

# 北京交通大学

专业硕士学位论文

城市轨道交通预应力混凝土连续刚构桥长期变形研究

**Study on Long-term Deformation of the Prestressed Concrete  
Continuous Rigid Frame Bridge of Urban Rail Transit**

作者：马亚娟

导师：卢文良

北京交通大学

2013年6月



## 学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解北京交通大学有关保留、使用学位论文的规定。特授权北京交通大学可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，提供阅览服务，并采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编以供查阅和借阅。同意学校向国家有关部门或机构送交论文的复印件和磁盘。

(保密的学位论文在解密后适用本授权说明)

学位论文作者签名：马亚娟

导师签名：李之良

签字日期：2013年 6月 19日

签字日期：2013年 6月 19日

中图分类号：  
UDC：

学校代码：10004  
密级：公开

# 北京交通大学

## 专业硕士学位论文

城市轨道交通预应力混凝土连续刚构桥长期变形研究

Study on Long-term Deformation of the Prestressed Concrete  
Continuous Rigid Frame Bridge of Urban Rail Transit

作者姓名：马亚娟

学 号：11125616

导师姓名：卢文良

职 称：副教授

工程领域：建筑与土木工程

学位级别：硕士

北京交通大学

2013年6月

## 致谢

本课题的选题及研究工作是在卢文良教授的亲切关怀和悉心指导下完成的。他严肃的科学态度，严谨的治学精神，精益求精的工作作风，深深地感染和激励着我。从课题的选取到论文的最终完成，卢教授不断给予我细心的指导和不懈的支持。卢教授不仅在学业上给我以精心指导，同时还在思想、生活上给我以无微不至的关怀，在此谨向卢教授致以诚挚的感谢和崇高的敬意。

由衷地感谢读研两年来土建学院各位老师的指导和帮助，是你们的无私传授让我们顺利地完成研究生学业。感谢土建学院办公室、研究生科等部门的老师们，是你们辛勤的工作为我们创造了安定、舒适的学习和生活环境。

此外，我还要感谢土建 604、607、620 以及硕士 1106 班的各位兄弟姐妹，是你们亲切的关怀和问候伴我度过丰富多彩的研究生生活。特别感谢李忠三、张坤、肖云、曹珊珊、郑辉辉、白存现、吴春武、李慧敏、徐林枫、李旺旺、胡博、张秉灿、刘翠红以及其他师兄、师弟（妹）对我论文的指导和帮助，感谢我亲爱的舍友，谢谢你们给予我无限的关怀和帮助、陪我度过最难忘的时光。

最后，我要感谢我最爱的家人，还有那些一直陪伴我、支持我的朋友们，无论以后我走到哪里，无论我结交了多少新的友谊，你们永远是我的最爱和心灵的港湾。

## 中文摘要

摘要：预应力混凝土连续刚构桥以其跨越能力大、整体性能好、承载能力强、外观刚劲简洁、施工工艺简单等优点，在跨径为 60-200m 的范围内具有极强的竞争力。现有大跨度连续刚构公路桥长期变形过大已成为一种普遍现象，但是对城市轨道交通预应力混凝土连续刚构桥长期变形的研究还很少。本文以一座城市轨道交通预应力混凝土连续刚构桥为对象，进行了桥梁长期变形研究。论文主要内容包括：

(1)通过查阅国内外相关文献，分类讨论了预应力混凝土连续刚构桥在公路、铁路、城市轨道交通中的应用，并对其产生的病害进行总结。介绍了预应力混凝土连续刚构桥的受力和变形的研究现状。

(2)分析了预应力混凝土连续刚构桥挠度产生的机理，并从设计、施工等方面对桥梁长期变形产生的原因进行了讨论。

(3)以北京地铁十四号线跨永定河连续刚构桥为研究对象，监测了该桥关键截面在成桥后约半年时间里的应变发展。分析了梁体实测应力（应变）的变化规律，为从应力状态分析桥梁长期变形提供了丰富的数据。

(4)利用有限元分析软件对所研究桥梁的应力情况进行了计算分析。将监测数据和有限元计算结果进行了对比分析。

(5)通过改变预应力损失、加载龄期、自重、梁体刚度等参数的方法，利用有限元模型对连续刚构桥的长期变形进行了分析。

(6)介绍了控制预应力混凝土连续刚构桥长期变形的各种措施。

关键词：城市轨道交通；预应力混凝土；连续刚构；长期变形；徐变  
分类号：

## ABSTRACT

**Abstract:** Owing to great spanning capacity, good overall performance, strong bearing capacity, stiffness and concise appearance, simple construction technology, etc, prestressed concrete continuous rigid frame bridge performs excellent competitiveness in spans with a range from 60m to 200m. Excessive deformation of the existing long-span continuous rigid frame highway bridge has become a common phenomenon for a long time, but few studies on the long-term deformation of prestressed concrete continuous rigid frame bridge of urban rail transit has been carried out. Studies on long-term deformation of a prestressed concrete continuous rigid frame bridge of urban rail transit are implemented in this paper. Main contents in this paper include:

- (1) Referring to related literature at home and abroad, the application of prestressed concrete continuous rigid frame bridges in highway, railway and urban rail transit was discussed respectively, and the diseases of such bridges were summarized. Also, the research status of force and deformation on prestressed concrete continuous rigid frame bridge was introduced.
- (2) The mechanism of deflection of the prestressed concrete continuous rigid frame bridge was analyzed, and the long-term deformation reason was discussed due to design, construction, etc.
- (3) A continuous rigid frame bridge, which crosses the Yongding River and belongs to Beijing metro line 14, was monitored. The long-term strain change (in six months after the bridge completed) in the key sections was recorded. The variational rules of measured stress (strain) of the beam were analyzed, as well as abundant data was provided for analyzing long-term deformation based on the stress state.
- (4) The analysis of the bridge stress condition was carried on by using the finite element software. The comparison and analysis of the monitoring data with finite element calculation results were provided.
- (5) Based on the finite element model, the long-term deformation of continuous rigid frame bridge was analyzed by changing the loss of prestress, the loading ages, self-weight, the stiffness of beam body, etc.
- (6) Various measures to control the long-term deformation of prestressed concrete continuous rigid frame bridge were introduced.

**key words:** Urban Rail Transit; Prestressed Concrete; Continuous Rigid Frame;

Long-term Deformation; Creep

**classifying number:**

## 目录

中文摘要 .....	v
ABSTRACT.....	vii
1 选题背景与研究意义 .....	1
1.1 大跨度连续刚构桥的特点和发展概况 .....	1
1.1.1 大跨度连续刚构桥在公路桥中的应用 .....	2
1.1.2 大跨度连续刚构桥在铁路桥中的应用 .....	3
1.1.3 大跨度连续刚构桥在城市轨道交通中的应用 .....	4
1.2 大跨度连续刚构桥的病害现状 .....	6
1.3 大跨度连续刚构桥的研究现状 .....	7
1.3.1 受力分析的研究现状 .....	7
1.3.2 变形分析的研究现状 .....	9
1.4 论文主要研究内容 .....	11
2 大跨度连续刚构桥长期变形产生的机理和原因 .....	13
2.1 大跨度连续刚构桥长期变形产生的理论分析 .....	13
2.2 大跨度连续刚构桥挠度计算法 .....	15
2.3 大跨度连续刚构桥长期变形产生的原因 .....	18
2.3.1 设计理论原因分析 .....	18
2.3.2 施工原因分析 .....	29
2.3.3 材料原因分析 .....	29
2.3.4 运营管理原因分析 .....	30
2.4 本章小结 .....	30
3 大跨度连续刚构桥施工期应力监测与挠度分析 .....	31
3.1 工程简介 .....	31
3.2 北京地铁十四号线跨永定河连续刚构计算分析 .....	33
3.2.1 有限元模型简介 .....	33
3.2.2 结构计算分析 .....	34
3.3 施工阶段应力监测 .....	38
3.3.1 监测工作简介 .....	38
3.3.2 梁体实际受力分析 .....	42
3.4 实测值与理论值对比分析 .....	59
3.4.1 支架拆除后的应力值对比分析 .....	59

3.4.2 桥面铺装完成后的应力值对比分析.....	59
3.5 应变值变化与桥梁长期变形的关系.....	60
3.5.1 各因素引起的桥梁应变分析.....	60
3.5.2 应变值与长期变形的关系.....	73
3.6 本章小结.....	74
4 结构参数变化对主梁长期变形的影响.....	77
4.1 预应力损失对主梁长期变形的影响.....	77
4.2 加载龄期对主梁长期变形的影响.....	82
4.3 自重变化对主梁长期变形的影响.....	85
4.3.1 自重集度对主梁长期变形的影响.....	86
4.3.2 桥面铺装厚度对主梁长期变形的影响.....	88
4.4 梁体刚度对主梁长期变形的影响.....	91
4.5 本章小结.....	92
5 连续刚构桥长期变形控制措施.....	93
5.1 设计控制措施.....	93
5.1.1 预拱度法.....	93
5.1.2 “零弯矩”法.....	94
5.1.3 预应力束布置.....	95
5.1.4 其他设计方法.....	96
5.2 施工控制措施.....	97
5.3 混凝土质量控制.....	98
5.4 本章小结.....	99
6 结论与展望.....	101
6.1 结论.....	101
6.2 展望.....	102
参考文献.....	103
作者简介.....	107
独创性声明.....	109
学位论文数据集.....	111

# 1 选题背景与研究意义

## 1.1 大跨度连续刚构桥的特点和发展概况

随着城市交通事业的蓬勃发展和现代科技水平的不断提高，城市交通量需求不断扩张，桥梁跨径不断增大，人们对桥梁的结构形式也不断进行着改善。就当代技术水平而言，大跨度、特大跨度桥梁无论是在设计理论、施工方法、建桥材料等方面都存在着固有的缺点和困难<sup>[1]</sup>。这些问题能否得到合理解决，关系到大跨度桥梁的发展和桥梁建设的经济效益，最重要的是影响到人们出行的安全。

在大跨度桥型比选中，连续梁桥型具有很大的竞争力。连续梁桥按结构体系划分，可分为：连续梁桥、连续刚构桥和刚构—连续组合梁桥等。

连续梁桥<sup>[2]</sup>是中等跨径的桥梁中常用的一种桥梁结构，它具有接缝少、刚度好、行车平顺舒适等优点，在 30-120m 跨度内常是确定桥型方案的优胜者。但它需墩梁临时固结和体系转换，同时需要大吨位盆式支座，因此费用高，养护工作量大。

连续刚构桥是墩梁固结的连续结构，具有 T 形刚构和连续梁的优点。连续刚构桥一般采用悬臂施工，主墩无支座，合拢前不需要体系转换，施工方便；其横桥向抗扭刚度大，能较好的满足悬臂施工的抗风要求；顺桥向抗弯刚度大，受力性能好，墩梁固结能有效减小跨中的正弯矩，使跨中截面尺寸相应减小，外形美观、流畅。由于连续刚构桥的桥墩柔性、主梁连续，顺桥向抗推刚度小，部分收缩徐变及温度影响力可通过柔性墩的水平位移来消除，对结构的抗震也更有利；另外，连续刚构桥伸缩缝少，行车平稳顺畅。

刚构—连续组合梁桥是连续梁桥和连续刚构桥的组合，其主跨跨中设铰，两侧跨径为连续体系，可利用边跨连续梁的重量使 T 构做成不等长悬臂，以加大主跨的跨径。它兼顾了二者的优点，摈弃了各自的缺点，无论是在结构受力还是在使用性能等方面都具有一定的优越性。

通过以上分析可知，预应力混凝土连续刚构桥以其跨越能力大、施工难度小、行车舒适、养护简便、整体性能好、承载能力强、外观刚劲简洁等优点，越来越受到桥梁工程师的青睐，尤其是在跨径为 100-200m 的范围内具有极强的竞争力，特别适于跨越深谷、大河、急流的桥梁和城市立交桥。这时如果建立连续梁桥，需要增加桥墩数量，且连续梁桥采用悬臂施工法，施工时需要增加墩与主梁之间的临时锚固措施，这样会极大地增加工程造价和施工难度，因而连续刚构桥受到极大的欢迎。

混凝土刚构桥结构形式的出现早在预应力混凝土桥梁之前。1936 年，美国建

成的 Park 桥是一座跨度为  $(13.3+44.5+13.3)$  m 的混凝土刚构桥。随着时间推移和科学技术的不断发展, 预应力技术相继产生, 预应力混凝土刚构桥逐渐取代了普通钢筋混凝土刚构桥。预应力技术的发现, 是世界桥梁发展的里程碑。从二十世纪五十年代初到七十年代末, 世界上开始盛行跨中带铰的预应力混凝土刚构桥, 混凝土梁式桥跨度越来越大, 创造一次次的世界纪录, 举世瞩目, 而预应力混凝土连续刚构桥则未能得到足够的重视。但是这种跨中带铰的预应力混凝土刚构桥, 不易保持桥面纵坡的平顺, 而且在混凝土徐变的影响下, 随着时间推移, 跨中折角的问题越来越严重, 影响了行车的平顺。当充分认识到这种缺点后, 跨中带铰的预应力混凝土刚构桥就逐渐被舍弃, 代之以连续梁或连续刚构。1974 年, 瑞士建成的弗尔斯瑙大桥 (Felsenau Bridge), 是一座 17 孔的变高度单室梯形箱梁, 桥长 1116m, 主跨为  $(94+144+144+94)$  m, 此桥部分墩梁固结, 其余部分墩顶设置活动支座。此桥仅在两端桥台处设伸缩缝, 造型十分优美。1974 年, 德国建成一座全长 986m 的预应力混凝土连续刚构桥——摩泽尔桥 (Die Mosel Brücke), 此桥主跨为  $(106+192+106)$  m, 仅在两桥台设伸缩缝。

### 1.1.1 大跨度连续刚构桥在公路桥中的应用

#### (1) 国外连续刚构桥建设情况

1955 年, 奥地利建成一座直腿刚构桥, 名字叫做煦维登 (Schweden) 大桥, 此桥为三跨连续的公路桥, 主跨 55m。

1982 年, 美国建成的休斯顿航道桥 (Houston Ship Channel Bridge), 桥面宽 18m, 是当时世界上跨度最大的预应力混凝土公路连续刚构桥, 主跨为  $(114.3+228.7+114.3)$  m。

1985 年, 澳大利亚建成一座主跨为  $(145+260+145)$  m 的预应力混凝土公路连续刚构桥——门道桥 (Gateway Bridge), 该桥主跨跨度打破了科罗尔-巴贝尔皂泊在 1978 年建立的 241m (跨中带铰刚构) 预应力混凝土梁式桥的跨度纪录。

1998 年, 挪威建成的海湾桥 (Raftsundet)<sup>[3]</sup>, 是一座主跨 298m 的 4 跨连续刚构桥, 打破了门道桥的纪录。

#### (2) 国内连续刚构桥建设情况

1988 年, 我国建成通车的津市澧水大桥, 该桥主跨采用 3 孔连续刚构桥型, 结构新颖, 行车舒适。主跨采用边跨合拢前单向单边张拉, 首创我国连续梁施工二期成型新工艺。

1988 年我国建成的番禺洛溪大桥, 位于广州市海珠区与番禺区之间的珠江沥滘航道上, 是广州市区连接番禺的交通要道。该桥主桥长 480m, 主跨 180m, 双

向四车道。

1993年，我国建成了三门峡黄河大桥，大桥设计有“高、大、长、深、新”五大特色。大桥全长1310.09m，桥跨布置为 $(105+4\times 160+105)$  m，主桥上部结构为三向预应力混凝土连续刚构。

1995年，我国建成的黄石长江大桥，是国家公路主干线318国道上的特大型桥梁，全长2580.08m，主桥长1060m，主跨布置为 $(162.5+3\times 245+162.5)$  m，这是一座5跨预应力混凝土连续刚构桥。

1997年，我国建成的广州虎门大桥辅航道桥为一座连续刚构桥，其跨度布置为 $(150+270+150)$  m，跨度居同种桥型世界第一名。

1997年，我国建成通车的江津长江大桥，由主体和引道工程组成，主体为520m的连续刚构桥，跨径布置为 $(140+240+140)$  m，居当时国内同类型梁桥第二位。

1999年，我国建成的重庆黄花园大桥，主桥全长1208m，双向六车道。该桥为五跨预应力混凝土连续刚构桥，中间三跨跨度为250m。此桥被描述为“铁龙卧波气如虹，天堑从此变通途”。

2000年，我国建成并通车的泸州长江二桥，是一座跨越长江的特大型预应力混凝土连续刚构桥，桥梁全长1408m，主跨252m。

2003年，我国建成的元江大桥，在当时被认定为同类桥梁中的世界第一高桥。该桥为五跨连续刚构，主墩高123.3m，超过世界107m最大墩高的纪录。该桥主跨265m，为当时世界同类桥梁第二大跨度。

2004年12月底建成的广州珠江特大桥，是位于广州南部贯穿番禺南北的一座特大型预应力混凝土连续刚构桥，全长1021m，采用双向八车道，主桥桥跨布置为 $(138+250+138)$  m。该桥在当时国内已经建成的三跨连续刚构中跨度居第二位。

2007年5月28日，号称四川第一跨的江安长江大桥建成通车。该桥为预应力混凝土连续刚构桥，大桥全长1092.8米，主桥长540米，主跨长252米，桥宽15.5米，共有23个墩。

### 1.1.2 大跨度连续刚构桥在铁路桥中的应用

#### (1) 国外连续刚构桥建设情况

1953年，德国建成一座三跨连续双线铁路斜腿刚构桥——霍雷姆（Horem）桥，主跨85.5m。

1984年，德国建成汉诺威-维尔茨堡（Nannover-Wurzburg）双线高速铁路桥，该桥采用V型墩作为两主墩的墩型，主跨 $(82+135+82)$  m，全长794.5m，为当时

世界上跨度最大的预应力混凝土铁路连续刚构桥。

1990年,葡萄牙建成的杜罗河桥(Doulur River Bridge),是一座主跨为250m的双线铁路预应力混凝土连续刚构桥,创造了20世纪铁路预应力混凝土连续刚构桥的跨度纪录。

## (2)国内连续刚构桥建设情况

1995年,我国建成了攀枝花金沙江单线铁路桥,主桥跨径布置为(100+168+100)m,这座桥是一座预应力混凝土连续刚构桥,是当时我国已建成的跨度最大的单线铁路PC梁桥。

1996年,我国建成的南昆铁路清水河大桥<sup>[4]</sup>,是当时我国最高的铁路桥梁,同样是世界上最高的预应力混凝土连续刚构铁路桥之一。该桥桥型为(2×32)m预应力混凝土简支梁+(72+128+72)m预应力混凝土连续刚构,全长360.6m。

2009年我国建成通车的郑西客运专线,是国家高速铁路网中“四纵四横”的其中一横“徐兰客运专线”的中段。路线中的洛桥全长14369.98米,孔跨结构有简支箱梁、连续梁、长钢架和V型墩连续刚构等。由于横跨洛阳环城高速公路,为了保证施工期间高速公路的正常通行,V型墩连续刚构采用平行高速公路施工,再经转体工程转到设计线位。

2009年11月11日,由中铁十四局集团承建的广深港铁路客运专线连续刚构桥全部合拢。主桥有4孔主跨连续刚构,每跨长168米,创当时中国铁路连续刚构桥跨径之最。

2012年,我国建成通车的郑武跨陇海铁路特大桥,主跨采用(112+112)m刚构连续梁拱。

2012年6月,由中铁二十三局集团六公司承建的兰渝铁路重庆朝阳嘉陵江大桥合拢。这是我国在建的单线铁路跨度最大的连续刚构桥。大桥全长375.6米,最大跨度为176米。

### 1.1.3 大跨度连续刚构桥在城市轨道交通中的应用

广州地铁4号线沙湾大桥<sup>[5]</sup>是该地铁线上技术难度大、控制工期的一个重要工程节点。它位于京珠高速沙湾特大桥上游,横跨沙湾水道,桥梁跨径布置为(70+120+70)m,是一座预应力混凝土连续刚构桥。该桥梁体采用的是单箱单室斜腹板箱型截面,采用挂篮悬臂浇筑施工。

南京地铁迈皋桥高架站以及站后折返线高架桥是由中铁十七局集团承建,2004年年底竣工。前者全长162m,后者全长312m,以跨越华电路、和燕路。此桥位于南京市迈皋桥广场,采用的是3×27m预应力混凝土连续刚构,截面形式为

单箱三室型的箱型截面。箱梁顶宽 19.5m，宽跨比  $B/L=0.722$ 。

2006 年 11 月中旬竣工的北京地铁首都国际机场线 07 标段跨温榆河桥段连续刚构<sup>[6]</sup>，采用的是  $(38+53+38)$  m 的跨径布置。

2006 年 12 月上旬，广州地铁 4 号线车隴南-黄阁高架段（区间 5 标）跨市桥沥水道连续刚构桥和跨沙湾水道特大连续刚构桥竣工验收，前者跨径布置为  $(52.5+2\times 80+52.5)$  m，后者跨径布置为  $(70+2\times 120+70)$  m。另外，广州地铁 6 号线高架区间跨白沙河段也拟定采用此结构形式。

深圳地铁龙岗线原名叫深圳地铁 3 号线<sup>[7]</sup>，于 2011 年 6 月 28 日建成通车。其中河坳-大运区间跨机荷立交处的桥梁结构形式采用预应力混凝土连续刚构，跨径布置为  $(40+68+40)$  m，采用双向预应力混凝土结构，梁体采用单箱单室直腹板变高度箱梁，梁高为二次抛物线，采用全预应力。

上海市轨道交通明珠线<sup>[8]</sup>跨越漕溪路高架后，紧接着跨越位于中山西路上的内环线高架。它与内环线高架道路斜交角为  $17^\circ$ ，与中山西路斜交角为  $23^\circ$ 。因此采用了跨径为  $(80+112+80)$  m 的预应力混凝土连续刚构桥。其中，主跨 112m 中有 102m 处于内环高架道路通车范围的上空。施工方案采取悬臂浇筑法，以求施工过程不对桥下行车安全产生影响。梁体采用箱型截面，桥面宽 8.8~9.02m，底板宽 5.2m，为三向预应力体系。

津滨轻轨为跨越津塘公路设置了一跨津塘公路桥<sup>[9]</sup>，这是津滨轻轨与津塘公路的第一次交汇。交叉角为  $24.7^\circ$ 。考虑到既有路面 25.2m 的宽度和两端桥孔的布置，一跨津塘公路桥采用  $(45.93+78+45.93)$  m 跨径布置，全联长 169.86m，采用预应力混凝土连续刚构桥形式。在桥梁纵向采用变截面、变高度箱梁形式，梁底高程按 1.8 次抛物线形设计，采用三向预应力体系。

广州城际轨道交通采取无砟轨道形式，中途的容桂水道桥是一座预应力混凝土连续刚构桥，跨径布置为  $(108+2\times 185+115)$  m，是当时世界上采用无砟轨道的跨度最大的预应力混凝土连续刚构桥。

重庆轻轨 3 号线连通机场，于 2011 年 9 月正式运行。线路中途的嘉陵江特大桥采用预应力混凝土连续刚构桥形式，主桥跨径布置为  $(96+160+96)$  m。其 160m 主跨创世界上轻轨桥梁的跨径之最。其悬浇施工曲线半径为 311m，创世界最小。

在重庆市渝中区与江北区之间的嘉陵江有一座重庆和澳门的友谊之桥—渝澳大桥。该桥于 2001 年年底建成通车，全长 1458.312 米，主桥跨径布置为  $(96+160+96)$  m。主桥桥宽 17.5 米，车行道 16 米，桥下通航净高 28 米，总投资 10 亿元人民币。

北京地铁亦庄线在跨越京津唐高速公路部分修建了一座跨径布置为  $(36+60+36)$  m 的预应力混凝土连续刚构桥，桥梁全长 132 米，采用挂篮悬臂浇筑施工方案。主桥横断面采用单箱单室直腹板截面形式，梁底曲线为圆曲线。梁

顶宽 9 米，底宽 4.7 米，顶面平坡。

## 1.2 大跨度连续刚构桥的病害现状

大跨径连续刚构桥以其良好的受力性能、较少的伸缩装置、舒适的行车环境以及简单的施工工艺等特点，在现代公路、铁路桥梁中得到广泛的应用。但随着运营时间的增长，大跨径预应力混凝土连续刚构桥的病害现状日益凸显。其中，最主要的病害为主跨跨中挠度过大以及箱梁梁体开裂。而挠度的增大加剧了箱梁底板的开裂，梁体开裂的增多也促使结构刚度的下降，进而加剧了跨中挠度的发展。这两者相互影响，形成恶性循环。这些病害的产生严重影响了桥梁的正常运营和耐久性的要求。主梁跨中部位的挠度特点主要表现为：挠度呈长期增长趋势，增长率随着时间变化可能会加速、减速，也可能保持匀速变化；结构的长期挠度值远远大于设计计算的预计值。主梁跨中部位的过度下挠，不仅影响了桥梁景观的效果、桥梁行车的舒适性和安全性，更主要的是增加了养护费用，造成桥梁交通运行困难和结构安全度的降低。

下面列举了一些国内外产生跨中下挠现状的桥梁工程实例。

### (1) 国外大跨径预应力混凝土连续刚构桥下挠情况

1978 年建成通车的科罗·巴岛(Koror-Babeldaob)桥，跨径布置为(72+241+72)m，1990 年的测量数据显示，其跨中挠度达 1200mm，1996 年 7 月对其进行加固处理，之后不到三个月，此桥就发生了倒塌事件。

1979 年美国建成了鸚鵡渡口桥(Parrotts Ferry Bridge)，跨径布置为(99+195+99)m。该桥在使用 12 年后，主跨跨中下挠值达 635mm。

1998 年 11 月建成的挪威 Stolma 桥，主跨布置为(94+301+94)m。建成后三年，主跨跨中下挠 92mm。

### (2) 国内大跨径预应力混凝土连续刚构桥下挠情况

1993 年建成通车的三门峡黄河公路大桥，跨径布置为(105+4×140+105)m。在 2006 年的检查中发现，跨中下挠值已达到 220mm，梁体开裂现象也很明显。

1993 年 10 月建成通车的东明黄河大桥，是一座主桥跨径布置为(75+7×120+75)m 的连续刚构组合桥。在 1999 年 3 月的全面检测中，发现主梁很多处已经开裂。除了边跨处的主桥桥面，其余各跨跨中存下明显的下挠现象。测得数据显示，与刚建成时相比，2 号孔跨中最大下挠值达 146mm。

1994 年建成通车的广东省海南金沙大桥，主跨布置为(66+120+66)m。在 2000 年底的检查中发现，主跨跨中下挠 220mm。主跨箱梁腹板裂缝较多，最大裂缝宽度达 1.15mm。

1995年湖北省建成通车的黄石长江大桥，跨径布置为 $(162.5+3\times 245+162.5)$  m。通车后3年，跨中挠度持续增长。在运行7年后，各跨跨中下挠情况明显，在大桥北岸次边跨2#墩与3#墩间主梁跨中挠度达305mm。中跨3#墩与4#墩之间，主梁跨中下挠212mm。南岸次边跨4#墩与5#墩之间主梁跨中下挠值达226mm。

1997年，建成的广州虎门大桥辅航道桥，跨度布置为 $(150+270+150)$  m。7年的观测数据表明，承台和墩顶角位移较小，主梁主跨跨中挠度持续增长。直到2003年11月份，该桥左幅主跨跨中下挠值为222mm，右幅桥跨跨中下挠值为207mm。

1997年建成通车的重庆江津长江大桥，跨径布置为 $(140+240+140)$  m，主跨跨中挠度值达317mm。

国内外的数据显示，大跨径预应力混凝土梁桥在使用时间不久就普遍出现主梁下挠过大现象。据不完全统计，100~160m跨径的预应力混凝土连续梁桥，年平均跨中下挠值达5~10mm；160~220m跨径的预应力混凝土连续梁桥，年平均跨中下挠值达10~20mm；220~270m跨径的预应力混凝土连续梁桥，年平均跨中下挠值达20~30mm，并且长时间难以稳定。

由上述统计资料可知，大跨径预应力混凝土连续刚构桥的下挠问题，具有普遍性和难以稳定的特点，严重威胁到大跨径预应力混凝土桥的结构安全和使用性能。

## 1.3 大跨度连续刚构桥的研究现状

### 1.3.1 受力分析的研究现状

刘剑锋<sup>[10]</sup>介绍了一座175m跨径的高速公路预应力混凝土连续刚构桥的总体设计，利用两种有限元软件（Midas/Civil和桥梁博士）建立全桥模型，并进行计算分析，证明了主梁受力的合理性，指出桥梁跨中下挠和斜截面开裂等问题在控制设计中的关键性。提出利用恒载零弯矩理论配束，以减小自重弯矩和预应力弯矩的差值，降低混凝土长期收缩徐变的影响。

余军思<sup>[11]</sup>以乌江二桥（三向预应力混凝土连续刚构桥）为工程背景，建立桥梁结构模型，并进行分析计算，对桥梁施工过程中受力情况进行详细介绍，使我们对西部地区桥梁结构设计有了更进一步认识，也为以后桥梁工程的设计计算奠定了基础。

徐敏<sup>[12]</sup>通过分析连续刚构桥的受力特点，结合该类型桥梁的设计理念、施工技术，详细介绍了连续刚构桥在悬臂施工过程中的挂篮选型及挂篮的组合以及技

术性能和参数、墩顶 0 号块施工过程和施工工艺、悬臂浇筑段施工工序、边跨浇筑段施工工艺、合拢段施工工艺和注意事项。

何畅<sup>[13]</sup>以晋济高速公路上的南河底特大桥为工程背景,利用有限元模型分析了大跨径宽箱梁连续刚构桥复杂的空间受力行为,并得出的一系列结论如下:1) 分组布置的顶板钢束和腹板下弯钢束,能有效降低宽箱单室连续刚构桥的大悬臂、斜腹板的正应力和主拉应力;2) 对于大悬臂、斜腹板的宽箱单室连续刚构桥来讲,布置底板加劲肋和横隔板,可以极大增加底板刚度和箱梁整体性。为了克服底板横向拉力,还需要布置底板横向预应力钢束;3) 腹板、底板布置的闭合钢筋可以有效提高底板的整体防崩能力;4) 在横向计算中,依据规范计算出的荷载集度偏小,结果不是很安全,因此,应该根据空间分析结果进行适当调整。

何勇<sup>[14]</sup>以腊八斤特大桥为工程背景,为了研究 0 号块横隔板的受力状态和布置不同形式的横向预应力钢束对 0 号块受力的影响,对 0 号块建立有限元模型并进行分析,得出结论如下:1) 如果 0 号块的横隔板不设置横向预应力筋,在横隔板的外侧和腹板连接的地方会出现比较大的拉应力,容易引起倒角部位开裂;2) 0 号块横隔板横向预应力筋的布置可以有效改善横隔板受力,并且不可以只在局部区域布置横向预应力;3) 如果在全高范围内满布直线型的横向预应力筋,则与曲线布置的预应力筋相比,对横隔板受力的改善作用相当。虽然采用曲线布置的横向预应力筋数量较少,但其构造相对复杂;4) 在横向、竖向索相同布置的情况下,减小横隔板厚度对 0 号块顶板和横隔板的横向受力有利;5) 横隔板外侧与腹板相交的倒角部位应作为薄弱部位处理,通过加强配筋或增大倒角尺寸等方式适当增强。

周舟<sup>[15]</sup>结合实际项目,用平面杆系有限元程序建立桥梁的整体模型,并考虑混凝土收缩、徐变的影响,得出运营期混凝土收缩徐变对刚构—连续梁桥的影响规律,提出了一种减小运营期混凝土收缩徐变的新合拢措施。另外,通过建立箱梁的局部模型并进行混凝土收缩徐变的箱梁模型计算,得出了运营期混凝土收缩、徐变对箱梁腹板应力以及对竖向预应力的影响规律,提出了考虑施工过程的混凝土收缩徐变影响的空间模型计算思路。

张罗丽<sup>[16]</sup>结合贵阳小关水库特大桥施工实例,从制动力、整体升降温及顶板升温等方面对预应力混凝土薄壁墩连续刚构桥进行了结构受力分析,并指出该桥具有高墩、大跨以及主跨、墩高不对称等特点。

潘世建<sup>[17]</sup>采用圆弧曲杆有限元法,考虑荷载的横向分布、混凝土的收缩与徐变以及分阶段施工等因素的影响,分析计算了厦门海沧大桥西航道桥(78m+140m+78m+42m+42m)预应力混凝土连续刚构变箱梁在施工阶段和使用阶段的内力及变形,并对影响刚构弯箱梁内力计算的主要因素进行了分析讨论。

周泳涛<sup>[18]</sup>针对连续刚构结构受力特点,对不对称连续刚构桥特性进行分析计

算。以青海积石峡电站对外黄河公路大桥为例，验证分析和计算方法的可靠性。通过结构受力计算、整体稳定性，为今后国内设计和修建非对称、特殊荷载的连续刚构桥梁提供了一定的设计经验。

阮有力，谢方臣<sup>[19]</sup>通过分析六广河峡谷的地貌和河床特点，设计研究出六广河大桥的结构和施工方案，并对预应力体系和受力分析、基础施工和处理、墩身施工和控制等进行了详细介绍。

Liang T<sup>[20]</sup>以贵州省思南县岩头河大桥为工程背景，研究了非对称连续刚构桥的动态特性。利用 Midas/Civil 有限元分析软件建立 6 种等墩高、不同边中跨比的模型，然后利用反应谱的方法计算出所有的地震响应，总结计算结果并进行分析。

Leftwich, S D<sup>[21]</sup>做实验研究的目的是开发一种有关连续刚构桥腋部分析的模型，包括相应的应力分析方法，以及确定该部位的应力大小和分布。该研究利用有限元分析模型进行，通过全桥分析确定荷载的大小。

Yin W<sup>[22]</sup>以广州环高速公路上一个连续刚构桥为工程背景，利用 Midas/Civil 有限元分析软件，建立了只考虑负载温度效应的原桥模型。对大跨度预应力混凝土连续刚构桥的温度效应进行分析。

邹锦华<sup>[23]</sup>采用 23 个自由度的多刚体车辆动力分析模型，利用空间梁单元模拟桥梁结构，根据位移协调原理，建立了广州市轨道交通四号线变截面连续刚构沙湾大桥车桥耦合时变动力分析模型，并将轨道的竖向不平顺和方向不平顺作为系统的激震源，编程序计算地铁列车通过时的车桥耦合振动效应。

### 1.3.2 变形分析的研究现状

詹建辉<sup>[24]</sup>结合黄石长江大桥的工程实例，分析了特大跨度连续刚构桥主梁下挠及箱梁裂缝产生的原因。分析结果显示，主梁下挠和箱梁裂缝都与箱梁纵向预应力筋的应力损失有直接关系，顶板悬臂施工束的有效性降低对主梁下挠产生的影响最大。詹建辉还根据病害产生的主要原因，提出了有效和可行的加固措施。

