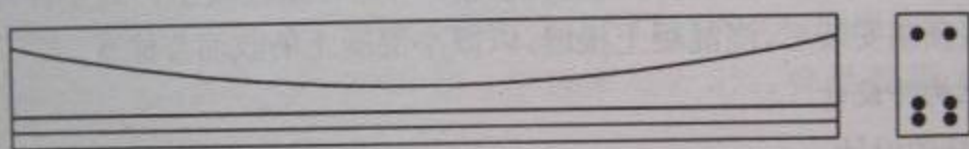


图 6-30 横梁预应力束布设

### (3) 桥面行车道板的设计

桥面行车道板在横梁的顶面,且与之固结,横桥向又与系杆固结,主筋等亦应与其固结的结构预留筋焊接。

桥面板视相邻横梁间距和相邻两系杆的间距,分为单向或双向板,一般按单向板计算,并可预制安装,桥面铺装为 8cm 整体混凝土及沥青混凝土。

### (4) 风撑设计

风撑一般为三根,位于相邻的拱肋顶与四分点处,为减轻自重,可挖空,设计与中横梁相同。梁高  $h_{\text{风}} = (0.5 \sim 1.0) h_{\text{肋}}$ ,  $B_{\text{风}} = 0.18 \sim 0.40\text{m}$ , 常用矩形混凝土截面。

## 四、下承式预应力混凝土系杆拱的施工方案设计

下承式预应力混凝土系杆拱的施工方法较多,主要有以下三种,具体为:

(1) 跨度小于 60m 的施工方法可使用半浮运拖拉或全浮运就位的方法,常在引道上预制拼装,待形成整体后,利用其外部静定的特点,半跨在引道上,半跨在船上,由对岸牵引上桥位,对船仓压水下沉,就位于墩台支座顶面,具体方法可参见《拱桥手

册)下册中的详细介绍。

(2) 跨度 70~150m 时, 施工方法为少支架预制安装或缆索无支架悬吊安装。前者是将系杆和拱肋都在支架上安装, 现浇湿接头; 后者缆索无支架悬吊安装, 是在两岸架立索塔, 用索缆运输, 实施安装拱肋、系杆段。

(3) 当跨度 150~300m 时, 可用“m 兰”式劲性骨架悬浇或现浇。先把拱肋的劲性骨架或钢管成拱后, 临时固定在墩台上, 再把系杆的钢劲性骨架或钢管安装就位, 与拱肋在拱脚焊接, 调整好高程后, 把拱肋与系杆的模板挂(固定)在骨架上, 而后浇筑或压注拱肋和系杆的混凝土。此前先把成桥的吊杆安装就位, 使拱肋骨架、吊杆、系杆骨架等形成空间桥型后, 才能张拉临时或部分永久的系杆预应力束。另外, 为了防止支架变形, 往往在钢骨架下挂设水箱, 水箱重等于所浇筑的混凝土自重, 且在浇筑过程中不断放水, 保持动态平衡。为了防止水泥混凝土收缩裂缝, 保护层内应配设防裂钢筋。更重要的是为了克服混凝土收缩与徐变, 要求混凝土中掺加防收缩剂(使用无收缩混凝土)。

对于单跨下承式预应力混凝土系杆拱的施工, 其每一工况, 每一过程都必须贯彻和落实“自平衡”这一设计思路, 下面以某桥的实际施工流程(图 6-31)来进行说明:

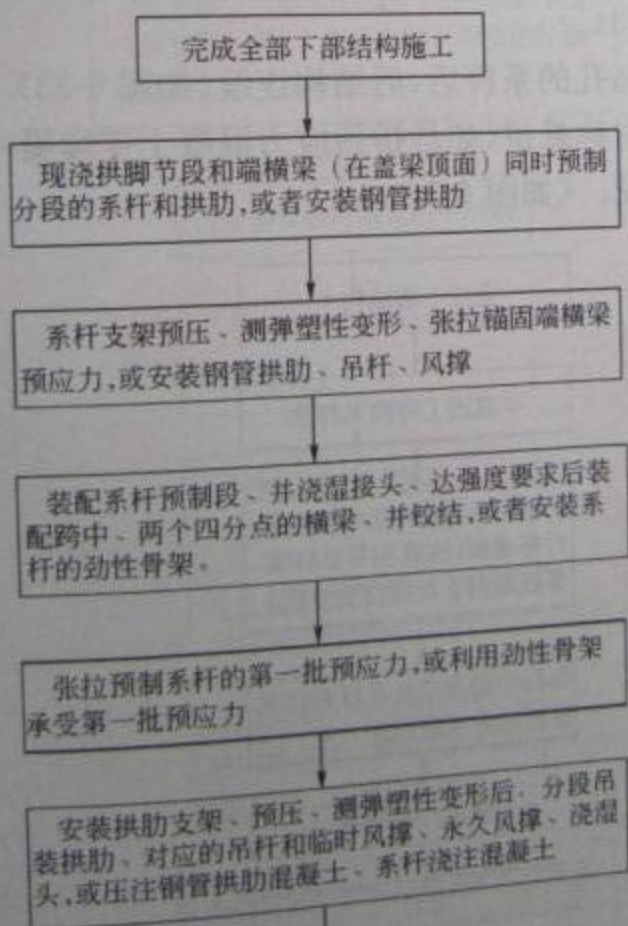


图 6-31



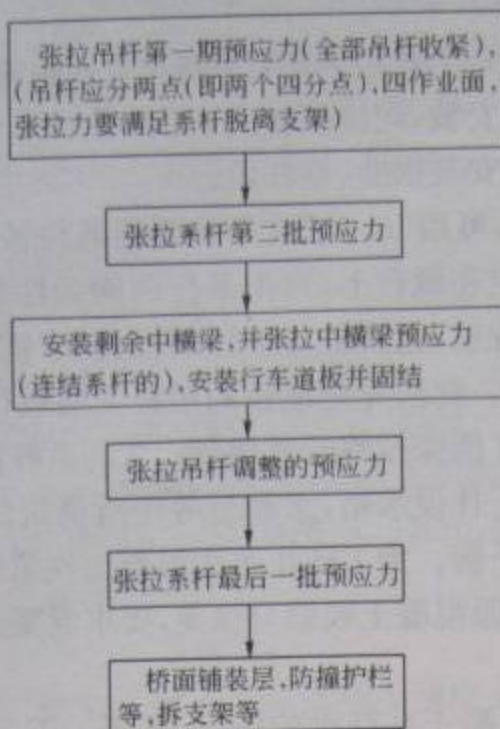


图 6-31 预应力混凝土系杆拱施工流程图

多跨连续的下承式预应力混凝土系杆拱的施工方法主要有两种,其流程分别简介如下,如图 6-32 和图 6-34。

方法一:先单独施工每孔的系杆后,后结构连续(如图 6-33)

方法二:相邻两半跨对称悬拼(如悬拼预应力混凝土连续梁一样),两端半跨有支架拼装,中间一孔最后合龙。(如图 6-35)

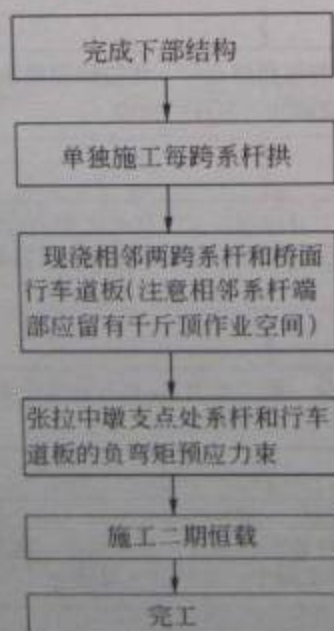


图 6-32 多跨系杆拱的施工流程 1

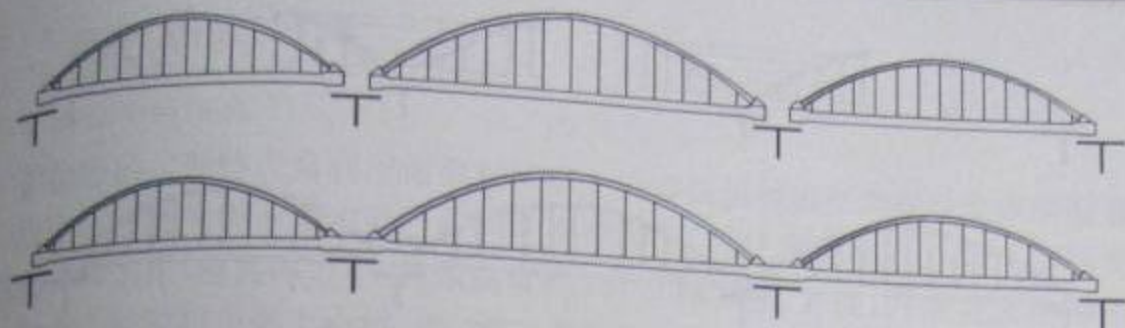


图 6-33 多孔系杆先简支后连续

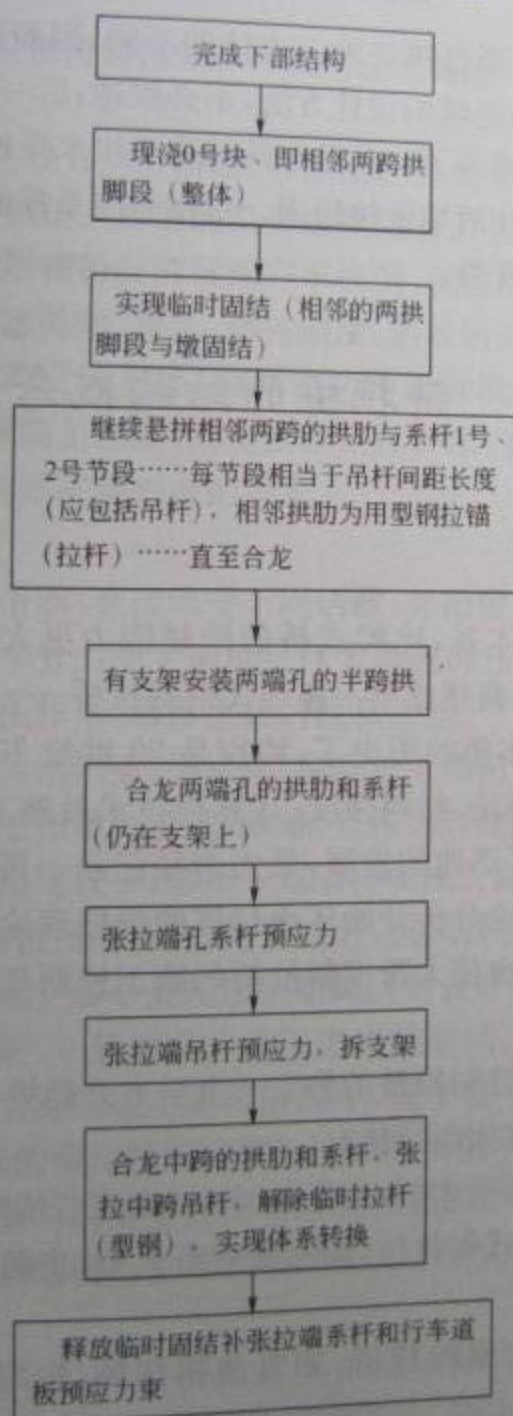


图 6-34 多跨系杆拱的施工流程 2



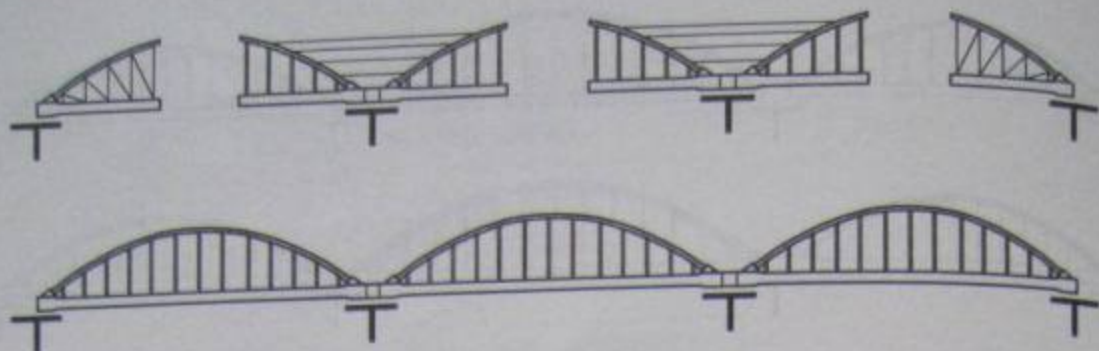


图 6-35 悬拼或悬浇梁

由于多跨连续预应力混凝土系杆拱桥施工方法的不同,因而设计、计算也有所不同。前一种等同于先简支后结构连续的设计方法,不必叙述;后一种中墩上的系杆无水平推力(相邻两跨的水平推力抵消了),只是在两端孔产生水平推力(多跨等跨径时),但应设计通长预应力束,并且在两端张拉锚固。对拱肋与系杆的预制节段,配应有足够的普筋,以保证在安装中不开裂。

### 第三节 斜拉桥的结构概念设计

#### 一、概述

斜拉桥作为一种拉索体系,比梁式桥的跨越能力更大,是大跨度桥梁的最主要桥型之一。自 1955 年瑞典建成第一座现代钢斜拉桥——主跨 182.6m 的 Stromsund 桥以来,至今已有 50 多年的历史了,特别是 20 世纪 70 年代以来,斜拉桥得到迅速发展。随着现代结构理论、材料强度、计算机技术及施工方法的进步,斜拉桥在短短几十年的时间内得到了迅速的发展,最大跨径记录一再被刷新。斜拉桥跨度的增大,推动了结构的设计理论分析开始从小位移的线性理论转向有限位移的非线性理论和优化设计理论,同时也使大跨度斜拉桥的施工控制理论成为竞相研究的重要课题。

改革开放以来,我国修建斜拉桥的势头一直呈上升趋势,并取得了巨大成就。已建成的钢筋混凝土双塔双索面斜拉桥有:

- (1) 钢箱梁斜拉桥,如苏通大桥,主跨 1088m;南京二桥的南汊桥,主跨 628m。
- (2) 钢与混凝土的混合式斜拉桥,如汕头岩石大桥,主跨 518m;武汉长江第三大桥,主跨 618m。
- (3) 钢与混凝土的结合梁斜拉桥,如青州闽江桥,主跨 605m;杨浦大桥,主跨 602m。
- (4) 预应力混凝土斜拉桥,如湖北荆沙长江大桥,主跨 500m。

## 二、斜拉桥的受力特点

### 1. 斜拉桥的组成

斜拉桥的主要特点是利用锚固在桥塔上的多根斜拉索作为弹性支承的缆索承重桥。由于高强度的缆索对主梁起着弹性支撑作用,使主梁像多孔小跨度弹性支承的连接梁一样工作,故其内力小,建筑高度低,自重轻,施工方便,并能显著增加桥梁的跨越能力。斜拉桥总体上由塔、梁、索三部分构成。

#### (1) 索塔和墩、台

索塔和墩、台是斜拉桥传递恒载和活载到地基的构件。索塔和墩、台多采用钢筋混凝土建造。

索塔是长大构件,一般为空心断面,常采用劲性钢骨架钢筋混凝土,且在横梁和索锚固区常布设预应力钢筋。桥塔的设计必须适合斜拉索的布置、桥面宽度以及主梁跨度等多重因素。索塔横桥向的形式有单柱型、双柱型、门形、A形、H形、倒Y形等。塔型的选择一般考虑外形、经济、结构刚度、斜拉索索面数、桥面宽度等因素。在施工过程中为了改善主跨受力状态,有时在边跨设置既能受压又能受拉的辅助墩。在索塔及墩、台设计上须满足强度、刚度及稳定性要求;在施工上,尤其是索塔,要满足对断面、轴线的允许偏差和倾斜度的要求。

#### (2) 主梁

主梁是斜拉桥跨越塔墩,直接承受车辆活载,并把梁的自重及活载传递给塔墩的构件。由于斜拉索的水平分力使主梁承受巨大的纵向压力,对于混凝土主梁拉索的水平分力可产生轴向预压作用,增强主梁的抗裂性能。

斜拉桥的主梁可分为钢桁梁、钢箱梁、混凝土梁和钢—混凝土结合梁四大类。

钢桁梁由于其制作工作量大、维修困难,且作为斜拉桥的主梁在外观上也缺乏美学吸引力,因此,我国采用比较少,多用于双层桥面或公路铁路两用桥中。

钢箱梁恒载轻,结构抗扭刚度大,整体性好,抗风性能强,构造简单,施工工艺成熟,便于防腐,且外形美观。扁平流线形钢箱梁具有良好的空气动力稳定性。

对于双索面混凝土梁,一般情况下采用边主梁形式。采用双箱梁有利增加主梁的抗弯、抗扭刚度;采用实心的边主梁构造简单,便于施工。对于独塔单面索多采用箱梁,对于偏心荷载引起的截面扭转可借助主梁的抗扭刚度来克服。

结合梁则是由钢主梁与混凝土桥面板结合而成的结构,兼有钢梁和混凝土梁的优点,抗弯刚度较大,而且结构自重可以做得较轻,因此,它成为近年来出现较多的斜拉桥主梁形式之一。

当跨度在500m以下时,从经济角度多采用预应力钢筋混凝土梁;当跨度在300~650m时,多采用混凝土结合梁建造;当跨度在400m以上时,多用钢箱梁、混合梁或钢桁架梁。



主梁设计是一个十分复杂的计算过程,要考虑在自重、活载、风力、温度及地震力等的不同组合作用下,满足强度、刚度及稳定性要求;同时施工过程中,为保证安全,做到主梁应力不超过规范规定值,并使主梁线型达到目标值。

### (3) 斜拉索

斜拉索是将主梁自重及活载传递给索塔的受拉构件。在构造上可分为刚性索和柔性索两大类。刚性索一般是高强度钢筋外包钢筋混凝土的预应力构件;柔性索则是由平行钢丝或钢绞线组成的,在斜拉桥中最为常用的。

在设计上,由于斜拉索是直接承受活载反复作用的重要构件,为此高强度钢材须满足疲劳强度的要求,同时还要对其提供完善的防腐保护,这是延长其使用寿命的关键所在。

## 2. 斜拉桥的结构特点

斜拉桥是利用若干斜向拉索支承起主梁以跨越较大河谷等障碍的。拉索的作用相当于在主梁跨内设置了若干弹性支承,索将梁的自重和活载传递给主塔,使主梁跨径显著减小,从而大大减少了梁内弯矩、梁体尺寸和梁体自重,使桥梁的跨越能力显著增大。同时由于斜拉索的水平分力使主梁承受着巨大的轴向压力,与悬索桥相比,斜拉桥不需要笨重的锚固装置,抗风性能又优于悬索桥。通过调整拉索的预拉力可以调整主梁的内力,以使主梁的内力分布得更加均匀合理。混凝土斜拉桥采用的主梁材料是由钢筋混凝土或预应力混凝土。拉索的水平分力可对混凝土主梁产生轴向预压作用,这增强了主梁的抗裂性能,并节省了高强钢材。

斜拉桥利用主梁、拉索、索塔三者的不同组合,形成不同的结构体系,以适应不同的地形和地质条件。斜拉桥便于采用悬臂法施工和架设,且安全可靠。但是,斜拉桥是一种高次超静定的组合结构,包含较多的设计变量,而全桥总的技术经济合理性,不能简单地从结构体积小、用料省、或者满足应力要求等指标来衡量,这就给选定合理的桥型方案和做好经济合理的设计带来困难;同时,拉索与主梁和索塔的连接构造较复杂,施工技术要求高,拉索的索力调整工序也较复杂。斜拉桥结构与一般非索结构桥梁相比,存在明显的索和结构的非线性问题,这是在设计时必须要认真考虑的。如果将斜拉桥看成是一个预应力体系,斜拉索即为体系的体外索。因此,在设计上体外索需要考虑的疲劳和防腐等,斜拉索亦要考虑。对斜拉桥的施工过程必须进行施工监控,以保证斜拉桥施工阶段的安全,使索力与主梁线型达到或接近设计目标值。斜拉桥施工的监控检测和跟踪计算是施工进程的重要组成部分。

## 三、斜拉桥的结构计算

### 1. 计算模型

在斜拉桥的结构计算中,我们可能会采用以下几种结构计算模式:

(1) 平面杆系计算模式;



- (2) 空间杆系计算模式;
- (3) 空间板壳、块体和梁单元计算模式;
- (4) 从整体结构中取出构件局部的计算模式。

根据设计阶段、研究对象、精度要求的不同,我们可以使用不同的计算模型。一般地说,总是优先选择最简单的平面杆系进行结构计算;当在计算空间荷载(风载、地震荷载等)作用时,我们应会用空间杆系计算模型;在研究主梁的应力分布时我们又应会用空间板壳、块体和梁单元计算模型;此外,为研究构件局部的应力集中问题,我们又须根据圣维南原理,从整体结构中取出构件局部进行详细计算分析。

## 2. 结构的几何非线性

引起斜拉桥几何非线性的因素主要有以下三个方面:

### (1) 索的垂度影响

在分析斜拉桥结构时,通常将斜拉索模拟成桁架单元,由此会带来计算模型与实际结构间的误差。通常可用 Ernst 公式修正索的弹性模量,但这是一种将几何非线性问题转化为材料非线性问题的近似方法,所以可采用割线模量法来考虑拉索的垂度影响:

$$\frac{1}{E_{eq}} = \frac{1}{E} + \frac{\gamma^2 a^2}{24} \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1^2 \sigma_2^2} \right) \quad (6-5)$$

式中:  $E_{eq}$ ——等效弹性模量;

$\gamma$ ——拉索材料的密度;

$\sigma_1, \sigma_2$ ——迭代分析中最终和初始缆索应力;

$a$ ——拉索长度的水平投影。

采用割线弹性模量来计入垂度效应时,第一轮计算斜拉索的弹性模量时,用  $i-1$  阶段的索力对索弹性模量进行修正后,作为第  $i$  阶段的弹性模量,以后各轮迭代,均利用上一轮相应阶段索力,用于本阶段弹性模量的修正计算。

当运用大型通用程序时,也可以把一根斜拉索离散成若干个桁架单元来计入索的垂度影响。这种方法引入了许多附加自由度,大大增加了计算机存储量和计算时间,故在许多情况下难以收敛。

### (2) 梁柱效应

斜拉桥主梁、主塔都工作在压弯状态,引起了梁柱效应。当用梁单元分析时,可用稳定函数表示的几何非线性刚度矩阵或一般的几何刚度矩阵来计入这一效应。

### (3) 大位移效应

由于斜拉桥为柔性结构,在外荷载作用下,结构变形较大,平衡方程必须建立在变形后的位置上。可用大位移刚度矩阵或基于 U. L 列式的有限位移理论(拖动坐标法)计入这一效应。恒载与附加荷载的非线性计算,以计算荷载作用前的状态为初始状态,活载的非线性计算以成桥状态作为初始内力状态,活载可用影响区加载法来进行



计算。

### 3. 材料非线性

由于索塔、墩台通常为钢筋混凝土构件,主梁通常是预应力混凝土构件或钢—混凝土组合结构,因此,必须考虑收缩和徐变因素。混凝土的徐变计算方法,可采用按龄期调整的有效弹性模量法,其  $t$  时刻的应力应变关系为:

$$\epsilon_s(t) = \frac{\sigma(\tau_0)}{E} \varphi(t, \tau_0) + \frac{\sigma_s(t)}{E_\varphi} \quad (6-6)$$

式中:  $E_\varphi = \frac{E}{1 + \rho \varphi(t, \tau_0)}$ ,  $E_\varphi$  为按龄期调整后的有效弹性模量,其中  $\rho = \frac{1}{1 - e^{-\varphi(t, \tau_0)}}$  —  $\frac{1}{\varphi(t, \tau_0)}$ 。

当运用大型通用程序计算时,也可以把收缩和徐变作为材料的特性输入。

### 4. 斜拉桥索力的优化

由于斜拉桥特殊的结构形式,设计中在恒载作用下的斜拉索张力的确定,关系到整个结构受力的合理性及主梁的线形,并直接影响着主梁和索塔的材料用量。因而,斜拉桥索力的优化计算对于斜拉桥的合理设计有着十分重要的意义。

斜拉桥的一个重要特点是设计和施工的高度耦合,即必须在设计中考虑施工的可行性,预先确定各施工阶段的高程和索力以及结构的内力。目前,斜拉桥所采用的设计方法,都是首先采用优化方法确定最优的成桥状态,该状态主要包括成桥时的高程(线形)、成桥索力和结构的内力;然后,再通过合适的施工方法,来实现这种合理的成桥状态。由于斜拉桥是高次超静定结构,其内力与安装方法有关,所以在拟定的施工步骤下,确定各施工阶段的拉索张拉力和梁段的高程便成了问题的关键。

确定合理施工状态是由成桥状态,反求各施工状态的问题。也就是说,在确定合理成桥状态以后,需要确定各施工工序,以使成桥后达到设计理想成桥状态,其主要控制参数为斜拉索的张拉力和主梁的立模高程。

#### (1) 索力优化的目标

要实现索力优化,首先要确定其目标。通常希望梁和塔在静载作用下弯矩尽可能的小一些。但在更多情况下,还需要对某些不利特殊断面的内力进行限制或调整,以兼顾结构的局部内力状况,使结构受力更为合理。

对于不同材料的主梁,索力优化的目标可能会不同,但不同的优化目标也可能是殊途同归。对于钢梁,索力优化的目标可能是材料的节省,即经济性;对于混凝土梁,我们可能更关心结构的受力状况和施工的可行性。如果在设计中考考虑施工过程,施工的方便性和可控性,也会成为索力优化的目标;设想,如果在施工过程中需要反复调整索力,则无疑会使施工工期延长,工艺复杂。

对于一座实际的桥梁,索力优化一般是多目标的,可以选择主要的因素建立优化



目标函数,其他因素可转化为约束条件。

## (2) 实现的方法

按照分析过程看,计算分析方法包括正装和倒拆两种方案。

目前工程上采用较多的是倒拆法。倒拆法即根据既定的成桥状态,按照已拟定的施工过程的逆进程,通过拆除支座、卸荷、单元等模拟计算,对结构进行虚拟倒拆并逐阶段分析,从而确定各施工阶段的张拉索力和立模高程。但在上述具体的倒拆分析过程中,尚存在以下不足:

①难以计及混凝土收缩徐变的影响,因为收缩、徐变是不可逆的。

②在拆除合龙段及支座单元时,其杆端力不为零,而实际中安装上述单元时,上述单元的杆端力为零,从而存在结构内力会不闭合的问题。

③难以考虑结构的几何非线性问题。

倒拆—正装迭代法是针对上述倒拆法的适当改进,该方法能近似地考虑混凝土的收缩、徐变和结构的几何非线性,但无法消除拆除合龙段及支座单元等所带来的结构不闭合问题。另外,该方法的具体实施计算相当繁琐。

正装法可以利用现有大型结构程序的优化功能,实现索力优化。

优化过程本质上是一个分析——评估——修正——再分析的循环过程,就是对于初始设计进行分析,就设计目的对分析结果进行评估,然后再修正设计。这一循环过程重复进行,直到所有的设计要求目的都满足为止。

设计人员需要定义三类优化变量:设计变量、状态变量和目标函数

设计变量为自变量。优化结果的取得,是通过改变设计变量的数值来实现的,每个设计变量都有上下限,它定义了设计变量的范围,一般取拉索的张拉力作为设计变量。

状态变量是约束设计的数值。它们是“因变量”,是设计变量的函数,状态变量可能也会有上下限,一般控制各阶段梁、塔的应力 $\sigma$ 和位移 $\delta$ 的上下限。

目标函数是要尽量减小的数值。它必须是设计变量的函数。通常希望梁和塔在恒载作用下,弯矩尽可能地小一些,因此用结构弯矩产生的余能,作为优化目标函数是很合适的;对于钢梁,索力优化的目标可能是节省材料了,即在约束条件下,计算出梁的最小质量。

但不论采用哪种方法、哪种软件,都需要有一定的理论知识和实践,根据具体结构来调整索力。

## 四、斜拉桥的结构布置

总体布置:斜拉桥有独塔双跨、双塔三跨和多塔多跨等形式。

梁、塔、墩的联结型式有三种:全固结、塔墩固结、梁塔固结。

(1)全固结:即桥塔、主梁、桥墩三者固结而成;其优点是不需设置支座,缺点是固



结点附近的主梁应力大、梁高也变大。

(2)塔墩固结:桥塔和桥墩固结,而主梁悬浮,即不与桥墩和桥塔间联结或铰接;其优点是主梁可采用较小的支座,普遍不设固定支承,缺点是梁的抗风性能和横向刚度会有所降低。

(3)梁塔固结:是指主梁和桥塔固结,而与桥墩之间为铰接或设滑动支座连接。

索面布置:斜拉索沿桥纵向最常用的布置形式有辐射形、竖琴形、扇形和星形。沿桥的横向一般分为单索面、竖向双平行索面、双倾斜索面三种。

在斜拉桥的设计中,除对塔、梁、索的构造形式及尺寸的选取外,主要的总体设计参数有主梁的中边跨跨径比、跨高比、跨宽比、宽高比和主塔的有效跨高比,这些参数将直接对斜拉桥的结构性能产生影响。

### 1. 主梁的中边跨比

主梁的中、边跨跨径比反映斜拉桥结构体系的变形特性和锚索的抗疲劳性能。

三跨钢斜拉桥的中边跨跨径比,大多位于 2.0~3.5 之间,较集中在 2.5 处;三跨混凝土斜拉桥的相应数值则为 1.5~3.0,较集中于 2.2 处。一般而言,当中、边跨径的比值大于 2.0 时,将能够控制锚索的应力幅度在一定的范围内,并可提高结构体系的总体刚度。在许多斜拉桥中,虽然中、边跨径的比值较小,但边跨中往往会采用设置辅助墩或将主梁与引桥连接形成组合体系,以提高结构刚度,适应桥梁的受力要求。

两跨钢斜拉桥的比值为 1.0~2.0,一般为 1.5;两跨混凝土斜拉桥的比值为 1.0~1.7,一般为 1.2。

### 2. 主梁的跨高比、跨宽比、宽高比

主梁的跨高比、跨宽比、宽高比分别为主梁的主跨跨径与主梁的截面高度、宽度之比以及主梁宽度与其高度之比,主梁的高度、宽度、截面形式,决定主梁的刚度和抗风性能。

对两跨或三跨密索体系斜拉桥,主梁的跨高比一般均在 100~150 之间,较多的徘徊于 100 左右。

除桁架梁外,无论是钢或混凝土的三跨或两跨斜拉桥,梁高取值一般介于 1.5~4.0m 之间。单索面的梁高大于双索面的,跨高比随跨径增大而相应加大,三跨体系的跨高比变化范围大于两跨体系,三跨钢斜拉桥的跨高比值较集中于 40~130 之间,两跨的相应值小于 100;对混凝土斜拉桥,三跨体系的跨高比则较多在 25~150 之间,两跨体系的数值小于 80 的偏多,混凝土斜拉桥的主梁高度大于钢斜拉桥。

一般认为,对双索面斜拉桥,如果跨宽比小于 30、宽高比大于 10,就不会因风力而破坏;宽高比小于 10 时,应加设风嘴;跨宽比大于 30,要用 A 形桥塔,布置两个斜索面,以加强抗扭性能;或采用流线型截面;如跨宽比超过 40,则须从结构布设等方面

而进行研究,比如采用空间缆索体系等。

### 3. 主跨长与主塔有效高度比

跨主塔的有效高度(即桥面以上的桥塔高度),受所选择的拉索索面形式的影响,对同等路径的斜拉桥,一般辐射形索面的塔高较小,竖琴式的则较大,而扇形索布置的主塔居中。斜拉桥的索力和其用钢量随塔的有效高度的增加而减小。

一般双塔三跨斜拉桥的主跨长与主塔有效高度比为4~4.7,两跨斜拉桥主塔跨高比为1.8倍主跨长所对应的三跨斜拉桥的相应值。

三跨斜拉桥的主塔跨高比较高的在4~7之间,两跨的相应数值则在1.5~4.5之间;我国斜拉桥的主塔跨高比相对取值较小,塔较高。

## 五、斜拉桥实例——灌河大桥

### 1. 工程概况

灌河大桥是连盐高速公路上的一座特大型桥梁,桥梁全长1818.96m,桥梁跨越的灌河河宽水深,在响水镇以上水面宽100~300m,水深5~6m,响水镇以下水面宽300~1000m,河底高程-6.0~-9.0m,最大排洪水位4.09m,低潮位时水深达5~7m,是江苏省沿海地区唯一没有闸坝控制的内河天然河流。该桥于2004年8月开工建设,已于2006年10月建成通车。

灌河大桥主桥采用双塔双索面支承体系五跨连续组合梁斜拉桥,跨径组成为:32.9+115.4+340+115.4+32.9m,主梁梁高3.08m,为钢—混凝土组合梁结构。主桥布置见图6-36和图6-37。

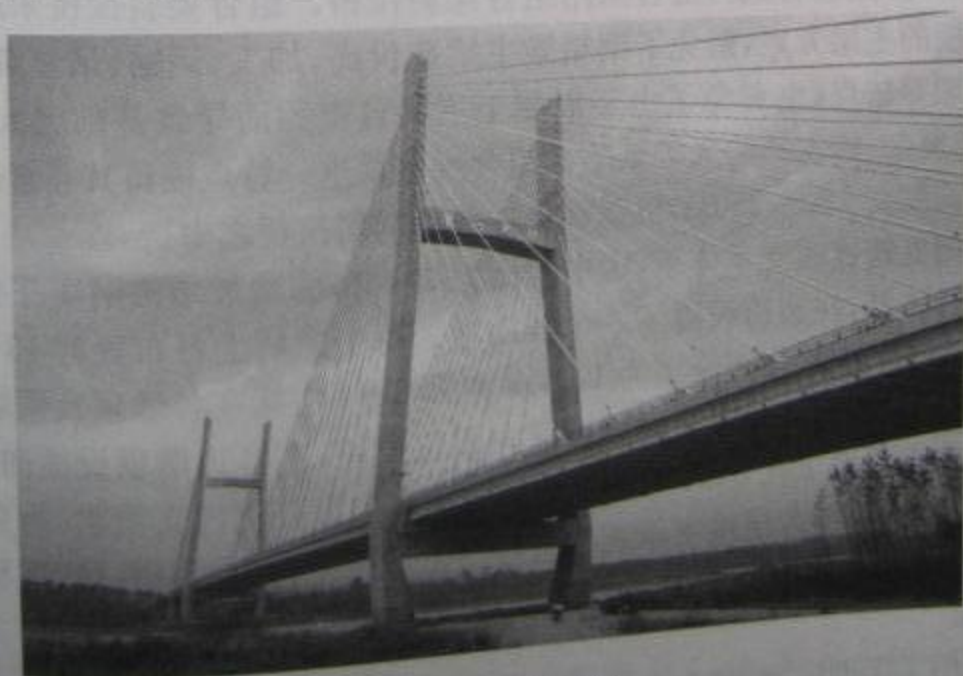


图 6-36 灌河大桥



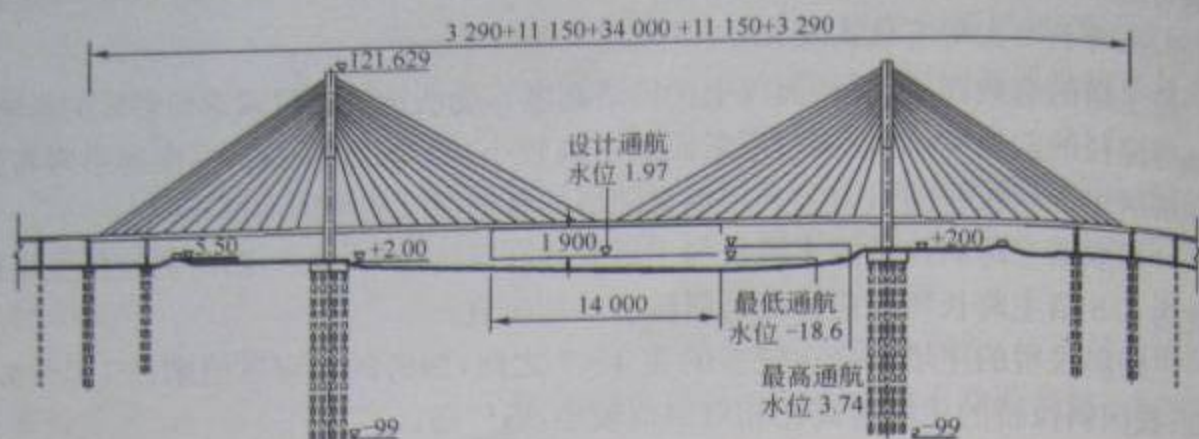


图 6-37 灌河大桥桥跨布置图(尺寸单位:cm)

## 2. 主要技术标准

公路等级:双向 6 车道高速公路;

设计荷载:汽车—超 20 级,挂车—120。

通航要求:通航净宽 140.0m,通航净高 19.0m。

桥面宽度:主桥桥梁总宽 36.6m,不含拉索锚固区和检修道主桥桥面宽 33m。

设计风速:桥位处 10m 高处 100 年一遇基本风速为 26m/s;

地震烈度:区域地震动加速度峰值为 0.05g(相当于地震基本烈度 VI 度)。

## 3. 桥梁设计

### (1) 总体设计

本桥属中等跨度斜拉桥,适合采用组合梁斜拉桥。组合梁斜拉桥采用钢主梁+混凝土桥面板的主梁方案,避免了钢箱梁主梁造价高,加工、运输、吊装难度大,桥面铺装很难处理等缺点;也避免了由于混凝土主梁自重大而导致基础庞大、施工周期长、施工工艺复杂、施工风险大等缺陷。组合梁主梁这一特点使得其非常适合于使用在最大悬臂长度在 150~250m,且基础条件较差的斜拉桥之中。

主桥采用五跨连续支承体系,边中跨比为 0.436,为增加结构刚度并在施工中尽快形成单悬臂体系,在边跨设置了一个辅助墩。每个索塔上各布置有 13 对拉索,拉索在主梁和塔上的标准索距分别为 11.7m 和 2.0m。主梁在各墩顶及索塔横梁处均设置有纵向滑动支座,并在索塔内侧设横向限位支座,在各边墩顶设横向限位挡块。主桥两侧过渡孔采用 1 孔 31.5m 装配式部分预应力混凝土简支箱梁,为克服边跨负反力,将过渡孔引桥作为压重支承在主桥过渡墩横梁上,并在主桥过渡墩和辅助墩间采用混凝土预制块作为压重。

### (2) 主梁

主梁采用工字型纵梁、横梁和小纵梁,通过节点板及高强螺栓连接形成的钢构架,在构架上架设预制桥面板,现浇膨胀混凝土湿接缝,与钢梁上的抗剪栓钉形成整

体,组成组合梁体系。主梁高 3.08~3.41m,两工字型纵梁间距 34m,主梁断面见图 6-38。

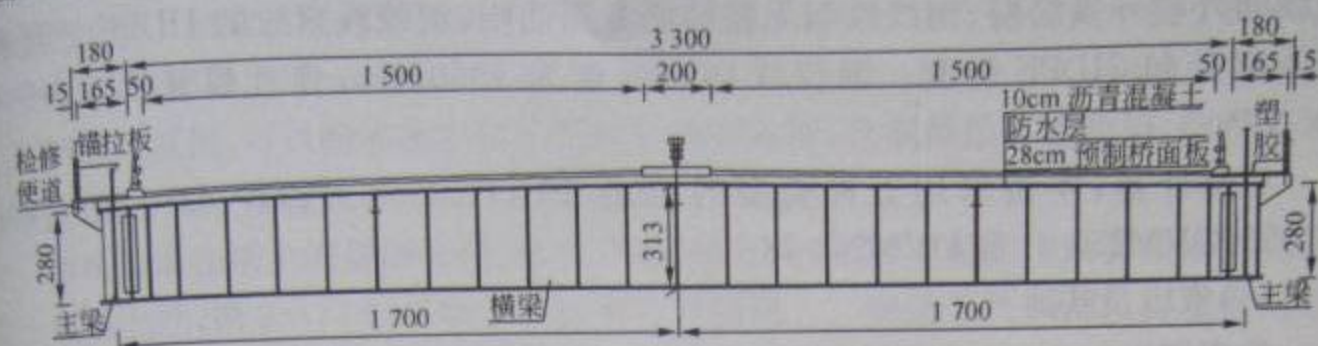


图 6-38 主桥主梁标准横断面(尺寸单位:cm)

工字型的纵梁,梁高为 2.8m,主梁顶、底板宽 1000mm,厚度根据受力区域不同,分别为 36mm 和 60mm,腹板厚 28mm。为提高其整体和局部稳定性,设置一定数量的水平、竖向加劲肋。钢纵梁标准节段长 11.7m,在工厂分段制造。横梁间距 3.9m,每节标准梁段设有三道横梁,除引桥挂孔处的横梁采用箱型截面外,其余的横梁均采用工字型断面,桥面双向横坡 2%,由横梁高度调整形成。根据计算,在边跨主梁和小纵梁间填入混凝土块进行压重。

预制桥面板架在由主梁、小纵梁和横梁构成的钢格架构上,桥面板通过布置在钢主梁、钢横梁及小纵梁顶的剪力钉与钢梁结合。

拉索在主梁上的锚固采用锚拉板的形式,拉索与主梁腹板在同一个平面内。为加强锚拉板与混凝土的连接,在锚拉板两侧布置剪力钉,图 6-39 为索梁锚固构造。

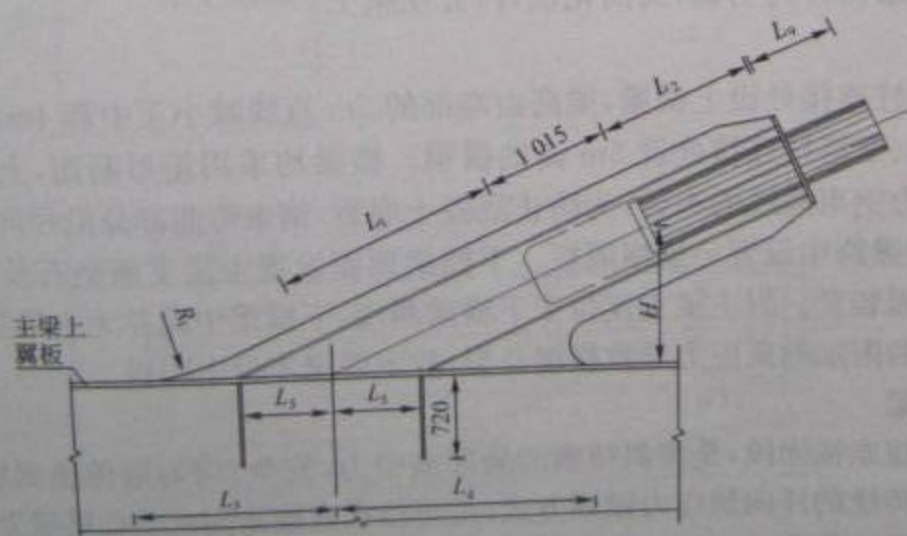


图 6-39 索梁锚固构造(单位:mm)

由于在主梁间设了三道小纵梁,预制桥面板宽为 7.4m 和 8.75m,厚 0.28m,全宽 35m,采用  $\phi 50$  混凝土预制,设计要求存放期不少于 3 个月。



### (3) 拉索

拉索采用 OVM250 系列环氧涂层钢绞线拉索, 采用四层防护体系, 分别为钢绞线间外喷环氧涂层、钢绞线间无黏结筋专用油脂、钢绞线索股的 HDPE 护套和整体索外包 HDPE 护套。钢绞线标准强度为 1860MPa, 弹性模量为  $1.95 \times 10^5$  MPa。

根据计算, 本桥采用五种类型的拉索, 即 OVM250-37、OVM250-43、OVM250-55、OVM250-61 和 OVM250-73。

### (4) 索塔及基础

#### ① 索塔

由于本桥为中等跨度斜拉桥, 塔高 121m, 因通航要求, 下塔柱较短, 而桥面较宽 (六车道), 若采用 A 形塔或倒 Y 形塔, 则会由于塔高相对较矮致使景观效果较差, 同时对行车会产生压抑感。根据计算, 主梁不必靠空间索面提供抗扭刚度, 因此采用开畅的 H 形索塔和平行索面, 拉索平面与主梁腹板在同一平面内, 简化了锚拉板的构造和拉索的锚固。

索塔包括上、中、下塔柱和上、下横梁, 均采用 50 号混凝土。

塔柱采用空心箱形断面, 上、中、下塔壁厚度分别为 0.60m、0.80m 和 1.0m。为增加索塔景观效果, 塔柱外侧设有宽 1.2m, 深 0.08m 的装饰性凹槽; 塔柱外侧均设  $2.0\text{m} \times 0.5\text{m}$  的倒角。

为使结构传力明确并简化设计, 本桥索塔设计的一个特点是将所有塔柱与横梁相连接的部位按节点进行设计; 而不再像以往斜拉桥塔柱与横梁连接处, 这样设多道横隔板, 既使结构传力明确, 又简化设计, 方便施工。

#### ② 横梁

上、中塔柱连接处设上横梁, 梁高由端部的 5m 直线减小至中部 4m, 横梁中部设有横隔板; 中、下塔柱连接处设 5m 高的横梁。横梁均采用箱形断面, 上横梁中部由于部分预应力钢束曲线的布置, 为防止混凝土崩裂, 钢束弯曲部分沿径向设置防崩钢筋, 并在上横梁跨中设置一道横隔板。下横梁顶面设置主梁支座垫石及主梁安装所需的临时锚固装置。因主梁支座位于下横梁两端, 下横梁中段并无主梁支座, 为避免横隔板产生的附加约束应力导致横梁开裂, 故下横梁不设中隔板。

