



21世纪交通版高等学校教学辅导用书  
桥梁计算示例丛书

# 连续梁桥

Lianxu Liangqiao

邹毅松 王银辉 主 编  
向中富 主 审



人民交通出版社  
China Communications Press

## 内 容 提 要

本书为《桥梁工程》教材的配套教学参考书,全书由三个比较典型的预应力混凝土连续梁桥计算示例组成。示例包括:先简支后连续预应力混凝土连续T形梁桥计算示例,悬臂施工预应力混凝土连续箱梁桥计算示例,支架现浇预应力混凝土连续箱梁桥计算示例。全书基于交通行业最新公路桥涵设计规范《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)编写。

本书是土木工程专业桥梁工程方向、公路与城市道路工程方向的师生进行课程设计和毕业设计时的桥梁工程参考教材,亦可供从事桥梁工程设计的技术人员参考使用。

### 图书在版编目(CIP)数据

连续梁桥 / 邹毅松, 王银辉主编. —北京: 人民交通出版社, 2009. 4

(桥梁计算示例丛书)

21 世纪高等学校教学参考书

ISBN 978 - 7 - 114 - 07671 - 8

I. 连… II. ①邹… ②王… III. 连续梁桥 - 计算 - 高等学校 - 教学参考资料 IV. U448. 21

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2009) 第 038417 号

### 桥梁计算示例丛书

书 名: 连续梁桥

著 作 者: 邹毅松 王银辉

责任编辑: 曲 乐

出版发行: 人民交通出版社

地 址: (100011) 北京市朝阳区安定门外外馆斜街 3 号

网 址: <http://www.ccpress.com.cn>

销售电话: (010) 59757969, 59757973

总 经 销: 北京中交盛世书刊有限公司

经 销: 各地新华书店

印 刷: 廊坊市长虹印刷有限公司

开 本: 787 × 1092 1/16

印 张: 10.5

插 页: 1

字 数: 249 千

版 次: 2009 年 4 月 第 1 版

印 次: 2009 年 4 月 第 1 次印刷

书 号: ISBN 978 - 7 - 114 - 07671 - 8

印 数: 0001 ~ 3000 册

定 价: 20.00 元

(如有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换)





**21 世纪交通版**  
**高等学校教材(公路与交通工程)编审委员会**

**顾问:**王秉纲 (长安大学)

**主任委员:**沙爱民 (长安大学)

**副主任委员:**(按姓氏笔画排序)

王 炜 (东南大学)

陈艾荣 (同济大学)

徐 岳 (长安大学)

梁乃兴 (重庆交通大学)

韩 敏 (人民交通出版社)

**委员:**(按姓氏笔画排序)

马松林 (哈尔滨工业大学)

王殿海 (吉林大学)

叶见曙 (东南大学)

石 京 (清华大学)

向中富 (重庆交通大学)

关宏志 (北京工业大学)

何东坡 (东北林业大学)

陈 红 (长安大学)

邵旭东 (湖南大学)

陈宝春 (福州大学)

杨晓光 (同济大学)

吴瑞麟 (华中科技大学)

陈静云 (大连理工大学)

赵明华 (湖南大学)

项贻强 (浙江大学)

郭忠印 (同济大学)

袁剑波 (长沙理工大学)

黄晓明 (东南大学)

符铎砂 (华南理工大学)

裴玉龙 (哈尔滨工业大学)

颜东煌 (长沙理工大学)

**秘书长:**沈鸿雁 (人民交通出版社)



# 前 言

《桥梁计算示例丛书·连续梁桥》主要是为配合《桥梁工程》课程教学和桥梁工程毕业设计,根据《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)编写的。

本书包括预应力混凝土连续梁桥的三个计算示例。

示例一为先简支后连续预应力混凝土连续 T 梁桥计算示例,以  $3 \times 30\text{m}$  先简支后连续施工的预应力混凝土 T 形梁桥为对象。

示例二为悬臂施工预应力混凝土连续箱梁桥计算示例,以  $45\text{m} + 80\text{m} + 45\text{m}$  的单箱双室预应力混凝土连续箱梁桥为对象。

示例三为支架现浇预应力混凝土连续箱梁桥计算示例,以  $30\text{m} + 32\text{m} + 30\text{m}$  支架现浇施工的预应力混凝土箱形梁桥为对象。

三个计算示例均详细介绍了桥梁截面构造设计、冲击系数和横向分布系数计算、主梁作用效应计算、预应力钢束估算和布置、预应力损失及有效预应力计算、截面强度验算、抗裂验算、持久状况构件的应力验算、短暂状况构件的应力验算、正常使用极限状态挠度验算等。

在示例一和示例三中,为了加深桥梁工程专业初学者对计算过程的了解,均全部采用手算,主梁永久作用效应和温度梯度作用效应以及支座沉降作用效应采用力法求解,车辆作用效应采用影响线加载法计算,部分计算有详细的计算公式和说明。为减少篇幅,以示范计算为主,支座沉降只考虑了一个桥墩的沉降,实际计算中按示例二考虑多个桥墩沉降作用效应的组合。

示例二施工过程较复杂,不便于全部采用手算,采用计算机程序辅助计算。为说明施工过程的力学原理,示例中列出了全部施工过程的结构分析计算力学图式。冲击系数和汽车荷载偏载系数以及预应力钢束估算则采用手算。示例中对单元划分、施工阶段信息编制、输入信息准备和计算结果整理进行了详细的介绍,以供设计计算时参考。

全书由重庆交通大学邹毅松副教授、浙江大学宁波理工学院王银辉副教授主编,其中示例一和示例三由王银辉副教授编写,示例二由邹毅松副教授编写,全书由邹毅松副教授统稿,重庆交通大学向中富教授主审。

在本书的编写过程中,得到了重庆交通大学吴海军和陆萍老师的帮助,硕士研究生刘磊、何文正、徐伟、吕延晖承担了示例计算复核和文字处理工作,人民交通出版社的领导和编辑为本书的出版付出了辛勤的劳动;谨在此一并致以诚挚的感谢。

本计算示例编写过程中,力求符合桥梁工程初学者和本科学生的特点,为帮助读者计算预应力混凝土连续梁桥提供良好的参考。但由于编者水平有限,对新规范的理解不够透彻,书中会有不少缺点和错误,恳请读者和同行专家批评指正。

编 者

2008 年 10 月

# 总 序

当今世界,科学技术突飞猛进,全球经济一体化趋势进一步加强,科技对于经济增长的作用日益显著,教育在国家经济与社会发展中的地位日益重要。进入新世纪,面对国际国内经济与社会发展所出现的新特点,我国的高等教育迎来了良好的发展机遇,同时也面临着巨大的挑战,高等教育的发展处在一个前所未有的重要时期。其一,加入 WTO,中国经济已融入到世界经济的发展进程之中,国家间的竞争更趋激烈,竞争的焦点已更多地体现在高素质人才的竞争上,因此,高等教育所面临的是全球化条件下的综合竞争。其二,我国正处在由计划经济向社会主义市场经济过渡的重要历史时期,这一时期,我国经济结构调整将进一步深化,对外开放将进一步扩大,改革与实践必将提出许多过去不曾遇到的新问题,高等教育面临加速改革以适应国民经济进一步发展的需要。面对这样的形势与要求,党中央国务院提出扩大高等教育规模,着力提高高等教育的水平与质量。这是为中华民族自立于世界民族之林而采取的极其重大的战略步骤,同时,也是为国家未来的发展提供基础性的保证。

为适应高等教育改革与发展的需要,早在 1998 年 7 月,教育部就对高等学校本科专业目录进行了第四次全面修订。在新的专业目录中,土木工程专业扩大了涵盖面,原先的公路与城市道路工程,桥梁工程,隧道与地下工程等专业均纳入土木工程专业。本科专业目录的调整是为满足培养“宽口径”复合型人才的要求,对原有相关专业本科教学产生了积极的影响。这一调整是着眼于培养 21 世纪社会主义现代化建设人才的需要而进行的,面对新的变化,要求我们对人才的培养规格、培养模式、课程体系和内容都应作出适时调整,以适应要求。

根据形势的变化与高等教育所提出的新的要求,同时,也考虑到近些年来公路交通大发展所引发的需求,人民交通出版社通过对“八五”、“九五”期间的路桥及交通工程专业高校教材体系的分析,提出了组织编写一套 21 世纪的具有鲜明交通特色的高等学校教材的设想。这一设想,得到了原路桥教学指导委员会几乎所有成员学校的广泛响应与支持。2000 年 6 月,由人民交通出版社发起组织全国面向交通办学的 12 所高校的专家学者组成 21 世纪交通版高等学校教材(公路类)编审委员会,并召开第一次会议,会议决定着手组织编写土木工程专业具有交通特色的道路专业方向、桥梁专业方向以及交通工程专业教材。会议经过充分研讨,确定了包括基本知识技能培养层次、知识技能拓宽与提高层次以及教学辅助层次在内的约 130 种教材,范围涵盖本科与研究生用教材。会后,人民交通出版社开始了细致的教材编写组织工作,经过自由申报及专家推荐的方式,近 20 所高校的百余名教授承担约 130 种教材的主编工作。2001 年 6 月,教材编委会召开第二次会议,全面审定了各门教材主编院校提交的教学大纲,之后,编写工作全面展开。

21 世纪交通版高等学校教材编写工作是在本科专业目录调整及交通大发展的背景下展开的。教材编写的基本思路是:(1)顺应高等教育改革的形势,专业基础课教学内容实现与土木工程专业打通,同时保留原专业的主干课程,既顺应向土木工程专业过渡的需要,又保持服务公路交通的特色,适应宽口径复合型人才培养的需要。(2)注重学生基本素质、基本能力的



培养,为学生知识、能力、素质的综合协调发展创造条件。基于这样的考虑,将教材区分为二个主层次与一个辅助层次,即基本知识技能培养层次与知识技能拓宽与提高层次,辅助层次为教学参考用书。工作的着力点放在基本知识技能培养层次教材的编写上。(3)目前,中国的经济发展存在地区间的不平衡,各高校之间的发展也不平衡,因此,教材的编写要充分考虑各校人才培养规格及教学需求多样性的要求,尽可能为各校教学的开展提供一个多层次、系统而全面的教材供给平台。(4)教材的编写在总结“八五”、“九五”工作经验的基础上,注意体现原创性内容,把握好技术与教学需要的关系,努力体现教育面向现代化、面向世界、面向未来的要求,着力提高学生的创新思维能力,使所编教材达到先进性与实用性兼备。(5)配合现代化教学手段的发展,积极配套相应的教学辅件,便利教学。

教材建设是教学改革的重要环节之一,全面做好教材建设工作,是提高教学质量的重要保证。本套教材是由人民交通出版社组织,由原全国高等学校路桥与交通工程教学指导委员会成员学校相互协作编写的一套具有交通出版社品牌的教材,教材力求反映交通科技发展的先进水平,力求符合高等教育的基本规律。各门教材的主编均通过自由申报与专家推荐相结合的方式确定,他们都是各校相关学科的骨干,在长期的教学与科研实践中积累了丰富的经验。由他们担纲主编,能够充分体现教材的先进性与实用性。本套教材预计在二年内完全出齐,随后,将根据情况的变化而适时更新。相信这批教材的出版,对于土木工程框架下道路工程、桥梁工程专业方向与交通工程专业教材的建设将起到有力的促进作用,同时,也使各校在教材选用方面具有更大的空间。需要指出的是,该批教材中研究生教材占有较大比例,研究生教材多具有较高的理论水平,因此,该套教材不仅对在校学生,同时对于在职学习人员及工程技术人员也具有很好的参考价值。

21世纪初叶,是我国社会经济发展的重要时期,同时也是我国公路交通从紧张和制约状况实现全面改善的关键时期,公路基础设施的建设仍是今后一项重要而艰巨的任务,希望通过各相关院校及所有参编人员的共同努力,尽快使全套 21 世纪交通版高等学校教材(公路类)尽早面世,为我国交通事业的发展做出贡献。

21 世纪交通版

高等学校教材(公路类)编审委员会

人民交通出版社

2001 年 12 月

# 目 录

## 示例一 先简支后连续预应力混凝土连续 T 梁桥计算示例

一、设计基本资料 .....	1
二、设计要点及结构尺寸拟定 .....	2
(一)设计要点 .....	2
(二)结构尺寸拟定 .....	3
(三)横截面沿跨长的变化 .....	6
(四)横隔梁的设置 .....	6
(五)毛截面几何特性计算 .....	6
三、主梁作用效应计算 .....	8
(一)结构自重作用效应计算 .....	8
(二)汽车荷载作用效应计算(边梁) .....	12
(三)温差应力及基础沉降内力计算 .....	20
(四)内力组合 .....	22
四、预应力钢束估算及布置 .....	26
(一)钢束估算 .....	26
(二)钢束布置 .....	33
(三)主梁净、换算截面几何特性计算 .....	34
五、预应力损失及有效预应力计算 .....	35
(一)基本理论 .....	35
(二)预应力损失计算 .....	35
六、配束后主梁内力计算及内力组合 .....	40
七、截面强度验算 .....	43
八、抗裂验算 .....	46
(一)《公预规》要求 .....	46
(二)计算 .....	46
九、持久状况构件的应力验算 .....	51
十、短暂状况构件的应力验算 .....	57
十一、挠度验算 .....	58

## 示例二 悬臂施工预应力混凝土连续箱梁桥计算示例

一、设计基本资料 .....	61
二、主梁截面尺寸的拟定 .....	63

(一)设计特点及受力特点 .....	63
(二)结构尺寸拟定 .....	64
(三)毛截面几何特性计算 .....	65
三、主梁作用效应计算 .....	65
(一)施工过程及各施工过程计算力学图式 .....	65
(二)结构自重作用效应计算 .....	67
(三)汽车荷载及人群荷载作用效应计算 .....	69
(四)温差应力及基础沉降内力计算 .....	75
(五)内力组合 .....	79
四、预应力钢束估算及布置 .....	83
(一)钢束估算 .....	83
(二)钢束布置 .....	89
(三)主梁净、换算截面几何特性计算 .....	93
五、预应力损失及有效预应力计算 .....	93
六、配束后主梁内力计算及内力组合 .....	96
(一)配筋后结构重力效应 .....	96
(二)预应力效应 .....	97
(三)徐变收缩效应 .....	98
(四)内力组合 .....	99
七、截面强度验算 .....	103
八、抗裂验算 .....	104
(一)正截面抗裂验算 .....	104
(二)斜截面抗裂验算 .....	106
九、持久状况构件的应力验算 .....	107
(一)正截面混凝土压应力验算 .....	107
(二)预应力筋拉应力验算 .....	108
(三)混凝土主压应力验算 .....	109
十、短暂状态应力验算 .....	110
十一、挠度验算 .....	113

### 示例三 支架现浇预应力混凝土连续箱梁桥计算示例

一、设计基本资料 .....	115
二、设计要点及结构尺寸拟定 .....	117
(一)设计要点 .....	117
(二)桥梁结构图式 .....	117
(三)截面形式及截面尺寸拟定 .....	118
(四)毛截面几何特性计算 .....	118
三、主梁作用效应计算 .....	120
(一)结构自重作用效应计算 .....	120
(二)汽车荷载作用效应计算 .....	121