廖小文<sup>[25]</sup>根据预应力混凝土梁桥长期挠度的计算公式，从力学本质上分析了截面上、下缘纵向正应力比与梁高之比沿桥轴线分布的均匀性对大跨度梁桥主跨跨中持续下挠的影响，并提出了减小预应力混凝土连续刚构桥跨中下挠的办法。

马少飞<sup>[26]</sup>总结了国内外大跨度预应力混凝土连续刚构桥的发展和研究现状，并对桥梁下挠病害的现状和产生机理做了详细阐述。利用有限元分析软件，以湖北黄石长江大桥为背景，建立有限元模型并进行分析计算，根据研究成果提出控制下挠的理论建议。

何旭辉<sup>[27]</sup>以广州地铁 4 号线连续刚构桥沙湾大桥为工程背景，采用 CEB-FIP

(MC90)的徐变模型,按龄期调整的时效分析有限元法,对成桥初期到3年后该桥的徐变效应引起的桥梁变形、内力进行了计算分析,得出了连续刚构桥收缩徐变的发展变化规律。利用近3年实桥现场观测结果验证了该理论分析结果。

Peter F Takacs<sup>[28]</sup>阐述了节段现浇悬臂箱梁桥的变形问题,指出收缩徐变的高不确定性是造成变形预测不准确的主要原因,另外变形对复杂的节段施工程序、体系转换的敏感性、预应力摩擦损失、预应力筋的松弛以及诸如温度、相对湿度等模型参数都会对变形的准确预测造成影响。作者对桥梁上部结构的变形、桥墩及桥梁上部结构应力进行了长期的测量,并针对变形分析建立了精确的数值模型,分析了各种参数对挠度的影响,并使用蒙特卡罗法估计了挠度响应的概率特征,找到了减小挠度变形的办法。

VLADIMÍR KRÍSTEK<sup>[29]</sup>指出,现有预应力混凝土收缩徐变效应算法假定收缩变形和徐变系数在箱梁横截面是一致的,这将导致预测长期变形和内力重分配的严重的误差,尤其是在由初始挠度推测后期挠度时。文章分析了造成大跨预应力混凝土箱梁桥长期变形的成因,指出了准确获取收缩徐变对准确预测箱梁下挠的重要性。

Xiuli Du<sup>[30]</sup>建立了三维实体模型,研究了连续刚构桥悬臂施工节段连接质量对梁体变形的影响,并利用混凝土龄期联系的弹性系数模拟了混凝土徐变对变形的影响。研究发现,节段连接处的剪力变形对连续刚构桥的长期变形有显著影响,另外不同的混凝土徐变计算方法也将影响到桥梁的变形。

童建刚<sup>[31]</sup>详细介绍了连续刚构桥的发展、优点和现状,指出了进行施工监控的意义和发展现状。以新龙大桥为背景,介绍了连续刚构桥的结构和施工设计,并结合工程实际,进行了连续刚构桥的挠度计算。

陈海波<sup>[32]</sup>以潭洲大桥为工程背景,利用有限元分析软件对该工程进行仿真模拟计算。并分析对比了预应力大小、混凝土收缩徐变、箱梁刚度、主跨跨中梁高和自重等因素对大跨径预应力混凝土连续刚构桥下挠的影响。在连续刚构桥跨中长期挠度的研究中,引入了恒载“零弯矩”理论,并利用该理论推导出了简支梁、等截面悬臂梁、变截面悬臂梁预应力配束公式。

石雪飞<sup>[33]</sup>以一座(95+160+95)m连续刚构桥为工程背景,利用桥梁博士有限元分析软件建立模型,分别分析了预应力大小、箱梁刚度、单元初次加载龄期、混凝土收缩徐变等因素对跨中挠度的影响,从而总结得出影响大跨径连续刚构桥跨中挠度的最主要因素。

李小祥<sup>[34]</sup>通过查阅国内外有关资料,总结出大跨径预应力混凝土梁桥下挠的现状。然后从混凝土收缩徐变、预应力混凝土连续梁桥设计思路和方法、梁体开裂、施工质量等方面分析了梁桥下挠的原因,并提出一些新建桥梁的处治对策。

例如，结构体系方面、配束原则的修正、合拢措施、预压重置换、施工质量控制措施等等。

凌知民<sup>[35]</sup>采用按龄期调整有效模量的时变分析有限元法，对城市轨道交通预应力混凝土连续刚构桥的收缩徐变变形进行了理论计算，并与实测结果进行了对比分析，证明了理论计算结果的可信度。

## 1.4 论文主要研究内容

本论文在国内外已有研究的基础上，主要做了以下几项工作：

### (1)深入了解连续刚构桥发展和研究现状，分析挠度病害

仔细阅读国内外相关文献，深刻理解预应力混凝土连续刚构桥建设的特点和意义。分类讨论了预应力混凝土连续刚构桥在公路、铁路、城市轨道交通中的应用，并对其产生的病害进行总结。然后进一步分析了国内外学者对预应力混凝土连续梁桥的受力和变形的研究。

### (2)详细分析挠度产生机理和原因

首先从理论角度出发，对预应力混凝土连续刚构桥挠度产生的机理进行分析，然后查阅相关资料，得出挠度计算的方法。最后从设计、施工等方面对挠度产生的原因进行了详细介绍。

### (3)理论数据与实测数据进行对比分析

本论文以一座城市轨道交通预应力混凝土连续刚构桥为工程背景，以该工程实际的监测项目为理论依据。对实际监测的应变数据进行处理，计算得出控制截面的受力特征。然后利用 Midas/Civil 有限元分析软件对该实际工程进行建模计算，并对监测数据和计算数据进行对比分析。

### (4)深入讨论不同参数变化对长期变形的影响

通过改变预应力损失、加载龄期、自重和桥面铺装和梁体刚度等参数的方法，利用建立的有限元模型对预应力混凝土连续刚构桥的挠度成因进行深入探讨和分析。

### (5)讨论控制挠度产生的方法

通过查阅有关资料，详细介绍了控制预应力混凝土连续刚构桥长期变形的办法，为实际工程中对线形的控制工作提供参考。

此页不缺内容

## 2 大跨度连续刚构桥长期变形产生的机理和原因

大跨度预应力混凝土连续刚构桥主跨跨中持续下挠成因比较复杂，设计、施工和监控不好都有可能产生问题。下面从预应力混凝土连续刚构桥挠度产生的理论来源以及设计、施工、材料、运营等方面的原因进行分析。

### 2.1 大跨度连续刚构桥长期变形产生的理论分析

预应力混凝土连续梁桥所受的荷载包括两个方面，一是外荷载，主要指恒载和活载；二是其他外界因素，主要指温度变化、基础沉降、混凝土收缩徐变等<sup>[36]</sup>。

这些外界因素的影响，除了会引起预应力混凝土连续梁桥的内力，还会引起主梁的变形。预应力混凝土连续梁桥设置预应力筋的目的，就是为了提高构件的抗裂度和刚度，使得预加应力的数值和分布恰好可以将使用荷载产生的应力抵消到一个合适的程度，从而使得混凝土构件在使用荷载作用下不致开裂或者推迟开裂，从而使得裂缝宽度减小。这样做既改善了混凝土梁的抗拉性能和保证压应力不超过混凝土允许应力范围，又可以达到充分利用高强钢材的目的。在这种配束目标的指导下，配置的预应力使得梁体产生一个与外荷载作用反向的变形，因此也可以说，预应力的作用可以抵消一部分外荷载作用导致的梁体变形。但是，由于荷载的性质和作用时间、作用大小不同，预应力抵消外荷载产生的拉应力的同时，一般情况下，不可以完全抵消外荷载产生的变形。

如果预应力钢筋是弯曲或者弯折的，为了计算方便，常常隔离构件的左边或是右边的部分来计算预应力效应。此时，作用在混凝土上的预压力与作用在偏心距为 $e$ 处的预应力钢筋预拉力 $F$ 相等，因此，预应力筋在混凝土梁内引起的应力可以表示为：

$$\sigma_y = \frac{N_y}{A} + \frac{N_y e y}{I} \quad (2-1)$$

式中， $\sigma_y$ ——预应力筋产生的应力；

$N_y$ ——预应力大小；

$I$ ——截面惯性矩；

$A$ ——截面面积；

从上式可以看出，预应力在某一截面处引起的混凝土应力的大小取决于 $N_y$ 大小和作用在该截面的位置，而与预应力钢筋沿梁在其他纵截面上的位置无关。

而外荷载产生的应力为：

$$\sigma_p = \frac{M_g y}{I} + \frac{M_p y}{I} + \frac{M_s y}{I} \quad (2-2)$$

式中： $\sigma_p$ ——外荷载产生的应力；

$M_g$ ——恒载弯矩；

$M_p$ ——活载弯矩；

$M_s$ ——其他外界因素引起的弯矩。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) (以下简称《公路桥规》) [37]中规定, 预应力混凝土构件可根据桥梁使用和所处的环境的要求, 进行下列构件设计:

1 全预应力混凝土构件。此类构件在作用(或荷载)短期效应组合下控制的正截面的受拉边缘不允许出现拉应力(不得消压)。

2 部分预应力混凝土构件。此类构件在作用(或荷载)短期效应组合下控制的正截面受拉边缘可出现拉应力: 当拉应力加以限制时, 为 A 类预应力混凝土构件; 当拉应力超过限值时, 为 B 类预应力混凝土构件。

跨径大于 100m 桥梁的主要受力构件, 不宜进行部分预应力混凝土设计。

全预应力设计的主要任务是:  $\sigma_y - \sigma_p > 0$ , 而《公路桥规》要求  $\sigma_y > 1.1\sigma_p$ , 即:

$$\frac{N_y}{A} + \frac{N_y e y}{I} > \frac{M_g y}{I} + \frac{M_p y}{I} + \frac{M_s y}{I} \quad (2-3)$$

在上述公式中, 预应力将永久作用在桥梁上, 恒载也是永久的作用在桥梁上的。但是, 活载比较随机, 并且持续时间较短。其他的外界因素引起的弯矩一般又具有双重方向性。由此可知, 预应力混凝土连续梁桥的挠度主要由预应力和恒载产生。在梁桥中, 预应力的压力部分只能产生轴向变形而不产生挠曲, 而预应力效应的偏心距部分会产生挠曲变形。由此可知, 预应力混凝土连续梁桥的长期变形, 实际上是由预应力偏心距部分产生的挠度  $f(N_y e)$  和恒载产生的挠度  $f(M_g)$  决定的。如果  $f(M_g) > f(N_y e)$ , 则上缘压应力大于下缘压应力, 梁下挠, 反之则会上拱。

一般情况下, 在小跨径桥梁里, 活载效应占总荷载效应的 30%以上, 但是, 活载作用在桥梁上的时间不长。因此, 要保证式(2-3), 设计桥梁配筋时, 相对恒载来讲, 就要配置比较多的预应力筋才能满足要求。然而, 相对长期而言, 活载并不作用在桥上, 因此, 即使除去  $N_y/A$ , 预应力偏心弯矩产生的应力也比恒载产生的应力大, 即  $(N_y e y / I) > (M_g y / I)$ , 因此,  $f(N_y e) > f(M_g)$ , 即预应力偏心弯矩引起的变形要大于恒载弯矩产生的变形, 因此, 主梁总体会上拱。

但是在跨径桥梁中, 活载在总荷载效应中所占的比例较小。跨径超过 100m 的桥梁, 一般活载弯矩不超过 10%。在针对应力设计预应力筋时, 同样应该保证

满足式(2-3)。这时,即使活载不作用在桥上,恒载弯矩产生的应力也很大,在预应力效应中,扣除了预应力轴向应力  $N_y/A$ ,预应力偏心产生的弯曲应力就会比恒载弯曲应力小,也就是  $(N_y e_y/D) < (M_g y/D)$ 。因此,  $f(N_y e) < f(M_g)$ ,也就是预应力偏心弯矩引起的挠曲小于恒载弯矩引起的挠曲,梁下缘压应力小于上缘压应力,主梁主体下挠。

在梁桥的设计中,一般  $f(N_y e)$  和  $f(M_g)$  的差值通过设置预拱度来调整。由于混凝土徐变的存在,预拱度除了要体现弹性变形外,还要体现混凝土徐变对梁挠度的影响。从总体规律来讲,徐变变形与弹性变形的方向是一致的,最终的预拱度应为弹性变形与徐变变形的总和。根据工程师多年的工程实践,在我国桥梁设计施工中有一条重要的经验:小跨径预应力混凝土梁桥跨中长期向上变形,在预应力空心板和预应力 T 梁中,预应力使得主梁上拱,为了使得桥面平整,需要设置向下的预拱度;但是,大跨径预应力混凝土梁桥在预应力和恒载综合作用下,主梁跨中仍然下挠,需要设置向上的预拱度。

综合上面所述,预应力混凝土连续梁桥的长期变形是由外荷载弯矩和预应力弯矩造成的。由于梁体中长期存在不平衡弯矩,预应力混凝土梁桥的变形是不可避免的。

## 2.2 大跨度连续刚构桥挠度计算法

### (1)简化挠度计算法

简化的挠度计算公式即弹性变形和徐变变形之和:

$$f_t = [1 + \phi(t, t_0)] f_0 \quad (2-4)$$

式中:  $f_t$ ——时间  $t$  时主梁的弹性和徐变总挠度;

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为  $t_0$ , 计算考虑龄期为  $t$  时的混凝土徐变系数;

$t$ ——计算所需龄期;

$t_0$ ——加载龄期;

$f_0$ ——初始弹性挠度(自重力+预应力)。

### (2)分段挠度计算法<sup>[38]</sup>

高墩大跨预应力混凝土连续刚构桥的结构十分复杂,施工阶段多、周期长、环境变化大,各个阶段的受力与变形也会不断变化,这使得施工后的结果和理论计算结果不相符,因此形成了施工误差。如果不能掌握各个施工阶段的变形值,就不能实现大桥的准确对接合拢,或者使大梁的空间位置与设计位置不相符。因此,应该在施工过程中对桥梁实施变形监控,以保证施工过程的精确无误。变形监控就是通过对桥梁施工现场的检测数据进行分析,获得误差因素的定量数据,

对本次施工的后期变形做出预报。根据后期变形的预报，给定当前的预拱度，从而减小施工误差，使得桥梁的受力和形态与设计相符。

一般施工现场检测的是标高，而标高相减得到的是挠度。这里的测量标高包括墩台的高度和大梁的挠度。因此，我们要给出大梁的挠度和墩高的计算值，作为基准，以便和测量值相比较。这里采用的是最基本的分段挠度算法。

根据单元梁分析，悬臂梁的转角为：

$$\theta(x) = \int_0^x \frac{M(\lambda)}{E(\lambda)I(\lambda)} d\lambda + \frac{T(x)}{G(x)A(x)} \quad (2-5)$$

$K$  点的挠度为：

$$Y_k \approx Y(x_k) = \int_{x=0}^{x=x_k} \int_{\lambda=0}^{\lambda=x} \frac{M(\lambda)}{E(\lambda)I(\lambda)} d\lambda dx + \int_{x=0}^{x=x_k} \frac{T(x)}{G(x)A(x)} dx \quad (2-6)$$

该二重积分可以看做面积分，积分区域是由三条直线： $x = \lambda$ 、 $x = x_k$ 、 $\lambda = 0$  组成的三角形。改变积分顺序，先对  $x$  积分得到：

$$\int_{\lambda=0}^{\lambda=x_k} \frac{M(\lambda)}{E(\lambda)I(\lambda)} \left[ \int_{x=\lambda}^{x=x_k} dx \right] d\lambda = \int_0^{x_k} \frac{M(\lambda)}{E(\lambda)I(\lambda)} (x_k - \lambda) d\lambda \quad (2-7)$$

把积分区间  $[0, x_k]$  分成  $K$  段，在每个段中将函数看作常数（取中点上的值），就可以把积分变成求和：

$$Y(x_k) = \sum_{L=1}^K \int_{x_{L-1}}^{x_L} \frac{M(\lambda)}{E(\lambda)I(\lambda)} (x_k - \lambda) d\lambda + \int_{x_{L-1}}^{x_L} \frac{T(x)}{G(x)A(x)} dx = \sum_{L=1}^K R_{KL} M(\lambda_L) + S_L T(\lambda_L) \quad (2-8)$$

其中：

$$R_{KL} = \frac{x_k - \lambda_L}{E_L I_L} dL \quad (2-9)$$

$$S_L = \frac{d_L}{G_L A_L} \quad (2-10)$$

上式中： $x_k$ ——观测点  $K$  的横坐标；

$\lambda_L$ —— $L$  段 ( $1 \leq L \leq K$ ) 的中点坐标；

$E_L$ —— $L$  段的弹性模量；

$I_L$ —— $L$  段的惯性矩；

$G_L$ —— $L$  段的剪切模量；

$A_L$ —— $L$  段的截面积；

$M(\lambda_L)$ ——第  $J$  段建成以后，第  $L$  段中点受到的弯矩，由第  $L$  段及以后建成的各段重量和施加的预应力形成。

$$M(\lambda_L) = \sum_{i=L}^{J-1} P_{Li} e_L 1(t-t_i) - \sum_{i=L}^J Q_i l_{Li} 1(t-t_i) \quad (2-11)$$

$$T(\lambda_L) = \sum_{i=L}^J Q_i 1(t-t_i) \quad (2-12)$$

式中：  $P_{Li}$  ——第  $i$  段钢索在  $L$  断面上的拉力；

$Q_i$  ——第  $i$  段大梁的自重；

$l_{Li}$  ——第  $i$  段到  $L$  段中心的等效力臂。

用阶跃函数表示弹性变形的时刻：

$$1(t-t_i) = \begin{cases} 0 & t < t_i \\ 1 & t \geq t_i \end{cases} \quad (2-13)$$

桥墩高度受大梁和自重的压缩，在  $J$  段建成后，大梁上  $K$  点的高度为：

$$H_{kj}^0 = \sum_{L=1}^k R_{kL} \left[ \sum_{i=L}^{J-1} P_{Li} e_L 1(t-t'_i) - \sum_{i=L}^J Q_i l_{Li} 1(t-t_i) \right] + S_L \sum_{i=L}^J Q_i 1(t-t_i) + H_0 - \frac{2H_0}{EB_0} \sum_{i=0}^J Q_i 1(t-t_i) \quad (2-14)$$

式中：  $t_i$  ——第  $i$  段建成时刻；

$t'_i$  ——第  $i$  段的张拉时刻；

$Q_0$  ——桥墩自重的四分之一；

$E$  ——墩台的弹性模量；

$B_0$  ——墩台的截面面积；

$H_0$  ——相对高度；

在  $J$  段张拉预应力后， $K$  点的高度：

$$H_{kj}^\phi = \sum_{L=1}^k R_{kL} \left[ \sum_{i=L}^J P_{Li} e_L 1(t-t'_i) - \sum_{i=L}^J Q_i l_{Li} 1(t-t_i) \right] + S_L \sum_{i=L}^J Q_i 1(t-t_i) + H_0 - \frac{2H_0}{EB_0} \sum_{i=0}^J Q_i 1(t-t_i) \quad (2-15)$$

第  $J$  段张拉预应力前后  $K$  点的标高差：

$$Y_{kj}^\phi \approx H_{kj}^\phi - H_{kj}^0 = \sum_{L=1}^k R_{kL} P_{Lj} e_L 1(t-t'_j) \quad (2-16)$$

第  $J+1$  段浇筑前后  $K$  点的标高差：

$$Y_{k,J+1}^\phi \approx H_{k,J+1}^0 - H_{k,J}^\phi = - \sum_{L=1}^k R_{kL} l_{L,J+1} Q_{J+1} 1(t-t_{J+1}) + S_L Q_{J+1} 1(t-t_{J+1}) - \frac{2H_0}{EB_0} Q_{J+1} 1(t-t_{J+1}) \quad (2-17)$$

以上的假定各段弹性模量和断面惯性矩不同，且不随时间变化，只考虑其弹性变形，显然，这是最简单最基本的理论计算。由于气候变化、施工周期、材料性能和施工工艺的波动等，理论计算所采用的数据和现场的实际总有些差异，这些差异正是测量与设计出现误差的主要原因。要分析各项因素的作用，就要建立这些因素与测量误差的函数关系，即所谓的误差模型。

## 2.3 大跨度连续刚构桥长期变形产生的原因

通过上面对预应力混凝土连续刚构桥病害统计和挠度产生机理分析，可以推断出，挠度过大的主要原因可以归结为设计、施工、材料和运营管理等四个方面。下面就这四方面原因分别进行详细介绍。

### 2.3.1 设计理论原因分析

#### (1) 预应力损失对长期变形的影响

近些年来，桥梁施工技术不断进步，预应力施工技术也得到了很好的提升，三向预应力在连续刚构桥施工设计中得到广泛应用，并取得了良好的经济和使用效果。但是，与此同时，也存在很多技术问题没有解决。毋庸置疑，横向预应力、竖向预应力对限制箱梁应力水平起到很大作用。如果横向预应力、竖向预应力损失过大，就会引起梁体腹板的斜向裂缝和顶板裂缝的出现和扩展，同时裂缝的增多又会降低截面和结构整体的刚度，从而也会影响结构的内部应力的分布，导致梁的下挠。相比而言，纵向预应力筋的应力损失对连续刚构桥挠曲的影响更为明显。随着桥梁使用时间的增长，纵向预应力损失逐渐加大，混凝土梁体的压应力越来越小，这就好比在作用截面施加一个反向的拉力。在这个反向拉力作用下，会产生一个使结构下挠的弯矩，因此可以讲，预应力损失的作用结果是使主梁跨中下挠。

另外，有关研究表明，下挠徐变变形随着预应力度度的增大会有明显减小的趋势，反之亦如此。由此可见，大跨径预应力混凝土连续刚构桥的预应力度如果减小，则下挠徐变变形可能增大，因此主梁下挠变形加大。反之，混凝土徐变变形加大，预应力束的应力损失也会相应增加，从而进一步减小了预应力度，导致主梁下挠变形加大。在一些连续刚构桥中，孔道的压浆有时会不饱满，存在着一些空隙，有的则浆体分离，孔道一经戳破即有水流出，在这样的孔道中的预应力束肯定会发生锈蚀，从而导致有效预应力降低，这样不但会使梁体下挠，并且可能出现竖向裂缝，从而降低了抗拉性能。

预应力混凝土受弯构件设计时，需要实现根据外荷载的承受情况，估计计算出预加应力的值。因为受到施工因素、材料性能、环境条件等因素的影响，预应力筋中的预拉应力会逐渐减小。预应力随着张拉、锚固以及时间推移而逐渐降低的现象称为预应力损失。设计中需要的钢筋预应力值，应该是扣除相应阶段的应力损失后，钢筋中实际存余的预应力，又叫有效预应力。钢筋初始张拉的预应力（张拉控制预应力），用 $\sigma_{con}$ 表示，相应的预应力损失值用 $\sigma_l$ 表示，则有效预应力 $\sigma_{pe}$ 与它们的关系为： $\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l$ 。

### 1)张拉控制应力<sup>[39]</sup>

所谓的张拉控制应力是指预应力钢筋在锚固前张拉千斤顶所显示的总拉力除以预应力筋截面面积所得的应力值。如果锚具有锚圈口摩阻损失，张拉控制应力为扣除锚圈口摩阻损失的锚下拉应力值。《公路桥规》指出，张拉控制应力为张拉钢筋的锚下控制应力。

张拉控制应力的大小受到很多因素的限制。从提高钢筋的利用率来讲，张拉控制应力应尽量定的高一些，这样不仅可以使混凝土在预压应力作用下提高构件的抗裂性，还可以减少钢筋用量。但如果张拉控制应力定的过高，可能会导致个别钢筋在张拉或施工过程中被拉断，并且，如果拉应力过高，构件延性也会相应降低。因此，张拉控制应力一般定在钢筋比例极限以下。对于不同性质的预应力钢筋，张拉控制应力不同。例如，钢丝和钢绞线的张拉控制应力与抗拉强度标准值 $f_{pk}$ 的比值应定得低些，因为其拉伸应力—应变曲线没有明显的屈服台阶；精轧螺纹钢的屈服台阶比较明显，塑性性能较好，因此张拉控制应力与抗拉强度标准值的比值可以定得高些。根据《公路桥规》规定，构件在施加预应力时，预应力钢筋在构件端部或锚下的张拉控制应力要符合下列规定：

钢丝、钢绞线： $\sigma_{con} \leq 0.75 f_{pk}$ ；

精轧螺纹钢： $\sigma_{con} \leq 0.90 f_{pk}$ 。

其中， $f_{pk}$ 是预应力钢筋的抗拉强度标准值。

在一些实际工程中，对于一些仅需要在短时间内保持高应力的钢筋，例如，为了减少一些因素引起的应力损失而需要进行超张拉的钢筋，可以适当提高张拉应力。但是，在任何情况下，预应力筋的最大张拉控制应力，对于钢丝、钢绞线不应超过 $0.8 f_{pk}$ ；对于精轧螺纹钢不应超过 $0.95 f_{pk}$ 。

### 2)预应力损失

预应力钢筋的应力损失与施工工艺、材料性能和环境影响等因素有关，影响因素十分复杂，一般情况下，应根据实验数据确定，如果没有可靠的实验数据，可以根据《公路桥规》的规定估算。

一般，预应力损失主要考虑以下六项内容。对于不同锚具、不同施工方法，

可能存在其他预应力损失，如锚圈口摩擦损失等等，应根据具体情况逐项考虑其影响。

(-)张拉时，由于预应力筋与管道壁间的摩擦引起的应力损失

后张法施工的预应力筋，一般由直线段和曲线段组成。张拉时，由于张拉钢筋与管道间的摩擦力作用，使得预应力筋的张拉端应力值高，越靠近构件跨中部位，应力值越小。此部分的摩擦损失主要是由管道的弯曲和管道位置的偏差引起。在直线管道部位，由于其施工中位置偏差并且孔壁不光滑，在张拉钢筋时，局部孔壁也将与钢筋接触，从而引起摩擦损失，一般称其为管道偏差影响摩擦损失，此损失的数值较小；对于弯曲部分的管道，除了存在上述损失，还因管道弯转预应力筋对弯道内壁存在径向压力，因而引起摩擦损失，这部分损失称为弯道影响摩擦损失，数值较大，并且随着钢筋弯曲角度的增加而增加。

由上述两部分摩擦引起的从张拉端至计算截面的应力损失用  $\sigma_{l1}$  表示，其计算式为：

$$\sigma_{l1} = \sigma_{con} \left[ 1 - e^{-(\mu\theta + kx)} \right] \quad (2-18)$$

式中： $\sigma_{l1}$ ——由于摩擦引起的应力损失 (MPa)；

$\sigma_{con}$ ——钢筋锚下张拉控制应力 (MPa)；

$\theta$ ——从张拉端至计算截面钢筋弯起角之和 (rad)；

$x$ ——张拉端至计算截面的管道长度在构件纵轴上的投影长度 (m)；

$\mu$ ——钢筋与管道壁之间的摩擦系数，《公路桥规》按表 2-1 采用，《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB10002.3-2005)<sup>[40]</sup> (以下简称《铁路桥规》)按表 2-2 采用。

$k$ ——每米管道对其设计位置的偏差系数，《公路桥规》按表 2-1 采用，《铁路桥规》按表 2-2 采用。

表 2-1 系数  $k$  与  $\mu$  值

Tab.2-1 Values of coefficients  $k$  and  $\mu$

管道成型方式	$k$	$\mu$	
		钢绞线、钢丝束	精轧螺纹钢筋
预埋金属波纹管	0.0015	0.20~0.25	0.50
预埋塑料波纹管	0.0015	0.14~0.17	—
预埋铁皮管	0.0030	0.35	0.40
预埋钢管	0.0010	0.25	—
抽心成型	0.0015	0.55	0.60

表 2-2 系数  $k$  与  $\mu$  值Tab.2-2 Values of coefficients  $k$  and  $\mu$ 

管道类型	$\mu$	$k$
橡胶管抽芯成型的管道	0.55	0.0015
铁皮套管	0.35	0.0030
金属波纹管	0.20~0.25	0.0020~0.0030

为了减小预应力损失，一般可以采取如下措施：

①采用两端张拉方式，可以减小  $\theta$  和  $x$  值。

②采用超张拉施工工艺。因为超张拉 5%~10%，可以使主梁其它截面的应力值也相应提高，当张拉力回缩到张拉控制应力时，钢筋因为要回缩而受到反向摩擦力作用，对于简支梁来讲，这个回缩力影响一般无法传到最大受力的跨中截面，或是影响很小，这样，跨中截面的预加应力也因为超张拉而获得了稳定的提高。注意，对于一般夹片式锚具，不宜采用超张拉施工工艺。

(二)锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失

对于后张法构件，在张拉结束进行锚固时，锚具因为受到巨大的压力而使自身和锚下垫板变形，有的预应力钢筋还会向内回缩。除此之外，拼装式构件的接缝，在锚固后也将会继续受压变形，这些变形会使锚固后的预应力钢筋松弛，引起应力损失。该类预应力损失用  $\sigma_{l2}$  表示，其计算式如下（该式未考虑钢筋回缩时的摩阻影响，所以沿钢筋全长不变）：

$$\sigma_{l2} = \frac{\sum \Delta l}{l} E_p \quad (2-19)$$

式中： $\sigma_{l2}$ ——锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失（MPa）；

$\sum \Delta l$ ——锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩值之和（m）。一般可以根据试验数据确定，如果没有可靠资料，公路桥涵工程按表 2-3 采用，铁路桥涵工程按表 2-4 采用；

$l$ ——张拉端与锚固端之间的距离（m）；

$E_p$ ——预应力钢筋的弹性模量。

表 2-3 锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩值 (mm)

Tab.2-3 The values of deformation of anchorage, Reinforced retraction and joint compression (mm)

锚具、接缝类型	$\Delta l$	
钢丝束的钢制锥形锚具	6	
夹片式锚具	有顶压时	4
	无顶压时	6
带螺帽锚具的螺帽缝隙	1	
墩头锚具	1	
每块后加垫板的缝隙	1	
水泥砂浆接缝	1	
环氧树脂砂浆接缝	1	

表 2-4 锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩值 (mm)

Tab.2-4 The values of deformation of anchorage, Reinforced retraction and joint compression (mm)

锚头、接缝类型	表现形式	计算值
钢制锥形锚头	钢筋回缩及锚头变形	8
夹片式锚	有顶压时	4
	无顶压时	6
水泥砂浆接缝	接缝压缩	1
环氧树脂砂浆接缝	接缝压缩	0.05
带螺帽的锚具螺帽缝隙	缝隙压缩	1
每块后加垫板的缝隙	缝隙压缩	1

减小该中预应力损失的方法:

①采用超张拉;

②注意采用  $\sum \Delta l$  值较小的锚具, 对于小构件尤为重要。

(三)钢筋与台座间的温差引起的应力损失

此预应力损失一般仅在先张法构件采用蒸汽或其他加热方式养护混凝土时予以考虑。

假设张拉钢筋与台座的温度是  $t_1$ , 混凝土加热养护的最高温度是  $t_2$ , 因为此时的钢筋和混凝土尚未粘结, 当温度由  $t_1$  升高到  $t_2$  时, 钢筋在混凝土中产生了自由变形。在加热养护构件时, 如果台座的长度也因升温而伸长和钢筋变形相同的长度, 则预应力钢筋的拉应力保持不变。但是, 因为张拉台座一般埋置于土中, 因此其

长度不会因构件加热而伸长，它仍保持加热前的长度，并且对钢筋的变形起到约束作用，这就又使预应力钢筋压缩了一个与上面相同的长度，应力下降。当升温养护停止时，钢筋和混凝土粘结在一起，随着温度变化共同伸缩，导致因升温所降低的应力不可再恢复，温差应力损失也因此形成。此应力损失用  $\sigma_{l3}$  表示，其计算式如下：

$$\sigma_{l3} = 2(t_2 - t_1) \quad (2-20)$$

减小此预应力损失的办法是采取二次升温的养护方法。即初次升温，温度一般控制在  $20^\circ\text{C}$  以内，等到混凝土的强度达到一定程度，能够阻止钢筋在混凝土中自由滑移后，再将温度升至  $t_2$ ，进行养护。因为这时的混凝土和钢筋一起变形，则不会因为升温而引起预应力损失。注意，如果被养护的构件和张拉台座共同受热，共同变形，则不应考虑此项损失。

#### (四)混凝土弹性收缩引起的应力损失

由于混凝土构件在受到预压应力后会产生变形，使得已经张拉并锚固在构件上的预应力筋产生一压缩应变，造成预应力损失，这个损失就是混凝土弹性收缩损失，用  $\sigma_{l4}$  表示，该预应力损失值与构件预加应力方式有关。

①后张法构件：当采用分批张拉时，先张拉的钢筋由后张拉的钢筋引起的混凝土弹性收缩预应力损失。其计算式如下：

$$\sigma_{l4} = \alpha_{EP} \sum \Delta\sigma_{pc} \quad (2-21)$$

②先张法构件：放松钢筋时混凝土弹性收缩引起的预应力损失值。其计算式如下：

$$\sigma_{l4} = \alpha_{EP} \sigma_{pc} \quad (2-22)$$

上式中， $\alpha_{EP}$ ——预应力钢筋的弹性模量与混凝土的弹性模量的比值；

$\Delta\sigma_{pc}$ ——计算截面先张拉钢筋重心处，由后张拉各批钢筋产生的混凝土法向应力值 (MPa)；

$\sigma_{pc}$ ——计算截面钢筋重心处，由全部预应力筋预加力产生的混凝土法向应力 (MPa)。

#### (五)钢筋松弛引起的预应力损失

跟混凝土一样，钢筋若保持持久不变的应力状态，随着时间推移，会产生徐变变形（蠕变）。若钢筋在一定的拉应力下，长度固定不变，那么钢筋中的应力随着时间的延长会降低，这种现象被称为钢筋的松弛或是应力松弛。

钢筋松弛的特点如下：

①钢筋拉应力越高，应力松弛越大；

②钢筋的品质是钢筋松弛量大小的主要影响因素；

③时间是影响钢筋松弛的因素之一；

④采用超张拉可以有效降低应力松弛现象；

⑤随着温度的升高，应力松弛现象增加，对于采用蒸汽养护的预应力混凝土构件会受到其影响。

研究表明，如果钢筋初始应力小于极限强度的 50%，则钢筋松弛量很小，可忽略不计。对于初始应力大于极限强度 50%的构件，根据公路规范和铁路规范的不同，分为以下几种情况：