#### ③ 钢锚梁

索塔的拉索锚固段, 是将斜拉索的局部集中力, 安全、均匀地传递到塔柱的重要受力构造。传统的环向预应力锚固方式, 是将拉索直接锚固在空心塔壁上, 拉索集中力传递至塔壁。为防止塔壁混凝土开裂, 平衡塔壁上的拉应力, 在其周边施加环向平面预应力。环向预应力的锚固系统全部在现场完成, 且由于高空作业, 锚垫板的角度及预应力管道的定位控制较难, 又需要多次张拉预应力, 高空浇筑混凝土锚固构造也有难度, 在施工完成后又不易检查和更换。

钢锚梁是独立的拉索锚固构件,其支撑于塔柱内侧牛腿上,由钢锚梁自身平衡两侧拉索的水平分力,部分不平衡水平分力可通过钢锚梁支座摩阻力和水平限位装置传递至塔壁。拉索的竖向分力由塔柱内侧牛腿传至塔柱。由于钢锚梁平衡了拉索水平分力,使得塔壁混凝土没有拉应力,这样塔柱受力比环向预应力好。钢锚梁在工厂加工制作并试拼,可以精确确定锚垫板的位置和角度,且钢锚梁自重较轻,起吊安装均很方便,并可定期检查、维修、养护和更换。

本桥拉索在塔上的锚固采用钢锚梁的锚固方式,除第1对斜拉索直接锚固在混凝土底座上外,第2~13对斜拉索都锚固在钢锚梁上。钢锚梁共12对,每对钢锚梁长5.6m,宽1.02m。为便于安装,每根钢锚梁分为两个节段,采用高强螺栓连接,钢锚梁端部支撑于塔壁牛腿顶面的钢底座上。

钢锚梁为箱形结构,由锚垫板、承压板、主板、横隔板、连接板、加劲肋等构件组成。图6-40为钢锚梁构造。

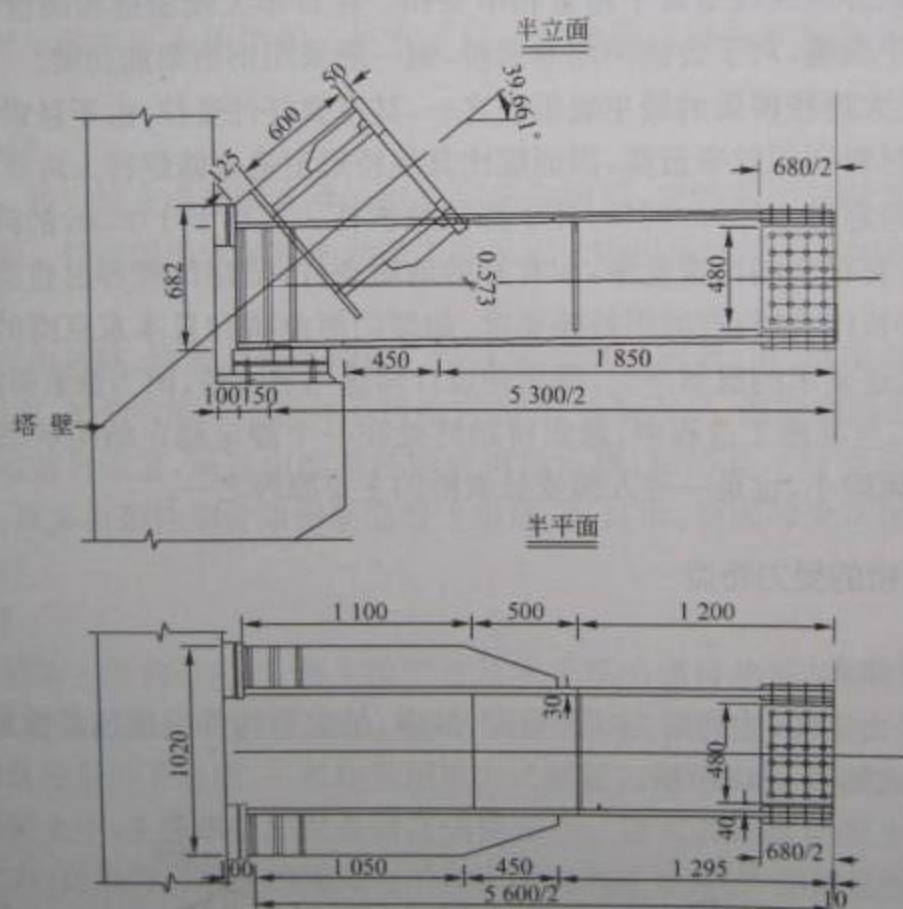


图 6-40 钢锚梁构造 (尺寸单位:mm)

#### (4) 基础

索塔承台采用哑铃形,厚度为6.0m,上下游承台间以系梁连接。每个索塔下基桩采用32根 $\phi 2.5\text{m}$ 的钻孔灌注桩,按照摩擦桩设计,桩长为95m。



## 第四节 悬索桥的结构概念设计

### 一、概述

现代悬索桥起源于 19 世纪的欧美。伴随经济的发展和悬索桥计算理论及施工技术的进步,出现了几个悬索桥修建热潮。第一个是 19 世纪末到 20 世纪 60 年代以前的美国;第二个是 20 世纪 60~80 年代的欧洲;第三个是 20 世纪 70~90 年代后的日本;第四个是 20 世纪 90 年代后的中国。悬索桥的设计理论经历了从弹性理论到挠度理论再到有限位移理论的三个阶段。挠度理论的出现和 AS 施工方法的完善使得修建 1 000m 跨径的悬索桥成为可能。1940 年,19m/s 的风速导致跨径 853m 的 Tacoma 桥的毁坏,使人们认识到风对大跨径桥的危害。在欧洲最先采用了钢筋混凝土桥塔、连续焊接流线型扁平箱梁和中央扣。在日本大缆制造和架设采用预制索股,代替了空中编缆,对于公铁两用悬索桥,则一般采用钢桁架加劲梁。

悬索桥是大跨径桥梁的最主要形式之一,其主要杆件受拉,由于悬索桥的大缆采用高强钢丝,材料利用效率最高,因而能比其他桥形更适合修建特大跨径桥梁。就目前来说,对主跨超过 1 000m 的桥,几乎都是悬索桥。在小于 1 000m 的跨径桥中,悬索桥和斜拉桥有很大的比选竞争,如有好的地质条件,锚碇比较容易建造,如汕头海湾桥和鹅公岩长江大桥;有时因特殊要求,如厦门海沧桥和日本东京湾的彩虹桥,航空的限高和航运要求的通航净空,都迫使设计师选用悬索桥,因为悬索桥的塔高仅是斜拉桥的 1/2;且在施工过程中,悬索桥始终处在一个静定稳定结构状态下进行,相对容易控制,风险小,也是一些人偏爱悬索桥的主要原因之一。

### 二、悬索桥的受力特点

#### 1. 悬索桥组成

悬索桥是由主缆、加劲梁、主塔、锚碇、鞍座、吊索等构件组成的柔性悬吊结构体系,其主要构成如图 6-41 所示。

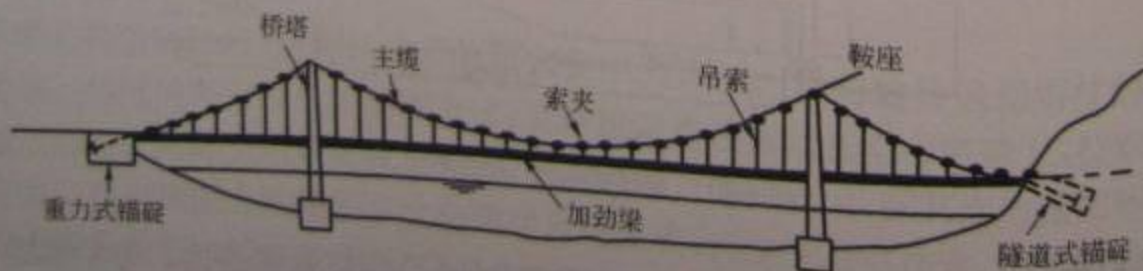


图 6-41 悬索桥主要构造图



悬索桥是以悬挂的主缆钢索为主要承重结构的桥型。其主要组成为：主缆、塔、锚、吊索、加劲梁。其受力特征是：荷载由吊索传到大缆，再传到锚碇，传力途径简洁、明确。桥面是由钢缆和吊索来承受，作为桥面主要结构物的加劲梁的跨度仅相当于吊索的间距，成为一个小跨度的弹性支承连续梁，所以主跨的大小与加劲梁刚度没有很直接的关系。

### (1) 缆索系统

缆索系统包括供锚固用的锚碇，支撑于索塔上的主缆和直接将加劲梁悬吊于主缆的吊索。主缆索由两端的热铸锚和索体组成；索体多用高强度镀锌钢丝组成。该钢丝破坏强度一般均大于  $1570\text{MPa}$ ，小跨度悬索桥有的用钢绳或钢绞线。目前世界上最大跨度的悬索桥——日本明石海峡桥，主缆面积  $0.7912\text{m}^2$ ，由 290 根索股组成，每根索包含 127 根  $5.23\text{mm}$  的钢丝。吊索多用镀锌钢丝绳，也有以平行钢丝组成。钢丝绳吊索多采用热铸锚，而平行钢丝吊索则多采用冷铸锚。吊索上端通过索夹固定于主缆上，吊索与索夹连接，对于钢丝绳吊索多采用骑吊式。另外，对于钢丝绳和平行钢丝吊索均可采用销接。吊索下端一般为通过锚头和拉杆系统与加劲梁相连。

### (2) 加劲梁

加劲梁一般为简支或连续支承的钢桁架或钢箱梁，少数采用薄壁预应力混凝土箱梁或钢板梁。目前国内悬索桥加劲梁大多采用全焊扁平流线形封闭钢箱梁断面。

### (3) 索塔

索塔主要由基础、塔身及鞍座构成。塔除承受自身重量、风、温度和地震作用等外，还要承担缆、加劲梁等悬索桥体系传给它的恒、活载和风、温度和地震等作用。成桥索塔塔底通常为固定，塔顶由缆系柱形成可挠性塔，即塔是主要受压并受弯的构件。在我国，塔多由劲性钢骨架钢筋混凝土组成，但日本、美国等发达国家则多采用钢塔。

### (4) 锚碇

锚碇是锚固主缆的结构，它将主缆竖直及水平反力递传给地基基础，它是锚块、锚块基础、主缆锚碇架和锚室的总称。锚碇分为重力式和隧道式两种。隧道式在岩层条件极为良好条件下应用，一般均采用重力式锚碇。钢结构制成的锚碇架，固定埋设在锚块混凝土中，主缆靠锚固设备锚在锚碇架上。巨大的锚碇混凝土块自重平衡主缆竖向分力，自身与岩层间的摩阻力平衡大缆的水平分力，并保持足够的抗滑移安全度。

## 2. 悬索桥的结构特点

在悬索桥的结构总体计算分析中，需要考虑悬索桥结构的受力特点。

在成桥时，主要由主缆和主塔承受结构自重，加劲梁受力由施工方法确定；在成桥后，结构共同承受外荷载作用，受力按刚度大小分配。主缆在恒载作用下具有很大



的初始张拉力,对后续结构提供强大的“重力刚度”。主塔在恒载作用下只承受轴向压力,在活载作用下则以压弯为主,呈梁柱构件的受力特征;加劲梁承受的弯曲内力主要来自结构的二期恒载和活载;吊索是传力构件,吊索内恒载轴力的大小,既决定了主缆在成桥状态的真实索形,而且也决定了加劲梁的恒载弯矩;锚碇是锚固主缆的结构。

对于悬索桥的非线性问题,主要指两个方面:在荷载作用下的结构大位移和结构的初始内力。进行线性结构分析时,力的平衡方程是以结构的初始几何位置来建立的,结构内力大小与结构变形无关;当结构的变形较大时,真实的平衡状态应以变形后的结构几何位置来建立,这时力的大小与结构变形相关,而力与变形是非线性关系。大跨度悬索桥的特点是恒载集度远大于活载效应值,恒载引起巨大的主缆索力,能提供比加劲梁自身刚度大得多的重力刚度。

对于悬索桥的结构分析,一般采用二维平面分析法和空间分析法。所谓二维算法就是忽略悬索桥的空间特性,将悬索桥按荷载作用情况分为竖向作用平面、横桥向荷载作用平面及扭转荷载作用平面,然后分别针对各个平面进行受力分析。而空间计算法则将悬索桥离散为空间结构,建立起空间有限位移分析理论及计算程序,将竖向、横向及偏载作用于结构上,求结构内力及变形的方

法。在横向荷载作用下,主缆将其所受荷载通过横向挠曲传递给桥塔,加劲梁将其所受的横向荷载传给两端风支座和通过吊索传给主缆。因此,直接作用于加劲梁和主缆上的单个横向荷载需在加劲梁和主缆之间分配。

二维平面分析法对于结构在横向、扭转及偏载等荷载作用下的计算,由于难以考虑结构几何非线性的影响,导致精度不高,且计算方法和过程繁琐,还要按不同平面准备几套数据,使用不方便。随着计算机性能的大幅度提高,大型通用空间程序的普及和悬索桥空间非线性静、动力分析程序的开发,设计中完全可以采用空间分析法。

空间分析既可采用专用的悬索桥静、动力分析程序,又可运用大型通用空间程序,但专用程序使用较为简便。

### 3. 悬索桥的结构计算

#### (1) 进行确定主要构件基本尺寸的计算

悬索桥的主梁尺寸是由车道布置和抗风要求确定的,可以在设计中最先得到其尺寸和载重;根据活载在结构中的比例、主缆和吊索的安全系数等取值,便可相继初步确定主缆和吊索的面积;主塔不仅要承受恒载作用下的竖向力(包括塔身自重),而且还要承受活载作用下的竖向力和弯矩。因此,在初拟尺寸前,应先做一些初步分析。对主缆面积的估算可假定主缆线形为抛物线。

缆索两支点等高时在均布荷载(沿水平线)作用下的几何形状:



$$y = \frac{4fx(x-L)}{L^2} \quad (6-7)$$

悬索两支点不等高时在均布荷载(沿水平线)作用下的几何形状:

$$y = \frac{4fx(x-L)}{L^2} + \frac{C}{L}x \quad (6-8)$$

缆力的水平分力, 式中  $C$  为不等高的差值。

$$H = \frac{qL^2}{8f} \quad (6-9)$$

## (2) 恒载内力计算方法

悬索桥加劲梁的恒载内力与其施工过程和方法有关, 若加劲梁采用分段吊装, 待全部梁段吊装完毕且铺好桥面后, 再将加劲梁段连接成整体的施工方法, 则可以认为加劲梁内无恒载弯矩(实际上是恒载弯矩比较小, 可忽略其影响), 这种施工方法对于采用混凝土桥面的桁架式加劲梁易于实现, 但对于采用正交异性钢桥面板的加劲梁结构, 由于桥面板需连接为整体, 一般的施工过程是在分段吊装完成后先将梁段连接为整体, 然后再进行桥面铺装, 这样, 二期恒载将使加劲梁内有一定比例的恒载弯矩。

对恒载内力的精确计算方法应是: 先计算吊装完成时结构的理论状态(此时塔顶索鞍未达到设计位置, 还可在塔顶滑动, 主缆矢高也小于设计值, 主缆索力小于成桥时的设计值), 然后依此状态为承载对象, 计算二期恒载下的内力与变形; 这种计算方法的过程比较复杂且应用不太方便。故为方便计算, 曾有两种近似的方法可用于计算:

方法 1: 以成桥线形为初始状态, 主缆初始索力取其一期恒载作用下的值, 计算二期恒载的作用;

方法 2: 以成桥线型及索力初始状态(与活载的模型与状态相同), 计算二期恒载的作用。

方法 1、2 均是以实际施工顺序为准的两种近似计算方法, 其精度较差。在润扬大桥设计计算过程中, 我们提出了倒退分析法(方法 3), 这一方法不仅使用方便(对活载的模型中塔底边界条件略做了修改), 而且精度高。

方法 3: 以成桥线型及索力初始状态(与活载的模型与状态相同), 反向施加二期恒载, 主缆可在塔顶水平滑动(计算中可把塔底设为铰接), 计算二期恒载的作用(取反号)。

配合使用悬索桥静、动力分析程序和悬索桥主缆线型程序, 进行迭代计算, 以确定吊杆力和主缆线形。

## (3) 主缆线形计算

由于悬索桥施工期间可调因素少, 且调整量有限, 准确的缆索线形计算是索股、吊杆精确下料的关键, 能降低因制造误差而引起的结构内力, 精确的下料和空缆线形控制是悬索桥施工控制的关键。



为了确定成桥时的主缆变形,将铰支座设置在主、转索鞍的理论交点处,主缆被分割成独立的五部分;成桥时,边、中跨的水平分力  $H$  相等;锚和边跨沿散索鞍滑动方向分力相等(或对转点弯矩相等);它们靠支座的左、右边竖向力和水平力的平衡条件取得联系;弯曲刚度忽略不计,吊索力、索夹自重都以等效集中力  $P_i$  方式作用在其相应位置上;注意到计算的是主缆有应力平衡位置,其变形已经完成,因此主缆在计算过程中不伸长。这里是假定已知成桥状态时,主缆中心线在锚碇处的坐标,鞍座处理论交点坐标,中跨的矢跨比,主缆面积、容重、弹性模量,索鞍半径,索夹间距及承受的拉力。

悬索桥施工期间(包括成桥),主缆除了承受自重外,还承索夹传来的竖向集中力(主要包括加劲梁自重和桥面二期恒载),所以,主缆线形除在鞍座处紧贴鞍槽以外,其他地方为一组在索夹处相连的悬链线,若用抛物线描述整个主缆线形,其精度不足。但若把它用在两索夹间的缆索节段,则其精度很高。因为抛物线的表达式简单,物理意义明确,使用简单等一系列特点,本文以抛物线为例说明成桥线形的计算方法。

在竖向荷载作用下,任何一截面的缆力的水平分力  $H$  为常数,这时缆的几何形状是与支简支梁的弯矩成正比的。基于这一思想,可以求得缆索的线形。

缆索线形的另一方法是基于索夹处节点的平衡。在竖向荷载作用下,节点满足力的平衡条件:  $\sum Y=0$

$$H(y'_{x_i+} - y'_{x_i-}) = P_i \quad (6-10)$$

$$y'_{x_i+} = \frac{y_{i+1} - y_i}{x_{i+1} - x_i} - \frac{q_i L_i}{2H} = \frac{y_{i+1} - y_i}{x_{i+1} - x_i} - \frac{q S_i}{2H}$$

$$y'_{x_i-} = \frac{y_i - y_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} + \frac{q_{i-1} L_{i-1}}{2H} = \frac{y_i - y_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} + \frac{q S_{i-1}}{2H}$$

将上二式代入式(6-9),整理得:

$$H \frac{y_{i+1} - y_i}{x_{i+1} - x_i} - H \frac{y_i - y_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} = P_i + q(S_i + S_{i-1})/2 \quad (6-11)$$

鞍座处:

$$H \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} - H \frac{y_1 - Y_0}{x_1 - X_0} = q S_1/2 \quad (6-12)$$

式中:  $(X_0, Y_0)$  为鞍座处的理论交点坐标。

这是个方程的系数矩阵是个三对角方矩阵,可用“追赶法”能很方便地求得方程组的解。

以下用节点平衡的方法来说明主缆线形的求解过程:

①假定成桥状态时的主缆中跨线形为抛物线,求得主缆水平分力  $H$  和各节点坐标  $x_i, y_i$ ;

②解方程组,求得各节点坐标  $x_i, y_i$  和中跨的矢高  $f$ , 根据矢高差  $f - f_0$  调整水



平分力  $H$ 。对式  $Hf=M_0$  微分  $Hdf+f dH=0$ ; 得水平分力调整量  $dH=-\frac{H}{f}df$

- ③重复过程②, 得到满足精度要求的水平分力  $H$ 、中跨的矢高  $f$ ;
- ④根据成桥时边、中跨水平分力相等, 解方程得边跨各节点竖坐标  $y_1$ ;
- ⑤重复过程④得到满足精度要求的边跨各节点坐标;
- ⑥根据成桥时锚、边跨沿散索鞍滑动方向的分力相等(或对转点弯矩相等), 求得锚跨各节点坐标  $y_1$ ;
- ⑦重复过程⑥得到满足精度要求的锚跨各节点坐标;
- ⑧计算各节段索长、无应力长度;
- ⑨通过移动主鞍、散鞍的位置, 直到跟大缆相切, 切点应同时为直线和抛物线的切点, 这根直线是索鞍处理论交点和抛物线的连线;
- ⑩移动直线和抛物线的切点的位置, 重复过程①~⑨, 得到满足精度要求的切点。

根据在索鞍两边无应力时, 索长不变的情况, 用主缆在空挂状态塔顶左、右水平力相等的条件, 求出索鞍的预偏量。

#### (4) 活载作用下结构的内力及变形的分析方法

由于悬索桥是非线性结构, 不能采用简单的线性叠加原理, 即以影响线的概念来求解结构各截面的内力及变形的极值。为求得结构弯矩与挠度包络图, 我们可以在计算中, 采用如下方法确定最不利的加载位置和长度。

①按常规影响线的定义, 用一固定竖向集中力  $P=1\,000\text{kN}$  (由于要进行非线性迭代, 单位力难以反映出非线性的影响,  $P=1\,000\text{kN}$  是与每对吊杆承受活载值相当的整数值) 顺桥向逐点作用于桥面各节点。每作用于下一个节点, 进行一次非线性计算, 记录各点在该集中力作用下, 各力值及变形的值, 于是可求得在移动集中力  $P$  作用下各点的影响线, 称为名义影响线;

②按名义影响线所指出的峰值和区间, 施加设计荷载, 计算所求各点的目标元素(内力及变形);

③在名义影响的峰值两侧小范围内反复调整加载区间, 并计算出目标元素, 最后找出最不利的加载区间, 然后计算出最不利的内力及变形值。

分析表明, 用调整加载区间的办法求出的最不利加载区间, 虽然有时会与名义影响线指出的区间有出入, 但是所求得的内力及变形值却相差不多, 这说明对于加劲梁内力或变形值有较大影响的区域只是在一小区段内, 其余段虽然长, 但影响却很小。因此在名义影响线指出的加载位置与加载区间内, 施加设计荷载所计算的最不利值, 一般都能保证计算结果的精度在工程需要和允许的范围內。

#### (5) 其他

近十多年来, 随着我国交通建设的迅速发展, 已先后建造了十多座大跨度公路悬索



桥。这些桥梁大多建于我国沿海受台风侵袭或影响的地区,加劲梁多采用质量轻、阻尼小的钢结构,抗风设计已成为保证其抗风安全和结构经济合理的重要内容。抗风设计应符合《公路悬索桥设计规范》(送审稿)、《公路桥梁抗风设计规范》并应通过风洞试验。

考虑到大跨度悬索桥在交通网络上的重要性,建议采用二水准设防、二阶段设计,进行结构抗震分析及验算。悬索桥抗震设计除应符合《公路悬索桥设计规范》的规定外,还符合《公路工程抗震设计规范》的规定。

以上仅为总体设计的部分,其他相关规定、构造特点和计算方法详见《公路悬索桥设计规范》和有关文献资料。

### 三、悬索桥的结构布置

在悬索桥的设计中,除对塔、梁的构造形式及尺寸支承体系的选取外,主要的总体设计参数有主边跨比、垂跨比、桥面宽跨比,加劲梁高宽或高跨比,这些参数将直接影响对结构性能产生影响。

#### 1. 边/中跨比

边/中跨比是指边孔跨度与主孔跨度的比值。其中对单跨悬索桥而言,边孔跨度可视为主塔至锚碇散索鞍处的距离。跨度比受具体桥位处的地形与地质条件制约,每座桥各不相同。如三跨悬索桥的跨度比就比单跨悬索桥的大一些,这是为了减少边孔水中墩的数量并减少主孔跨径。

三跨悬索桥跨度比一般在  $0.25 \sim 0.4$  之间,但世界上最大的悬索桥——明石海峡大桥则为  $0.51$ 。单跨悬索桥跨度比一般在  $0.2 \sim 0.3$  之间。为了使在恒载条件下,主缆在塔两侧的水平力相等,要求主缆与塔两侧的倾角相等,单跨的悬索桥的边跨主缆是直拉式,因此,一般情况下单跨的边、主跨比应该比三跨悬索桥的小,此外单跨的边跨跨径与散索鞍位置还有很大的关系。

从结构特性方面来考虑,假设主孔的跨度以及垂跨比等皆为定值,当在用钢塔时,悬索桥单位桥长所需的钢材质量随跨度比减小而增大;但当用钢筋混凝土塔时,因跨度比减少增加的每延  $m$  用钢量很小;当跨度比由  $0.5$  减少为  $0.3$  时,会增加用钢量约  $5\%$ ;跨度越大,增加用钢量的百分比越小。

#### 2. 垂跨比

悬索桥的垂跨比,是指主缆在主孔内的垂度和主孔跨度的比值。垂跨比的大小对主缆中的拉力有很大的影响,因此,它在较大程度上影响着主缆的用钢量、结构整体刚度、主孔竖向和横向的挠度,垂跨比与主缆中的拉力和塔承受的压力呈反比,垂跨比与塔的高度也有直接影响,它们呈正比关系。垂跨比越大,悬索桥竖向挠度和横向挠度都加大。一般垂跨比在  $1/9 \sim 1/11$  之间。

悬索桥的主缆垂跨比除了对结构整体刚度有影响以外,它对结构振动特性也有一定的影响。悬索桥的竖向弯曲固有频率  $\omega_b$  将随垂跨比的加大而减低;悬索桥的扭



转固有频率,将随垂跨比的加大而增高;悬索桥扭转与竖弯固有频率比,也随垂跨比的加大而显著地增大;悬索桥的极惯距随垂跨比的加大反而减小。

### 3. 宽跨比

宽跨比是指桥梁上部结构的宽度(或主缆中心距)与主孔跨度的比值。对于常见桥型的中小跨度而言,可控制在大于  $1/30$ ,以保证有足够的横向刚度。由于桥梁宽度一般由交通要求确定,但对于特大跨度桥梁就很难保证这个要求了。在统计的悬索桥资料中,1000m 以上跨径的宽跨比都小于  $1/30$ ,甚至达  $1/60$ ,虽然有些桥梁为了增加抗风稳定性,在风嘴外侧再增加了挑板或对中央分隔带加宽并透风。从表面上来看是增加了梁宽,但实际是改善了气流条件,增加了抗风稳定性而不是为了增加横向刚度的。

### 4. 加劲梁的高宽比与高跨比

加劲梁的梁高和梁宽之比和梁高与主孔跨度之比是密切相关的两个指标,由于加劲梁的受力状态是多跨弹性支承连续梁,梁高和主孔跨径不是那么密切,但是从风动稳定性来看,还要考虑加劲梁是否有足够的抗扭刚度,以抵抗涡激共振的发生。

加劲梁多为桁架式和箱梁式。20 世纪 80 年代以前建成的悬索桥以桁架梁为主,它对布置双层桥面的适应性较好,有的下层是铁路,加劲梁的梁高在  $7.5 \sim 14\text{m}$  之间,高跨比为  $1/180 \sim 1/70$ 。当在不需双层交通时,也有用箱梁和板梁断面。特别是 Tacoma 桥由于采用板梁断面,其流线型很差,在不大的风速下即被吹得扭曲失稳而破坏。1966 年塞文桥首次采用了箱梁为加劲梁,20 世纪 80 年代,英国亨伯桥成功建成,以后单层桥面的加劲梁则多数采用了箱梁。加劲梁高一般在  $2.5 \sim 4.5\text{m}$ ,箱形梁的高跨比大体在  $1/400 \sim 1/300$  之间,为了有较好的流线型,加劲梁的高宽比一般在  $1/7 \sim 1/11$  之间。但是 1981 年建成的亨伯桥和 1997 年建成的瑞典高海岸桥桥宽都为  $22\text{m}$ ,梁高分别为  $4.5\text{m}$  和  $4\text{m}$ 。

实际上高宽比和高跨比是存在一定矛盾的。在桥面宽度确定以后,梁高小一些,断面的流线型可以好一些,有利于风动稳定,但高度太小会导致加劲梁的抗扭刚度削弱太多,容易导致涡振和抖振的发生从而引起结构疲劳、人感不适及行车不安全,为此要控制高跨比。在设计中,初选加劲梁断面方案后,对于特大桥应做节段模型风洞试验,修改断面、测定各种参数并进行抗风验算和各类风振分析。特别要注意当风向带有一定的攻击角时,加劲梁断面的流线型“钝化”,风动稳定性会差一些。对于特大跨度的桥或高风速地区的桥梁,采用如同墨西哥海峡大桥的方案,做成左右两个能适应风流线型的桥面系,利用较宽的中央分隔带透风来解决风动稳定性问题。

### 5. 加劲梁的支承体系

加劲梁的支承体系主要有主跨单孔简支、主边跨三孔连续或三跨双铰以及两跨



简支或连续。三跨连续能减小桥面变形,包括支座处的转角、伸缩量和跨中挠度,但结构受力比较复杂,多用于铁路桥梁中。当边跨采用钢加劲梁时,边跨的造价大约是预应力混凝土连续梁的两倍,所以国内公路悬索桥边跨多采用预应力混凝土连续梁。为了进一步减小跨中挠度和加劲梁的伸缩量,1959年法国 Tancarville 桥首创采用了将主缆和加劲梁直接固结的方法。这相当于增加一个半刚性的支承点,使用这种方法使该桥可以减少非对称荷载作用下的挠度值,提高纵向位移的复原力,减少正常情况下活载引起的振动以及风荷载和地震荷载引起的纵向变位量。以后的丹麦大海带桥、瑞典高海岸桥、东京湾彩虹桥等,也都采用了主缆和加劲梁在跨中直接固结的方法,他们有的是用大夹具来箍结,也有的用短斜索和端斜索来固结,这些都起着相同的作用。

## 四、自锚式悬索桥

### 1. 自锚式悬索桥受力、构造特点

自锚式悬索桥就是指主缆锚固于加劲梁的两端,用加劲梁来抵抗主缆的水平分力。根据梁和主缆施工的先后顺序,自锚式悬索桥的施工方法一般分为如下两种:

(1)先施工主梁(满堂支架、顶推等),再架设主缆。这传统意义上的悬索桥刚好相反,需要有相应的施工条件。

(2)与传统上的悬索桥施工顺序一致,先主缆再主梁。需要设置临时抗拉结构——临时锚碇。

第二种方法是做自锚式悬索桥而做自锚式,这种临时锚碇有时被认为是浪费。一般情况下是不会选择这种施工方法的。下面结合第一种方法介绍自锚式悬索桥的特点。

一般来讲自锚式悬索桥的跨度为60~300m。当跨度不大,主缆在恒载作用下具有“重力刚度”的特征不明显。自锚式悬索桥的活载弯矩主要由主梁承担,在活载作用下的受力性能与连续梁相似,所以它的结构刚度较大,但变形小。主缆及吊杆的应力幅度也较小,这对主缆和吊杆的抗疲劳是很有好处的。

对于自锚式悬索桥一般采用先加劲梁,然后架设主缆索股、索夹、吊索;为发挥主缆的抗拉能力,减小梁的受力,需要对称分级张拉吊索,以使主梁的重力转化成主缆拉力。

利用主缆的水平分力,为主梁提供免费预应力,从而主梁可采用普通钢筋混凝土箱梁,或可以减少预应力钢束的配置。

自锚式悬索桥在施工时,由于主缆锚固在主梁上,在架设主缆之前,需先架设主梁,这传统上的悬索桥则刚好相反,需要有相应的施工条件,在一定程度上限制了这种桥型的推广。

主缆索夹和索鞍的架设方法,主缆防腐,主缆梁端锚固,吊杆及主缆的合理张拉



顺序等问题尚需进一步研究探索。

## 五、悬索桥实例

润扬长江公路大桥全长 7 371m, 其中南汊主桥为 470m+1 490m+470m 的单跨双铰悬索桥, 北汊主桥采用主跨 406m 斜拉桥, 引桥和高架桥均采用预应力混凝土连续箱梁桥。

根据河势、通航、行洪安全、船舶撞击影响等因数, 经多方案比选, 南汊主跨选用 1 490m 单跨双铰钢箱梁悬索桥。

### 1. 主缆系统

南汊桥采用矢跨采用比经 1/9、1/9.5、1/10 和 1/10.5 四种不同方案进行比较, 在成桥状态下, 根据对全桥整体刚度及经济性的分析比较, 最终确定矢跨比为 1/10。主缆钢丝采用强度为 1 670MPa 的镀锌高强钢丝, 钢丝直径 5.30mm 镀锌高强钢丝。主缆共两根, 平面间距 34.3m, 由平行钢丝索股组成, 每股含 127 根镀锌高强钢丝, 每根主缆为 184 股, 空隙率在索夹处和索夹外分别为 18%、20%, 相应主缆外径分别为 895mm 和 906mm。吊索材料选用耐久性好的平行钢丝束股, 其外采用 PE 防护套防护。索夹采用铸钢, 吊索上、下端均为顺桥向销接的连接方式。由于刚性中央扣能使缆、梁在跨中处相对固定, 对梁的纵横向位移进行约束, 从而有效地改善了吊索受力状态, 尤其是跨中短吊索的受力性能。在跨中加设了刚性中央扣连接是国内首次设计采用。

主缆与加劲梁在跨中连接处加设中央索扣, 改善了全桥的整体刚度和抗风稳定性、提高吊索特别是跨中附近的短吊索的使用性能、减小了主跨  $L/4$  处挠度等。

主缆防护采用了泵送干空气的除湿防护系统, 彻底改善了主缆钢丝的防腐性能, 提高主缆钢丝的使用寿命, 进而提高全桥的使用寿命, 这是桥梁主缆防护的发展方向, 这也是国内悬索桥上第一次采用。

### 2. 加劲梁

加劲梁采用全焊扁平流线形封闭钢箱梁断面, 其整体性好, 满足抗风稳定性的要求。箱梁标准梁段长 16.1m, 中心线处梁高 3.0m, 顶板宽 32.9m, 检修道宽 1.2m, 设置在尖嘴外。箱梁总宽 38.7m, 高跨比 1/497, 宽跨比 1/38.5。吊索与耳板为销接。两个标准段焊接连成一个标准吊装段, 共吊装质量约 471t。箱梁主体结构采用 Q345-D 钢, 顶板和斜腹板厚 14mm, 底板厚 10mm, 采用 8mm 的 U 型肋和球头钢加劲, 横隔板纵向间距 3m。

### 3. 索塔

悬索桥主塔设计应符合其受力特点, 同时注重美观方面的要求。索塔是由两个塔柱和三道横梁组成的门式框架结构, 塔高约 210m。塔柱为钢筋混凝土箱型结构,



横桥向两个塔柱斜置,底部外形尺寸为  $6\text{m} \times 12.5\text{m}$ ,顶部为  $6\text{m} \times 9.5\text{m}$ 。塔柱采用双向变壁厚,横梁为预应力混凝土空心箱型结构。基础为直径  $2.8\text{m}$  的钻孔灌注桩。悬索桥索塔是代表悬索桥形象的景观之一,经多方案比选,该桥采用的塔柱为矩形断面,双向变壁厚,这更好地符合了受力特点,同时取消塔顶牛腿,施工期间采用临时钢托架,使塔柱线条更加简洁、美观、雄壮。

#### 4. 锚碇

设计采用了重力式锚体、预应力锚固系统。在初步设计和技术设计阶段对锚碇基础分别采用冻结法、地下连续墙法和沉井法等方案,进行了技术经济比较,为稳妥起见,最后采用带案投标方案。南锚基础最终采用钻孔桩围护加冻结止水围幕、钢筋混凝土内支撑方案,平面为矩形,基础底高程  $-26\text{m}$ ,在开挖、封底完成后,先在开挖的内部空间中用混凝土进行填充;北锚基础采用地下连续墙方案,平面为矩形,基础底高程  $-45\text{m}$ ,边开挖、边支撑,在封底完成后,现浇钢筋混凝土隔仓,然后再分别回填混凝土或砂(水)。

## 第五节 钢混组合梁桥的结构概念设计

### 一、概述

钢—混凝土组合结构起源于 20 世纪初期。20 世纪 20 年代进行了一些基础性研究。到了 20 世纪 50 年代即基本形成了独立学科体系,目前组合结构在基础理论、应用技术等方面都已有很大的发展。钢—混凝土组合结构在高层建筑、桥梁工程等领域都得到广泛地应用,并取得了较好的经济效益。国内外常用的钢—混凝土组合结构主要包括以下五大类:压型钢板混凝土组合板;钢—混凝土组合梁;钢骨混凝土结构(也称为型钢混凝土结构或劲性混凝土结构);钢管混凝土结构;外包钢混凝土结构。

组合梁由于能充分发挥钢与混凝土两种材料的力学性能,混凝土抗压强度高和钢材抗拉强度高,具有强度高、塑性好、刚度大、经济适用等优点。

钢—混凝土组合梁桥在中等跨度( $20 \sim 90\text{m}$ )的桥梁中广泛应用。与钢桥相比,它的主要优点是:①节省钢材,局部受压稳定性能良好;②降低建筑高度;③减少冲击,耐疲劳;④减少钢梁腐蚀;⑤减少噪声;⑥维修养护工作量较少等。与混凝土梁桥相比其主要优点是:①重量较轻;②制造安装较为容易;③施工速度快,工期短。

(1)按照截面组成,常用的组合梁桥可分为:组合钢板梁桥、组合箱梁桥、组合桁架桥、混合梁桥。组合箱梁桥又可细分为槽形截面组合箱梁桥和波折钢腹板组合箱梁桥。其分类与特点见表 6-5。



组合结构梁桥的分类及其特点

表 6-5

序号	名 称	形 式	特 点
1	组合钢板梁	钢板梁+混凝土桥面板	截面简单,施工设计容易
2	组合箱梁	闭合截面钢梁+混凝土桥面板	抗扭刚度大,上翼缘钢板未充分利用
		槽形截面钢梁+混凝土桥面板	省去上翼缘钢板,施工难度加大
		波折钢腹板+混凝土上下翼缘板	自重减轻,预应力能有效施加
3	组合桁架梁	钢桁架梁+混凝土桥面板	抗弯刚度增大,连接件设置较困难
		钢桁架腹杆+混凝土上下翼缘板	省去上下弦杆,施工难度加大
4	混合梁桥	钢梁+混凝土梁	跨度加大,连接较难处理

(2)按照钢梁、组合梁承担恒载比例的不同,还可分为活荷载组合梁、恒活荷载组合梁。

活荷载组合梁不用脚手架施工、直接在钢梁上拼装模板、浇筑混凝土桥面板时,钢梁及其桥面板等前期恒载由钢梁承担,而路面铺装等比较小的后期恒载由混凝土桥面板已经硬化后的组合梁承担,即承担后期恒载及活载的组合梁。

恒活荷载组合梁用脚手架施工、在桥面板完全硬化后撤除脚手架,钢梁、桥面、路面铺装等恒载都由组合梁承担,即承担所有恒载与活荷载的组合梁。

(3)按照支承体系的不同,又可分为简支组合梁、连续组合梁。

简支组合梁的钢梁下翼缘承受拉应力,而混凝土桥面板可以设计成仅仅承受压应力,完全没有拉应力的作用。

连续组合梁在桥墩上受到很大的负弯矩作用,其桥面板如何承受拉应力、防止发生有害裂缝是一个尚未完全解决的课题。

## 二、钢混组合梁桥计算

钢混组合梁桥与普通梁桥的不同在于钢混组合梁桥是钢混组合截面,在计算中必须考虑材料性质不同(如混凝土桥面板的收缩与徐变、热膨胀系数的不同等)。目前,国内外组合梁设计一般使用换算截面法,采用钢与混凝土弹性模量比(简称弹模比) $N_0 = E_s/E_c$ 将两种材料换算成钢进行计算:

(1)结合梁设计时必须考虑混凝土板收缩徐变的影响,计算恒载作用下钢与混凝土应力分配时取  $N_1 = (1+\phi)E_s/E_c$ 。 $\phi$  的取值需考虑混凝土板的加载龄期、构件尺寸、环境条件等因素的影响。

(2)活载作用下则取  $M = E_s/E_c$ 。

在具体的取值上,不同的规范、规定会略有不同。

关于钢混组合梁桥的计算方法,笔者建议把同一断面的混凝土板、钢梁分成两个单元,采用共用节点。这样可以很方便地使用现有结构分析程序,并准确地考虑材料



性质的不同和施工过程中上的差别等因素。使用这种方法时,须注意合理地控制单元划分的尺寸大小。

用薄钢板作成的腹板和翼缘板,其屈曲破坏问题突出,必须采取限制宽厚比或设置加劲肋等措施。屈曲破坏形式包括:①腹板在弯矩和剪力作用下的屈曲;②受压翼缘的钢屈曲;③梁的整体横向屈曲。详细的验算内容和验算方法可参照普通钢梁的计算方法。

需要说明的是,当混凝土桥面板与受压的钢翼缘板固定后,梁的整体横向屈曲难以发生。上翼缘钢板屈曲验算由成桥后转化为架设桥面板阶段。

### 三、桥面板裂缝的控制

对于简支组合梁,在正弯矩作用下,截面受拉区是抗拉强度高的钢材板、受压区是抗压强度高的混凝土桥面板,其组合后的性能进一步得到提高。

连续组合梁在桥墩附近会受到很大的负弯矩作用,截面受拉区是桥面板,受压区是钢板,不仅两种材料的性能未能有效地发挥,而且桥面板会处于最不利的受力位置。在不采取任何措施的情况下,负弯矩区桥面板发生裂缝则是不可避免的。

对负弯矩区的混凝土桥面板常因其拉应力过大而开裂,从而导致梁体刚度降低,混凝土板中钢筋甚至板下钢梁锈蚀,乃至降低结构的使用耐久性。针对这一问题,工程界根据负弯矩区桥面板的性能要求,可以分成不允许拉应力发生、不允许裂缝产生和限制裂缝宽度的3种设计方法进行控制。

为减小负弯矩区桥面板拉应力,限制裂缝宽度,可选用以下方法:配置预应力筋;支座顶升法;加载配重法;支座上桥面板局部不组合;增加钢筋用量(或使用钢纤维混凝土等)。

(1)配置预应力筋可直接有效地给桥面板施加预应力,可以在桥面板与钢梁组合后或组合前施加预应力。在组合后,施加的预应力一部分将被钢梁分担,这样施加的压力比较大。

(2)支座顶升法就是将中间支座上的钢梁预先抬升到某个高度,然后浇筑混凝土桥面板,待其硬化后使钢梁返回到设计位置。这样使支座上的钢梁预先作用正弯矩,间接地给桥面板施加预压应力。当对多跨情况,可以采取逐个支座顶升及其浇筑混凝土桥面板的施工方法。

(3)加载配重法利用钢梁的弯曲变形恢复性能,首先浇筑正弯矩区的混凝土桥面板,待硬化后加载配重;然后浇筑负弯矩区的混凝土桥面板,待硬化后撤去配重。

(4)支座上桥面板局部不组合,在均匀分布荷载作用下,支座上桥面板拉应力能够降低。桥面板仍然是连续的,仅仅是钢梁与桥面板的组合是间断的。

由于施工方法、混凝土水化热、混凝土收缩的影响,现浇桥面板也会出现早期裂缝。施工中要注意施工顺序,为抑制混凝土水化热量,必要时可添加适量膨胀剂。



一般地说,组合梁桥混凝土板拉应力产生的直接因素有混凝土浇注顺序、恒载和活载,间接因素有水化热和混凝土干燥收缩等。

与其他因素(连续浇注、二期恒载、混凝土收缩、活载)相比,水化热和浇注顺序对拉应力有重要影响,相对于混凝土的早期抗拉强度,这些拉应力可能导致小跨径(30m)的结合梁产生裂缝(2.6MPa),大跨径(80m)的结合梁产生严重裂缝(5.7MPa)。因此,在施工过程中,应采取限制拉应力的措施,减小开裂发生的可能性。

二期恒载应力取决于跨径大小,小跨径的拉应力可能仅为大跨径的60%,这就说明裂缝产生的可能也取决于跨径的大小。

因此应根据跨径的大小决定是否采用限制拉应力的措施,对于小跨径(30m)的结合梁桥,开裂的可能性较低。如果一定要将开裂可能性降得更低,建议施加纵向预应力或采用顶升支座法。对于大跨径结合梁桥(80m),若不采取措施,开裂的可能性则很高,可采用纵向预应力或其他两种方法(水化热和改变浇注顺序)来限制裂缝。如果期望获得更低的开裂可能性,建议在桥面板与钢梁相连之前施加纵向预应力。

#### 四、波折腹板组合箱梁

法国桥梁界于1986年提出了用弯成波折形状的薄壁钢板来代替混凝土腹板的做法,已建成跨度31m+43m+31m的首座连续波折腹板组合箱梁桥。该波折腹板在纵向如风琴一样能够自由变形,具有折叠效应,它的轴向及弯曲刚度可以忽略不计。计算截面弯曲刚度时,设上、下混凝土翼缘板全截面有效。波折腹板组合箱梁具有以下优点:

- (1)用波折钢腹板替代混凝土腹板,主梁自重大约可以减轻20%;
- (2)波折钢腹板是利用弯折成形的几何形状来代替加劲肋,具有很高的抗剪强度;
- (3)波折腹板在桥梁纵向刚度几乎为零,使腹板、上下混凝土翼缘板相互不受到约束,使徐变、干燥收缩、温差等影响减小;
- (4)波折腹板在桥梁纵向刚度几乎为零,这大幅度地提高了施加预应力的效率;
- (5)箱梁腹板制作可以实行工厂化,并且伴随着自重的减轻,使架设更加容易。

#### 五、钢混组合梁桥的连接件

在组合结构中,钢与混凝土板的组合作用是靠连接件完成的,此连接件的主要作用是抵抗钢与混凝土板的相对滑移,使其共同工作,而连接件本身主要受剪力作用,所以又叫剪力连接件。有些情况下连接件还要防止钢与混凝土板的竖向分离。连接件种类很多,有钢筋连接件、型钢连接件、圆柱头焊钉连接件、开孔钢板连接件等。