(三)温差应力及基础沉降内力计算 .....	125
(四)内力组合 .....	128
四、预应力钢束的估算及布置 .....	131
(一)钢束估算 .....	131
(二)钢束布置 .....	133
(三)主梁净截面及换算截面几何特性计算 .....	134
五、预应力损失及有效预应力计算 .....	137
(一)基本理论 .....	137
(二)预应力损失计算 .....	137
六、截面强度验算 .....	142
(一)基本理论 .....	142
(二)计算公式 .....	142
七、抗裂验算 .....	144
(一)规范要求 .....	144
(二)正截面抗裂验算 .....	145
(三)斜截面抗裂验算 .....	146
八、持久状况构件的应力验算 .....	149
(一)正截面混凝土压应力验算 .....	149
(二)预应力筋拉应力验算 .....	150
(三)混凝土主压应力验算 .....	151
九、挠度验算 .....	153
参考文献 .....	156





预应力钢绞线:采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)中  $d = 15.2\text{mm}$  的钢绞线,公称面积为  $140\text{ mm}^2$ ,标准强度  $f_{pk} = 1\ 860\text{ MPa}$ ,弹性模量  $E_p = 1.95 \times 10^5\text{ MPa}$ 。

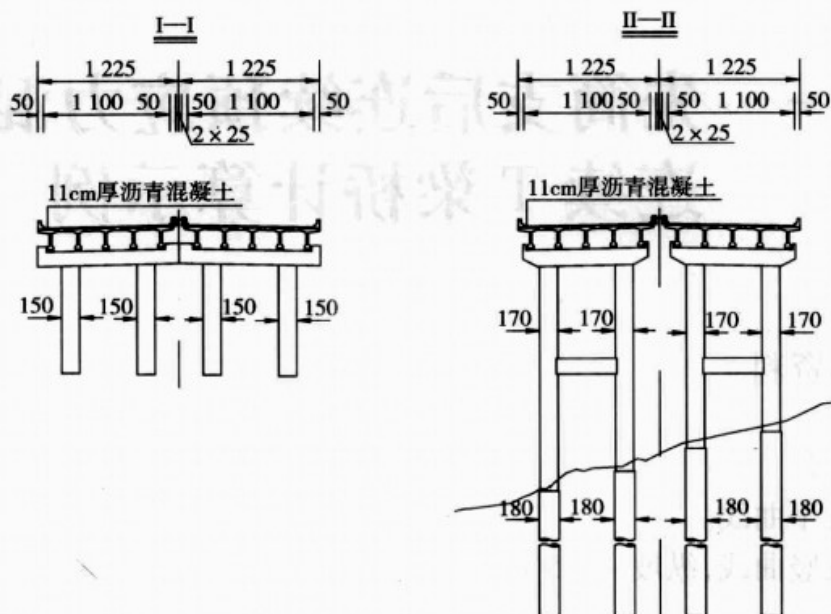


图 1-2 桥跨总体布置横断面图(尺寸单位:cm)

普通钢筋:R235、HRB335 钢筋标准应符合 GB 13013—1991 和 GB 1499—1998 的规定。凡钢筋直径  $\geq 12\text{ mm}$  者,均采用 HRB335 热轧带肋钢;凡钢筋直径  $< 12\text{ mm}$  者,采用 R235 钢,钢板应符合 GB 700—88 规定的 Q235 钢板。

锚具:预制 T 梁采用 OVM15 型锚具及其配套设备;T 梁接头顶板束采用 BM15 型锚具及其配套设备。

预应力管道:采用预埋圆形和扁形塑料波纹管成型。

支座:桥梁支座根据设置部位不同,分别采用 GYZ、GYZF4 板式橡胶支座,其技术性能应符合《公路桥梁板式橡胶支座》(JT/T 4—93)的要求。

伸缩缝:采用 SSF80A 大变位伸缩缝。

桥面铺装:11 cm 厚沥青混凝土。

#### 4. 设计计算依据

《公路工程技术标准》(JTG B01—2003);

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)(以下均简称为《通规》);

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)(以下均简称为《公预规》)。

#### 5. 基本计算数据

根据《公预规》中各条规定,混凝土、钢绞线和钢筋的各项基本数据以及在各阶段的容许值,如表 1-1 所列。

## 二、设计要点及结构尺寸拟定

### (一) 设计要点

本桥上部结构为 3 跨预应力混凝土连续梁桥,采用先简支后连续施工方法,即采用如下施

工方法:

- (1) 预制简支 T 梁, 吊装到位;
- (2) 浇筑墩顶连续段接头混凝土, 达到设计强度后, 张拉负弯矩区预应力钢束并压注水泥浆;
- (3) 再拆除临时支座, 完成体系转换;
- (4) 完成主梁横向接缝浇筑;
- (5) 最后进行防撞护栏及桥面铺装施工。

基本计算数据

表 1-1

名 称	项 目		符 号	单 位	数 据
主梁混凝土	立方体强度标准值		$f_{cu,k}$	MPa	50
	弹性模量		$E_c$	MPa	$3.45 \times 10^4$
	轴心抗压强度标准值		$f_{ck}$	MPa	32.4
	轴心抗拉强度标准值		$f_{tk}$	MPa	2.65
	轴心抗压强度设计值		$f_{cd}$	MPa	22.4
	轴心抗拉强度设计值		$f_{td}$	MPa	1.83
	短暂状态	极限压应力	$0.7f'_{ck}$	MPa	20.72
		极限拉应力	$0.7f'_{tk}$	MPa	1.757
	持久状态	压应力极限值:			
		极限压应力	$0.5f_{ck}$	MPa	16.2
		极限主压应力	$0.6f_{ck}$	MPa	19.44
		拉应力极限值:	$\sigma_{st}-\sigma_{pc}\leq 0.7f_{tk}$	MPa	1.855
		短期效应组合极限拉应力	$0.7f_{tk}$	MPa	1.855
		短期效应组合极限主拉应力	$\sigma_{lt}-\sigma_{pc}$	MPa	0
		长期效应组合极限拉应力			
$\phi 15.2$ 钢绞线	标准强度		$f_{pk}$	MPa	1 860
	弹性模量		$E_p$	MPa	$1.95 \times 10^5$
	抗拉设计强度		$f_{pd}$	MPa	1 260
	最大控制应力 $\sigma_{con}$		$0.75f_{pk}$	MPa	1 395
	持久状态应力:		$0.65f_{pk}$	MPa	1209
	标准荷载组合				
材料重度	钢筋混凝土		$\gamma_1$	kN/m <sup>3</sup>	25.0
	沥青混凝土		$\gamma_2$	kN/m <sup>3</sup>	23.0
	钢绞线		$\gamma_3$	kN/m <sup>3</sup>	78.5
	钢绞线与混凝土的弹性模量比		$\alpha_{EP}$	无量纲	5.65

注:  $f'_{ck}$ 、 $f'_{tk}$  分别为钢束张拉时混凝土轴心抗压、抗拉强度标准值, 本例考虑混凝土强度达到设计强度的 90% 时开始张拉预应力钢束, 即混凝土强度等级为 C45 时开始张拉钢束, 因此  $f'_{ck} = 29.6 \text{ MPa}$ ,  $f'_{tk} = 2.51 \text{ MPa}$ 。

预应力钢束必须待混凝土立方体强度达到设计混凝土强度等级的 90% 后 (且龄期不小于 4d), 方可张拉。预制梁内正弯矩钢束采用两端同时张拉, 锚下控制应力为  $0.75f_{pk} = 1 395 \text{ MPa}$ ; 墩顶桥面现浇层负弯矩钢束采用单端张拉, 锚下控制应力为  $0.72f_{pk} = 1 339.2 \text{ MPa}$ , 未计入预应力钢筋与锚圈口之间的摩擦损失。

主梁按部分预应力混凝土 A 类构件设计。

## (二) 结构尺寸拟定

### 1. 主梁片数与主梁间距

主梁间距通常应随梁高与跨径的增大而加宽为经济,同时加宽翼缘板对提高主梁截面效率指标 $\rho$ 很有效,故在许可条件下应适当加宽 T 梁翼缘板。本例主梁内梁翼缘板宽度为 245cm,外梁翼缘板宽 232.5cm,由于宽度较大,为保证桥梁的整体受力性能,桥面板采用现浇混凝土刚性接头。因此主梁的工作截面有两种:预施应力、运输、吊装阶段的小截面(内梁翼缘宽 150cm,外梁翼缘宽 185cm),二期恒载施工以及运营阶段的大截面。单幅桥面宽为 12m,选用 5 片 T 形梁。主梁横断面布置如图 1-3 所示。

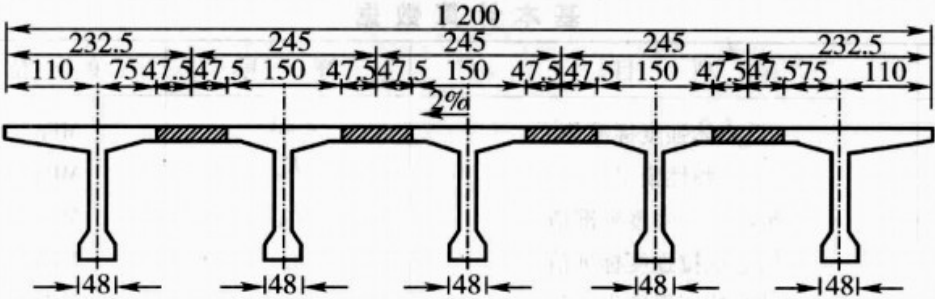


图 1-3 主梁横断面布置图(尺寸单位:cm)

## 2. 主梁结构尺寸拟定

主梁采用 T 形截面,梁高 2m,高跨比  $H/L = 1/15$  。

T 梁截面尺寸如图 1-4 所示。

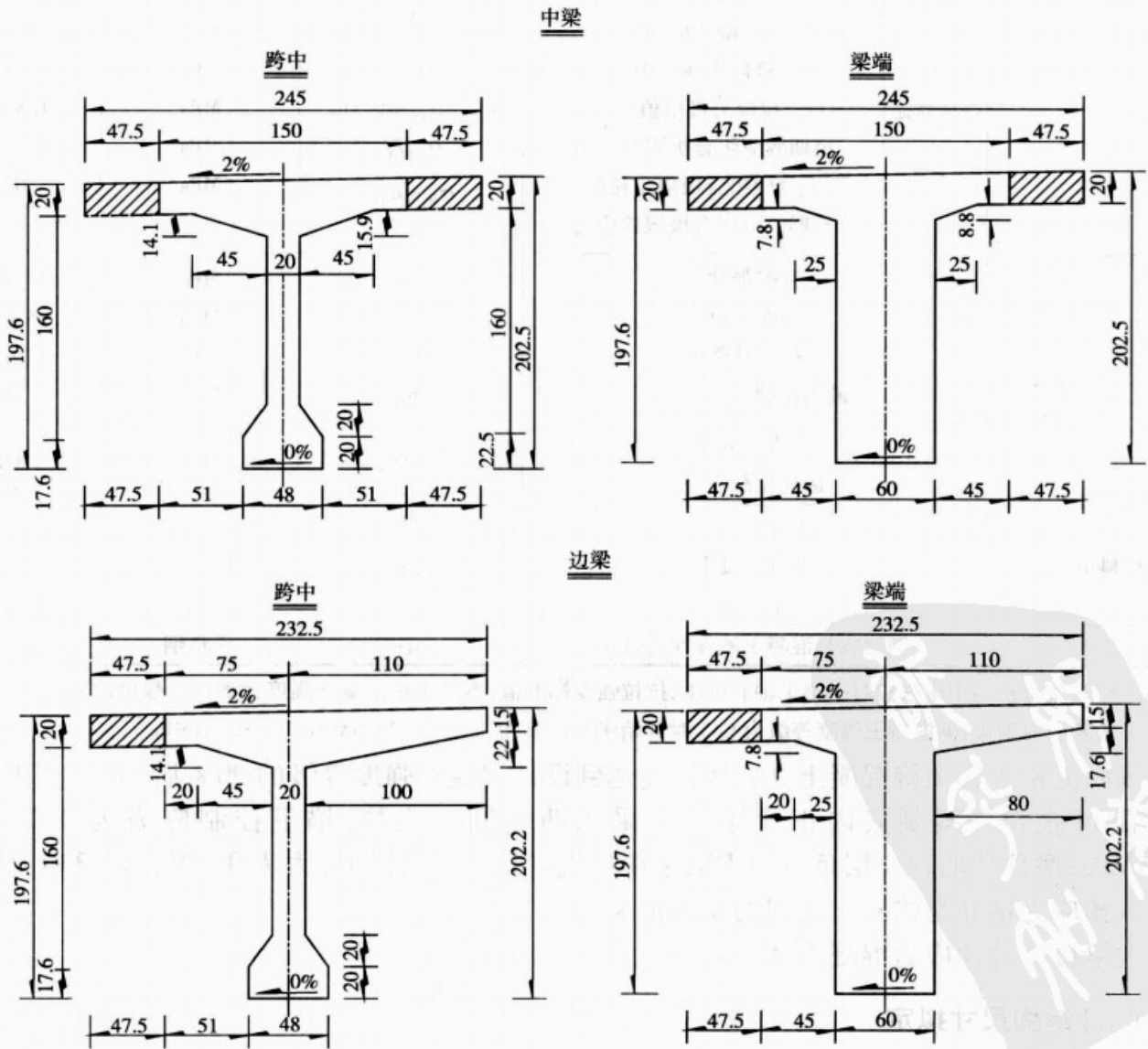


图 1-4 T 梁横断面图(尺寸单位:cm)







该桥为3跨30m预应力混凝土连续梁桥,施工方法为先简支后连续,考虑伸缩缝的设置,实际桥跨长度为89.84m,即在桥的两头各设8cm的伸缩缝,主梁立面与平面构造如图1-5所示。预制安装时,边跨和中跨的预制梁长均为29.60m,计算跨径均为28.95m;简支变连续后边跨计算跨径为29.475m,中跨计算跨径为30m。

### (三) 横截面沿跨长的变化

如图1-5所示,本设计主梁采用等高形式,横截面的T梁翼板厚度沿跨长不变。梁端部区段由于锚头集中力的作用而引起较大的局部应力,也为布置锚具的需要,在距梁端2000mm范围内将腹板加厚到与马蹄同宽,同时马蹄宽度亦从480mm变到600mm,马蹄部分为配合钢束弯起而从四分点附近(第二道横隔梁处)开始向支点逐渐抬高,在马蹄抬高的同时,腹板宽度亦开始变化。

### (四) 横隔梁的设置

模型试验结果表明,在荷载作用处的主梁弯矩横向分布,当该处有横隔梁时比较均匀,否则,荷载直接作用下的主梁弯矩就很大。为减小对主梁设计起主要控制作用的跨中弯矩,在跨中设置一道中横隔梁。跨度较大时应设置较多的横隔梁。本设计在桥跨中心、四分点和支点处设置5道横隔梁,间距为7.5m和6.975m,详见图1-3和图1-5。

### (五) 毛截面几何特性计算

毛截面几何特性是结构内力、配束及变形计算的前提。由于梯形分块法是目前各种商用桥梁电算软件的最常用的方法(即节线法),所以本例也采用梯形分块法计算毛截面几何特性。

#### 1. 计算原理

桥梁中的T形、工字形截面以及箱形截面都可分割成许多梯形,设其中任意梯形如图1-6所示,其上底、下底和高分别为 $a$ 、 $b$ 和 $h$ ,它的几何特性为:

$$\text{面积 } A = \frac{1}{2}(a+b) \times h$$

$$\text{形心轴位置 } y_c = \frac{b+2a}{3(a+b)}h$$

$$\text{对形心轴的惯性矩 } I_c = \frac{h^3(a^2+4ab+b^2)}{36(a+b)}$$

当 $a=0$ 或 $b=0$ 时,梯形变成了三角形,上述公式仍适用。

如图1-7所示的T形截面计算方法如下。

按梯形分块分为5个梯形块,共6条节线。每条节线距离截面底缘 $x$ 轴的距离为 $h_i$ ,节线宽度为 $b_i$ 。

第 $i$ 个梯形分块,其上底宽 $a = b_{i+1}$ ,下底宽 $b = b_i$ ,高 $h = h_{i+1} - h_i$ ,代入几何特性计算公式可得:

$$\text{面积 } A_i = \frac{1}{2}(b_i + b_{i+1})(h_{i+1} - h_i)$$

$$\text{形心轴位置 } y_{ci} = \frac{b_i + 2b_{i+1}}{3(b_{i+1} + b_i)}(h_{i+1} - h_i)$$