I 根据《公路桥规》，钢筋松弛引起的应力损失计算如下：

$$\text{预应力钢丝、钢绞线： } \sigma_{l5} = \psi \zeta \left( 0.52 \frac{\sigma_{pe}}{f_{pk}} - 0.26 \right) \sigma_{pe} \quad (2-23)$$

$$\text{精轧螺纹钢：一次张拉： } \sigma_{l5} = 0.05 \sigma_{con} \quad (2-24)$$

$$\text{超张拉： } \sigma_{l5} = 0.035 \sigma_{con} \quad (2-25)$$

式中： $\psi$ ——张拉系数，在一次张拉时， $\psi = 1.0$ ；超张拉时， $\psi = 0.9$ ；

$\zeta$ ——钢筋松弛系数，I 级松弛（普通松弛）， $\zeta = 1.0$ ；II 级松弛（低松弛）， $\zeta = 0.3$ ；

$\sigma_{pe}$ ——传力锚固时的钢筋应力（MPa）。

$$\text{后张法构件， } \sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} - \sigma_{l4} ; \quad (2-26)$$

$$\text{先张法构件， } \sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{l2} 。 \quad (2-27)$$

II 根据《铁路桥规》，钢筋松弛引起的应力损失计算如下：

$$\sigma_{l5} = \zeta \sigma_{con} \quad (2-28)$$

式中： $\sigma_{l5}$ ——钢筋松弛引起的预应力损失（MPa）；

$\zeta$ ——松弛系数。对于钢丝，在普通松弛时，按  $0.4(\sigma_{con} / f_{pk} - 0.5)$  采用，对于钢丝、钢绞线，在低松弛时，当  $\sigma_{con} \leq 0.7 f_{pk}$  时，按  $0.125(\sigma_{con} / f_{pk} - 0.5)$  采用，当  $0.7 f_{pk} < \sigma_{con} \leq 0.8 f_{pk}$  时，按  $0.2(\sigma_{con} / f_{pk} - 0.575)$  采用，对于精轧螺纹钢，采用一次张拉时， $\zeta = 0.05$ ，采用超张拉时， $\zeta = 0.035$ 。

(六)混凝土收缩徐变引起的应力损失

混凝土的收缩、徐变导致预应力混凝土构件缩短，从而引起了应力损失。因为收缩和徐变的变形性能相似，并且影响因素也大都相同，因此，将两者引起的应力损失综合起来进行计算。该应力损失的计算方法，根据公路规范和铁路规范的不同，也不相同。现分别讨论如下：

I 根据《公路桥规》，混凝土收缩徐变引起的应力损失计算如下：

受拉、压区的预应力钢筋的预应力损失计算公式为：

$$\sigma_{16}(t) = \frac{0.9 [E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \alpha_{EP} \sigma_{pc} \phi(t, t_0)]}{1 + 15 \rho \rho_{ps}} \quad (2-29)$$

$$\sigma'_{16}(t) = \frac{0.9 [E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \alpha_{EP} \sigma'_{pc} \phi(t, t_0)]}{1 + 15 \rho' \rho'_{ps}} \quad (2-30)$$

$$\rho = \frac{A_p + A_s}{A}; \quad \rho' = \frac{A'_p + A'_s}{A} \quad (2-31)$$

$$\rho_{ps} = 1 + \frac{e_{ps}^2}{i^2}; \quad \rho'_{ps} = 1 + \frac{e'_{ps}{}^2}{i^2} \quad (2-32)$$

$$e_{ps} = (A_p e_p + A_s e_s) / (A_p + A_s); \quad e'_{ps} = (A'_p e'_p + A'_s e'_s) / (A'_p + A'_s) \quad (2-33)$$

式中： $\sigma_{16}(t)$ 、 $\sigma'_{16}(t)$ ——构件受拉、压区全部纵向钢筋截面重心处由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失；

$\sigma_{pc}$ 、 $\sigma'_{pc}$ ——构件受拉区、受压区全部纵向钢筋截面重心处由预应力（扣除相应阶段的预应力损失）和结构自重产生的混凝土法向应力（MPa）；

$\alpha_{EP}$ ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

$E_p$ ——预应力钢筋的弹性模量；

$\rho$ 、 $\rho'$ ——构件受拉、压区全部纵向钢筋配筋率；

$i$ ——截面回转半径， $i^2 = I / A$ ；

$e_{ps}$ 、 $e'_{ps}$ ——构件受拉区、受压区预应力钢筋与非预应力钢筋截面重心至构件截面重心轴的距离；

$e_p$ 、 $e'_p$ ——构件受拉区、受压区预应力钢筋截面重心至构件截面重心的距离；

$e_s$ 、 $e'_s$ ——构件受拉区、受压区纵向非预应力筋截面重心至构件截面重心的距离；

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ ——预应力钢筋传力锚固龄期为 $t_0$ ，计算考虑的龄期为 $t$ 时的混凝土收缩徐变（其值可以查阅相关资料确定）；

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为 $t_0$ ，计算考虑的龄期为 $t$ 的徐变系数（其值可以查阅相关资料确定）。

II 根据《铁路桥规》，混凝土收缩徐变引起的应力损失计算如下：

$$\sigma_{16} = \frac{0.8 n_p \sigma_{co} \varphi_{\infty} + E_p \varepsilon_{\infty}}{1 + \left(1 + \frac{\varphi_{\infty}}{2}\right) \mu_n \rho_A} \quad (2-34)$$

$$\mu_n = \frac{n_p A_p + n_s A_s}{A} \quad (2-35)$$

$$\rho_A = 1 + \frac{e_A^2}{i^2} \quad (2-36)$$

式中,  $\sigma_{l6}$ ——收缩、徐变引起的应力损失终极值 (MPa);

$\sigma_{co}$ ——传力锚固时, 在计算截面上预应力筋重心处, 因扣除相应阶段的应力损失后的预应力和梁自重产生的混凝土正应力; 对于简支梁, 可以取跨中与跨度 1/4 截面的平均值; 对于连续梁和连续刚构, 可以取若干有代表性的截面的平均值 (MPa);

$\varphi_{\infty}$ ——混凝土徐变系数的终极值;

$\varepsilon_{\infty}$ ——混凝土收缩应变的终极值;

$\mu_n$ ——梁的配筋率换算系数;

$n_s$ ——非预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比;

$A_p$ 、 $A_s$ ——预应力筋与非预应力筋的截面面积 (m<sup>2</sup>);

$A$ ——梁的截面面积 (m<sup>2</sup>);

$e_A$ ——预应力筋与非预应力筋重心至梁截面重心轴的距离 (m);

$i$ ——截面回转半径,  $i^2 = I / A$ 。

## (2)混凝土收缩徐变对长期变形的影响

混凝土本身具有收缩和徐变的特性<sup>[41]</sup>, 混凝土的收缩主要是由于混凝土中所含水分发生蒸发导致结构体积减小, 与结构体的应力状态无关。收缩的作用主要是使梁体缩短, 对于分析预应力混凝土梁的长期挠度变化影响不大。混凝土徐变是指混凝土保持应力不变, 变形随时间增长的现象, 混凝土徐变的大小与结构的应力状态有很大关系。在工作应力状态下, 混凝土的弹性应变及混凝土的徐变都与应力呈线性关系。因此, 在工作状态下, 只要构件的拉应力不超过混凝土构件抗拉强度的 4/5, 压应力不超过抗压强度设计值的 1/2, 采用分阶段悬臂施工分批张拉预应力所产生的应变可用叠加原理计算得到。

大跨径预应力混凝土连续刚构桥跨中下挠过大不仅会影响外观和行车, 对结构受力也会产生一定的影响。如果从设计角度分析产生挠度的原因, 混凝土徐变的影响程度及长期性估计不足是其产生的重要原因之一。而徐变在混凝土各项参数中离散性较大, 主要涉及了材料的配合比、加载龄期、荷载作用时间以及混凝土应力的大小等因素, 其随时间的增长不断变化, 变化的规律曲线被众多学者研究, 得出许多不同的拟合公式。由于存在弹性挠度, 徐变在很大程度上影响了大跨径预应力混凝土连续梁桥的变形。

对于混凝土收缩徐变有两种相关规定。一种是按《公路桥规》规定计算，另外一种则是根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023-85)<sup>[42]</sup>(以下简称《桥规 JTJ 023-85》)有关徐变计算模式计算。其中，2004年《公路桥规》中的徐变系数是以 $t-t_0$ 为自变量的幂函数。而《桥规 JTJ 023-85》中规定，混凝土徐变系数是由瞬时徐变、滞后徐变、老化徐变三部分组成。两套规范中，徐变系数的主要影响参数都是加载龄期、年平均相对湿度和构件理论厚度等因素。并且随着参数的变化，徐变系数的变化规律基本一致。

根据以往资料分析，《桥规 JTJ 023-85》的徐变终极值较2004年《公路桥规》大，导致相同的计算时间内，按照《桥规 JTJ 023-85》计算得出的桥梁跨中挠度比按2004年《公路桥规》计算结果大，造成预应力损失增大，因此，最终的长期下挠要超过徐变系数本身的增长幅度。但是，无论采用哪种规范，长期变形的变化规律基本相同。2004年《公路桥规》中关于混凝土徐变系数终极值的介绍如表2-5所示。

表 2-5 混凝土徐变系数终极值

Tab.2-5 The ultimate value of concrete creep coefficient

加载 龄期(d)	40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH < 99%			
	理论厚度 h (mm)				理论厚度 h (mm)			
	100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
3	3.78	3.36	3.14	2.79	2.73	2.52	2.39	2.20
7	3.23	2.88	2.68	2.39	2.32	2.15	2.05	1.88
14	2.83	2.51	2.35	2.09	2.04	1.89	1.79	1.65
28	2.48	2.20	2.06	1.83	1.79	1.65	1.58	1.44
60	2.14	1.91	1.78	1.58	1.55	1.43	1.36	1.25
90	1.99	1.76	1.65	1.46	1.44	1.32	1.26	1.15

注：理论厚度的计算公式为 $2A_h/\mu$ ，其中， $A_h$ 为构件混凝土截面面积， $\mu$ 为与大气接触的截面周边长度。

表2-5显示，徐变系数终极值随着构件理论厚度的减小而增大，随着加载龄期的增大而减小。

连续刚构桥从设计上为减轻自重而采用高强的薄壁箱形主梁，加载龄期对混凝土的徐变有较大影响。而很多实际工程受工期控制，一般混凝土在浇筑三天左右就开始张拉预应力并确定梁顶标高，因而，因龄期短徐变系数大，导致主梁下挠值加大。并且，过去计算徐变往往只限于恒载，随着交通量的剧增，桥梁上不分昼夜都会有车辆通过。因此，有关技术人员提出了一种新的理论，即活载也会引起一定的徐变变形。但这一理论有待于进一步研究探索，总结出其计算方法。

### (3)荷载长期效应对长期变形的影响

根据以往设计经验,已经出现严重挠曲的桥梁均按照《桥规 JTJ 023-85》进行计算,而该规范在计算钢筋混凝土受弯构件的挠度时是不考虑荷载长期效应影响的。但是,随着时间的增长,结构的刚度会降低,挠度也要增大。这主要是因为,受压区的混凝土发生徐变,受拉区裂缝间的混凝土与钢筋间的粘结作用会逐渐退出工作,因而导致钢筋的平均应变增大,受压区与受拉区的混凝土收缩不一致,结构的曲率逐渐增大,混凝土的弹性模量降低。

另外,在预拱度设置方面,大跨径预应力混凝土连续刚构桥自重所占的比例较大,而原来的规范按未考虑自重荷载长期效应的影响设置预拱度,因此所计算的预拱度值偏小,这也是导致挠度过大的原因之一。

### (4)箱梁开裂对长期变形的影响

当预应力不能抵消外荷载产生的拉应力时,梁体将可能开裂。梁体开裂将会产生三个效应:一是梁体开裂后截面惯性矩降低,降低了梁体刚度,增大变形;二是一定大小的裂缝还会使裂缝两端的梁体发生刚体转动,也会增大变形;三是开裂会使梁体产生应力重分布,从而影响徐变变形。

一般在一定结构长度时,结构的刚度主要取决于结构材料的弹性模量  $E$  和几何特性 ( $A$ 、 $I$ ) 以及支撑条件的弹性状态。对于连续刚构桥来讲,结构的刚度主要取决于主梁和墩的  $E$ 、 $A$ 、 $I$ ,材料质量、施工质量还有裂缝等问题,都会影响箱梁的刚度。通常情况下,连续刚构桥跨中下挠和梁体开裂是并存的,并且二者相互影响、相互加剧。跨中下挠使得箱梁的底板受拉,引起底板开裂,箱梁底板、腹板裂缝的发展更使得梁体结构的刚度下降,也进一步加剧了跨中下挠。

当预应力损失过大,受拉区产生裂缝后,裂缝两侧的梁体将发生刚体转动,因而会产生额外的位移。如果腹板出现了斜裂缝,只要裂缝不延伸到底板产生的 U 形裂缝,裂缝两侧的梁体就不会产生刚体转动,将只会引起梁体局部区段刚度降低,局部刚度降低引起的挠度变化相对较小。一旦梁体产生刚体转动,主梁的挠度变形将增加很快,这也是预应力混凝土连续刚构桥挠度过大的原因,主要是由于预应力损失过大引起的。

当梁体开裂后,受拉区混凝土退出工作,截面的刚度降低,受压区混凝土的压应力有了一定的增加,这也进一步增加了混凝土的徐变,造成了更大的长期挠度变形。

综合上述原因可以知道,梁体开裂后,结构的应力重分布使得底板和顶板的应力差增加。当混凝土压应力增加时,除了弹性应变以及相应的徐变外,徐变系数也会相应的增加。徐变的增加反过来使得预应力损失增加,而预应力损失引起的应力重分布又反过来增加徐变效应。由此可见,混凝土的开裂将引起预应力、

混凝土徐变间的强烈耦合效应，这些耦合效应最终的体现就是梁体挠度的增加。

#### (5) 温度作用对长期变形的影响

温度荷载对大跨径预应力混凝土连续梁桥变形的影响包括常年温差和日照温差两部分。有关研究表明，整体升温和降温会引起桥梁不同方向的变化，但是变化幅度不明显。在日照温差作用下，桥梁中跨出现少量的下挠，但随着温度循环变化可恢复。因此，温度荷载对线形有影响，但随着季节往复波动，总体影响不大。在线形测量时，应考虑温度波动的影响。

### 2.3.2 施工原因分析

(1) 由于混凝土是由多种地方性材料配置而成，在施工过程中对原材料的选择、拌合，以及浇筑过程控制不严，再加上施工中片面追求高强度、高效率而忽略了混凝土的综合性能指标，因此导致混凝土的品质达不到设计的要求。

(2) 箱梁的腹板一般承受各种荷载组合作用下的主拉应力或者主压应力，因为施工过程中模板安置不好，引起腹板的厚度较设计厚度减薄，将进一步恶化腹板斜截面的抗剪能力，甚至会引起腹板的开裂；腹板过厚又会增加悬臂箱梁的重量。

(3) 由于在施工过程中各环节控制不严，可能会引起钢筋连接质量较差、绑扎不到位、混凝土拌合或者振捣质量差、模板安装不牢固，从而出现漏振、蜂窝、麻面、露筋、漏浆、错台等一系列质量问题。

(4) 施工队伍的素质可能存在问题。由于基础设施的高速发展，原来修建的桥梁等重要结构物技术人员及技术工人人数太少，从而涌入一大批未经过专业技能培训的民工进入具有较高施工技能要求的桥梁建设中来。

### 2.3.3 材料原因分析

现代预应力混凝土连续刚构桥主要采用高强度混凝土，虽然高强度混凝土为现代桥梁等重要结构建设作出了贡献，但其不足之处还有待进一步研究和解决。高强度混凝土不仅对原材料的选择、生产运输、施工管理以及质量控制等各个方面都有严格的要求，并且在材料的性能上也存在着许多突出的缺点，亟待解决。

(1) 自收缩开裂。由于高强度混凝土具有自干燥性，由此产生的自收缩使得混凝土产生早期裂纹。与长期的干燥收缩不同的是，自收缩开裂显著降低混凝土的耐久性。

(2) 湿胀开裂。湿胀开裂的原因是高强混凝土的水灰比较低，混凝土中部分水泥没有水化，混凝土在水分的长期作用下，外来的水分扩散到混凝土内部后与未

曾水化的水泥发生水化反应，膨胀应力超过混凝土的抗拉强度时会造成混凝土开裂。

(3)材料脆性。高强度混凝土的延性比普通混凝土差，素混凝土的延性会随着混凝土强度的增高而降低。有关资料显示，当普通混凝土的应变达到3%时，其承载力仍然能够保持一半以上。但是，同样应变值的高强度混凝土，其实际承载力接近于零。

(4)现阶段，大型的预应力混凝土连续刚构桥梁一般采用泵送混凝土浇筑，混凝土强度高、水灰比大，各种添加剂（减水剂、早强剂、缓凝剂）较多，这对预应力混凝土的收缩徐变影响很大，尤其是对混凝土后期徐变的影响很大。

### 2.3.4 运营管理原因分析

(1)随着国家经济产业的飞速发展，交通量也跟着与日俱增。某些桥梁的实际交通量远远超过了早年设计的交通量，加上大量的超重、超载车辆通过桥梁，使得桥梁严重超负荷运行，这对于存在设计或者施工缺陷的桥梁来讲，无疑是雪上加霜。

(2)桥梁管理部门和负责人对待桥梁维护问题不仔细、不及时，出现裂缝质量问题不及时修补，导致雨水侵蚀或者钢筋锈蚀等质量问题日益加剧。

## 2.4 本章小结

本章主要研究预应力混凝土连续刚构桥挠度产生的机理和原因。主要从以下几部分进行介绍。

(1)从应力角度分析了预应力混凝土梁挠度产生的必然性。介绍了预应力产生的弯矩和外荷载产生的弯矩不能完全相互抵消，导致截面上、下缘存在应力差，这是挠度产生的理论原因。

(2)利用分段挠度计算法详细阐述了悬臂浇筑的预应力混凝土连续刚构桥挠度的计算过程。

(3)从设计、施工、材料以及运营管理等四个方面详细介绍了挠度产生的原因。其中，设计方面的原因是挠度产生的最主要原因，因此，本章从预应力损失、混凝土收缩徐变、荷载长期效应以及梁体开裂等不同角度详细分析了其对梁体挠曲的影响。

### 3 大跨度连续刚构桥施工期应力监测与挠度分析

预应力混凝土连续刚构桥挠度产生的理论原因是预应力产生的弯矩和外荷载产生的弯矩不能完全相互抵消，导致梁体截面上、下缘应力存在差值。通过布置应变传感器的方法<sup>[43]</sup>，可以及时、准确地了解桥梁结构成型、预加应力、桥面二期恒载、列车活载以及其他荷载作用下的桥梁的受力行为，可以了解结构内力的实际状态，为桥梁安全评估、运营性能评价以及后期的养护维修提供可靠的数据支持。因此，桥梁监测是确保大跨度、异型桥梁全寿命周期质量安全的关键措施，具有重要的实际意义。

本论文以北京地铁十四号线跨永定河连续刚构桥为工程背景，结合实际应力监测项目，对城市轨道交通预应力混凝土连续刚构桥在施工阶段的应力（应变）情况进行分析，并通过上、下缘应变差进行连续刚构桥的长期变形的推导。

#### 3.1 工程简介

北京地铁十四号线跨永定河桥是一座(70+70+57.5)m的双线预应力混凝土非对称连续刚构桥。箱梁采用单箱单室结构体系，梁宽10.8m，中支点梁高5m，CY26#墩顶梁高2.8m，CY27#、CY28#墩顶梁高5m，中跨跨中梁高2.5m，CY29#墩顶梁高2.2m。其中，CY26#~CY28#墩采用矩形板墩，CY29#墩采用和区间标准桥墩外形一致的Y形桥墩。本桥立面图和某一代表性横截面图分别见图3-1、图3-2。

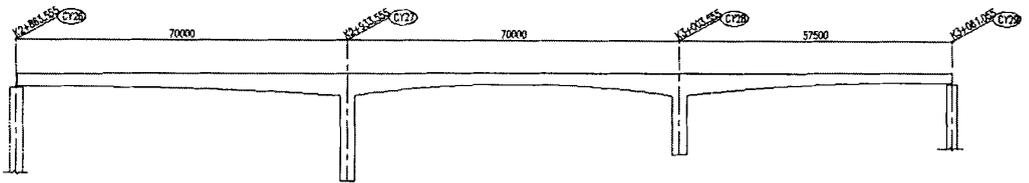


图 3-1 桥梁立面图 (mm)

Fig.3-1 The elevation of bridge (mm)

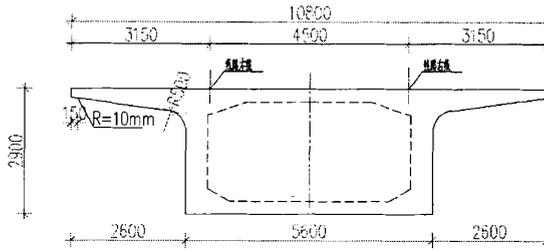


图 3-2 桥梁横截面 (mm)

Fig.3-2 The cross section of bridge (mm)

本桥设计的线路条件为正线双线，线间距 4.5m，此段为直线段，线路纵坡采用 3%。设计时速为 80km/h，设计地震烈度为八度，设计车辆荷载采用 A 型车。

该桥施工方法采用满堂支架施工<sup>[44]-[45]</sup>，主梁采用单向预应力体系，即只布置纵向预应力筋。施工节段划分情况见图 3-3。



图 3-3 节段施工分块示意图 (mm)

Fig.3-3 The schematic diagram of blocks in segmental construction (mm)

详细施工过程：

- ①现浇下部结构。
- ②支架现浇 27#、28#墩顶 T 构 A1、A2 段。
- ③待混凝土强度达到 80%设计强度，且龄期不小于 4 天时，初张拉 A1 段 T 构、A2 段 T 构预应力束，张拉控制应力为 500MPa；待混凝土强度达到 100%设计强度，且龄期不小于 10 天时，对 A1 段 T 构、A2 段 T 构预应力束进行终张至 1300MPa，并进行灌浆、封锚。
- ④支架现浇边跨现浇段 B1、B2 段主梁。
- ⑤待混凝土强度达到 80%设计强度，且龄期不小于 4 天时，初张拉边跨现浇段 B1、B2 段主梁预应力束，张拉控制应力为 500MPa；待混凝土强度达到 100%设计强度，且龄期不小于 10 天时，对边跨现浇段 B1、B2 段主梁预应力束进行终张至 1300MPa，并进行灌浆、封锚。
- ⑥支架现浇中跨合拢 C 段主梁，实现全桥合龙。
- ⑦待混凝土强度达到 80%设计强度，且龄期不小于 4 天时，初张拉中跨主梁预应力束，张拉控制应力为 500MPa；待混凝土强度达到 100%设计强度，

且龄期不小于 10 天时，对中跨主梁预应力束进行终张至 1300MPa，并进行灌浆、封锚。

⑧拆除现浇支架。

⑨静置 90 天后，施工桥面铺装、挡板及接触网等附属设施。

## 3.2 北京地铁十四号线跨永定河连续刚构计算分析

### 3.2.1 有限元模型简介

本桥采用 Midas/Civil 有限元分析软件进行模拟分析。桥墩和主梁均采用梁单元形式，主梁采用 C55 混凝土，桥墩采用 C45 混凝土，承台采用 C40 混凝土，预应力筋采用 1860 钢绞线，普通钢筋采用 HRB335 钢筋。边墩支座通过弹性连接模拟，约束横桥向和竖向位移；中墩墩顶和主梁刚接。有限元模型见图 3-4。

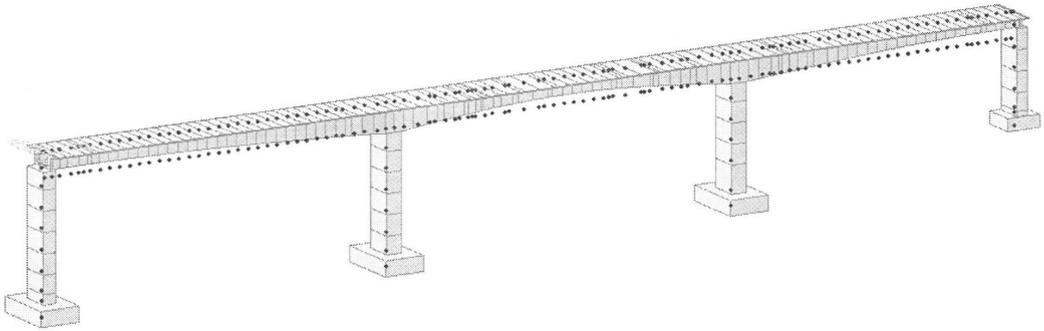


图 3-4 计算模型

Fig.3-4 Computational model

有限元模型的主要计算参数取值如下：

1) 梁体及预应力齿块：C55 混凝土， $E_C = 3.6 \times 10^4 \text{ MPa}$ ， $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$ ；

2) 预应力束： $\phi^s 15.24$  钢绞线， $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ ， $E_p = 1.95 \times 10^5 \text{ MPa}$ ；

3) 预应力损失计算参数：

锚下张拉控制应力： $\sigma_{con} = 0.699 f_{pk} = 1300 \text{ MPa}$ ；

金属波纹管成孔： $\mu = 0.25$ ， $k = 0.003$ ；

锚具变形：每端 6mm。

4) 二期恒载包括轨道荷载、电缆、声屏障<sup>[46]-[47]</sup>等，具体取值情况见表 3-1。

表 3-1 桥面二期恒载

Tab.3-1 Secondary dead load of the bridge

分类	大小	单位
疏散平台（双线）	3.50	kN/m
疏散平台基础（双线）	0.80	kN/m
轨道（双线）	30.00	kN/m
挡板	8.30	kN/m
挡板基础	6.00	kN/m
供电	4.00	kN/m
信号（双线）	8.00	kN/m
声屏障（双线）	4.00	kN/m
桥面铺装（双线）	11.40	kN/m
接触网	4.50	kN/m
合计双线	80.50	kN/m
计算取	85.00	kN/m

### 5) 温度荷载

温度梯度按《铁路桥规》“附录 B 混凝土箱梁温差应力计算”办理；根据北京的月平均最高、最低气温确定整体升温 20 度，整体降温-30 度。沿梁高方向日照温差：升温  $T_0=14^{\circ}\text{C}$ ， $\alpha=5$ ；降温  $T_0=-7^{\circ}\text{C}$ ， $\alpha=14$ 。

6) 混凝土收缩徐变：混凝土徐变初始加载龄期为 7 天，终极龄期为 10 年，3650 天。

### 7) 预应力束配置：

预应力束（纵向）为：腹板束采用 15-17；顶板束采用 15-17、15-15 和 15-10，底板束采用 15-17、15-15。

每个腹板跨中位置采用 4 肢  $\Phi 16@200\text{mm}$ 、变厚段采用 4 肢  $\Phi 16@100\text{mm}$ 、腹板加厚段采用 4 肢  $\Phi 16@100\text{mm}$  箍筋。

## 3.2.2 结构计算分析

### (1) 主梁应力分析

浇筑完 27#墩及 28#墩墩顶节段梁体的混凝土，在自重、施工荷载等作用下的截面最大应力分布情况如图 3-5 所示。从图 3-5 中可以看出，该节段梁体应力较小，主要承受压应力，此处不再详细分析。

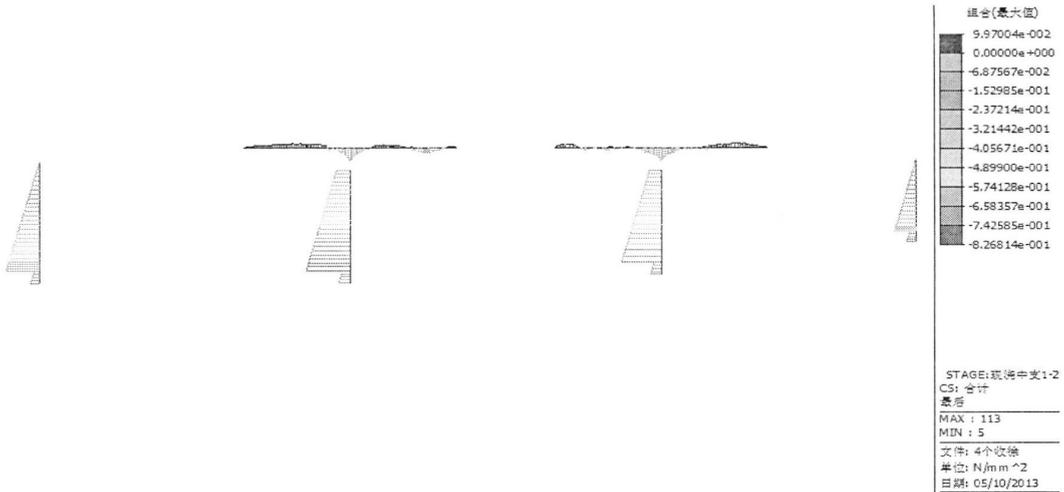


图 3-5 A 段梁体的应力图

Fig.3-5 The stress diagram of sections A

在边跨合拢后，墩顶节段梁体的预应力已经张拉完毕。该部分梁体在自重和施工荷载等作用下的截面最大应力分布情况如图 3-6 所示。从图 3-6 中可以看出，梁体主要承受压应力作用，只在边墩附近出现较小的拉应力。最大压应力出现在 27#墩顶两侧 6m 左右的位置，其值为 6.8MPa，满足结构受力要求。

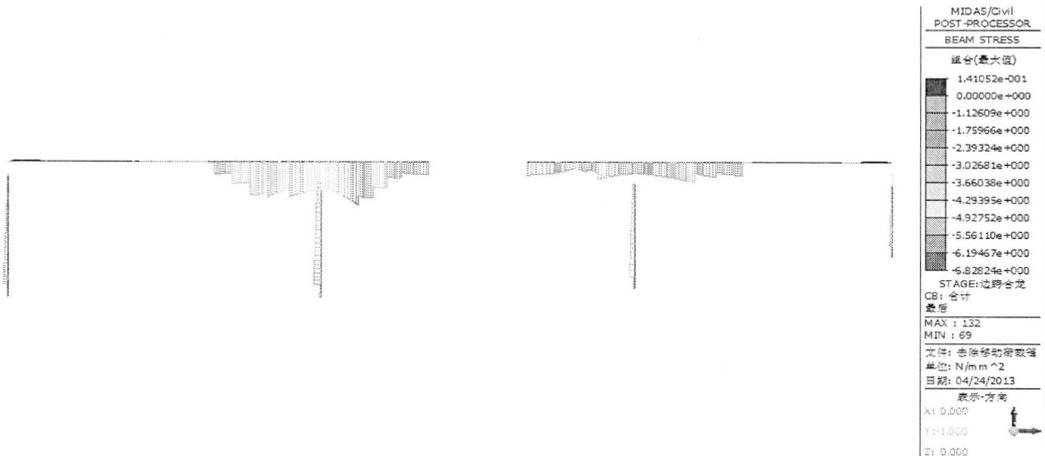


图 3-6 A、B 段梁体的应力图

Fig.3-6 The stress diagram of sections A and B

中跨合拢后，梁体在自重和施工阶段荷载等作用下的截面最大应力分布情况如图 3-7 所示。从图 3-7 中可以看出，梁体主要承受压应力，最大压应力出现在离 26#墩 8m 左右的位置，最大值为 15.99MPa。另外在中跨合拢段出现了微量的拉应力，但满足规范要求。



图 3-7 全桥合拢后梁体的应力图

Fig.3-7 The stress diagram after folding

全桥预应力筋张拉完毕后，梁体在恒荷载和施工阶段荷载等作用下的应力如图 3-8 所示。从图中可以看出，在预应力作用下，主梁主要承受压应力，最大压应力出现在距 26#墩 8m 左右的位置，最大值约为 16MPa，满足规范要求。

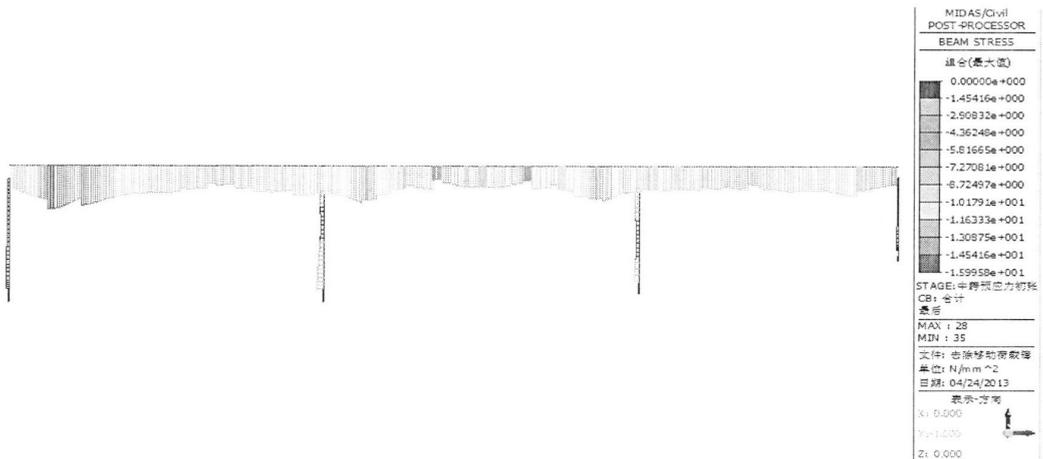


图 3-8 预应力筋张拉完毕后全桥的应力图

Fig.3-8 The stress diagram after finishing prestress tension

由于本工程采用的是满堂支架施工，在全桥合拢和全桥预应力筋张拉完毕后，拆除支架，引起梁体的应力变化。该阶段梁体在恒荷载和施工荷载等荷载作用下的截面最大应力分布情况如图 3-9 所示。图中数据显示，主梁主要承受压应力作用，应力值的大小较上一阶段变化不大。



图 3-9 拆除临时支架后的梁体应力图

Fig.3-9 The stress diagram after removing temporary supports

桥面铺装完毕后的截面最大应力状态如图 3-10 所示，主梁主要承受压应力作用。在桥面铺装完成后，由于桥面外荷载增加，以及桥面其他临时荷载作用，梁体的应力发生变化。由于该阶段距离全桥贯通已有 4、5 个月的时间，在预应力损失和梁体混凝土收缩徐变的影响下，梁体的平均应力水平较刚成桥时有所减小。最大压应力依然出现在距 26#墩 8m 左右的位置，最大值为 13.39MPa，满足规范要求。