开孔钢板连接件——受力方向为焊接的开孔钢板,这种连接件有以下优点:①抗剪刚度大,抗疲劳性能好;②圆孔中贯通钢筋,抗剪强度增大;③焊接容易。



栓钉是应用最多的连接件之一,它有以下优点:①力学性能不依存方向;②抗分离能力强;③使用专用焊接机,质量容易保证。随着杆部弯曲变形,钢与混凝土板会产生一定的相对滑移。栓钉的大头可抵抗钢与混凝土板分离,组合梁中栓钉的布置既要考虑传力的需要,又要满足构造要求。实验证明:

①在正常布钉的梁段,用材料力学中基于平截面假定计算的平面梁纵向剪力流的公式来计算栓钉受力是可行的,且偏于安全;

②在负弯矩作用下,对混凝土未开裂或开裂不严重的梁段,①结论仍成立。

在现有组合结构规范中,组合梁栓钉所受的剪力都是用材料力学平面梁纵向剪力流计算公式计算的:

$$P = \frac{QS}{mI} \cdot a$$

式中: $P$ ——每个栓钉所受的纵向剪力;

$Q$ ——梁的计算截面上所受的竖向剪力;

$S$ ——计算截面混凝土面积(换算成钢)对组合梁截面重心轴的面积矩;

$I$ ——组合梁截面换算成钢的惯性矩;

$m$ ——计算截面每排栓钉的个数;

$a$ ——栓钉的纵向间距。

焊钉连接件的抗剪承载力主要影响因素为焊钉杆部直径  $d_s$ 、高度  $h_s$  及其混凝土抗压强度。

焊钉连接件的拉拔力与剪力共同作用的承载力:

$$\left(\frac{N}{N_u}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^2 = 1.0$$

式中: $N$ 、 $N_u$ ——拉拔力和抗拉拔承载力;

$Q$ 、 $Q_u$ ——剪力和抗剪承载力。

为了使预应力能有效地施加到桥面板混凝土上,希望在桥面板与钢梁连接前施加纵向预应力。即张拉预应力时,桥面板和钢梁不相连,张拉后再连接。这样就产生新的焊钉连接件形式——焊钉群。把几个焊钉以较小的间距集中设置即形成群体,再以较大的间距把焊钉群设置在翼缘长度方向上,施加预应力后,再用无收缩砂浆填充预留孔。

焊钉群有以下优点:①在桥面板纵、横向上能够有效地施加预应力;②钢梁不会因预应力的施加而产生附加应力;③可应用于现场浇灌或预制的桥面板;④减轻干燥收缩,对混凝土桥面板的影响;⑤可以用于组合桁架梁的节点附近。

栓钉的柔性改善了无钉区两侧第1排栓钉的受力,无钉区的纵向剪力并非全部由两侧第1排栓钉承受,相当于大部分分摊到后几排栓钉上。焊钉群表现为柔性的增加,但总体强度却不下降。

## 六、钢混组合梁桥——常州邹区大桥

### 1. 工程概况

京杭运河常州市区段改线工程西起德胜河口,经小徐家村、叶家村、夏乘桥、雕庄村,东至戚电厂对岸的横塔村入老运河,航道永久性建筑物按三级标准建设。航道上改建、新建桥梁有多座,通航净高 $\geq 7.0\text{m}$ ,净宽 $\geq 70.0\text{m}$ ,邹区大桥为其中之一座。

邹区大桥是目前国内最大跨径的钢混组合连续梁桥,桥跨布置为  $71\text{m}+110\text{m}+71\text{m}$ ,在原 312 国道北侧 217m(沿航道中心线)处跨越京杭运河。桥梁西侧通过 G312 互通接 312 国道改线段,东侧接线道路利用棕榈路连接到原 312 国道上,桥型布置参见图 6-42。

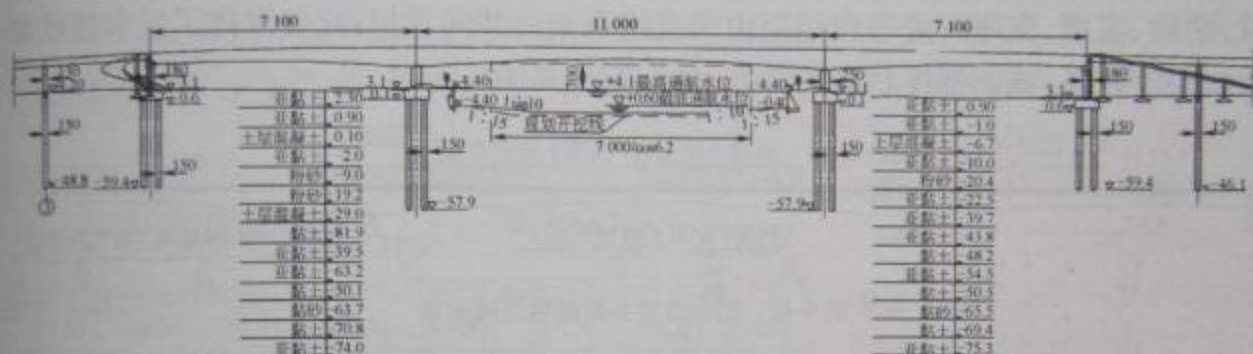


图 6-42 桥型布置图(尺寸单位:cm)

### 2. 设计技术标准

桥梁主要技术标准如下:

- ①道路等级:城市主干道;
- ②荷载标准:城市—A,人群荷载  $3.5\text{ kN/m}^2$ ;
- ③计算行车速度:  $60\text{km/h}$ ;
- ④主桥桥梁宽度:  $1.75\text{m}(\text{人行道})+3\text{m}(\text{非机动车道})+0.5\text{m}(\text{护栏})+23\text{m}(\text{机动车道})+0.5\text{m}(\text{护栏})+3\text{m}(\text{非机动车道})+1.75\text{m}(\text{人行道})=33.5\text{m}$ ;
- ⑤通航净空:京杭运河  $70\text{m}\times 7\text{m}$ ;最高通航水位  $4.10\text{m}$ ,最低通航水位  $0.60\text{m}$ ;
- ⑥地震烈度:工程区域地震动峰值加速度为  $0.10\text{g}$ ,相当于地震基本烈度Ⅶ度;
- ⑦桥面坡度:在南京侧(西侧)纵坡不大于  $4.0\%$ ,在常州市区侧(东侧)纵坡不大于  $3.5\%$ ,横坡  $2\%$ ;

### 3. 主桥上部结构设计

#### (1) 组合连续梁桥优势

钢混连续梁桥,是由钢材及混凝土通过黏结、机械咬合或连接件相互结合,形成的更加合理的连续结构体系,这种结构形式充分发挥了钢和混凝土材料的特性,达到了增大结构刚度和提高极限承载能力的目的。



组合连续梁桥相比混凝土梁桥虽然造价稍高,但在本桥特定场地条件下仍具有良好的适用性;梁高相比混凝土梁桥低,适用于主桥上部建筑高度受限制的情况,桥梁景观效果较好;混凝土顶板浇筑时,可利用现有的钢梁作为模板,省去了大量支架和模板的施工安装工作量,缩短了施工周期;当在跨越铁路、铁路编组站、高速公路、运河等不能中断交通,且有要求需用较大跨径一孔跨越的情况时,该组合梁桥具有突出的优势。

## (2) 大跨径组合连续梁桥设计构思

钢混组合连续梁设计时,钢和混凝土一般通过剪力件进行连接,钢梁在下,混凝土顶板在上,在混凝土顶板浇筑时,可利用现有钢梁作为模板直接浇筑。施工时钢梁和混凝土桥面板自重完全由钢梁承受,充分发挥了钢梁承载力高的特点;而二期恒载、活载、温度、支座沉降等作用则由钢混组合截面共同承担,充分发挥了组合连续梁活载刚度较好、截面强度较高的特点,结构组成见图 6-43。

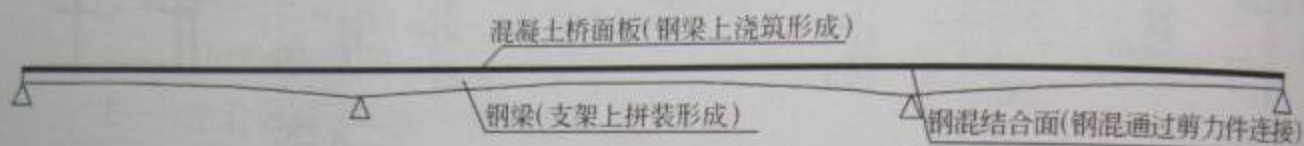


图 6-43 组合连续梁桥结构组成示意

组合连续梁中钢梁部分具有较强的抗拉、抗压能力,而混凝土顶板抗拉性能远不如抗压性能。当桥梁跨径增大时,由于二期恒载、活载等作用引起的连续梁支座处的负弯矩值将显著增加,为防止负弯矩区域混凝土顶板开裂,确保混凝土顶板的耐久性,防止雨水从顶板裂缝渗入钢梁,在混凝土负弯矩区段必须施加顺桥向的预应力。

施加预应力的做法,国内常见的方法有:①钢梁上整体浇筑桥面板,浇筑完对桥面板张拉预应力钢束;②通过钢梁预弯对桥面板施加预应力。但这两种方法在本项目中存在一定的局限性,不能采用。由于本项目主跨跨径较大,桥面板中需设置较多的纵向预应力钢束来抵抗活载效应;且对全截面施加预应力,由于钢梁与桥面板已形成粘结,预应力不能有效地施加于桥面板,相当部分预应力会被钢梁承担,势必造成桥面板钢索大量增加,桥面板布束困难,并影响混凝土浇筑质量。由于本项目主跨跨径较大,为达到混凝土预压效果,对钢梁预弯将产生很大的竖向变形,主桥线形不易控制,同样不能采用。

针对跨径增大带来的上述问题,设计中采用了新的预应力设计方法:即采用剪力钉群方案,把几个剪力钉以较小的距离集中设置以形成群体,再以较大的距离把剪力钉群沿顺桥向设置在钢梁翼缘长度方向上,在浇筑桥面板混凝土时,剪力钉群处预留孔洞,进行桥面板预应力钢束张拉,施加完全桥预应力后再用无收缩砂浆填充剪力钉群处的预留孔,使钢梁和混凝土桥面板共同发挥作用。如图 6-44 为桥面板纵向预应

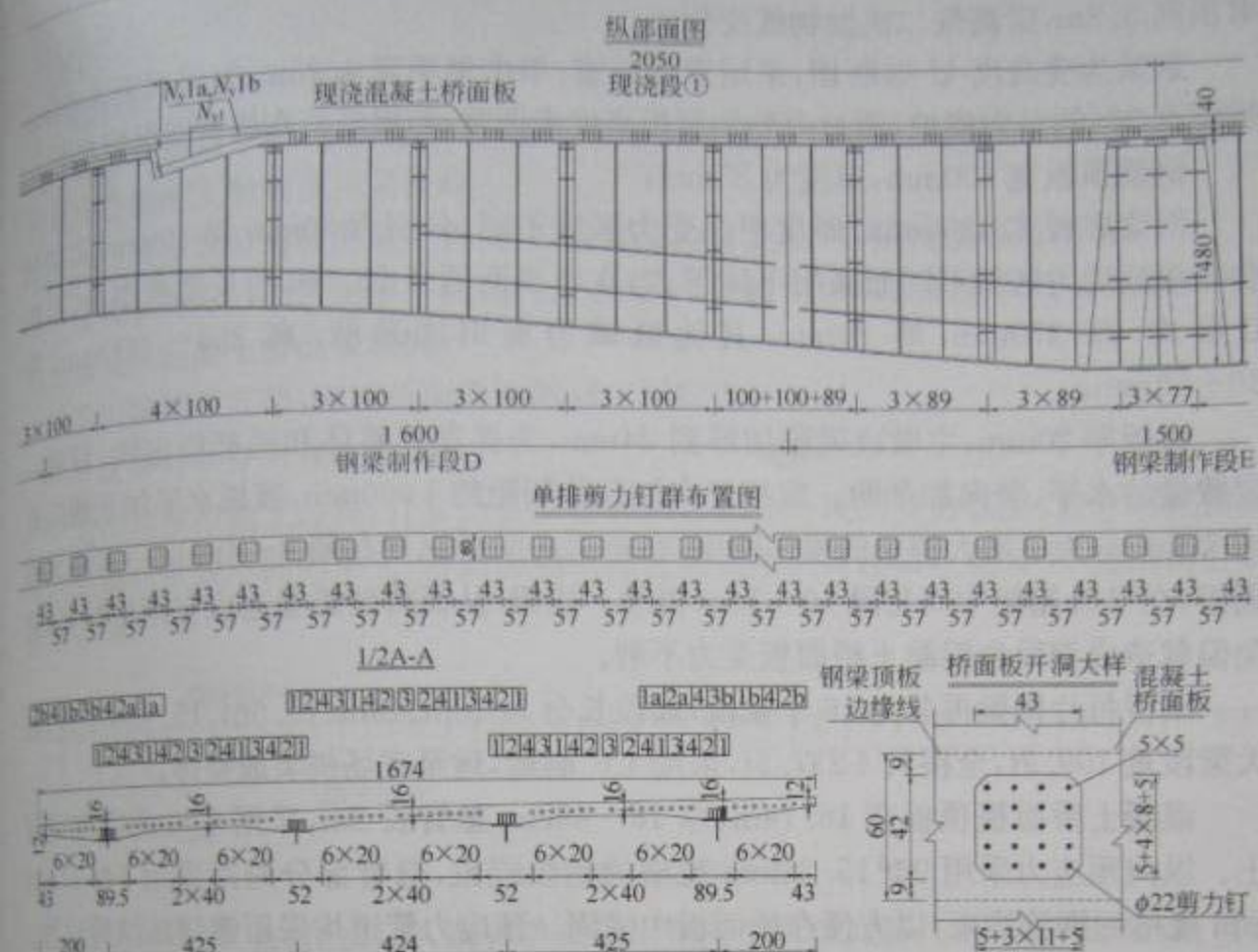


图 6-44 桥面板纵向预应力钢束与剪力钉群布置(尺寸单位:cm)

此种预应力设计方法的优点:张拉时钢—混凝土间处于无粘结状态,预应力完全由混凝土承担,减少了预应力筋的用量,节约了布索空间;由于孔洞不是立即填充,从而释放掉了混凝土收缩、徐变的早期效应,降低了收缩、徐变对混凝土桥面板的产生拉应力的不利影响。

(3)主桥上部结构构造(主梁标准横断面如图 6-45)。

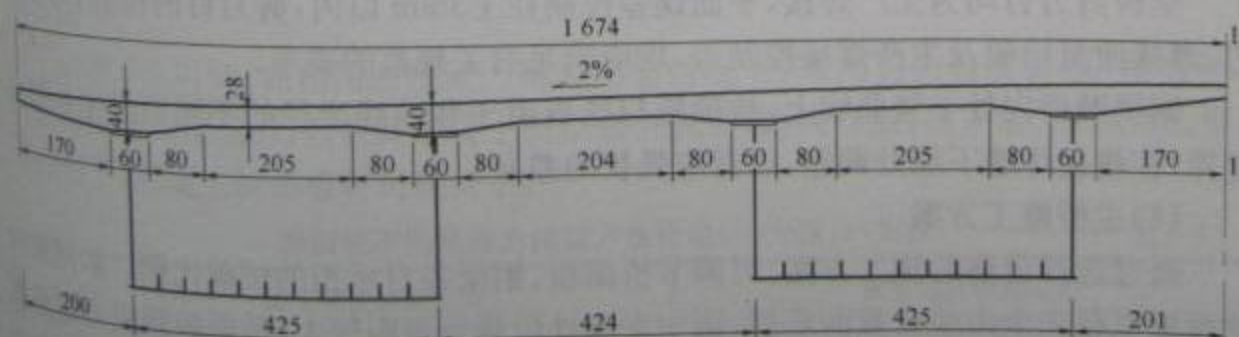


图 6-45 主梁标准横断面(尺寸单位:cm)

主桥采用 71m+110m+71m 三跨变截面连续钢混组合梁,左右分幅,桥梁总宽 33.5m。

主桥箱梁由预应力钢筋混凝土桥面板与钢梁组合而成,箱梁跨中高度为 2.6m,



墩顶高 5.2m,梁高按二次抛物线变化。

钢梁为变高度 U 形断面,采用双箱单室,单个钢箱宽 4.25m,箱间间距 4.24m,桥面设 2% 的单向横坡,通过内外侧腹板高度来调整,箱梁底板在横桥向保持水平。

钢梁顶板宽 600mm,厚度为 25mm;

钢梁底板宽 4350mm,厚度根据受力区域不同,分别为 30mm 和 40mm,其加劲肋也根据受力区域不同而采用不同形式,在墩顶两侧各 23.5m 的长度范围内,采用 I 形式,高 270mm,厚 20mm,其他区域为扁钢加劲肋,高 250~200mm,厚 20~12mm。

腹板厚 20mm,主墩顶梁段加厚到 24mm,为提高其整体和局部稳定性,设置一定数量的水平、竖向加劲肋。腹板竖向加劲肋间距约 1000mm,腹板水平加劲肋间距约 900mm;为了增大桥梁的横向刚度,在箱梁内沿桥纵向每隔 3~4m 设一实体式横隔板,在 2 片箱梁中间每隔 10~14m 再设一横梁,从而将两箱梁连成空间结构,以避免偏载造成钢梁和混凝土桥面板受力不利。

本桥每片钢梁再分为 16 个梁段,梁段长分为 16m、15m、15.5m、15.42m 4 种,最大梁段重 109.9t,全桥共 4 237.5t,采用工厂制造,运至现场拼装成整体。

混凝土桥面板顶板宽 16.74m,厚 18~40cm,悬臂长 2m,采用 C50 无收缩混凝土。纵向预应力采用  $9\Phi^{15.24}$ mm 规格的钢绞线束,悬臂部分局部采用  $5\Phi^{15.24}$ mm 规格的钢绞线束,以方便在桥面板中锚固。预应力管道均采用镀锌波纹管成形。

在钢梁和混凝土桥面板共同作用的情况下,对负弯矩区混凝土桥面板施加预应力,一部分预应力会作用到钢梁上,使预应力不能有效地施加到桥面板上。为解决问题,设计中采用了剪力钉群方案。本桥预留孔的尺寸为  $430\text{mm}\times 420\text{mm}$ ,预留孔在钢梁长度方向上的距离为 1m。剪力钉采用  $\Phi 22$  圆头焊钉,长 220mm。每个剪力钉群用 20 根焊钉按 4 行 5 列排列,受力方向上间距为 110mm,横方向上间距为 80mm。砂浆的强度为混凝土强度的 1.3 倍。

全桥剪力钉均为工厂焊接,平面误差控制在  $\pm 3\text{mm}$  以内,剪力钉的检验、焊接工艺、焊接质量检验及生产焊接控制等,均应满足有关规范的要求。

钢梁顺桥向处于竖曲线上,故顶板与底板由于竖曲线半径的不同而发生长度的差异,在拼接焊缝下缘处调整,以适应弧长的差异。

#### (4) 主桥施工方案

通过选择合适的施工方案,可调节桥面板、钢梁各自承担的恒载比例。如钢梁和桥面板恒载完全由组合截面承担,则中支座处恒载负弯矩较大,桥面板预应力钢束用量加大,而钢梁应力水平较低,没有充分发挥钢梁效率;如钢梁和桥面板恒载完全由钢梁承担,则钢梁恒载应力较大,用钢量势必增加。设计时在充分考虑钢和混凝土各自材料性能特点的基础上,提出如下设计目标:钢梁自重由钢梁自身承受,桥面板自重由组合截面承受,使用阶段则由全截面共同发挥作用。因此,设计了以下施工



方案:

- ①搭设施工临时支架;
- ②吊装钢梁节段, 组拼完成后, 落下临时支墩墩顶千斤顶, 钢梁自重由钢梁承受, 用垫块在临时支墩墩顶顶紧梁底;
- ③分块浇筑桥面板混凝土现浇段, 预留剪力钉处孔洞, 张拉预应力钢束;
- ④浇筑剪力钉处桥面板预留孔内的混凝土, 使桥面板与钢梁共同受力, 浇注顺序与分块浇注混凝土桥面板相同;
- ⑤拆除施工支架, 完成桥面系及附属工程施工。

#### 4. 主桥结构分析模型处理

为准确模拟施工过程, 计算出桥面板和钢梁在各阶段的受力状况, 设计时把桥面板和钢梁离散成不同的单元, 桥面板和钢梁之间采用钢臂连接。图 6-46 为结构分析模型示意。

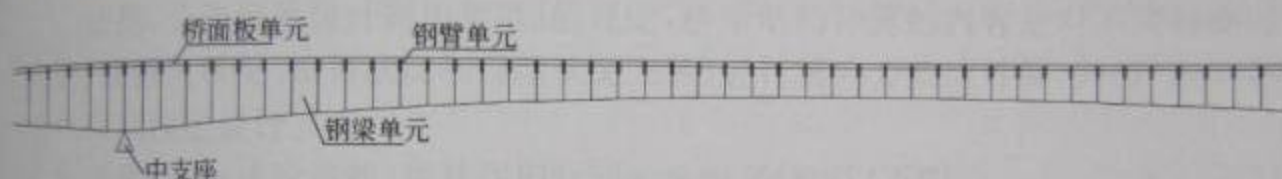


图 6-46 结构分析模型示意

桥面板浇筑、张拉的时候, 钢臂单元采用竖向支承单元替代, 纵向可以滑动; 当桥面板预留孔填充完成、桥面板和钢梁共同作用时, 拆除支承单元, 钢臂单元开始工作, 模拟剪力钉群的作用。

#### 5. 桥面板各预应力施加方法比较

方法一: 采用本项目设计方案, 计算时偏安全地认为混凝土徐变全部在钢混组合后发生。

方法二: 浇筑时剪力钉群处桥面板不预留孔洞, 桥面板整块浇筑, 其余施工方法同方法一。

由表 6-6 可知, 在相同的预应力钢束用量情况下, 采用剪力钉群方案, 能有效的对桥面板施加预应力, 且提高混凝土桥面板的抗裂、耐久性能, 而方法二在活载、温度等作用下, 混凝土桥面板将可能开裂。

桥面板不同预应力施加方法比较(+为压、-为拉)

表 6-6

施工方案	施工完成恒载应力				徐变完成恒载应力			
	中支座处桥面板		中支座处钢梁		中支座处桥面板		中支座处钢梁	
	上缘(MPa)	下缘(MPa)	上缘(MPa)	下缘(MPa)	上缘(MPa)	下缘(MPa)	上缘(MPa)	下缘(MPa)
方法一	7.4	9.0	-144.9	123.6	3.2	3.4	-120.9	144.6
方法二	1.4	2.3	-62.2	135.8	-0.6	-0.3	-56.8	148.3



### 6. 剪力钉群受力机理试验

剪力钉采用群状布置,群内剪力钉间距小于常规设计值,理论上剪力钉之间会产生相互作用影响,使得剪力钉群的抗剪能力和变形刚度与所有单个剪力钉性能的总和有所差别。在项目设计时,开展了专门的剪力钉群受力机理试验。试验结果表明:当采用设计间距时,剪力钉群的极限承载力与所有单个剪力钉极限承载力的总和相差不大,变形刚度稍低于所有单个剪力钉的总和刚度,剪力钉群效应不显著。

### 7. 结论

对大跨径钢—混凝土组合连续梁桥桥面板和钢梁各自承担的荷载比例与施工方法有关,设计时应选择合适的施工方案。当采用剪力钉群方案时,有效地对混凝土桥面板施加预应力,减少预应力钢束用量,节省布束空间,保证混凝土浇筑质量,提高桥面板抗裂能力,特别适用于大跨径钢—混凝土组合连续梁桥的设计。

# 第七章

## 结构计算中涉及的概念

### 第一节 桥梁结构计算的内容

#### 一、结构计算的内容

依据《公路桥涵设计通用规范》的规定,桥梁结构计算的内容是对不同种类的作用(分成持久状况、短暂状况和偶然状况三种)进行其内力效应计算,并按“最不利组合”,以其控制设计。

这些作用(或称荷载)按其作用时间的长短又分成以下四种。

- (1)永久作用 I:
- ① 结构重力(自重)
    - a. 一期恒载:结构自重
    - b. 二期恒载:附加自重,如桥面铺装等
  - ② 预加力,先张法预应力或后张法预应力
  - ③ 土的重力和侧压力(墩、台)
  - ④ 水的浮力(墩、台)

- (2)永久作用 II:
- ① 收缩与徐变(边界有顺收缩与徐变方向的约束)
  - ② 墩台沉降(或强迫位移,首先组合)

- (3)可变作用 (重复性作用)
- ① 车辆静荷载(集中力  $P_k$ )
  - ② 车道静荷载(均布  $Q_k$ )
  - ③ 车辆动荷载
    - a. 冲击力
    - b. 离心力
    - c. 制动力
    - d. 被动土压力
  - ④ 人群荷载(均布)

- ⑤ 温度应力
  - a. 体系温差(同方向无约束时仅有位移;同方向有约束时才有应力)
  - b. 构件温差(不同材质,才有温差)
  - c. 温度梯度(日照温差)

- ⑥ 其他作用
  - a. 风荷载
  - b. 流水压力
  - c. 流冰压力
  - d. 支座摩阻



- (4)偶然作用(瞬时作用):
- ①地震力
  - ②船舶撞击力
  - ③汽车撞击力

## 二、概念

(1)永久作用:本书分为永久作用 I 和永久作用 II 两类,目的是为了把收缩和徐变等三项与恒载自重等区别开来。一方面是一期恒载和二期恒载往往随不同的计算模式而不同;另一方面收缩徐变与恒载有很大的区别,随着时间的推移,对收缩与徐变的认识将更加重视。

(2)预加力:对不同的“极限状态”是不同的。对于承载能力极限状态,极限承载力与预加力无关,只与其预加力筋的截面面积、设计强度和布置形式有关,与预应力度无关,而对于正常使用极限状态却与预应力度关系极大,还与施加方法有关。对于超静定结构,不管是哪种状态都应计入预加力的次应力影响。

(3)收缩与徐变:收缩与徐变应是两个有区别的概念。这里的收缩当然并非指温度降低的那种混凝土材料的收缩,而是专指水泥混凝土从半液态向固态变化过程中体积缩小的过程,分为化学凝缩和干缩,而徐变则是在外力长期作用下(如预应力)混凝土的结构晶体空隙变位(变小),且不同于虎克定律的概念。如果结构的边界无任何约束而是完全自由的,则收缩与徐变产生变位,但不会产生应力。因此,只有当结构在收缩与徐变的方向上有约束或外力时(包括反方向的摩阻力),才应计入其效应。一根混凝土梁,在现浇或预制时,它们的收缩与徐变产生的效应是不一样的。

(4)墩台不均匀沉降:属强迫位移。是下部结构在上部结构约束下的变位,对于简支结构可以不计其影响;对超静定结构应视不同墩台的沉降进行先行组合,最终再按不利组合计入到最后的组合中。

(5)结构水化热:是水泥混凝土从半液态向固态变化过程中,释放出热量而引起结构膨胀的效应,这是空间的。一般只取拉应力最大方向部分计算。水化热的效应随结构各方向尺寸的不同而不同,这也是考虑结构内相互约束的影响。其作用应是自应力的一种。

(6)温度应力:是可变作用中反复作用的一种。应考虑三项内容,即体系温度、构件温差和温度梯度。体系温度差是指合拢时的温度与结构计算时的温度差值,并且认为全结构的温度是均匀和线性的,其效应的大小还与边界约束或支座摩阻力有关;构件温差是指不同材质因导热系数不同引起的,同时构件之间的关系视成立为约束而产生。温度梯度是指同一构件或结构的上下、内外、迎阳面与背光面的温差引起,同样视构件内各部分互为约束而产生的一种温差效应,是非线性的。以上三种是自平衡的约束力,称为温度自应力。

(7)集中荷载:是重复荷载的一种,从车轮荷载发展来的,也可称为节点荷载,只



能作用于结构离散后的节点上,而且必须位于影响线的峰值处。

(8)均布荷载:重复荷载的一种,它与结构自重的区别在于仅加载于同号影响线区域。性质同人群荷载。

(9)地震力:属瞬时作用,是偶然荷载的一种。通常首先计算地震的特征值和特征向量。即震型和频率,然后通过地震谱计算对结构的内力效应。一般不控制设计,只有当结构物特别重要,或地震加速度又较高时须计入。

(10)船舶撞击力:主要作用于桥梁水位中的下部结构,分为纵向和横向的撞击力。根据有关研究,特别是船舶对墩身侧面的挤压力。

(11)汽车撞击力:对特别重要的特大型桥梁,才按试验数据来计算其内力效应。

### 三、结构内力效应计算

在《公路桥涵设计通用规范》中规定,桥涵结构内力效应按“承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计”,并且明确规定:“承载能力极限状态:对应于桥涵结构或其构件达到最大承载能力或出现不适于继续承载的变形或变位的状态。”“正常使用极限状态:对应于桥涵结构或者构件达到正常使用或耐久性的某项限值的状态。”前者称为“强度计算”,后者称为“应力验算”。这两者是规范规定必须同时计算的设计要求,没有先后,没有侧重,且是强制性的。因此,桥梁结构物必须同时满足这二者的要求,即进行结构在外力作用下的内力反映——内力效应计算。

承载能力极限状态是指桥梁结构或构件在外荷载作用下、过了屈服点后的、最大的极限承载力或其变形与变位值达到最大限值时的作用力,内容有三:一是其内力(弯矩、轴力、剪力)任一项内力达到某一限值时的外荷作用力;二是结构的三个方向线位移(变位)和三个方向的角位移大于其任一个限值时的外荷载作用力值。

这三个内力(弯矩、轴力、剪力)是上述诸种作用按最不利组合计算而得到的,同样,6个变位也是如此。

正常使用极限状态是指这种极限状态下的应力和变形限值,也是按最不利组合后计算而得的。

除上述必算的两种状态工况外,还须验算施工方案的每个工况、每个构件的应力和变形,且应不超过桥梁规范的各项限值。这就是内力效应的计算,不仅应对整个结构而且应包括对每个构件。

## 第二节 桥梁结构计算模型的建立

结构计算的正确性,在很大程度上取决于计算模型的建立,如何科学地建立模型以最大限度、真实地反映结构,即谓仿真。最精确地计算出各项内力,乃是结构计算首先应解决的问题。其根源取决于正确的理论,现以后张法预应力混凝土结构为例



来说明一些理论上的问题。

# 一、与“荷载平衡法”的商榷——后张法内力自平衡——后张法预应力混凝土结构计算

外力荷载与预应力束的预加力平衡的问题简称“荷载平衡法”，这是美国预应力混凝土的“预应力之父”林同炎教授提出来的。他在《预应力混凝土结构设计》一书中的“荷载平衡法”一章中说：

“第三种概念是把预应力混凝土主要看作企图抵消结构上部分荷载作用(即平衡掉部分荷载)的产物。……这种抵消荷载作用(即荷载平衡)的概念，在设计或分析预应力结构时往往能提供最简便的方法，……在处理超静定结构体系时，则这种平衡的概念表现出很大的优越性，不论在计算方面或是在形象地认识问题方面都优越。它比第10章中讲过的那些方法要简单得多，因而值得大力推荐。”……

“但用简支梁为例介绍荷载平衡法则还是不错的。图7-1表明，在跨中处使  $c \cdot g \cdot s$  线急弯，便可得到一个向上的分力  $V = 2F \sin \theta$ ，这样就可以抵消一个集中荷载的作用。如果该梁的荷载是作用在跨中处的一个集中力  $P$ ，而上述  $V$  力正好把它平衡掉，则梁就不承受任何横向荷载了(梁的自重略去不计)。在梁的两端，预应力的竖向分力  $F \sin \theta$  直接传入支座，而水平分力  $F \cos \theta$  则在全梁各处造成均布的压应力。”

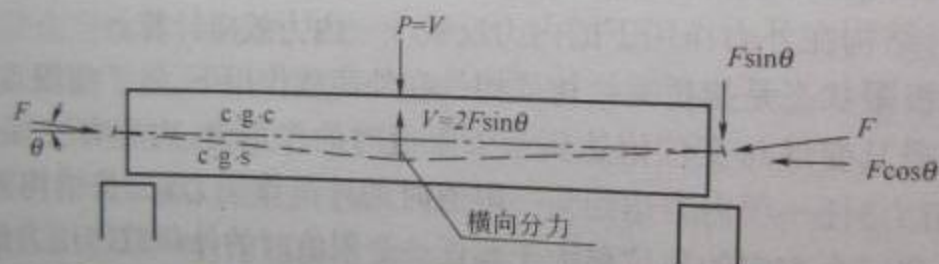


图7-1 平衡-集中荷载[《预应力混凝土结构设计》之图11-2(原著图号)]

按此说法，如果没有外力  $P$ ，再去掉支座，以支反力  $R$  代替，那么  $F$  的竖向向下的分力  $T$  就与支反力  $R$  相抵消，即  $T = R = F \sin \theta$ ，那么梁跨中的  $2F \sin \theta$  从哪里来？因为  $F$  与  $T$  抵消后，梁内任一截面就无剪力传递了！那么就谈不上平衡外力  $P$  了！

当然，任何指向(垂直)支座的外力(不是预应力的分力)，一定与反方向的支反力相平衡，从而在梁内任何截面不产生剪力(无贡献)。

关键是后张法锚固后，预应力由外力(“桥规”规定“预应力作为荷载考虑”)转变为自平衡体系的内力，在端部产生的向下的竖向分力能否传给支座？笔者认为：后张法简支梁中的混凝土和预应力束共同组成了自平衡体系，端部预应力筋束所产生的向下的竖向分力是不能传入支座的，而只能在梁内混凝土截面上产生剪力。这种自平衡体系表明，梁跨中预应力束的合力  $2F \sin \theta$ ，只能由两端的预应力束的分力  $F \sin \theta$  来平衡而不能平衡任何的通过该截面的外力！而跨中外力  $P$  只能通过支反力，在梁内产生反应。即使自平衡的预应力抵抗外力  $P$  的效果一样，也不是由跨中的预应力

束的合力来抵消。也就是说只能由外力  $P$  与预应力在梁内的反应来平衡,而并非直接抵消。这就如同一个人是不能手拉头发把自己提起来一样。温度应力、水化热应力都是这种自平衡体系的自应力。如图 7-2。

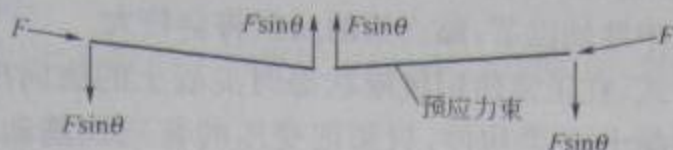


图 7-2 以支反力代替支座

其实两端的  $T$  与跨中的  $V$  是两对对称的力偶,而不是单一的力, ( $V$  值)因此不能直接平衡任何外力。

后张法预应力混凝土极限承载力的计算与匀质的普通混凝土是一样的,不必赘述。但对于正常使用极限状态目前常用的计算模式则存在较多问题,主要是计算预应力在混凝土截面的内力反应时,由于预应力束在未压浆的管道中沿轴向相对于混凝土可以滑移,其绕轴线的角位移也可以转动,这与匀质设定差距甚远,也就是说二者实际上是组合结构,或者说二者组成自平衡体系。因此某一混凝土截面的内力都不是同一截面的预应力束直接把预应力传递过来的,而是由具有完全协调关系的端部传递过来的,而中间各截面预应力束与同截面的混凝土只有不完全的协调关系,其复杂性就在于对这种“不完全”的协调关系如何正确地描述和定量地计算分析?或者说用来计算承载能力极限状态时的模型,不适用于计算正常使用极限状态,必须重新“立模”!

以一根平面梁单元为例,按自平衡的概念,预加力在任一混凝土  $i-i$  截面的内力为:

$$\begin{cases} N_i = F \cos \theta_0 - \sum_0^i \sigma_i A_p \cos \theta_i \\ Q_i = F \sin \theta_0 - \sum_0^i \sigma_i A_p \sin \theta_i \\ M_i = \pm e_0 F \cos \theta_0 - L_i F \sin \theta_0 + \frac{1}{2} L_i \sum_0^i \sigma_i A_p \sin \theta_i \mp \sum_0^i \sigma_i A_p e_i \cos \theta_i \end{cases} \quad (7-1)$$

式中:  $N_i, Q_i, M_i$ ——混凝土  $i-i$  截面的内力;

$F$ ——端部锚下控制压应力;

$\theta_0$ ——预应力束与水平面的夹角;

$\sigma_i$ ——预应力束在  $i-i$  截面的预应力损失值;

$A_p$ ——钢绞线束的面积;

$\theta_i$ ——预应力束在  $i-i$  截面的水平夹角;

$e_0$ ——预应力束端部的偏心距,中性轴以上为正,中性轴以下为负;

$e_i$ ——预应力束在  $i-i$  截面的偏心距,正负号中性轴以上为正,以下为负;

$L_i$ —— $i-i$  截面到端部的水平距离。



公式  $M_i$  一项,因简支梁两端的垂直分力  $F\sin\theta$  与跨中  $2F\sin\theta$  是同时、同步地存在,这就是后张法为什么要两端同时张拉的原因。因此才有公式  $M_i$  内的第二项的存在,即端部  $F\sin\theta$ ,才会有力偶引起的弯矩效应,而且对于简支梁一般为负弯矩,如果端部预加力位置在中性轴以下,那么梁的反拱将会较大。

有了内力计算公式,在正常使用极限状态时混凝土的法向压应力就可以很快求得了。对于预应力混凝土 A 类构件,只须把受压的普通钢筋和预应力筋,按刚度比换算成混凝土面积  $A_i$ ,那么混凝土的法向压应力即为:

$$\begin{aligned}\sigma_i &= N_i/A_i \pm Y_i \cdot M_i/J_i \\ &= \frac{1}{A_i} (F\cos\theta_0 - \sum_0^i \sigma_i A_{\text{预应力混凝土}} \cos\theta_i) \pm \frac{Y_i}{J_i} (\pm e_0 F\cos\theta_0 - \\ &\quad L_i F\sin\theta_0 + \frac{1}{2} L_i \sum_0^i \sigma_i A_p \sin\theta_i \mp \sum_0^i \sigma_i A_p e_i \cos\theta_i) \end{aligned} \quad (7-2)$$

式中:  $A_i$ ——混凝土的换算面积;

$Y_i$ ——力臂高度;

$J_i$ ——换算的混凝土的惯性矩。

其他符号意义同式(7-1)。

对于超静定结构的二次力效应按下述情况考虑是否计入:如固定支座是非拉压的盆式橡胶支座时,二次力效应可不计入;如是拉压支座,则可计入,且应与“桥规”一致。

有了混凝土的压应力,钢筋应力也就容易求得了。至于挠度计算,只须设置混凝土和预应力束的竖向线位移,每点都有变形协调关系,就可以与常规计算一样,误差是极小的。

## 二、关于边界条件——支座

结构计算模型的建立离不开支座的状态,这是模型的边界条件,无支座就无支反力,无支反力就无结构内力效应。因此,正确认识支座是极为重要的。

目前使用最多的支座是板式橡胶支座和盆式橡胶支座,前者用在小跨度桥梁,大跨度几乎全是后者,特别是超静定连续梁。

但是这些支座与结构力学等著作中的图式是有原则区别的,就平面计算而言,他们都无向上的约束作用,仅有向下的,即为单方向的。因而,对于活载、预应力、收缩与徐变、墩台沉降强迫位移、温度等次内力影响较大。

对于超静定结构,预加力、收缩与徐变、温差、墩台沉降等常常会产生二次力,这要视支座的不同而不同,并不是超静定结构都一定会产生二次力。我们以预加力为例,如一根二孔一联的等高度预应力混凝土连续梁:

(1) 当在中性轴以下布置通长的直线束(且不计自重)时,如图 7-3。

- a) 为现实中常用的盆式橡胶支座梁体变形图(三支座非拉压支座);  
 b) 为结构力学理论计算时的支座(三个拉压支座);  
 c) 为 a) 的弯矩图;  
 d) 为 b) 的弯矩图。

(2) 当在中性轴以上布置通长的直线束(且不计自重)时,如图 7-4。

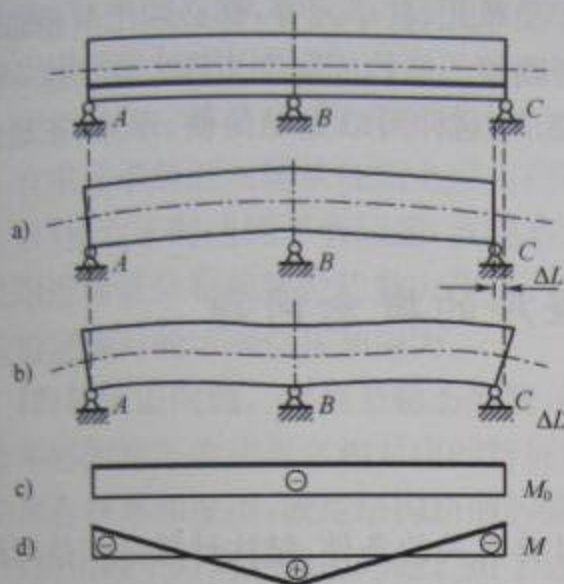


图 7-3 中性轴以下直线预应力束

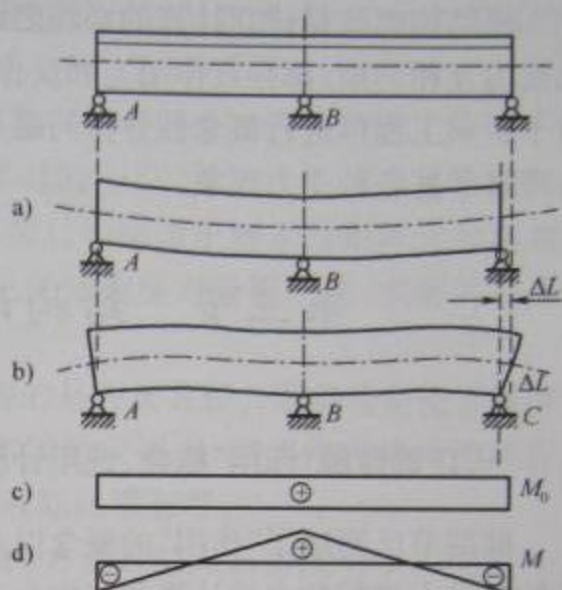


图 7-4 中性轴以上直线预应力束

- a) 为现实中常用的盆式橡胶支座梁体变形图(三支座非拉压支座);  
 b) 为结构力学理论计算时的支座(三个拉压支座);  
 c) 为 a) 的弯矩图;  
 d) 为 b) 的弯矩图。

显然,现实中使用的橡胶支座(单方向)与结构理论计算所用的拉压支座(双方向)是有很区别的,前者不产生二次力,而后者会产生二次力,且也随预加力的不同而不同。

因此这说明结构模型是随边界条件即支座的变化而变化的。也更不必说主内力效应,须随支座的不同而不同。

又如一些弹性支撑的支座,其弹性刚度的设计也影响很大。当弹性刚度超过一定的限值时就可视为刚性支座,相反当小于一定的限值时,又可为无支座等。这样在建立模型时是应认真考虑和设计的,特别是对钢管混凝土拱肋的计算模型,钢—混凝土组合构件等。

### 三、计算模型与施工方案密切相关

结构计算的模型必须与相应的施工方案、方法、工况相协调,否则将改变内力效应,不能正确地反映结构真实情况。这里仍以三跨预应力混凝土连续梁为例,在中跨



合龙后,即使是已现浇了的合龙混凝土,也张拉、锚固了正弯矩预应力束(底板束),一期恒载的计算模式仍为两个单跨单悬臂梁跨中不产生正弯矩,但在中墩处的负弯矩将偏大,因此,必须进行第三次(最后一次)体系转换。

#### 四、有限元的核心是每个单元都应视相邻单元为约束

将结构离散是建立计算的必经之路。对于梁单元、杆单元等,都必须把两相邻单元视为互相约束,都存在作用力和反作用力,否则便不能构成刚度矩阵。其实这一点对于桥梁工程师进行概念性分析问题是很重要的,这样可以更加简便、形象、正确地去理解掌握各种受力现象。

### 第三节 结构计算程序的概念问题

#### 一、正确理解“作用”概念、选用计算参数

前两节已阐述了“作用”的概念以及结构计算有关的条件,结构计算是在结构设计的基础上进行的力学计算和结构专业化计算,因此首先对桥梁的荷载概念应有正确的理解,就是对永久作用、可变作用等多项荷载作用的概念的正确理解和应用,对其各项参数进行结构计算前的选用。

目前我省 20m 以上跨径预应力混凝土桥梁大部分为后张法预应力,因此对其力学概念和原理更应有正确的认识,而不应误入歧途,特别是锚固后是自平衡体系的概念。这样才能正确地进行结构计算,甚至修改现行的一些应用软件。

同时,在结构设计中普遍采用计算机技术,但由于目前软件种类繁多,不同软件往往会导致不同的计算结果,因此,设计师应对程序的适用范围、技术条件等全面掌握。当采用计算机辅助设计时,由于人工输入数据有误或软件本身有缺陷,均会导致错误的计算结果。这就要求结构工程师在得到电算结果时,应认真分析,应用概念设计来检验判断设计计算的合理性,做出正确的判断。

通过结构计算对初步拟定结构体系和构件的几何尺寸进行检核,在科学概念的指导下,采用正确的构思和尺寸调整方法,重新计算,完成从概念设计到结构计算的循环。在这不断地循环中,随着结构工程师的不懈追求和结构设计实践的不断丰富,结构概念将越来越清晰和完整,设计成果也将越来越创新和日臻完善。