对自身形心轴的惯性矩

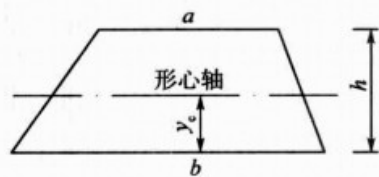


图1-6 梯形截面示意图

$$I_{ci} = \frac{(h_{i+1} - h_i)^3 (b_{i+1}^2 + 4b_{i+1}b_i + b_i^2)}{36(b_{i+1} + b_i)}$$

对整体截面底缘  $x$  轴的面积矩  $S_{xi} = A_i(y_{ci} + h_i)$

根据惯性矩的移轴原理, 梯形分块  $A_i$  对  $x$  轴的惯性矩为  $I_{xi} = I_{ci} + (y_{ci} + h_i)^2 A_i$

将各个梯形的  $A_i$ 、 $S_{xi}$  和  $I_{xi}$  叠加起来, 即可得到整个截面的面积  $A$ 、对  $x$  轴的面积矩  $S_x$  和惯性矩  $I_x A = \sum_{i=1}^n$

$$A_i, S_x = \sum_{i=1}^n S_{xi}, I_x = \sum_{i=1}^n I_{xi}$$

整个截面的形心轴至截面底缘  $x$  轴的距离为  $y_x = S_x / A$

整个截面对形心的惯性矩为  $I_c = I_x - y_x^2 A$

## 2. 截面几何特性计算结果

本设计主梁截面变化不大, 其预制中梁支点截面, 预制边梁跨中、支点截面以及成桥后的中边梁跨中及支点截面的几何特性可采用以上方法求得, 其结果见表 1-2。

截面几何特性计算结果

表 1-2

截面位置		截面积 $A(\text{m}^2)$	截面惯矩 $I(\text{m}^4)$	中性轴至梁底的距离 $(\text{m})$
预制中梁	跨中	0.811 5	0.387 2	1.263
	支点	1.400 8	0.536 2	1.127
预制边梁	跨中	0.897 8	0.410 5	1.314
	支点	1.490 4	0.593 9	1.177
成桥中梁	跨中	1.001 5	0.450 3	1.384
	支点	1.590 8	0.636 7	1.219
成桥边梁	跨中	0.992 8	0.440 3	1.370
	支点	1.619 3	0.647 1	1.230

注: 表中所列为毛截面值。

## 3. 检验截面效率指标 $\rho$

对于中梁跨中截面:

$$\text{上核心距 } k_s = \frac{\sum I}{\sum A \cdot y_x} = \frac{0.387 2}{0.811 5 \times 1.263} = 0.38 \text{ m}$$

$$\text{下核心距 } k_x = \frac{\sum I}{\sum A \cdot y_s} = \frac{0.387 2}{0.811 5 \times (2 - 1.263)} = 0.65 \text{ m}$$

$$\text{截面效率指标 } \rho = \frac{k_x + k_s}{h} = \frac{0.38 + 0.65}{2} = 0.515 > 0.5$$

对于边梁跨中截面:

$$\text{上核心距 } k_s = \frac{\sum I}{\sum A \cdot y_x} = \frac{0.440 3}{0.992 8 \times 1.370} = 0.324 \text{ m}$$

$$\text{下核心距 } k_x = \frac{\sum I}{\sum A \cdot y_s} = \frac{0.440 3}{0.992 8 \times (2 - 1.37)} = 0.704 \text{ m}$$

$$\text{截面效率指标 } \rho = \frac{k_x + k_s}{h} = \frac{0.324 + 0.704}{2} = 0.514 > 0.5$$

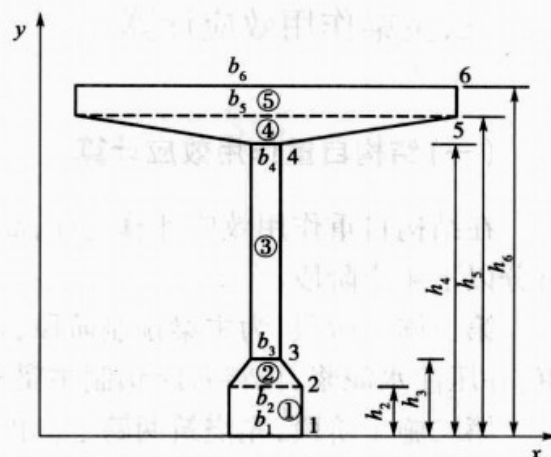


图 1-7 T 形截面梯形分块示意图

表明以上初拟的跨中截面是合理的。

### 三、主梁作用效应计算

#### (一) 结构自重作用效应计算

在结构自重作用效应计算之前,简要介绍本示例施工过程。如图 1-8 所示,全桥施工过程可分以下 4 个阶段。

第一施工阶段,为主梁预制阶段,待混凝土达到设计强度 90% 后张拉正弯矩区预应力钢束,并压注水泥浆,再将各跨预制主梁安装就位,形成由临时支座支承的简支梁状态。

第二施工阶段,先浇筑两跨之间的连续段接头混凝土,达到设计强度后,张拉负弯矩预应力钢束并压注水泥浆。

第三施工阶段,拆除全部临时支座,主梁支承在永久支座上,完成体系转换,再完成主梁横向接缝浇筑,最终形成三跨连续梁的空间结构。

第四施工阶段,进行防撞护栏及桥面铺装施工。

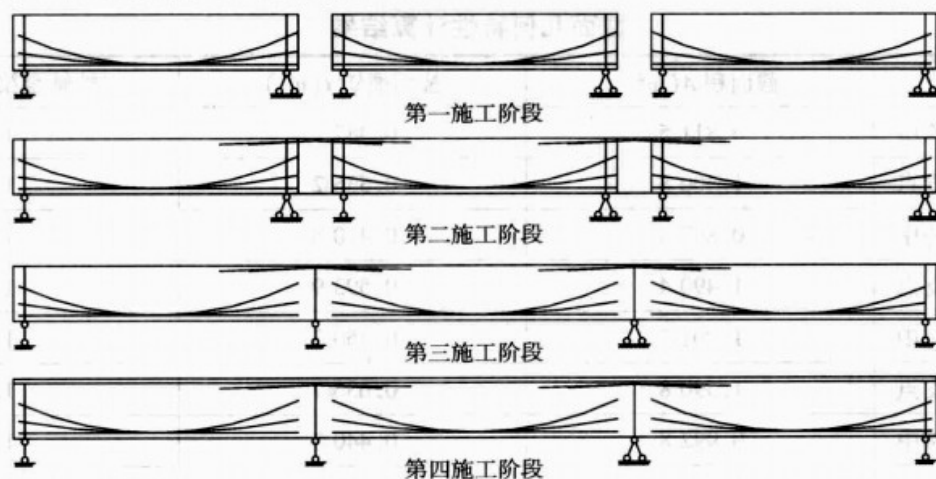


图 1-8 施工阶段示意图

由施工过程可知,结构自重作用效应是分阶段形成的,主要包括:预制 T 梁一期结构自重作用荷载集度( $g_1$ ),成桥后 T 梁一期结构自重作用荷载集度增量( $\Delta g_1$ ),二期结构自重作用荷载集度( $g_2$ )。

针对本例横断面的具体构造特点,将空间桥跨结构简化为平面结构进行计算,即只对由单片 T 梁构成的三跨简支转连续梁桥进行结构分析,在汽车荷载作用效应计算时考虑荷载横向分布系数,结构自重作用空间效应按每片梁均分计算。

#### 1. 结构自重作用荷载集度计算

##### 1) 预制 T 梁一期结构自重作用荷载集度( $g_1$ )

##### (1) 预制 T 梁边梁一期结构自重作用荷载集度:

$$g_1 = \frac{[2 \times 1.4904 \times 2 + 2 \times 2.4 \times (1.4904 + 0.8978)/2 + 0.8978 \times 21.2 + 0.9843 \times 0.2 \times 5] \times 25}{29.6}$$

$$= 26.783 \text{ kN/m}$$

##### (2) 预制 T 梁中梁一期结构自重作用荷载集度:

$$g_1 = \frac{[2 \times 1.4008 \times 2 + 2 \times 2.4 \times (1.4008 + 0.8115)/2 + 0.8115 \times 21.2 + 2 \times 0.9843 \times 0.2 \times 5] \times 25}{29.6}$$

$$= 25.410 \text{ kN/m}$$

2) 成桥后 T 梁一期结构自重作用荷载集度增量 ( $\Delta g_1$ )

预制梁计入每片梁间现浇桥面板及横隔梁湿接缝混凝土后的结构自重作用荷载集度即为成桥后 T 梁一期结构自重作用荷载集度增量。

(1) 成桥后 T 梁边梁一期结构自重作用荷载集度增量:

$$\Delta g_1 = \frac{(0.2 \times 0.475 \times 29.6 + 1.6 \times 0.475 \times 0.2 \times 5) \times 25}{29.6} = 3.017 \text{ kN/m}$$

(2) 成桥后 T 梁中梁一期结构自重作用荷载集度增量:

$$\Delta g_1 = 3.017 \times 2 = 6.034 \text{ kN/m}$$

3) 二期结构自重作用荷载集度 ( $g_2$ )

二期结构自重作用荷载集度为桥面铺装与护栏自重集度之和。

桥面铺装采用 11cm 沥青混凝土铺装,且铺装层宽为 11m,沥青混凝土重度为  $24 \text{ kN/m}^3$ ,一侧护栏按每延米  $0.30 \text{ m}^3$  混凝土计,混凝土重度按  $25 \text{ kN/m}^3$  计,因桥横向由 5 片梁组成,则每片梁承担全部二期永久作用效应的  $1/5$ 。

$$g_2 = (0.11 \times 11 \times 24 + 2 \times 0.3 \times 25) / 5 = 8.808 \text{ kN/m}$$

## 2. 内力计算

本桥为先简支后连续的连续梁,施工过程中包含了结构体系转换,所以结构自重内力计算过程必须首先将各施工阶段产生的阶段内力计算出来,然后进行内力叠加。

第一施工阶段,结构体系为简支梁结构,自重作用荷载为  $g_1$ 。

第二施工阶段,由于两跨间接头较短,混凝土重量较小,其产生的内力较小,且会减小跨中弯矩,故忽略不计。

第三施工阶段,结构体系已转换为连续梁,因临时支座间距较小,忽略临时支座移除产生的效应,故自重作用荷载仅为翼缘板及横隔梁接头重力,即  $\Delta g_1$ 。

第四施工阶段,结构体系为连续梁,自重作用荷载为桥梁二期结构自重作用荷载,即  $g_2$ 。

1) 第一施工阶段结构自重作用效应内力

由于篇幅问题,本例仅对边梁进行内力计算,其余不再重复,以下如无特殊说明,均为边梁计算。预制边梁的结构自重作用效应内力计算如图 1-9 所示。

此时为结构体系简支梁结构,计算跨径为  $l = 28.95 \text{ m}$ 。

设  $x$  为计算截面距支座的距离,并令  $a = \frac{x}{l}$ ,则

主梁弯矩和剪力计算公式分别为  $M_a = \frac{1}{2} a(1-a)l^2$

$$g_1, Q_a = \frac{1}{2} (1-2a)lg_1。$$

边梁各计算截面位置如图 1-10 所示,可求得边梁各截面的内力值,具体计算结果见表 1-3。

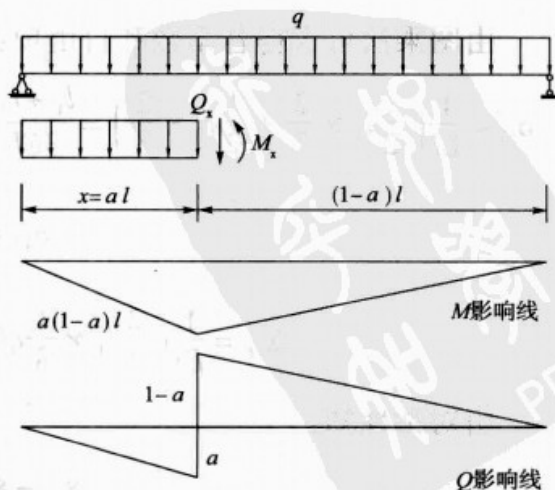


图 1-9 第一施工阶段内力计算示意图



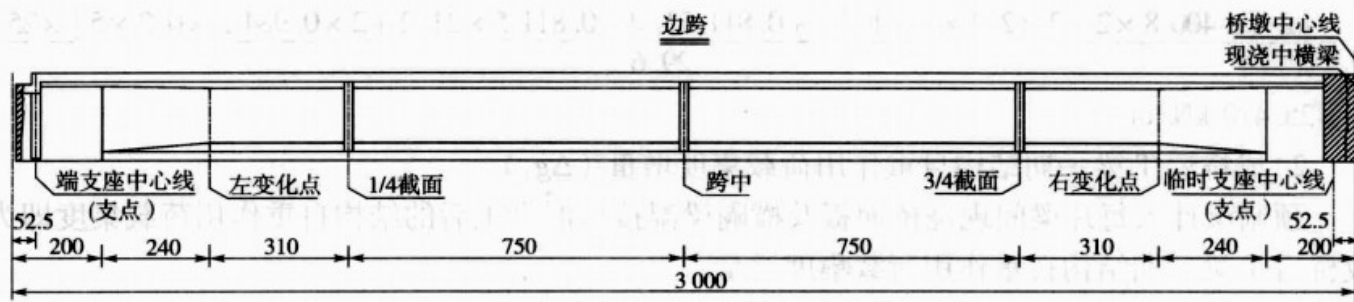


图 1-10 边梁各计算截面位置(尺寸单位:cm)

第一施工阶段自重作用效应阶段内力

表 1-3

截 面	剪 力(kN)	弯 矩(kN·m)
支点	387.7	0.0
左变化点	274.0	1 446.6
1/4 截面	193.8	2 154.4
跨中	0.0	2 805.9
3/4 截面	-193.8	2 154.4
右变化点	-274.0	1 446.6
支点	-387.7	0.0

注:第一施工阶段的支点均为临时支承点。

## 2) 第三施工阶段自重作用效应内力计算

(1) 先用力法求出赘余力(按  $EI = \text{常数}$  简化)。取简支梁基本结构,其基本体系如图 1-11 所示。

此时  $q$  为成桥后 T 梁一期结构自重力作用荷载集度增量  $\Delta g_1$ 。

力法方程为:

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1P} = 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2P} = 0 \end{cases} \quad (1-1)$$

由图乘法可求得各系数和自由项:

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{2}l_1 \times \frac{2}{3} + \frac{1}{2}l_2 \times \frac{2}{3} \right) = \frac{l_1 + l_2}{3EI} \quad (1-2)$$

$$\delta_{12} = \frac{1}{EI} \times \frac{1}{2}l_2 \times \frac{1}{3} = \frac{l_2}{6EI} \quad (1-3)$$

$$\Delta_{1P} = \frac{1}{EI} \left( \frac{2}{3}l_1 \times \frac{1}{8}ql_1^2 \times \frac{1}{2} + \frac{2}{3}l_2 \times \frac{1}{8}ql_2^2 \times \frac{1}{2} \right) = \frac{q(l_1^3 + l_2^3)}{24EI} \quad (1-4)$$