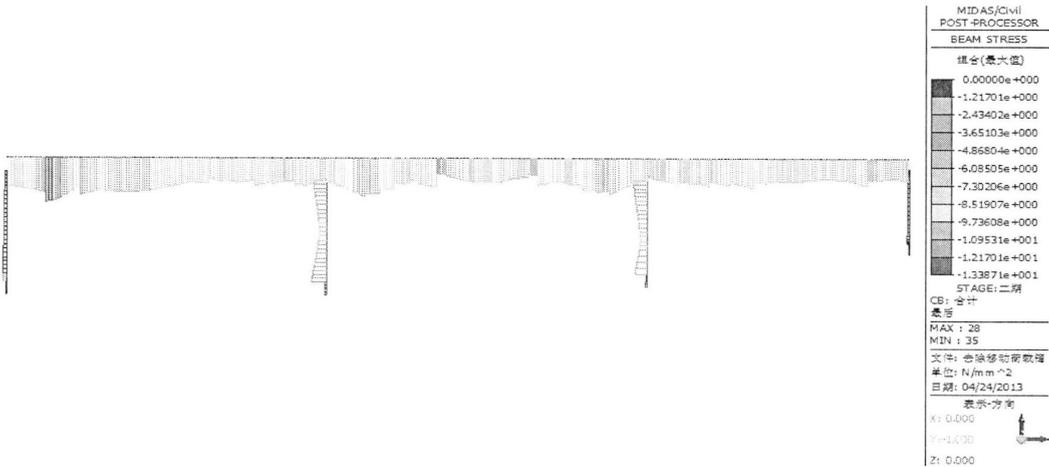


图 3-10 桥面铺装完毕后的梁体应力图

Fig.3-10 The stress diagram after bridge deck pavement

### 3.3 施工阶段应力监测

#### 3.3.1 监测工作简介

##### (1) 应力测点布置

桥梁应力（应变）监测截面如图 3-11 所示，全桥共设置 14 个监测截面。由于施工监测工作需要和现场条件约束，每个截面应变计布置个数不同。其中，4-5 号截面、7-11 号截面以及 13 号截面各布置 6 个应变传感器，1-3 号截面和 12 号截面分别在底板顶层布置 3 个应变传感器，6 号截面和 14 号截面分别在顶板顶层布置 3 个应变传感器（6 号截面应变计横向布置）。14 个截面共布置传感器 66 个。顶板应变计布置在顶板顶层普通钢筋下方，底板应变计布置在底板顶层普通钢筋的下方。应变测点在测试横截面上的布置位置及编号如图 3-12 所示。

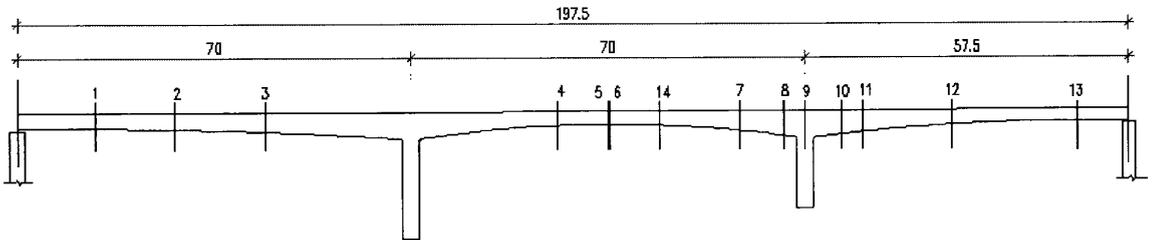


图 3-11 纵桥向应变计布置示意图(m)

Fig.3-11 The arrangement of the strain gauge in longitudinal direction (m)

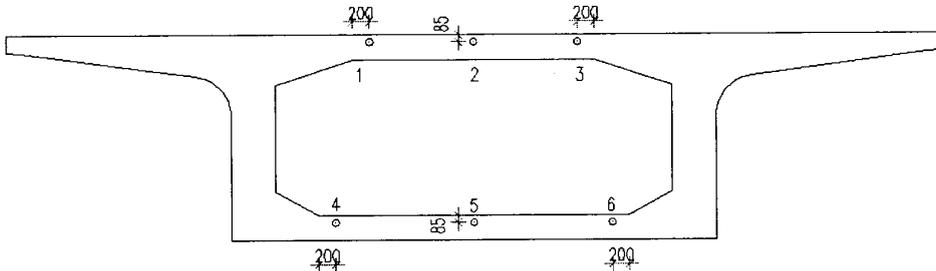


图 3-12 应变测点位置示意图(mm)

Fig.3-12 The arrangement of the strain gauge on the cross section (mm)

应变计布置截面以及各个截面应变计布置的个数情况见表 3-2。

表 3-2 应变计布置情况表

Tab.3-2 The arrangement table of strain gauges

截面编号	与 CY26#墩顶中心线距离	测点编号	应变计编号
1	14m	4	976837
		5	973016
		6	976843

大跨度连续刚构桥施工期应力监测与挠度分析

截面编号	与 CY26#墩顶中心线距离	测点编号	应变计编号
2	28m	4	977526
		5	960840
		6	977528
3	44m	4	976845
		5	977014
		6	971529
4	96m	1	962372
		2	971972
		3	962371
		4	976838
		5	973019
		6	973011
5	105m	1	967359
		2	967943
		3	971991
		4	971979
		5	967946
		6	962368
6	105.3m	1	971973
		2	971996
		3	971984
7	128.3m	1	957980
		2	971986
		3	962367
		4	973015
		5	977551
		6	973010
8	136.5m	1	967947
		2	962370
		3	971993
		4	973013
		5	977554
		6	967942
9	143m	1	971970
		2	962366
		3	971985
		4	960842
10	146.5m	5	977558
		6	967944
		1	962369
		2	971988
		3	967948

截面编号	与 CY26#墩顶中心线距离	测点编号	应变计编号
11	150.2m	4	977548
		5	973012
		6	962401
		1	971994
		2	962379
		3	971987
12	166m	4	962400
		5	977547
		6	960835
		4	976840
		5	973018
		6	973008
13	188.5m	1	967945
		2	971983
		3	971981
		4	977525
		5	967975
		6	976847
14	114m	1	971997
		2	967936
		3	971989

(2)应力测点现保留情况

由于受到施工环境的影响，一些应变计受损。另外受现场条件限制，部分箱内截面的应变计不方便进行读数。现将已经进行读数的应变计保留情况绘制成表 3-3。

表 3-3 应变计保留情况统计表

Tab.3-3 Statistical table of reserved strain gauges

截面编号	应变计个数	
	顶板	底板
4	3	2
5	1	—
7	2	—
8	3	—
9	3	—
10	3	—
11	3	—
13	3	3
14	2	—

(3)应变测试元件简介

本桥的应变监测采用的是长沙金码高科技实业有限公司生产的 JMZX-215 型

埋入式混凝土应变计。该型号应变计采用振弦理论设计制造，具有高灵敏度、高精度、高稳定性的优点，适于长期观测。振弦式传感器内置高性能激振器，采用脉冲激振方式，具有测试速度快、钢弦振动稳定可靠、频率信号长距离传输不失真、抗干扰能力强等特点。

I 此型号应变计的技术参数如下：

- ①应变量程： $\pm 1500\mu\epsilon$
- ②应变测量精度：0.5%F.S.
- ③应变分辨率：0.05%F.S. ( $1\mu\epsilon$ )
- ④测量标距：157mm
- ⑤使用环境温度： $-20^{\circ}\text{C}\sim+70^{\circ}\text{C}$
- ⑥温度测量范围： $-20^{\circ}\text{C}\sim+110^{\circ}\text{C}$
- ⑦温度测量精度： $\pm 1^{\circ}\text{C}$  (AT、BT 型)

II 安装与使用方法

- ①根据结构要求选定测试点。
- ②将应变计平行结构应力方向安装。
- ③采用细匝丝或尼龙扣将应变计捆绑在结构钢筋上，避免混凝土和振捣棒能直接冲击到钢筋面。绑扎位置应在应变计两端（即受力柄）的内侧 5mm 处，中间部分不容许绑扎。应变计为两端头紧贴钢筋，中间悬空的状态（如图 3-13）。
- ④测试导线沿结构钢筋引出，同样要避免混凝土和振捣棒能直接冲击到钢筋面，并间隔 1~2 米绑扎，绑扎不宜过紧，导线也要若为松弛。
- ⑤导线引出方法很多，常见的在模板打孔引出；或内置木盒，线盘绕其中，待拆模板后再引出。在本项目中，导线沿钢筋骨架引出。
- ⑥登记好每个测试点的应变计编号，并保存好记录资料。

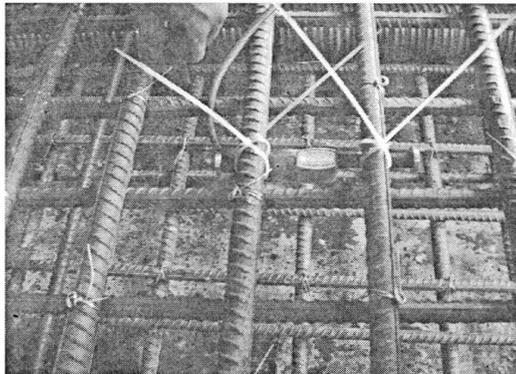


图 3-13 应变计安装

Fig.3-13 Installation of strain gauge

#### (4)应变计保护措施

在监测控制截面绑扎好应变传感器后，还要对测试元件进行保护，以防止在混凝土浇筑和振捣的过程中对测试元件造成破坏，保护措施为在传感器附近加密钢筋，防止振捣棒从不同的方向进入，如图 3-14 所示。

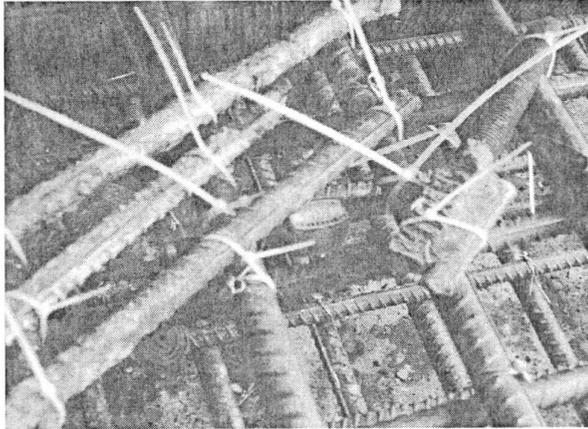


图 3-14 应变计保护

Fig.3-14 Protection of the strain gauge

### 3.3.2 梁体实际受力分析

#### 一、应力应变转换

应变计的测试可以了解结构体应变（即变形）情况，通过结构体的弹性模量计算出结构体的应力（ $\sigma = E \times \varepsilon$ ）。通常方式为应变计安装完成、结构体稳定后读取应变计的初值，随后当结构体被施力或受其他情况影响，再读取应变计的测量值。此时应变计差值=（测量值-初值），即为结构体的应变情况，该差值包括了所有影响结构体变形的因素。因此，需要剔除差值中温度、结构体化学变化等对结构体变形的影响，剔除后的应变值才能计算结构体的应力。

##### (1)温度修正

当结构体的线膨胀系数与应变计中钢线不一致时，温度变化也可以引起应变变化，测试中需消除其影响。结构体线膨胀系数为  $F$ ；测量应变为  $\varepsilon$ ，单位为  $\mu\varepsilon$ ；测量温度为  $T$ ，初读数时温度为  $T_0$ 。

修正后应变值为  $\varepsilon_{\text{修}} = \varepsilon - (T - T_0)(F - F_0)$ 。

其中： $F_0 = 12.2$ ，即钢弦的线膨胀系数为  $12.2 \mu\varepsilon / ^\circ\text{C}$ 。

$F = 10$ ，即一般情况下钢筋混凝土的线膨胀系数为  $10 \mu\varepsilon / ^\circ\text{C}$ 。

##### (2)应变与频率的转换

测试钢弦的频率可直接连接红线与黄线，此时仪表自动显示钢弦的频率（频率分辨率为  $0.1\text{Hz}$ ），应变与频率的计算公式为  $A = K \times f^2$ 。

其中,  $A$  为应变值, 单位为  $\mu\varepsilon$ ,  $f$  为振弦频率,  $K = 0.002346$ 。

## 二、实桥应力分析

### (1) 4 号截面应力分析

4 号截面位于中跨合拢段位置, 距离 CY26#墩顶中心线 96m。该截面顶板、底板分别安装 3 个应变计, 并将应变计引线全部引到桥顶, 方便后续监测工作的进行。根据监测方案和施工进度, 定期读取并记录应变计读数。在后来的桥面施工过程中, 底板左侧应变计 (4 号) 引线受损, 无法测取读数。

4 号截面顶板 (1 号、2 号、3 号)、底板 (5 号、6 号) 应变计测量计算应力结果如表 3-4, 表中数据正号表示拉应力, 负号表示压应力 (下同)。

表 3-4 4 号截面应力表 (MPa)

Tab.3-4 Stress table of section 4 (MPa)

日期	应力 (MPa)				
	顶板测点 1	顶板测点 2	顶板测点 3	顶板测点 5	顶板测点 6
12.9.21	-15.88	-12.38	-15.90	-15.47	-7.55
12.11.2	-14.95	-11.92	-14.62	-13.25	-6.57
12.11.7	-13.86	-11.74	-14.23	-12.89	-5.26
12.11.15	-13.47	-11.27	-14.00	-12.90	-5.37
12.11.23	-14.52	-12.54	-14.91	-12.93	-5.40
12.12.6	-13.23	-10.28	-12.73	-11.70	-4.10
12.12.20	-12.57	-9.52	-12.36	-11.26	-3.66
13.1.7	-11.90	-8.69	-11.87	-11.05	-3.42
13.2.1	-12.11	-8.91	-12.05	-11.47	-3.80
13.2.22	-12.34	-9.06	-12.46	-12.08	-4.36
13.3.6	-12.73	-9.38	-12.49	-12.27	-5.14
13.3.13	-12.86	-9.51	-12.67	-12.47	-5.84

4 号截面顶板 (1 号、2 号、3 号)、底板 (5 号、6 号) 的应变计测量计算的应力随时间变化如图 3-15、图 3-16 所示。图中数据正号表示拉应力, 负号表示压应力, 应力单位为 MPa (下同)。

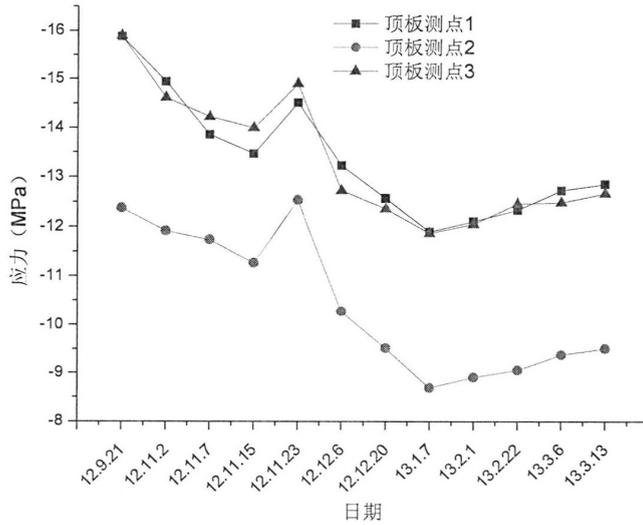


图 3-15 4 号截面顶板应力变化

Fig.3-15 The variation of the stress in the top plate of section 4

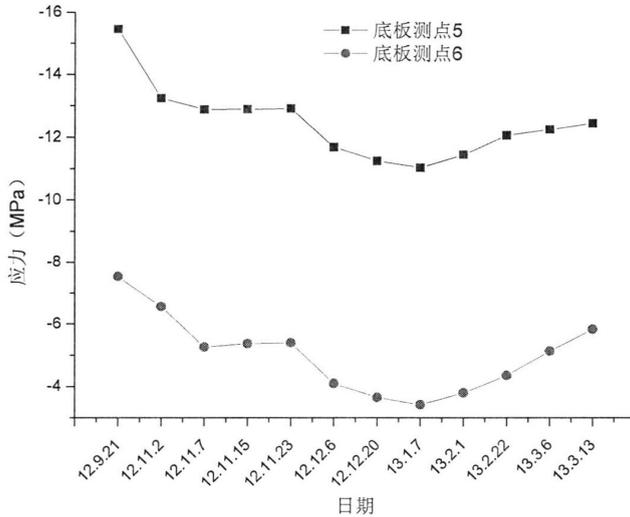


图 3-16 4 号截面底板应力变化

Fig.3-16 The variation of the stress in the bottom plate of section 4

全桥合拢后中跨 4 号监测截面顶板和底板的应力变化效应如表 3-4、图 3-15、图 3-16 中数据所示。以上数据显示，在全桥合拢后的一段时间里，该截面一直处于全截面受压状态，顶板压应力平均值大于底板压应力。并且随着时间推移和桥面施工的不断进行，截面压应力整体呈现先降后升的趋势。经过综合分析可以知道，2012 年 9 月 21 日时，全桥已经实现成功合拢、预应力筋全部张拉完成，而桥下的支架也基本拆除完毕。在 2012 年 9 月 21 日至 2013 年 1 月 7 日这段时间里，该桥段基本未进行其他施工。随着预应力损失和混凝土收缩徐变的不断发展，加之天气逐渐转凉，监测温度值呈下降趋势，而跨中附近的 4 号监测截面的应力水

平也逐渐降低。在 2013 年 1 月 7 日至 2013 年 3 月 6 日这段时间，该桥梁主要进行桥面铺装工作。经过 3.5.1 节对二期恒载引起的截面应变变化分析可以计算出，二期恒载引起的截面应力变化，顶板应力值增加 0.3MPa，底板应力值减小 0.7MPa。在此期间，预应力筋引起的顶、底板应力变化不明显。混凝土徐变引起顶、底板应力值都增加，顶板增加 0.8MPa，底板增加 0.6MPa。混凝土收缩引起的顶、底板应力也同时增加，顶板增加 0.325MPa，底板增加 0.288MPa。由于施工荷载变化较大，多工序交叉作业，截面应力监测值受施工现场环境影响较大，导致实际监测值与理论计算值存在一定差异。另外，根据 3.5.1 节所述，温度变化对截面监测应力值影响较大。在 2013 年 1 月 7 日至 2013 年 3 月 13 日这段时间，监测时间是在下午 14:00~17:00 之间，资料显示，每天的 14:00~17:00 是一天中温度最高时段。查阅每次的监测记录可以发现，随着季节温度的升高以及其他一些客观因素影响，监测温度值也不断升高，该截面监测温度变化幅度达  $13.1^{\circ}\text{C}$ 。因此初步推测，监测应变值呈现上升趋势，在一定程度上受到温度变化的影响。2012 年 11 月 23 日，监测温度值出现回升，而顶、底板应力值也相应升高也证实了此观点。

从图 4-15 中可以看出，顶板三个测点的应力变化总体趋势相同，都是呈先下降后上升趋势，但顶板中间位置的应力明显小于腹板根部位置的应力，这是由于剪力滞效应引起的。在监测时段内，顶板压应力最大值为 15.9MPa，而 C55 混凝土的轴心抗压强度设计值为 24.4MPa（下同），顶板压应力小于抗压强度设计值，并且未出现拉应力，满足结构强度要求。

图 4-16 中数据显示，截面底板中间位置的应力远大于腹板根部的应力，这是由于负剪力滞效应引起的。在监测时段内，底板最大压应力为 15.47MPa < 24.4MPa，未出现拉应力，满足结构强度要求。

### (2)5 号截面应力分析

5 号截面位于中跨跨中位置，距离 CY26#墩顶中心线 105m。该截面顶板、底板分别安装 3 个应变计，并将应变计引线全部引到桥顶，方便后续监测工作的进行。根据监测方案和施工进度，定期读取并记录应变计读数。在后来的桥面施工过程中，底板应变计引线全部受损，顶板左侧和中间位置应变计引线也受损，无法测取读数。现对保留的唯一一个应变计读数进行分析。5 号截面顶板右侧腹板根部应变计的应力计算结果见表 3-5。

表 3-5 5 号截面应力表 (MPa)

Tab.3-5 Stress table of section 5 (MPa)

日期	应力 (MPa) 顶板测点 3
12.9.21	-12.33
12.11.2	-11.89
12.11.7	-11.29
12.11.15	-10.75
12.11.23	-11.12
12.12.6	-10.82
12.12.20	-10.18
13.1.7	-10.08
13.2.1	-10.23
13.2.22	-10.68
13.3.6	-11.09
13.3.13	-11.28

5 号截面顶板右侧腹板根部应力监测值随时间的变化趋势见图 3-17。

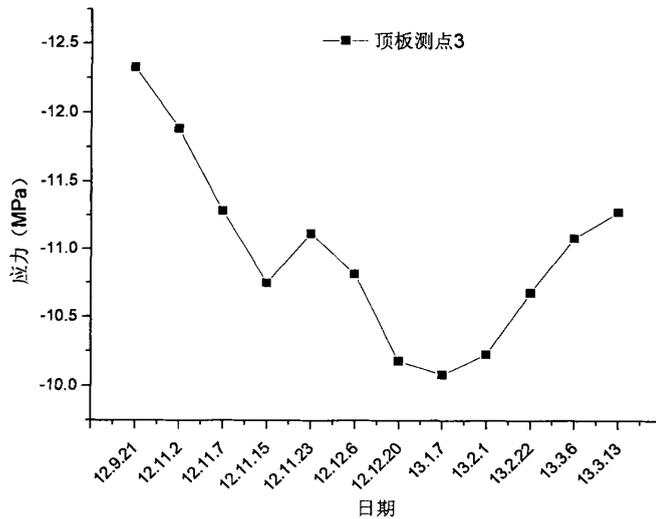


图 3-17 5 号截面顶板应力变化

Fig.3-17 The variation of the stress in the top plate of section 5

图 3-17 中数据显示,在全桥合拢后的一段时间里,该截面顶板处于受压状态。由于该截面和 4 号截面同样处于中跨合拢段,施工工序和时间安排基本相同。而应力计算结果表明,该截面的顶板应力变化趋势与 4 号截面相同,结合 3.5.1 节的应变分析可以得出以下结论:全桥合拢初期(图中 2012 年 9 月 21 日~2013 年 1 月 7 日),由于该节段桥梁未进行其他施工,随着预应力损失的不增大、混凝土收缩徐变的不断发展,以及监测温度逐渐降低,截面应力值出现不断下降趋势。而在 2013 年 1 月 7 日以后开始进行桥面铺装的施工,二期恒载的施加会引起截面

应力变化，同时，由于桥面铺装时间长达三个月之久，还需要考虑预应力损失和混凝土收缩、徐变的影响。根据 3.5.1 节的计算结果可以知道，上述因素在该时间段内引起截面应力的增加，但由于应力监测值受施工现场环境影响较大，理论计算应力增加值与实测值存在一定差异。另外，观察温度监测数据可以发现，在进行桥面铺装的这段时间里，监测温度持续增长，变化幅度达  $18^{\circ}\text{C}$ 。由于温度变化对监测应力值产生一定影响，可以初步推测，本时段应力值持续上升在一定程度上受到温度变化影响。

图 3-17 中数据显示，该截面顶板压应力最大值为  $12.33\text{MPa} < 24.4\text{MPa}$ ，未出现拉应力，符合规范要求。

### (3)7 号截面应力分析

7 号截面位于 CY28#墩顶 T 构位置，距离 CY26#墩顶中心线  $128.3\text{m}$ 。该截面顶板、底板分别安装 3 个应变计，由于成桥后受现场条件约束，无法进入箱内采集应变计读数，因此在后续阶段，只是定期采集顶板应变计读数（8 号截面、9 号截面、10 号截面、11 号截面分别与 7 号截面情况相同）。在桥面施工过程中，部分顶板应变计引线受损，无法测取读数。现对保留的顶板与腹板交接处应变计读数进行分析。7 号截面顶板与腹板交接处的应力变化情况见表 3-6。

表 3-6 7 号截面应力表 (MPa)

Tab.3-6 Stress table of section 7 (MPa)

日期	应力 (MPa)	
	顶板测点 1	顶板测点 3
12.6.28	-1.42	-1.38
12.7.04	-3.12	-2.92
12.7.12	-6.25	-4.99
12.9.21	-10.40	-9.12
12.11.2	-6.39	-4.96
12.11.7	-6.13	-4.68
12.11.15	-3.74	-2.17
12.11.23	-4.54	-2.99
12.12.6	-2.97	-1.56
12.12.20	-2.67	-1.55
13.1.7	-2.10	-1.02
13.2.1	-3.01	-2.68
12.2.22	-3.66	-2.79
13.3.6	-4.70	-4.71
13.3.13	-6.95	-7.31

成桥前与成桥后 7 号截面顶板与腹板交接处应变计应力随时间变化趋势分别见图 3-18 与图 3-19。

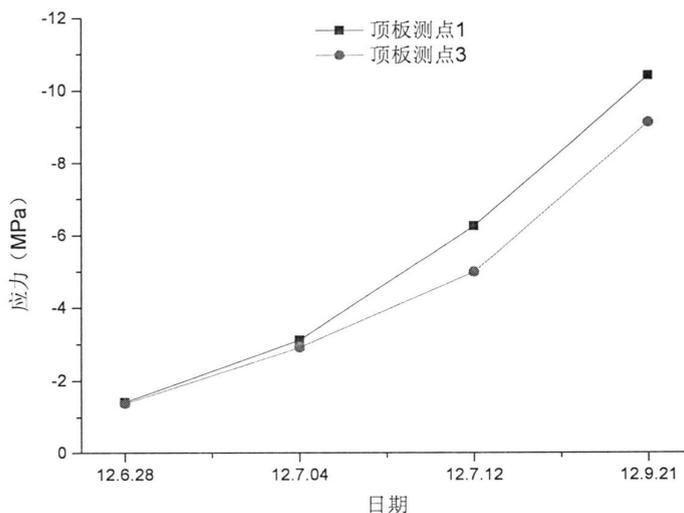


图 3-18 7号截面成桥前顶板应力变化

Fig.3-18 The variation of stress in the top plate of section 7 before POSTCS

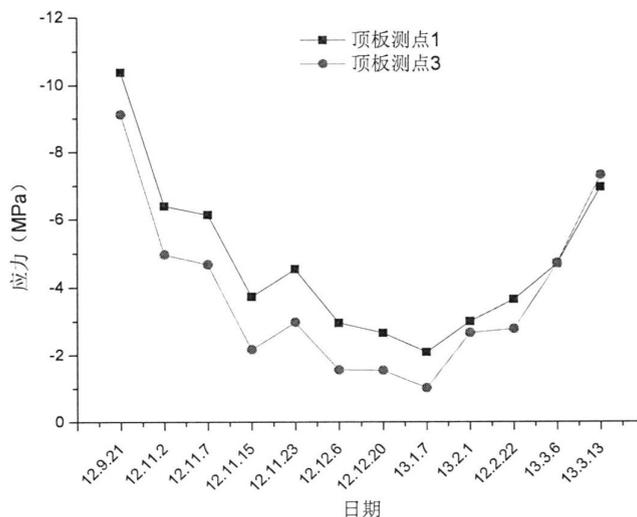


图 3-19 7号截面成桥后顶板应力变化

Fig.3-19 The variation of stress in the top plate of section 7 after POSTCS

图 3-18 中数据显示,在整个桥梁施工阶段,7号截面顶板应力处于受压状态。由于监测时间间隔较大,应力变化整体呈现上升趋势,这主要是由于预应力筋张拉,使得主梁持续获得较大的预压应力引起的。

图 3-19 中数据显示,全桥合拢初期,随着混凝土发生收缩徐变、预应力损失和环境温度逐渐降低,截面顶板压应力最先呈下降趋势。在 2013 年 1 月 7 日以后,截面顶板应力值不断上升。结合 3.5.1 节各种因素作用引起的截面应变变化情况的分析,在二期荷载铺装前后,二期恒载单独作用引起的截面顶板压应力值降低 1MPa; 预应力荷载作用单独作用引起的截面应力值变化不大;而在该段时间内,

随着混凝土徐变的发展，截面顶板压应力值增加 0.5MPa；在混凝土收缩作用下，截面顶板压应力值增加 0.296MPa。由于监测应力值受施工现场环境影响较大，导致实际监测值与理论计算值存在一定差异。另外，在该段时间内，监测温度不断上升，变化幅度达到 11℃，结合 3.5.1 节对温度影响的分析，可以推断，该段时间的应力监测数据不断上升，主要是受到环境温度的影响，应力值变化趋势与监测温度变化趋势相同（下面介绍的 8 号截面、9 号截面、10 号截面、11 号截面都位于中墩墩顶部位，其应力变化趋势与 7 号截面相似，在下面的介绍中将不再对其原因进行详细分析）。

图 3-19 中数据显示，该截面顶板压应力最大值为 10.4MPa < 24.4MPa，未出现拉应力，符合规范要求。

#### (4)8 号截面应力分析

8 号截面位于 CY28#墩顶 T 构位置，距离 CY26#墩顶中心线 136.5m。该截面顶板、底板分别安装 3 个应变计，根据监测方案和施工进度，定期读取和记录顶板应变计读数。在桥梁施工过程中，部分应变计的采集工作受到限制，导致数据采集不全，现对 8 号截面顶板部分应力进行分析。8 号截面顶板应力计算值见表 3-7。

表 3-7 8 号截面应力表 (MPa)

Tab.3-7 Stress table of section 8 (MPa)

日期	应力 (MPa)		
	顶板测点 1	顶板测点 2	顶板测点 3
12.6.28	-1.91	-1.18	-2.23
12.7.04	-3.52	-2.13	—
12.7.12	-4.05	-5.13	—
12.9.21	-11.67	-11.37	-11.18
12.11.2	-7.21	-5.37	-5.99
12.11.7	-6.45	-4.43	-5.60
12.11.15	-4.15	-3.22	-3.77
12.11.23	-4.23	-3.80	-3.93
12.12.6	-3.07	-2.33	-1.70
12.12.20	-2.84	-1.99	-2.54
13.1.7	-2.59	-1.19	-1.69
13.2.1	-3.23	-4.37	-3.50
12.2.22	-4.07	-3.32	-3.89
13.3.6	-5.20	-4.46	-6.22
13.3.13	-7.44	-7.38	-7.40

8 号截面顶板应力在全桥合拢前与合拢后随时间的变化趋势分别见图 3-20 和图 3-21。

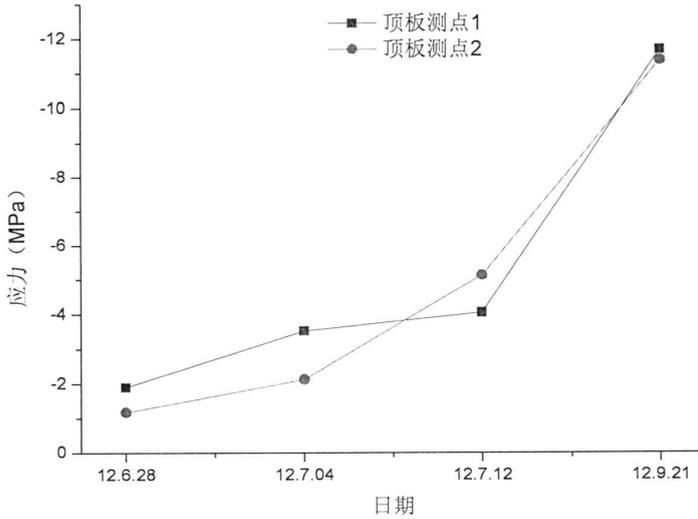


图 3-20 8 号截面成桥前顶板应力变化

Fig.3-20 The variation of stress in the top plate of section 8 before POSTCS

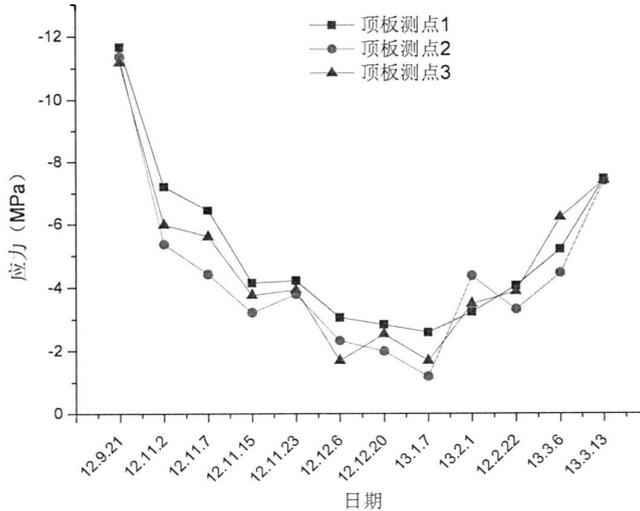


图 3-21 8 号截面成桥后顶板应力变化

Fig.3-21 The variation of stress in the top plate of section 8 after POSTCS

图 3-20 中数据可以看出，1 号应变计和 2 号应变计的应力变化趋势大体相同，整体呈现上升趋势。这主要是受预应力筋持续张拉的影响。

图 3-21 中数据显示，8 号截面顶板三条应力变化曲线的整体变化趋势相同，均呈先下降后上升趋势。其原因与 7 号截面的应力变化分析原因相似，除了受到预应力损失、混凝土收缩徐变、二期荷载的影响，温度变化对其影响很大，应力值变化趋势与监测温度变化趋势接近。该截面顶板压应力最大值为 11.67MPa < 24.4MPa，未出现拉应力，符合规范要求。

#### (5)9 号截面应力分析

9 号截面位于 CY28#墩顶 T 构位置，距离 CY26#墩顶中心线 143m。该截面顶

板、底板分别安装 3 个应变计，根据监测方案和施工进度，定期读取和记录顶板应变计读数。9 号截面顶板应力计算值见表 3-8。

表 3-8 9 号截面应力表 (MPa)

Tab.3-8 Stress table of section 9 (MPa)

日期	应力 (MPa)		
	顶板测点 1	顶板测点 2	顶板测点 3
12.6.28	-1.71	-2.60	-2.14
12.7.04	-3.89	-5.68	-3.77
12.7.12	-6.55	-5.27	-4.84
12.9.21	-10.83	-4.84	-10.84
12.11.2	-6.41	-2.39	-5.17
12.11.7	-5.50	-1.62	-4.86
12.11.15	-2.93	-0.06	-2.09
12.11.23	-4.30	-0.89	-2.84
12.12.6	-3.20	-0.74	-2.95
12.12.20	-3.11	-0.72	-3.47
13.1.7	-3.18	-0.07	-2.92
13.2.1	-4.68	-3.18	-4.30
12.2.22	-4.98	—	-4.71
13.3.6	-4.75	—	—