#### 二、结构计算程序使用的注意事项

##### 1. 有限元的基本概念

有限元分析是一个物理体系的数学表示,包含前处理、求解和后处理。单元/装

配(模型)、材料性质、边界条件,合称前处理;求解即为求解数学表达式;后处理即为对求解结果的研究。简单问题通常通过手工计算来解决,但绝大部分模型太复杂,如不使用计算机和适当的分析软件,是几乎不可能完成的。

典型的有限元分析软件是使用 CAD 模型来表示物理模型,把模型离散成很多称为有限“单元”的小块,这个过程叫网格划分。网格划分质量越高,物理体系的数学表达越好。用基于单元节点间刚度的数学等式模拟单元节点间的连接,单元类型的选择决定于要解决的问题。

定义了数学体系后,用求解器计算出结果。

有限元求解的问题从性质上可以归结为三类,即:

(1)独立于时间的平衡问题(或稳态问题)。最后归结为求解系数矩阵元素在对角线附近稀疏分布的线性代数方程组。对于常见的结构应力分析问题,求解的是所对应给定载荷的结构位移和应力。

(2)特征值问题。它也是稳态问题,但是求解的是齐次方程。求解的是使方程存在非零解的特征值和与之相对应的特征模态。在实际应用中,它们代表的可能是振动的固有频率和振型,或是结构屈曲的临界载荷和屈曲模态等。

(3)依赖于时间的瞬态问题。由于这类问题的方程是结点自由度对于时间的一阶、二阶导数的常微分方程组,求解的是在随时间变化的载荷作用下的结构内位移和应力的动态响应,或是波动在介质中的传播、反射等。所以,此类问题的求解主要是采用对常微分方程组直接进行数值积分的时间逐步积分法。

上述三类问题,从方程自身性质考虑,还存在对应的非线性情形。非线性可以由材料性质、变形状态和边界接触条件等引起的,分别称为材料、几何、边界非线性。耦合场分析考虑两个或多个物理场之间的相互作用。如果两个物理场之间相互影响,单独求解一个物理场是不可能得到正确结果的,例如:热—应力分析,流体—结构相互作用。

求解器的输出结果往往是大量未加工的数据,这就需要对数据整理、图形表示(后处理)。

## 2. 运用软件进行工程分析的一般过程

运用已有的通用或专用软件进行工程分析时,需要做以下工作:

(1)理解和把握该工程分析的目标和需要回答的问题,并确定能回答该问题的力学和数学模型;

(2)建立有限元离散模型和选择合适的计算方案;

(3)对计算结果作出分析和评估,决定对是否需要修改有限元模型和对计算方案进行重新分析。例如,计算精度不够,则需要细分网格;局部应力超过材料屈服点,则需要用弹塑性理论进行分析;变形或总体应力值超过设计允许值,需要修改原先拟定的设计尺寸或改用新材料。



上述(1)、(3)两项的后一部分工作,需要设计人员具有必要的力学和工程方面的知识和经验,必要时需要咨询专家。而2、3两项中的前一部分工作,则需要设计人员具有对有限元的基本原理和离散方法,常用单元类型和求解方法的特点和应用条件,以及计算结果的检查和评估等都有较清晰的理解和综合应用能力,这是成功应用现有软件,特别是大型通用软件进行工程分析的基本要求。必要时,为适应特殊应用需求,还需要将新单元、材料、求解方法的程序模块,嵌入现有软件。建立的有限元模型网格质量越高,其物理体系的数学表达将越好。当然单元的划分也不是越细越好,虽然不论结构分析软件还是计算机硬件都有了长足的进步,但单元的划分越细,其计算时间将越长,对计算机的要求就越高,数据准备、结果整理的工作量将越大,这显然会更费时费力。而我们往往关心的仅仅是不多的几个关键截面(节点)的内力(应力)。因此,应根据计算的目的,建立适当、精确而简单的有限元模型或采用综合求解方法。

### 3. 桥梁结构分析计算软件的选择

软件的发展,按目的和用途可以分为专用软件和大型通用软件。

(1)专用软件:专用软件是为特定结构类型的分析而编制的专业程序,具体到桥梁上就是桥梁结构分析软件。

(2)大型通用软件:大型通用软件开始于20世纪70年代有限元法在结构线性分析方面应用,现已成熟,并被工程界广泛采用,涌现出一批由专业软件公司研制的大型通用软件(如SAP、ADINA、ALGOR、ANSYS、MA钢筋混凝土、ABQUS等)被公开发行和应用。它包含了众多的单元形式、材料模型及分析功能,并具有网格自动划分、结果分析和显示等前后处理功能。近30年来,大型通用软件的功能已由线性扩展到非线性,由结构扩展到非结构(流体、热……),由计算扩展到优化设计、完整性评估,并引入基于计算机技术发展的面向对象技术、并行计算和可视化技术等。现在大型通用软件已为工程技术界广泛应用,并成为CAD/CAM中系统不可缺少的组成部分。

(3)国内桥梁分析程序应用较早的要算交通部组织行业专家联合开发的桥梁综合程序——GQZJ程序,该程序1978年投入试用,1980年通过原交通部公路总局的技术鉴定。现在流行的大部分桥梁分析程序或多或少地都继承或参考桥梁综合程序GQZJ程序。这些程序20多年来历经许多桥梁界计算机专家的修改完善,已在工程上得到广泛的使用与验证。

国内桥梁分析程序基本上都是平面杆系程序,数量很多,如公规院朱培京先生开发的QJX程序,公路所吕建鸣先生开发的GQJS程序,大桥局设计院开发的PRBP“土”程序等。

一般来说,平面杆系程序对除弯桥、斜桥及悬索桥外的常见桥型,基本上足以适



用的,且在一定的条件下,平面杆系程序也可用于弯桥、斜桥及悬索桥设计。桥梁荷载横向分布这一概念的运用,把空间内力的计算转化为平面内力的计算,大大简化了设计计算,已可满足一般的设计验算需要,且对于需要进行空间分析的问题,也能有总体的把握。

当然,也有计算弯桥、斜桥及悬索桥的专用程序,如计算弯桥的程序有孙广华教授的 QXLJS,计算悬索桥的程序有肖汝诚教授的 BAP、西南交大沈锐利教授的 SB-SAS。计算下部结构的“桥梁通”程序能用于常规梁桥的下部结构计算与绘图。

综上所述,桥梁专用软件和大型通用软件的差别,在于专用软件是为一种(或几种)桥型结构量身定做的,即把部分力学和有限元知识、工程方面的知识和经验及处理方法和规范、求解方法的选择、关心的计算结果及表达方式等固化到软件。因此具有单元类型少、输入数据少、干预少、工作量少、使用方便等特点。为此,能用桥梁结构专用软件解决的不需要采用大型通用结构分析软件,能用平面杆系类软件解决的不必采用空间杆系类软件。

就目前情况来说,如不包含土木工程(桥梁结构)模块,大型通用软件在处理以下问题时很不方便:施工阶段的模拟、预应力效应、徐变、分析活载加载、索力调值分析。但其长于解决以下问题:局部应力、稳定分析、非线性分析、动力分析(含抗风、抗震)、需要强大的前后处理功能以及风致振动的模拟、优化和多场耦合。在需要的时候通用程序应该与桥梁专用程序交互使用,相互补充,相得益彰。

对具体的问题而言,要选择合适的软件。应该根据要计算的桥型内容和目的不同,选用适当的软件,其主要标准应该是:正确、方便。具体谈到各软件,都有其长处与不足,设计人员对此要有一定程度的把握。选择桥梁结构分析软件时,设计人员需要回答以下问题:相似的桥梁结构分析我做过没有?其他人做过没有?以前是用什么程序分析的?我对这个程序熟悉吗?这个程序有哪些功能?这个程序有哪些“bug”?在解决这个问题上,功能有没有缺陷?与其他程序相比,该程序在某些问题的处理方法上有什么不同,结果有什么差别?应该用哪类程序解决问题,这类程序中我最熟悉的是哪个?需不需要用其他类型的程序进行校核?

### 三、主要结构计算程序简介

#### 1. 平面杆系程序 QJX

国内桥梁分析程序基本上都是平面杆系程序,数量很多,下面以 QJX 为例,介绍一下平面杆系程序的特点:

(1)程序的核心部分是采用带刚臂的平面杆系有限元,可计算顶推连续梁、斜拉桥、常用预应力及钢筋混凝土梁桥等;

(2)可按施工步骤形成各阶段的计算图式,计算其变形、内力、应力及主拉(压)应力。将各阶段的变形、内力、应力及主应力进行叠加,形成各阶段的组合内力、组合应



力、主拉(压)应力及累计位移。对使用阶段的内力,可按规范进行组合;

(3)可计算施加于结构的作用,包括:结构自重、集中力、分布力、预应力施加与拆除、温度应力、混凝土收缩与徐变、斜拉索张拉,单元(如支座等)的安装、脱离和拆除、结构体系转换调整、各种活载等;

(4)程序有多个数字输出项可供用户选择,包括截面几何特性、节点坐标、支承条件、内力、应力、位移、预应力钢束信息、活载内力位移及影响线等;

(5)程序可以对用户的数据文件进行图形化自我检查,计算数据可以用图形方法进行输入,内力、应力及位移也可以图形方式输出;

(6)对施工挂篮和预应力系统的模拟较方便。

## 2. 国外桥梁分析软件 MIDAS

在国内较有影响的国外桥梁分析软件有:韩国的 MIDAS、英国的 LUSAS、奥地利 TDV 公司的 RM2000 等,但在国内应用广泛的要数 MIDAS,下面以 MIDAS 为例,介绍这个程序的特点:

(1)能够进行平面分析,也可以进行空间分析,是一个综合性的空间三维分析软件,它包括梁单元、板单元、实体单元、索单元及非线性边界单元等,通用性比较强,能进行影响线/影响面加载,也可做施工阶段模拟分析;

(2)可做地震反应谱分析和动力时程分析,还可做屈曲稳定分析;

(3)可做水化热分析、温度场分析;

(4)操作界面友好,前、后处理功能强大,建模方便快捷;

(5)已完全中文化(规范、程序界面、用户手册等)。

## 3. 大型通用有限元软件 ANSYS

大型通用有限元软件有 SAP、ADINA、ALGOR、ANSYS、MA 钢筋混凝土、ABQUS 等。SAP、ADINA、ALGOR 是国内引进比较早的软件,对国产软件的开发曾起到巨大的推动作用。ANSYS 的中国市场开发较为成熟,下面以它为例,介绍这个程序的特点:

(1)提供各种物理场量的分析,能够融结构、热、电磁、流体、声学等于一体进行有限元分析;

(2)前处理界面优良,建模功能齐全,支持多种格式的导入模型,网格划分能力强大,即使对复杂三维实体网格,也能达到很高的网格划分质量;

(3)单元库丰富,材料库十分完备,可以自定义新的本构;

(4)强大的非线性求解器,能分析复杂的非线性问题,提供的接口十分方便;

(5)后处理较为方便,导出的结果简便,对结果文件的读取简便;

(6)命令流书写简便,阅读容易,用户子程序接口众多,方便二次开发,友好、开放的二次开发系统,ANSYS 提供了宏(Macro)、用户界面设计语言(UIDL)、用户编程

特性(UPFS)和参数设计语言(APDL)几种工具:

- (7)中英文资料丰富,帮助系统完备,介绍详细完整,举例丰富,易学好用;
- (8)专业模块(包括土木工程模块、桥梁工程模块),开发越来越多。



### 第一节 桥梁上部结构常见病害与防治 ——以江苏省地区为例

江苏省高等级公路和大江大河上的预应力混凝土桥梁使用最多的是预应力混凝土连续梁桥、预应力混凝土空心板桥、部分预应力混凝土小箱梁桥、预应力混凝土系杆拱桥和预应力混凝土斜拉桥等结构。预应力桥梁上部结构病害的产生原因主要是预应力不够、预应力过多以及混凝土早期开裂,但极限承载能力不足,是预应力混凝土结构最大的病害之一,须加以重视。

本书虽然注重在设计上预防桥梁的病害,但仍重视施工问题,由于施工与设计密不可分,因此在施工方案和注意事项的设计时,也应明确提出防治病害的要求。

#### 一、设计原因造成预应力混凝土极限承载力不足

##### 1. 具体表现

轻则混凝土开裂,重则整桥垮塌。

##### 2. 形成原因

极限承载力不足的病害往往是个别设计人员对《公路钢筋混凝土和预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)(以下简称“桥规”)中两种极限状态的混淆和误解所致。这两种极限状态是承载能力极限状态和正常使用极限状态。承载能力是指结构设计完成且建成通车后结构所固有的能力,只与其混凝土截面的形式、尺寸大小、设计强度、钢筋(包括预应力筋)的总面积和设计强度以及布置形式有关,其不因外力条件的不同而不同,这种能力还包括可靠度所需的安全系数。

但是对于成桥结构,其极限承载力是怎样设计出来的?大了不经济,小了不安全,一个合理的恰到好处的结构极限承载力应该怎样确定呢?

一般地说,极限承载力是优化设计后试算出来,并逐步逼近的,其中自重等永久作用、汽车等偶然或短期作用、收缩徐变、温度影响和支座强迫位移等分块计算、优化、组合后,才求得了总的结构极限承载力,包括安全系数,成桥后极限承载力一般就不会再增加了。承载能力极限状态是指结构在塑性阶段的一种工作状态,



也可以说是一种限值,是力的概念!这一过程常称为强度计算,对此新“桥规”讲得比较清楚。

因此,预应力混凝土结构与普通混凝土结构没有原则区别,在塑性工作阶段,这两种结构极限承载力的计算方法是一样的,原理也一样,只不过预应力的大小已包括在预应力筋的设计强度中了,不能重复计算。

而正常使用极限状态,是指在弹性状态下,即正常使用中的预应力混凝土桥梁结构或普通钢筋混凝土桥梁结构的限值,即钢材与混凝土的应力的限值,结构刚度的限值——变形的限值以及结构稳定性的限值,是应力和形变的概念,我们常常称其为应力验算(实际上也是强度问题)。

这两种极限状态往往被一些技术人员(包括个别设计人员)混淆,因而造成原则性的错误。

结构极限承载力不足的另一个原因,是“理论计算”中的问题带来的。后张法预应力结构在预应力筋张拉锚固、压浆凝固以前,这个阶段同时也是一期恒载作用的阶段,其结构模式是组合结构,而非匀质结构,就是说在张拉过程中预应力筋相对混凝土有位移(伸长与转动)。但是,“理论计算”中抗一期恒载弯矩的能力是按匀质结构的塑性阶段计算的,从根本上说是在塑性阶段预应力达不到它的设计强度,如一期恒载的抗弯能力就与加载时的结构模式有关,同时也与加载的模式有关。

因此,林同炎教授认为,无黏结预应力比有黏结预应力的抗弯能力下降 30% 左右,“无黏结梁的极限荷载是小于相应的有黏结梁的”就是这个道理。

还有一方面原因是个别设计人员对施工中的施工方案能否满足和保证极限承载力的要求认识不足,他们以为只要结构尺寸和配筋满足承载力要求就万事大吉了,其实这是静态的,相应的施工方案是动态的,特别是体系转换,也与承载力有关。

在进行承载能力分块计算时,以自重的永久作用为例:标准的计算程序往往只有一种常规的施工模式(方法),但现实的施工方法、方案却千变万化,就以三跨悬浇预应力混凝土连续箱梁来说,当中跨合龙后,很多施工单位不知道还要进行第二次体系转换,就造成了结构内力图式的变化,如图 8-1 中跨合龙后,未从单跨单悬臂转换成三跨连续,以为合龙后就自然形成三跨连续梁,事实上这时的一期恒载仍是单跨单悬臂受力图式,只有当体系转换后,才是结构三跨连续的受力图式;再如先简支后连续结构,如未从二个临时支座转换成一个永久支座时,仍是分跨简支受力图式,而与体系转换使梁落到一个永久支座上后受力就不一样了,如图 8-2。更甚的是,很多设计图在“施工方案示意图”上都缺少最后的体系转换这一工况设计,造成了前者跨中下缘的正弯矩偏小,中墩支点上的箱梁负弯矩太大,故三跨连续梁的中墩处箱梁的承载力不够,而中跨跨中的正弯矩承载力却有余(桥梁施工技术规范中要求按支反力和高程进行体系转换)。

这些都说明结构抵抗一期恒载的承载能力与采用的施工方法、方案有关。因此,



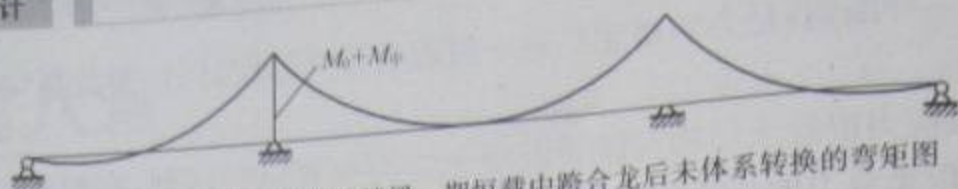


图 8-1 三跨预应力混凝土连续梁一期恒载中跨合龙后未体系转换的弯矩图

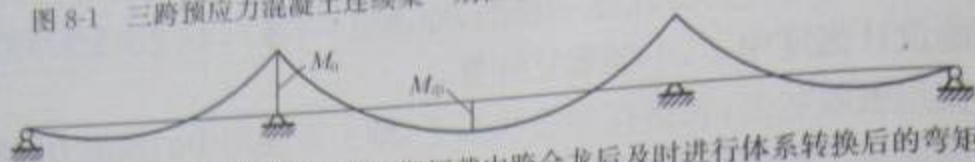


图 8-2 三跨预应力混凝土连续梁一期恒载中跨合龙后及时进行体系转换后的弯矩图

桥梁专家们就提出“怎样设计就必须怎样施工，怎样施工就必须怎样设计”的大原则。

另外连续梁合龙后，底板的正弯矩的预应力束虽然对跨中能产生负弯矩（抗正弯矩），但当为超静定束时，产生的二次力又受支点摩阻力的影响，因此极限承载力应计入这部分二次力的影响。由于梁纵向能自由伸长、缩短（实际向固定支座方向位移），因此水平二次力较小，合龙后预应力无体系转换的作用。

即使运营中，结构的承载能力也不是一成不变的，对于已通车 2~3 年的老桥，恒载作用下，收缩徐变已发生，支座沉降也可能已发生，温度作用也可能已部分发生，因此剩下的承载能力仅仅是活载的作用和安全系数部分以及沉降、温度等未完成的部分，同时还有因开裂而使承载力降低的可能。

因此，在活载和二期恒载时期结构是连续结构，而抗一期恒载的承载力与其施工方法有关，也就是说虽然截面形式和配筋都一样，但是，一期恒载产生的内力反应与施工方法的不同而不同。一旦施工成桥这部分承载力就不会再变动，同时收缩徐变对承载力的影响也不一样。

也就是说，结构承载力不足的一个重要原因，是因为设计或施工对施工方法的选择错误而引起的，计算时的图式与实际图式不一致。

还有一点不可忽视的因素是由计算软件的谬误和混乱造成的。

### 3. 设计预防措施

应该熟练掌握设计规范的含义，正确地反映结构物的受力图式，同时设计工程师也应正确地选用施工方案，并针对该施工方案，正确地设计、计算相应结构物的极限承载力。

## 二、设计原因造成正常使用状态的预应力不足

设计中正常使用阶段的预应力不足大致分二类情况，其一是极限承载力能满足“桥规”要求，但永存预应力不足，使全预应力结构变成了 A 类或 B 类部分预应力结构，而业主一般并不希望混凝土中有拉应力或带裂纹的部分预应力结构。

其二是因承载力不能满足“桥规”，故而预应力筋设计偏少，因而预应力不能满足要求。之所以造成预应力筋少的错误，主要有四方面原因：

(1) 计算理论的谬误。在计算永存预应力时，已不能使用塑性阶段的三个平衡方



程式,由于钢绞线在波纹管内具有相对位移,因而该截面混凝土的永存预应力,不是由该截面钢绞线直接传给,即平面假定不适用于组合结构,就是说承载力不够,预应力筋设计随着也减少,自然截面上混凝土的永存预应力偏小(正常使用状态下所需的预应力不够,如一期恒载的抗弯矩恒载能力)。

(2)设计计算中有错误、漏项(有时是软件中谬误)或参数取用不合理,如墩台沉降值取用偏小,温度值取用偏小等。

(3)摩阻系数取值偏小,而实际发生的大,因而预应力损失大,特别是曲线型布置的预应力筋和扁波纹管,也有 $\mu$ 值的取用偏小所致。

(4)计算软件本身的漏项,设计者不易发现。

以上四点是在设计中经常发生的。

### 三、设计永存预应力过大,也是桥梁结构的主要病害

(1)永存预应力过大,造成混凝土梁反拱开裂,甚至压碎混凝土同样是内在质量的主要病害、甚至造成重大恶性事故。

#### (2)具体表现及形成原因

对于简支梁,裂缝位于梁的上表面,分布于端部至四分点之间,越靠近支点处裂缝越宽。反拱度过大以及开裂的情况十分普遍,不仅影响二期恒载的施工(整体混凝土和桥面铺装),而且在营运阶段梁体变形大,常常引起桥面铺装层的开裂,并引发桥面水毁等质量问题。

反拱度主要是端部预应力的负弯矩所产生的,这种负弯矩不仅要平衡恒载所产生的正弯矩,而且也要平衡活载和其他外力所产生的正弯矩,因此除一期恒载平衡掉一部分外,大部分负弯矩仍预加在梁上,如果这时预应力过大或预应力筋锚固位置太偏,即偏心距 $e$ 太大(有些设计单位预压应力扣除全部预应力损失和恒活载等组合所需要的以外,仍留有多至4MPa以上的永存预应力),梁端的负弯矩将更大。恰恰这时梁的抗弯刚度又最小,也就是最“危险期”(预应力混凝土都有这种“危险期”)影响混凝土刚度的因素很多,其中混凝土的弹性模量、截面尺寸,截面形状关系极大。如弹性模量对高强混凝土很不容易达标(对骨料的要求较高),而且张拉预应力筋时,混凝土的弹性模量尚达不到设计值;至于混凝土的面积和形状,施工单位往往较重视外部尺寸,而忽视内腔的尺寸,特别是气囊上浮,常常改变了中性轴的位置、减小了顶板厚度,从而影响混凝土的抗弯刚度。

加之孔道的面积又不能计入刚度,所以过大的预应力产生的负弯矩很容易产生较大的反拱度,以至开裂。对于连续结构,在中跨跨中甚至会产生大偏心压毁的恶性事故。

施工中预应力筋锚固位置和梁腹内管道位置往往偏移较大,造成预应力合力中心产生不该有的偏心距,从而进一步增大了预应力弯矩,更加速了反拱开裂(横向偏



孔,也往往使梁侧面开裂)。

#### 四、预应力过大压碎混凝土的实例

因预应力过大而成为病害的例子要数南京某特大桥的破坏最为典型。该桥主桥跨径并不大,为  $47\text{m}+75\text{m}+47\text{m}$  箱型连续刚构,单箱单室,箱顶宽  $17\text{m}$ ,底宽  $8.0\text{m}$ ,翼板悬跨  $4.50\text{m}$ 。中墩支点处箱高  $4.20\text{m}$ ,跨中  $2.0\text{m}$ ,顶底板各厚  $25\text{cm}$ ,中跨跨中如图 8-3~图 8-4 所示。

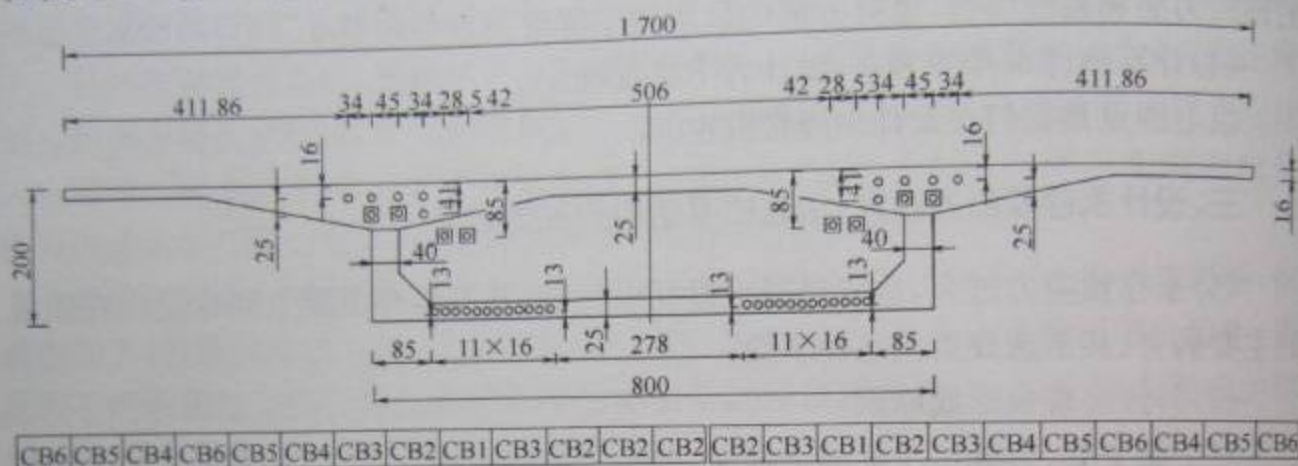


图 8-3 某桥跨中横截面布置图(尺寸单位:cm)

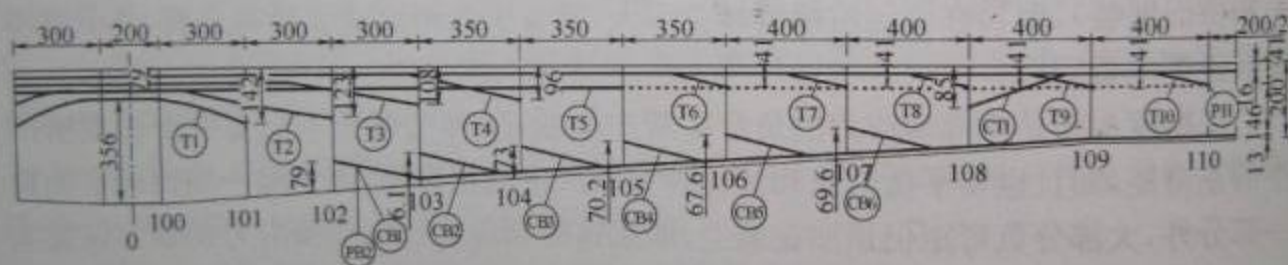


图 8-4 某桥中跨预应力束布置图(尺寸单位:cm)

该桥的右幅(离开南京方向)于 2005 年 2 月 24 日中跨合龙,3 月 6 日混凝土强度达到设计强度的 93%时,跨中底板预应力张拉锚固完成,随即第二天拆模发现两个 8 号块、两个 9 号块以及一期恒载合龙段的 10 号块的箱梁底板混凝土大面积压碎,还波及两个 7 号块,情况严重,压碎形态十分典型。如下图 8-5~图 8-8。

##### 1. 该桥底板裂缝形态

对裂缝形态进行针对性分析,是病害原因分析的正确方法,也是唯一的正确途径,因此对该桥首先进行裂缝形态调研。

裂缝数量:可见的内外约 250 条。

裂缝长度:最长者的  $12.40\text{m}$ 。

裂缝宽度:最宽者约  $1.38\text{mm}$ ,一般为  $0.1\text{mm}$ 。

裂缝深度:箱外最深  $48\text{mm}$ ,箱内最深者  $95\text{mm}$ 。

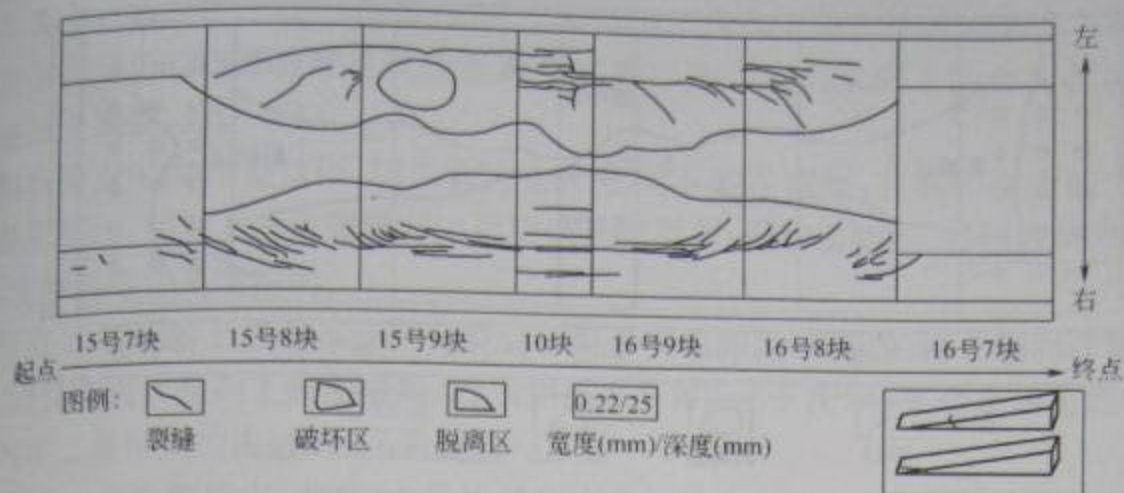


图 8-5 该桥箱梁底板上表面裂缝形态

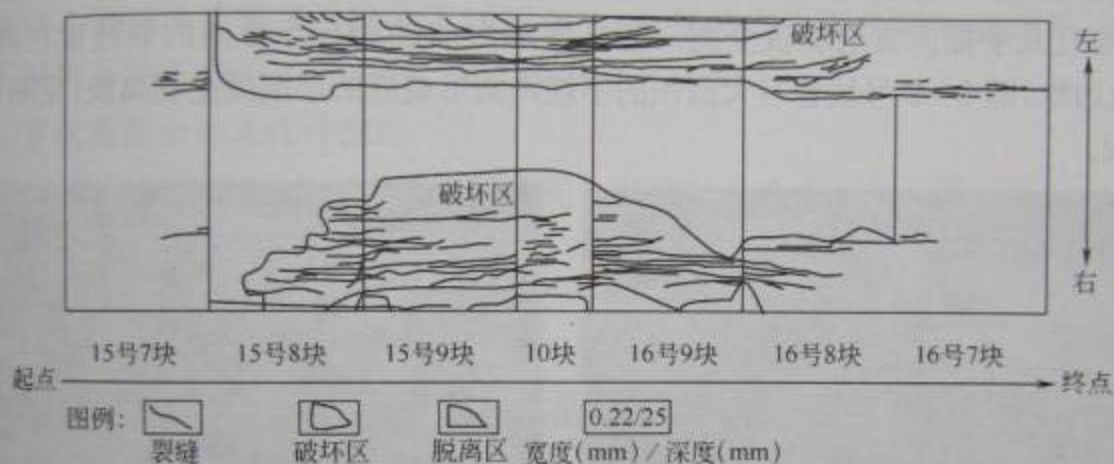
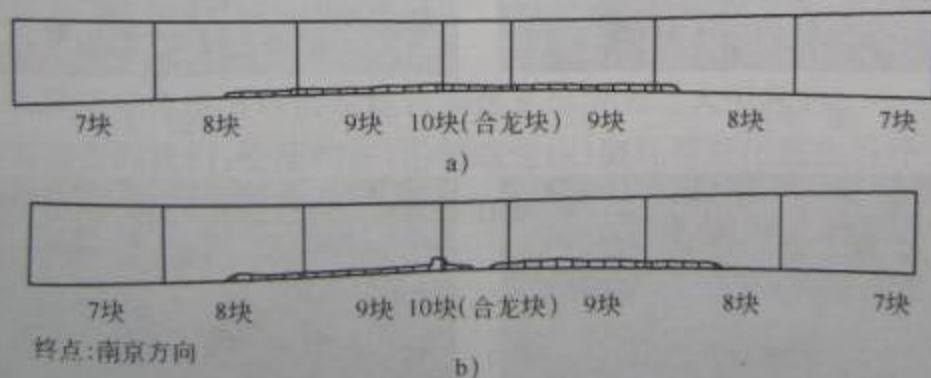


图 8-6 该桥箱梁底板下表面裂缝形态(注:由上往下俯视)

图 8-7 腹板在跨中附近纵向裂缝形态  
a)右腹板;b)左腹板

裂缝方向:梁底板上下缘皆顺行车方向,几乎平行。7-9号块的裂缝中间段顺行车方向,两端横桥向与其对称轴约成 $45^\circ$ 方向弯曲。

裂缝部位:最严重者为两个8号块,两个9号块,其次为10号合龙块,波及两个7号块。

特殊形态:①两8号块,两个9号块及10号块在预应力束的上下方混凝土剥离



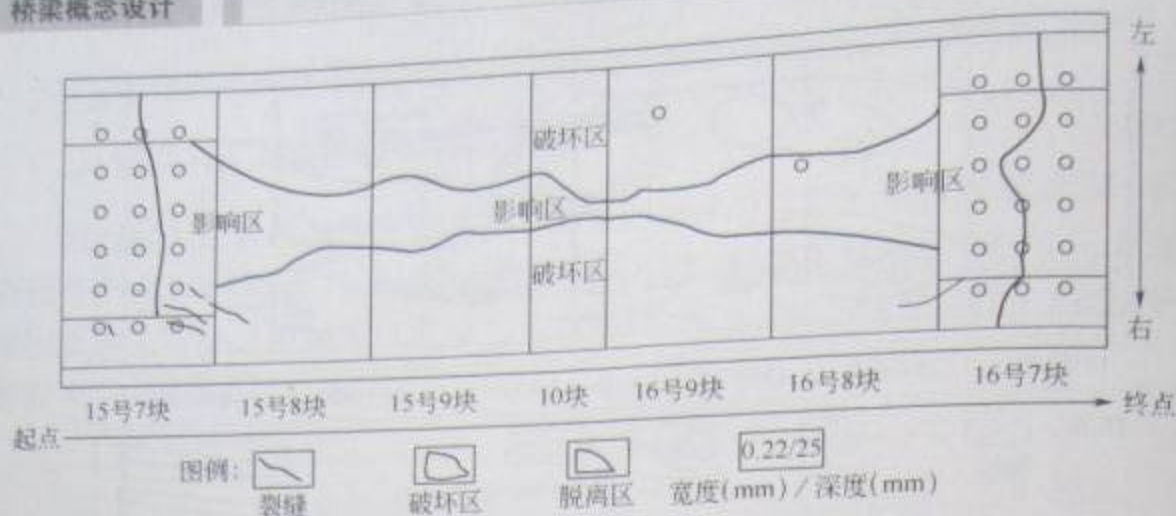


图 8-8 底板上缘破坏区和影响区分图

了波纹管且破碎，背剥离性的严重裂缝，是该桥压溃的主裂缝。裂缝宽度大于波纹管直径，而且几乎横向贯通底板全宽。②凡两端弯曲的顺行车方向的裂缝皆在剥离块表面及边缘，即 8~9 号块皆有大面积的不规则圆形或椭圆形混凝土剥离块，见图 8-9~图 8-12。



图 8-9

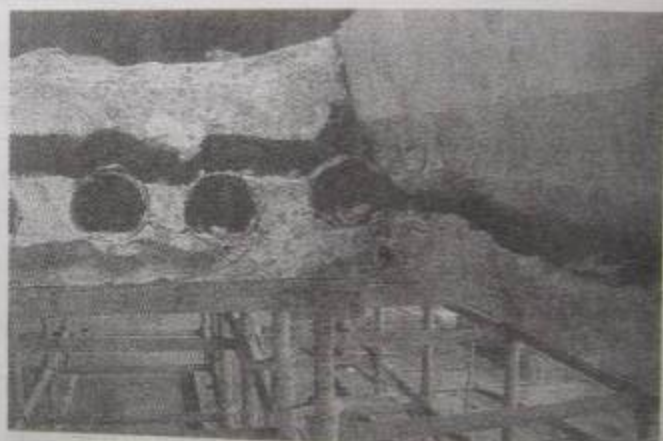


图 8-10

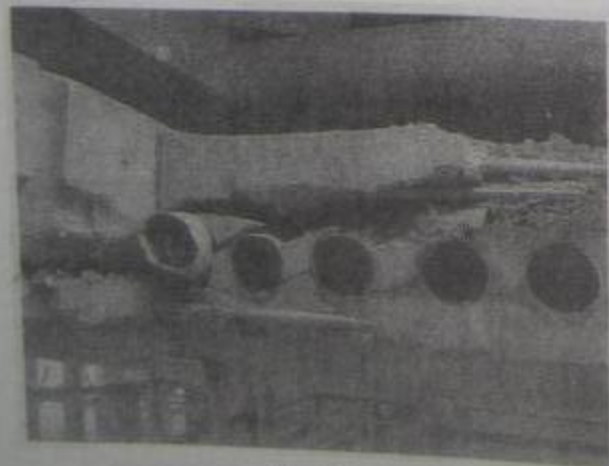


图 8-11

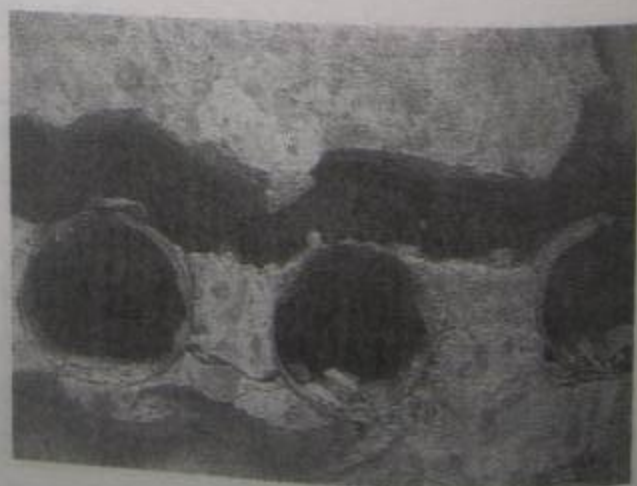


图 8-12

## 2. 几个疑点

在原因分析时有部分意见认为是跨中底板中的预应力束向下的合力 $\Sigma N$ 造成底板混凝土崩裂,如图 8-13。

但有疑点 1:如果是这样,则该合力会产生向下的正弯矩,且其拉应力的方向也应该是顺桥向,而上下表面裂缝方向就应该是横桥向;但事实相反,如图 8-5 和图 8-6 所示,实际裂缝皆是顺桥向。

疑点 2:底板的下表面不应产生裂缝。但事实也相反,底板的内下表面严重于下表面,而且剥离块是向上鼓起来的,特别如图 8-5 和图 8-9 所示,更严重的是底板上、下缘内有二条很宽的内破坏缝(主裂缝)。

疑点 3:在中跨跨中,即在 10 号块的中央应该最为严重,事实它并没有 9 号块严重,9 号块有最典型的椭圆剥离体,10 号块却轻很多,无法解释?如照片所示。

疑点 4:预应力束放张后跨中下降了 2.0cm,显然产生了负弯矩的效果,而不是合力 $\Sigma N$ 向下的正弯矩。

## 3. 事故原因分析及设计预防

那么,如何解释破坏中出现的诸现象呢?其实这个合力 $\Sigma N = \Sigma 2N \sin \alpha$ 确实存在,但由于 $\alpha$ 很小,故 $\Sigma N$ 也很小。据同济大学有关专家计算,该力对底板产生的拉应力更小,大都在 0.2MPa 以下,并不足以产生如此严重的破坏。

## (1) 事故原因分析

由于顶板中设计了指向中墩的较多的负弯矩预应力束,即 7 号块 12 束  $19\phi^{15.24}$ , 15.24、8 号块 8 束  $19\phi^{15.24}$ 、9 号块 4 束  $19\phi^{15.24}$ ,它们与底板预应力束( $22 \times 19\phi^{15.24}$ )共同产生的压应力是极大的,而 10 号块无此负弯矩预应力束,因此破坏最严重的正在 8 号块和两个 9 号块。

从破坏的裂缝规律也可以清楚地告知这是压应力过大引起的!