由对称性知:

$$\delta_{11} = \delta_{22} \quad \delta_{12} = \delta_{21} \quad \Delta_{1P} = \Delta_{2P}$$

解得:

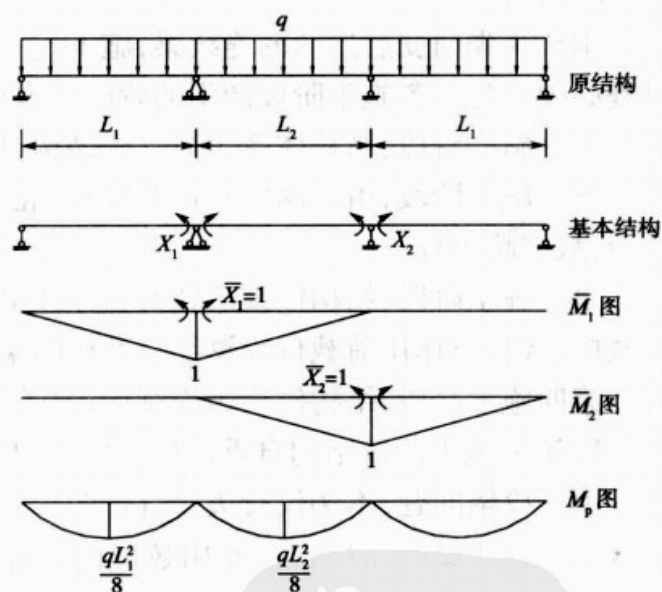


图 1-11 第三施工阶段内力计算示意图

$$X_1 = X_2 = \frac{-\Delta_{1P}}{\delta_{11} + \delta_{12}} = -\frac{\frac{q(l_1^3 + l_2^3)}{24EI}}{\frac{1}{6EI}(2l_1 + 3l_2)} \quad (1-5)$$

本示例此阶段:  $q = \Delta g_1 = 3.017 \text{ kN/m}$   $l_1 = 29.475 \text{ m}$   $l_2 = 30 \text{ m}$

得:  $X_1 = X_2 = -266.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$

截面内力为:

$$M = \overline{M}_1 \cdot X_1 + \overline{M}_2 \cdot X_2 + M_P \quad (1-6)$$

(2) 截面的内力。由对称性,取结构的一半计算弯矩和剪力,各计算截面位置如图 1-12 所示,根据力法,可求出各个截面的弯矩和剪力。具体计算结果见表 1-4。

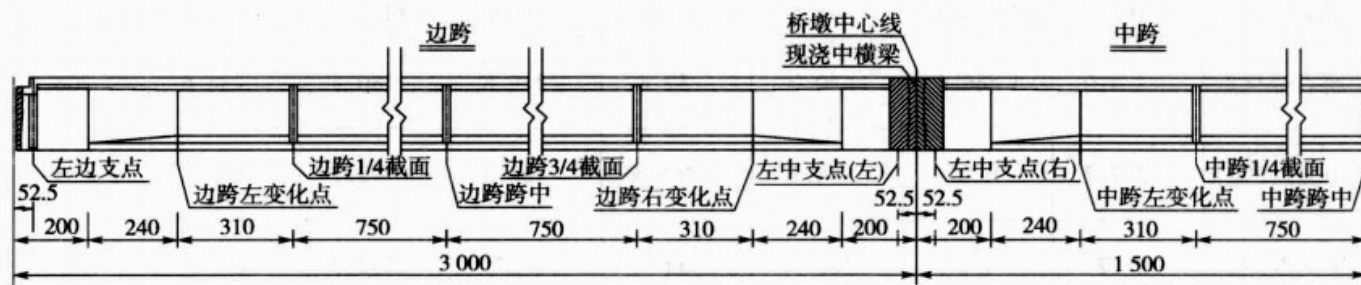


图 1-12 各计算截面位置 (尺寸单位: cm)

第三施工阶段自重作用效应阶段内力

表 1-4

截 面	剪 力 (kN)	弯 矩 (kN·m)	截 面	剪 力 (kN)	弯 矩 (kN·m)
左边支点(左)	36.4	0.0	左中支点(左)	-54.1	-266.4
边跨左变化点	23.1	130.8	左中支点(右)	36.4	-266.4
边跨 1/4	13.8	188.0	中跨左变化点	32.0	-96.5
边跨跨中	-8.9	206.2	中跨 1/4	22.6	-11.8
边跨 3/4	-31.5	54.8	中跨跨中	0.0	73.0
边跨右变化点	-40.9	-57.4			

### 3) 第四施工阶段自重作用效应内力

第四施工阶段结构体系与第三阶段相同,作用为二期自重作用荷载,其求解方法和第三施工阶段类似。

在此阶段:  $q = g_2 = 8.808 \text{ kN/m}$   $l_1 = 29.475 \text{ m}$   $l_2 = 30 \text{ m}$

得:  $X_1 = X_2 = -792.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$

具体计算结果见表 1-5。

第四施工阶段自重作用效应阶段内力

表 1-5

截 面	剪 力 (kN)	弯 矩 (kN·m)	截 面	剪 力 (kN)	弯 矩 (kN·m)
左边支点(左)	105.7	0.0	左中支点(左)	-158.5	-792.7
边跨左变化点	66.9	379.8	左中支点(右)	105.7	-792.7
边跨 1/4	39.6	545.0	中跨左变化点	93.4	-296.7
边跨跨中	-26.4	594.5	中跨 1/4	66.1	-49.5
边跨 3/4	-92.5	148.6	中跨跨中	0.0	198.2
边跨右变化点	-119.8	-180.4			

### 4) 结构自重作用效应总内力

上述 3 个阶段内力均为阶段内力,每个施工阶段的累计内力需要内力叠加得到,具体叠加结果见表 1-6。



结构自重作用效应内力叠加

表 1-6

截 面	第一施工阶段 自重作用		第三施工阶段 自重作用		第四施工阶段 自重作用		结构自重作用 效应内力叠加	
	剪力(kN)	弯矩 (kN·m)	剪力(kN)	弯矩 (kN·m)	剪力(kN)	弯矩 (kN·m)	剪力(kN)	弯矩 (kN·m)
左支点	387.7	0.0	36.4	0.0	105.7	0.0	529.8	0.0
边跨左变化点	274.0	1 446.6	23.1	130.8	66.9	379.8	364.0	1 957.2
边跨 1/4	193.8	2 154.4	13.8	188.0	39.6	545.0	247.2	2 887.4
边跨跨中	0.0	2 805.9	-8.9	206.2	-26.4	594.5	-35.3	3 606.7
边跨 3/4	-193.8	2 154.4	-31.5	54.8	-92.5	148.6	-317.8	2 357.8
边跨右变化点	-274.0	1 446.6	-40.9	-57.4	-119.8	-180.4	-434.6	1 208.8
左中支点(左)	-387.7	0.0	-54.1	-266.4	-158.5	-792.7	-600.3	-1 059.1
左中支点(右)	387.7	0.0	36.4	-266.4	105.7	-792.7	529.8	-1 059.1
中跨左变化点	274.0	1 446.6	32.0	-96.5	93.4	-296.7	399.3	1 053.5
中跨 1/4	193.8	2 154.5	22.6	-11.8	66.1	-49.5	282.5	2 093.1
中跨跨中	0.0	2 805.9	0.0	73.0	0.0	198.2	0.0	3 077.1

## (二) 汽车荷载作用效应计算(边梁)

### 1. 冲击系数和车道折减系数

#### 1) 汽车冲击系数按下法计算(适用于连续梁)

根据《通规》4.3.2 中的规定,适用于连续梁的结构基频计算公式如下:

$$f_1 = \frac{13.616}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} \quad f_2 = \frac{23.651}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} \quad (1-7)$$

式中:  $f_1, f_2$ ——基频, Hz, 计算连续梁冲击力引起的正弯矩效应和剪力效应时, 采用  $f_1$ ; 计算连续梁冲击力引起的负弯矩效应时, 采用  $f_2$ ;

$l$ ——计算跨径, m;

$E$ ——混凝土弹性模量, Pa;

$I_c$ ——梁跨中截面惯性矩,  $m^4$ ;

$m_c$ ——结构跨中处的单位长度质量, kg/m, 当换算为重力计算时, 其单位应为  $Ns^2/m^2$ ,

$m_c = G/g$ ;

$G$ ——结构跨中处延米结构重力, N/m;

$g$ ——重力加速度,  $g = 9.81 m/s^2$ 。

$$f_1 = \frac{13.616}{2 \times 3.14 \times 30^2} \sqrt{\frac{3.45 \times 10^{10} \times 0.4403}{2530.07}} = 5.9029 \text{ Hz}$$

$$f_2 = \frac{23.651}{2 \times 3.14 \times 30^2} \sqrt{\frac{3.45 \times 10^{10} \times 0.4403}{2530.07}} = 10.2533 \text{ Hz}$$

$$\text{其中: } m_c = \frac{G}{g} = \frac{0.9928 \times 25 \times 10^3}{9.81} = 2530.07 \text{ kg/m}$$

冲击系数  $\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157$  (适用于  $1.5 \text{ Hz} \leq f \leq 14 \text{ Hz}$ )

则:

$$\mu_1 = 0.1767 \ln 5.9029 - 0.0157 = 0.298$$

$$\mu_2 = 0.1767 \ln 10.2533 - 0.0157 = 0.396$$

用于正弯矩效应和剪力效应:  $1 + \mu = 1 + 0.298 = 1.298$

用于负弯矩效应:  $1 + \mu = 1 + 0.396 = 1.396$

## 2) 车道折减系数

根据《通规》表 4.3.1-4 中的规定, 三车道的横向折减系数为  $\varepsilon = 0.78$

## 2. 计算主梁的荷载横向分布系数

连续梁荷载横向分布的简化实用计算方法是, 按等刚度原则, 将连续梁的某一跨等代为等跨径的等截面简支梁来计算荷载横向分布系数。所谓等刚度, 是指在跨中施加一个集中荷载或一个集中扭矩, 则连续梁和等代简支梁的跨中挠度或扭转角彼此相等。本例的三跨连续梁桥的边跨与中跨之比为  $L_1/L_2 \approx 1$ , 则可将此桥近似作为三等跨连续梁来分析, 边跨计算跨径取 29.475m, 中跨计算跨径取 30m。又因每片 T 梁仅在支点附近很小区域内腹板和底板尺寸有所改变, 但仍可近似按等截面梁来考虑。这样带来的误差是很小的。综上所述, 此桥可简化为三等跨等截面连续梁。由胡肇滋在《桥跨结构简化分析—荷载横向分布》(北京: 人民交通出版社, 1996) 一书中给出的 F. Leonhardt 计算结果可知, 对等跨等截面连续梁等效简支梁抗弯惯矩换算系数为: 边跨  $\chi_1 = 1.432$ , 中跨  $\chi_2 = 1.860$ , 而抗扭惯矩换算系数为:  $\chi_1 = \chi_2 = 1$ 。

### 1) 跨中的荷载横向分布系数

(1) 边跨跨中的荷载横向分布系数。本例桥跨内设有强大的横隔梁, 具有可靠的横向联系, 且承重结构的长宽比为:

$$\frac{l}{b} = \frac{28.95}{12} = 2.4125 > 2 \quad (1-8)$$

所以可以按修正的刚性横梁法计算荷载横向分布影响线和横向分布系数。

① 边跨等代简支主梁抗弯、抗扭惯矩计算。三等跨常截面连续梁按等刚度原则变换为常截面简支梁, 其断面布置不变, 每片梁的抗弯、抗扭刚度在变换前后仍彼此相等, 其值按下式计算:

$$I_1^* = \chi_1 I \quad I_{T1}^* = \chi_1 I_T \quad (1-9)$$

式中:  $\chi_1$ ——抗弯惯矩修正系数;

$I_1^*$ ——边跨的等刚度常截面简支梁的抗弯惯矩;

$I$ ——连续梁一片主梁跨中截面抗弯惯矩;

$I_{T1}^*$ ——边跨的等刚度常截面简支梁的抗扭惯矩;

$\chi_1$ ——抗扭惯矩修正系数;

$I_T$ ——连续梁一片主梁跨中截面抗扭惯矩。

其中抗弯惯矩已在毛截面几何特性计算中给出, 现进行抗扭惯矩计算(本例取中梁进行计算)。T 形界面可以看成由若干个实体矩形截面组成的组合截面, 其抗扭惯矩等于被分割的各个矩形截面的抗扭惯矩之和, 即:

$$I_T = \sum_{i=1}^n a_i b_i t_i^3 \quad (1-10)$$

式中:  $b_i$ ——分块矩形的宽度;

$t_i$ ——分块矩形的高度。

$$a_i = \frac{1}{3} \left[ 1 - 0.63 \frac{t}{b} + 0.052 \left( \frac{t}{b} \right)^5 \right], \text{ 当 } \frac{t}{b} <$$

0.1 时, 令  $a = \frac{1}{3}$  已经足够精确。

对于跨中截面, 翼缘板的换算平均厚度:

$$t_1 = \frac{225 \times 20 + 0.5 \times 16 \times 90}{225} = 23.2 \text{ cm}$$

马蹄部分的换算平均厚度:

$$t_3 = \frac{20 + 40}{2} = 30 \text{ cm}$$

$I_T$  的计算图示如图 1-13 所示, 计算见表 1-7。

则可以求出 T 梁的抗扭惯矩  $I_T = \sum_{i=1}^n a_i b_i t_i^3$ , 如表 1-7 所示。

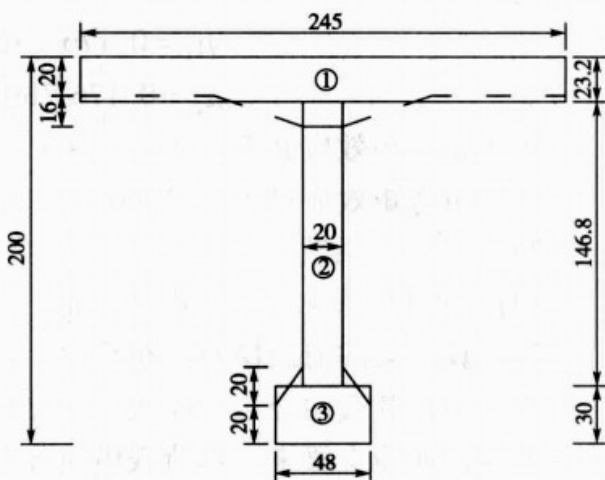


图 1-13 抗扭惯矩计算图示(尺寸单位:cm)

$I_T$  计算表

表 1-7

分块名称	$b_i$ (cm)	$t_i$ (cm)	$t_i/b_i$	$a_i$	$I_T = \sum_{i=1}^n a_i b_i t_i^3 (\times 10^{-3} \text{ m}^4)$
翼缘板	245	23.2	0.095	$\frac{1}{3}$	10.198
腹板	146.8	20	0.136	0.305	3.579
马蹄	48	30	0.625	0.219	2.833
$\Sigma$					16.610

根据  $\chi_1 = 1.432$ ,  $\chi_1' = 1$ ,  $I = 0.4503 \text{ m}^4$ ,  $I_T = 0.01661 \text{ m}^4$

即可求出边跨  $I_1^* = \chi_1 I = 0.645 \text{ m}^4$ ,  $I_{T1}^* = \chi_1' I_T = 0.01661 \text{ m}^4$