9 号截面顶板应力在成桥前与成桥后随时间的变化趋势分别见图 3-22 和图 3-23。

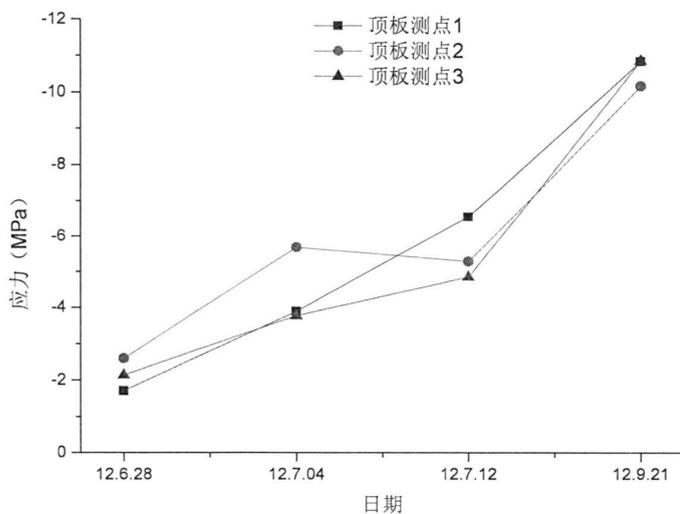


图 3-22 9 号截面成桥前顶板应力变化

Fig.3-22 The variation of stress in the top plate of section 9 before POSTCS

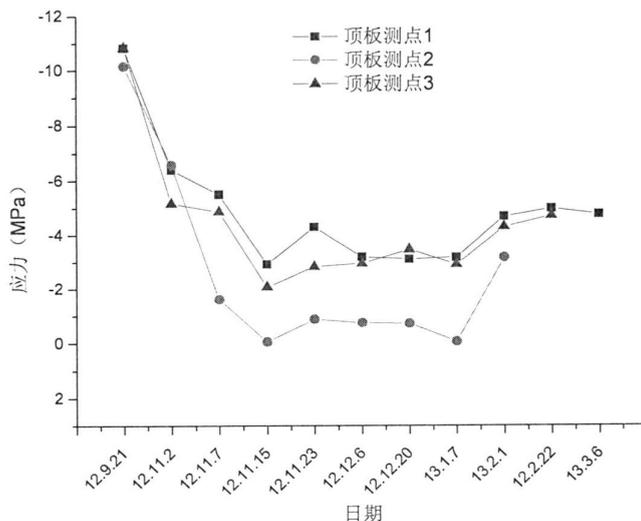


图 3-23 9 号截面成桥后顶板应力变化

Fig.3-23 The variation of stress in the top plate of section 9 after POSTCS

图 3-22 中数据显示，9 号截面腹板根部应力曲线的变化趋势大体相同，整体呈上升趋势。这主要是由于预应力筋持续张拉，使得主梁获得较大的预压应力引起的。

图 3-23 中数据显示，9 号截面三条应力曲线的变化趋势基本相同，整体呈现先下降后上升趋势。其应力变化原因与 7 号截面应力变化分析相似，除了受到预应力损失、混凝土收缩徐变、二期荷载的影响，温度变化对其影响很大，应力值变化趋势与监测温度变化趋势接近。该截面顶板最大压应力为 10.84MPa < 24.4MPa，未出现拉应力，满足规范要求。

#### (6)10 号截面应力分析

10 号截面位于 CY28#墩顶 T 构位置，距离 CY26#墩顶中心线 146.5m。该截面顶板、底板分别安装 3 个应变计，根据监测方案和施工进度，定期读取和记录顶板应变计读数。由于施工过程中对 1 号应变计引线造成损害，现只对 10 号截面顶板部分应力进行分析。10 号截面顶板应力计算值见表 3-9。

表 3-9 10 号截面应力表 (MPa)

Tab.3-9 Stress table of section 10 (MPa)

日期	应力 (MPa)		
	顶板测点 1	顶板测点 2	顶板测点 3
12.6.28	-2.65	-1.50	-3.08
12.7.04	-4.77	-2.84	-4.91
12.7.12	-6.07	-3.18	-7.22
12.9.21	-12.27	-11.95	-12.01
12.11.2	—	-6.68	-6.99
12.11.7	—	-5.63	-6.42

12.11.15	—	-2.97	-3.90
12.11.23	—	-4.61	-4.93
12.12.6	—	-1.41	-3.27
12.12.20	—	-1.42	-3.00
13.1.7	—	-0.73	-2.73
13.2.1	—	—	-2.06
12.2.22	—	—	-4.48
13.3.6	—	—	-6.93
13.3.13	—	—	-7.99

10号截面成桥前、成桥后顶板应力随时间的变化趋势分别见图 3-24 和图 3-25。

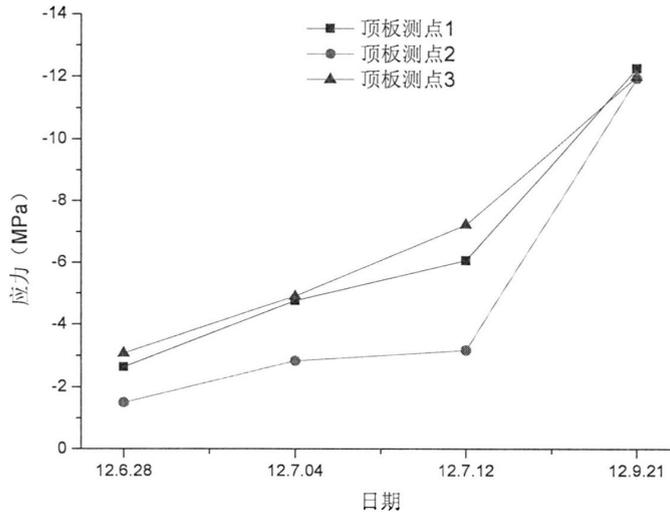


图 3-24 10号截面成桥前顶板应力变化

Fig.3-24 The variation of stress in the top plate of section 10 before POSTCS

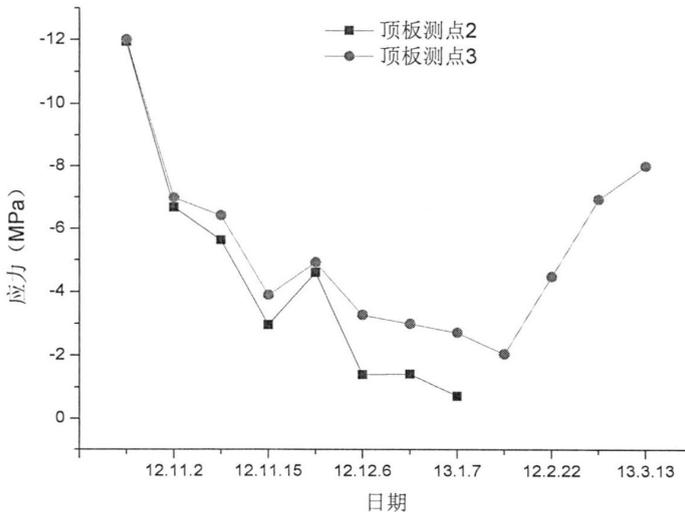


图 3-25 10号截面成桥后顶板应力变化

Fig.3-25 The variation of stress in the top plate of section 10 after POSTCS

图 3-24 中数据显示，该截面顶板主要承受压应力，各监测点应力变化情况相

似，整体呈上升趋势，这主要是由于预应力钢筋持续张拉，使得主梁的预压应力值不断增大。本截面施工过程中，剪力滞效应不明显。

图 3-25 中数据显示，该截面顶板各测点位置应力变化趋势相同，整体呈先下降后上升趋势。同上面分析相似，该截面应力变化除了受到预应力损失、混凝土收缩徐变、二期荷载的影响，温度变化对其影响很大，应力值变化趋势与监测温度变化趋势接近。从图中数据可得，截面的最大压应力为  $12.27\text{MPa} < 24.4\text{MPa}$ ，未出现拉应力，符合规范要求。

### (7)11 号截面应力分析

11 号截面位于 CY28#墩顶 T 构位置，距离 CY26#墩顶中心线 150.2m。该截面顶板、底板分别安装 3 个应变计，根据监测方案和施工进度，定期读取和记录顶板应变计读数。由于受施工现场条件限制，2 号应变计的数据采集不全，现只对 11 号截面顶板部分应力进行分析。11 号截面顶板应力计算值见表 3-10。

表 3-10 11 号截面应力表 (MPa)

Tab.3-10 Stress table of section 11 (MPa)

日期	应力 (MPa)		
	顶板测点 1	顶板测点 2	顶板测点 3
12.6.28	-2.74	-1.41	-1.84
12.7.04	-4.97	-2.50	-3.77
12.7.12	-9.27	-2.49	-3.39
12.9.21	-12.03	-10.92	-11.28
12.11.2	-7.56	-6.06	-8.23
12.11.7	-8.02	-5.37	-4.36
12.11.15	-4.02	-2.75	-1.53
12.11.23	-5.82	—	-2.49
12.12.6	-2.40	—	-0.29
12.12.20	-2.56	—	-0.63
13.1.7	-2.42	-1.29	-0.31
13.2.1	-4.08	-4.47	-1.80
12.2.22	-4.40	-3.70	-2.21
13.3.6	-6.65	-5.44	-5.64
13.3.13	-7.91	-4.15	-7.96

11 号截面成桥前、后顶板应力随时间的变化趋势分别见图 3-26 和图 3-27。

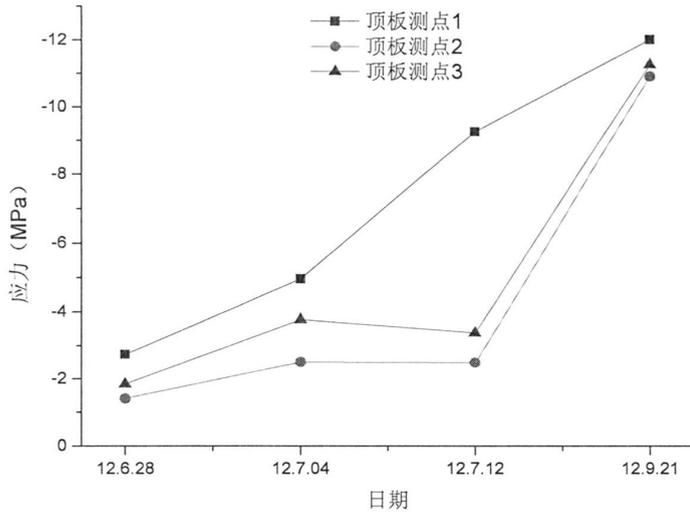


图 3-26 11 号截面成桥前顶板应力变化

Fig.3-26 The variation of stress in the top plate of section 11 before POSTCS

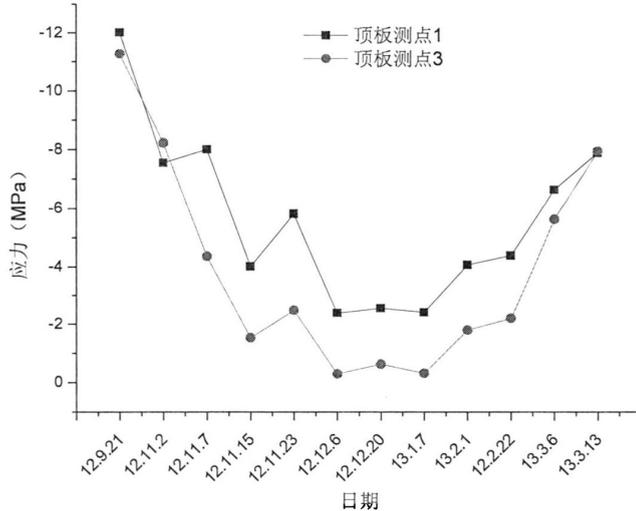


图 3-27 11 号截面成桥后顶板应力变化

Fig.3-27 The variation of stress in the top plate of section 11 after POSTCS

图 3-26 中数据显示，11 号截面顶板三条应力曲线的变化趋势很是接近，随着预应力的张拉，主梁压应力呈现上升的趋势。剪力滞效应虽然存在但不是很明显。

图 3-27 中数据显示，11 号截面两个对称布置的应变计显示的应力变化趋势大体相同，整体呈先降后升的趋势。其原因同上面分析相似，该截面应力变化除了受到预应力损失、混凝土收缩徐变、二期荷载的影响，温度变化对其影响很大，应力值变化趋势与监测温度变化趋势接近。从表中数据可得，该截面最大压应力为 12.03MPa < 24.4MPa 未出现拉应力，满足规范要求。

### (8)13 号截面应力分析

13 号截面位于 CY28#~CY29#墩中间靠近 CY29#墩位置，距离 CY26#墩顶中

心线 188.5m。该截面顶板、底板分别安装 3 个应变计，并将应变计引线全部引到桥顶，方便后续监测工作的进行。根据监测方案和施工进度，定期读取并记录应变计读数。由于引线保护措施做的较好，施工对其影响较小，到目前为止，应变计完好无损。现在对所采集的 13 号截面的全部应变计读数进行分析。13 号截面顶板应力计算值见表 3-11。

表 3-11 13 号截面应力表 (MPa)

Tab.3-11 Stress table of section 13 (MPa)

日期	应力 (MPa)					
	顶板测点 1	顶板测点 2	顶板测点 3	顶板测点 4	顶板测点 5	顶板测点 6
12.11.2	-9.52	-7.77	-7.83	-7.48	-6.52	-8.75
12.11.7	-9.89	-7.51	-5.49	-6.31	-5.39	-7.59
12.11.15	-6.25	-5.08	-2.09	-7.47	-6.34	-8.79
12.11.23	-7.93	-5.81	-2.85	-6.50	-5.47	-7.89
12.12.6	-4.76	-4.35	-1.07	-6.02	-4.77	-7.44
12.12.20	-4.19	-3.86	-1.42	-5.67	-4.39	-7.16
13.1.7	-4.01	-3.80	-1.06	-4.65	-3.52	-6.25
13.2.1	-5.69	-5.79	-3.14	-5.01	-4.08	-6.43
13.2.22	-6.10	-6.65	-5.51	-5.45	-4.42	-6.77
13.3.6	-9.10	-8.67	-7.69	-6.10	-5.32	-7.31
13.3.13	-6.35	-6.49	-6.73	-6.37	-5.27	-7.47

13 号截面顶板、底板应力随时间的变化趋势分别见图 3-28 和图 3-29。

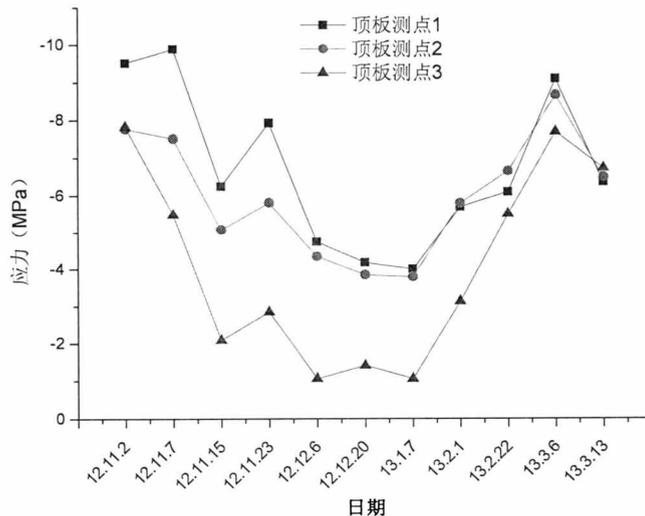


图 3-28 13 号截面成桥后顶板应力变化

Fig.3-28 The variation of stress in the top plate of section 13 after POSTCS

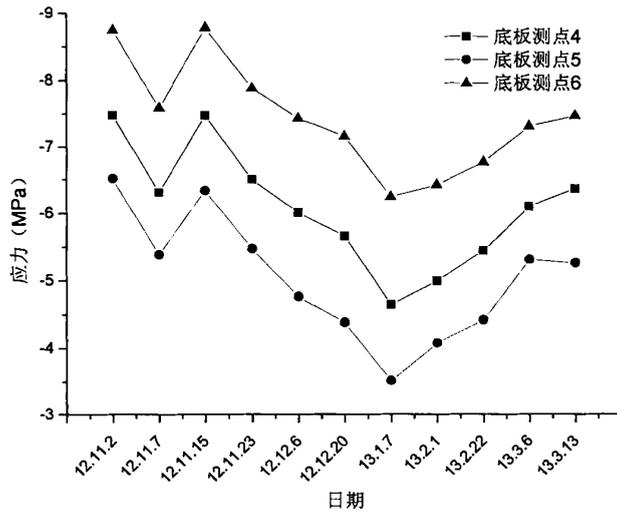


图 3-29 13 号截面成桥后底板应力变化

Fig.3-29 The variation of stress in the bottom plate of section 13 after POSTCS

图 3-28 中数据显示, 成桥后, 13 号截面顶板压应力呈现先下降后上升趋势, 与上面所述截面的应力变化趋势相同。其原因同上面分析也相似, 该截面应力变化除了受到预应力损失、混凝土收缩徐变、二期荷载的影响, 温度变化对其影响很大, 应力值变化趋势与监测温度变化趋势接近。表中数据显示, 截面顶板最大压应力为  $9.52\text{MPa} < 24.4\text{MPa}$ , 未出现拉应力, 符合规范要求。

图 3-29 中数据显示, 成桥后, 13 号截面底板压应力整体呈现先下降后上升趋势。其原因同上面分析相似, 该截面应力变化除了受到预应力损失、混凝土收缩徐变、二期荷载的影响, 温度变化对其影响很大, 应力值变化趋势与监测温度变化趋势相同。在这个过程中, 显现出明显的剪力滞效应, 腹板根部的压应力明显大于截面底板中间部位的压应力, 但应力值相差不大。截面底板最大压应力为  $8.75\text{MPa} < 24.4\text{MPa}$ , 未出现拉应力, 符合规范要求。

#### (9) 14 号截面应力分析

14 号截面位于 CY27#~CY28#墩中间, 距离 CY26#墩顶中心线 114m。该截面只在顶板安装 3 个应变计, 并将应变计引线引到桥顶, 方便后续监测工作的进行。根据监测方案和施工进度, 定期读取并记录应变计读数。在后来的桥面施工过程中, 顶板左侧应变计 (1 号) 引线受损, 无法测取读数。现对所采集的 14 号截面的数据进行应力分析, 应力计算结果见表 3-12。

表 3-12 14 号截面应力表 (MPa)

Tab.3-12 Stress table of section 14 (MPa)

日期	应力 (MPa)	
	顶板测点 2	顶板测点 3
12.9.21	-10.71	—
12.11.2	-10.56	-14.09
12.11.7	-10.21	-12.33
12.11.15	-9.19	-10.76
12.11.23	-9.84	-11.34
12.12.6	-8.15	-9.39
12.12.20	-7.77	-8.79
13.1.7	-7.26	-7.82
13.2.1	-7.76	-8.37
13.2.22	-7.93	-9.47
13.3.6	-9.26	-9.84
13.3.13	-10.08	-10.53

成桥后 14 号截面顶板应力随时间的变化趋势见图 3-30。

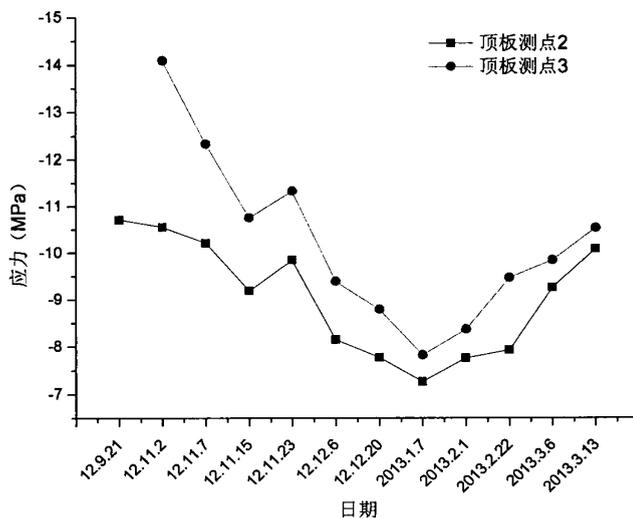


图 3-30 14 号截面顶板应力变化

Fig.3-30 The variation of stress in the top plate of section 14

图 3-30 中数据显示, 14 号截面顶板承受压应力作用, 并呈现总体先下降后上升的趋势。其原因同上面分析相似, 该截面应力变化除了受到预应力损失、混凝土收缩徐变、二期荷载的影响, 温度变化对其影响很大, 应力值变化趋势与监测温度变化趋势接近。在整个观测过程中, 截面最大压应力为  $10.71\text{MPa} < 24.4\text{MPa}$ , 未出现拉应力, 满足规范要求。

### 3.4 实测值与理论值对比分析

对于模型分析来讲，不方便将实际施工阶段划分过细，因此为了将理论计算值与实测值进行对比，本节选取两个重要的施工阶段，将主梁纵向各个监测截面顶板的实测应力平均值与理论计算值进行对比分析。

#### 3.4.1 支架拆除后的应力值对比分析

支架拆除后，沿主梁纵向各个监测截面顶板应力值的分布情况见图 3-31。

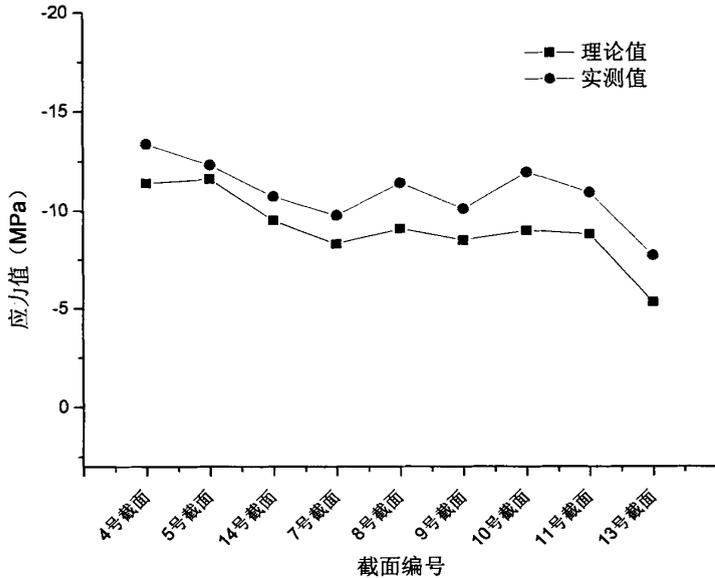


图 3-31 支架拆除后主梁的应力分布

Fig.3-31 Stress distribution of the girder after scaffolds removed

图 3-31 中数据显示，在支架拆除后，沿桥梁纵向各监测截面顶板的计算应力值和实测应力值变化趋势一致。由于施工荷载变化较大、多工序交叉作业、主梁温度场受风、日照等因素影响变化显著等等，截面应力监测值受到现场施工环境的影响较大，导致实际监测值与理论计算值存在一定差异，但差值相对较小。

#### 3.4.2 桥面铺装完成后的应力值对比分析

桥面铺装完毕后，沿主梁纵向各个监测截面顶板应力值的分布情况见图 3-32。

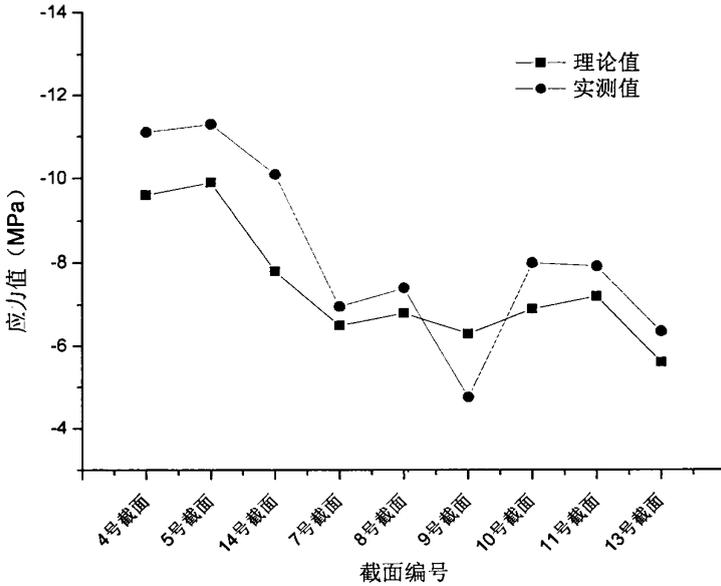


图 3-32 桥面铺装完毕后主梁的应力分布

Fig.3-32 Stress distribution of the girder after deck pavement is finished

图 3-32 中数据显示，在桥面铺装完成后，主梁截面顶板应力理论计算结果和实际监测结果变化趋势很接近。由于施工荷载变化较大、多工序交叉作业、主梁温度场受风、日照等因素影响变化显著等等，截面应力监测值受到现场施工环境的影响较大，导致实际监测值与理论计算值存在一定差异，但差值相对较小。

由于施工环境影响，9号截面应变计损坏情况比较严重，桥面铺装完成后，该截面只有一个应变计存在读数，并且读数情况异常，不能反映该截面顶板位置真实的平均应力水平，因此可以忽略该截面应力影响。

### 3.5 应变值变化与桥梁长期变形的关系

#### 3.5.1 各因素引起的桥梁应变分析

桥梁结构在预应力和外荷载引起的不平衡弯矩作用下会产生长期变形。而此长期变形包括预应力和外荷载作用的瞬间产生的弹性变形，以及荷载长期作用下产生的徐变变形。弹性变形不随时间的变化而变化，而徐变变形在持续荷载作用下，随着时间不断增加。

在施工应力监测过程中，引起混凝土结构应变产生因素众多，包括恒载、预应力、混凝土收缩徐变、温度等。因此可以将实际环境中的混凝土单轴向总应变用下式表示：

$$\varepsilon_{\text{总}} = \varepsilon_{\text{恒}} + \varepsilon_{\text{预}} + \varepsilon_{\text{徐变}} + \varepsilon_{\text{收缩}} + \varepsilon_{\text{温度}} \quad (3-1)$$

式中： $\varepsilon_{\text{总}}$ ——结构实际发生的总应变；  
 $\varepsilon_{\text{恒}}$ ——恒载作用引起的结构应变；  
 $\varepsilon_{\text{预}}$ ——预应力荷载作用引起的结构应变；  
 $\varepsilon_{\text{徐}}$ ——混凝土徐变引起的结构应变；  
 $\varepsilon_{\text{收}}$ ——混凝土收缩引起的结构应变；  
 $\varepsilon_{\text{温}}$ ——温度作用引起的结构应变。

在桥梁监测工程中，一般通过安装埋入式应变计的方法及时监测结构体的应变发展，通过此方法可以监测到梁体在各种因素影响下的总应变。为了研究梁体长期变形，最好将以上几种应变单独分析。

### ①自重和二期恒载引起的结构应变

在自重和二期恒载作用下，混凝土梁体发生瞬时应变。由于该恒载的作用大小是恒定不变的，根据正应力计算公式 $\sigma = N/y + My/I$ ，可以计算出恒载作用引起的截面正应力大小。通常情况下，可以假设截面应力大小与应变成正比，因此可以通过应力应变计算公式 $\sigma = E\varepsilon$ ，求得截面应变大小。

在本论文依托工程中，通过计算可以得出，各个计算截面在自重和二期恒载作用下的顶、底板压应变大小，计算结果见表 3-13。

表 3-13 恒载引起的截面应变 ( $\mu\varepsilon$ )

Tab.3-13 Cross-section strain caused by dead load ( $\mu\varepsilon$ )

截面号	自重		二期恒载	
	顶板	底板	顶板	底板
4号	-27.78	55.56	-8.33	19.44
5号	-77.78	141.67	-27.78	50.00
7号	83.33	-88.89	27.78	-30.56
8号	116.67	-144.44	44.44	-47.22
9号	155.56	-172.22	52.78	-58.33
10号	130.56	-144.44	47.22	-50.00
11号	100.00	-113.89	37.50	-38.89
13号	-119.44	186.11	-47.22	72.22
14号	-50.00	83.33	-16.67	27.78

注：表中数据正号表示拉应变，负号表示压应变。

表 3-13 中数据显示，4号、5号、14号截面位于中跨合拢段，在自重和二期荷载作用下，顶板产生压应变，底板产生拉应变。7号、8号、9号、10号、11号截面位于 28#墩顶 T 构梁段，在自重和二期荷载作用下，顶板产生拉应变，底板产生压应变。13号截面位于 29#墩顶附近边跨合拢段，在自重和二期荷载作用下，顶板产生压应变，底板产生拉应变。

## ② 预应力引起的结构应变

预应力混凝土构件在施加预应力后截面应力状态十分复杂，不同受力阶段有其不同受力特点。而在桥梁建设阶段和通车运营阶段，对于预应力混凝土在预应力作用下的正应力，计算方法不同。

### I 短暂状态的正应力计算

预应力混凝土受弯构件按短期状况计算时，应该计算其在制作、运输和安装等施工阶段，由于预应力作用、构件自重以及施工荷载等引起的截面正应力，并不超过规定限值。

在桥梁建设施工阶段，梁体主要承受偏心预应力  $N_p$  和一期恒载（自重荷载） $G_1$  作用，可以根据材料力学中偏心受压的公式进行计算。该阶段的受力特点是预应力  $N_p$  的值最大（预应力损失最小），并且外荷载最小（仅有梁的自重和部分施工机械作用）。该阶段的受力状态如图 3-33 所示。

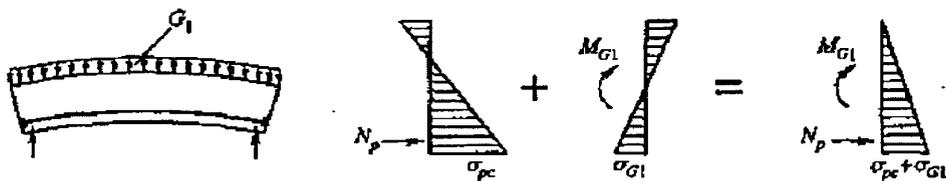


图 3-33 预加应力阶段截面应力分布

Fig.3-33 Stress distribution in the prestressing phase

因此，可以计算后张法构件的上、下缘正应力如下式所示：

$$\sigma_u = \frac{N_p}{A_n} - \frac{N_p e_{pn}}{W_{nu}} + \frac{M_{G1}}{W_{nu}} \quad (3-2)$$

$$\sigma_b = \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_p e_{pn}}{W_{nb}} - \frac{M_{G1}}{W_{nb}} \quad (3-3)$$

式中： $\sigma_u$ ——构件上缘正应力；

$\sigma_b$ ——构件下缘正应力；

$N_p$ ——后张法构件预应力钢筋的合力值， $N_p = \sigma_{pe} A_p$ ， $\sigma_{pe}$  预应力钢筋的有效预应力。

$A_n$ ——构件净截面面积；

$e_{pn}$ ——预应力钢筋的合力对构件净截面重心的偏心距；

$W_{nu}$ 、 $W_{nb}$ ——构件净截面对上、下缘的截面抵抗矩；

$M_{G1}$ ——自重荷载产生的弯矩值。

### II 持久状态的正应力计算

全预应力混凝土受弯构件在使用荷载作用下的应力状态，如图 3-34 所示：

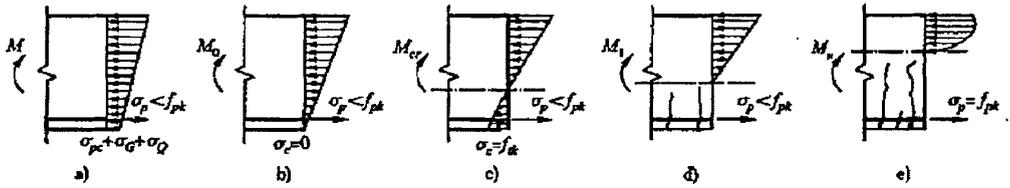


图 3-34 梁使用及破坏阶段的截面应力图

Fig.3-34 Stress distribution of the beam in the using stage and failure stage

对于后张法受弯构件，在其承受二期恒载及可变荷载作用时，一般情况下构件预留孔道均已压浆凝固，认为钢筋与混凝土已成为整体并能有效地共同工作，故二期恒载和活载作用时均按换算截面计算。预应力作用时，因孔道尚未压浆，所以由预加力  $N_p$  和梁的一期恒载  $G_1$  作用产生的混凝土应力，仍按混凝土净截面特性计算。由作用（或荷载）标准值和预应力在构件截面上缘混凝土压应力为：

$$\sigma_{cu} = \sigma_{pt} + \sigma_{kc} = \left( \frac{N_p}{A_n} - \frac{N_p e_{pn}}{W_{nu}} \right) + \frac{M_{G1}}{W_{nu}} + \frac{M_{G2}}{W_{0u}} + \frac{M_Q}{W_{0u}} \quad (3-4)$$

式中： $\sigma_{cu}$ ——由作用（或荷载）标准值和预应力在构件截面上缘混凝土压应力；

$\sigma_{pt}$ ——预加力产生的混凝土法向应力；

$\sigma_{kc}$ ——作用（或荷载）标准值产生的混凝土法向压应力；

$N_p$ ——预应力钢筋与非预应力钢筋的合力， $N_p = \sigma_{pe} A_p - \sigma_{i6} A_s$ ；

$\sigma_{i6}$ ——受拉区预应力钢筋由混凝土收缩和徐变引起的预应力损失；

$A_s$ ——受拉区非预应力钢筋的截面面积；

$M_{G2}$ ——二期恒载产生的弯矩标准值；

$M_Q$ ——由可变荷载标准值组合计算的截面弯矩；

$W_{0u}$ ——构件混凝土换算截面对截面上缘的抵抗矩。

本论文采用 Midas/Civil 有限元分析软件近似计算预应力作用产生的截面应力，假设应力与应变成线性变化， $\sigma = E\varepsilon$ 。应变计算结果见表 3-14。

表 3-14 预应力作用引起的截面应变（ $\mu\varepsilon$ ）

Tab.3-14 The cross-section strain caused by prestressing force（ $\mu\varepsilon$ ）

截面号	预应力筋 张拉完毕		拆除支架		二期恒载 铺装完毕		成桥后 3 年		成桥后 5 年	
	顶板	底板	顶板	底板	顶板	底板	顶板	底板	顶板	底板
4 号	-141.7	-205.6	-136.1	-213.9	-136.1	-213.9	-133.3	-166.7	-133.3	-202.8
5 号	-155.6	-272.2	-136.1	-294.4	-136.1	-297.2	-133.3	-286.1	-133.3	-283.3

截面号	预应力筋		拆除支架		二期恒载 铺装完毕		成桥后 3 年		成桥后 5 年	
	张拉完毕		顶板	底板	顶板	底板	顶板	底板	顶板	底板
	顶板	底板								
7 号	-383.3	25.00	-400	47.2	-400.0	47.2	-391.7	47.2	-388.9	47.2
8 号	-377.8	94.4	-402.8	125	-405.6	127.8	-397.2	108.3	-394.4	125.0
9 号	-383.3	97.2	-400	125	-402.8	127.8	-394.4	125.0	-391.7	125.0
10 号	-397.2	102.8	-394.4	102.8	-397.2	105.6	-388.9	102.8	-386.1	102.8
11 号	-369.4	88.9	-355.6	83.3	-358.3	77.8	-350.0	83.3	-347.2	83.3
13 号	11.1	-425.0	13.9	-425	13.9	-427.8	13.9	-416.7	13.9	-413.9
14 号	-133.3	-155.6	-105.6	-188.9	-105.6	-188.9	-105.6	-183.3	-102.8	-180.6