以往的实验告诉我们:受压构件(沿轴线受压)破坏裂缝出现在另外二个方向上,且近似平行于压力轴线,两端弯曲,剥离体在试件中部外鼓。如图 8-14 所示。

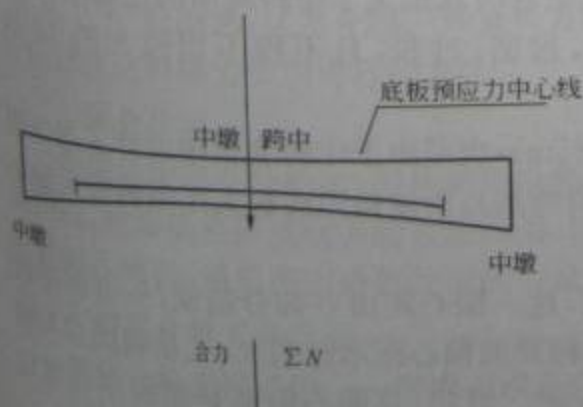


图 8-13

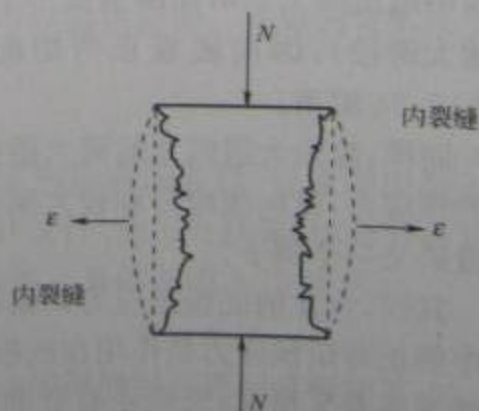


图 8-14



该桥因为泊松比  $\epsilon$  的影响,行车方向受压,另两个方向则会受拉,因此在底板的上、下两方向都受拉,故底板上下缘混凝土会同时出现鼓出来的剥离破坏。由于波纹管上缘的  $\epsilon$  产生的向上的拉应力加上下崩力,所以主裂缝大于波纹管下缘的主裂缝。

剥离体是鼓出表面的,主裂缝面在混凝土内部,表面的裂缝反而少见,一旦可见时已经是十分严重,原因是由于鼓起来,变形大,故在其周边产生裂缝且围成了不规则的椭圆形,但这类上下表面裂缝是次要的,主裂缝在内部不可见,且呈平面状或者呈板块剥离状,也应是纵向的,所以在 9 号块上围起来的椭圆形块体是典型的破坏性剥离体。浙江招宝山大桥的压碎破坏也有此症状。

那么什么原因导致底板预压应力过大呢?除了后张法预应力混凝土结构,在张拉预应力束时,承压面积是净面积,而预应力却要提前施加包括全部恒、活载等所需的预应力,因而这一时期是“危险期”以外,在前一节已介绍,设计者应有充分的认识,如果过分追求缩小混凝土面积和过分密集的预应力束会使这一危险更甚。对于中跨跨中合龙段,一期恒载不产生正弯矩(已分配给悬臂梁),因而不设计这部分预应力(当合龙后不体系转换时)。

其一,由于连续刚构对温度很敏感,所以应根据实际的合龙温度及时调整顶底板内的预应力束的数量,这一点很少有设计者能作此调整(设计温度,上升下降各  $30^{\circ}$ ,降温和收缩拉应力过大,所施加的预应力也就过大)。

其二,孔道摩阻系数  $\mu$  值取用过大,因为顶、底板孔道都近乎直线,摩阻较小,规范规定当采用金属波纹管时摩阻系数  $\mu=0.25$ ,但设计中却取用了  $\mu=0.35$ (铁皮波纹管),也就是说预应力损失几乎多计算了 20% 以上。对于 8 号、9 号段的顶板预应力束,在锚固段预应力损失会更小。这就造成了预应力过大的问题。

其三,强迫位移沉降 1.5cm,且不说强迫位移是拉压支座最易产生,仅按桥梁博士等计算机软件的理解而论,该计算参数的选取也是偏大的。南京二桥北汊桥地质很差,跨度又大到 165m,也仅取 2cm,该桥地质为较好的泥沙岩,该桥主跨仅 75.0m,如两中墩沉降 1.5m,而两边墩不下沉,则此组合时就加大了中跨跨中的正弯矩(相当于增大跨径),因而底板正弯矩配筋过多、过密、过长,且不得不用强大的 19 股 19 $\phi$ 15.24 编束。

同样,惠山大道锡北运河大桥主跨(仅 85m),也是由于中跨底板中设计了过分强大的预应力,纵向预应力和较大偏心弯矩(负弯矩),而使箱梁底板大范围的被大偏心压毁的又一个例子。

其四,合龙的底板预应力束偏心距过大,这一偏心距由三部分组成,一方面中跨跨中的正弯矩预应力是作用在底板上的,对箱梁的偏心距本已很大;二是锚固点与跨中的梁高差又很大;三是还有竖曲线的外矢距。因此,总偏心距离是随曲率而变化的,故而加大了跨中的正弯矩,加大了底板的压应力。



两桥破坏形态相同,皆大偏心受压破坏!故笔者认为破坏属于第二类稳定破坏即极值点破坏,跨中底板预应力已达到或超过极限应力(临界压应力),而这个极值点就是单箱单室的跨中底板和附近的几个节段的底板,应该强调的是,这时已不再发生其他平衡形式,所以桥不会跨塌,仍然原样,只是底板被压溃。因此实际的混凝土强度不均匀和预应力过大、施加时过快三方面的原因,是事故产生的直接原因,加上预应力向下的崩力以及混凝土的强度不均匀和施加预应力过快是施工原因外,过大的顶底板预应力和底板的大偏心(锚固点距中墩0号块过近)都是因设计不合理造成的。

## (2) 设计防治措施

①设计时各截面的永存预应力不得超过  $2\text{MPa}$  (扣除全部预应力损失和恒活载等组合后的剩余预应力),在任何情况下最大拉应力不超过  $15\text{MPa}$ 。

②设计时选取合理的设计参数非常重要。因连续刚构对温度应力非常敏感,因此相对于连续梁应严格取值,相同跨度时,连续刚构对温度比连续梁低  $5\sim 10^{\circ}\text{C}$ ,升温时低  $5^{\circ}\text{C}$ ,并应适当设计合龙温度。对地基沉降也应同此,对连续刚构取值应严格于连续梁。

③设计文件中就施工注意事项中应要求施加预应力时,分级缓慢张拉,更须要求施工单位保证混凝土的强度和底板的整体性,并防止其不均匀性。

④三跨预应力混凝土连续箱梁的中跨底板预应力束锚固长度应不超过中跨长度的  $\frac{1}{2}L_{\text{中}}$ ,对底板的预应力合力中心设计应取适宜的偏心距。

总之,由于预应力混凝土结构的特点可以概括成“敏感”二字,即预应力既不能少,也不能多,更不是越多越好。预应力不够,不能抵消恒活载等组合产生的拉应力,因而会开裂,但预应力多了则会反拱开裂,甚至压碎混凝土。

## 五、桥梁病害的形态分析法

一座出现病害的桥梁如何正确地分析其形成原因,并进行处治,长期以来总有“无从下手”的感觉,这里介绍一种分析方法,也许可以提供帮助。桥梁病害的形态分析法就是这种颇为实用可行的方法。

### 1. 调查检测

桥梁病害形态分析法:即从调查检测入手,先了解病害的裂缝、挠曲等混凝土损伤情况,初步确定形成病害的直接原因,再根据设计文件、施工方法等,综合分析其发生的根本原因,最后提出进行处治的方案及预防措施。具体如图 8-15 所示。

### 2. 初步分析直接原因

初步分析直接原因——按内力或自应力等形成的裂缝形态进行分析如下:

(1) 弯矩—拉应力裂缝形态特征:都位于最大的正、负弯矩区域,且向该区域的边



缘数量减少、变短、变浅。正弯矩形成的裂缝，上窄下宽，负弯矩则上宽下窄，皆垂直于梁下缘或上缘。

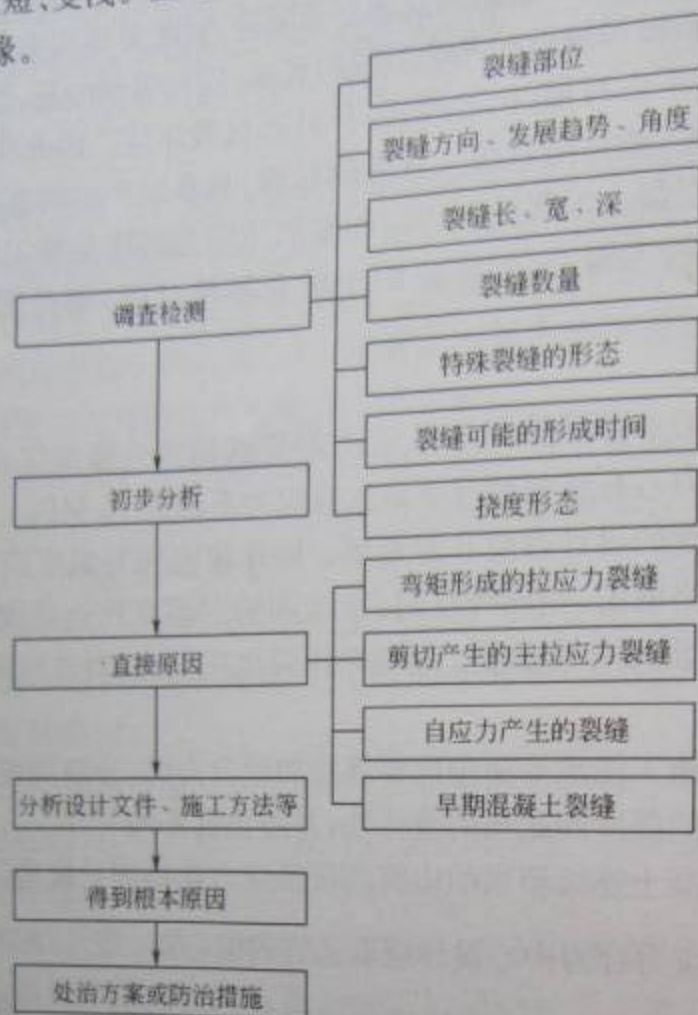


图 8-15

(2) 剪切主拉应力裂缝形态特征: 对于三跨预应力混凝土连续梁, 位于中跨腹板  $L/4$  处区域, 在其梁高的中部, 上下两端细, 中间宽、深, 且以中跨跨中为对称呈正“八”字形, 大多斜  $45^\circ$  左右 (与腹板的纵向中性轴相交角)。反“八”字时, 位于中墩  $\sim L/8$  之间, 大致是 1 号  $\sim$  4 号悬浇块之间, 往往沿腹板预应力波纹管方向 (混凝土截面因波纹管削弱), 大都在中墩 (1 号悬浇块下面) 两侧加了钢管桩临时墩且未用拉压支座, 因而主墩处支反力小, 悬浇重量不能及时平衡预应力产生的正弯矩所致。另一种反“八”字是在现浇混凝土的腹板上, 也与预应力管道走向一致, 是混凝土早期收缩引起、混凝土底板受底模的摩擦拉应力所致, 底板上同时有通长的横桥向裂缝。

(3) 自应力裂缝形态特征: 自应力由于温度、收缩、水化热产生。

(4) 温度: 温度的应力裂缝形态分为两种情况:

第一种情况是结构外部沿温度变化的方向有约束 (沿中性轴方向)。如构件之间的温差, 两端的构件可视为约束, 这时产生的温度拉应力很容易理解。裂缝垂直于温度拉应力方向, 且平行、等间距;

第二种情况是结构竖向温度变化不均匀, 是非线性的温度梯度, 相当于偏心受

拉,或者称为结构内约束。以三跨连续梁为例,又分为纵向和横向两种温度梯度。纵向升温时,顶板和翼板沿行车方向伸长较大,腹板和底板伸长较小,因而腹板和底板受到顶板的拉应力(沿行车方向),相反顶板受到腹板和底板的压应力(反力)。同时,底板和腹板又受到支座摩阻的水平的外部约束(如支座摩阻很小,行车方向梁可伸缩自由,就无此外部约束)。故一般地说裂缝在腹板上较多,底板很少或没有,而且裂缝为上口宽下口较窄,是竖直方向,略平行,也是边跨端部腹板裂缝较多,较集中。宁杭高速溧阳南互通立交桥就是一例,施工时,未将支座的临时纵向约束解除,故裂缝都在行车方向的两梁端腹板上,为竖向、平行。

再如连续刚构最为典型,横向时,同样是翼板和顶板伸长较大,腹板和底板伸长较小,如果腹板上端向外侧倾斜,这时的顶板横向受压,腹板受拉,底板受拉且偏心。须注意的是由于横隔板数量较少,相对于底板为弱,因而裂缝大部分出现在横隔板上,竖向,特别是在腹板与横隔板的交界面上,底板较少,甚至没有。腹板与拉应力垂直,一般不出现裂缝。降温时,正好相反。

顺便讲一点,桥梁纵向各截面的竖向温度梯度几乎是一样的,也就是说沿梁长温差几乎是一样的。

(5)收缩:大部分产生于大体积混凝土的表面,或平行或龟裂。如混凝土墩身竖向,且往往在墩身下部近承台处,裂缝较短,近承台处较宽。当水灰比较大时,更易发生。

(6)水化热:大体积混凝土易发生,如较宽的实体混凝土墩顶与侧面,或重力式混凝土桥的中下部位,裂缝三向都有,而且往往竖向、平行,半墩高以上,上宽下窄。

(7)混凝土早期开裂的形态特征:皆在现浇混凝土初凝时出现,大部分皆在混凝土箱梁顶板上表面,或底板下表面。当在顶板时,位于腹板与顶板的交接面上,沿腹板走向,裂缝宽,且口向上,较深;当位于底板下表面时,为平行等间距,横桥向,往往裂透底板且沿全宽,甚至沿跨长满布,大部分在现浇梁段全长的两端较严重,或每联的边跨最严重。

(8)大偏心受压混凝土压碎裂缝形态特征:此裂缝在混凝土表面,为预压应力方向分布(纵桥向),自端向中心弯曲形成半椭圆,或封闭的椭圆及圆形。主裂缝在次裂缝的内面,也沿预压应力方向,更重要的是剥离体,会鼓出平面或侧面。

### 3. 分析根本原因

病害原因分析的根本是找出设计、施工、管理或其他方面(如自然灾害)的原因,是偶然因素还是系统性因素,特别是后者,这样就可以从根本上进行根治或预防。因此单单分析出直接病因还不够,应要究其根源。如果是因弯矩造成的拉应力裂缝,还应知道弯矩为什么偏大或偏小?除了明显的失误外,更多的应是从设计、施工、管理等方面进行审查,审查各原始参数是否正确合理,甚至应追究到“桥规”或“结构理论”的因素,是承载能力不够还是正常使用极限状态“超限”,以便“对症下药”地进行处治。



## 4. 处治或预防

处治这些病害现有较成熟方法,大致是——喷锚或对裂缝压浆;贴碳纤维布或钢板;另加体外预应力,改变体系等等。视严重程度而选择其一、二,也可以三法同时使用。

一般对挠度很难复原,只能减轻。也可在允许的、不过多增加结构自重的条件下,增加桥面铺装,克服桥面沉陷,使行车顺畅,但要全部恢复难度极大。

## 第二节 简支梁空心板和先简支后连续 结构常见病害与防治

### 一、钢筋混凝土简支空心板

钢筋混凝土简支空心板适用跨径一般在 10m 以下,通常做成等厚的实体板。其常见的病害形态是板梁纵向开裂,且呈一定规律间距分布,产生该类病害的主要原因是梁配筋错误。通常设计时板梁按预制装配式板进行配筋设计,板与板之间设混凝土铰接,这样板以纵向受弯为主,横桥向传递剪力。但实际施工时由于种种原因,改成了整体现浇式,配筋没有相应调整,如此板变成双向受力,横向弯距过大后必然造成板梁纵向开裂,设计应及时变更,以改变施工方法。

工程实例:某高速公路小桥,原设计为 1~8m 预制钢筋混凝土板梁桥,现场检测发现其实为整体式现浇板梁,梁底出现许多纵向裂缝,最大缝宽 0.5mm。经查,竣工图文件中显示仍为预制板梁,与现场明显不符,后结合现场病害特征推断,施工时系按整体现浇,但配筋未作相应变更。

### 二、预应力混凝土空心板

预应力混凝土空心板由于经济实用、施工技术成熟、预制运输安装方便,建筑高度又较同跨径的 T 梁小且整体性好,目前在公路桥梁中广泛使用,是最常见的也是最经济的桥梁结构型式之一。该类板梁又分为先张法和后张法两种型式。通常,前者适用跨径为 10~20m,预制板厚为 0.45~0.70m,后者适用跨径为 16~25m,预制板厚为 0.75~1.10m。板梁常在预制厂工厂化生产,从而有利于施工质量的控制。吊装就位后现浇横向铰缝及其上 10cm 整体式混凝土。桥梁受力图式仍以纵向受弯为主,横向通过铰缝传递剪力。设计考虑整体化混凝土部分参与二期恒载和运营期作用的受力。该类桥梁量大面广,常见的病害介绍如下。

(1) 梁体开裂,分横桥向裂缝和纵桥向裂缝两大类。

横桥向裂缝如发生在跨中部位应引起足够的重视,通常是由于荷载作用超过其



承载能力所致,一种是荷载作用超过设计值,如超重车辆的影响,或者横向铰缝的失效导致单板受力;另一种原因则是承载能力未达到设计值,如截面尺寸与设计不符、预应力损失等等,并以前者居多,如图 8-16。

铰缝作为板梁横向传力的纽带,至关重要。由于桥梁建成后铰缝质量难以检测,故往往通过其他表露的病害来推测。如前所述的板梁单板受力后产生的横向裂缝、相邻板梁错位、铰缝渗水等。该类病害主要是施工不当所致,具体表现为:铰缝未按规范进行细致凿毛,新老混凝土结合不好;预制板两侧伸出的铰缝钢筋没有焊接或数量不足;混凝土浇筑振捣不密实。设计文件的施工注意事项中应强调此点防治。

工程实例:某高速公路小桥,上部结构设计为 3~10m 预应力混凝土空心板梁。在运营中发现桥面发生沉陷至积水,到桥下检测发现板梁已经严重开裂,并且随时都有断裂的危险,已严重威胁到行车安全。在采取了临时加固措施后,对所有板梁进行更换处理。凿开桥面铺装后发现板梁铰缝混凝土的质量很差,大多呈现松散破碎。

第二类纵向裂缝产生部位有梁端和梁中两种。梁端裂缝多因钢绞线放张方法不当所致,骤然放张后混凝土纵向受压,由于混凝土泊松比的影响产生横向拉应变,如梁端配筋不足则易产生纵向裂缝。梁中纵向裂缝多由于施工原因引起,如空心板梁一次浇筑成形,梁底混凝土往往是从芯模两侧流淌至底板中心处,难以振捣从而导致该处混凝土不密实,在荷载作用下,该处极易出现纵向裂缝,如图 8-17。



图 8-16 梁底大量横向裂缝



图 8-17 梁底纵向裂缝

由于板梁开裂原因多样,因此防治该类病害也应多方入手,如设计中应特别注意铰缝钢筋和梁端横向箍筋的加强;施工应精细,严格按设计和规范要求做好每道工序;运营管理方要加强对超载超限车的控制管理,加强对桥梁的日常检测和养护。

## (2) 支座脱空或开裂。

每片预应力空心板底均设有四个支座,由于支座垫石标高控制不严,或是梁底预制时不平坦,导致板梁安装后存在支座脱空、偏位等问题,有的脱空相当严重,支座可轻易抽走,从而使支座局部承压导致应力集中,长期作用下支座寿命缩短。同时在反复荷载作用下,板梁也会产生振动,影响其使用性能。支座另一常见病害是开裂,除



自身质量问题外,支座变形受阻或支座选型不当导致实际变形远超其剪切变形能力,都会引起支座开裂。此外,滑动支座的滑移面设在支座下方,不锈钢板锈蚀或受污染后也会导致滑动支座不滑动,从而开裂,如图 8-18,图 8-19。



图 8-18 支座脱空

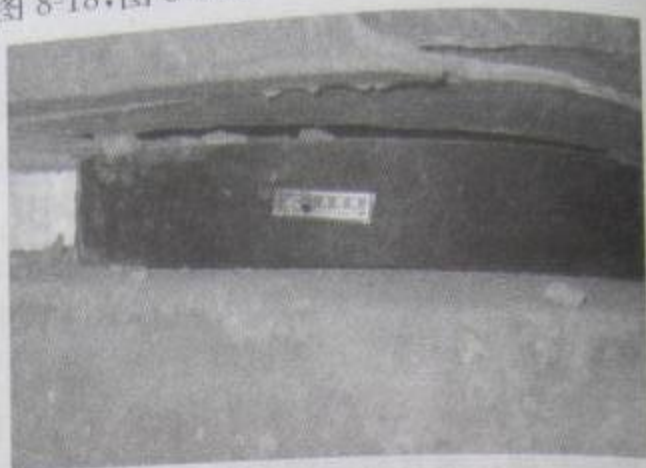


图 8-19 支座变形开裂

支座脱空或开裂后,其实际受力模式与理论设计图式不符,将对结构造成不利影响,因此,设计上,支座的选用应引起足够重视。支座的大小和高度应根据其受力的大小以及剪切变形大小来确定,设计调平楔块来满足桥梁纵横坡的需要。

支座的脱空和开裂较为常见和普遍,但处理这类病害却较为棘手。如何在不中断交通且不对梁体造成损伤的情况下更换支座?通常,需要用扁千斤顶同时顶升一跨板梁后更换支座。

近年来,随着地方经济的发展,重型交通逐年上升,原有桥下通道的净空不能满足交通需要,车撞桥梁的事件时有发生。严重时车辆磨刮混凝土,甚至挂断钢筋和钢绞线,威胁结构安全。对该类病害,设计阶段应对当地的交通车辆车型以及增长趋势进行详细调查,用发展的眼光为地方的交通发展留有足够的余地,不能一味为降低高速公路的填土高度而压缩被交路的净空。同时,可以在桥下通道两侧设置限高门架以限制超高层车的通行,如图 8-20,图 8-21,设计时要特别注意路面横坡、超高对净空的减小。



图 8-20 钢绞线刮断



图 8-21 混凝土撞损钢筋断裂

### 三、简支预应力T梁

预应力T梁由于其制作质量容易保证,跨越能力比空心板大,一般先预制成工字形梁以减轻吊装重量,然后再现浇横向湿接缝和横隔板连成整体,其适用跨径达20~50m,预制梁高为1.05~2.60m。但也由于T梁跨径增大后吊装重量相应增加,吊装时的稳定问题较突出,使用阶段其整体性也比箱梁差,因此部分制约了其大规模使用,目前该种桥型主要应用在地方道路以及沪宁高速公路上。设计时应加强其横向稳定性,增加极限承载力以适应新规范的要求。

从使用情况来看主梁出现的问题,主要是端横隔板因活载偏载引起主拉应力开裂较严重,少数出现腹板因超载引起主拉应力开裂和跨中正弯矩开裂以及腹板底表面钢筋的外露锈蚀,主要由于按旧规范设计的钢筋保护层厚度过小。另外,行车道板和横梁湿接缝也是这种结构的薄弱环节,在施工中应严格按施工规范要求界面处理,确保新老混凝土的有效粘结,否则易造成混凝土浇筑不密实、空洞等各种病害。通车一段时间以后,这些部位容易产生渗漏水等病害,降低了主梁的使用性能,在后期养护中对交通影响较大。在桥面连续中,梁端行车道板宜做特别处理,否则极易损坏,故在设计文件中应强调该施工注意事项。

另外,T梁下的板式橡胶支座脱空、剪切变形、老化病害严重,特别是温度引起主梁的纵向变形而剪坏支座,其次是活载偏载引起的脱空情况同样严重,设计预防同空心板结构。

### 四、先简支后连续装配式预应力混凝土箱梁

预制后张预应力混凝土箱梁是一种比较先进的结构型式,近年来在公路桥梁中得到了广泛的应用。同时,该种结构采用先简支后连续的方法进行施工,减少了桥面伸缩缝数量,提高了行车舒适性,是一种比较理想的适合中小跨径的桥型,其适用跨径达20~40m,预制梁高为1.2~2.2m。

该类桥梁目前在高速公路上应用较为广泛,其常见的病害主要有以下几种:

(1)梁体开裂。主要表现为横向湿接缝的纵向裂缝、横隔板的竖向裂缝和梁底纵向裂缝三大类。湿接缝处裂缝多是由于预制梁与现浇湿接缝龄期相差过大,混凝土收缩所致,裂缝方向表现为纵向。该种病害对结构的耐久性有一定影响,对结构安全影响不大,故适当灌缝封缝即可。横隔板处竖向裂缝主要是施工时混凝土质量较差所致。横隔板由于空间尺寸较小,配筋偏少,加上施工单位不够重视,浇筑混凝土时振捣不够密实。此外,箱梁支座的脱空和超重车轴的作用也会造成横隔板出现竖向裂缝。梁底纵向裂缝多数由于钢筋保护层厚度不够,底板混凝土振捣不密实等原因造成,应加强施工质量控制解决。

(2)支座脱空或开裂。其病害原因基本与空心板梁相同。目前仍有一些组合箱



梁桥采用球冠橡胶圆板式支座,按桥梁新规范的要求,该种支座已不宜再在组合箱梁桥上使用,设计中应予以注意,同空心板结构。

(3)箱梁翼缘混凝土受侵蚀。通常箱梁翼缘设计上采用凹形滴水,但效果欠佳,加上施工单位对此不够重视,造成滴水的作用没有发挥,翼缘混凝土受水蚀现象严重,混凝土表面白化,影响其耐久性。设计上可改采用粘贴铝条解决。如图 8-22,设计应改变滴水结构。



图 8-22 水蚀混凝土

### 第三节 悬浇预应力混凝土连续箱梁的病害与防治

在全国范围内,有为数不少的悬浇预应力混凝土连续箱梁(以及连续刚构)出现开裂、下挠等病害,从而引起了广泛的注意和讨论。为什么说是成熟的结构,又是成熟的设计和施工工艺,却接二连三地出问题?原因何在?本节就规律性的裂缝和下挠进行讨论。

#### 一、预应力混凝土连续箱梁(包括刚构)裂缝的形态

一些桥梁病害都较严重,其裂缝大致可以分为早期混凝土开裂、施工阶段受力裂缝和使用阶段的裂缝,并以后者居多。这些结构往往是营运 1~3 年后出现严重的开裂和下挠,而且几乎是在相同的跨间、相同的部位、呈现相同的形态,裂缝宽度也大都超过“桥规”的规定,其规律性是显而易见的。

##### 1. 腹板斜裂缝形态

从大量的实桥资料看,裂缝形态有四种。当奇数跨连续时,几乎以中跨和次边跨最为严重,且分布在  $L/4$  与  $\frac{3}{4}L$  附近的两个区域,并以跨中为对称呈八字形排列,裂缝向上端指向跨中,斜度约  $45^\circ$ ,这是主拉应力裂缝,与普通钢筋混凝土连续梁表现一样。江苏××高速公路无锡段××桥腹板裂缝形态见图 8-23。

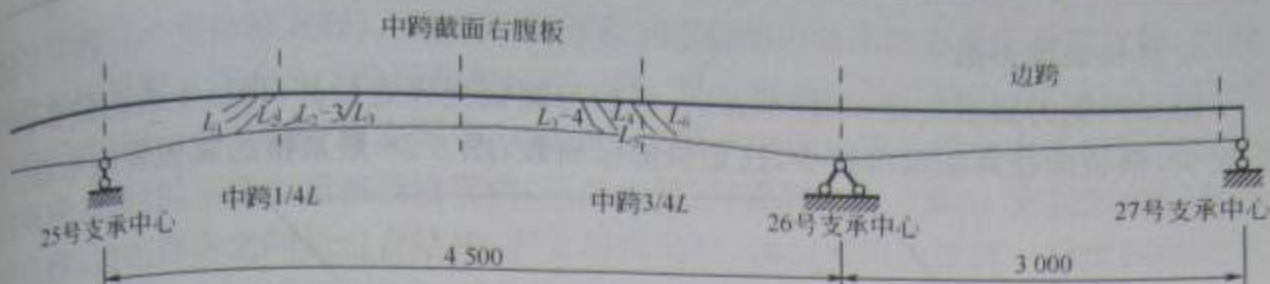


图 8-23 某桥腹板斜裂缝形态(单位:cm)

## 2. 正负弯矩裂缝形态

大都是腹板上下缘竖直裂缝,或是在中墩处箱梁腹板的上缘,或是在跨中腹板的下缘,且延伸至底板,或是以上两处均有。裂缝长度一般不超过半腹板高度,在上下缘处较宽,向中性轴方向渐细。深度能透穿腹板厚度(最严重时)。上缘裂缝一般是负弯矩所致,下缘是正弯矩裂缝。上述无锡某桥主跨仅为65m,为三跨预应力混凝土连续梁,裂缝竟多达500多条,实在惊人,如图8-24。

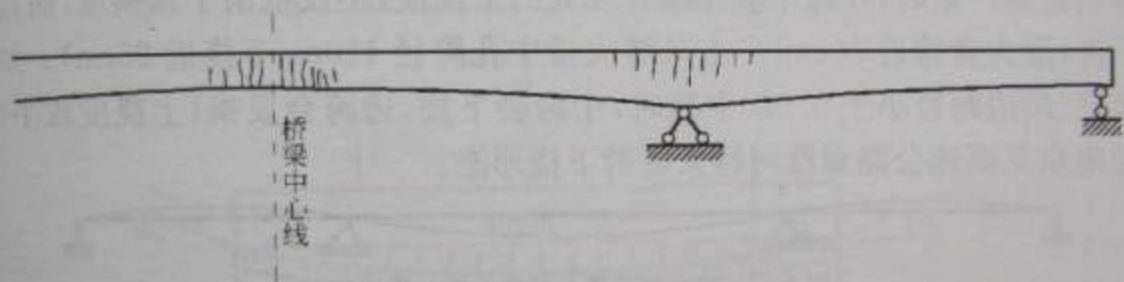


图 8-24 某桥腹板竖直裂缝形态

## 3. 底板裂缝形态

底板裂缝部分位于中跨间较多,形态分成I型和II型。I型为横桥向(包括腹板裂缝扩展至底板的延长线),有些位于底板上的齿板锚固端的下表面,常为1~3条,近齿板的最宽,远离的较细,最大宽度可超过0.2mm,严重的可裂透保护层,露见箍筋,甚至裂透底板,如图8-25;II型是顺行车方向、长度较大的裂缝,有时略斜,不完全平行于行车方向,往往出现在齿板的两侧不远处,靠齿板处的一端较宽,远端较细,见图8-25。



图 8-25 底板裂缝I型和II型形态



## 4. 翼板裂缝形态

箱梁两侧的翼板裂缝,顺行车方向,翼板与腹板交界处最甚,顶板上表面较多,腋下较少,横桥向往翼板端部减少,这是负剪滞所致,图 8-26 是某桥的翼板裂缝形态。

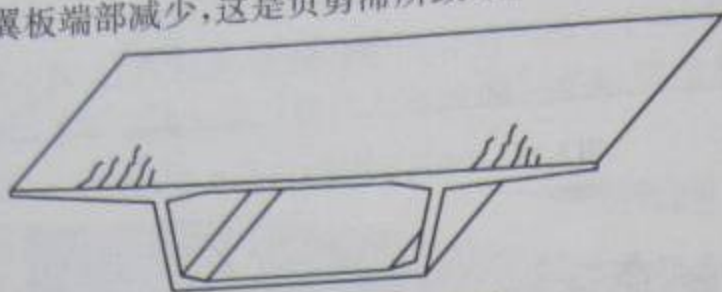


图 8-26 翼板裂缝的形态

## 5. 顶板下缘(内表面)纵向开裂状态

裂缝一般在单箱单室中最容易发生,或者箱室较宽时,位于顶板下缘的箱室跨中(横向的顶板跨中),通常一至三条,条数不多,长度都较长,甚至较宽,但未裂透。

## 6. 三跨连续梁的挠度形态

每当裂缝严重时,在跨中就伴随有较大的下挠度,不仅抵消了预拱度,而且又进一步下挠,最大者接近 30cm(广东某特大桥中孔跨径 120m,下挠近 25cm)。如为三跨连续梁、两边跨径小于 0.5L 中跨时,中跨会下挠,边跨会反拱(上挠度较小)。图 8-27 是南京某高速公路秦淮河特大桥的下挠形态。

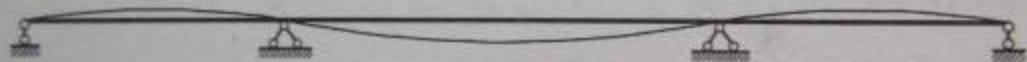


图 8-27 南京某高速公路特大桥的挠度形态

本章的前一节已初步讨论了两种极限状态,并且探讨了预应力混凝土连续箱梁的病害(指“系统”原因,并非“偶然”因素),可能与预应力施加过程中理论计算混淆了组合结构与匀质结构的区别有关,也初步分析了病害与施工方法的不合理而使极限承载力减少的原因。不管是法向应力还是主拉应力,裂缝的出现大部分是拉应力的“超标”,是因设计或施工时预应力不足引发的。那么为何预应力不足呢?再回顾一下结构设计中有关问题是必要的。

## 二、“桥规”中的三种状态

如前所述,在“桥规”中规定了两种状态下的设计原则和计算方法,以及强度、应力、变形等计算公式和图式。承载能力极限状态是按塑性理论计算的,正常使用极限状态和施工阶段是按弹性理论计算的。对于前者,“桥规”是正确的,后者用塑性理论的公式代替了弹性状态则是错误的。

“桥规”第四章首先作了三个假定,这三个假定的核心是认为结构中的钢筋(包括预应力筋束)与混凝土紧紧地握裹在一起,可视为匀质结构,即它们之间的六个自由度都是完全协调一致的,当塑性绞出现后,可按塑性理论得到六个平衡方程式(三个

线位移和三个角位移方程)。这些平衡方程对承载能力极限状态是完全成立的,但对正常使用极限状态和施工阶段却要区别对待,而且对于后张法预应力混凝土结构则是错误的,原因是“桥规”规定预应力施加的过程作为使用阶段的外力来计算预应力是错的,这时的预应力筋在波纹管内(还未压浆)与混凝土是分离的,张拉时他们有相对位移,故而两者之间是组合结构,而非匀质结构,因而预应力抵抗一期恒载的效果就低了很多,也就是说必须施加更多的预应力才能起到相同的效果,这就是说预应力不够。进一步说,对压浆后的结构极限承载力无影响,但对正常使用状态,预应力度就不够了。如图 8-28a)和 b)。

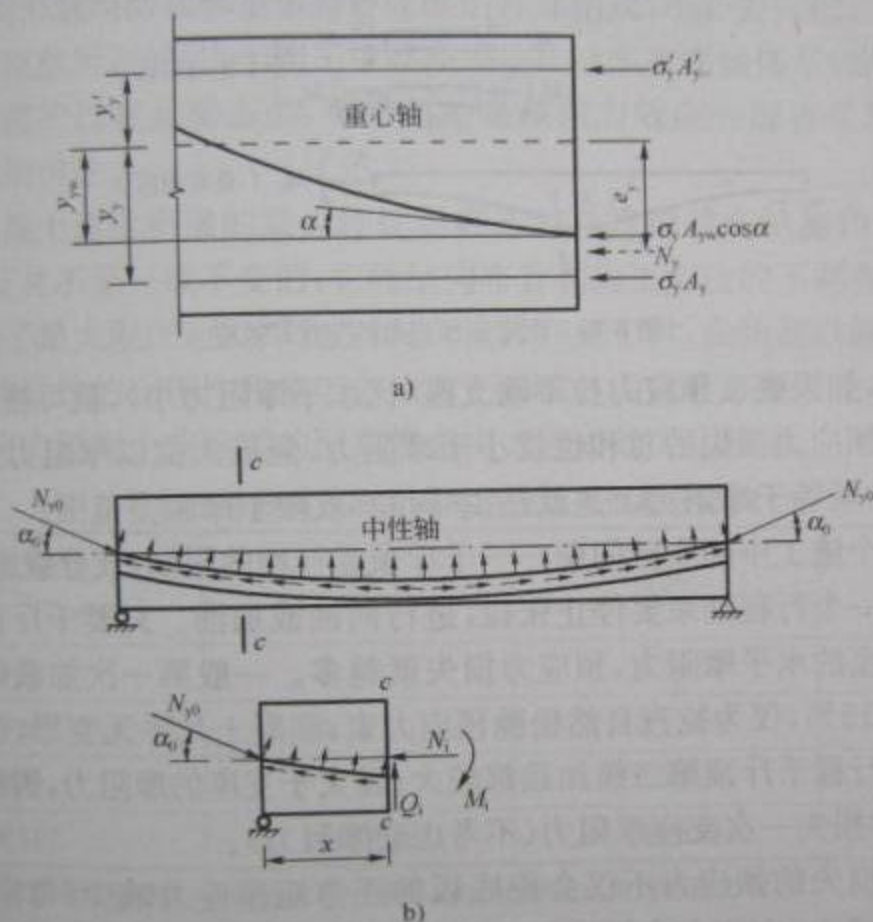


图 8-28 理论与实际的计算截面上的计算图式对比

a)“桥规”中张拉预应力钢筋时计算截面上的内力图式;b)实际张拉预应力钢筋时的计算截面上的内力图式

### 三、造成预应力不足的另一原因——“对拉”的问题

什么是“对拉”? 预应力混凝土连续箱梁内正、负弯矩预应力束往往设计成方向相反,张拉虽不同时,但张拉方向也会相反,因此常称其为“对拉”。事实上,顶板的负弯矩预应力束在形成“T”后,且张拉锚固时是静定束,而底板的正弯矩束是在形成三跨连续梁后才张拉锚固,为超静定束,如 8-29 图所示。

仍以三跨连续梁为例,合龙边跨时,从单个“T”到单跨单悬臂,边跨底板预应力



张拉前,中墩仍为临时固结状态,边跨底板正弯矩预应力筋张拉时,如不考虑边支座的水平摩阻力时,边跨可以自由伸缩,准确地说向中墩方向自由位移,水平方向仍是静定的体系,预应力使混凝土压缩,只有受压缩变形而无应力,故不产生所谓的“对拉”。但如果考虑边支座的水平摩阻力时,就是一次水平超静定结构了,正弯矩预应力束张拉时就须克服这个边支座的水平摩阻力,顶底板的正负弯矩预应力就要损失掉这个与水平摩擦力相等的预应力,也就是产生了“对拉”,而使预应力不足。

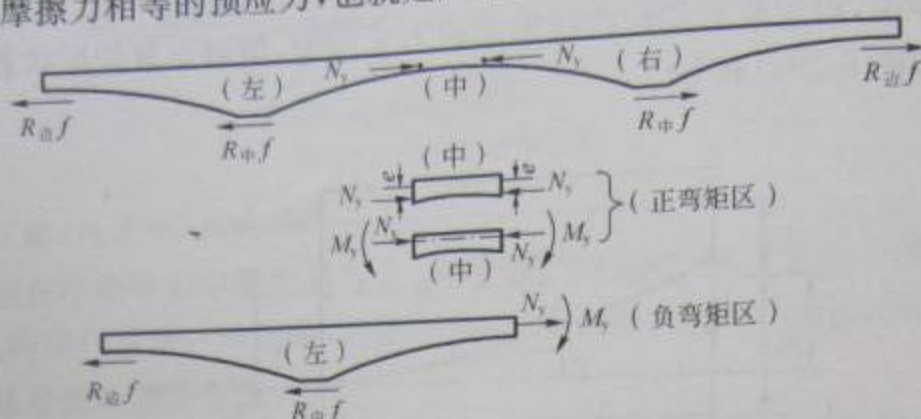


图 8-29 正弯矩预应力的“对拉”效应

具体地说,如果底板预应力拉不动支座(比水平摩阻力小),就可视水平摩阻力为约束,顶、底板预应力损失的总和也就小于摩阻力,但最大值以摩阻力为限。如果拉动了,损失的力就等于摩阻力。这就是说“对拉”仅限于摩阻力范围。

这里有一个施工中的实际问题——千斤顶受行程的限制,或分级施加预应力,即千斤顶每完成一个行程油泵要停止张拉,进行回油或加油。只要千斤顶再启动就须再一次克服支座的水平摩阻力,预应力损失就越多。一般第一次加载约占锚下控制应力的 10%~15%,仅为拉直自然松弛预应力束,混凝土几乎无变形,也就无“对拉”问题。对于大行程千斤顶第二级加载都较大,且大于支座的摩阻力,因此对于仅分为二级加载时,即损失一次支座摩阻力(不考虑动摩阻力)。

克服摩阻损失的预应力不仅会使底板的正弯矩预应力减少(每束),而且负弯矩预应力也会减少,它们由变形协调关系按刚度分配。不过负弯矩预应力的减少是随正弯矩束的多少而变化的。它们的和应等于所损失预应力的和(摩阻力的和)。

同时,正负弯矩预应力的损失还取决于支座的多少,合龙中跨时,不仅要克服边支座摩阻力,而且须克服中墩上支座的摩阻力,且大得多。因此中跨易于开裂,总和。

以扬州西北绕城大运河桥为例,该桥为 75m+120m+75m 预应力混凝土连续箱梁,当一期恒载时边支反力为  $5.38 \times 10^3$  kN,中墩支反力为  $4.12 \times 10^4$  kN,边墩摩阻力  $26.9 \times 10^3$  kN,中墩的摩阻力为  $20.6 \times 10^3$  kN,还是很可观的。

#### 四、预应力混凝土连续箱梁的设计与施工的关系

笔者不想去讨论管理体制上的事情,由于设计和施工是两个单位,甚至是两家不同的系统,这才有了设计与施工关系这个话题,甚至是两者相互脱离的问题。这是题外话,不必赘述。

但是对于预应力混凝土连续箱梁的内力效应,它是随施工方案和施工方法的不同而不同的,一旦施工方案有变,其结构内力也将随之变化,这一点是任何设计者都必须明白的;反过来,施工者亦然。预应力混凝土连续箱梁桥的病害与此关系极大。

同时,二期恒载与活载都是多跨连续梁的计算图式,不必去讨论。上述四种施工方案是指一期恒载而言的,由于施工中要经过一次或多次变换体系(或变换图式),因此一期恒载加载的过程是动态的,更重要的是该内力效应一般占总效应的60%以上。故而须详细讨论。

预应力混凝土连续箱梁的最大特征是静态时自重荷载在结构内的效应十分均匀,但这一特征并不是一成不变的,它随结构布置和施工方法的不同而不同,由表8-1显而易见。为了最大限度地发挥上述特征,设计和施工时,必须都以静态图式为最终目标,保证结构设计的合理性和施工方法的正确性。因此首先要讨论一下多孔、等跨径、等截面预应力混凝土连续梁的恒载静态内力弯矩的变化规律。

等跨径等截面预应力混凝土连续梁恒载弯矩表

表 8-1

布置形式 \ 比值	$\frac{M_{边}}{M_{中}}$	$\frac{M_{支}}{M_{中}}$	$\frac{ M_{max} }{ M_{min} }$
三等跨	3.200	4.000	4
四等跨	2.139	2.972	2.972
五等跨	1.700	2.283	3.182
六等跨以上	接近五跨	接近五跨	接近五跨

注:  $M_{边}$ —边跨的跨中弯矩;  $M_{中}$ —中间跨的跨中弯矩;  $M_{支}$ —中墩支点负弯矩绝对值。

“内力效应均匀”主要指:各跨跨中的正弯矩较接近,支点最大负弯矩绝对值与跨中正弯矩也比较接近。

从表8-1可以看到,三到五等跨布置时,相差很大。三等跨布置时边跨的正弯矩是中跨的3.2倍,支点的负弯矩绝对值是跨中正弯矩的4倍;五跨布置时,边跨跨中是中跨的3.2倍,支点的负弯矩绝对值是跨中正弯矩的2.972倍;支点的负弯矩最大的与中跨跨中的正弯矩之比减小到1.700倍,几乎缩小了88.2%;支点的负弯矩最大的绝对值与中跨正弯矩之比也减小到2.283,更是减小了75.2%。由此可见,同样是等跨布置,五跨比三跨就合理得多。因此对于等跨等截面一联多孔预应力混凝土连续箱梁,不宜少于四跨,以五跨一联为好!

一些设计为了减小工作量,往往以边跨的弯矩控制设计或者以中跨控制设计,由于一联孔数较多,又是多联,故投资浪费是惊人的。为此工程师首先应缩小边跨跨



径,以便使边跨与中跨的最大正弯矩能接近(即均匀),而其余各跨(中间跨)宜以等跨布置。这一点对高等公路的多孔、等跨长大桥尤为重要。

## 五、预应力混凝土连续箱梁的裂缝分析与防治

裂缝的形态无论多少种,但其混凝土裂缝或破坏的力学原因则仅有一种,即裂缝两侧的拉应力所致。对于预应力混凝土连续梁裂缝的原因重点在于拉应力,即弯矩裂缝和主拉应力裂缝。以上两节已初步分析了“系统原因”,现在让我们进一步作分析。

预应力混凝土连续箱梁规律性开裂、下挠的原因归结起来有如下几点:

(1)桥规所依据的结构理论与实际结构不符,特别是预应力效应计算图式是组合结构,而不是设计理论所假定的平面匀质结构。

(2)预应力作为使用阶段的外力来计算其内力效应时,应遵循弹性理论而不能借用塑性理论。由于不是破坏阶段,因此原计算公式应商榷。

(3)正确理解设计与施工的关系,其中一期恒载的内力效应随施工方案、方法的不同而不同。特别是不正确地进行体系转换,会使预应力不足或偏多。

(4)悬浇预应力混凝土连续箱梁病害的原因可能较多,但除了上述病害原因以外,还与 85“桥规”中就混凝土收缩徐变和温度应力的影响估计不足有关,特别是收缩与徐变。

在此,收缩的影响主要指水泥混凝土由半液态过渡到固态时的收缩(不包括失水干缩)。这种收缩都会产生应变,但不一定都产生应力。只当沿收缩的方向上有约束时,才会产生应力。比如浇筑混凝土的底模,不管其是现浇还是预制,虽然底模的摩阻力在出模时会消失,但如果已经使梁体产生拉应力裂缝,那么这种裂缝就再也不会自动愈合。又如现浇叠合梁混凝土因行车道板下的剪力钉和钢梁。不管是现浇混凝土,还是预应力张拉时都是同方向上的约束。

那么悬浇预应力混凝土连续箱梁也是现浇混凝土,如不及时拆模,即使不出现裂缝,混凝土凝固后,混凝土内的密实性也会降低,从而降低抗拉性能,实际结构的抗拉性能可能比小试件的抗拉性能要降低。

关于徐变,则是在徐变方向上有恒定的压应力所致,如预压应力。85“桥规”考虑单一,其考虑的影响要比新“桥规”偏低 5%~10%。

老“桥规”对温度应力同样估计偏低,对预应力混凝土连续梁主要是支座摩阻对纵向温度位移的约束作用以及温度梯度对梁体的影响,这在本章第一节中已详细阐述。

(5)其他原因:如汽车荷载的超载、混凝土和预应力施工的不均匀因素等。

具体地说,本节第一部分中提到的第 1、2、6 裂缝形态的成因与防治如下:

(1)预应力效应的计算模式有误,是组合结构而不是均质结构,使一期恒载的抗弯能力下降了 20%~30%,更不能用塑性工作状态代替弹性工作状态。

(2)一期恒载的内力效应未从悬臂梁转换成连续梁体系,支点负弯矩和中支反力都增加了约20%~30%,也就是说虽然合龙了,但一期恒载仍然是单跨单悬臂梁,(三跨连续)不是连续梁的内力分布。

(3)“对拉”使正弯矩区的预应力引发正负弯矩的重分配,或者说正弯矩预应力效应是超静定结构,增加了负弯矩区的拉应力和负弯矩。

(4)对混凝土收缩与徐变以及温差影响的估计不足。

(5)构造原因是未设计腹板的弯起钢筋,竖向预应力效率较低。

(6)施工中的不均匀性和超载等也是“系统”问题,并非偶然。

为从根本上防治,则是要修正规范,克服设计的误区,正确地理解设计与施工的关系,同时加强施工管理,提高施工质量,并加强交通管理,减小超载的影响。

裂缝形态3、4的原因和防治在第一节已阐述,有时也因齿板和翼板配筋不够或无防崩筋的设计,同时要求缓慢张拉。

裂缝形态5:则要在设计注意事项中对芯模加强刚度和整体性。

## 第四节 支架现浇预应力混凝土、钢筋混凝土连续箱梁的病害与防治

目前,江苏省预应力混凝土和普通混凝土连续箱梁开裂较多,其中主跨50m以下的有支架现浇预应力混凝土和钢筋混凝土连续箱梁的开裂病害当属一类(不同于悬浇预应力混凝土连续箱梁),其病害原因长期含糊不清,现介绍两座桥的病害进行分析。

### 一、某有支架现浇预应力混凝土连续箱梁桥

#### 1. 工程概况

某港区高架桥为有支架现浇预应力混凝土连续梁桥,30m+40m+30m单箱三室,全宽18.5m,箱梁底板全宽12.5m,单室宽3.55~3.8m,等高梁2.494m,顶板最小厚度25cm,横截面细部尺寸如图8-30,一期恒载即发现严重裂缝。

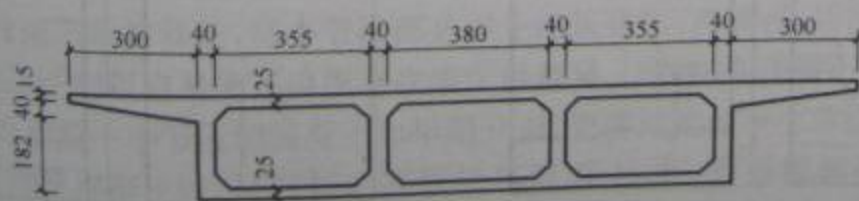


图8-30 某桥横截面尺寸(尺寸单位:cm)

#### 2. 箱室顶板与腹板裂缝病害的形态(皆内表面)

(1)顶板横桥向裂缝:如图8-31五、六号箱室,图8-32四、五号箱室;



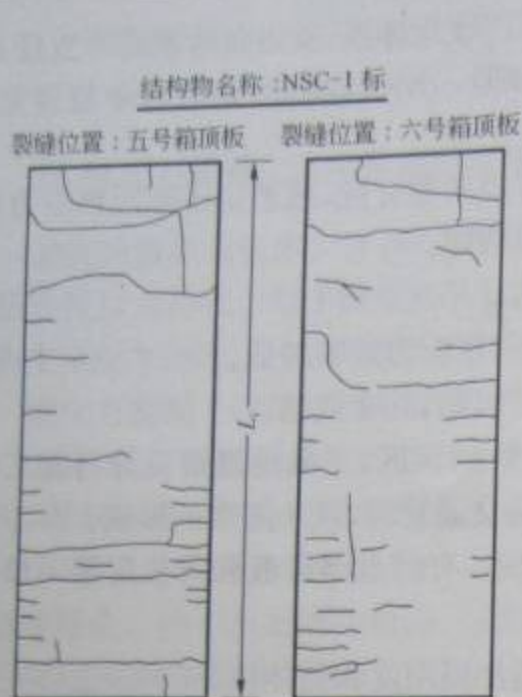


图 8-31 裂缝检查记录(顶板下缘)