②计算抗扭修正系数。由于本示例主梁的间距相等, 并将主梁近似看做等截面, 则:

$$\beta = \frac{1}{Gl^2 \sum I_{Ti} + \frac{1}{12E \sum a_i^2 I_i}}$$

式中:  $G = 0.4E$ ;  $l = 29.475 \text{ m}$ ;  $\sum I_{Ti} = 5 \times 0.01661 = 0.08305 \text{ m}^4$ ;  $a_1 = 4.9 \text{ m}$ ;  $a_2 = 2.45 \text{ m}$ ;

$a_3 = 0.0 \text{ m}$ ;  $a_4 = -2.45 \text{ m}$ ;  $a_5 = -4.9 \text{ m}$ ;  $I_i = 0.645 \text{ m}^4$

代入数据计算得:  $\beta = 0.9415$

③按修正的刚性横梁法计算横向影响线竖标值:

$$\eta_{ij} = \frac{1}{n} + \beta \frac{a_i e}{\sum_{i=1}^n a_i^2} \quad (1-11)$$

式中:  $n = 5$ ;  $\sum_{i=1}^5 a_i^2 = (2 \times 2.45)^2 + 2.45^2 + 0 + (-2.45)^2 + (-2 \times 2.45)^2 = 60.025 \text{ m}^2$

在两个边主梁处的 1 号梁横向分布影响线竖标值为:

$$\eta_{11} = \frac{1}{n} + \beta \frac{a_1^2}{\sum_{i=1}^n a_i^2} = \frac{1}{5} + 0.9415 \times \frac{(2 \times 2.45)^2}{60.025} = 0.2 + 0.3766 = 0.5766$$

$$\eta_{15} = \frac{1}{n} - \beta \frac{a_1 a_5}{\sum_{i=1}^n a_i^2} = \frac{1}{5} - 0.9415 \times \frac{(2 \times 2.45)^2}{60.025} = 0.2 - 0.3766 = -0.1766$$

④绘出横向分布影响线,按最不利布载,并据此求出对应各荷载点的影响线竖标,如图1-14所示。

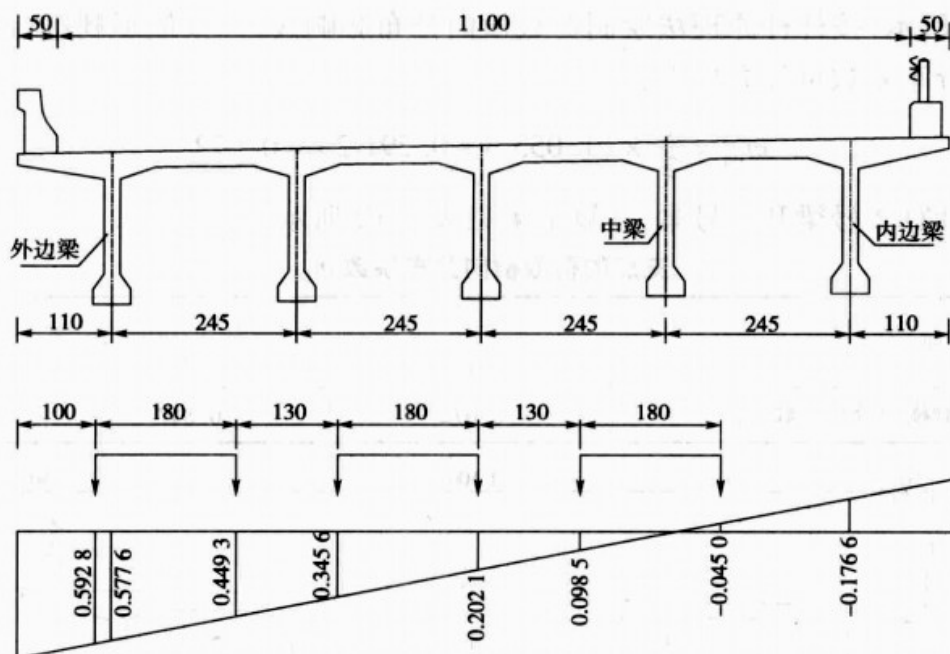


图 1-14 1 号梁跨中的横向分布系数  $m_{eq}$  计算图示(尺寸单位:cm)

由图 1-14 可知:  $\eta_{q1} = 0.5928$ ;  $\eta_{q2} = 0.4493$ ;  $\eta_{q3} = 0.3456$ ;  $\eta_{q4} = 0.2021$ ;  $\eta_{q5} = 0.0985$ ;  $\eta_{q6} = -0.0450$

⑤计算荷载横向分布系数  $m_{eq}$

$$\begin{aligned} \text{三车道: } m_{eq} &= \frac{1}{2} \sum \eta_q = \frac{1}{2} \times (\eta_{q1} + \eta_{q2} + \eta_{q3} + \eta_{q4} + \eta_{q5} + \eta_{q6}) \times 0.78 \\ &= \frac{1}{2} \times (0.5928 + 0.4493 + 0.3456 + 0.2021 + 0.0985 - 0.0450) \times 0.78 \\ &= 0.641 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{两车道: } m_{eq} &= \frac{1}{2} \sum \eta_q = \frac{1}{2} \times (\eta_{q1} + \eta_{q2} + \eta_{q3} + \eta_{q4}) \\ &= \frac{1}{2} \times (0.5928 + 0.4493 + 0.3456 + 0.2021) \\ &= 0.795 \end{aligned}$$

所以,1 号梁横向分布系数取 0.795。

⑥同理可计算 2 号梁和 3 号梁的荷载横向分布系数,如表 1-8 所示。

边跨跨中荷载横向分布系数  $m_{eq}$

表 1-8

项 目		梁 号		
		1	2	3
边跨跨中荷载横向分布系数 $m_{eq}$	三车道	0.641	0.558	0.468
	两车道	0.795	0.596	0.4



(2) 中跨跨中荷载横向分布系数计算。计算原理同边跨, 计算结果如表 1-9 所示。

中跨跨中荷载横向分布系数  $m_{cq}$

表 1-9

项 目		梁 号		
		1	2	3
中跨跨中荷载横向分布系数 $m_{cq}$	三车道	0.650	0.559	0.468
	两车道	0.797	0.598	0.4

## 2) 支点的荷载横向分布系数

如图 1-15 所示, 按杠杆原理法绘制荷载横向分布影响线, 并按最不利进行布载, 1 号梁可变作用的横向分布系数可计算如下:

$$m_{0q} = \frac{1}{2} \times (1.0533 + 0.2912) = 0.672$$

同理可以计算 2 号梁和 3 号梁, 计算结果如表 1-10 所示。

支点的荷载横向分布系数  $m_{0q}$

表 1-10

项 目		梁 号		
		1	2	3
支点的荷载横向分布系数 $m_{0q}$		0.672	0.847	0.847

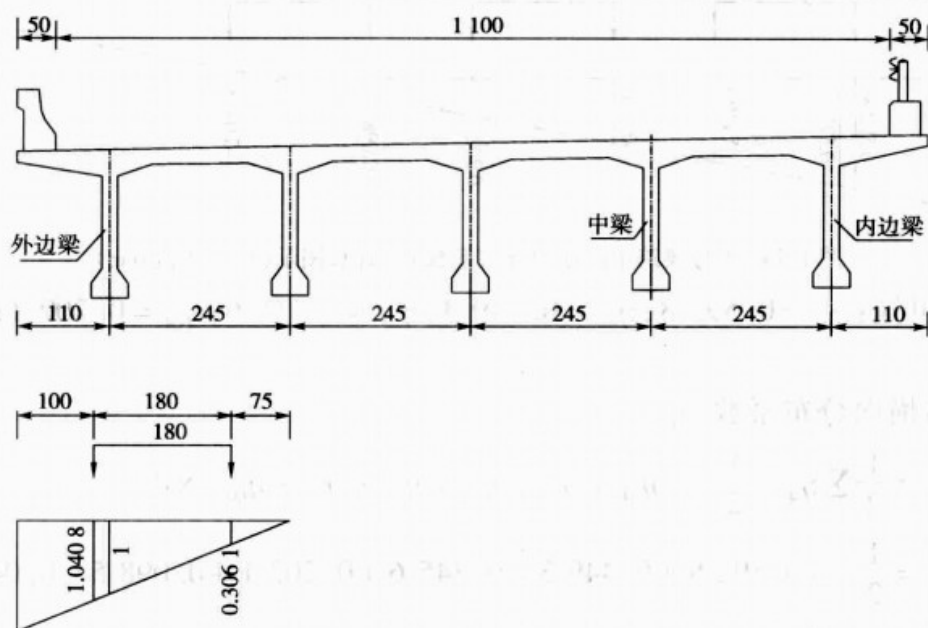


图 1-15 1 号梁支点的横向分布系数  $m_0$  计算图示

## 3) 荷载横向分布系数取值

根据表 1-8、表 1-9、表 1-10 可知, 三跨连续梁的 1 号梁荷载横向分布系数大于其他梁位的相应的值。为简化连续梁的汽车荷载效应内力计算, 偏安全地全桥统一取用 1 号主梁荷载横向分布系数。即跨中荷载横向分布系数  $m_{cq} = 0.797$ , 支点的荷载横向分布系数  $m_{0q} = 0.672$ 。

考虑荷载横向分布系数沿跨长变化, 取值如下: 支点处横向分布系数取  $m_{0q} = 0.672$ , 从支点到第一个横隔板处, 横向分布系数从  $m_{0q} = 0.672$  直线过渡到  $m_{cq} = 0.797$ , 其余梁段均取  $m_{cq} = 0.797$ 。

## 3. 汽车荷载效应内力计算

### 1) 计算原理

主梁汽车荷载效应横向分布系数确定之后, 将汽车荷载效应乘以相应的横向分布系数后, 在主梁内力影响线上最不利布载, 可求得主梁最大汽车荷载效应内力, 计算公式为:

$$S_p = (1 + \mu) \xi m_i \sum (P_k y_i + q_k \omega_i) \quad (1-12)$$

式中:  $S_p$ ——主梁最大汽车荷载效应内力(弯矩或剪力);

$(1 + \mu)$ ——汽车荷载冲击系数;

$\xi$ ——车道折减系数,本例  $\xi = 0.78$ ;

$m_i$ ——荷载横向分布系数;

$P_k$ ——车道荷载中的集中荷载标准值;

$y_i$ ——主梁内力影响线的竖标值;

$q_k$ ——车道荷载中的均布荷载标准值;

$\omega_i$ ——主梁内力影响线中均布荷载所在范围的面积。

由于  $L_1/L_2 \approx 1$ , 则在求内力影响线时, 可近似认为三跨等跨连续梁, 查文献《公路桥涵设计手册—基本资料》表 3-23 中所列连续梁影响线计算各等分点弯矩影响线、剪力影响线, 可求得所计算截面的弯矩影响线和剪力影响线坐标, 可绘制出各个截面的弯矩影响线和剪力影响线, 如图 1-16 和图 1-17 所示(仅为示意, 并非严格的按比例绘制)。根据最不利布载原则, 在各个截面的内力影响线上按《通规》4.3.1 条的布载要求布载, 可求得汽车在各个截面的最大弯矩、最小弯矩、最大剪力和最小剪力。再考虑车道折减系数和横向分布系数后, 可得到汽车荷载效应内力。

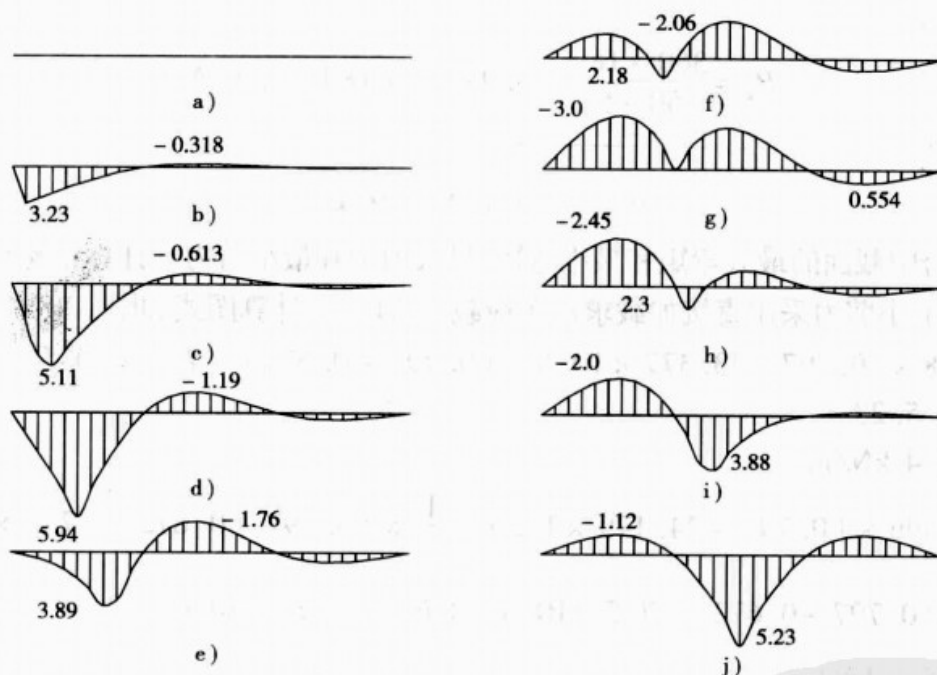


图 1-16 各截面弯矩影响线

a) 为左边支点弯矩影响线; b) 边跨左变化点弯矩影响线; c) 边跨 1/4 弯矩影响线; d) 边跨跨中弯矩影响线; e) 边跨 3/4 弯矩影响线; f) 边跨右变化点弯矩影响线; g) 左中支点弯矩影响线; h) 中跨左变化点弯矩影响线; i) 中跨 1/4 弯矩影响线; j) 中跨跨中弯矩影响线

## 2) 跨中截面的汽车荷载效应内力计算

由于篇幅所限, 仅以中跨跨中截面的汽车荷载效应内力计算为例, 其余截面计算原理与此相同, 计算结果如表 1-11 所示。

(1) 车道荷载取值。根据《通规》4.3.1 条, 公路—I 级的均布荷载标准值  $q_k$  和集中荷载标准值  $P_k$  为:

$$q_k = 10.5 \text{ kN/m}$$



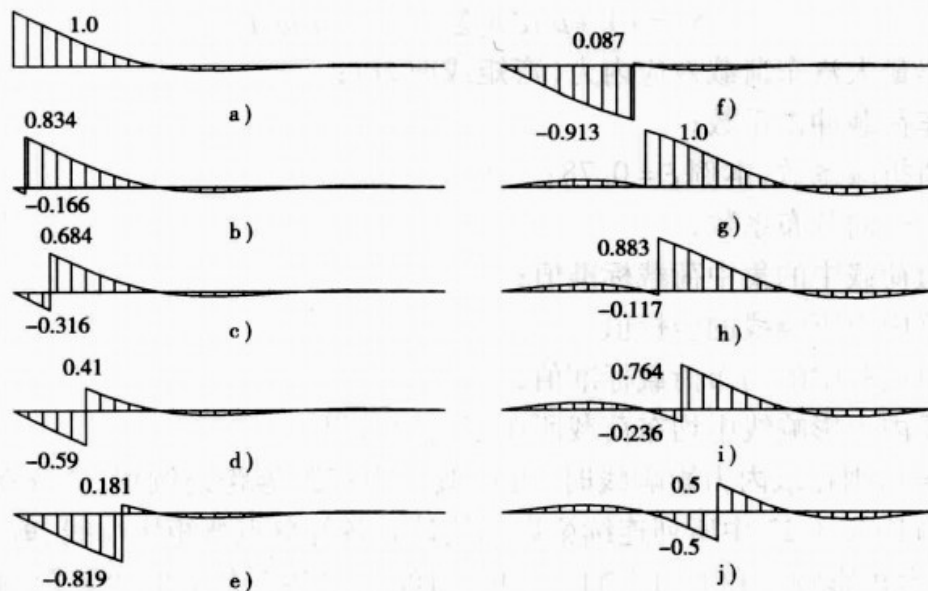


图 1-17 各截面剪力影响线

a) 为左边支点剪力影响线; b) 边跨左变化点剪力影响线; c) 边跨 1/4 剪力影响线; d) 边跨跨中剪力影响线; e) 边跨 3/4 剪力影响线; f) 边跨右变化点剪力影响线; g) 左中支点剪力影响线; h) 中跨左变化点剪力影响线; i) 中跨 1/4 剪力影响线; j) 中跨跨中剪力影响线