注：表中数据正号表示拉应变，负号表示压应变。

表 3-14 中数据显示，在预应力单独作用下，随着时间的延长，预应力损失增加，导致预应力减小，而预应力引起的截面应力也随之减小。但是，在拆除支架前后，某些截面的截面应力不但不减小反而增大。在二期铺装前后，截面上、下缘应变也有变化，但变化很小。

查阅有关资料可以知道，用长柱的附加弯矩理论可以解释此情况。本工程主梁的跨高比为 14~28，当桥面荷载增加时，桥梁挠度值发生变化，导致预应力筋产生的偏心弯矩值改变，产生一附加偏心弯矩，而附加偏心距的产生会引起截面应力的改变。假设应力应变成线性变化，则应力改变，相应的应变值也会改变。具体的应变改变大小视主梁截面位置不同、预应力偏心距的不同而不同。

### ③混凝土徐变引起的结构应变

混凝土的徐变是混凝土固有的性质，混凝土结构的徐变变形随着时间增长不断增加。一般情况下，徐变变形的计算符合以下假定：

- a 不考虑结构内配筋的影响；
- b 混凝土弹性模量假定为常值；
- c 采用徐变线性理论，即徐变应变与应力呈正比关系的假定。

混凝土徐变应变的大小通过徐变系数来反应。混凝土徐变系数被定义为：自加载龄期  $t_0$  后至某个  $t$  时刻，在棱柱体内的徐变应变值与瞬时应变（弹性应变）的比值。《公路桥规》中采用 CEB-FIP (1990) [48]-[50] 模型对混凝土徐变系数作了如下规定：

混凝土的徐变系数可按下列公式计算：

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (3-5a)$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3-5b)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / RH_0}{0.46(h / h_0)^{1/3}} \quad (3-5c)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm} / f_{cm0})^{0.5}} \quad (3-5d)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0 / t_1)^{0.2}} \quad (3-5e)$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[ \frac{(t - t_0) / t_1}{\beta_H + (t - t_0) / t_1} \right]^{0.3} \quad (3-5f)$$

$$\beta_H = 150 \left[ 1 + \left( 1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (3-5g)$$

式中： $t_0$ ——加载时的混凝土龄期（d）；

$t$ ——计算考虑时刻的混凝土龄期（d）；

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为  $t_0$ ，计算考虑龄期为  $t$  时的混凝土徐变系数；

$\phi_0$ ——名义徐变系数；

$\beta_c$ ——加载后徐变随时间发展的系数；

$RH$ ——环境年平均相对湿度（%）；

$RH_0$ ——100%；

$h$ ——构件理论厚度（mm）， $h = 2A / u$ ， $A$  为构件截面面积， $u$  为构件与大气接触的周边长度；

$h_0$ ——100mm；

$f_{cm}$ ——强度等级 C20~C50 混凝土在 28d 龄期时的平均立方体抗压强度（MPa）， $f_{cm} = 0.8f_{cu,k} + 8\text{MPa}$ ；

$f_{cm0}$ ——10MPa；

$t_1$ ——1d。

由于徐变应变的计算比较复杂，本论文借用 Midas/Civil 有限元分析软件计算各截面随着时间变化的徐变应变值。

主梁中跨合拢节段监测截面、28#墩顶 T 构节段监测截面、29#墩附近边跨合拢段监测截面的徐变应变值随着混凝土龄期的变化情况见表 3-15~表 3-17。其中，施工工序从该计算截面所在梁节段预应力筋张拉完成时开始考虑，混凝土龄期的计算从该截面所在梁节段浇注开始时算起。

表 3-15 中跨跨中监测截面徐变应变 ( $\mu\epsilon$ )Tab.3-15 Creep strain of the monitored section in the midspan ( $\mu\epsilon$ )

施工工序 (混凝土龄期/d)	4 号截面		5 号截面		14 号截面	
	顶板	底板	顶板	底板	顶板	底板
中跨张拉完成 (16)	-50	-61	-67	-78	-44	-53
桥面铺装前 (106)	-111	-161	-150	-206	-89	-144
桥面铺装后 (171)	-133	-178	-186	-217	-108	-161
成桥 1 年 (536)	-167	-231	-236	-272	-139	-208
成桥 3 年 (1266)	-194	-272	-272	-317	-158	-244
成桥 5 年 (1996)	-206	-292	-289	-339	-169	-264
成桥 10 年 (3821)	-217	-311	-303	-356	-181	-281

注：表中数据负号表示压应变（表 3-16、表 3-17 与此相同）。

表 3-16 28#墩顶节段监测截面徐变应变 ( $\mu\epsilon$ )Tab.3-16 Creep strain of the monitored section on the top segment of pier 28 ( $\mu\epsilon$ )

施工工序 (混凝土龄期/d)	7 号截面		8 号截面		9 号截面		10 号截面		11 号截面	
	顶板	底板	顶板	底板	顶板	底板	顶板	底板	顶板	底板
中墩 T 构张拉完成 (19)	-6	-11	-14	-11	-17	-11	-19	-8	-28	-6
边跨合拢完成 (49)	-11	-19	-22	-17	-22	-17	-28	-14	-36	-11
边跨张拉完成 (55)	-97	-31	-92	-11	-83	-17	-89	-19	-94	-25
中跨合拢完成 (65)	-106	-33	-97	-14	-89	-19	-94	-22	-108	-28
中跨张拉完成 (71)	-131	-39	-111	-28	-103	-28	-108	-28	-117	-33
桥面铺装前 (161)	-214	-69	-178	-36	-164	-53	-178	-47	-181	-56
桥面铺装后 (226)	-228	-97	-186	-78	-164	-86	-181	-78	-192	-81
成桥 1 年 (591)	-278	-128	-228	-111	-200	-122	-222	-108	-233	-111
成桥 3 年 (1321)	-319	-153	-267	-133	-233	-147	-258	-133	-269	-136
成桥 5 年 (2051)	-342	-164	-286	-144	-250	-161	-275	-144	-289	-147
成桥 10 年 (3876)	-358	-175	-303	-156	-267	-175	-292	-156	-306	-158

表 3-17 边跨合拢段监测截面徐变应变 ( $\mu\epsilon$ )Tab.3-17 Creep strain of the monitored section in the closure section of side span ( $\mu\epsilon$ )

施工工序 (混凝土龄期/d)	13 号截面	
	顶板	底板
边跨张拉完成 (36)	-39	-106
中跨合拢完成 (46)	-44	-119
中跨张拉完成 (52)	-50	-136
桥面铺装前 (142)	-81	-219
桥面铺装后 (207)	-114	-219
成桥 1 年 (572)	-150	-261
成桥 3 年 (1302)	-172	-300
成桥 5 年 (2032)	-186	-317
成桥 10 年 (3857)	-194	-333

为了更加清楚的了解各控制截面徐变应变随着混凝土龄期的变化趋势，将中跨跨中监测截面（5号截面）、墩顶附近监测截面（9号截面）、边跨合拢段监测截面（13号截面）的徐变应变绘制成图并进行分析。

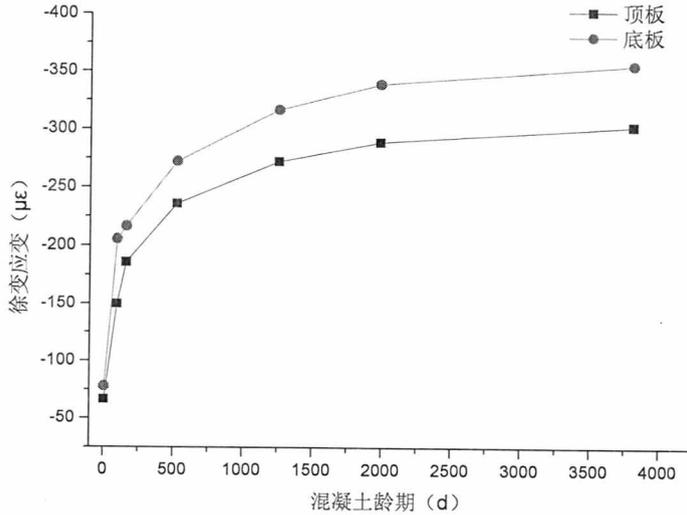


图 3-35 中跨跨中截面

Fig.3-35 Section of midspan

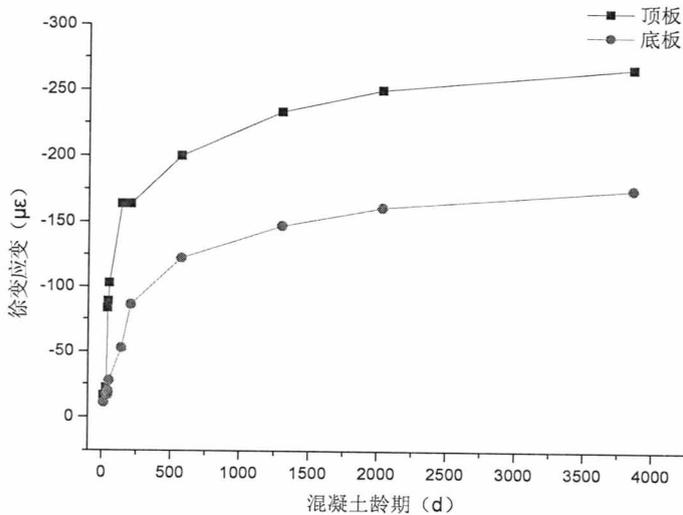


图 3-36 中墩墩顶附近截面

Fig.3-36 Section near the top of the middle pier

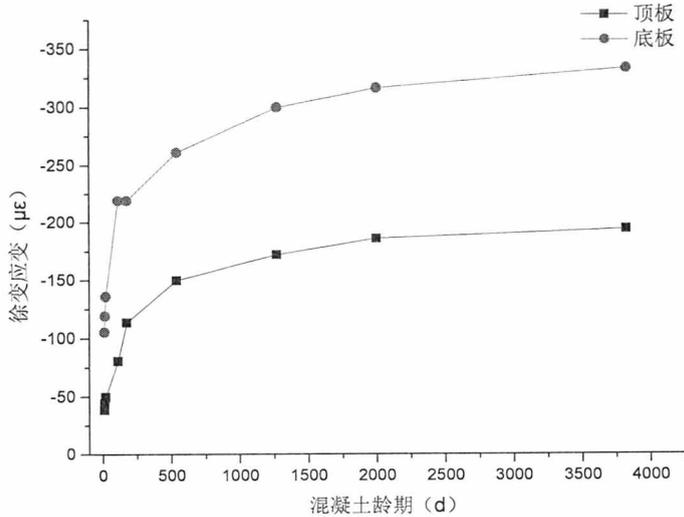


图 3-37 29#墩顶附近截面

Fig.3-37 Section near the top of the pier 29

结合表 3-15~表 3-17 和图 3-35~图 3-37，可以发现，徐变应变随着时间发展不断增长，增长速度先快后慢，最后趋向一定值。在中跨跨中附近和边跨靠近 29#墩附近，底板的徐变应变值较顶板徐变应变值大，中墩墩顶部位的底板徐变应变值较顶板徐变应变值小。如果以十年后的徐变变形为基准，通过计算可以得出，跨中截面（5 号）在成桥一年后，顶板、底板的徐变变形分别完成 77.9%、76.4%；墩顶附近截面（9 号）在成桥一年后，顶板、底板的徐变变形分别完成 80%、75.8%；边墩附近截面（13 号）在成桥一年后的徐变变形完成 80.6%、88.7%。

#### ④收缩引起的结构应变

根据第二章的分析，收缩主要是由于结构体内部水分的蒸发以及其物理化学变化产生的体积缩小，包括自生收缩变形、干燥变形以及碳化变形。《公路桥规》中采用 CEB-FIP（1990）模型对混凝土收缩的计算作了如下规定：

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cso} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (3-6a)$$

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \quad (3-6b)$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm} / f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \quad (3-6c)$$

$$\beta_{RH} = 1.55 [1 - (RH / RH_0)^3] \quad (3-6d)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left[ \frac{(t - t_s) / t_1}{350(h / h_0)^2 + (t - t_s) / t_1} \right]^{0.5} \quad (3-6e)$$

式中： $t$ ——计算考虑时刻的混凝土龄期（d）；

$t_s$ ——收缩开始时的混凝土龄期（d），可假定为 3-7d；

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ ——收缩开始的龄期为  $t_s$ ，计算考虑的龄期为  $t$  时的收缩应变；

$\varepsilon_{cso}$ ——名义收缩系数；

$\beta_s$ ——收缩随时间发展的系数；

$f_{cm}$ ——强度等级 C20~C50 混凝土在 28d 龄期时的平均立方体抗压强度 (MPa)， $f_{cm} = 0.8f_{cu,k} + 8\text{MPa}$ ；

$f_{cu,k}$ ——龄期 28 天，具有 95% 保证率的混凝土立方体抗压强度标准值 (MPa)；

$\beta_{RH}$ ——与年平均相对湿度相关的系数，公式 (3-6d) 使用于  $40\% \leq RH < 90\%$ ；

$RH$ ——环境年平均相对湿度 (%)；

$\beta_{sc}$ ——依水泥种类而定的系数，对一般的硅酸盐类水泥或快硬水泥， $\beta_{sc} = 5.0$ ；

$h$ ——构件理论厚度 (mm)， $h = 2A/u$ ， $A$  为构件截面面积， $u$  为构件与大气接触的周边长度；

另外，式中  $RH_0 = 100\%$ ； $h_0 = 100\text{mm}$ ； $t_1 = 1\text{d}$ ； $f_{cm0} = 10\text{MPa}$ 。

经过计算，得出该桥梁监测截面的收缩应变随时间的变化情况如表 3-18~表 3-20 所示。其中，施工工序从该计算截面所在梁节段预应力筋张拉完成时开始考虑，混凝土龄期的计算从该截面所在梁节段浇注开始时算起。

表 3-18 中跨跨中监测截面收缩应变 ( $\mu\varepsilon$ )

Tab.3-18 Shrinkage strain of the monitored section in the midspan ( $\mu\varepsilon$ )

施工工序 (混凝土龄期/d)	4 号截面		5 号截面		14 号截面	
	顶板	底板	顶板	底板	顶板	底板
中跨合拢完成 (10)	-2.5	-2.6	-3.2	-3.3	-2.4	-2.4
中跨张拉完成 (16)	-5.3	-5.5	-6.8	-6.9	-5.1	-5.2
桥面铺装前 (106)	-26.8	-23.4	-33.6	-29.8	-25.4	-22.9
桥面铺装后 (171)	-35.8	-31.4	-44.9	-39.6	-34.1	-30.6
成桥 1 年 (536)	-67.9	-59.1	-84.5	-73.6	-64.8	-57.4
成桥 3 年 (1266)	-105.1	-90.8	-129.0	-111.6	-100.6	-88.6
成桥 5 年 (1996)	-130.2	-112.3	-157.9	-136.1	-124.9	-109.8
成桥 10 年 (3821)	-172.7	-148.3	-203.4	-174.4	-165.8	-145.6

表 3-19 28#墩顶节段监测截面收缩应变 ( $\mu\epsilon$ )Tab.3-19 Shrinkage strain of the monitored section on the top segment of pier 28 ( $\mu\epsilon$ )

施工工序 (混凝土龄期/d)	7号截面		8号截面		9号截面		10号截面		11号截面	
	顶板	底板								
中墩 T 构浇筑 (15)	-2.7	-2.7	-2	-1.8	-2	-1.8	-2.1	-2	-2.2	-2.2
中墩 T 构张拉 (19)	-4.8	-4.8	-3.6	-3.1	-3.6	-3.2	-3.7	-3.5	-3.9	-3.9
边跨合拢完成 (49)	-8.8	-8.7	-6.6	-5.7	-6.7	-5.8	-6.8	-6.5	-7.2	-7.2
边跨张拉完成 (55)	-11.9	-11.9	-8.4	-8.4	-8.3	-8.6	-8.7	-9.2	-9.5	-10
中跨合拢完成 (65)	-12.9	-13	-9.2	-9.2	-9.1	-9.4	-9.6	-10.1	-10.4	-11
中跨张拉完成 (71)	-14.5	-14.4	-10.3	-10.2	-10.2	-10.5	-10.7	-11.3	-11.6	-12.3
桥面铺装前 (161)	-30.8	-29.9	-21.8	-21.6	-20.5	-23.3	-21.8	-23.1	-23.7	-26.9
桥面铺装后 (226)	-39	-37.7	-27.6	-27.3	-25.9	-29.6	-27.5	-31.4	-29.9	-34.2
成桥 1 年 (591)	-69.5	-66.5	-49.6	-48.5	-46.1	-53.3	-48.9	-56.6	-53	-61.4
成桥 3 年 (1321)	-106	-101	-76.4	-74.6	-70.8	-82.1	-75	-87.1	-81.1	-94.3
成桥 5 年 (2051)	-130	-124	-95.3	-93	-88.3	-103	-93.4	-109	-101	-117
成桥 10 年 (3876)	-171	-162	-129	-126	-119	-138	-126	-146	-135	-157

表 3-20 边跨合拢段监测截面收缩应变 ( $\mu\epsilon$ )Tab.3-20 Shrinkage strain of the monitored section in the closure section of side span ( $\mu\epsilon$ )

施工工序 (混凝土龄期/d)	13号截面	
	顶板	底板
边跨合拢完成 (30)	-6.8	-7.3
边跨张拉完成 (36)	-11.4	-11.8
中跨合拢完成 (46)	-13.0	-13.3
中跨张拉完成 (52)	-15.1	-15.5
桥面铺装前 (142)	-35.4	-37.3
桥面铺装后 (207)	-45.3	-47.9
成桥 1 年 (572)	-80.9	-85.8
成桥 3 年 (1302)	-121.6	-129.7
成桥 5 年 (2032)	-148.1	-157.9
成桥 10 年 (3857)	-190.0	-203.4

为了更加清楚的了解各监测截面收缩应变随着混凝土龄期的变化趋势, 将中跨跨中监测截面 (5 号截面)、墩顶附近监测截面 (9 号截面)、边跨合拢段监测截面 (13 号截面) 的收缩应变绘制成图并进行分析。

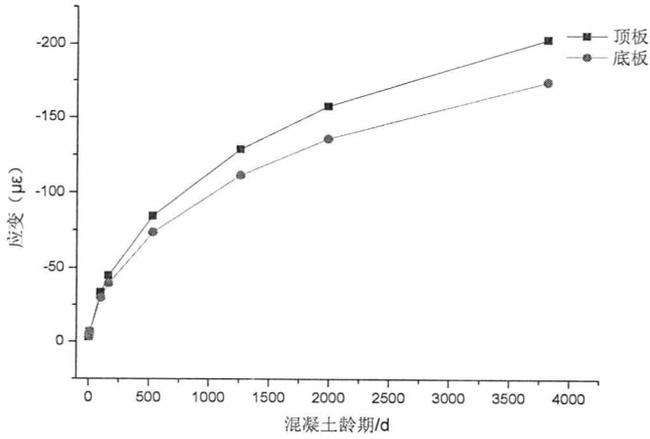


图 3-38 中跨跨中截面

Fig.3-38 Section of the midspan

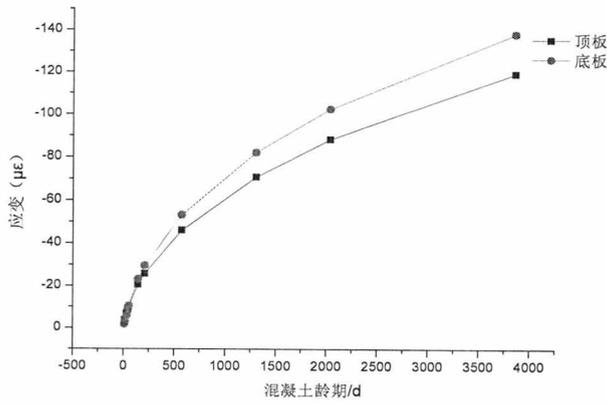


图 3-39 中墩墩顶附近截面

Fig.3-39 Section near the top of the middle pier

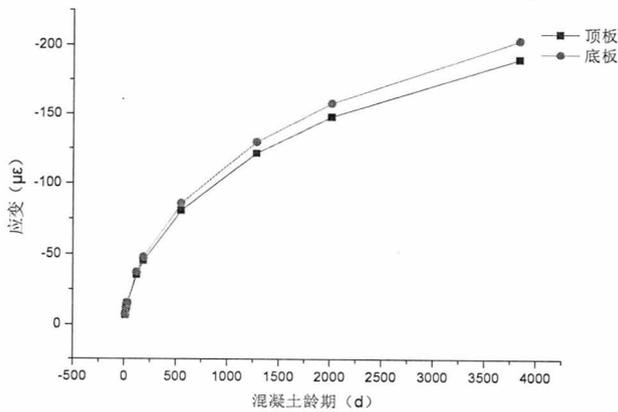


图 3-40 29#墩顶附件截面

Fig.3-40 Section near the top of the pier 29

结合表 3-18~表 3-20 和图 3-38~图 3-40 可以发现，混凝土的收缩变形随着

时间的增长而增长, 增长速率先快后慢。仔细观察可以发现, 各截面顶板和底板的收缩变形相差不大, 变化趋势一致。在跨中截面, 底板的收缩应变值略小于顶板, 而在边墩和中墩墩顶附近截面, 底板的收缩应变值略大于顶板。由于模型计算与实际值总是存在一定的误差, 用 CEB-FIP (1990) 模型计算出的收缩应变值随着时间的变化曲线与 GL2000 模型计算的收缩应变值相比, 在短时间内存在一定的滞后性。

### ⑤温度作用引起的应变

桥梁结构长期暴露在空气环境中, 温度作用对结构体的受力性能影响很大<sup>[51]</sup>。这里介绍的温度作用主要包括整体升温作用、整体降温作用以及温度梯度作用。对于静定结构来讲, 整体升温或降温作用只会引起结构体膨胀与收缩变形, 不会引起温度应力。而对于超静定结构来讲, 温度的整升或整降会在结构体中产生温度场缩胀应变以及冗余约束引起的温度场应力, 该应力作用会导致结构产生应变。对于温度梯度<sup>[52]-[55]</sup>作用来讲, 不论静定结构还是超静定结构, 温度梯度都会在结构中产生温度自应力, 该应力作用导致结构产生应变。

有关研究资料表明, 晴天环境的温度变化大体呈正弦曲线的特征, 最高温度出现在 14:00 左右, 而在 17:00 以后, 温度开始下降。直到第二天的凌晨 5:00 左右, 气温下降到全天最低温, 随后气温开始升高。而对于一个预应力混凝土箱梁来讲, 环境温度变化对箱梁温度产生很大影响。由于箱内的空气流动较小, 通过施工端口的流体流动和箱壁传热使得箱内温度升高或降低, 因此气温相对稳定。桥面处的温度在白天时大于箱内温度, 而在夜间小于箱内温度, 变化幅度十分大。箱梁翼板下缘及箱梁底面的温度变化趋势和桥面处一致, 但是变化幅度小于桥面处。因此可以说, 晴天环境温度变化明显, 对梁体的温度场影响较大。而在阴雨天, 太阳辐射较小, 环境温度变化一般较小, 因此阴雨天对梁体温度场影响较小。

张洪雨<sup>[56]</sup>在全日制应变监测过程中分析到, 15:00~17:00 左右的监测应变值明显升高, 达到全天应变最大值, 应变最小值出现在凌晨 6:00~7:00 左右, 全天的应变随着时间的变化趋势接近不规则的正弦曲线。与全天环境温度的变化相比较, 应变的变化存在一定的滞后性。短期的实验数据显示, 梁体同一位置处的应变随着温度的循环变化而产生循环变化的趋势。对于环境温度对桥梁长期应变的影响, 限于目前的技术水平, 可以近似认为影响较小。

另外, 环境温度变化不仅对箱梁的应力水平产生影响, 有关实验数据显示, 环境温度变化还会引起梁体挠度的变化, 需要引起大家的注意。

利用埋入式应变计监测到的应变值经过温度修正后, 可以剔除整体升温或降温作用对结构应变监测值的影响。温度梯度作用对结构应力的影响较为复杂, 在其作用下, 结构体会产生瞬时弹性应变和徐变应变。因为结构的温度梯度受施工

现场气候条件、日照情况等众多因素的影响，导致温度梯度作用产生的弹性应变和徐变应变随着时间发展不断变化。因此温度梯度作用引起的混凝土应变较难计算。为了方便计算，把测试时间选在大气场、温度场相对恒定的每天凌晨，可以减小温度梯度对实际监测应变的影响。

### 3.5.2 应变值与长期变形的关系

从某一大跨连续刚构桥中取出一微段  $dx$ ，在弯矩作用下，微段  $dx$  发生挠曲变形，如图 3-41 所示：

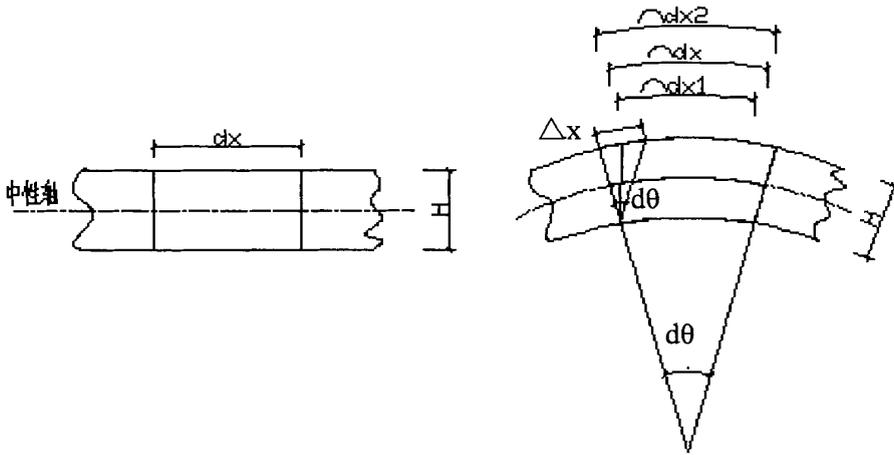


图 3-41 纯弯曲构件微应变简图

Fig.3-41 The micro strain diagram of pure bending components

假设该段梁向上挠曲，则  $dx_1$  表示梁下缘变形后长度， $dx_2$  表示梁变形后上缘长度，则根据上、下缘应变差可以计算出连续刚构桥的长期变形。计算过程如下：

$$\Delta x_{\text{上}} = dx_2 - dx \tag{3-7a}$$

$$\Delta x_{\text{下}} = dx_1 - dx \tag{3-7b}$$

$$\Delta x = \Delta x_{\text{上}} - \Delta x_{\text{下}} = \Delta \varepsilon \cdot dx \tag{3-7c}$$

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon_{\text{上}} - \varepsilon_{\text{下}} \tag{3-7d}$$

$$\frac{d\theta}{2} \cdot H = \frac{\Delta x}{2} = \frac{\Delta \varepsilon \cdot dx}{2} \tag{3-7e}$$

$$d\theta = \frac{(\varepsilon_{\text{上}} - \varepsilon_{\text{下}}) dx}{H} \tag{3-7f}$$

考虑长期徐变作用得：

$$d\theta = \frac{(\varepsilon_{\text{上}} - \varepsilon_{\text{下}}) [1 + \varphi(t, t_0)] dx}{H} \quad (3-8a)$$

$$d\theta = \frac{(\sigma_{\text{上}} - \sigma_{\text{下}}) [1 + \varphi(t, t_0)] dx}{EH} \quad (3-8b)$$

$$\begin{aligned} \theta &= \int d\theta + C \\ &= \int \frac{(\varepsilon_{\text{上}} - \varepsilon_{\text{下}}) [1 + \varphi(t, t_0)] dx}{H} + C \\ &= \int \frac{(\sigma_{\text{上}} - \sigma_{\text{下}}) [1 + \varphi(t, t_0)] dx}{EH} + C \end{aligned} \quad (3-8c)$$

因此可以计算出任意截面的长期挠度值为：

$$\begin{aligned} f(x) &= \int \theta dx + D \\ &= \int \left[ \int \frac{(\sigma_{\text{上}} - \sigma_{\text{下}}) [1 + \varphi(t, t_0)] dx}{EH(x)} \right] dx + Cx + D \end{aligned} \quad (3-9)$$

式中： $\Delta\varepsilon$ ——上、下缘应变差；

$\varepsilon_{\text{上}}$ 、 $\varepsilon_{\text{下}}$ ——上、下缘应变；

$\varphi(t, t_0)$ ——加载龄期为 $t_0$ ，计算考虑龄期为 $t$ 时的混凝土徐变系数；

$H(x)$ ——计算截面的截面高度。

$C$ 、 $D$ ——任意常数。

由于现场未进行桥梁变形的监测，在此不再对工程的实际挠度情况进行分析，在第四章的参数分析中将对本工程的长期变形进行计算。

### 3.6 本章小结

本章主要以北京地铁十四号线跨永定河连续刚构桥为工程背景，利用Midas/Civil有限元分析软件建立模型，通过模型与实测数据对比，分析桥梁各截面应力和应变变化情况。具体研究内容如下：

(1)本章首先根据规范要求和工程实际建立有限元模型，并进行计算分析。然后选取各施工阶段桥梁的应力分布情况进行分析。

(2)详细介绍了北京地铁十四号线的工程概况，包括主梁设计和施工进度等。然后介绍了本论文依托的施工监测项目的具体情况，将各个截面的应变监测数据进行处理，计算出各截面应力，并对其应力变化情况作出详细分析，通过分析可知，在整个建桥过程中，桥梁各截面应力均满足结构强度要求。

(3)选取两个重要施工阶段的监测数据和理论计算数据，进行对比分析。分析结果显示，理论计算数据和实际监测数据变化趋势一致，数值大小比较接近。

(4)通过模型计算，分析了自重、桥面铺装、预应力、混凝土收缩徐变等影响下，主梁各截面的应变变化情况。

此页不缺内容

## 4 结构参数变化对主梁长期变形的影响

桥梁结构长期下挠问题是研究大跨度连续刚构桥病害的核心问题，尤其对于大跨径箱梁的长期挠度问题，国内外的专家、学者开展了很多相关研究，但是，对于挠度产生的原因、机理、发展历程还未达成共识。

本文的第2章从理论角度对大跨度连续刚构桥的下挠机理和原因进行了分析，第3章又从应力应变角度对非对称预应力混凝土连续刚构桥长期变形作了详细介绍。经过第3章应力应变分析，实测数据与模型计算数据相差不大，既证实了结构强度满足要求，也证实了监测数据的真实性和模型拟合的准确性。在以上分析的基础上，本章仍以北京地铁十四号线跨永定河桥为工程背景，从预应力损失、混凝土加载龄期、自重变化、梁体开裂等方面对轨道交通连续刚构桥的长期变形进行定性分析，从而为以后预应力混凝土连续刚构桥长期变形研究奠定了理论基础。

### 4.1 预应力损失对主梁长期变形的影响

为了更好的研究纵向预应力损失对桥梁跨中挠度的影响，在按《铁路桥规》（参考《公路桥规》）进行设计的基础上，假定顶板预应力、底板预应力和腹板预应力损失分别各增大10%、20%、30%，再比较顶板预应力损失、底板预应力损失和腹板预应力损失对主梁中跨跨中变形的影响。然后再将三者组合，同时将三者的预应力损失增大10%、20%、30%，分析组合预应力损失对主梁中跨跨中变形的影响。在本模拟方法中，对预应力损失的增加，采取降低张拉控制应力的办法。张拉控制应力分别取原设计值的0.9倍、0.8倍、0.7倍。即，张拉控制应力分别为1170MPa、1040MPa、910MPa。在增大预应力损失的同时，分别分析该预应力损失条件下，成桥后1年、3年、5年、10年后的中跨跨中挠度值变化。计算结果见表4-1。

表4-1 中跨跨中位置预应力损失增加引起的挠度变化(mm)

Tab.4-1 The deflection changes caused by the increase of prestressing loss in the midspan (mm)

预应力 筋位置	挠度值 (mm)				
	0年	1年	3年	5年	10年
		规范数据			
	-5.93	-6.58	-7.25	-7.90	-9.34
		预应力损失增长10%			
底板	-6.19	-6.85	-7.54	-8.20	-9.64
顶板	-6.15	-6.90	-7.66	-8.36	-9.84

预应力 筋位置	挠度值 (mm)				
	0 年	1 年	3 年	5 年	10 年
腹板	-6.04	-6.71	-7.41	-8.07	-9.52
组合	-6.50	-7.30	-8.10	-8.82	-10.32
预应力损失增长 20%					
底板	-7.10	-7.83	-8.56	-9.24	-10.71
顶板	-6.85	-7.95	-9.00	-9.84	-11.45
腹板	-6.42	-7.18	-7.96	-8.66	-10.15
组合	-8.31	-9.62	-10.84	-11.76	-13.46
预应力损失增长 30%					
底板	-7.97	-8.76	-9.55	-10.26	-11.75
顶板	-7.65	-9.10	-10.45	-11.44	-13.19
腹板	-6.79	-7.65	-8.51	-9.25	-10.77
组合	-10.02	-11.85	-13.51	-14.65	-16.54