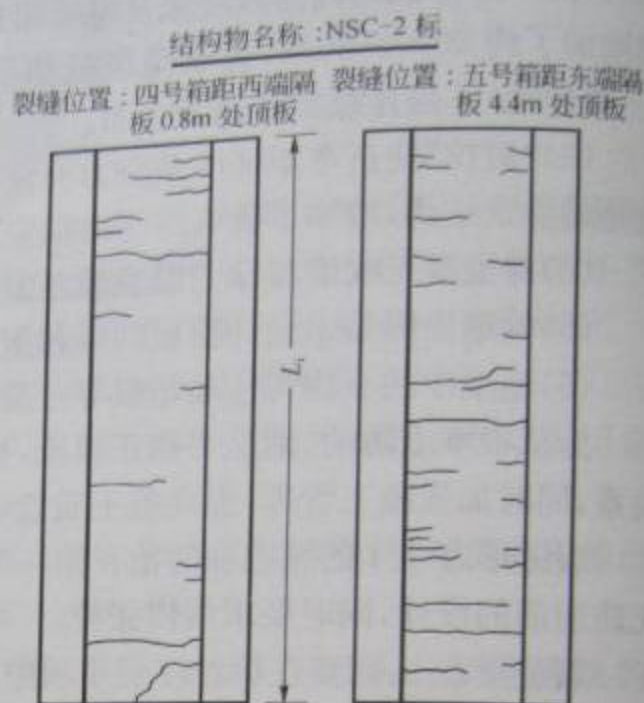


图 8-32 裂缝检查记录(顶板下缘)

- (2) 顶板纵向裂缝: 如图 8-33 八、九号箱室; (大多数情况下只有跨中有裂缝)
- (3) 顶板交叉形裂纹: 如图 8-34 三、四号箱室;

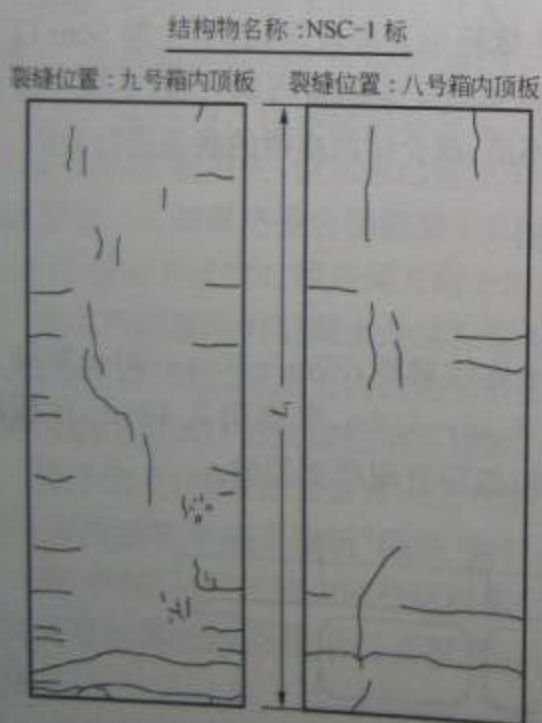


图 8-33 裂缝检查记录(顶板下缘)

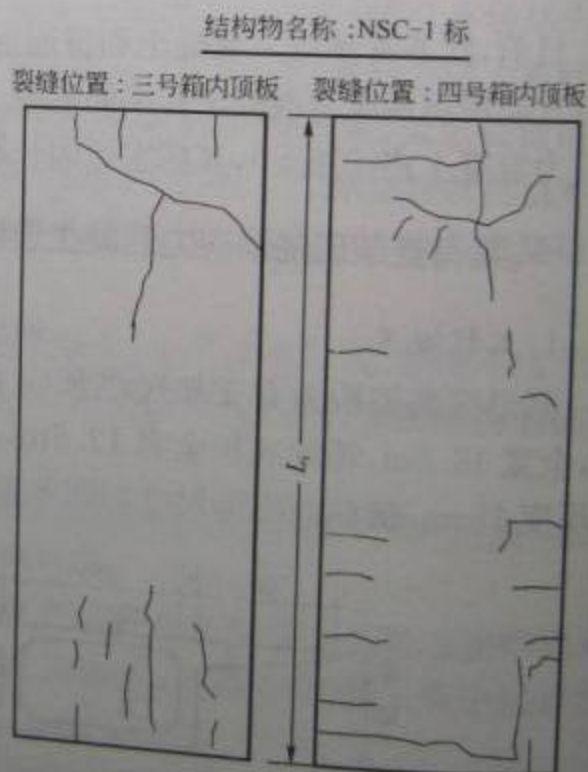


图 8-34 裂缝检查记录(顶板下缘)

- (4) 腹板内侧竖向裂纹: 如图 8-35 三、六号箱室;
- (5) 腹板与底板交角处有许多“狗洞”、“蜂窝”、“麻面”。

结构物名称: NSC-2 标

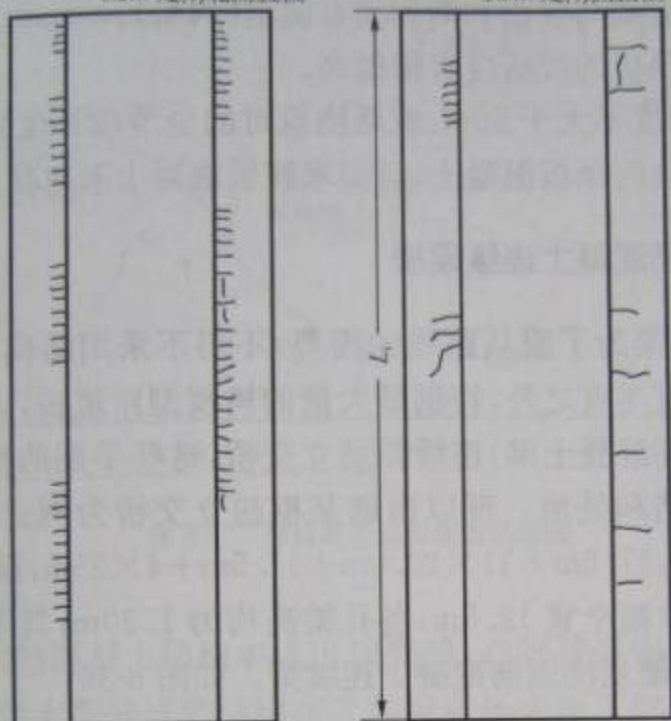
裂缝位置: 三号箱距东端隔板  
0.2m 处南北侧腹板裂缝位置: 六号箱距东端隔板  
5.5m 处南侧腹板

图 8-35 裂缝检查记录(顶板下缘)

### 3. 裂缝原因分析与设计防治

顶板裂缝在大多数情况下位于单箱单室的横桥向跨中下缘, 由于箱室支架未能预压(特别是支架刚度不够时), 顶板的模板又不设预抛高, 因而支架的变形过大, 常见箱室顶板跨中有沿纵向(顺行车方向)裂缝, 而且在二期恒载施工后即出现。

当如图 8-31、图 8-35 的顶板、腹板上同时出现裂缝时, 图示的形态, 就是由于内支架的竖、横向刚度不够, 多向变形过大所致, 主要是由于箱室内支架的底面、两侧面都未能固定(约束), 施工中浇筑、振捣时使支架移动, 扰动了已浇好的混凝土而早期开裂。

混凝土(但未完全凝固)开裂, 还在于施工单位浇筑混凝土的顺序和每次浇筑的节段长度不当。由于箱梁截面的特点和施工难度, 现浇筑混凝土是长度沿跨径方向按每一小节段地向前推移的, 每一小节段都必须先浇筑底板, 再腹板, 后顶板, 故每一节段都不宜过长, 否则很容易使三块板有收缩变形差异。这样, 在浇筑下一节段时就常因内支架扰动前一小节段的混凝土而早期开裂, 更多地是前一小节段的顶板开裂。

同时, 在浇筑混凝土时, 从腹板向底板挤压混凝土, 底、腹板模板都已提前安装好, 因此底板混凝土较多是易流动的砂浆, 而少骨料, 故强度不够。因此, 腹板与底板交角处多“狗洞”等病害。

这就是施工造成箱室内表面早期开裂的原因, 与箱室外表面混凝土的裂缝是有区别的。





墩顶的箱梁无此类结构裂缝,而且翼板裂缝也十分严重,多达几十条,最大宽度0.2mm,也都是混凝土的早期裂缝。

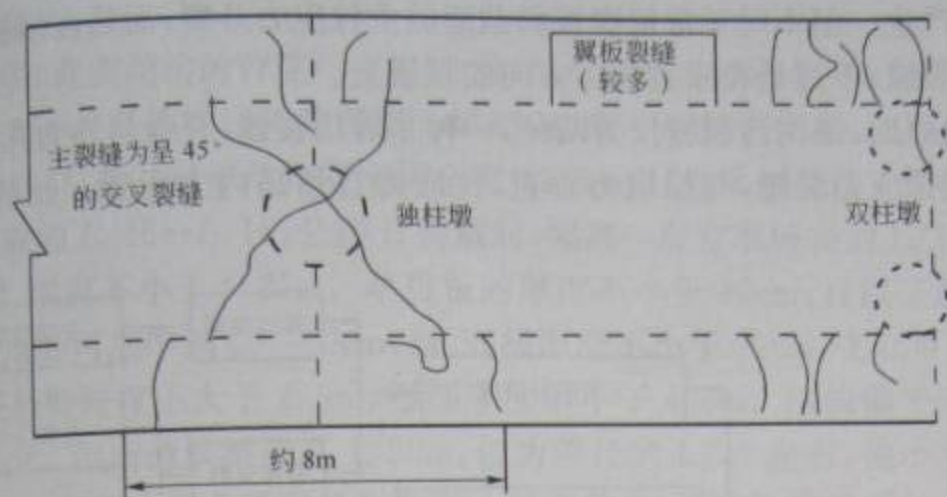


图 8-37 独柱墩顶箱梁顶板斜裂缝

## 2. 裂缝原因分析

有意见认为,钢筋混凝土结构本该出现裂缝,否则普通钢筋不能受力,只要控制好裂缝宽度即可。但大部分这类结构在二期恒载还未施工时就出现裂缝,更谈不上有活载时,因此这类病害还是不正常的。

(1)病因一:无论是预应力混凝土连续梁还是钢筋混凝土连续梁,采用有支架现浇混凝土施工时,虽然施工周期短、速度快、工艺简单、技术要求低,但也最有可能出现病害,其最大原因当属混凝土收缩和底模摩阻大于其他施工方法,早期开裂的严重性大出工程师们所料,现在理应引起足够的重视。

(2)病因二:早期高速公路过分追求箱型梁的扁平率,设计了过大的跨度(有些甚至超过30m),又采用较小的梁高,加之弯、坡、斜、树杈,形状奇特,刚度不够更加剧了这类病害的发生。

(3)病因三:由于设计采用了较小的梁高,很容易引起极限承载力不够,而这种等跨等高一联的边跨恒载正弯矩远大于中间各跨,如前所述,边跨的正弯矩在三跨一联时,是中跨的3.2倍,四跨一联时,是2.139倍,即使是大于五跨一联时也达1.7倍。但设计时大多按中间跨控制设计,因此边跨跨中的正弯矩极限承载力不够,反之如设计按此边跨控制又将浪费太大。另外,收缩、摩阻力变形也是边跨最大,温度应力的变形也最大。因此底板裂缝这类病害,也就最为严重。

以上三种病因在常规桥中极为普遍。

(4)病因特例:箱梁顶板45°的斜裂缝是结构裂缝的特例,这是在支架拆除后发现的。一期恒载已对独柱墩顶的箱梁形成了两个方向的负弯矩,当横桥向双悬臂长12.5m/2,而纵桥向跨径25m时,对墩顶纵向产生的负弯矩 $M_{纵支}$ 与双悬臂负弯矩 $M_{横支}$ 几乎正好相当。因此两个相近的负弯矩在45°方向就形成了他们的合力,故斜



裂缝就在其垂直合力弯矩的方向上。这个合力弯矩近似  $M_{\text{合}} = \sqrt{2}M_{\text{纵}}$  或  $M_{\text{合}} = \sqrt{2}M_{\text{横}}$ ，也就是纵向或横向弯矩的 1.4 倍(约)。因而，横隔板一侧的两条几乎正交的顶板裂缝皆同理而产生。但不同于常规腹板斜截面的主拉应力开裂，而是在顶板的上缘，也是主拉应力裂缝，不过是在垂直桥面方向的顶板上。

(5) 其他原因：结构性裂缝仅为两种，一种是剪切裂缝，裂缝与外力几乎平行或斜交；另一种受拉应力裂缝，与拉应力垂直，拉应力自然是内力所致。此桥属后者，见图 8-38。

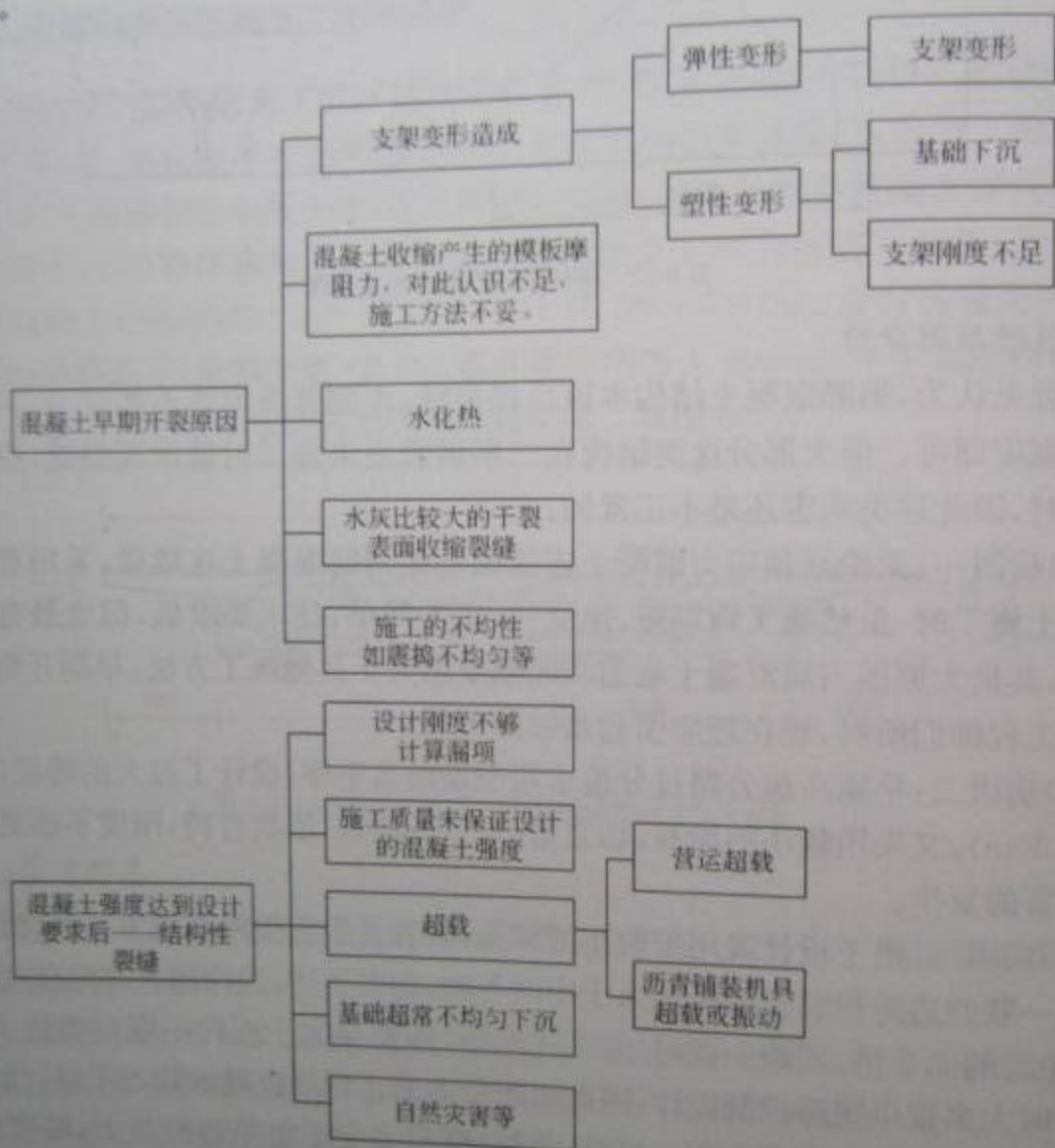


图 8-38 混凝土结构性裂缝分析

应该指出的是：结构性裂缝不同于破坏性裂缝，后者是前者的极限状态，结构性裂缝大部分是因混凝土中的拉应力超过允许的拉应力值(设计强度)所致。

(6) 水化热裂缝：某江边码头引桥为多孔 15.0m 的钢筋混凝土空心板，江边二孔在下午六点拆模，混凝土质量正常，但当天夜里突然大风降温近  $15^{\circ}\text{C}$ ，第二天早上即发现底板开裂严重，且为等间距、横桥向，第二夜又降温数度，裂缝进一度加宽、加深，

数量也加多。但是一般混凝土早期开裂和混凝土强度达设计要求后的结构性裂缝不同,原因还有很多,我们大致可以分析如下(图 8-39)。

### 3. 设计防治

实践证明,此类结构的跨度不宜超过 22.0m,梁高不得小于 1.40m,现浇段的长度也应小于 35m。具体设计钢筋混凝土梁时,跨度一般较宜采用 20.0m 以内,边跨取中跨的 0.65 左右。对于单箱双室桥全宽 12.5m,且当采用公路 I 级荷载标准时,梁高一般宜取的  $L/16 \sim L/15$ ,公路 II 级荷载时,梁高一般宜取跨径的  $L/17 \sim L/16$ ,跨径 20.0m 时,梁高不小于 1.25m。单腹板的厚度不小于 40cm,且以三腹板(单箱双室)为宜,支点处可加厚到 50~60cm,顶、底板厚应不小于 20cm,支点可加厚至 40~50cm。翼板悬臂跨度不大于 2.5m,根部厚度不小于 40cm。结构偏于安全,病害可以大幅度减少。但南通该桥梁高 1.20m,仅为跨径的  $L/21$  左右,偏小得太多,结构的刚度不足,病害如此严重就不足为怪了。对于单箱单室时,应该设计更大的梁高,并加大其他尺寸。

普通混凝土连续箱梁不宜设计独柱墩。

对于混凝土的早期开裂,应设计好地基和支架刚度,同时应分孔浇筑混凝土,在中墩顶合龙,这样可以减短现浇混凝土的长度,有效防止底模摩阻力的影响,也不排除使用增滑剂等材料,这一点与现浇预应力混凝土连续箱梁是一样的。

另一种行之有效的办法是沿全长、全宽的范围内贴福特斯透水模布(丹麦产),此法在浙江海湾大桥中得到成功应用。

其次,对于水化热裂缝,防止的有效办法除增加水冷设计、降低混凝土入模温度、分层浇注等措施外,应在施工注意事项中写明,拆模温度应选择在升温时进行,且尽可能迟拆模板等等。

## 第五节 下承式预应力混凝土系杆拱桥的病害与防治

近十几年,下承式预应力混凝土系杆拱桥的修建越来越多(以下简称下承式预应力混凝土系杆拱桥),跨度也越来越大,这就难免会出现这样或那样的质量问题,有些是偶然的,但也有些是因为对这种结构还有理解上的误区。前者并不奇怪,后者只要意识到某些认识上的误区,也是可以预防和根治的。下面就对拱肋、系杆、吊杆的病害分别阐述。

### 一、普通混凝土拱肋的病害

拱肋的病害分为可见病害和不可见病害两种,前者是指常见的内力结构设计错误;另一种是混凝土表面有一定深度的裂缝和挠度。前者是隐形的,只有当发展到一定程度后才表现为后者。



(1) 隐形病害: 下承式预应力混凝土系杆拱肋发生病害的一个重要原因是未按拱式结构体系进行设计, 因其改变了大圉工体积, 外部又是静定的边界条件, 即克服了对外部的推力和弯矩的复杂受力特征, 因此有人认为该结构不是拱结构, 自然不会按其进行设计。其实这是一种误解, 下承式预应力混凝土系杆拱桥不仅是拱结构, 而且是推力自平衡的拱结构体系。

上述结构单就拱肋而言, 下承式预应力混凝土系杆拱如拿掉系杆后, 其外部就都有了水平推力, 如图 8-39, 与无绞拱就完全一样了。

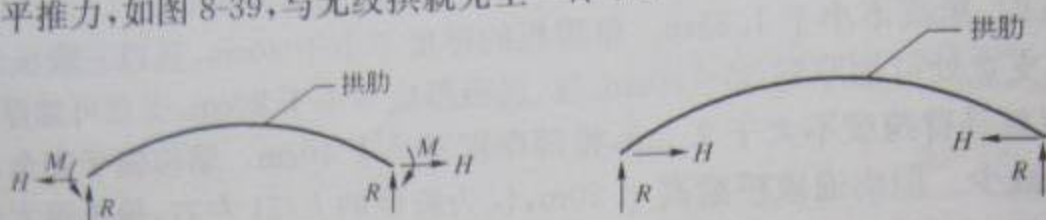


图 8-39 无绞拱与下承式预应力混凝土系杆拱肋的受力图示

如果双绞拱算拱结构体系, 那么下承式系杆拱当然也就是拱结构体系了。上述仅就边界条件而言, 更为重要的是拱的特征, 即拱肋能够设计成恒载时为无偏心或小偏心的受压结构, 有了这种压应力储备, 其后的活载产生的拉应力, 都可以被平衡掉, 因而在正常使用阶段, 拱肋完全是受压结构或者仅有少量的、小于混凝土允许的设计抗拉强度的拉应力。

为了能做到这一点, 同样须多次调整拱轴系数  $m$  值, 使拱轴线与一般为悬链线或二次抛物线与上部恒载压力线完全重合, 因此对于一般上部结构自重较轻的设计, 取  $m=1$  较宜, 或者略大半级左右, 总之, 不宜大于 1.167, 如图 8-40。

但有些设计截面尺寸偏大很多或配筋较多, 因而随意取较高的  $m$  值, 表面看也是拱, 实际上并无拱的特征, 严格地说仅仅是曲梁而已, 因为拱肋偏心距过大, 压应力储备太小, 并非合理的、优秀的设计, 这就是一种看不见的病害。

另一种病害就是对吊杆施加过大的预应力, 人为地使拱肋成为大偏心受压, 未顾及使用阶段的活载等还会产生弯矩, 因而会出现开裂病害, 如图 8-41。

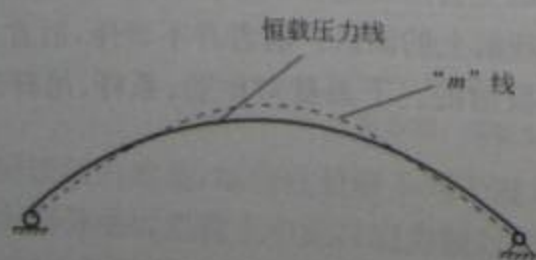


图 8-40 “m”拱轴线和恒载压力线

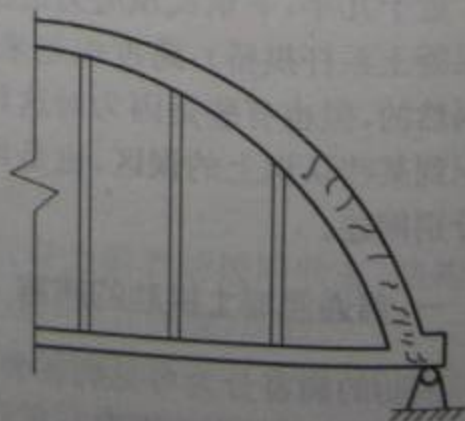


图 8-41 某桥拱桥裂缝

江苏省高速公路上有一座单跨 70m 预应力混凝土系杆拱桥,在张拉吊杆过程中,拱脚就出现较严重的裂缝,如图 8-42。

(2) 可见病害:主要表现在拱脚节段,拱脚裂缝有二种形态:

① 形态 I:裂缝方向:垂直于拱肋上缘的负弯矩裂缝。

裂缝部位:大部分集中于第一根吊杆与支座顶面的拱脚区域,且在四个拱脚段基本一致;

裂缝长宽:大部分不超过半拱肋高,最长约 20cm,最宽的达 0.25mm,(超过普通混凝土构件允许的 0.2mm 的规范规定);

裂缝数量:约有 15 条之多。

② 形态 II:裂缝方向:与水平线交角  $40^\circ$  左右的斜裂缝(主拉应力);

裂缝部位:全桥一致,均在支座顶面附近的拱脚段;

裂缝长宽:最长约 25cm,最宽的达 0.26mm;

裂缝数量:每个拱脚 3~5 条。

(3) 病因分析

所有的裂缝均在吊杆张拉过程中发生。吊杆的设计张拉力为 1000~1200kN,其中恒载张拉力为 35~45kN,活载约为 650~800kN。该桥就是在成桥过程中,把活载在吊杆中产生的拉力,在施工阶段提前作为预应力施加给吊杆,就会把拱肋向下压扁,系杆则会向上拱起。这时  $L/4$  至拱顶区的拱肋的正弯矩较大,而拱脚区的拱肋负弯矩也过大,从而造成了上述两区域的弯矩裂缝。同时过大的吊杆张力又使拱脚产生较大的水平推力,从而使拱脚出现了主拉应力斜裂缝。

事实上,吊杆本身是轴向受拉的钢结构,并不需要任何的预应力。一般地说,吊杆设计时可以采用较大的刚度,仅用恒载在吊杆内的拉力以便施工成桥。有时为了脱离支架,完成体系转换,而施加略大于恒载在吊杆中产生的拉力(略多于 10.0%  $N_H$ )作为预应力。把活载产生的吊杆张力也作为预应力施加于吊杆,这又是一种误解,故而发生了上述质量问题。何况在使用阶段时,活载上桥后,还将在原已张拉过的吊杆中产生活载拉力。

有一点须说明的是,由恒载算得的吊杆拉力,反过来又以此拉力为张拉力加给吊杆时,吊杆得到的是小于原拉力的新内力,这是因为吊杆的内力是通过上拱肋和下系杆两节点的变形协调关系求得的,也就是说这一张拉力的分力会变成吊杆的新内力,因而它小于原拉力。

是因为是通过拱肋和系杆的变形才传递给吊杆的套管压力成为预压应力,那么套管能得到多少预应力呢? 既不明确,也不直观,只有计算后才清楚。再说拱肋在偏心受压时(拱肋轴线呈斜曲线),有弯矩传给吊杆,加之吊杆大部分的长细比又较大,易产生侧向的较大变形。



但是在设计吊杆极限承载能力时,应将恒、活载等组合后进行配筋,而且对吊杆的下料长度,也应事先计算,并扣除有活载时的伸长量,宜以高程控制为佳。

## 二、预应力混凝土系杆上的病害

预应力混凝土系杆上的病害有两类,一类是设计、施工人员不清楚下承式预应力混凝土系杆拱是内力自平衡体系;另一类是过大的吊杆预应力加之温度上升或下降,引起系杆上缘开裂和拱肋下缘开裂。

在第一类病害中,往往提前施加给系杆的预应力偏小,系杆上产生的几乎平行的环状的裂缝,如图 8-42。

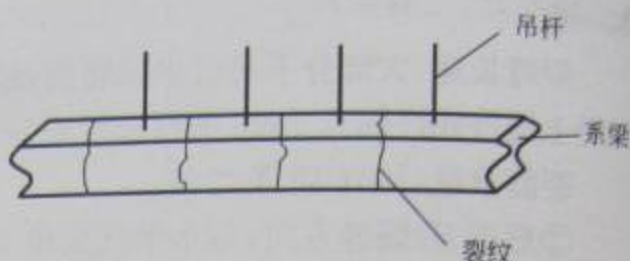


图 8-42 系杆环状裂缝(局部)图

具体又分为:

(1)第一类病害:预应力混凝土系杆的预应力偏小。

①裂缝形态:环形,沿系杆全周长。裂缝等宽,间距也几乎相等,纵向范围几乎遍布整根系杆全长。

②病因分析:由于拱脚的水平推力是拱结构的自重与活载产生的,且由系杆的预应力来平衡,特别是大跨度时随自重的增加而增加,这就使水平推力很大,但系杆每一次施加的预应力却不能很大,因此必须分期分批施加,这样就出现了不断寻求平衡的过程,一般有三自平衡过程,如图 8-43。

这三次自平衡过程只要出现一次预应力偏小,就有可能出现上述病害。

(2)第二类病害,如图 8-44 所示。

①裂缝形态以  $L/4$  附近二根吊杆处的系杆顶面最为严重,横桥向往往延伸至侧面,裂缝不但很长,而且很宽,特别是夏季尤甚,冬天裂缝会合龙。而靠近拱脚和跨中段的系杆裂缝则较少(冬季时,裂缝位于  $L/4 \sim 3L/4$  段的拱肋下缘)。

②病因分析:系杆上的第二种病害是由于吊杆的张拉力过大,系杆被拱肋、吊杆向上拱起,产生过大的负弯矩,顶面极易开裂,南京大厂某桥就发生了这样的病害。

另一病因是钢管混凝土系杆拱,采用预应力混凝土系杆时,更应该计算结构杆件间的温度差。据某施工单位介绍,70m 系杆夏季向上拱起 2~4cm,因此设计时不应忽略这一影响。

为什么夏季最甚,是因为钢管拱肋与混凝土系杆的温度差引起的,夏季气温升高后钢结构拱肋和吊杆吸热快,升温高,很容易向上拱起(拱肋受负弯矩),带动了吸热慢、升温低的系杆也向上拱起,这时裂缝是最严重的。相反冬季拱肋收缩,向下沉降,带动系杆也就向下沉,都受正弯矩的作用。

(3)第三类病害:由采用钢结构劲性骨架产生的,如图 8-45。

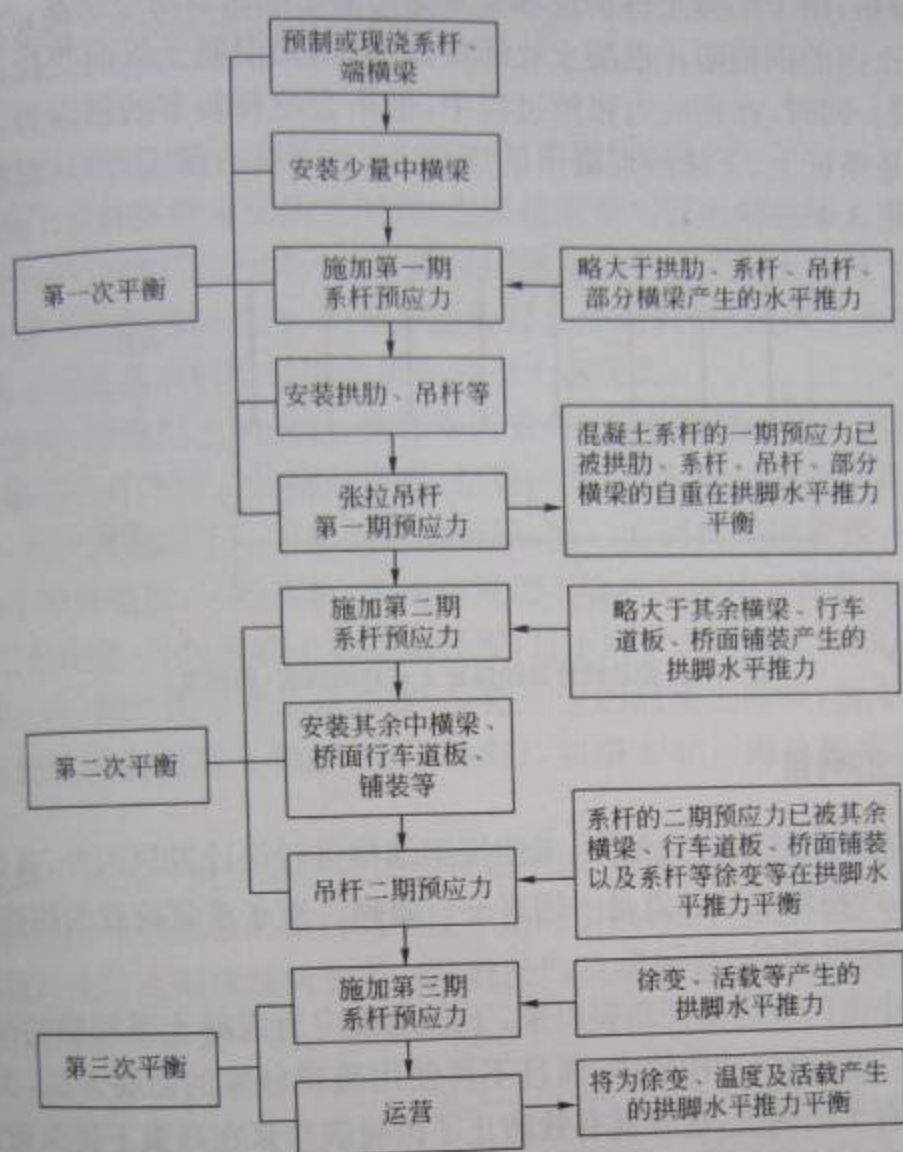


图 8-43 预应力混凝土系杆的自平衡过程图

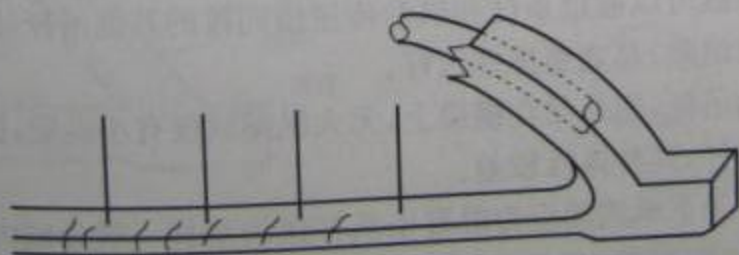


图 8-44 钢管系杆拱混凝土系杆上表面靠吊杆处横桥向开裂

①裂缝形态：裂缝部位在预应力混凝土系杆的侧面（正反两面），沿系杆全长，等间距沿梁高分布，少数箱型系杆的顶底面也有裂缝（长度：沿梁高上不到顶，下不到底；宽度：一般小于0.1mm；深度：仅限于混凝土保护层内），都在劲性钢桁的竖直桁架的对应混凝土外表面。



②病因分析:由于混凝土保护层和竖直钢桁梁之间未设防裂钢筋,当混凝土收缩徐变时,混凝土内的钢桁阻止混凝土收缩或徐变,因而混凝土纵向受拉,使混凝土保护层竖向开裂。同时,在预应力张拉过程中,钢桁会吃掉较多的预应力,减少了混凝土面积(特别是系杆上、下缘的混凝土的压应力)上应得的预应力,从而容易引发上、下缘开裂,如图 8-45。

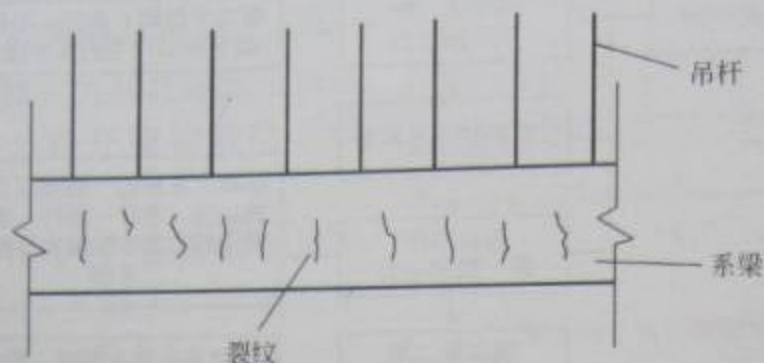


图 8-45 带劲性骨架的混凝土系杆的病害(局部图)

### 三、吊杆上的病害

吊杆的病害除上述预应力偏大、未能按钢结构进行设计等原因外,其他主要是吊杆防锈和防水,严格地说这二者是一回事——防锈。至于重复荷载的防疲劳问题,尚无病例,还一时难以谈起。

自从宜宾小南门桥边吊杆断裂以来,下承式预应力混凝土系杆拱的吊杆都采用上下两端带绞、加强的钢结构较多,而且不再使用硫磺砂浆的防腐方法,大部分在钢套管内改用小石子混凝土,这样就有效防止了因硫磺砂浆在高温下流失而无法防锈,而且张拉的预应力筋锈蚀快于常规钢筋的 6 倍;另一方面,小南门桥是中承式拱桥,不同于下承式系杆拱,其吊杆下面的承吊结构是不一样的,后者有刚度较大的连续系杆。每根吊杆的活载可以通过系杆和拱肋传递给同排的其他吊杆(纵向、横向)分担,不会过于集中,(对活载)总之整体性较好。

而中承式拱的吊杆,则是吊在横梁上,无大纵梁或仅有小纵梁,孤军作战,不能分散给纵向的其他吊杆,其整体性较差。

另一点差别在于下承式预应力混凝土系杆拱的吊杆一般分成内外两部分,内是钢绞线,外为除锈的钢套管,二者之间还有小石子混凝土保护。中承式系杆拱的吊杆,下承中横梁,如秋千一般不使用预应力钢材,防锈要求也会低一些。

所以国内第一座下承式预应力混凝土系杆拱自 1987 年设计、1990 年底建成以来(江苏云阳大桥)还未更换过吊杆。

近来吊杆使用成品束加 PE 管,更有效地防锈,且吊杆的上、下端增设有防水和阻尼装置。

#### 四、钢管混凝土系杆拱桥的主要病害

##### (1) 第一类病害

①病害形态、离析,形不成整体受力,更无“圆箍”作用。

钢管混凝土系杆拱的常见质量问题,主要是钢管与管内的混凝土离析,用木棒敲击拱肋时,会听到“崆崆”的声响。这种质量问题除了泵送混凝土时排气孔偏少、水灰比偏大、坍落度不合理等因素外,大部分是经过几年运营后,出现了大范围的离析现象,不同于施工因素造成的小范围离析和混凝土不密实。

②病因分析:除混凝土的收缩、徐变等因素外,其主要原因还是钢管与管内混凝土导热系数不一样所致。特别是夏季,钢管传热很快,大量吸收了高温的热量,并迅速地膨胀,而管内混凝土一方面被钢管所隔,另一方面传热速度慢,这样必然会两者分离。但冬季则相反,一旦离析,无论冬夏都不会再形成均一的整体。

(2) 第二类病害:外包混凝土的拱脚开裂,且不同于上述情况,这是因为钢结构拱脚伸入混凝土内,钢结构夏季迅速膨胀,会把外包的混凝土胀裂,而冬季则相反,钢结构拱肋又把外包的混凝土拉裂(沿拱轴向),如图 8-46。南京栖霞大道某桥便是一例。

钢管混凝土的另一病害形态是拱肋腹板外胀(俗称“鼓肚”),拱肋的两圆钢管之间以钢缀板连结,当钢腹板的横桥向刚度不足时引起,由于泵送混凝土的径向压力较大,使钢缀板产生较大的横桥向变形,即“鼓肚”,只须加强横桥向联系或加厚腹板防止即可。南京南渡桥就是一例。如图 8-47。

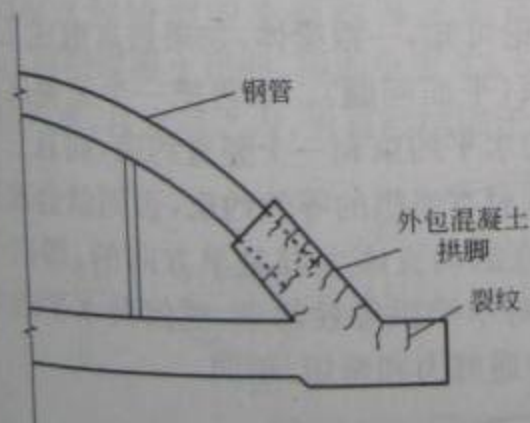


图 8-46 拱脚开裂

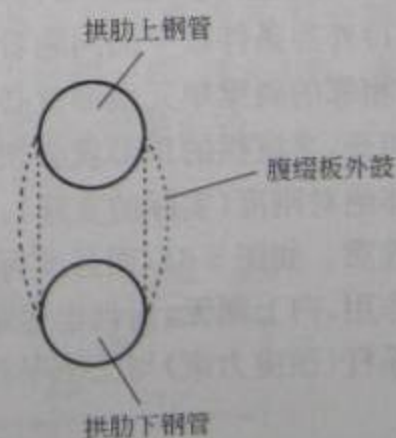


图 8-47 钢管鼓肚

钢管混凝土之所以用钢管外包,一方面是为了解决下承式拱肋较高,施工难度大的困难,以及钢结构有较好的抗拉性能;另一方面是为了发挥钢管结构对混凝土“套箍”的作用。但是钢管与混凝土离析后,这种作用就无从谈起了,其整体作用也就大大降低。

至于防止上述质量问题,当为中小跨度时,较细的单根钢管可增加外包聚丙烯



PE 防热;对于大跨度,最好使用型钢结构作为加劲拱肋,再外包混凝土,这样也可减少后期钢结构的养护。也可以合理安排工期,拱肋在夏季最高温度时合龙(提高合龙温度),这样,拱肋尽可能地只有降温的影响(会“箍”紧)。

同时也需留足够多的排气孔和隔仓,一般对百 m 跨度的拱肋最好设计有三处隔仓。

## 第六节 飞鸟型中承式系杆拱的病害与防治

对于“飞鸟型中承式系杆拱”这个名称,由于没有针对性的设计规范,称谓无法统一。有人认为可用“中承式拱连续梁拱组合式桥梁”称谓,但倘若“加劲梁刚度为零”,那么连续梁就无从说起,因此还是暂借飞鸟型中承式系杆拱称谓还贴切一些。至于为什么叫“系杆”拱,那是因为近几年设计的柔性系杆贯穿全桥,并锚于边孔拱顶,才冠以系杆拱之称。

### 一、飞鸟型中承式系杆拱的边跨为曲梁

且不说无纵向连续的加劲梁能否算是“梁拱组合”,因而有些书中说:“预应力束放松……边跨的拱实际上是一段曲梁”,可能很容易被读者误认为:预应力束不放松,就可以是拱结构了。事实上即使预应力束(柔性系杆)张拉锚固后,也不是拱结构,只能说是竖向的曲梁。

这种桥型的成败有二大关键:一是中孔的施工,二是半波型边孔的结构设计,就后者能否将曲梁设计成拱结构而言,应有如下两个条件:

(1)外界条件以平面问题看,由有限元理论可知,一根梁体,如果被离散成几个单元,每相邻的两梁单元端部就必须有三个约束(平面问题)。如再把一个完整的拱在拱顶切开,半波拱的顶部就必须有二个平行的水平约束和一个竖直约束,而且三个约束并非绝对刚度(实际的支座),而是与另半拱对本半拱的等效约束,否则就会改变结构的性质。如图 8-48,而且实际工程中的竖直活动支座大都是单方向的,即向下有约束作用,向上则无,而且也很难做到另半拱对本半拱等效约束,更何况水平约束是纵向系杆(预应力束)与二个平行的约束(能传递剪力和弯矩)不同。

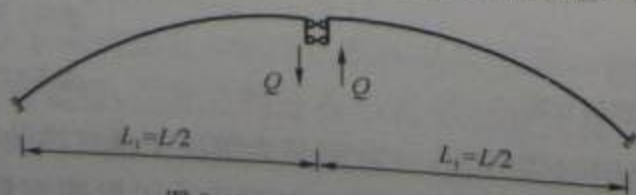


图 8-48 无铰拱拱顶剖开图

因此,从边界条件看几乎不可能,因此边跨半波型拱肋只能是曲梁。

(2)拱结构的最大优点就在于恒载下拱肋截面均为轴向压力,无弯矩或少弯矩,如前所述。

那么一个半波拱如要实现轴向都为压应力,则必须在拱顶施加水平方向的预应力,大小等于全拱时恒载在拱顶产生的水平推力,这正是柔性系杆设置预应力束的原因(飞鸟型中承式系杆拱。)

但拱顶水平方向的预应力要全部变为拱轴向压应力,还必须有如下两个条件:

(1)拱的恒载压力线与拱轴线完全吻合,才不会产生偏心弯矩,因此拱轴系数  $m$ ,必须选择合理,而且拱轴线在各载面都应通过中性轴。

(2)拱顶的水平预应力合力中心,必须在拱顶与拱轴线相切,且在同一平面内,如图 8-49。

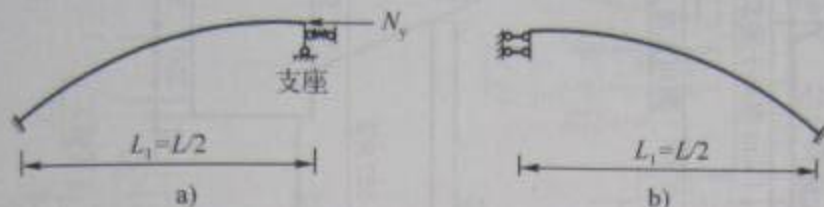


图 8-49 实桥图示与正确的图示比较

a) 实桥图示; b) 正确图示

以上四个条件缺一不可,否则就为曲梁,纯理论上的分析可行,实际设计则难以做成实桥的。仅约束条件就几乎不可能达到。

事实上,系杆的预应力大部分作用在刚性系杆上,很少能成为边跨拱的轴向压应力,故边跨混凝土拱肋产生裂缝是理论上的误解所造成。

## 二、江苏某桥病害实例

目前这种桥型的主要病害发生在边跨。如江苏某特大桥飞鸟型边跨跨径 57.5m,两根混凝土拱肋,桥面全宽 33.5m,设计荷载为汽超—20,挂—120。系杆为柔性体外束,在索箱之内,为有粘结锚于边肋实腹段的端部,如图 8-50。



图 8-50 江苏某主跨 325m 桥飞鸟型中承式系杆拱 (尺寸单位:m)

在边肋下过渡墩顶都采用 KPE4500SX 双向活动支座,在拱肋内侧设置了侧向支座,系杆也可以看为纵向的弹性约束,如图 8-51。

边拱肋实腹段内柔性系杆的第一排, N2、N6、N10、N14 最先从水平向下竖弯,如图 8-52,四排柔性系杆预应力束全部在距端部 4m 处再向上竖弯回水平状态,并锚固于拱肋端部。