计算弯矩时:

$$P_k = \frac{360 - 180}{50 - 5} \times (30 - 5) + 180 = 280 \text{ kN}$$

计算剪力时:

$$P_k = 280 \times 1.2 = 336 \text{ kN}$$

(2) 求中跨跨中截面的最大弯矩和最小弯矩、最大剪力和最小剪力。计算中跨跨中截面的最大最小弯矩和最大最小剪力采用直接加载求汽车荷载效应内力, 计算图式如图 1-18 所示。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1.298 \times [0.797 \times 43.377 \times 10.5 - (0.797 - 0.672) \times 7.5 \times 10.5 \times 0.6 + 0.797 \times 280 \times 5.23] \\ &= 1978.4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\min} &= -1.396 \times [0.797 \times 24.179 \times 10.5 - \frac{1}{2} \times (0.797 - 0.672) \times 7.5 \times 10.5 \times 0.6 - \\ &\quad \frac{1}{2} \times (0.797 - 0.672) \times 7.5 \times 10.5 \times 0.6 + 0.797 \times 280 \times 1.12] \\ &= -625.9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= -1.298 \times [0.797 \times 1.411 \times 10.5 - \frac{1}{2} \times (0.797 - 0.672) \times 7.5 \times 10.5 \times 0.027 - \\ &\quad \frac{1}{2} \times (0.797 - 0.672) \times 7.5 \times 10.5 \times 0.011 - \frac{1}{2} \times (0.797 - 0.672) \times 7.5 \times 10.5 \times \\ &\quad 0.028 + 0.797 \times 336 \times 0.5] \\ &= -189.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\min} &= 1.298 \times [0.797 \times 1.405 \times 10.5 - \frac{1}{2} \times (0.797 - 0.672) \times 7.5 \times 10.5 \times 0.027 - \frac{1}{2} \times \\ &\quad (0.797 - 0.672) \times 7.5 \times 10.5 \times 0.011 - \frac{1}{2} \times (0.797 - 0.672) \times 7.5 \times 10.5 \times \\ &\quad 0.028 + 0.797 \times 336 \times 0.5] \\ &= 189.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

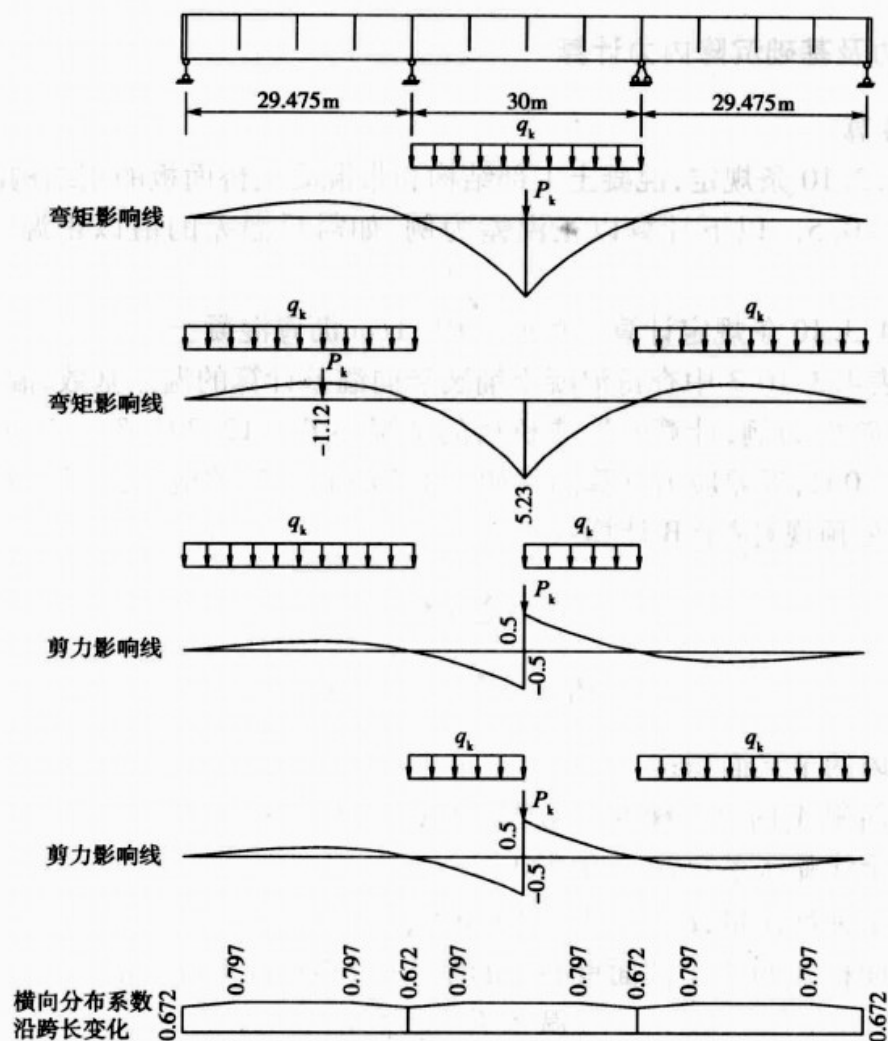


图 1-18 中跨跨中截面汽车荷载效应计算图示

### 3) 其他截面的汽车荷载效应内力计算

同跨中截面,可计算其他截面,汽车荷载效应内力见表 1-11,因全桥对称,只列出半桥主要截面。

汽车荷载效应内力

表 1-11

截 面	$M_{\max}$ (kN · m)	$M_{\min}$ (kN · m)	$Q_{\max}$ (kN)	$Q_{\min}$ (kN)
左支点	0.0	0.0	-333.2	308.6
边跨左变化点	1 053.7	-151.1	-283.0	68.6
边跨 1/4	1 764.0	-264.0	-222.8	124.6
边跨跨中	2 091.0	-508.7	-124.1	220.5
边跨 3/4	1 345.0	-751.7	-51.0	324.4
边跨右变化点	677.1	-838.1	-25.4	356.9
左中支点(左)	327.8	-1 545.0	-12.7	382.2
左中支点(右)	327.8	-1 545.0	374.4	-60.9
中跨左变化点	640.7	-977.3	-328.3	60.5
中跨 1/4	1 383.8	-815.1	-273.5	102.6
中跨跨中	1 978.4	-625.9	-189.3	189.1

(三) 温差应力及基础沉降内力计算

1. 温差应力计算

根据《通规》4.3.10 条规定,混凝土上部结构和带混凝土桥面板的钢结构的竖向日照反温差为正温差乘以  $-0.5$ 。以下计算以正温差为例,如需反温差的值以正温差的计算值乘以  $-0.5$  即可。

按《通规》第 4.3.10 条规定计算。桥面采用 11cm 沥青混凝土。

根据《通规》表 4.3.10-3 中查得混凝土铺装竖向温差计算的温差基数,温差基数用线性插值法确定如下(以跨中为例,计算时取成桥后的情况): $T_1 = 12.8^{\circ}\text{C}$ ,  $T_2 = 5.26^{\circ}\text{C}$ ;按直线插入法得: $T_3 = 1^{\circ}\text{C}$ ,  $T_4 = 0^{\circ}\text{C}$ ;温差应力计算图示如图 1-19 所示,温差应力计算见表 1-12。

温差应力按《公预规》附录 B 计算:

$$N_t = \sum A_y t_y \alpha_c E_c \tag{1-13}$$

$$M_t^0 = - \sum A_y t_y \alpha_c E_c e_y \tag{1-14}$$

- 式中: $A_y$ ——截面内的单元面积;  
 $t_y$ ——单元面积  $A_y$  内温差梯度平均值,均以正值代入;  
 $\alpha_c$ ——混凝土线膨胀系数,  $\alpha_c = 0.000\,01$ ;  
 $E_c$ ——混凝土弹性模量,  $E_c = 3.45 \times 10^4 \text{ MPa}$ ;  
 $e_y$ ——单位面积  $A_y$  重心至截面重心轴的距离,重心轴以上取正值,以下取负值。

温差应力计算 表 1-12

编 号	单元面积( $\text{mm}^2$ )	温 差( $^{\circ}\text{C}$ )	单元面积至截面重心距离( $\text{mm}$ )
1	$2.325 \times 10^5$	9.3	580
2	$3.38 \times 10^5$	3.8	447
3	$0.118 \times 10^5$	0.52	260

$$N_t = \sum A_y t_y \alpha_c E_c = 1\,191.2 \times 10^3 \text{ N} = 1192.1 \text{ kN}$$

$$M_t^0 = - \sum A_y t_y \alpha_c E_c e_y = -631.2 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = -631.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由  $M_t^0$  产生的二次矩  $M_t'$  可用力法求得,计算图如图 1-20 所示。

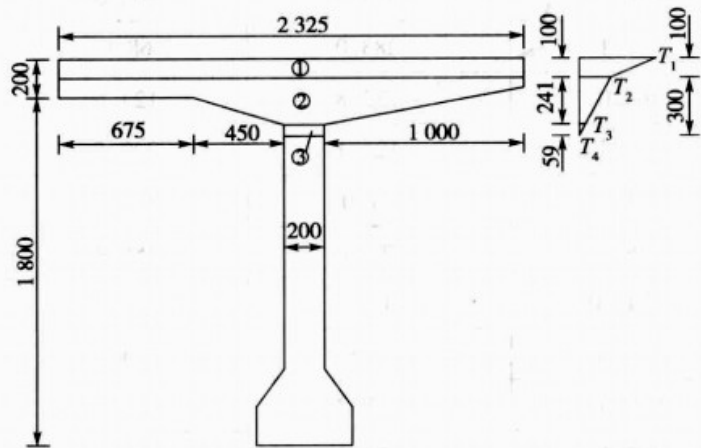


图 1-19 温差应力计算(尺寸单位:mm)

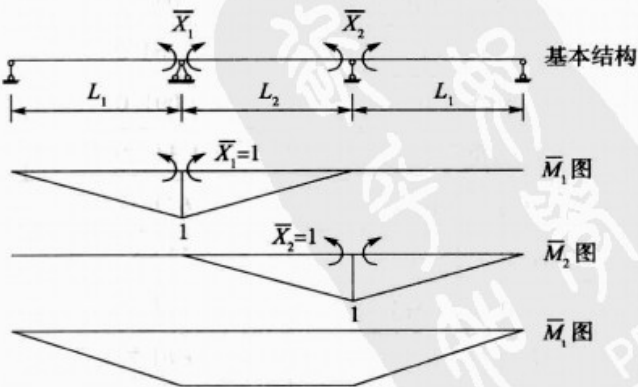


图 1-20 温度次内力计算示意图

列力法方程:

$$\begin{cases} \delta_{11}X_{1T} + \delta_{12}X_{2T} + \Delta_{1T} = 0 \\ \delta_{21}X_{1T} + \delta_{22}X_{2T} + \Delta_{2T} = 0 \end{cases} \quad (1-15)$$

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{3}l_1 + \frac{1}{3}l_2 \right)$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{6EI}l_2$$

$$\Delta_{1T} = \Delta_{2T} = \chi(l_1 + l_2)$$

式中:  $\Delta_{1T}$ 、 $\Delta_{2T}$ ——温度变化在赘余力方向引起的变形,即为中间支座上截面的相对转角;

$\chi$ ——单元梁段挠曲变形后的曲率,  $\chi = -\frac{N_1 e}{EI}$ 。

解得:

$$X_{1T} = X_{2T} = \frac{N_1 e (l_1 + l_2)}{\frac{1}{2}l_1 + \frac{1}{3}l_2}$$

根据  $l_1 = 29.475\text{m}$ ,  $l_2 = 30\text{m}$ , 可求得  $X_{1T} = X_{2T} = 1\,514.88\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

则温度次内力:

$$M'_1 = X_{1T}M_1 + X_{2T}M_2 \quad (1-16)$$

$$M_1 = M_1^0 + M'_1 \quad (1-17)$$

将数据代入上述各式即得温度次内力。具体各截面弯矩和剪力值见表 1-13, 温度次内力全桥对称, 故只列出半跨的。

温度次内力

表 1-13

截 面	剪 力(kN)	弯 矩(kN · m)	截 面	剪 力(kN)	弯 矩(kN · m)
左支点	-29.5	0.0	左中支点(左)	-29.5	883.7
边跨左变化点	-29.5	129.6	左中支点(右)	0.0	883.7
边跨 1/4	-29.5	220.9	中跨左变化点	0.0	883.7
边跨跨中	-29.5	441.8	中跨 1/4	0.0	883.7
边跨 3/4	-29.5	662.8	中跨跨中	0.0	883.7
边跨右变化点	-29.5	754.1			

## 2. 基础沉降计算

基础沉降计算时本应考虑多种沉降工况, 本例篇幅有限, 仅计算一种情况, 如图 1-21 所示, 取边支座沉降 1cm 计算结构基础沉降内力, 同温度次内力类似, 采用力法求解, 如图 1-22 所示。

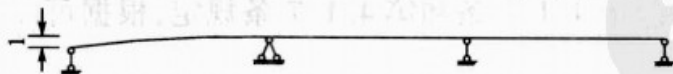


图 1-21 基础沉降图示(尺寸单位:cm)

列力法方程:

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1\Delta} = 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2\Delta} = 0 \end{cases} \quad (1-18)$$

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{3}l_1 + \frac{1}{3}l_2 \right)$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{6EI}l_2$$



$$\Delta_{1\Delta} = \frac{1}{100l_1} \quad \Delta_{2\Delta} = 0$$

式中:  $\Delta_{1\Delta}$ 、 $\Delta_{2\Delta}$ ——分别为当支座沉降单独作用在基本结构上时,所引起的沿  $X_1$ 、 $X_2$  方向的转角。

$$\text{解得: } X_1 = -\frac{12(l_1 + l_2) \cdot EI}{100[4(l_1 + l_2)^2 - l_2^2]l_1}$$

$$X_2 = \frac{6l_2 \cdot EI}{100[4(l_1 + l_2)^2 - l_2^2]l_1}$$

其中:  $l_1 = 29.475\text{m}$ ;  $l_2 = 30\text{m}$ ;  $E = 3.45 \times 10^4 \text{MPa}$ ;  $I = 0.4403 \text{m}^4$ 。

代入式中计算得:  $X_1 = -270.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ;  $X_2 = 67.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