顶板、底板、腹板以及组合预应力损失增加时，中跨跨中位置挠度的变化见图 4-1。

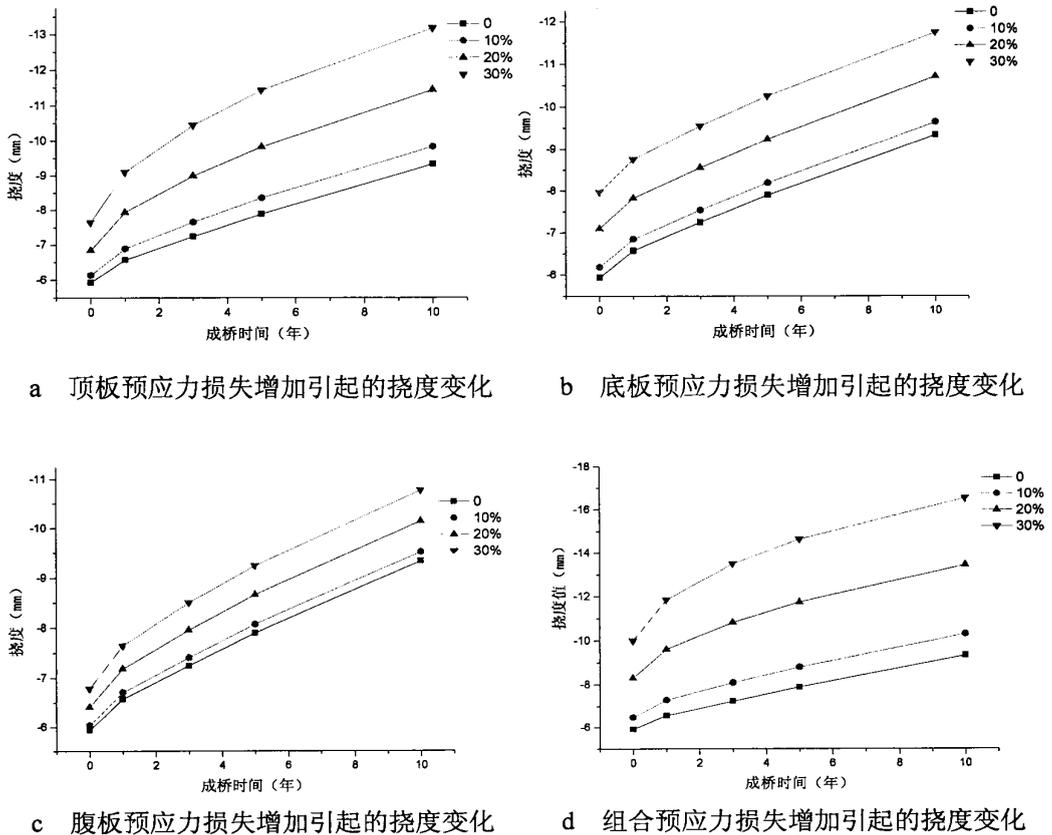


图 4-1 不同的预应力损失增加引起的跨中挠度变化

Fig. 4-1 Deflection changes in the midspan caused by the increase of different prestressing loss

图 4-1 中数据显示, 无论哪种情况下的预应力损失增加, 在不同的预应力损失增长的条件下, 跨中挠度值随着成桥时间增长呈上升趋势。但增长速度随时间增加逐渐减慢。并且观察每幅图可以发现, 预应力损失增长的越多, 挠度值变化就越大。

图 4-2 中对比了在同一预应力损失增长幅度下, 不同部位的预应力损失对预应力混凝土连续刚构桥跨中截面挠度的不同影响。

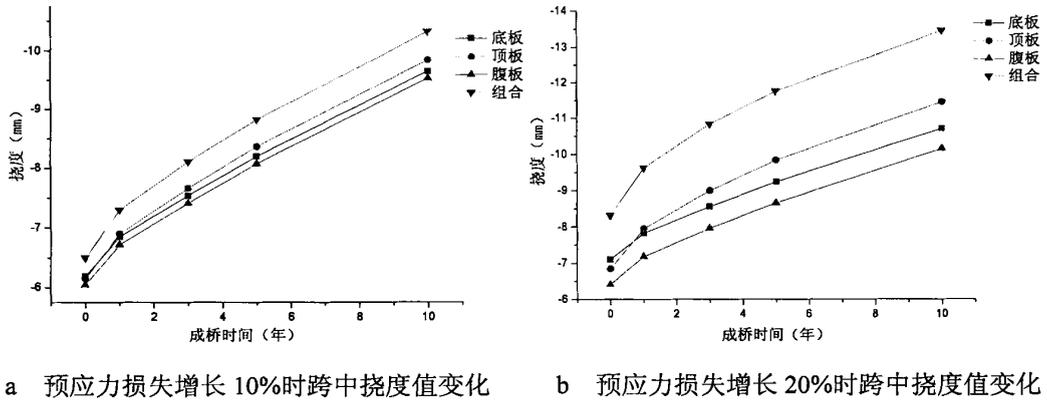


图 4-2 不同部位预应力损失增长造成的跨中挠度变化

Fig.4-2 The deflection in the midspan caused by the increase of prestressing loss of different parts

图 4-2 中数据显示, 在同一预应力损失增长幅度下, 不同位置的预应力损失造成的跨中挠度值整体变化趋势相同, 呈上升趋势。但是随着时间推移, 增长速率由快及慢变化。总结三幅图的变化特点可知, 顶板、底板、腹板预应力损失同时增加时, 跨中截面挠度值变化最大。如果单纯比较顶板预应力损失增加、底板预应力损失增加、腹板预应力损失增加对跨中挠度值增长的影响效果, 可知, 顶板预应力 > 底板预应力 > 腹板预应力。

结合表 4-1、图 4-1 和图 4-2 可以计算出, 在成桥 10 年的条件下, 按现行规范计算所得主梁跨中挠度值达-9.34mm。当顶板、底板、腹板预应力同时损失 10%、20%、30%时, 主梁跨中挠度值达-10.32mm、-13.46mm、-16.54mm, 分别比现行规范计算结果增大 10.49%、44.11%、77.09%; 当顶板预应力损失分别扩大 10%、20%、30%后, 主梁跨中挠度值达-9.84mm、-11.45mm、-13.19mm, 分别比现行规范计算结果增大 5.35%、22.6%、41.2%; 当底板预应力损失扩大 10%、20%、30%后, 主梁跨中挠度值达-9.64mm、-10.71mm、-11.75mm, 比现行规范计算结果增大 3.21%、14.67%、25.8%; 当腹板预应力损失扩大 10%、20%、30%后, 主梁跨中挠度值达-9.52mm、-10.15mm、-10.77mm, 比现行规范计算结果增大 1.93%、8.67%、15.31%。

针对本桥梁工程, 在预应力损失增长的情况下, 除了中跨跨中部位变形较大, 边跨部位的变形必须注意。根据计算结果可以知道, 本工程大边跨一侧(26#~27#墩之间边跨)的结构变形较为严重, 现对变形较为严重的 9 号节点位置(距 26#墩顶中心线 12m)进行分析。而小边跨一侧(28#~29#墩之间)的变形不是很严重, 在此不再进行详细分析。在预应力损失增大的情况下, 大边跨一侧 9 号节点位置的挠度随成桥时间的变化情况见表 4-2。

表 4-2 边跨位置预应力损失增加引起的挠度变化 (mm)

Tab.4-2 The deflection changes caused by the increase of prestressing loss in the side span (mm)

预应力 筋位置	成桥时间 (年)				
	0	1	3	5	10
	规范数据				
	9.38	9.08	9.57	9.67	9.45
	预应力损失增长 10%				
底板	7.64	7.17	7.51	7.55	7.27
顶板	9.20	8.85	9.29	9.37	9.13
腹板	7.97	7.53	7.89	7.94	7.67
组合	6.06	5.38	5.57	5.52	5.18
	预应力损失增长 20%				
底板	1.98	0.95	0.86	0.68	0.22
顶板	8.64	8.11	8.40	8.41	8.11
腹板	3.52	2.60	2.60	2.47	2.05
组合	-4.30	-6.18	-6.93	-7.44	-8.19
	预应力损失增长 30%				
底板	-3.71	-5.33	-5.87	-6.27	-6.92
顶板	8.00	7.30	7.44	7.37	7.00
腹板	-1.13	-2.54	-2.92	-3.24	-3.82
组合	-14.63	-17.76	-19.48	-20.46	-21.62

顶板、底板、腹板及组合预应力损失增加的情况下, 边跨 9 号节点部位挠度

值的变化如图 4-3 所示。

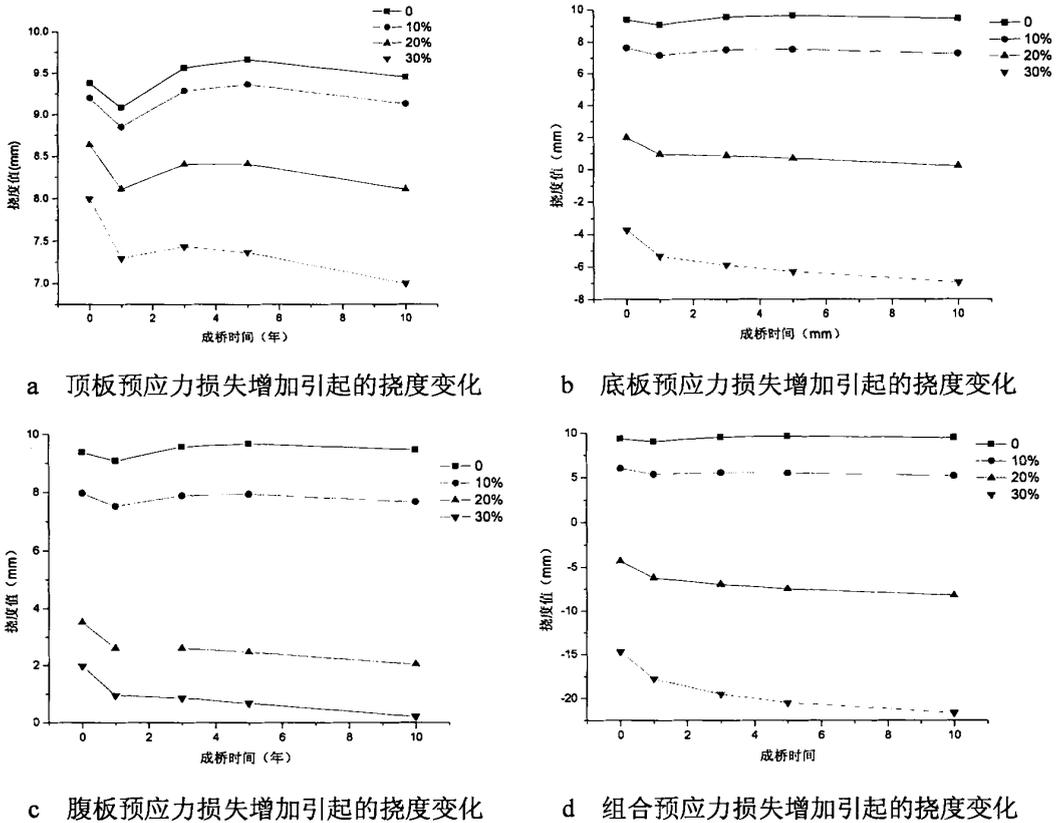


图 4-3 不同的预应力损失增长引起的边跨挠度变化

Fig. 4-3 Deflection changes in the sidespan caused by the increase of different prestressing

loss

图 4-3 中 a 图数据显示，在边跨 9 号节点截面处，只布置了 10 束底板束和 12 束腹板束，因此顶板束预应力损失增加对该截面的挠度影响较小。仔细观察其变化趋势可以知道，在顶板预应力损失增加的情况下，该截面处的挠度值先减小后增大再减小。究其原因，主要是由于桥面铺装初期引起截面向上的挠度值有所下降。随后在混凝土徐变变形不断增加且增长速度较快的条件下，截面向上的挠度值有所增加。随着时间推移，预应力损失逐渐增加，混凝土徐变变形速度减慢，截面向上的挠度值逐渐减小。因此，在预应力损失和混凝土徐变等综合作用下，该截面的挠度值呈现图中所示变化趋势。

综合分析图 4-3 中 b、c、d 图可以发现，该三幅图中挠度变化趋势一致。在预应力损失较小时，该三幅图中的挠度变化趋势和图 a 相似，原因相同。当预应力损失过大时，由于预应力损失引起的截面向上的挠度值下降幅度远远大于由混凝土收缩徐变引起的截面挠度变化，引起截面挠度值持续下降。并且当预应力损失

过大时, 该截面处产生向下的挠曲。对比挠度下降趋势可以知道, 在顶板、底板、腹板预应力损失同时增加时, 截面挠度变化最快。单独比较顶板、底板、腹板预应力损失增加对该截面挠度值的影响效应, 可以得出以下结论: 底板预应力>腹板预应力>顶板预应力。

综上所述, 预应力损失对于大跨径预应力混凝土连续刚构桥长期变形影响非常明显。究其原因, 主要是因为预应力损失增大, 导致预应力效应和外荷载效应不匹配, 从而导致结构挠度增加。需要注意的是, 上述分析结果是基于弹性杆系计算程序, 而在实际上, 当预应力损失过大时, 过量变形导致主梁结构开裂, 而引起应力重分布, 而应力重分布又造成了徐变变形的增大。

## 4.2 加载龄期对主梁长期变形的影响

根据论文第 2.3 节的分析, 加载龄期对徐变终极系数产生很大影响, 随着加载龄期的增大, 徐变终极系数减小。而徐变系数是影响预应力混凝土连续刚构桥挠曲的关键因素。因此, 本节主要采用 2004 年《公路桥规》中对应不同加载龄期的徐变系数, 研究因徐变系数不同引起的预应力混凝土连续刚构桥跨中截面挠度随时间的变化规律。

根据北京地铁十四号线的工程设计要求, 环境年平均相对湿度为 70%, 计算求得构件理论厚度为 592mm, 接近 600mm, 近似按 600mm 计算。根据表 2-5, 当加载龄期为 3d、7d、14d、28d 时, 徐变系数终极值分别为 2.20、1.88、1.65、1.44。由于规范值是按强度等级为 C40 混凝土计算所得, 而本工程采用的是 C55 混凝土, 所以计算取用的徐变系数值还要乘以  $\sqrt{32.4/f_{ck}}$  ( $f_{ck}$  为混凝土轴心抗压强度标准值 (MPa))。经计算, 确定最后的混凝土徐变系数终极值为 2.102、1.796、1.576、1.376。然后利用有限元模型, 计算在这些徐变系数影响下, 主梁最大挠度随时间的变化规律。在徐变一次作用下, 主梁在成桥 10 年后的变形见图 4-4。

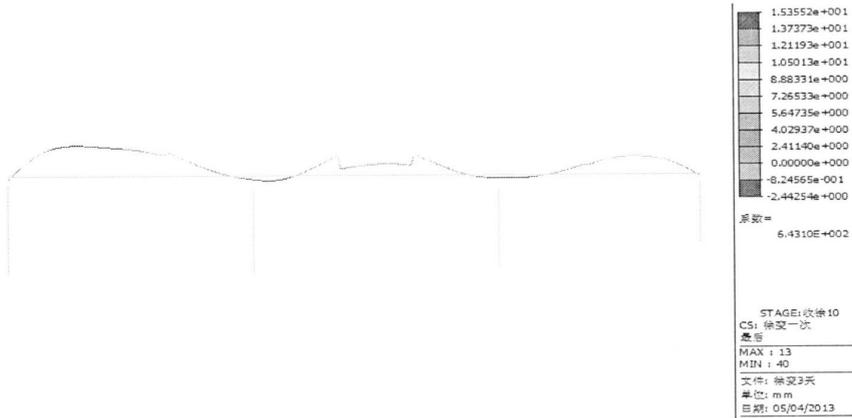


图 4-4 徐变作用下成桥 10 年后的变形图

Fig.4-4 The deformation diagram under the creep effect after 10 years

通过分析上图可以知道，在徐变作用下，发生最大挠度的位置不是跨中，而是边跨距离 26#墩 20m 的地方（模型中 13 号节点处）。而通过模型计算发现，不论加载龄期如何变化，该位置总是挠度最大的位置，进而对该位置在徐变一次作用下的挠度进行分析。在不同加载龄期影响下，预应力混凝土连续刚构桥主梁受徐变影响产生的最大挠度的变化值见表 4-3。

表 4-3 不同加载龄期引起的主梁最大挠度值（mm）

Tab.4-3 The maximum deflection of the girder caused by different loading ages（mm）

成桥时间（年）	加载龄期			
	3d	7d	14d	28d
0	12.06	11.26	10.31	9.13
1	12.77	11.75	10.54	9.07
3	14.35	13.16	11.75	10.05
5	14.85	13.58	12.08	10.27
10	15.36	14.01	12.43	10.53

将上表格绘制成图，见图 4-5。

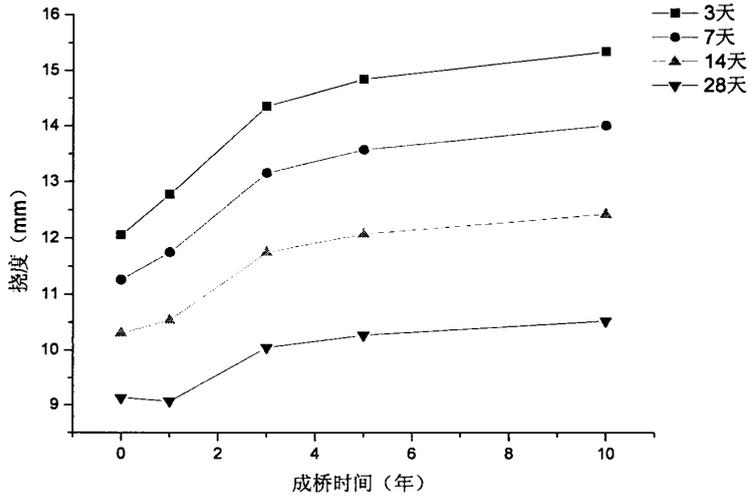


图 4-5 不同加载龄期时主梁最大变形图

Fig.4-5 The maximum deformation of the main girder caused by different loading ages

结合表 4-3 和图 4-5 中数据可以看出,随着加载龄期的不断增长,预应力混凝土连续梁桥的最大变形逐渐减小。但是在同一加载龄期作用时,挠度值随着时间增长而不断增长。成桥初期的挠度增长速度较快,随着时间不断推移,挠度值增长速度越来越慢,最后趋于稳定。通过计算可以知道,加载龄期从 28 天变化为 3 天,徐变系数分别 1.376、1.576、1.796、2.102,以 28 天的徐变系数为基准,增长率分别为 14.535%、30.523%、52.762%。而与加载龄期相对应的主梁成桥 10 年后的最大挠度值为 10.53mm、12.43mm、14.01mm、15.36mm,同样以 28 天龄期对应的成桥 10 年后的最大挠度值为基准,计算得出最大挠度值的增长率为 18.04%、33.05%、45.87%。由此可知,加载龄期引起的徐变系数变化,对预应力混凝土连续刚构桥的最大挠度影响很大。

深入分析可知,加载龄期较早,混凝土徐变系数增大,同时养生时间较短造成混凝土早期弹性模量降低,因此长期挠度增加在所难免。

为了进一步研究徐变对预应力混凝土连续刚构桥的挠度影响,本文继续对跨中截面的累积变形进行分析。跨中截面在加载龄期影响下的挠度值见表 4-4。

表 4-4 加载龄期影响下中跨跨中截面挠度值(mm)

Tab.4-4 The deflection of the cross-section in the midspan under the influence of loading age

(mm)

成桥时间 (年)	加载龄期			
	3d	7d	14d	28d
0	2.52	2.40	2.23	2.02
1	3.55	3.36	3.11	2.78
3	4.57	4.32	4.00	3.58

成桥时间 (年)	加载龄期			
	3d	7d	14d	28d
5	5.00	4.73	4.37	3.91
10	5.44	5.15	4.76	4.26

加载龄期变化时，中跨跨中截面在徐变作用下的累积变形见图 4-6。

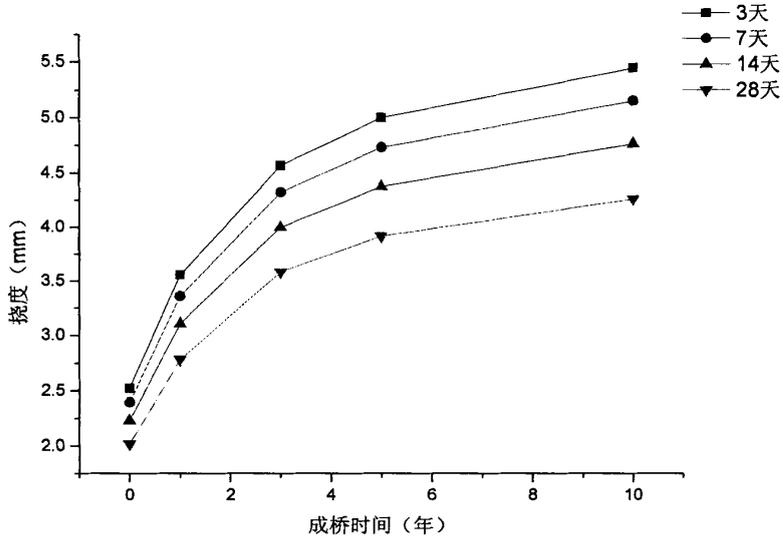


图 4-6 不同加载龄期时主梁跨中变形图

Fig.4-6 The deformation in the midspan of the girder cross-section under the influence of different loading ages

结合表 4-4 和图 4-6 中数据可以看出，与边跨最大挠度变化趋势相似，随着加载龄期的不断增长，预应力混凝土连续梁桥的最大变形逐渐减小，但是在成桥后的 10 年内，挠度值不断增长，成桥初期的挠度增长速度较快，随着时间不断增长，挠度值增长幅度越来越小，最后趋于稳定。与加载龄期 28 天、14 天、7 天、3 天相对应的主梁成桥 10 年后的最大挠度值为 4.258mm、4.762mm、5.15mm、5.444mm，同样以 28 天龄期对应的成桥 10 年后的最大挠度值为基准，计算得出最大挠度值的增长率为 11.84%、20.95%、27.85%。由此可知，加载龄期引起的徐变系数变化，对预应力混凝土连续刚构桥的跨中挠度造成影响，但相对最大挠度来讲，影响较小。

28#~29#墩之间的小边跨部位虽然也发生上挠变形，但是相对大边跨和中跨来讲，其变形很小，危害不大。因此不对其变形进行详细分析。

### 4.3 自重变化对主梁长期变形的影响

自重是引起桥梁长期变形的主要荷载，在理论上讲，自重的误差范围很小，

但在许多已建的连续刚构桥的施工过程中，混凝土的实际浇筑量远远大于设计值，直接增加了桥梁的自重荷载，致使原有的设计预应力筋配置不足，严重影响了主梁的长期变形。一般来讲，自重的增加主要源于两方面的因素，一是由于混凝土模板的变形导致超方；二是由于桥面不平整，用混凝土找平引起额外超重。因此本节分别对由于混凝土超方和桥面铺装过厚引起的自重增加导致的主梁长期挠度变化进行讨论。

### 4.3.1 自重集度对主梁长期变形的影响

相关施工监控资料显示，混凝土梁体在浇筑时由于胀膜等原因，现浇段会超重 2%-3%。本节分别假设现浇段混凝土超重 1%、2%、3%，考虑在超重的情况下，主梁变形值随着时间的变化趋势。

#### ①中跨跨中变形

在混凝土梁体超重的情况下，随着成桥时间的推移，主梁跨中截面在预应力、混凝土收缩徐变、恒载等综合作用下的跨中截面挠度值见表 4-5。

表 4-5 不同自重荷载作用时的主梁中跨跨中挠度值(mm)

Tab.4-5 The deflection of the cross-section in the midspan of the girder with different self weights (mm)

成桥时间（年）	自重增加百分比			
	0	1%	2%	3%
0	-5.93	-6.08	-6.23	-6.38
1	-6.58	-6.76	-6.93	-7.11
3	-7.25	-7.45	-7.65	-7.85
5	-7.90	-8.11	-8.32	-8.53
10	-9.34	-9.56	-9.78	-10.01

在自重比例增加条件下，预应力混凝土连续梁桥中跨跨中挠度的变化效应见图 4-7。

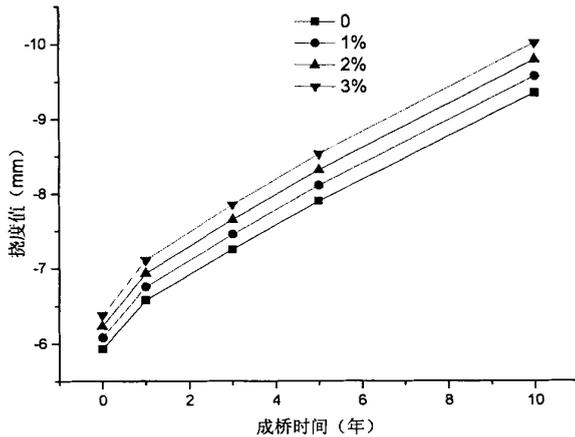


图 4-7 主梁跨中挠度受自重增加的影响效应

Fig.4-7 The deflection of the midspan cross-section influenced by the increase of self weight

由图 4-7 中数据可以看出，随着自重增加，主梁中跨跨中挠度值也相应增加。但在同一自重荷载作用下，跨中向下的挠度值随着时间的变化持续增大，并且变化速度先快后慢。

结合表 4-5 及图 4-7 可以看出，在规范条件下，预应力混凝土连续刚构桥跨中挠度在成桥 10 年后达 -9.34mm。而在自重分别增加 1%、2%、3% 时，成桥 10 年后的跨中挠度分别为 -9.56mm、-9.78mm、-10mm，分别增长 2.36%、4.71%、7.07%。从计算结果可以看出，不同超方条件下的长期变形的增大比例与施工时超重的增大比例基本成正比，并且这一比例基本不变，即施工每超重 1%，成桥 10 年后的跨中挠度值增大 2.25%~2.36% 左右。

②边跨变形

通过计算可以知道，在各种荷载作用下，大边跨一侧 9 号节点（距 26#墩顶中心线 12m）附近梁体变形值较大，小边跨一侧的变形值相对较小。下面仅对 9 号节点的变形值进行分析。在混凝土梁体超重的情况下，随着成桥时间的推移，主梁边跨 9 号节点在预应力、混凝土收缩徐变、恒载等综合作用下的挠度值见表 4-6。

表 4-6 边跨在不同自重荷载作用下的最大挠度值(mm)

Tab.4-6 The maximum deflection in the sidespan with different self weights (mm)

成桥时间 (年)	自重增加百分比			
	0	1%	2%	3%
0	9.38	8.68	7.98	7.28
1	9.08	8.31	7.53	6.75
3	9.57	8.73	7.89	7.05
5	9.67	8.80	7.93	7.06
10	9.45	8.56	7.66	6.77

在自重比例增加的条件下，预应力混凝土连续梁桥边跨最大挠度的变化效应

见图 4-8。

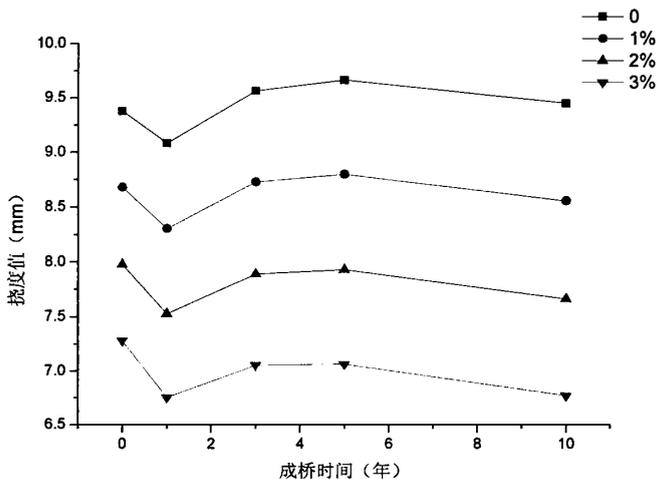


图 4-8 自重增加影响下的主梁边跨最大挠度值(mm)

Fig.4-8 The maximum deflection of the sidespan under the influence of the increasing self-weight (mm)

由图 4-8 可以看出，随着自重增加，主梁边跨向上的最大挠度值相应减小。结合表 4-6 及图 4-8 可以看出，在规范条件下，预应力混凝土连续刚构桥边跨最大挠度在成桥 10 年后达 9.45mm。而在自重增加 1%、2%、3%时，成桥 10 年后的跨中挠度分别为 8.56mm、7.66mm、6.77mm，分别较规范条件下降低 9.4%、19%、28%。从计算结果可以看出，不同超方条件下的长期变形的降低比例与施工时超重的增大比例基本成正比，并且这一比例基本不变，即施工每超重 1%，成桥 10 年后的边跨向上的最大挠度值降低 9.5%左右。长期变形的增长比例大于超重增加的比例。

#### 4.3.2 桥面铺装厚度对主梁长期变形的影响

参考以往的工程资料可以知道，大跨径桥梁的桥面铺装在施工质量和运营维护的影响下，铺装厚度变化很大<sup>[57]</sup>。而桥面铺装越厚，梁体初期的上拱量越小，后期下挠值越大，对线形控制很不利。以北京地铁十四号线为工程背景，在设计桥面铺装厚度 8cm 的基础上，假定桥面铺装厚度增加至 12cm、16cm，相对应的二期恒载的大小分别为 85kN/m、90.7kN/m、96.4kN/m。分别讨论在三种不同桥面铺装厚度作用下，梁体中跨跨中挠度和大边跨最大挠度随时间的变化趋势。

表 4-7 桥面铺装厚度不同时中跨跨中挠度值(mm)

Tab.4-7 The deflection in midspan with different thickness of pavement (mm)

成桥时间 (年)	桥面铺装厚度		
	8cm	12cm	16cm
0	-5.93448	-6.39404	-6.85359
1	-6.5782	-7.1134	-7.64859
3	-7.25091	-7.82681	-8.40272
5	-7.89948	-8.49527	-9.09105
10	-9.33955	-9.95345	-10.5674

在桥面铺装不同的条件下，预应力混凝土连续刚构桥中跨跨中挠度随着时间的变化效果见图 4-9。

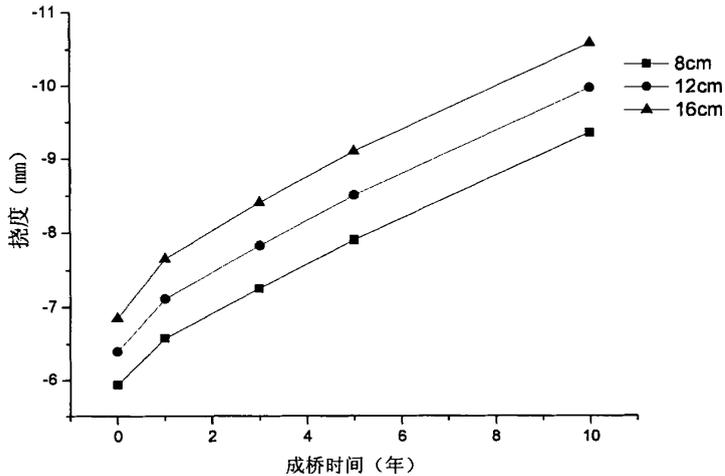


图 4-9 不同桥面铺装厚度引起的跨中挠度变化(mm)

Fig.4-9 The deflection changes in the midspan with different thickness of pavement (mm)

图 4-9 中数据显示，随着桥面铺装厚度的增加，预应力混凝土连续刚构桥的中跨跨中挠度值也相应增大，挠度增大幅度与桥面铺装厚度增大幅度成正比。总体来讲，无论桥面铺装厚度如何，跨中挠度随着时间的变化趋势大致相同，呈增大趋势，增长速度先快后慢。同自重的影响一样，这里所讲的挠度随着时间的增长并不单指桥面铺装厚度本身的影响，而是在预应力、混凝土收缩徐变、自重、二期等荷载共同作用下的挠度变化。

结合表 4-7 和图 4-9 的数据，在桥面铺装为 8cm 时，预应力混凝土连续刚构桥成桥 10 年后的跨中挠度值为-9.34mm。当桥面铺装厚度为 12cm，即增长 50%时，跨中挠度值为-9.954mm，增长 6.57%，相应于每增加 1cm 桥面铺装导致跨中挠度增加 1.643%。当桥面铺装厚度为 16cm，即增长 100%时，跨中挠度值为-10.57mm，增长 13.17%，相当于每增加 1cm 桥面铺装导致跨中截面挠度增加 1.646%。因此可以讲，中跨跨中挠度增长比例与其桥面铺装厚度增加比例成正比。

表 4-8 桥面铺装厚度不同时的边跨最大挠度值(mm)

Tab.4-8 The maximum deflection with different thickness of pavement (mm)

成桥时间 (年)	桥面铺装厚度		
	8cm	12cm	16cm
0	9.378781	8.109503	6.840226
1	9.084309	7.587604	6.0909
3	9.567359	7.955793	6.344228
5	9.667455	8.000654	6.333853
10	9.454123	7.738664	6.023205

在桥面铺装不同的条件下, 预应力混凝土连续刚构桥边跨最大挠度随着时间的变化效果见图 4-10。

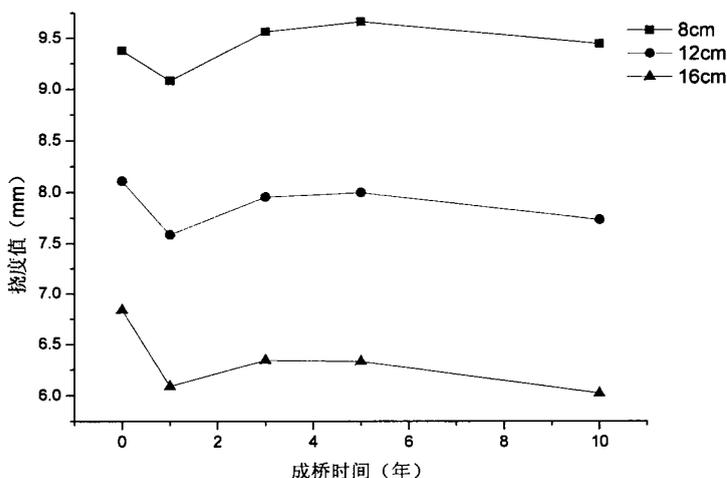


图 4-10 不同桥面铺装厚度引起的边跨最大挠度变化 (mm)

Fig.4-10 The maximum deflection changes of the sidespan with different thickness of pavement (mm)

图 4-10 中数据显示, 随着桥面铺装厚度的增加, 边跨向上最大挠度值不断减小, 减小幅度与桥面铺装厚度基本成正比。其在桥面铺装、预应力损失和混凝土收缩徐变的作用下出现和图 4-8 相似的挠度变化趋势。

表 4-8 和图 4-10 中的数据显示, 以成桥 10 年后桥面铺装为 8cm 时的边跨最大挠度值 (9.45mm) 为基准, 当桥面铺装厚度增加到 12cm 时, 成桥 10 年后的边跨最大挠度值 7.74mm, 降低 18%; 当桥面铺装增加到 16cm 时, 成桥 10 年后的边跨最大挠度值为 6.02mm, 降低 36%。因此可以讲, 每增加 1cm 的桥面铺装, 成桥 10 年后的边跨向上最大挠度值降低 4.5%。

#### 4.4 梁体刚度对主梁长期变形的影响

对于梁体的开裂有两种模拟分析方法。一种是根据对实际桥梁外观调查得到的裂缝数据及受力特点,采用直接在桥梁有限元模型上“切割”裂缝的方法,将开裂处的节点分离,直接模拟裂缝,建立开裂结构的有限元模型。另外一种方法是降低开裂截面的刚度值,根据此刚度值对开裂后的桥梁结构性能进行分析。本节采用的是第二种方法,通过刚度的折减模拟裂缝对主梁刚度的削弱作用。