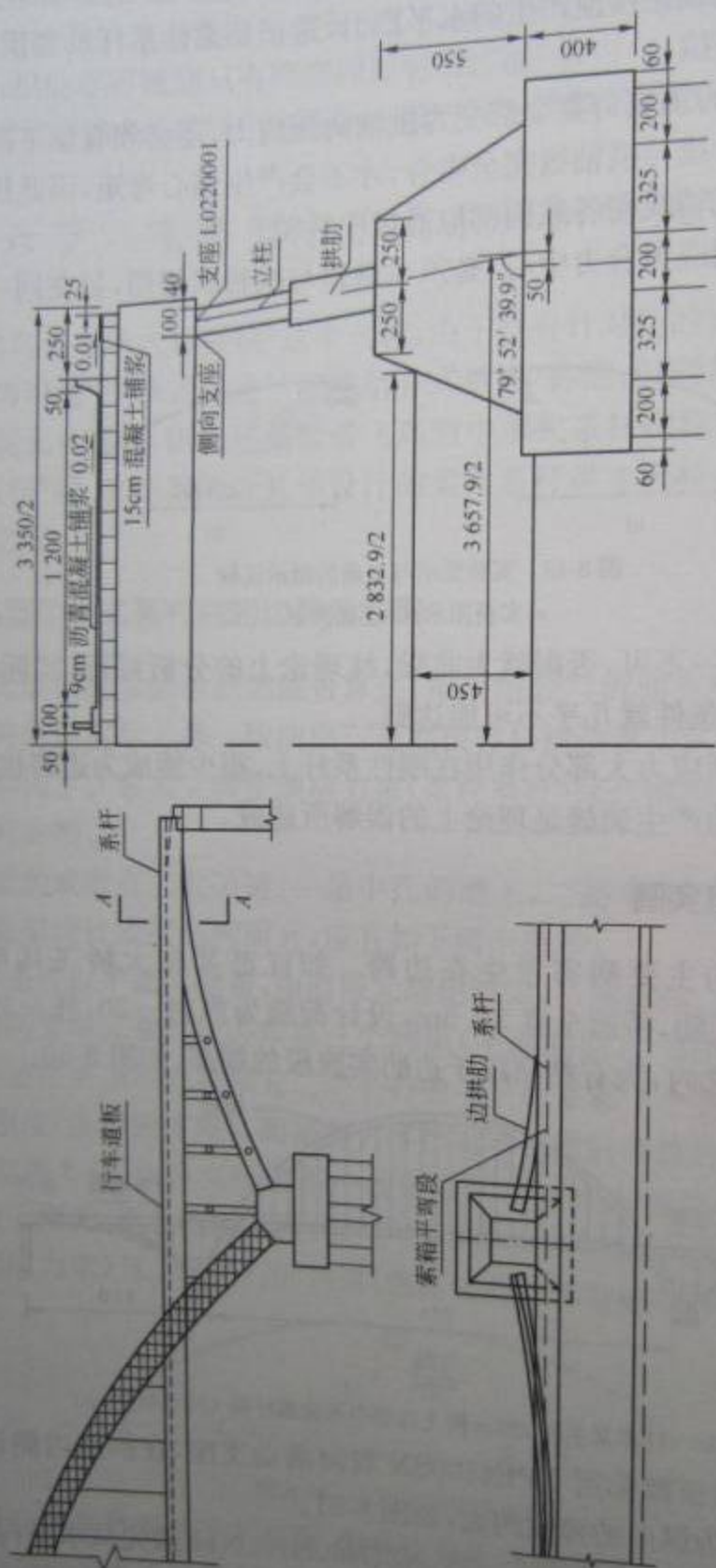


图 8-51 (尺寸单位: mm)

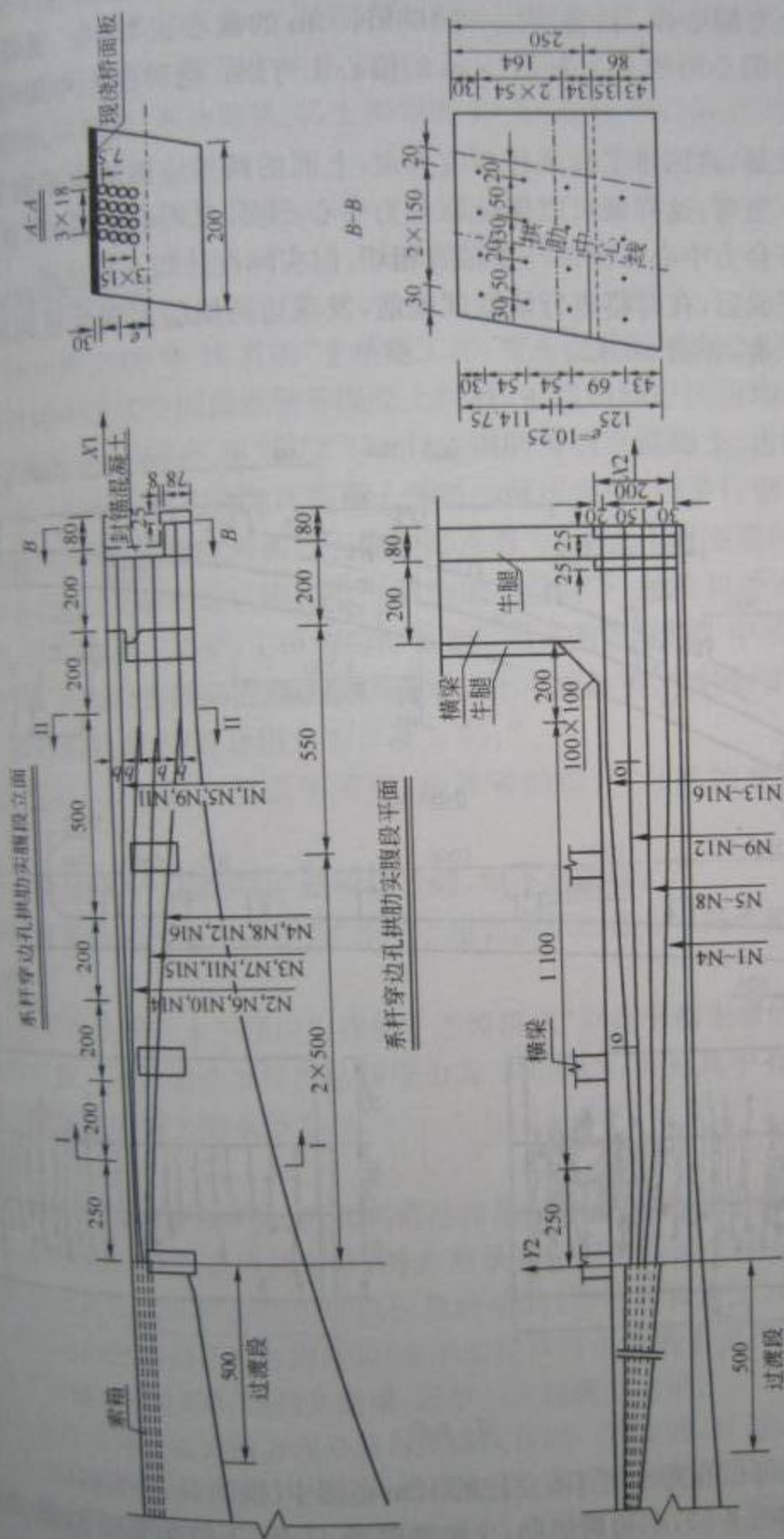


图 8-52 (尺寸单位: mm)



值得注意的是,如果四排柔性系杆预应力束不实现竖弯,在拱肋端部(过渡墩顶)将有 95cm 的合力偏心距,就会产生  $38\,166\text{kN}\cdot\text{m}$  的偏心正弯矩。现竖弯后仍有 10.25cm 的合力偏心距和  $411.79\text{kN}\cdot\text{m}$  的偏心正弯矩。这种偏心弯矩对边跨拱肋是十分不利的。

正确的做法是,这四排柔性系杆预应力束,上面的两排应该从水平向上竖弯,而下面两排应向下竖弯,这样既可以保证原合力中心不变,又可疏散锚固,更重要的是保证了柔性系杆合力中心在拱顶与拱轴线相切,但实际设计却不是这样。

该桥基本完成后,在即将进行活载试验前,发现边跨拱肋出现大量裂缝,特别是跨中区域最为严重,如图 8-53。

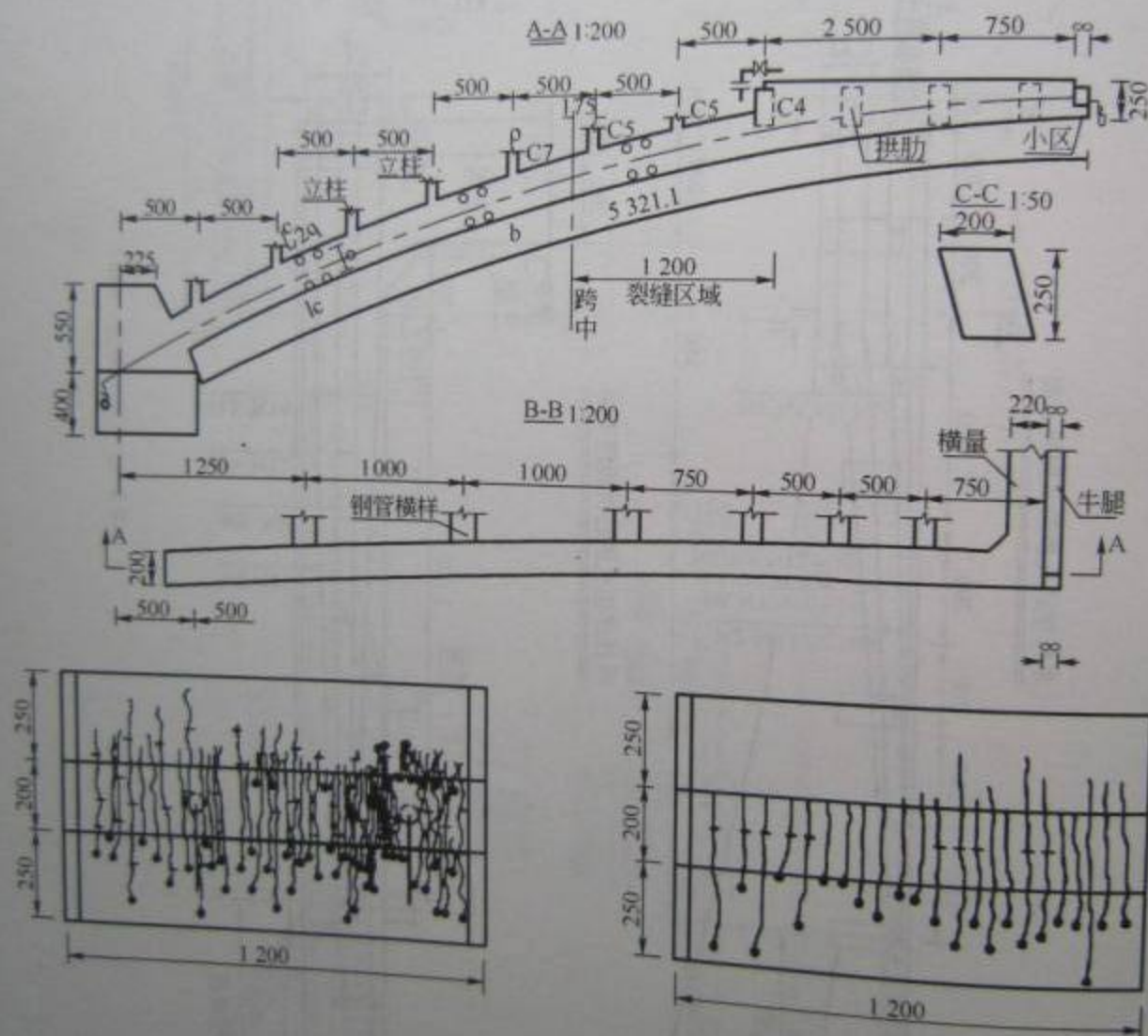


图 8-53

形态 I: 裂缝部位在跨中至 G4 立柱的 12m 范围中(拱肋  $L/2 \sim L/4$ )  
 裂缝数量: 如图 8-53, 东边跨拱肋, 上游肋裂缝 41 条, 下游肋裂缝 53 条; 西边跨拱肋, 上游肋裂缝 23 条, 下游肋裂缝 19 条;

裂缝方向:皆横桥向,全部贯通底面,两侧面裂缝最高至顶面边缘;

裂缝长宽:最长者 565.0cm,最宽者 1.6mm,大都分 1.0mm。

形态 II:裂缝部位为拱脚。

裂缝数量和长度:东边跨拱脚,上游裂缝 10 条,最长 308cm;西边跨拱脚,上游裂

缝 3 条,最长 315cm;

裂缝方向:同跨中拱肋裂缝。

### 三、病害原因分析

原设计文件 2000 年 10 月的“主桥施工图(变更设计版)”在总说明中说:“主桥桥型为三跨自锚中承式空间曲线钢管混凝土拱桥,主拱肋和边拱肋均向桥轴中心线倾斜,倾角分别为  $80^{\circ}3'57.6''$  和  $79^{\circ}52'39.9''$ ,主拱肋为钢管混凝土、边拱肋为钢筋混凝土箱形断面。该桥型能充分发挥混凝土材料的抗压强度,用平行钢绞线拉索作为系杆拉至两边跨拱顶,此预应力相当于边孔拱顶推力,以此平衡主墩的水平力,这一结构的力学合理性,使得在难以修建推力拱的地形条件下,修建拱桥成为可能。”“……该桥由主、引桥组成。其中,主桥结构体系为自锚式钢管混凝土中承式系杆拱桥。由三跨组成,其两边跨为钢筋混凝土肋拱构成的上承式拱桥。拱圈的矢跨比分别为  $1/4$  及  $1/8$ 。拱轴系数边、中跨分别为 1.3 及 1.33。”

从以上设计文件的二段说明可知,设计者的设计、计算的基础和思路有如下三点:

(1)边跨是作为“上承式拱”结构设计的,而不是曲梁;

(2)柔性系杆的预应力是作为“相当于边孔拱顶的推力”,并希望能变为它轴向的压力储备;

(3)以柔性系杆的水平预应力作用于边跨拱顶“以此平衡主墩的水平力……修建拱桥成为可能。”单片柔性系杆的总预应力为 40175kN,可见其中有相当部分是为平衡中孔无铰拱在中墩上的水平推力。

但是:

(1)边跨结构虽形为半拱,但其实质是曲梁。如在拱顶切开成两半拱时,应该如图 8-49 才能等效,为的是传递弯矩、剪力和轴力。但实桥的支座是“SX”,为双向活动支座,因此过渡墩顶的拱肋是可以任意转动的(角位移释放了),向下位移虽被约束,但其向上的位移仍是自由的,同时水平柔性系杆也只能看成弹性约束,可以有一定的水平位移。因此边跨结构是曲梁,近似一次超静定曲梁。

(2)柔性系杆预应力的方向必须与拱轴线在同一平面内,且与后者相切。但实桥却有  $79.88^{\circ}$  的倾角,而且有 10.25cm 的偏心距,这样柔性系杆的预应力就不可能完全转化为拱轴向压力。

(3)正是由于上述两点,特别是半波拱肋在过渡墩顶又可以自由转动,而且会产



生水平和向上位移,柔性系杆的预应力(40 175kN 单肋),可以使拱肋产生  $N_y \cdot f_i$  的巨大正弯矩( $f_i$  是拱肋上  $i$  处的计算矢高)。

应该注意的是,在施加预应力时,桥面系尚未形成,即使成型也较松散,(边、中跨交界处用伸缩缝)纵向整体性较差。巨大的正弯矩  $N_y f_i$  是边跨拱肋开裂的主要原因,更何况预应力在拱肋顶端已有偏心正弯矩  $4\ 115\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

应该特别重视的是,  $M_i = N_y \cdot f$  虽作用于中墩处边拱顶上(但对拱肋能产生自由转动),且与中跨自重弯矩的方向相同,都指向河心且对边拱都产生正弯矩,如图 8-54。从而使中跨拱顶在恒载作用下挠度加大,故静载试验的实测挠度大于理论计算值(约大 9%)。

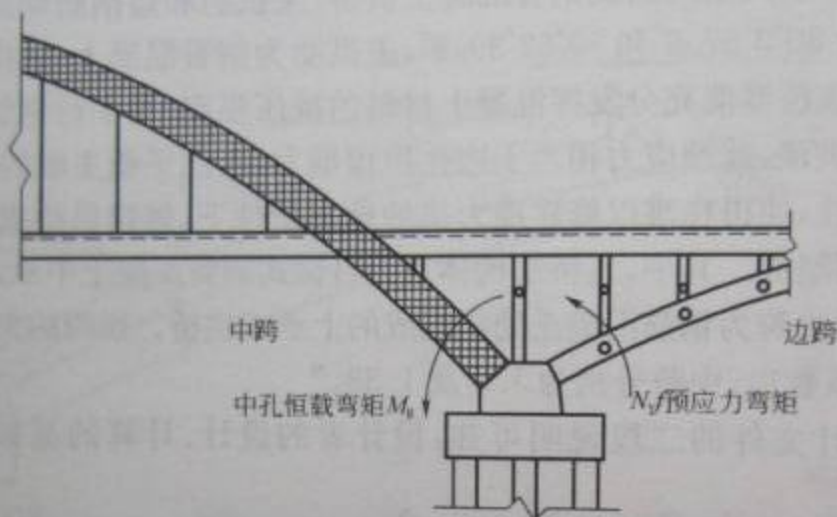


图 8-54 系杆预应力弯矩(拱脚)

当有一个  $N_y$  的力作用于 AB 直梁上(如图 8-55a))的 B 端时, A 端的弯矩很容易求得,因为  $N_y$  是水平力, B 点无竖向作用力,所以

$$M_A = N_y \cdot L \cdot \tan \alpha \quad (1)$$

但当  $N_y$  切于 AB 曲梁的 B 端时,水平力  $N_y$  可分解为  $N_{y1}$  和  $N_{y2}$ ,如图 8-55b)。  $N_{y1}$  通过 AB 的连线,  $N_{y2}$  垂直于 AB 连线,则(  $N_{y1}$  对 A 点无弯矩)有:

$$M_A = N_{y2} \cdot \frac{L}{\cos \alpha} = N_y \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L}{\cos \alpha} = N_y \cdot L \cdot \tan \alpha \quad (2)$$

(1) 式与(2)式相同,说明端点 A 的受力一样,但对曲梁上的任意点  $i$  的弯矩则为:

$$M_i = N_{y2} \cdot L_x - N_{y1} \cdot f_i = N_y \cdot f_i \quad (3)$$

$f_i$  是曲梁上的  $i$  点至 AB 弦的垂直距离。

公式(3)说明曲线梁与直线梁是不一样的,多了一项受曲率影响的  $N_{y1} \cdot f_i$ ,而且弯矩图与曲线图相似。如果曲梁计入重力的弯矩  $M_g$  时(如图 8-55c)),曲梁上各点的弯矩应是三项叠加,如图 8-55d)。

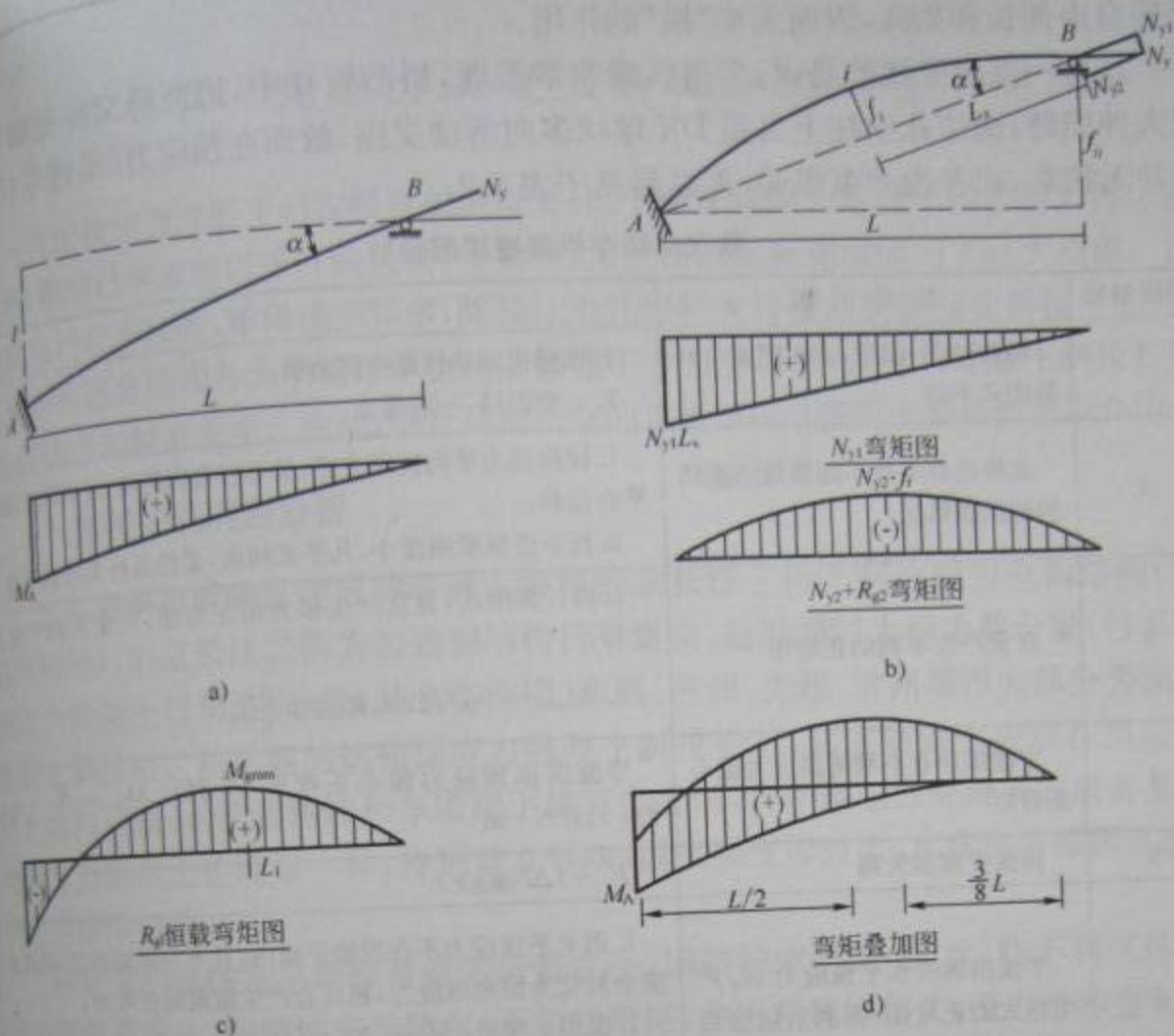


图 8-55 边跨拱肋弯矩

边跨拱肋的正弯矩组成: ①曲梁顶系杆的锚固偏心  $4115\text{kN} \cdot \text{m}$ , ②系杆的预应力和边曲梁的矢高  $f_i$  的乘积, 即  $M_i = N_y \cdot f_i$ 。③边曲梁的自重弯矩  $M = 9ql^2/128$  ( $\frac{3}{8}L$  处)。如图 8-56d) 可知, 考虑自重后 (大部分为正弯矩), 边跨最大的正弯矩已不在拱脚 A 点, 而在距过渡墩顶  $\frac{3}{8}L$  边跨处附近, 且偏在过渡墩方向一侧, 这就是为什么开裂位置大部分集中于  $\frac{3}{8}L$  处的原因, 特别是行车道纵梁的刚度很小时。

设计规范规定, 施工预拱度包括全部恒载挠度、1/2 活载挠度、徐变、支架的弹塑性变形等, 其中支架的弹塑性变形在二期恒载加载到支架上后已经完成, 不会对此后的预应力产生正弯矩影响。早期的混凝土收缩与徐变也可因行车道纵梁刚度小而不计, 但恒载挠度和 1/2 活载挠度的影响虽不大, 但也不能不计。

就是说预应力  $N_y$  产生的弯矩还应包括  $N_{y2} \cdot f_{\text{恒max}}$  和  $N_{y2} \cdot \frac{1}{2} f_{\text{活}}$  这两项, 且都是正弯矩, 对边拱肋同样不利。

图 8-52 中由于过渡墩顶的边“拱肋”支座为 DX 支座, 桥“边肋”可以纵向和向上



都能自由伸长和抬高,因而无半“拱”的作用。

还有一点应重视的是,行车道纵梁非常柔弱,桥面板在中、边两跨交界处都留有较大伸缩缝,而边孔立柱上又是 DX 球状多向活动支座,故而在预应力(柔性系杆)方向并无约束,或者说约束很弱,汇总后见于表 8-2。

某飞鸟型半拱裂缝原因分析

表 8-2

原因编号	裂 缝 原 因	分 析
1	结构原因:曲梁,实桥图式与计算图式不符	1. 该桥边跨半拱是空间曲梁; 2. 一端固结,一端简支
2	实桥边界条件不能等效全拱结构的拱顶状况	1. 波拱顶为单向抗压支座,故可以自由转动,并有向上和水平向位移; 2. 行车道纵梁刚度小,几乎无约束,柔性系杆是弹性支撑
3	自重产生不利的正弯矩	1. 因计算图式,自重产生很大的正弯矩,完全不同于全拱结构; 2. $M_{\max} = 9ql^2/128$ ,距拱顶 $\frac{3}{8}L$
4	半波拱顶有不利的预应力偏心正弯矩	半波拱顶预应力偏心正弯矩(不利), $M_0 = N_y \cdot e_0$ , 约 4 115 kN·m
5	预拱度增加矢高	$F_i + (\Delta F_{i \text{ 预拱度}})$
6	半波拱顶的水平预应力 $N_y$ 产生很大的正弯矩(不利),组合后更不利	1. 因水平预应力不在拱轴平面内,且不与拱轴相切,因此不能全转化为拱轴压应力,相反会产生曲梁的正弯矩; 2. 曲梁正弯矩: $M_y = N_y \cdot f_i$ ; 3. 当自重正弯矩、拱顶预应力偏心正弯矩、预应力曲梁正弯矩三项叠加后,极为不利

当行车道纵梁为刚性时,预应力加在刚性纵梁上,边孔拱肋就可避免有如此大的正弯矩。因此防治此类病害只有从根本上把行车道梁改为刚性结构,但收缩徐变却很难满足规范要求;而且还应改变过渡墩顶的支座状态。

#### 四、其他问题

为了平衡中孔在中墩上的水平推力,而在边跨曲梁顶施加了水平预应力  $N_y$ ,但是  $N_y$  对中墩产生了顺时针方向的弯矩(正弯矩),与中孔在中墩上的原弯矩又是同向的,对中墩更不利,因此在考虑水平推力平衡的同时,还须考虑中墩的弯矩平衡才是全面、合理的,因此在设计中孔结构时,还必须使其在中墩产生逆时针的弯矩。

该桥还有一个“ $m$ ”偏大的问题,边、中孔的拱轴系数分别采用 1.3 和 1.33,这样的拱轴线与恒载压力线偏离很多,偏心距太大,也是十分不合理的。

关于行车道纵梁和边拱肋,建议采用钢结构较为合理,这样可以减小因混凝土的收缩与徐变,又可以减少弯矩的拉应力裂缝。



## 第七节 预应力混凝土斜拉桥的病害与防治

我国预应力混凝土斜拉桥自引进以来(以下简称预应力混凝土斜拉桥),得以蓬勃发展,相继已建成数以千计的大桥、特大桥,为我国的交通建设做出了巨大贡献。江苏省斜拉桥起步较晚,建得也不算多,除长江上几座特大跨度的钢加劲梁斜拉桥以外,近年来在高速公路和各大中城市中也相继修建了十几座,其中预应力混凝土斜拉桥则更少,但病害却时有发生。在此,结合早期所建的几座预应力混凝土斜拉桥加以介绍。

### 一、斜拉桥的病害分析

江苏省斜拉桥除已建成的苏通大桥和南京长江三桥上部结构为全钢结构(除下部结构外),南京长江二桥为加劲钢结构行车道梁,盐城灌河大桥为叠合梁(行车道为预应力混凝土行车道板)外,其余在淮阴、南通、苏州、无锡、常州等市大部分为预应力混凝土斜拉桥。从已建的这些预应力混凝土斜拉桥看,其主要病害表现在预应力混凝土结构开裂、斜拉索锈蚀和车道梁下挠三个方面,其中预应力混凝土的病害基本上与预应力混凝土连续梁一样,特别是0号块,因支架变形过大、水化热等原因开裂,有些甚至凿除重浇。

斜拉索的锈蚀是早期较普遍的病害之一,因斜拉索防腐、防水、防不利气体等不过关而常常发生,防锈蚀多与防水(不包括雨振)和不利气体相关,因为水和空气中常含有易锈蚀的硫离子及氯离子等。江苏省淮阴市有座早期所建的斜拉桥就因紧靠钢铁厂、化工厂而受到该厂排出的富含硫离子的气体的腐蚀,又长年受酸雨的淋浇,现已遍体鳞伤,急待更换斜拉索。

辽宁某桥是受氯离子侵蚀的典型例子,该桥址位于海滨,1981年建成,仅一年后便不得不将全桥缆索更换。

国际预应力混凝土协会认为预应力腐蚀破坏有氯离子腐蚀、氢脆性影响、 $\text{SO}_4^{2-}$ 离子腐蚀(酸雨)和应力腐蚀几种,其中应力腐蚀可占75%,据统计使用寿命能超过5年的仅占50%,张拉后的预应力钢材比不张拉的腐蚀速度快6倍,之所以这样快是因为张拉钢材的“毛孔”是张开的,不利的离子腐蚀很容易侵入,这就加快了腐蚀的速度。

斜拉索的松弛是预应力混凝土斜拉桥另一个应引起重视的缆索病害。当夏季白天气温升高时,斜缆索导热系数大、吸热速度快,且迅速伸长,混凝土主梁即刻下挠,重庆石门大桥主跨跨中下挠了30多厘米;同时因为伸长和松弛,预应力损失大,预应力混凝土的主梁从缆索所得到的纵向水平分力会大幅减小;因而很容易引起下挠开裂,特别是当行车道板是预应力混凝土的叠合梁时,如果此时下面的箱体是钢结构,会升温而迅速伸长,使预应力混凝土的行车道板纵向受拉而开裂(横桥向)。这样的



问题已出现于好几座特大跨度的斜拉桥上。还应该顺便提及的是水侵害还表现在锚固区,如云南某斜拉桥即为此故。

谈到行车道主梁下挠的病害,除构件之间的温差引起预应力减少的原因外(主要是钢斜拉索与预应力混凝土主梁和预应力混凝土塔之间温差),也与早期斜拉桥过分追求行车道主梁扁平率有关,江苏省淮阴市那座斜拉桥即如此,招宝山大桥的压溃主梁事故则更是十分典型。

斜拉桥主梁预应力混凝土行车道板纵横向开裂(又以叠合梁的为多),也是不可小视的病害之一,且病害较复杂,特别是纵向开裂,与缆索张拉不同步有关(水平分力),也与温度应力(纵向温度梯度)、混凝土的收缩徐变有关(收缩时,板下面的锚钉会阻止收缩,故混凝土受拉)。当然,斜拉桥病害不仅是上述三种,如斜拉索两端锚固区的开裂,预应力混凝土箱形梁横隔板的开裂、缆索疲劳等,也十分普遍,这里限于篇幅不一一分析。

## 二、某斜拉桥的病害形态

某大桥的主桥为预应力混凝土斜拉桥,其中主跨与两副跨结构是漂浮体系,位于招宝山一侧的副跨为预应力混凝土连续梁,全桥为高组合体系,即为连续梁加斜拉桥,且以斜拉桥为基本体系,连续梁为被组合体系,桥垮布置为:74.5m+258.0m+102.0m+83.0m+49.5m,如图 8-56。

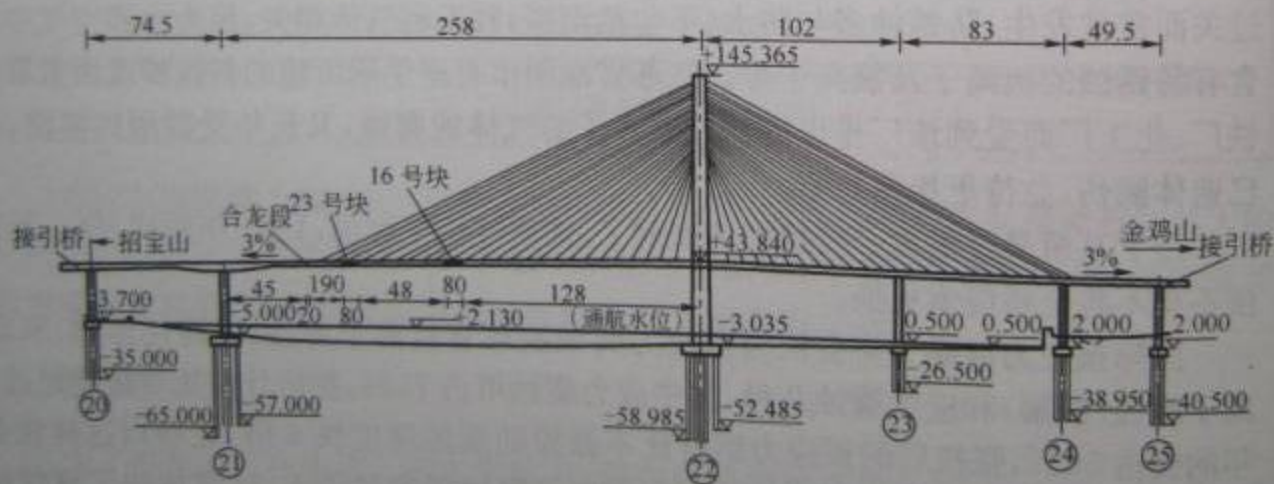


图 8-56 某预应力混凝土大桥 (尺寸单位:m)

主跨在“悬浇斜拉桥的行车道主梁 23 号块时,发生压溃断裂事故,其中 16 号块的底板、直腹板和斜腹板的混凝土压碎破坏”,在其后的模拟计算中(按工况)“发现从 11 号块开始,主梁前端的竖向位移高达 2.0m,主梁 15 号~17 号块底板压应力超过 24.0MPa(按平面杆系计算)”。

2 号~9 号块底板、斜腹板、横隔板侧面,顶板顶面以及 49.5m 节段主梁的各底板底面等都有十分普遍的裂缝,如图 8-57~图 8-61。

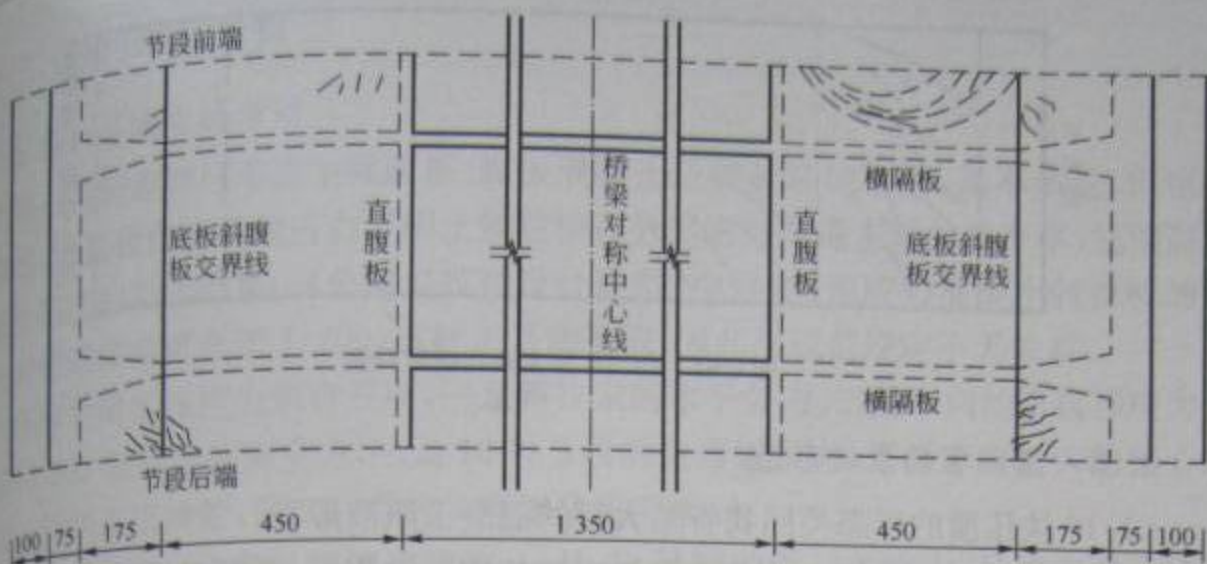


图 8-57 底板、斜腹板的裂缝形态(尺寸单位:mm)

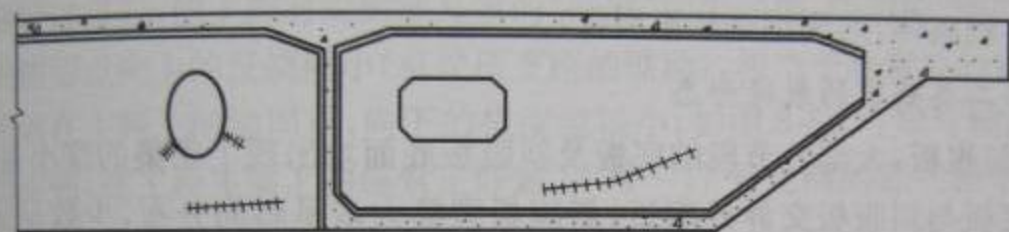


图 8-58 横隔板的裂缝形态



图 8-59 实体肋内侧裂缝

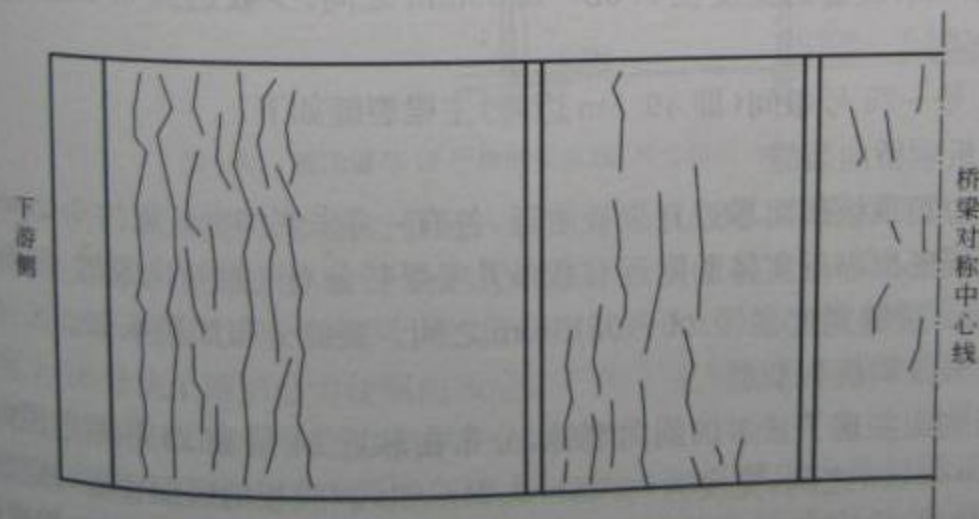


图 8-60 49.5m 跨主梁顶板底面裂缝



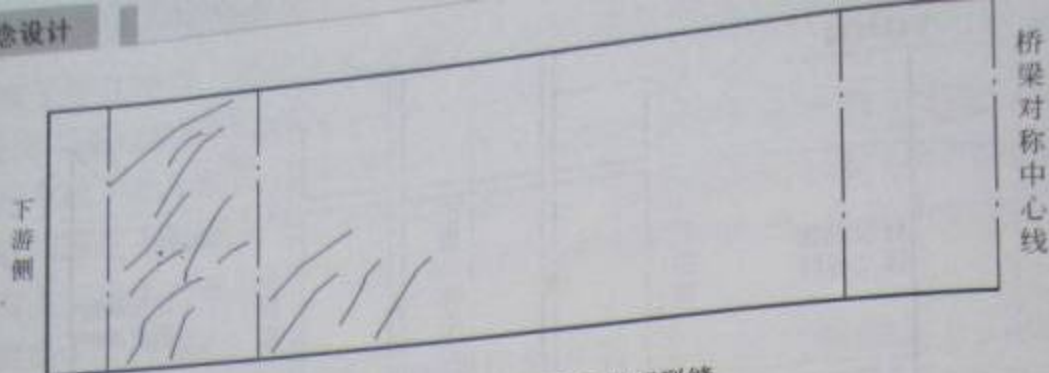


图 8-61 49.5m 跨主梁底板面裂缝

### 1. 第一类病害的裂缝形态

(1) 16 块压溃的形态类同我省某大桥的混凝土压溃形态。

(2) 底板: 主跨在 2 号~9 号块底板底面的施工缝附近, 有呈月牙状的弧形裂缝, 长度在 0.1~2.0m 之间, 宽度 0.05~0.1mm, 均位于该节段施工方向的前端(实际为椭圆形剥离体, 其周围是环形裂纹)。

### 2. 第二类病害的裂缝形态

(1) 斜腹板: 大部分节段的底板及斜腹板底面均出现了密集的细小裂缝, 且裂缝分布在底板与斜腹板交界处附近, 斜腹板裂缝大多呈斜向分布, 少数呈纵向水平方向, 裂缝宽度在 0.05~0.15mm 之间。如图 8-57。

(2) 横隔梁: 在边跨 5 号~10 号块边箱, 沿横隔梁预应力波纹管轨迹均有裂缝, 长度为 0.3~2.0m, 裂缝宽度在 (0.05~0.15)mm 之间, 如图 8-58。

#### (3) 其他

##### ① 主梁实体肋内侧裂缝

主梁大部分节段的上下游实体肋内侧部位均发现有裂缝, 基本呈水平方向, 长度为 0.1~1.5m, 裂缝的宽度在 0.02~0.05mm 之间, 少数达到 0.1mm 左右, 裂缝分布如图 8-59。

##### ② 24 号~25 号墩间(即 49.5m 边跨)主梁裂缝如下:

###### a. 顶板顺桥向裂缝

主梁边箱顶板顶面靠近直腹板附近, 各有一条长约 30m, 宽约 0.2mm 的顺桥向裂缝。顶板底面靠近实体肋附近有数条几乎平行分布的顺桥向裂缝, 断断续续, 长约 (20~40)m, 裂缝宽度在 (0.05~0.1)mm 之间。裂缝分布如图 8-60。

###### b. 底板及斜腹板裂缝

底板底面发现了较多的斜向裂缝, 分布在靠近 24 号和 25 号墩范围内。裂缝长度在 1.0~4.0m 之间, 宽度为 (0.15~0.2)mm。斜腹板的底面也有一定数量的斜向裂缝, 大部分是从底板延伸过来的, 裂缝长度在 (0.5~3.0)m 之间, 宽度在 0.1mm 左右。裂缝分布如图 8-61。

### 三、该桥的病因分析

#### 1. 第一类病害的原因

第一类病害即行车道主梁底板、腹板混凝土压碎破坏的事故,虽不多见,但也绝非偶然,它是我国早期预应力混凝土斜拉桥过分追求行车道主梁的扁平率,把梁高降低到极小高度的必然结果。《公路斜拉桥设计规范》中规定,预应力混凝土斜拉桥的高跨比对密索体系可小于  $1/200$ ,该桥正是此下限,因此与规范规定不无关系。

压碎主梁的压应力来自三项,一是斜拉索的水平分力,二是纵向的直接预应力钢绞线和  $\Phi 32$  粗钢筋的预应力,三是 16 号节段的负弯矩很大,下缘产生过大的偏心压应力。前两点很清楚,那么后者的负弯矩从何而来呢?