基础沉降次内力:  $M_{\Delta} = X_1 M_1 + X_2 M_2$ 。

将数据代入上述各式即得基础沉降次内力。具体各截面弯矩和剪力值见表 1-14, 支座沉降并不对称, 故列出全桥主要截面的内力。

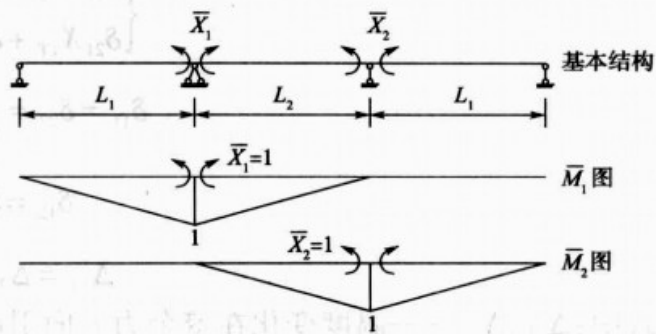


图 1-22 基础沉降次内力计算示意图

基础沉降次内力

表 1-14

截 面	剪力 (kN)	弯矩 (kN · m)	截 面	剪力 (kN)	弯矩 (kN · m)
左支点	-9.2	0.0	中跨 31/4	-11.5	-16.9
边跨左变化点	-9.2	-39.6	中跨右变化点	-11.5	18.0
边跨 1/4	-9.2	-67.5	右中支点(左)	-11.5	67.5
边跨跨中	-9.2	-135.0	右中支点(右)	-2.3	67.5
边跨 3/4	-9.2	-202.5	边跨左变化点	-2.3	57.6
边跨右变化点	-9.2	-230.4	边跨 1/4	-2.3	50.6
左中支点(左)	-9.2	-270.1	边跨跨中	-2.3	33.8
左中支点(右)	-11.5	-270.1	边跨 3/4	-2.3	16.9
中跨左变化点	-11.5	-220.5	边跨右变化点	-2.3	9.9
中跨 1/4	-11.5	-185.7	右支点	-2.3	0.0
中跨跨中	-11.5	-101.3			

#### (四) 内力组合

为了进行预应力钢束的计算,在不考虑预加力引起的结构次内力及混凝土收缩徐变次内力的前提下,按桥规《通规》第 4.1.6 条和第 4.1.7 条规定,根据可能出现的荷载进行第一次内力组合。

##### 1. 按承载能力极限状态设计

基本组合。永久作用的设计值效应和可变作用设计值效应相组合,其效应组合表达式为:

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left( \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right) \quad (1-19)$$

或

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left( \sum_{i=1}^m S_{Gid} + S_{Q1d} + \psi_c \sum_{j=2}^n S_{Qjd} \right) \quad (1-20)$$

式中:  $S_{ud}$ ——承载能力极限状态下作用基本组合的效应组合设计值;

$\gamma_0$ ——结构重要性系数,按《通规》表 1.0.9 规定的结构设计安全等级采用,对应于设计安全等级一级、二级和三级分别取 1.1、1.0、0.9;

$\gamma_{Gi}$ ——第  $i$  个永久作用效应的分项系数,应按《通规》表 4.1.6 的规定采用;

$S_{Gik}$ 、 $S_{Gid}$ ——第  $i$  个永久作用效应的标准值和设计值;

$\gamma_{Q1}$ ——汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)的分项系数,取  $\gamma_{Q1} = 1.4$ ;

$S_{Q1k}$ 、 $S_{Q1d}$ ——汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)的标准值和设计值;

$\gamma_{Qj}$ ——作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)、风荷载外的其他第  $j$  个可变作用效应的分项系数,取  $\gamma_{Qj} = 1.4$ ,但风荷载的分项系数取  $\gamma_{Qj} = 1.1$ ;

$S_{Qjk}$ 、 $S_{Qjd}$ ——在作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)外的其他第  $j$  个可变作用效应的标准值和设计值;

$\psi_e$ ——在作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)外的其他可变作用效应的组合系数,取值见《通规》第 4.1.6 条。

根据《通规》第 4.1.6 条规定,各种作用的分项系数取值如下:

结构重要性系数取  $\gamma_0 = 1.0$ ;

恒载作用效应的分项系数取  $\gamma_{G1} = 1.2$ (对结构承载力不利),或  $\gamma_{G1} = 1.0$ (对结构承载力有利);

基础变位作用效应的分项系数取  $\gamma_{G2} = 0.5$ ;

汽车荷载效应的分项系数取  $\gamma_{Q1} = 1.4$ ;

温度作用效应的分项系数取  $\gamma_{Q2} = 1.4$ ;

其他可变作用效应的组合系数  $\psi_e = 0.8$ 。

则承载能力极限状态组合为:

对结构承载力不利时  $\gamma_0 S_{ud} = 1.0 \times (1.2 S_{G1} + 0.5 S_{G2} + 1.4 S_{Q1} + 0.8 \times 1.4 S_{Q2})$ ;

对结构承载力有利时  $\gamma_0 S_{ud} = 1.0 \times (1.0 S_{G1} + 0.5 S_{G2} + 1.4 S_{Q1} + 0.8 \times 1.4 S_{Q2})$ 。

## 2. 按正常使用极限状态设计

### 1) 作用短期效应组合

永久作用标准值效应与可变作用频遇值效应相组合,其效应组合表达式为:

$$S_{sd} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} S_{Qjk} \quad (1-21)$$

式中: $S_{sd}$ ——作用短期效应组合设计值;

$\psi_{1j}$ ——第  $j$  个可变作用效应的频遇值系数,取值见《通规》第 4.1.7 条;

$\psi_{1j} S_{Qjk}$ ——第  $j$  个可变作用效应的频遇值。

根据《通规》第 4.1.7 条规定,各种作用的分项系数取值如下:

汽车荷载(不计冲击力)效应的频遇值系数取  $\psi_{11} = 0.7$ ;

温度作用效应的频遇值系数取  $\psi_{12} = 0.8$ 。

则作用短期效应组合为:

$$S_{sd} = S_{G1} + S_{G2} + 0.7 S_{Q1} + 0.8 S_{Q2} \quad (1-22)$$

### 2) 作用长期效应组合

永久作用标准值效应与可变作用准永久值效应相组合,其效应组合表达式为:

$$S_{ld} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (1-23)$$

式中: $S_{ld}$ ——作用长期效应组合设计值;

$\psi_{2j}$ ——第  $j$  个可变作用效应的准永久值系数,取值见《通规》第 4.1.7 条;

$\psi_{2j} S_{Qjk}$ ——第  $j$  个可变作用效应的准永久值。

根据《通规》第 4.1.7 条规定,各种作用的分项系数取值如下:

汽车荷载(不计冲击力)效应的准永久值系数取  $\psi_{21}=0.4$ ;

温度作用效应的准永久值系数取  $\psi_{22}=0.8$ ;

则作用长期效应组合为:

$$S_{ld} = S_{G1} + S_{G2} + 0.4S_{Q1} + 0.8S_{Q2} \quad (1-24)$$

### 3. 计算结果

根据上述的组合要求,进行承载能力极限状态内力组合和正常使用状态内力组合,其结果见表 1-15。

主梁作用效应组合

表 1-15

荷载类别		内力分量				荷载组合			
		结构自重作用效应	基础沉降	汽车荷载效应	温度效应	承载能力极限状态组合(1.2 × ① + 0.5 × ② + 1.4 × ③ + 0.8 × 1.4 × ④)(不利)	承载能力极限状态组合(1.0 × ① + 0.5 × ② + 1.4 × ③ + 0.8 × 1.4 × ④)(有利)	短期作用组合(1.0 × ① + 1.0 × ② + 0.7 × ③ + 0.8 × ④)	长期作用组合(1.0 × ① + 1.0 × ② + 0.4 × ③ + 0.8 × ④)
		①	②	③	④				
左支点	最大弯矩(kN·m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0
	最小弯矩(kN·m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0
	最大剪力(kN)	529.8	-9.2	-333.2	-29.5	635.8		529.8	529.8
	最小剪力(kN)	529.8	-9.2	308.6	-29.5	1 067.8		699.9	627.0
边跨左变化点	最大弯矩(kN·m)	1 957.2	-39.6	1 053.7	129.6	3 969.0		2 641.7	2 392.8
	最小弯矩(kN·m)	1 957.2	-39.6	-151.1	129.6	2 493.8		2 060.9	2 060.9
	最大剪力(kN)	364.0	-9.2	-283.0	-29.5	436.8		364.0	364.0
	最小剪力(kN)	364.0	-9.2	68.6	-29.5	532.8		401.8	385.6
边跨 1/4	最大弯矩(kN·m)	2 887.4	-67.5	1 764.0	220.9	6 181.9		4 036.4	3 619.7
	最小弯矩(kN·m)	2 887.4	-67.5	-264.0	220.9	3 712.3		3 064.1	3 064.1
	最大剪力(kN)	247.2	-9.2	-222.8	-29.5	296.6		247.2	247.2
	最小剪力(kN)	247.2	-9.2	124.6	-29.5	471.1		315.9	286.4
边跨跨中	最大弯矩(kN·m)	3 606.7	-135.0	2 091.0	441.4	7 749.8		5 112.3	4 618.4
	最小弯矩(kN·m)	3 606.7	-135.0	-508.7	441.4	4 822.4		3 959.8	3 959.8
	最大剪力(kN)	-35.3	-9.2	-124.1	-29.5	-253.7		-136.4	-107.1
	最小剪力(kN)	-35.3	-9.2	220.5	-29.5		273.4	86.2	34.1



荷载类别		内力分量				荷载组合			
		结构自重 作用效应	基础沉降	汽车荷载 效应	温度效应	承载能力极限 状态组合(1.2 $\times$ ①+0.5 $\times$ ②+1.4 $\times$ ③ +0.8 $\times$ 1.4 $\times$ ④)(不利)	承载能力极限 状态组合 (1.0 $\times$ ①+ 0.5 $\times$ ②+1.4 $\times$ ③+0.8 $\times$ 1.4 $\times$ ④) (有利)	短期作用 组合(1.0 $\times$ ①+1.0 $\times$ ②+0.7 $\times$ ③+0.8 $\times$ ④)	长期作用 组合(1.0 $\times$ ①+1.0 $\times$ ②+0.4 $\times$ ③+0.8 $\times$ ④)
		①	②	③	④				
边跨 3/4	最大弯矩 (kN·m)	2 357.8	-202.5	1 345.0	662.8	5 454.7		3 629.3	3 311.6
	最小弯矩 (kN·m)	2 357.8	-202.5	-751.7	662.8	3571.7		2 888.0	2 888.0
	最大剪力 (kN)	-317.8	-9.2	-51.0	-29.5	-490.3		-378.6	-366.6
	最小剪力 (kN)	-317.8	-9.2	324.4	-29.5	-418.9		-350.5	-350.5
边跨右 变化点	最大弯矩 (kN·m)	1 208.8	-230.4	677.1	754.1	3 243.1		2 185.3	2 025.3
	最小弯矩 (kN·m)	1 208.8	-230.4	-838.1	754.1	2 295.1		1 812.1	1 812.1
	最大剪力 (kN)	-434.6	-9.2	-25.4	-29.5	-594.7		-481.3	-475.3
	最小剪力 (kN)	-434.6	-9.2	356.9	-29.5	-559.1		-467.3	-467.3
左中支 点(左)	最大弯矩 (kN·m)	-1 059.1	-270.1	327.8	883.7	-1 405.9		-1 329.2	-1 329.2
	最小弯矩 (kN·m)	-1 059.1	-270.1	-1545.0	883.7	-3 568.9		-2 119.7	-1 780.9
	最大剪力 (kN)	-600.3	-9.2	-12.7	-29.5	-775.7		-640.0	-637.0
	最小剪力 (kN)	-600.3	-9.2	382.2	-29.5	-757.9		-633.0	-633.0
左中支 点(右)	最大弯矩 (kN·m)	-1 059.1	-270.1	327.7	883.7	-1 405.9		-1 329.2	-1 329.2
	最小弯矩 (kN·m)	-1 059.1	-270.1	-1 545.0	883.7	-3 568.9		-2 119.7	-1 780.9
	最大剪力 (kN)	529.8	-11.5	374.4	0.0	1 159.9		736.2	647.7
	最小剪力 (kN)	529.8	-11.5	-60.9	0.0	635.8		529.8	529.8
中跨左 变化点	最大弯矩 (kN·m)	1 053.5	-220.5	640.7	883.7	3 150.9		2 113.6	1 962.2
	最小弯矩 (kN·m)	1 053.5	-220.5	-977.3	883.7	2 253.9		1 760.4	1 760.4
	最大剪力 (kN)	399.3	-11.5	-328.3	0.0	479.2		399.3	399.3
	最小剪力 (kN)	399.3	-11.5	60.5	0.0	563.9		432.6	418.4



荷载类别		内力分量				荷载组合			
		结构自重 作用效应	基础沉降	汽车荷载 效应	温度效应	承载能力极限 状态组合(1.2 ×①+0.5× ②+1.4×③ +0.8×1.4× ④)(不利)	承载能力极 限状态组合 (1.0×①+ 0.5×②+1.4 ×③+0.8× 1.4×④) (有利)	短期作用 组合(1.0 ×①+1.0 ×②+0.7 ×③+0.8 ×④)	长期作用 组合(1.0 ×①+1.0 ×②+0.4 ×③+0.8 ×④)
		①	②	③	④				
中跨 1/4	最大弯矩 (kN·m)	2 093.1	-185.7	1 383.8	883.7	5 438.8		3 562.8	3 235.9
	最小弯矩 (kN·m)	2 093.1	-185.7	-815.1	883.7	3501.4		2 800.0	2 800.0
	最大剪力 (kN)	282.5	-11.5	-273.5	0.0	339.0		282.5	282.5
	最小剪力 (kN)	282.5	-11.5	102.6	0.0	482.6		339.1	314.8
中跨 跨中	最大弯矩 (kN·m)	3 077.1	-101.3	1 978.4	883.7	7 452.0		4 874.5	4 407.2
	最小弯矩 (kN·m)	3 077.1	-101.3	-625.9	883.7	4 682.2		3 784.0	3 784.0
	最大剪力 (kN)	0.0	-11.5	-189.3	0.0	-270.7		-115.8	-71.1
	最小剪力 (kN)	0.0	-11.5	189.1	0.0	264.7		104.2	59.6

注:①表中汽车荷载效应包含冲击力作用;

②短期作用组合和长期作用组合,计入汽车荷载效应时已扣除冲击力作用;

③基础沉降、汽车荷载效应、温度效应为可选组合效应,在进行组合时,按最不利情况进行组合。

#### 四、预应力钢束估算及布置

根据《公预规》,预应力混凝土连续梁应满足使用荷载下的正截面抗裂要求、正截面压应力要求和承载能力极限状态下的正截面强度要求。因此,预应力筋的数量可从这三个方面综合评定。

##### (一) 钢束估算

##### 1. 按正常使用极限状态的正截面抗裂验算要求估束

根据《公预规》第 6.3.1 条,预应力混凝土受弯构件应对正截面的混凝土拉应力进行验算,以满足正截面抗裂要求。

$$\sigma_{st} - 0.8\sigma_{pc} \leq 0 \quad (1-25)$$

式中: $\sigma_{st}$ ——在作用(或荷载)短期效应组合下构件的抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力,式中不含正负号;

$\sigma_{pc}$ ——扣除全部预应力损失后的预加力在构件抗裂验算边缘产生的预压应力。

由于本节为估算预应力束,截面特性可以粗略地按毛截面特性计算。于是上式可按截面上、下缘的抗裂要求写成:

当截面承受正弯矩  $M_{\max}$  时

$$-\frac{M_{smax}}{W_x} + 0.8 \cdot \left( \frac{N_{ys}}{A} - \frac{N_{ys} \cdot e_s}{W_x} + \frac{N_{yx}}{A} + \frac{N_{yx} \cdot e_x}{W_x} \right) \geq 0 \quad (1-26)$$