本节以北京地铁十四号线为背景,假设中跨跨中两侧各 15m 的节段出现裂缝较多,分别考虑该裂缝节段刚度折减 10%、20%、50%时,跨中截面的挠度值变化。则原设计的弹性模量为  $3.6 \times 10^4 \text{MPa}$ ,刚度折减 10%、20%、50%时对应的弹性模量分别为  $3.24 \times 10^4 \text{MPa}$ 、 $2.88 \times 10^4 \text{MPa}$ 、 $1.8 \times 10^4 \text{MPa}$ 。在这样的假设下,计算结果中将只有刚度变化引起的内力重分布产生的位移,计算结果见表 4-9(表中数据表示下挠值)。

表 4-9 刚度降低对中跨跨中挠度的影响(mm)

Tab.4-9 Effects of stiffness reducing on the deflection of midspan (mm)

跨中箱梁刚度折减	原设计	10%	20%	50%
成桥时跨中挠度	5.93	7.17	8.19	12.22
成桥时跨中挠度增加量	0	0.24	1.26	5.29
成桥时跨中挠度增加率	0	3.46%	18.18%	76%
3年后跨中挠度	7.25	7.41	8.35	12.64
3年后跨中挠度增加量	0	0.16	1.10	5.39
3年后跨中挠度增加率	0	2.21%	15.17%	74.34%

表 4-9 中数据显示,对于预应力混凝土连续刚构桥,跨中附近箱梁刚度的降低对主梁跨中截面下挠影响较大。随着刚度折减百分比的增加,跨中截面挠度值不断增加,且当刚度折减为 50%时,成桥三年后的跨中截面挠度增加 75%左右。随着时间增长,跨中截面挠度值也相应增加,但挠度随着时间的增长速度远小于刚度折减引起的挠度增长速度。需要引起注意的是,本假设建立在单一变量的基础上,而且基于弹性杆系计算程序。

实际中,裂缝的增长使得桥梁的结构刚度降低,导致了主梁中跨跨中截面的下挠,而主梁中跨跨中截面的下挠也加剧了裂缝的增长,此两者强烈耦合。同时,裂缝的增长增加了徐变作用和预应力损失的不确定性,从而使得下挠病害变得更加复杂。

通过计算可以知道,在中跨跨中截面刚度折减的条件下,边跨最大变形值变化情况较跨中截面挠度值变化情况小,由于时间关系,此处不再对边跨最大变形值进行分析。

## 4.5 本章小结

本章主要在第 2 章分析预应力混凝土连续刚构桥挠度产生的原因的基础上，通过改变不同参数的值，具体分析了不同的参数变化对长期变形产生的影响。

(1)主要研究了预应力损失对长期变形的影响。主要研究方法是改变纵向预应力筋的张拉控制应力来模拟预应力损失的增加，通过对比分析主梁中跨跨中挠度、大边跨最大挠度随着时间的不同变化，总结得出纵向预应力损失增加对长期变形发展产生很大影响。

(2)主要研究了徐变终极值变化对长期变形的影响。主要研究方法是通过改变加载龄期而改变徐变系数，然后利用模型计算出在不同加载龄期下，预应力混凝土刚构桥挠度值随着时间变化的不同，继而可以知道，徐变系数对桥梁挠曲产生很大影响。通过分析可以知道，加载龄期的增长可以有效减小徐变系数，而徐变系数减小，对控制预应力混凝土梁的长期变形起到重要作用。

(3)主要研究了自重对长期变形的影响。主要的研究方法是改变自重集度和桥面铺装厚度。然后利用有限元模型计算得出在不同的自重作用下，中跨跨中截面和大边跨最大挠曲截面的挠度值随着时间推移的变化趋势，从而反应出自重改变对挠度的影响。通过分析可以知道，自重集度和铺装厚度增加，桥梁中跨跨中截面挠度值也跟着增长，边跨向上的挠曲变形减小。

(4)主要研究了梁体开裂对挠度的影响。主要的研究方法是通过改变主梁中跨跨中附近截面材料的弹性模量模拟该节段结构的刚度变化，然后进行计算分析，求出梁体开裂对挠度的影响。通过分析可以知道，中跨跨中附近截面开裂对跨中挠度值影响很大，随着刚度值降低，跨中挠度值不断增加。

## 5 连续刚构桥长期变形控制措施

对于大跨度连续刚构桥长期变形问题，无数的专家学者研究了很多控制措施。总体概括来说分为两方面，即设计上的措施和施工上的措施。设计方面主要针对各种因素引起的挠度的变化，以便在施工前期就可以预测到桥梁结构的挠曲变形。而施工方面，主要是改善施工工艺、材料等，以便降低各种不利因素的影响。

### 5.1 设计控制措施

#### 5.1.1 预拱度法

大部分的大跨预应力混凝土连续刚构桥采用的是悬臂浇筑或者悬臂拼装的施工方法。在采用悬臂施工的过程中，无论悬臂浇筑或是悬臂拼装，节段自重都是通过张拉预应力筋来克服的。在悬臂施工的初期，臂长较短，悬臂施工的自重可以比较容易的通过张拉预应力筋来克服。但是，随着悬臂部分的加长，悬臂自重弯矩会急剧增大，而预应力筋的偏心距增大的空间十分有限，因此，预应力筋产生的向上的弯矩很难克服自重产生的向下的弯矩。随着悬臂的不断加长，自重与预应力筋在悬臂根部产生的弯矩差会越来越大。长此以往，如果在桥梁施工过程中没有对桥梁的线形做很好的控制，就会导致成桥线形不平顺。因此，在行车过程中会出现交替爬坡和下坡的问题。这样不仅会影响行车的舒适性，并且折点位置的不平顺也会对桥梁结构主体造成很大的冲击力，严重影响桥梁的耐久性。除此之外，在预应力混凝土连续刚构桥收缩徐变和预应力损失等因素的影响下，桥梁跨中截面会出现严重下挠现象，而预拱度的设置也可以在一定程度上防止挠度的产生。

预拱度可以分为施工预拱度和成桥预拱度。其中，施工预拱度的设置是为了消除施工过程中各种荷载对桥梁线形的影响，从而避免短期挠度的产生；成桥预拱度的设置主要用于克服自重、桥面铺装、成桥运营过程中混凝土的收缩徐变、预应力损失以及活载等对桥梁线形的影响，从而减小跨中长期挠度。

《公路桥规》中对于受弯构件的预拱度设置是按如下规定的：

##### 1 钢筋混凝土受弯构件

1) 当由荷载短期效应组合并考虑荷载长期效应影响产生的长期挠度不超过计算跨径的  $1/1600$ ，可不设预拱度；

2) 当不符合上述规定时应设预拱度，且其值应按结构自重和  $1/2$  可变荷载频

遇值计算的长期挠度值之和采用。

## 2 预应力混凝土受弯构件

1) 当预加应力产生的长期反拱值大于按荷载短期效应组合计算的长期挠度时, 可不设预拱度;

2) 当预加应力的长期反拱值小于按荷载短期效应组合计算的长期挠度时应设预拱度, 其值应按该项荷载的挠度值与预加应力长期反拱值之差采用。

对自重相对于活载较小的预应力混凝土受弯构件, 应考虑预加应力反拱值过大可能造成的不利影响, 必要时采取反预拱度设计和施工上的其他措施, 避免桥面隆起直至开裂破坏。需要引起注意的是, (1) 汽车荷载频遇值为汽车荷载标准值的 0.7 倍, 人群荷载频遇值等于其标准值; (2) 预拱的设置应按最大的预拱值沿顺桥向做成平顺的曲线。

虽然设置预拱度的方法在国内得到了广泛的应用, 但同时也带来了一些问题和不足:

①由于短期挠度和长期挠度的影响因素很多, 并且还相互耦合, 导致很多误差没有办法准确计算, 因此, 预拱度的取值很难确定;

②通过上面的介绍可知, 预拱度中包含施工预拱度和成桥预拱度。由于施工过程中短期挠度存在不确定性, 预拱度需要随时的进行调整监控, 尤其是在悬臂浇筑的刚构桥后期, 线形无法进行修正, 因此, 必须保证施工线形控制的高度精确, 这也给施工控制带来很大难度。

③由于大跨度预应力混凝土连续刚构桥后期变形问题普遍存在, 导致预拱度的取值经常是宁大勿小。对于双向纵坡的桥梁来讲, 预拱度值过大, 只是相当于改变竖曲线的曲率半径, 不会彻底改变竖曲线形状, 因此, 对于行车速度和舒适性影响较小; 但是, 对于单向纵坡的桥梁来讲, 预拱度值过大, 会彻底地改变竖曲线的形状, 因此对于行车速度和舒适性的影响较大。

### 5.1.2 “零弯矩”法

零弯矩法是一种以恒载零弯矩理论为基础的方法。其核心内容是使预应力产生的弯矩和结构自重产生的弯矩相互平衡。在论文的第二章提到, 由于存在不平衡弯矩, 梁体会产生下挠。此时, 如果采用传统的设置预拱度的方法, 虽然能够做到合拢时的桥面线形符合要求, 但却无法消除结构体内存在的不平衡弯矩。因此, 预拱度法只是改变了桥梁的成桥线形, 没有根本改变结构的受力状态。有的学者提出的这种“零弯矩”为原则的设计方法具体操作过程是: 在构造条件允许时, 用预应力产生的弯矩平衡在悬臂施工过程中的一期恒载弯矩, 再设置体外束

平衡合拢后二期恒载及活载中的均布荷载产生的弯矩，另外用预先张拉预应力束和事先压重、逐年卸载的方式置换长期变形。这种方法与施工过程相结合，配束的目的明确，从而分阶段实现零弯矩。

对于预应力混凝土连续梁，如果主梁只受压，不存在其他弯矩作用，那么收缩徐变将只能引起梁的缩短，不会导致梁产生弯曲和挠度变化。因此在理论上讲，只要保证在设计时结构在预应力和自重作用下，每个截面的弯矩均为零，那么，在建设时就可以不再设置预拱度，这样也方便了施工控制。

然而，在实际工程中，由于每个节段混凝土的龄期不同，预应力损失也很难精确计算，因此，理论上的“零弯矩”其实很难做到。但是，只要使得弯矩差  $M_e = M_t - M_g$  控制在较小范围内，跨中截面下挠也会得到有效控制，后期的徐变挠度也会较小。

### 5.1.3 预应力束布置

通过上面的计算可知，预应力束的设计在预应力混凝土连续刚构桥的设计中显得尤为重要，这不仅指上面计算中提到的纵向预应力筋，同时，竖向预应力筋和横向预应力筋对挠度的产生也有一定的影响。当然，预应力束的设计理念不同，也会对结果造成不同的影响。为了减小预应力混凝土连续刚构桥跨中挠度，在预应力束方面可以采取一系列措施。

#### (1) 纵向预应力束

在做预应力束设计时，尽量多采用弯曲束而少采用直线束形式。这是因为当纵向预应力束弯曲至箱梁截面重心附近时，可以提供一部分剪力，增加主梁的抗剪能力。同时，应尽量缩短预应力束的长度，以减小以年为周期的温度变化引起的有效预应力损失。

适当增加顶板和底板预应力束的布置数量。由第四章的数据分析可以知道，顶板和底板的预应力损失对主梁跨中挠度产生很大影响，增加顶板和底板的预应力束数量有助于减小主梁的跨中长期下挠。通过查看以往的分析资料可知，跨度的不同对箱梁跨中截面的应力产生很大影响，跨径越大，跨中截面应力对徐变、温度、施工误差等因素的敏感性越强。不能利用普通跨径箱梁的应力控制标准来控制大跨径预应力混凝土箱梁，否则会出现下挠过大或开裂等一系列问题。其解决办法是，根据跨径的大小采用不同预应力储备并优化预应力布置。除此之外，还应考虑到计算软件不同引起的应力偏差。

#### (2) 竖向预应力束

竖向预应力筋主要布置在腹板厚度的对称线上，与纵向预应力筋相比，其有

两个十分显著的特点：一是该筋较短，与纵向预应力筋相比，具有相同的应力水平，但其弹性变形要小的多；二是该筋锚固端沿腹板纵向排列，而纵向预应力筋的锚固端排列在箱梁的某截面上。竖向预应力筋的布置方式对防止腹板开裂起到重要作用。众所周知，腹板开裂会明显降低主梁结构的梁体刚度，从而导致下挠度增加。由此可知，竖向预应力筋的合理布置能有效的减小结构的挠度。为了减小预应力损失，尽量采用无粘结竖向预应力筋代替精轧螺纹钢，并且优化张拉工艺，减小锚固损失。

### (3) 横向预应力束

横向预应力筋主要作用是加强桥梁的横向联系，增加悬臂板的抗弯能力，从而使得悬臂部分增大，也增大了腹板的间距，这样可以减少下部工程量，减少造价。另外，横向预应力束对桥面局压也能起到作用，防止桥面开裂，尤其是温度应力引起的桥面板裂缝。

在张拉横向预应力束时，箱梁的悬臂板相应部分会产生向上的变形，如果这种变形过大，张拉点附近会产生横桥向裂缝。对于此现象，可以采取滞后两个以上节段张拉横向预应力束的措施。这样做的好处：一是此时的混凝土已经接近 28d 龄期强度，抗裂能力比龄期不足者强；二是由于连续刚构箱型梁桥在悬臂施工阶段，前块的纵向预应力在张拉后要从锚固点后方以一定角度扩散才能覆盖全断面，采用滞后的办法，可以借助纵向预应力来加强抗裂能力。

## 5.1.4 其他设计方法

### (1) 填砂法

填砂法是一种基于恒载零弯矩的设计方法。具体的做法如下：在保证此位置局部应力满足规范要求的条件下，在边跨的最大弯矩影响线的位置处，填充一定量的砂石，使得跨中产生一个向上的挠度，因而，跨中挠度减小。

### (2) 增加跨中梁高

预应力混凝土箱梁跨中部分梁高增加可以提高跨中处的抗弯刚度，因此，在其他条件相同的时候，增加梁高可以减小跨中的挠度。

### (3) 边中跨跨径比选取

边跨和中跨的跨径比值对于桥梁结构的受力情况有着直接的影响，这也是桥梁设计首要考虑的问题。当然，边跨和中跨的比例选择还要受到其他一些因素的影响，比如，主跨跨径要求、桥梁所处的地理位置限制等等。如果边跨和中跨的比例太大，会致使边跨支架施工梁段长度偏长，相对于中跨而言，边跨结构的整体刚度偏小，从而与中间孔跨结构的刚度不匹配，在恒载和活载的作用下，边跨

的现浇段会出现较大的主拉应力，容易使混凝土开裂，从而增大边跨的挠度。边跨加载对于中跨箱梁的结构受力也不利。如果边跨和中跨的比例过小，主跨结构的刚度就会偏小。过小的刚度导致主梁的应力和挠度不容易控制，从而直接影响到结构的适用性和安全性。另外，边跨和主跨的比例过小，由于中跨的下压作用，边跨支点可能会出现向上的拉力，这样显然是不合理的。因此，边跨和中跨的比例在设计中占有重要的作用，一般情况下，应尽量使其比例保持在 0.52~0.58 之间，从而使得边跨支座在任何情况下均保持一定的压应力，同时，也可以减小边跨现浇段的施工难度。

#### (4)温度影响

由于连续刚构桥的施工工期一般较长，基本都有在一年以上，在施工期间的季节温度荷载、昼夜温差以及箱梁内部的温度梯度都对结构的收缩徐变产生一定影响，从而也会影响结构挠度，因此，在设计时应充分考虑温度的作用。

#### (5)考虑活载长期效应影响

由于活载作用会影响桥梁结构的长期变形，因此在进行挠度计算及预拱度设置时，应充分考虑其影响，避免活载作用导致的后期挠度过大。

#### (6)改善预应力张拉顺序和时间

无论纵向预应力筋还是竖向预应力筋，在张拉时都要考虑混凝土龄期的问题，一般情况下，对于同一个节段，竖向预应力筋的张拉时间较纵向预应力筋晚。竖向预应力筋之后张拉可以保证腹板的抗主拉应力，纵向预应力筋采取混凝土强度和龄期双控的方法以避免混凝土后期收缩徐变过大。

## 5.2 施工控制措施

桥梁的施工技术是设计技术的基础，在桥梁施工过程中的很多因素也同样会引起预应力混凝土连续刚构桥的跨中挠度过大。因此，应该采取一定措施，防止跨中挠度过大的产生。

### (1)施工控制

在现代桥梁的建设过程中，施工控制技术发挥着越来越重要的辅助作用。尤其对于施工工期较长的连续刚构桥来讲，施工期间必须不断的对桥梁的标高、应力等进行监控。控制好立模标高，测量各个施工阶段的位移和挠度，保证结构的挠度在允许范围内，从而在一定程度上保证成桥后的长期挠度不至于过大。

### (2)提高预应力筋张拉质量

相对于纵向预应力筋来讲，由于施工工艺的不完善，竖向预应力筋损失比例相对大的多。竖向预应力筋施工工艺的不完善，具体体现在如下几方面：锚固用

的垫板理论上应与预应力筋垂直，但在实际施工过程中很难做到；竖向预应力筋采用螺栓锚而不采用夹片锚具，导致螺母实际拧紧的力度不好控制，存在很大的随意性，因此，在锚固的时候，锚具有不小的变形，而由于竖向预应力筋较短，张拉伸长量较小，使得较小的锚具变形占张拉伸长量的比例较大，从而导致竖向预应力损失较大。

除了损失过大，还包括设计上采用偏紧的腹板断面，使得应力控制没有富余量，造成混凝土箱梁出现大量腹板斜裂缝。

为了减小竖向预应力筋产生的预应力损失对结构刚度造成的影响，在设计阶段，应该控制好不计竖向预应力时，腹板的拉应力，使之不超限。在施工阶段，推行二次张拉工艺，即第一次张拉到设计拉应力并锚固，7天后再进行第二次张拉。此外，还尝试用扭力扳手确定螺母的拧紧力。据测试，如果管理得当，这项措施可以使预应力损失不超过10%。

另外，还应该进行预应力孔道摩阻实验（测定主、被动端荷载传感器差值），从而校正施工中预应力损失的计算。

### (3)采用跨中预加重

所谓的“跨中预加重”法，指的是在合拢前和合拢时，在连续刚构桥的主梁靠近跨中的梁段内压上一定重量，在运营通车若干年后，再将压重从箱梁的人洞移出。通过该法，使得跨中挠度有一定提升。采用此法，实际上是为减小跨中挠度作了一定的储备。在通车若干年后才移出压重，一是不使桥梁在建成通车时有太大的预拱度，二是为了防止移出压重时对箱梁底板产生太大压应力，而使压应力超出规范要求。在通车若干年后，随着收缩徐变的发生，箱梁底板的压应力也会有较大的减小，所以，此时移出压重最适宜。

## 5.3 混凝土质量控制

为了有效减小预应力混凝土连续刚构桥的长期下挠，应保证施工阶段混凝土的强度满足设计要求。而提高混凝土加载龄期和增加混凝土的弹性模量可以有效的加强混凝土使用强度。在桥梁建设过程中，有时为了提高结构强度，会采用较大标号的混凝土，导致混凝土标号越来越高。但高标号的混凝土在生产过程中，骨料级配很难控制，因此，很多单位采用高标号水泥，且加大其用量。这样做会导致产生一系列问题，例如，这种混凝土在凝固过程中，总的收缩量增加；并且该混凝土的水化热增加，在混凝土温度增加和降低过程中，收缩徐变较大，产生收缩应力，甚至产生裂纹。由此可见，在施工过程中，应尽量降低水泥用量，还可以添加一些粗骨料，从而减小水泥用量。

另外，在连续梁桥施工过程中，不仅要对结构的应力和位移进行监控，还要对混凝土性质做检测。对于分段施工的连续刚构桥，每个施工阶段的混凝土容重、弹性模量等的特性值都可能不一样，因此，在浇筑混凝土时，应该通过实验来检测这些参数，以便反应到不断调试的计算监控模型中。

## 5.4 本章小结

本章主要是通过查看相关文献，对挠度控制方法进行如下分析。

(1)从设计角度进行考虑，主要对比分析了预拱度法、“零弯矩”法以及预应力束的布置和其他方法对减小桥梁长期变形的影响效应。

(2)从施工角度进行考虑，主要介绍了施工控制、提高预应力张拉质量以及跨中预压重等减小跨中挠度的方法。

(3)从控制混凝土质量方面进行介绍，以求有效减小主梁挠度。

此页不缺内容

## 6 结论与展望

### 6.1 结论

大跨径预应力混凝土连续刚构桥因其较大的跨越能力和经济性，在现代桥梁建设中得到了广泛应用。然而由于其结构受力十分复杂，这种复杂不单单是指结构自身的基本受力情况的复杂性，也包括结构所处环境的长期影响，结构本身材料的特性以及梁体下挠和开裂等病害对结构受力的相互作用。多年以来，无数的专家、学者对此进行了研究、分析和总结，然而对于城市轨道交通连续刚构桥的研究少之又少。本文主要针对城市轨道交通预应力混凝土连续刚构的应力分布和长期变形问题进行分析和探讨。

本论文以北京地铁十四号线跨永定河连续刚构桥为工程背景，结合实际，从大跨度预应力混凝土连续刚构桥的受力角度出发，通过建立有限元模型，对材料参数对桥梁挠曲的影响进行了深入分析和探讨，更好的解释了大跨度预应力混凝土连续刚构桥长期变形产生的原因。通过研究分析，得出以下结论：

(1)预应力混凝土连续刚构桥的长期变形主要由于预应力产生的弯矩不能完全抵消外荷载产生的弯矩，导致截面上、下缘存在应力差，从而引起桥梁挠曲现象的产生。而在实际工程中，很难对预应力损失的大小进行把握，因此可以说，预应力混凝土梁桥的变形不可避免。

(2)对北京地铁十四号线跨永定河连续刚构桥进行了应力（应变）监测和计算分析。分析结果显示，各截面应力不仅受到预应力损失、混凝土收缩徐变等因素的影响，温度效应也对其产生很大影响。

(3)通过第 4 章详细的参数对比分析，得出了不同参数变化对预应力混凝土连续刚构桥长期变形产生的影响：

①纵向预应力损失对桥梁长期变形影响很大。随着预应力损失的增加，跨中截面下挠值不断增加，而边跨部位上挠值不断减小。由于主梁不同截面的纵向预应力筋布置不同，因此，各截面的长期变形值受纵向预应力损失的影响程度不同。

②加载龄期与徐变系数成反比关系，随着加载龄期的增大，徐变系数不断减小，而相应的预应力混凝土连续刚构桥的长期变形也会得到有效改善。

③自重集度和桥面铺装的增加，导致主梁中跨跨中截面向下挠度值增加、边跨向上挠度值减小。随着恒载的增加，预应力损失和混凝土收缩徐变发生变化，从而间接的引起了预应力混凝土连续梁桥长期变形。

④桥梁开裂和下挠是预应力混凝土连续刚构桥的两个主要病害。梁体开裂将

导致截面惯性矩降低，降低了梁体刚度，增大变形。此外，梁体开裂会使梁体产生应力重分布，从而影响徐变变形和预应力损失，使得梁体变形变得更为复杂。

(4)在众多学者所做研究的基础上，对控制预应力混凝土连续刚构桥长期变形的的方法进行了分析，总结出下面几项常用的方法：预拱度法、“零弯矩”法、控制预应力筋布置位置和数量法，以及在施工过程中应该对每一步的工程质量和施工进度进行严格把关的方法。

## 6.2 展望

尽管本文从结构受力和参数变化的角度，对预应力混凝土连续刚构桥的长期变形产生原因进行了深入探讨和分析，并对如何控制挠度长期发展提出了很好的建议。但是由于时间仓促和个人能力限制，相信有很多方面做得不够完善和成熟，希望在以后的研究中得到改善。下面列举了一些本论文研究的空缺和不足之处。

(1)本论文从参数变化的角度对预应力混凝土连续刚构桥的长期变形进行了分析，但这个分析建立在单一变量的基础上，而实际工程中，各个变量对挠度的影响是相互联系的，是多个因素变化共同作用，相互耦合的结果。在今后的研究中，需要对参数之间的联系性进行深入分析，以求得出多个参数共同作用对挠度的影响。

(2)本论文依托的实际工程是北京地铁十四号线跨永定河桥，该桥是一座非对称预应力混凝土连续刚构桥。论文中对截面应力的分析和长期挠度的分析都是建立在这座非对称连续刚构桥的基础上，而结构的非对称性对桥梁的长期挠曲变形有可能产生很大影响，由于时间原因，未对其进行深入研究和分析。希望在今后的科研项目中，对其进行进一步研究。

(3)有关资料显示，温度对预应力混凝土连续刚构桥的长期变形产生影响，而本文未对该因素进行深入分析。在今后的研究中，可以进一步分析温度梯度对桥梁长期挠度的影响。

(4)由于本论文主要研究城市轨道交通预应力混凝土连续刚构桥的长期挠度，虽然文中监测数据或模型分析都是基于城市轨道交通，但由于时间和经历有限，并且没有实际的变形监控项目做支撑，本论文并未对预应力混凝土连续刚构桥长期变形在城市轨道交通、公路、铁路中的区别进行详细分析、探讨。希望在以后的研究中，可以深入分析长期挠度变化在这三者具体的差异性。

## 参考文献

- [1] 张伟.大跨度连续刚构桥的研究和发展[J].四川建筑, 2008, 28(3):139-140.
- [2] 巩春领.大跨径刚构-连续组合梁桥整体受力分析与探讨[J].结构工程师, 2004, 20(5).
- [3] 周军生.挪威 Raft Sundet 桥简介[J].国外公路, 2002, (5).
- [4] 马庭林,陈克坚.南昆铁路清水河大桥预应力连续刚构主桥施工设计[J].预应力技术, 2004, 4(45): 13-17.
- [5] 黄乔森.城市轨道交通工程特大桥梁施工技术[J].广东土木与建筑, 2007, (9):33-35.
- [6] 徐耀德.地铁高架线路连续刚构桥土建安全风险评估[J].都市轨道交通, 2007, 20(4):51-54.
- [7] 贾桂玲.连续刚构梁裂纹分析与加固措施[J].都市轨道交通, 2012, 25(4):70-73.
- [8] 董敏.明珠线大跨度连续刚构桥的悬臂浇筑法施工技术[J].城市轨道交通研究, 2000, (3):53-56.
- [9] 谢跃军.一跨津唐公路大桥预应力混凝土刚构设计[J].铁路标准设计, 2003, (8):63-66.
- [10] 刘剑锋.175m 预应力混凝土连续刚构桥的主梁受力分析[J].山西建筑, 2010, 36(25).
- [11] 余军思.沿河乌江二桥 57+100+57m 连续刚构受力分析[J].中国科技博览, 2011, (18):249-250.
- [12] 徐敏.连续刚构桥梁的结构受力分析与施工[J].石家庄铁道学院学报, 2006, 19(4):127-129.
- [13] 何畅.大跨宽箱连续刚构桥空间受力分析[J].重庆交通大学学报, 2009, 28(5):813-817.
- [14] 何勇.连续刚构 0#块横隔板受力分析研究[J].公路交通科技, 2011, (8):38-42.
- [15] 周舟.预应力混凝土箱梁桥中混凝土收缩徐变的影响研究 [D].长沙:长沙理工大学, 2006.
- [16] 张罗丽.高墩大跨不对称连续刚构桥受力特点分析[J].山西建筑, 2008, 34(36):314-316.
- [17] 潘世建.厦门海沧大桥西航道桥——连续刚构弯箱梁的受力性能分析[A].见:中国公路学会 98 年桥梁学术讨论会论文集[C].北京:人民交通出版社, 1998.437-442.
- [18] 周泳涛.青海积石峡电站对外公路黄河大桥设计简介[J].世界桥梁, 2006, (3).11-14.
- [19] 阮有力.贵州省六广河大桥施工与设计[A].见:中国公路学会桥梁和结构工程学会 2011 年桥梁学术研讨会论文集[C].北京:人民交通出版社, 2001.
- [20] Liang T, Dong J. Studies on Dynamic Characteristics of a Typical Model of Asymmetric Continuous Rigid-Frame Bridge under Different Ratio of Middle Span to Side Span[A]. in: International Conference on Vibration, Structural Engineering and Measurement (ICVSEM2012)[C]. Shanghai: 2012. 226-228.
- [21] Leftwich, S D. STRESS ANALYSIS OF HAUNCH REGION IN A RIGID-FRAME BRIDGE[J]. Transportation Research Record, 1978, 19-26.
- [22] Yin W. Effect analysis of temperature in the large continuous rigid frame bridge[J]. Applied Mechanics and Materials, 2011, 71-78.
- [23] 邹锦华.城市轨道交通连续刚构桥车桥耦合动力分析[J].铁道科学与工程学报, 2006, 3(1):36-40.
- [24] 詹建辉.特大跨度连续刚构主梁下挠及箱梁裂缝成因分析[J].中外公路, 2005, 25(1):56-58.
- [25] 廖小文.大跨 PC 连续刚构桥跨中持续下挠成因分析[J].泰州职业技术学院学报, 2010, 10(3):72-75.
- [26] 马少飞.大跨径预应力混凝土连续刚构桥挠度成因分析[D].北京:北京交通大学, 2009.
- [27] 何旭辉,朱立俊,余志武.城市轨道交通大跨度连续刚构桥徐变时效分析与控制研究[J].城市

- 轨道交通研究, 2009, (4):14-18.
- [28] Peter F Takacs. Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modeling[D]. Norway: The Norwegian University of Science and Technology, 2002.
- [29] VLADIMÍR KŘÍSTEK, ZDENĚK P. BAŽANT, MILOŠZICH, AND ALENA KOHOUTKOVÁ, Box Grider Bridge Deflections[J].ACI Concrete International, 2006, 28(1):55-63.
- [30] Xiuli Du, Jianjun Zheng.The Influence of Concrete Creep on Deflection of Box Beam with Sectional Joints in Continuous Rigid Frame Bridge[J].TRENDS IN CIVIL ENGINEERING, PTS 1-4 , 2012, 446-449:1063-1066.
- [31] 童建刚.大跨度预应力混凝土连续刚构桥挠度计算和施工控制[D].成都:西南交通大学, 2004.
- [32] 陈海波.大跨径 PC 连续刚构桥的长期挠度分析[D].广州:华南理工大学, 2011.
- [33] 石雪飞.大跨径预应力混凝土梁桥跨中挠度主要影响因素研究[A].见:中国公路学会桥梁和结构工程分会 2006 年全国桥梁学术会议论文集[C].北京:人民交通出版社, 2010.822-826.
- [34] 李小祥.大跨径预应力混凝土梁桥主梁长期下挠对策研究[A].见:第四届全国预应力结构理论与工程应用学术会议论文集[C].重庆:重庆大学出版社, 2000.
- [35] 凌知民.预应力混凝土连续刚构桥的时变分析[J].城市轨道交通研究, 2003, (3):23-26.
- [36] 陈艾荣.桥梁维护、安全与运营管理—技术与挑战[M].北京:人民交通出版社, 2013.
- [37] JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].北京:中华人民共和国交通部, 2004.
- [38] 马保林.高墩大跨连续刚构桥[M].北京:人民交通出版社, 2001.
- [39] 邵旭东.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社, 2007.
- [40] TB 10002.3—2005 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范[S].北京:中华人民共和国铁道部, 2005.
- [41] 卢文良.客运专线简支箱梁徐变发展研究[J].铁道标准设计, 2013, (2):69-73.
- [42] JTJ 023—85 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].北京:中华人民共和国交通部, 1985.
- [43] 卢文良.客运专线预制箱梁预初张拉阶段跨中截面应力状态研究[J].铁道标准设计, 2010,(5):80-82.
- [44] 王进.铁路工程施工[M].北京:中国铁道出版社, 2002.
- [45] 徐伟.桥梁施工[M].北京:人民交通出版社, 2008.
- [46] 李亚东.桥梁工程概论[M].成都:西南交通大学出版社, 2006.
- [47] 刘龄嘉.桥梁工程 [M].北京:人民交通出版社, 2006.
- [48] 危建刚.混凝土徐变模型在桥梁预拱度设置中的分析比较[D].武汉:武汉理工大学交通学院, 2009.
- [49] 朱立俊.城市轨道交通高架桥梁徐变效应分析研究[D].长沙:中南大学, 2009.
- [50] 向小斌.大跨径连续刚构梁桥混凝土徐变试验研究[D].武汉:武汉理工大学, 2007.
- [51] 刘志宏.大跨径连续刚构桥的温度效应分析[J].交通科技, 2005, (5):47-49.
- [52] 李宏江.广东虎门辅航道连续刚构桥混凝土箱梁的温度梯度研究[J].公路交通科技, 2005, 22(5):67-70.

- [53] 吴海军.沥青铺装层厚度对连续刚构桥主梁温度梯度应力的影响[J].重庆交通大学学报(自然科学版), 2011, 30(1):4-8.
- [54] 苏贤锋.不同温度梯度下的箱梁桥温度应力分析[J].建筑设计管理, 2010, 27(12):77-79.
- [55] 张通.大跨度连续刚构桥悬臂施工期间温度场实验及分析[J].公路工程, 2008, 33(1):23-27.
- [56] 张洪雨.温度作用对悬臂浇筑连续梁施工期间受力性能及线形控制的影响研究[D].北京:北京交通大学, 2012.
- [57] 刘月波.桥梁工程施工质量通病与防治[M].北京:中国建材工业出版社, 2009.

此页不缺内容

## 作者简介

学习经历:

2007.9—2011.7 就读于河北工业大学 道路桥梁与渡河工程专业 获得学士学位  
2011.9—2013.7 就读于北京交通大学 建筑与土木工程专业 获得硕士学位

此页不缺内容

## 独创性声明

本人声明所提交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作和取得的研究成果，除了文中特别加以标注和致谢之处外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得北京交通大学或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

学位论文作者签名：马亚娟      签字日期：2013年6月19日

此页不缺内容

## 学位论文数据集

表 1.1: 数据集页

关键词*	密级*	中图分类号*	UDC	论文资助
	公开			
学位授予单位名称*		学位授予单位代码*	学位类别*	学位级别*
北京交通大学		10004	工学	
论文题名*		并列题名		论文语种*
城市轨道交通预应力混凝土连续刚构桥长期变形研究				中文
作者姓名*	马亚娟		学号*	11125616
培养单位名称*		培养单位代码*	培养单位地址	邮编
北京交通大学		10004	北京市海淀区西直门外上园村 3 号	100044
工程领域*		研究方向*	学制*	学位授予年*
桥梁工程		施工监控	两年	2013
论文提交日期*	2013.6			
导师姓名*	卢文良		职称*	副教授
评阅人	答辩委员会主席*		答辩委员会成员	
电子版论文提交格式 文本 ( ) 图像 ( ) 视频 ( ) 音频 ( ) 多媒体 ( ) 其他 ( ) 推荐格式: application/msword; application/pdf				
电子版论文出版 (发布) 者		电子版论文出版 (发布) 地		权限声明
论文总页数*				
共 33 项, 其中带*为必填数据, 为 22 项。				