现在看来有二点是极需搞清楚的:一是 23 号辅助墩与主跨 16 号块主梁是什么关系?辅助墩虽在边跨,但对主跨跨中的影响是很大的,用拉压支座的辅助墩顶的那几束斜拉索经过塔后,使主跨对应的那几索的“刚度”大为加强,所谓的“刚度”是边跨的这些主梁锚固点向上的反挠度小(有拉压支座的辅助),相当于悬索桥的重力刚度。所以对应的索在主跨上的锚固点,向下的挠度也很小,如图 8-62 可知与辅助墩上的三根缆索对应的、在主跨主梁上的缆索正好是 15 号~17 号之间的那三根索(图中为加粗黑线)。

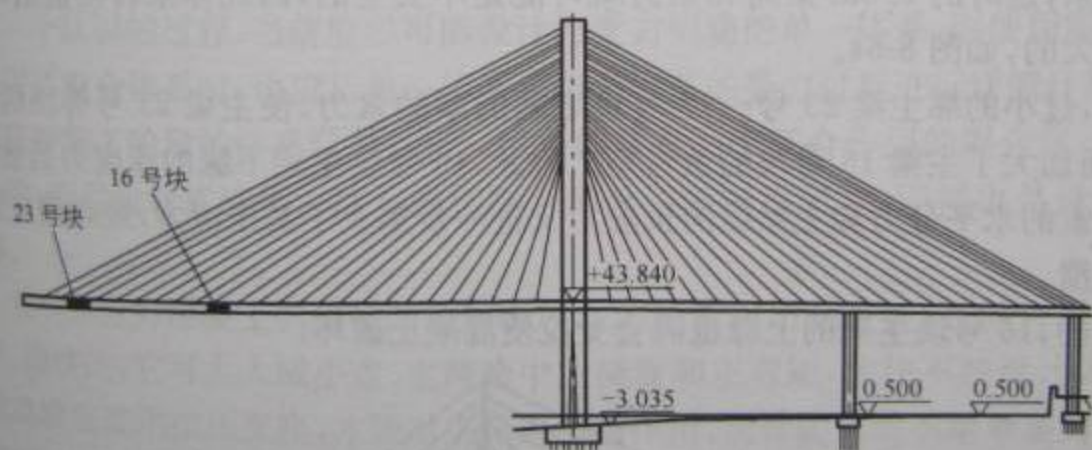


图 8-62 辅助墩与 16 号块的关系图(尺寸单位:m)

对于主跨而言,在悬浇阶段,就近似是一端自由的单悬臂,即现浇的 23 号块前端是自由端,刚度较大的弹性支座在 16 号块附近,当 23 号块下挠 2.0m 时,16 号块就相当于臂梁的固结端,因而 15 号~17 号块的负弯矩就最大,下缘的偏心弯矩压应力也就很大。事实上 16 号块上索的分力使纵向预应力产生了主梁几何非线性弯矩增量。

再加之主梁内缆索的水平分力和纵向过大的预应力,64 根  $\Phi 32$  精轧螺纹钢和  $24 \times 9$  钢绞线进一步加大了下缘的压应力,如图 8-63。预应力是包括正常使用阶段所需的全部预应力,而在施工阶段,这些预应力提前预加到结构上,混凝土的却是净承压面积,因而这时如同“病人”的危险期一样,对于这一点应有充分的认识。



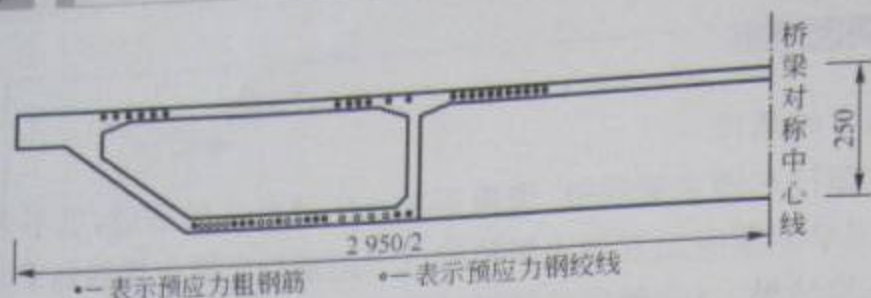


图 8-63 原主梁截面预应力筋布设(尺寸单位:cm)

二是斜拉桥的索力是应该分二次甚至是多次施加和调整的,不宜一次到位,特别是对这种高组合体系。在正常使用阶段,由于受 21 号墩两侧连续梁的影响,主跨 23 号~17 号块(合龙段)几根外边索(远离塔的)的索力必然会较小,无索区的预应力混凝土连续梁(15 号~17 号块附近)的索力最大,因此如按正常使用的索力为施工阶段的索力(特别是悬浇主梁时)在悬浇 11 号~23 号块时主跨的下挠度会较大,也就是说在悬浇阶段 17 号~23 号主梁之间的索力应加大。但在正常使用阶段却不需要这么大的索力,在合龙后还应减小这些施工时的索力,这就是高组合体系的受力复杂特点。

在正常使用阶段结构是主跨预应力混凝土连续梁和斜拉桥的高组合体系(所谓的协作体系),这时 2.5m 梁高和各索力是安全的,因为它受到连续梁和斜拉桥的联合作用。但是对于施工阶段,在合龙前预应力混凝土连续梁和独塔斜拉桥都是各自独立的体系,这时的 2.5m 梁高和索力就可能是不安全的,因此体系转换前后,索力变化是较大的,如图 8-64。

这样,过小的靠主梁 23 号~17 号块之间的索的索力,使主梁 23 号等块的下挠过大,从而加大了主梁 16 号块的负弯矩。因此,16 号块主梁下缘的压应力当然会很大。加之索的水平分力和主梁纵向预应力又进一步加大了其压应力,最终使主梁 16 块发生压溃。

相应的,16 号块主梁的上缘也因会受拉使混凝土破坏。

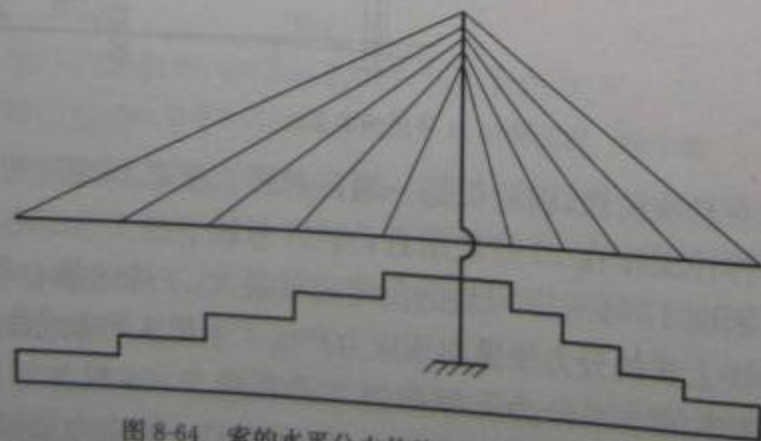


图 8-64 索的水平分力传给主梁的累计预应力

## 2. 第二类病害的原因

当节段处在正弯矩区时,下缘底板是受拉的,如果预压应力偏小(索的纵向水平

分力为  $\sigma_{32}$  预应力筋和钢绞线预应力之和), 加之梁高偏小, 底、腹板偏薄, 那么拉应力就会较大, 这是 9~2 号节段主梁以及 49.5m 段的主梁出现第二类裂缝病害的主要原因。

主梁底板月牙形开裂的主要原因除上述因素外, 有人认为施工中使用牵索挂篮也是其原因之一, 牵索挂篮使主梁中向上的拉力产生了集中应力。笔者认为椭圆或半圆形裂缝形态是压应力破坏现象中的剥离块, 是大偏心受压引起的第二类失稳, 属极值点(或面)的破坏, 如同南京某高速公路某预应力混凝土连续刚构一样。

底板中的主拉应力出现的裂缝位于底板与斜腹板的交界处, 从横桥向看是正八字形, 主要原因还是主梁下缘的拉应力过大所致。

横隔梁在边箱的位置出现的主拉应力裂缝, 是沿横桥向预应力的波纹管方向, 横隔梁厚 25cm, 扣去该波纹管的直径 10cm, 每侧保护层仅为 7.5cm, 钢筋混凝土过于单薄(施工不均匀性), 主要原因还是向上的剪应力和横隔梁(桥宽较大)正弯矩太大所致。

总之, 第二类裂缝病害是第一类病害的副产品, 两者之间密切相关。

#### 四、设计防治

目前, 我国桥梁设计虽然很重视结构设计和计算, 但对于新出现的高组合体系尚存在一个认识的过程, 当前应尽可能设计为受力明确的单一体系, 因使用需要不得已而采用高组合体系时, 也应从单一体系到组合体系的受力过程进行详细计算, 特别必须搞清楚施工阶段的体系转换, 另外, 组合体系有一个联合作用的混合区, 也是比较复杂的, 应尽量计算清楚。过大的预应力和过小的断面尺寸, 同样也是设计者应避免的。

对于预应力混凝土斜拉桥的辅助墩所在的边跨作用是直接的, 但对主跨却是间接的、隐性的, 它可大大减小边、主跨跨中的挠度和正弯矩, 往往不被设计人员理解。但辅助墩应使用拉压支座, 才能对主跨跨中起作用, 设计的目的不单单是为了减小边跨挠度, 更主要的是为了减小主跨跨中的挠度和正弯矩, 这种作用是通过塔两边对应的斜拉索传递的, 说其是隐性的, 也正在这里。设计人员除应搞清辅助墩的作用外, 还应明白它与塔、主梁的刚度关系, 这是不可分离的。

### 第八节 下部结构及基础工程的病害与设计防治

江苏省桥梁的下部结构主要为墩柱式(配盖梁), 少见病害。常见病害主要集中在整体式混凝土墩台身以及桥梁桩基础, 除常用的轻型墩台基础不均匀沉降外, 最多的还是钻孔灌注桩基础设计缺陷。



## 一、墩台身的常见病害与设计防治

### (一)整体式混凝土墩台身的收缩裂缝

某高速公路拓宽改造过程中,新建部分墩身为混凝土承台和整体板式墩身,如

图8-65。

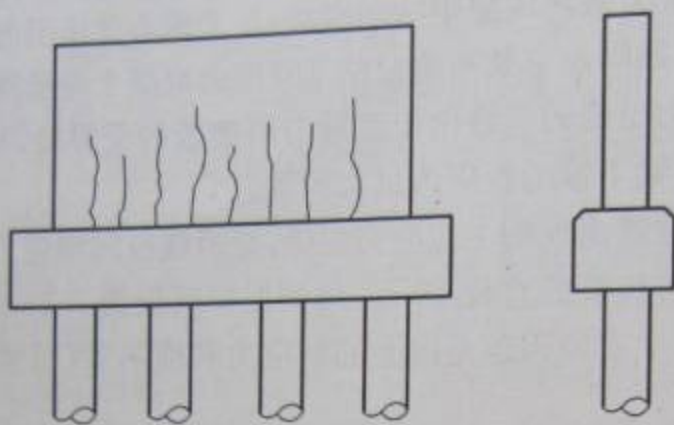


图 8-65

#### 1. 病害形态

裂缝部位:承台与墩身交界以上的墩身板的中下部表面。

裂缝方向:垂直于承台,每条裂缝几乎平行。

裂缝特征:上窄下宽,裂缝一般上宽 0.1mm 以下,下宽 0.15mm 左右。

#### 2. 病害原因

(1)承台与墩身整体板混凝土的浇注时间差大于 30 天,这两部分混凝土收缩时间差较大,也就是说,承台混凝土收缩基本完成,而整体墩身混凝土板才收缩,当后者收缩时,承台约束墩身板,阻碍其收缩,因此,墩身板横桥向受拉,且越靠近承台这种拉力就越大,因此裂缝等间距,且靠近承台裂缝宽度越大。

(2)当墩身板宽(横桥向)大于 10m 时,承台的拉应力(反力)已大于后浇混凝土的允许拉应力,横桥向板宽越大则越易开裂。某高速公路跨越某水库的大桥的墩身宽大于 20m,其裂缝明显大于上述例子的病害。

(3)墩身板厚关系不大,但越厚也会越加剧病害。板表面较其内部自由,故更易开裂。

(4)病害为混凝土早期开裂。

#### 3. 设计防治

(1)要求施工尽量减少承台与墩身混凝土的浇注时间差,一般以不大于 15 天较为适宜。

(2)对墩身板宽大于 10m 者,一般不要设计成整体式,而改用分离式,中间用联结板联接,联结板高不大于 1.5m,而分离式板宽也不大于 6m。

(3)当板宽无法小于10m时,横桥向每隔2.0m,竖向用1.5~2.0cm宽的木条嵌入(后取出)。

(4)设计提醒施工注意减小水泥和水的用量,或掺入20%以下的粉煤灰。

(5)可掺加特斯或UEA等微膨胀的混凝土添加剂,或设计无收缩混凝土。

## (二)大体积混凝土水化热裂缝

下部结构的桥台或承台常设计为大体积混凝土,也就常见此类裂缝病害。某高速公路东芦山大桥的半重力式桥台台身如图8-66所示。

(1)病害形态:裂缝方向为水平和45°左右的斜裂缝,且水平裂缝多于斜裂缝,裂缝呈中间宽两头尖细,裂缝部位在半重力式中间偏下部,且前墙多于侧墙。

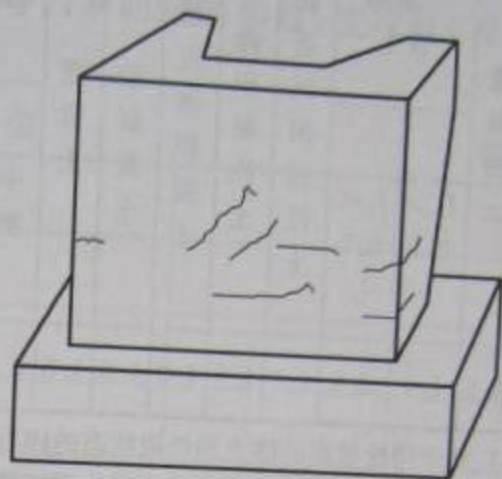


图 8-66 某高速公路大桥的半重力式桥台台身

(2)病害原因:

①大体积混凝土水化热引起的早期开裂;

②拆模偏早,或拆模后丘陵山区晚间降温。

(3)设计防止:

①建议施工中掺加15%左右的粉煤灰;

②混凝土分层浇筑,每层以30cm左右为宜;

③埋设水冷却装置;

④降低混凝土入模温度,特别是对骨料进行遮阳,洒水降温;

⑤要求施工选择在升温时拆模,且拆模后6~8h内不会激烈降温,必要时在拆模后须采取保温措施。

## 二、桥梁桩基础设计常见病害及防治

桥梁基础是桥梁设计的重要内容,钻(挖)孔灌注桩基础(以下简称“桩基础”)是桥梁最常用的基础形式之一,尤其是在江苏平原水网区。但设计人员在桥梁桩基础设计中存在一些常见通病或问题,这些通病或问题影响到设计质量,有的可能影响到桥梁安全、施工质量及工程进度,应引起设计人员的重视和注意。

1. 桩基承载力参数取用不当

(1)摩擦桩

① $k_z$ 为地基土容许承载力随深度的修正系数,应根据桩端处持力层土类按规范

JTJ D63—2007表3.3.4选用,如表8-3。



地基土承载力深度修正系数

表 8-3

地基土承载力深度修正系数																						
土的类别	黏性土					黄土			砂土								碎石土					
	老黏性土	一般黏性土		新近沉积黏性土	残积黏性土	新近堆积黄土	一般新黄土	老黄土	粉砂		细砂		中砂		砾砂粗砂		碎石圆砾角砾		卵石			
		$I_L > 0.5$	$I_L < 0.5$						中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实
系数																						
$k_2$	2.5	1.5	2.5	1.0	1.5	1.0	1.5	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	4.0	5.5	5.0	6.0	5.0	6.0	6.0	10.0		

注:1. 对于稍松状态的砂土和松散状态的碎石土,  $k_2$  值可采用表列中密值的 50%;

2. 节理不发育或较发育的岩石不作深度修正, 节理发育或很发育的岩石,  $k_2$  可参照碎石的系数, 但对已风化成砂、土状者, 则参照砂土、黏性土的系数;

3. 冻土的  $k_2 = 0$

**常见问题:**部分设计人员对桩基计算公式理解掌握不够, 不管桩底位于什么土层均采用 1.5 或 2.5。如某高速公路桥梁原设计桩底进入中或弱、微风化泥岩, 且进入岩层很深, 按摩擦桩设计,  $k_2$  原设计采用 2.5, 导致桩偏长很多, 设计要求进入岩层 10~30m, 后经调整,  $k_2$  取 4.0 计算, 一般桩长减短了 10~20m。

**措施:**设计人员应加强对桩基计算公式的理解, 应根据桥位处桩底土层的地质条件, 合理选用  $k_2$  值。

②清底系数  $m_0$ 、容重  $\gamma_2$ 、 $\tau$ 、 $\sigma$  等参数取值不合理

清底系数  $m_0$  值, 现行规范规定如表 8-4。

清底系数  $m_0$  值

表 8-4

$t/d$	
$m_0$	
	0.3~0.1
	0.7~1.0

注:1.  $t$ 、 $d$  为桩端沉渣厚度和桩的直径;

2.  $d \leq 1.5\text{m}$  时,  $t \leq 30\text{cm}$ ;  $d > 1.5\text{m}$  时,  $t \leq 50\text{cm}$ , 且  $0.1 < t/d < 0.3$ ;  $m_0$  与桩端沉渣厚度和桩径比值  $t/d$  有关。

(2)嵌岩桩:

① $R_c$  为天然湿度的岩石单轴抗压强度, 试件直径为 7~10cm, 试件高度与试件直径相等。

**问题 1:**  $R_c$  取用饱和状态岩石单轴抗压强度,  $R_c$  事实上应是天然湿度岩石单轴抗压强度, 两者有差异, 不能随意取用。

**措施 1:**认真阅读地勘报告, 正确理解规范, 采用天然湿度岩石单轴抗压强度值。

问题 2: 桩底岩层不均匀, 有软弱层情况,  $R_u$  如何取值?

措施 2: 根据地质报告采用(应注意是天然湿度而不是饱和状态), 如果岩层的深度方向  $R_u$  值有变化, 并有软弱夹层, 桩尖应避免软弱夹层, 按地质钻孔资料推荐值或低值采用。

②  $c_1$ 、 $c_2$  是根据清孔情况、岩石破碎程度等因素而定的参数, 按规范(表 5.3.4)取用, 如表 8-5。

系数  $c_1$ 、 $c_2$  值

表 8-5

岩石层情况	$c_1$	$c_2$
完整、较完整	0.6	0.05
较破碎	0.5	0.04
破碎、极破碎	0.4	0.03

注: 1. 当入岩深度不大于 0.5m 时,  $c_1$  采用表列数值的 0.75 倍,  $c_2=0$ ;

2. 对于钻孔桩, 系数  $c_1$ 、 $c_2$  值可降低 20% 采用;

3. 对于中风化层作为持力层的情况,  $c_1$ 、 $c_2$  分别采用表列值的 0.75 倍。

问题: 不论岩石性质,  $c_1$ 、 $c_2$  取值不当。

措施: 正确理解规范, 认真阅读地勘报告, 根据岩石性质, 按照规范正确采用合理的  $c_1$ 、 $c_2$  值。

## 2. 桩身强度计算问题

问题: 设计人员进行桩基设计时仅计算桩长, 对桩身强度不作计算, 仅根据经验配筋或照搬照抄现成图纸。

措施: 桩身强度计算一般应先计算桩顶垂直力、水平力和弯矩, 然后进行桩身强度计算。特别是水平力, 一般应根据桥梁上部结构型式、联长、支座型式、地震基本烈度、船撞力等综合考虑, 进行必要的水平力计算。如常规桥梁, 可采用集成刚度法计算水平力在各墩(台)分配, 强震区应计算地震荷载, 通航河流水中墩应作船撞力验算; 特大型桥梁还应作专门地震专题研究, 往往地震荷载会控制桥梁桩基础设计, 如烟台大桥、苏通大桥主塔墩设计。

## 3. 桩基础模拟计算

问题: 对于连续刚构、中承式拱桥、大跨径悬索桥、斜拉桥等设计时不考虑下部结构对上部结构的影响, 承台处作固结边界条件考虑。

措施: 对于连续刚构、中承式拱桥、大跨径悬索桥、斜拉桥等设计应考虑下部结构对上部结构的影响, 一般采用如图 8-67 等刚度模拟的方法处理。

## 4. 桥梁桩基础设计主要问题及处理

### (1) 构造尺寸



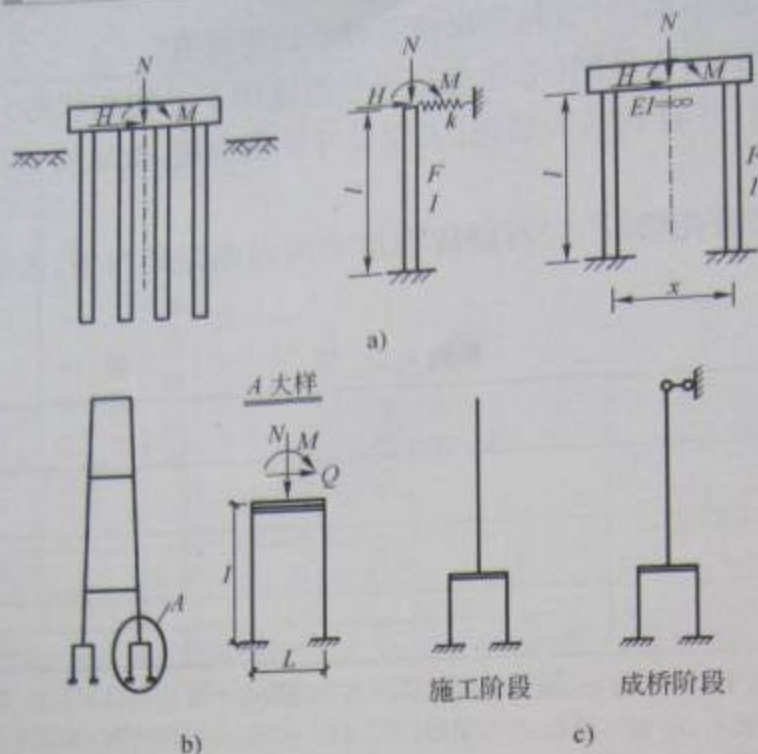


图 8-67 等刚度模拟法

a) 桩基础等刚度模拟上、下部传力关系; b) 顺桥向计算模型图; c) 横桥向计算模型图

**问题 1:** 桩基础尺寸偏大或偏小, 如某高速公路初步设计组合箱梁墩柱、桩基尺寸均偏大较多。

**措施 1:** 参照类似工程, 经结构计算, 合理取用桩基础构造尺寸。

**问题 2:** 桩长控制多长合适?

**措施 2:** 钻(挖)孔灌注桩基础设计时桩长  $L$  原则上按不超过 45 倍桩径即  $45d$  控制, 否则可考虑按增加桩的根数或桩径处理。

## (2) 配筋

**问题 1:** 桩基础有的配筋率偏高, 有的偏低, 不合理。

**措施:** 一般应根据桩身强度计算结果配筋, 建议一般常规桥梁桥墩桩基础配筋率按 0.6% 左右面积率控制, 桥台桩基础配筋率应根据桥头填土高度进行验算, 因水平力一般较桥墩大, 桥台桩基础一般宜适当提高配筋率。另外, 对于地震基本烈度Ⅷ度及以上强震区桥梁, 应计算地震荷载, 并对桩基进行验算, 一般桩基础配筋率应予提高。对于通航河流水中墩, 应作抗船撞验算, 并合理确定桩基配筋率。

**问题 2:** 桩基础钢筋笼主筋分段不合理。对于摩擦桩, 桩基设计存在钢筋笼主筋全部伸到桩底, 或受力主筋长度延伸过长; 反而对于嵌岩桩, 钢筋笼主筋不全部伸到桩端, 也采用分段布置。

**措施:** 摩擦桩钢筋配置应根据桩身内力沿桩长的分布情况不同分段配置, 受力主筋的长度, 应延伸到弯距零点以下 2m, 将受力钢筋的一半向下延伸, 一直延伸到桩底素混凝土段为止; 嵌岩桩受力主筋一般应全部伸到桩底, 如桩较长, 可考虑钢筋不全

部伸到底,分段布置。

**问题 3:** 承台底不设防裂钢筋网。

**措施:** 承台底应设防裂钢筋网,且保护层厚度在 3cm 以上。

**问题 4:** 钢筋笼螺旋筋直径  $\phi 8$  还是  $\phi 10$ ? 部分大直径桩基础(直径  $D \geq 1.5\text{m}$ )钢筋笼螺旋筋采用  $\phi 8$ ,不合理。

**措施:** 建议桩基础直径  $D < 1.5\text{m}$  时,螺旋筋可采用  $\phi 8$ ,加强筋应  $\geq \phi 22$ ;桩基直径  $D \geq 1.5\text{m}$ ,螺旋筋采用  $\phi 10$ ,加强筋应  $\geq \phi 25$ 。

### (3) 桩基承台厚度

**问题:** 部分设计桩基础承台厚度尺寸不合理,偏大或偏小,如桩基直径  $\phi 1.5\text{m}$  时,承台厚度采用 1.8m 偏小。

**措施:** 参照类似工程,合理确定桩基础承台厚度尺寸。建议一般承台厚度宜大于等于 1.5 倍桩径,以保证承台的相对刚度;但承台厚度也不宜太厚,以免浪费材料或带来其他问题。

### (4) 桩底素混凝土段

**问题:** 对于摩擦桩,桩长大于 20m,桩底不设素混凝土段;对于嵌岩桩,桩底设素混凝土段。

**措施:** 对于摩擦桩,一般在桩底应设素混凝土段,其长度  $h$  应根据桩长  $L$  等确定,具体可按以下要求取用:

摩擦桩:

$15\text{m} < L \leq 20\text{m}$  素混凝土段长度  $h = 0.2 \sim 1$

$20\text{m} < L \leq 30\text{m}$  素混凝土段长度  $h = 1 \sim 5$

$30\text{m} < L \leq 40\text{m}$  素混凝土段长度  $h = 5 \sim 8$

$L > 40\text{m}$  素混凝土段长度  $h = 8 \sim 12$ ,并不大于  $8D$ (桩径)。

嵌岩桩:

桩底不设素混凝土段,即  $h = 0$ 。

### (5) 是否设声测管? 设多深? 设几根?

**问题:** 有的桥梁不设声测管,有的桥梁每根桩均设声测管;有的设 3 根声测管,有的设 4 根声测管。

**措施:** 应根据桥梁重要性、桩长、桩径、业主要求和规范综合考虑,合理设置声测管数量。对于特别重要桥梁,桩长较长,一般要求每根桩均设声测管,如润扬大桥主、引桥;对于重点工程的桥梁,根据桩长情况,一般可考虑采用设声测管超声波检测和其他如应变法无损检测相结合的方法检测桩基质量,对于桩长  $\geq 50\text{m}$  的桩基础,尽量采用设声测管超声波检测。对于直径  $> 1.5\text{m}$  桩基础,一根桩一般采用 4 根声测管;对于直径  $\leq 1.5\text{m}$  桩基础,一根桩一般采用 3 根声测管。声测管一般均伸到桩底,设声测管的桩应有几根主筋随声测管伸到桩底。



## 参考文献

- [1] 交通部. 公路工程基本建设项目设计文件编制办法[交公路发(1995)1036号]. 北京:人民交通出版社,1996
- [2] 交通部. 公路工程基本建设项目设计文件编制办法[交公路发(2007)358号]. 北京:人民交通出版社,2007
- [3] 交通部. 公路工程技术标准(JTG B01—2003). 北京:人民交通出版社,1998
- [4] 交通部. 公路桥涵设计通用规范(JTG D60—2004). 北京:人民交通出版社,2004
- [5] 交通部. 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范(JTG D62—2004). 北京:人民交通出版社,2004
- [6] 交通部. 公路斜拉桥设计细则(JTG/T D65-01—2007). 北京:人民交通出版社,1996
- [7] 中国公路学会桥梁结构与结构工程学会. 1997~2007年学术讨论会论文集. 北京:人民交通出版社,1997年~2007年。
- [8] 交通部. 公路工程水文勘测设计规范(JTG C30—2002). 北京:人民交通出版社,2002
- [9] 廖新辉,张阳. 高等级公路跨线桥桥型设计. 中外公路,2003(3)
- [10] 李博,慎铁刚. 高速公路跨线桥美学探讨. 公路与汽运,2003(3)
- [11] 陈建平. 高速公路跨线桥的美学探讨. 湖南交通科技,2002(3)
- [12] 袁卓亚. 高等级公路跨线桥设计探讨. 西安公路交通大学学报,2000(1)
- [13] 赵学军. 高速公路跨线桥桥型构思与选择. 辽宁交通科技,2000(4)
- [14] 周兴顺,张松,等. 高速公路支线上跨桥系列设计新理念. 公路交通科技,2006(4)
- [15] 杨士金. 景观桥梁设计. 上海:同济大学出版社,2003
- [16] 雷俊卿,郑明珠,徐恭义. 悬索桥设计. 北京:人民交通出版社,2002
- [17] 吴胜东. 润扬长江公路大桥建设. 第三册·悬索桥. 北京:人民交通出版社,2006
- [18] 中华人民共和国交通部. 公路斜拉桥设计规范(JTJ 027—96). 北京:人民交通出版社,1996
- [19] 林元培,等. 斜拉桥. 北京:人民交通出版社,1994
- [20] 刘士林,梁智涛,等. 斜拉桥. 北京:人民交通出版社,2002
- [21] 王伯惠. 斜拉桥结构发展和中国经验. 北京:人民交通出版社,2003
- [22] 楼庄鸿. 斜拉桥与其他桥型组合体系桥,2004年全国桥梁学术会议论文集,北京:人民交通出版社,2004
- [23] 谢旭,陈海滨,等. 组合形式的拱桥在景观设计的应用,2004年全国桥梁学术会议论文集. 北京:人民交通出版社,2004

- [24] 陈宝春, 彭桂瀚. 部分斜拉桥发展综述, 2004 年全国桥梁学术会议论文集. 北京: 人民交通出版社, 2004
- [25] 李国豪, 范立础, 等. 中国桥梁. 上海: 同济大学出版社, 1993
- [26] 林同炎, NED H. BURNS. 路湛沁, 等译. 预应力混凝土结构设计(第三版). 北京: 中国铁道出版, 1984
- [27] 范立础. 桥梁工程(上、下册)(公路与城市道路工程专业用)(第二版). 北京: 人民交通出版社, 2001
- [28] 姚玲森. 桥梁工程(公路与城市道路工程专业用). 北京: 人民交通出版社, 1985
- [29] 徐岳, 等. 预应力混凝土连续梁桥设计. 北京: 人民交通出版社, 2002
- [30] 范立础. 预应力混凝土连续梁. 北京: 人民交通出版社, 1999
- [31] 程翔云. 桥梁理论与计算. 北京: 人民交通出版社, 1990
- [32] 邵容光. 结构设计原理. 北京: 人民交通出版社, 1987
- [33] 叶见曙. 结构设计原理. 北京: 人民交通出版社, 2005
- [34] 夏永明. 平原软土地基拱式体系的探讨——下承式拱式结构. 华东公路, 1988
- [35] 刘孝平. 桥梁设计的极限状态理论. 北京: 人民交通出版社, 1989
- [36] 金成棣. 预应力混凝土梁拱组合桥梁——设计研究与实践. 北京: 人民交通出版社, 2001
- [37] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥设计与施工. 北京: 人民交通出版社, 1999
- [38] 邵旭东, 程翔云. 桥梁设计百问. 北京: 人民交通出版社, 2003
- [39] 刘吉士, 张俊义, 陈西君. 桥梁施工百问. 北京: 人民交通出版社, 2003
- [40] 和丕壮. 桥梁美学. 北京: 人民交通出版社, 1999
- [41] 顾清, 石绍甫. 公路桥涵设计手册——拱桥(上册). 北京: 人民交通出版社, 1997
- [42] 顾安帮, 孙国柱. 公路桥涵设计手册——拱桥(下册). 北京: 人民交通出版社, 1997
- [43] 刘效尧, 赵立成. 公路桥涵设计手册——桥梁(下册). 北京: 人民交通出版社, 2000
- [44] 交通部. 公路桥涵钢结构及木结构设计规范(JTJ 025—86). 北京: 人民交通出版社, 1987
- [45] 交通部. 公路桥涵施工技术规范. 北京: 人民交通出版社, 2000
- [46] 苏通大桥辅桥连续刚构桥施工图设计(内部资料)
- [47] 苏浏线航道整治昆山三里桥施工图设计(内部资料)
- [48] 张建民, 肖汝诚. 千米级斜拉桥施工过程中的索力优化与线形控制研究. 土木工程学报, 2005, 38(7)
- [49] 范立础, 杜国华. 斜拉桥索力优化及非线性理想倒退分析. 重庆交通学院学报, 1992, 11(3): 1~13



- [50] 范立础,等.对斜拉桥总体设计参数的讨论.结构工程师,2003(3)No.3
- [51] 周世忠.悬索桥的总体设计.中国土木工程学会桥梁及结构工程学会第十四届年会论文集
- [52] 李正.悬索桥主缆线形计算的一种新方法.江苏交通工程,2003(6)
- [53] 刘玉擎.组合结构桥梁.北京:人民交通出版社,2005
- [54] 王拥军.北京市西四环复兴路立交变截面连续钢组合梁设计.中国土木工程学会桥梁及结构工程学会第十四届年会论文集
- [55] 英国标准协会.钢桥、混凝土桥及结合梁桥 BS5400.西南交通大学出版社,1987
- [56] 冯云成,译.结合梁桥在施工过程中的行为.国外桥梁,2000(3)
- [57] 《QJX》4.0 用户手册
- [58] MIDAS 用户指南
- [59] ANSYS 用户手册
- [60] 范立础.桥梁工程(上、下册)(桥梁工程专业用)(第二版).北京,人民交通出版社,2001
- [61] 项海帆.中国桥梁.上海:同济大学出版社,1999
- [62] 张树仁,琮林.桥梁病害诊断改造加固设计.北京:人民交通出版社,2006
- [63] 李士华.道路桥梁维修技术手册.北京:中国建筑工业出版社,2003
- [64] 湛润水,等.公路旧桥加固技术与实例.北京:人民交通出版社,2002

## 1. 江阴长江大桥



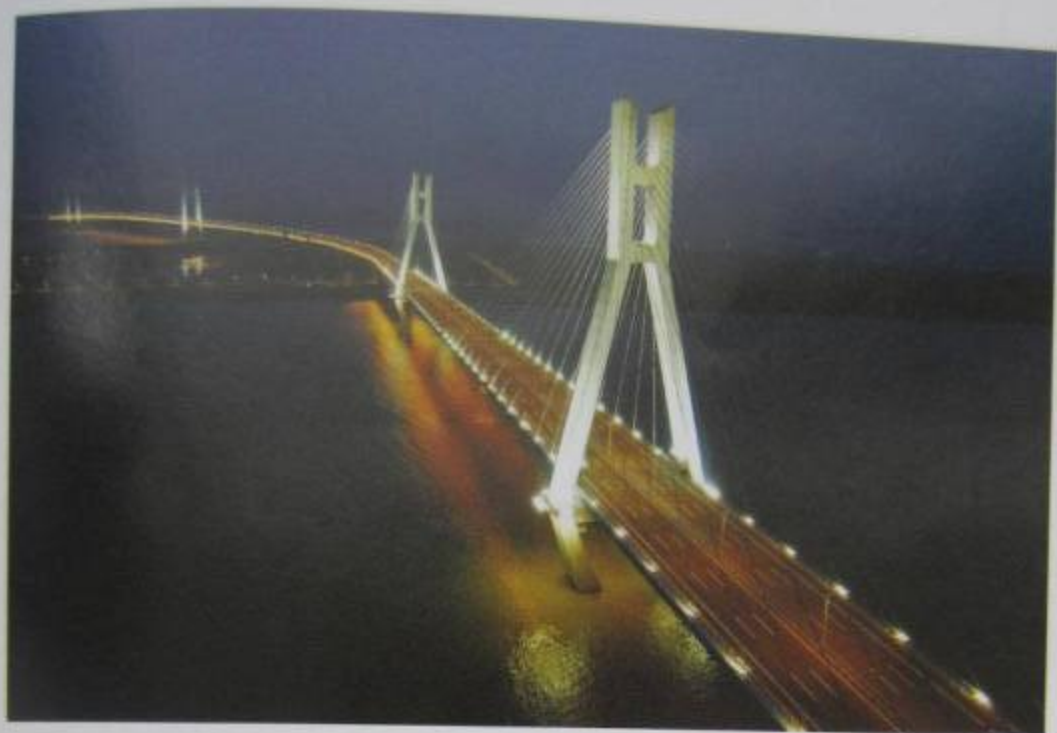
江阴长江公路大桥位于长江三角洲地段的中部,北岸通过广靖高速公路与宁通高速公路相接,南岸通过锡澄高速公路与沪宁高速公路相通,是江苏省 400 公里长江上继南京长江大桥之后建造的第二座跨江大桥。江阴大桥是国家“九五”重点基础设施建设项目,是沿海同江至三亚高速公路和京沪高速公路两条国道主干共线越江工程。

大桥主桥采用跨径 1385m 的简支钢箱梁悬索桥结构,一跨过江,是我国建成的第一座跨径超千米的特大跨径钢箱梁悬索桥。南北两岸引桥分别采用预应力混凝土箱形连续梁和 T 形简支梁结构。大桥全长 3071m。

该桥按双向六车道高速公路标准设计,桥面宽度为 33.8m,设计行车速度为 100km/h,设计荷载标准为汽车—超 20 级,挂车—120 级,设计风速为 40.8m/s,设计寿命为 120 年。桥下通航净高按 50m 进行设计,可通航 5 万吨级海轮以保证长江黄金水道畅通无阻。江阴大桥于 1994 年 11 月开工建设,1999 年 9 月建成通车,工程总投资为 27.3 亿元。江苏省交通规划设计院有限公司参与了该桥的设计。



## II. 润扬长江公路大桥



润扬长江公路大桥联接镇江、扬州两座历史文化名城,北起扬州南绕城公路,跨经长江世业洲,南迄沪宁高速公路丹徒枢纽,工程全长 35.66km。跨江桥梁全长 7.4km,由北引桥、北汉桥、世业洲高架桥、南汉桥、南引桥 5 个部分组成。南汉主航道桥采用主跨 1490m 的单跨双铰钢箱梁悬索桥,北汉辅航道桥采用 176m+406m+176m 的三跨双塔双索面钢箱梁斜拉桥。

大桥采用六车道高速公路标准,桥梁净宽 32.5m,设计速度 100km/h。主桥桥下通航净高 50m,桥位设计基本风速 29.1m/s,地震基本烈度 VII 度。大桥于 2000 年 10 月开工建设,2005 年 4 月建成通车,工程总投资约 57.8 亿元。

润扬大桥是我国长江上第一座由悬索桥和斜拉桥组合而成的特大跨径现代化桥梁,其建设规模之大、难度之高、技术之复杂,为我国桥梁建设史上所罕见。南汉悬索桥建成通车时,桥梁跨径位居“国内第一、世界第三”。该桥由江苏省交通规划设计院有限公司主持设计。

### III. 苏通大桥



苏通大桥位于江苏省东部的南通市和苏州(常熟)市之间,是交通部规划的黑龙江嘉荫至福建南平国家重点干线公路跨越长江的重要通道,也是江苏省公路主骨架网“纵一”——赣榆至吴江高速公路的重要组成部分,是我国建桥史上工程规模最大、综合建设条件最复杂的特大型桥梁工程。

苏通大桥工程起于通启高速公路的小海互通立交,终于苏嘉杭高速公路董浜互通立交。路线全长 32.4km,主要由北岸接线工程、跨江大桥工程和南岸接线工程三部分组成。

跨江大桥工程总长 8206m,其中主桥采用  $100\text{m}+100\text{m}+300\text{m}+1088\text{m}+300\text{m}+100\text{m}+100\text{m}=2088\text{m}$  的双塔双索面钢箱梁斜拉桥。斜拉桥主孔跨度 1088m,列世界第一;专用航道桥采用  $140\text{m}+268\text{m}+140\text{m}=548\text{m}$  的 T 型刚构梁桥,为同类桥梁工程世界第二;南北引桥采用 30m、50m、75m 预应力混凝土连续梁桥。

苏通大桥全线采用双向六车道高速公路标准,计算行车速度南、北两岸接线为 120km/h,跨江大桥为 100km/h,全线桥涵设计荷载采用汽车—超 20 级,挂车—120 级。主桥通航净空高 62m,宽 891m,可满足 5 万吨级集装箱货轮和 4.8 万吨船队通航需要。江苏省交通规划设计院有限公司参与了该桥的设计。



#### IV. 泰州长江公路大桥



泰州长江公路大桥位于江苏泰州与镇江、常州市之间,东距江阴长江公路大桥 57km,西距润扬长江公路大桥 66km,是江苏省“五纵九横五联”高速公路网的重要组成部分。

工程起于宁通高速公路宣堡枢纽,在泰州永安洲镇跨越长江,向西于扬中小泡沙跨越夹江,经镇江姚桥镇进入常州境内,止于沪宁高速公路汤庄枢纽。项目全长 62.088km,由北接线、跨江主桥、夹江桥和南接线四部分组成。其中,主桥及夹江桥全长 9.726km,采用双向六车道高速公路标准,桥面宽 33m。主桥通航净空高度不小于 50m,净宽不小于 760m,能满足 5 万吨级巴拿马货轮的通航需要。夹江桥通航净高不小于 18m,净宽不小于 100m。跨江主桥采用主跨  $2 \times 1080\text{m}$  三塔两跨连续钢箱梁悬索桥,跨径布置为  $390\text{m} + 2 \times 1080\text{m} + 390\text{m}$ 。中塔采用沉井基础、人字形钢塔结构。边塔采用混凝土门式框架结构。南、北锚碇均采用沉井基础。

项目核准总投资 93.7 亿元,2007 年 12 开工建设。该桥由江苏省交通规划设计院有限公司主持设计。

## V. 灌河大桥



灌河大桥位于江苏省盐城市和连云港市的交界处,跨越灌河,是江苏省“五纵九横五联”高速公路网中沿海高速公路连盐段的关键控制性工程,同时也是苏北地区的标志性工程。

灌河大桥全长 1818.96m,主桥长 636.6m,主跨 340m,为  $32.9\text{m} + 115.4\text{m} + 340\text{m} + 115.4\text{m} + 32.9\text{m}$  五跨钢混组合梁双塔双索面半漂浮体系斜拉桥,双向六车道,设计荷载汽车—超 20,挂车—120,设计车速 120km/h。主梁采用双边肋,索塔为 H 形,采用平行钢绞线拉索,拉索在主梁和塔上的锚固分别采用锚拉板和钢锚梁。主桥桥面宽 36.6m,为国内已建成同类型桥梁最宽,是江苏省第一座钢混组合梁斜拉桥。该桥由江苏省交通规划设计院有限公司设计。

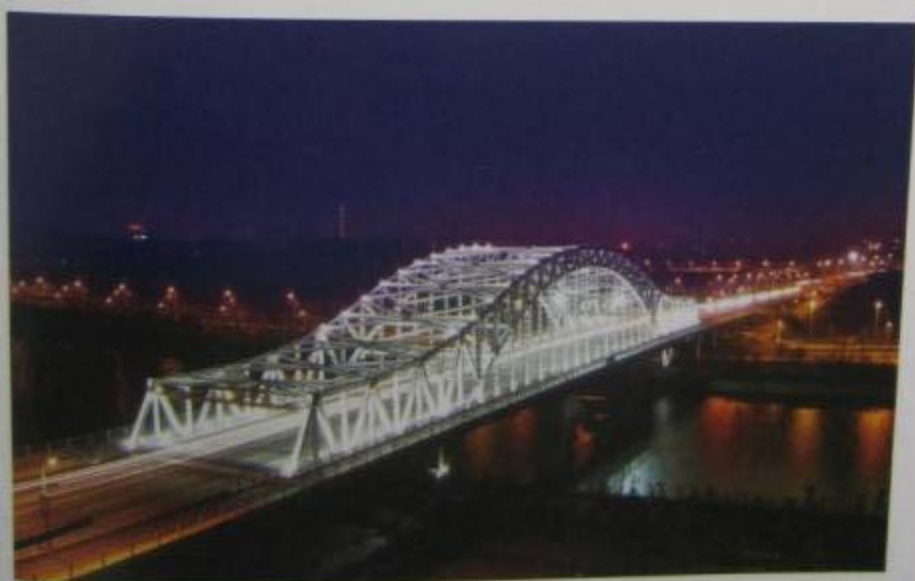


## VI. 平陵大桥



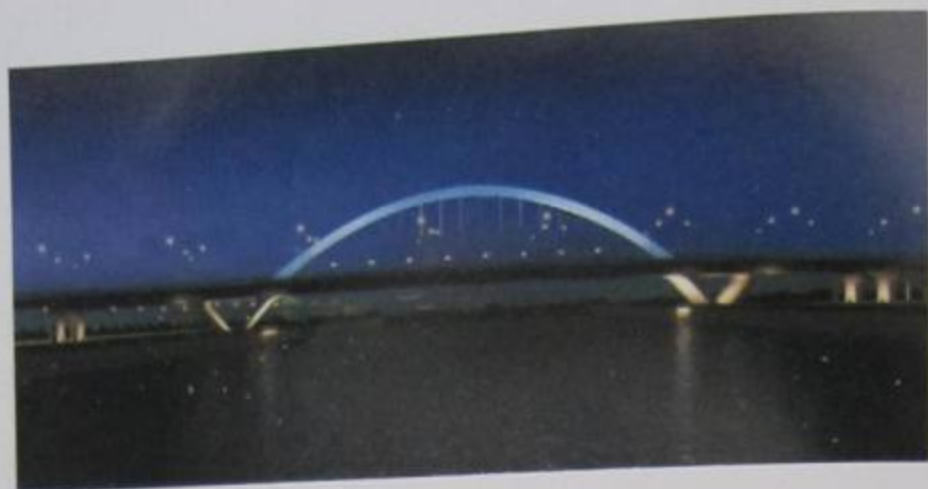
平陵大桥是京杭运河常州市区段改线工程 11 座跨运河大桥中的一座。主桥跨径布置为  $71\text{m}+110\text{m}+71\text{m}$ ，桥梁宽度  $33.5\text{m}$ ，是目前国内最大跨径的钢混组合连续梁桥。钢混组合结构充分发挥了钢和混凝土各自的材料特性，相比混凝土梁桥降低了桥梁建筑高度，施工快速简便，结构安全可靠。

## VII. 新龙大桥



新龙大桥是京杭运河常州市区段改线工程 11 座跨运河大桥中的一座。主桥采用  $30.7\text{m}+100\text{m}+30.7\text{m}$  三跨中承式连续钢桁架拱桥，桥梁宽度  $36\text{m}$ 。新龙大桥把现代钢桥技术与江南水乡特色的拱桥融为一体，是新运河上用“钢筋铁骨”打造的一座景观桥梁。

## VIII. 阳湖大桥



阳湖大桥是京杭运河常州市区段改线工程 11 座跨运河大桥中的一座。主桥采用下承式 V 腿单肋系杆拱, 主桥跨径组合为  $35\text{m}+108\text{m}+35\text{m}$ , 桥梁宽度  $36.5\text{m}$ , 下部 V 腿高  $9\text{m}$ , 上部采用单肋钢拱, 双排吊杆, 一孔跨越运河, 拱轴线为二次抛物线, 矢高为  $21\text{m}$ 。阳湖大桥造型优美, 受力合理, 结构简洁, 在  $100\text{m}$  左右跨径桥型中具有较强的竞争力。

## IX. 钟楼大桥



钟楼大桥是京杭运河常州市区段改线工程 11 座跨运河大桥中的一座。主桥采用塔梁固结的独塔双索面斜拉桥, 设计跨径为  $108\text{m}+46\text{m}+34\text{m}$ , 边跨设辅助墩, 桥面宽  $40\text{m}$ 。主梁采用预应力混凝土双边箱结构, 索塔为混凝土塔, 斜拉索采用钢绞线斜拉索体系。独塔斜拉桥具有外形优美、技术成熟等优点。