当截面承受负弯矩  $M_{min}$  时

$$\frac{M_{smin}}{W_s} + 0.8 \cdot \left( \frac{N_{ys}}{A} + \frac{N_{ys} \cdot e_s}{W_s} + \frac{N_{yx}}{A} - \frac{N_{yx} \cdot e_x}{W_s} \right) \geq 0 \quad (1-27)$$

式中:  $M_{smax}$ 、 $M_{smin}$ ——作用(或荷载)短期效应组合,弯矩的最大值和最小值;

$N_{ys}$ 、 $N_{yx}$ ——截面形心轴上侧和下侧配置的预应力筋的永存预应力;

$e_s$ 、 $e_x$ ——截面形心轴上侧和下侧配置的预应力束与形心轴之间的距离;

$W_s$ 、 $W_x$ ——截面上缘和下缘的抗弯模量,  $W_s = \frac{I}{y_s}$ ,  $W_x = \frac{I}{y_x}$ ,  $I$ 、 $y_s$ 及  $y_x$ 的值见表 1-2。

1) 截面上下缘均布置预应力筋

令:  $k_s = \frac{W_x}{A}$ ,  $k_x = \frac{W_s}{A}$  ( $k_s$ 、 $k_x$ 为截面的上、下核心距)。

则式(1-26)和式(1-27)可写成:

$$-M_{smax} + 0.8 \cdot [N_{ys}(k_s - e_s) + N_{yx}(k_s + e_x)] \geq 0$$

$$M_{smin} + 0.8 \cdot [N_{ys}(k_x + e_s) + N_{yx}(k_x - e_x)] \geq 0$$

解得:

$$\begin{cases} N_{yx} \geq \frac{1.25M_{smax} - N_{ys}(k_s - e_s)}{k_s + e_x} \\ N_{yx} \geq \frac{-1.25M_{smin} - N_{ys}(k_s + e_s)}{k_x - e_x} \quad (\text{当 } k_x > e_x \text{ 时}) \\ \text{或 } N_{yx} \leq \frac{-1.25M_{smin} - N_{ys}(k_s + e_s)}{k_x - e_x} \quad (\text{当 } k_x < e_x \text{ 时}) \end{cases} \quad (1-28)$$

$$\begin{cases} N_{ys} \geq \frac{-1.25M_{smin} - N_{yx}(k_x - e_x)}{k_x + e_s} \\ N_{ys} \geq \frac{1.25M_{smax} - N_{yx}(k_s + e_x)}{k_x - e_x} \quad (\text{当 } k_s > e_s \text{ 时}) \\ \text{或 } N_{ys} \leq \frac{1.25M_{smax} - N_{yx}(k_s + e_x)}{k_s - e_s} \quad (\text{当 } k_s < e_s \text{ 时}) \end{cases} \quad (1-29)$$

一般地,当采用上下缘均配置预应力筋时,往往可根据其他控制截面的配筋或施工方法确定一侧的预应力配筋,用公式估算来确定另一侧的配筋。即当上缘配筋情况已知时,则采用式(1-28)估算下缘配筋,或当下缘配筋情况已知时采用式(1-29)估算上缘配筋。如悬臂施工连续梁桥,根据支点负弯矩以及悬臂施工过程中内力已配设上缘预应力筋,则在跨中附近的下缘配筋时采用式(1-28)估算下缘预应力配筋。

当然,亦可将上下缘预应力筋按单侧配筋估算,详见下文 2)、3) 两小节,通过下式来估算

$$\begin{cases} N_{ys} + N_{yx} = N_y \\ -N_{ys} \cdot e_s + N_{yx} \cdot e_x = N_y \cdot e \end{cases} \quad (1-30)$$

上述各式中,  $N_{ys}$ 、 $N_{yx}$ 为截面上下缘的永存预应力。估算时可适当考虑预应力损失比例  $\alpha$ , 则相应的预应力束的数量可按下两式计算:

$$n_{yx} = \frac{N_{yx}}{\alpha \cdot A_y \cdot \sigma_{con}} \quad (1-31)$$

$$n_{ys} = \frac{N_{ys}}{\alpha \cdot A_y \cdot \sigma_{con}} \quad (1-32)$$

式中:  $n_{ys}$ 、 $n_{yx}$ ——截面上下缘预应力筋根数;

$A_y$ ——单根预应力筋的面积;

$\sigma_{con}$ ——预应力张拉控制应力,可按《公预规》6.1.3条选用;

$\alpha$ ——可按预应力筋布置情况取 0.6~0.8,当预应力束较长且平直时取偏大值,当预应力较短或弯折较多时可取偏小值。

由式(1-28)~式(1-32)计算所得,即为按截面上下缘满足截面抗裂要求时所需配置的预应力筋的数量范围。

## 2) 只在截面下缘布置预应力筋

此时,式(1-26)和式(1-27)可写成:

$$-M_{smax} + 0.8N_{yx}(k_s + e_x) \geq 0 \quad (1-33)$$

$$M_{smin} + 0.8N_{yx}(k_x - e_x) \geq 0 \quad (1-34)$$

分别求解可得预应力筋根数估算:

$$n_{yx} \begin{cases} \geq \frac{1.25M_{smax}}{\alpha \cdot A_y \cdot \sigma_{con}(k_s + e_x)} \\ \geq \frac{-1.25M_{smin}}{\alpha \cdot A_y \cdot \sigma_{con}(k_x - e_x)} \quad (\text{当 } k_x > e_x \text{ 时}) \\ \text{或} \leq \frac{-1.25M_{smin}}{\alpha \cdot A_y \cdot \sigma_{con}(k_x - e_x)} \quad (\text{当 } k_x < e_x \text{ 时}) \end{cases} \quad (1-35)$$

(1) 估算边跨跨中截面下缘所需预应力钢筋(边梁)。

采用  $\phi^{15.2}$  每根钢绞线面积  $A_y = 139\text{mm}^2$ , 抗拉强度标准值  $f_{pk} = 1860\text{MPa}$ , 张拉控制应力取  $\sigma_{con} = 0.75f_{pk} = 0.75 \times 1860 = 1395\text{MPa}$ , 预应力损失按张拉控制应力的 20% 估算。取  $\alpha = 0.8$ 。

由表 1-15 可知:  $M_{smax} = 5112.3\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{smin} = 3959.8\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距下缘距离为 0.2m, 根据表 1-2 可求得  $k_s = 0.324\text{m}$ ;  $k_x = 0.704\text{m}$ ;  $e_x = 1.17\text{m}$ 。

则根据式(1-35)可得: 27.57 根  $\leq n_{yx} \leq 68.47$  根。

(2) 估算中跨跨中截面下缘所需预应力钢筋。

由表 1-15 可知:  $M_{smax} = 4874.5\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{smin} = 3784.0\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距下缘距离为 0.2m, 根据表 1-2 可求得  $k_s = 0.324\text{m}$ ;  $k_x = 0.704\text{m}$ ;  $e_x = y_x - 0.2 = 1.37 - 0.2 = 1.17\text{m}$ ,

$$W_x = \frac{I}{y_x} = \frac{0.4403}{1.37} = 0.3214\text{m}^3, W_s = \frac{I}{y_s} = \frac{0.4403}{(2-1.37)} = 0.6989\text{m}^3。$$

则根据式(1-35)可得: 26.29 根  $\leq n_{yx} \leq 65.43$  根。

## 3) 只在截面上缘布置预应力筋(边梁)

此时,式(1-26)和式(1-27)可写成:

$$-M_{smax} + 0.8N_{yx}(k_s - e_s) \geq 0 \quad (1-36)$$

$$M_{smin} + 0.8N_{yx}(k_x + e_s) \geq 0 \quad (1-37)$$

分别求解可得预应力筋根数估算:

$$n_{yx} \begin{cases} \geq \frac{-1.25M_{smin}}{\alpha \cdot A_y \cdot \sigma_{con}(k_x + e_s)} \\ \geq \frac{1.25M_{smax}}{\alpha \cdot A_y \cdot \sigma_{con}(k_s - e_s)} \quad (\text{当 } k_s > e_s \text{ 时}) \\ \text{或} \leq \frac{1.25M_{smax}}{\alpha \cdot A_y \cdot \sigma_{con}(k_s - e_s)} \quad (\text{当 } k_s < e_s \text{ 时}) \end{cases} \quad (1-38)$$

估算支点截面上缘所需预应力钢筋(边梁):

由表 1-15 可知:  $M_{smax} = -1\,329.2\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{smin} = -2\,119.7\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距上缘距离为  $0.12\text{m}$ , 根据表 1-2 可求得  $k_s = 0.325\text{m}$ ;  $k_x = 0.519\text{m}$ ;  $e_s = y_s - 0.12 = 0.77 - 0.12 = 0.65\text{m}$ ,  $W_x = \frac{I}{y_x} = \frac{0.647\,1}{(2-1.23)} = 0.840\,4\text{m}^3$ ,  $W_s = \frac{I}{y_s} = \frac{0.647\,1}{1.23} = 0.526\,1\text{m}^3$ 。

则根据式(1-35)可得:  $14.61 \text{ 根} \leq n_{yx} \leq 32.96 \text{ 根}$ 。

## 2. 按正常使用极限状态截面压应力要求估算

根据《公预规》第 7.1.5 条使用阶段预应力混凝土受弯构件的压应力应符合下面规定:

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} \leq 0.5f_{ck} \quad (1-39)$$

式中:  $\sigma_{kc}$ ——由作用(或荷载)标准值产生的混凝土受压缘的法向压应力,  $\sigma_{kc} = \frac{M_k}{W}$ ;

$\sigma_{pt}$ ——由预应力产生的混凝土法向拉应力;

$f_{ck}$ ——混凝土轴心抗压强度标准值;

$M_k$ ——按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值;

$W$ ——受弯侧的抗弯模量。

由于此处为估算值,所有应力计算均可粗略地选用毛截面特性。

与按抗裂要求估算类似,可写成以下两个不等式:

$$M_{kmax} + N_{ys}(k_x - e_x) + N_{ys}(k_x + e_s) \leq 0.5f_{ck} \cdot W_s \quad (1-40)$$

$$-M_{kmin} + N_{yx}(k_s + e_x) + N_{yx}(k_s - e_s) \leq 0.5f_{ck} \cdot W_x \quad (1-41)$$

式中:  $M_{kmax}$ 、 $M_{kmin}$ ——按作用(或荷载)标准值组合的计算弯矩最大值、最小值;

其余各符号同上。

## 1) 截面上下缘均布置预应力筋

解式(1-40)、式(1-41)两个不等式可得:

$$\begin{cases} N_{yx} \leq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_x + M_{kmin} - N_{ys}(k_s - e_s)}{k_s + e_x} \\ N_{yx} \leq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_s - M_{kmax} - N_{ys}(k_x + e_s)}{k_x - e_x} \quad (\text{当 } k_x > e_x \text{ 时}) \\ \text{或 } N_{yx} \geq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_s - M_{kmax} - N_{ys}(k_x + e_s)}{k_x - e_x} \quad (\text{当 } k_x < e_x \text{ 时}) \end{cases} \quad (1-42)$$

$$\begin{cases} N_{ys} \geq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_s - M_{kmax} - N_{yx}(k_x - e_x)}{k_x + e_s} \\ N_{ys} \geq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_x + M_{kmin} - N_{yx}(k_s + e_x)}{k_s - e_s} \quad (\text{当 } k_s > e_s \text{ 时}) \\ \text{或 } N_{ys} \leq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_x + M_{kmin} - N_{yx}(k_s + e_x)}{k_s - e_s} \quad (\text{当 } k_s < e_s \text{ 时}) \end{cases} \quad (1-43)$$



与按抗裂验算时一样,当上下缘均配筋时,往往已根据其他控制截面的配筋或施工方法已确定了其中一侧的预应力配筋,则可根据上述两式估算另一侧配筋。

当然,同样可按单侧配筋估算,并按式(1-30)分别配置上下缘预应力筋。

## 2) 只在截面下缘布置预应力筋

与式(1-42)推导一样,得:

$$n_{yx} \begin{cases} \leq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_x + M_{kmin}}{\alpha A_y \sigma_{con} (k_s + e_x)} \\ \leq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_s - M_{kmax}}{\alpha A_y \sigma_{con} (k_x - e_x)} \quad (\text{当 } k_x > e_x \text{ 时}) \\ \text{或} \geq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_s - M_{kmax}}{\alpha A_y \sigma_{con} (k_x - e_x)} \quad (\text{当 } k_x < e_x \text{ 时}) \end{cases} \quad (1-44)$$

(1) 估算边跨跨中截面下缘所需预应力钢筋(边梁)。

采用 $\phi^{15.2}$  每根钢绞线面积 $A_y = 139\text{mm}^2$ ,抗拉强度标准值 $f_{pk} = 1860\text{MPa}$ ,张拉控制应力取 $\sigma_{con} = 0.75f_{pk} = 0.75 \times 1860 = 1395\text{MPa}$ ,预应力损失按张拉控制应力的20%估算。混凝土轴心抗压强度标准值 $f_{ck} = 32.4\text{MPa}$ ,取 $\alpha = 0.8$ 。

由表1-15可知: $M_{kmax} = 6139.1\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{kmin} = 4048.1\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距下缘距离为0.2m,根据表1-2可求得 $k_s = 0.324\text{m}$ ;  $k_x = 0.704\text{m}$ ;  $e_x = 1.17\text{m}$ ;  $W_x = 0.3214\text{m}^3$ ;  $W_s = 0.6989\text{m}^3$ 。

则根据式(1-43)可得:  $-71.70 \text{ 根} \leq n_{yx} \leq 39.93 \text{ 根}$ 。

(2) 估算中跨跨中截面下缘所需预应力钢筋(边梁)。

由表1-15可知: $M_{kmax} = 5939.2\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{kmin} = 3960.8\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距下缘距离为0.2m,根据表1-2可求得 $k_s = 0.324\text{m}$ ;  $k_x = 0.704\text{m}$ ;  $e_x = 1.17\text{m}$ ;  $W_x = 0.3214\text{m}^3$ ;  $W_s = 0.6989\text{m}^3$ 。

则根据式(1-43)可得:  $-74.45 \text{ 根} \leq n_{yx} \leq 39.54 \text{ 根}$ 。

## 3) 只在截面上缘布置预应力筋

与式(1-43)推导一样,得:

$$n_{ys} \begin{cases} \leq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_s - M_{kmax}}{\alpha A_y \sigma_{con} (k_x + e_s)} \\ \leq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_x + M_{kmin}}{\alpha A_y \sigma_{con} (k_s - e_s)} \quad (\text{当 } k_s > e_s \text{ 时}) \\ \text{或} \geq \frac{0.5f_{ck} \cdot W_x + M_{kmin}}{\alpha A_y \sigma_{con} (k_s - e_s)} \quad (\text{当 } k_s < e_s \text{ 时}) \end{cases} \quad (1-45)$$

估算支点截面上缘所需预应力钢筋(边梁):

由表1-15可知: $M_{kmax} = -1329.2\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{kmin} = -2874.2\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距上缘距离为0.12m,根据表1-2可求得 $k_s = 0.325\text{m}$ ;  $k_x = 0.519\text{m}$ ;  $e_s = 0.65\text{m}$ ;  $W_x = 0.5261\text{m}^3$ ;  $W_s = 0.8404\text{m}^3$ 。

则根据式(1-45)可得:  $-112.04 \text{ 根} \leq n_{ys} \leq 82.41 \text{ 根}$ 。

## 3. 按承载能力极限状态的应力要求计算

预应力梁达到受弯极限状态时,受压区混凝土应力达到混凝土抗压设计强度,受拉区钢筋达到抗拉设计强度,如图1-23所示。截面的安全性通过计算截面抗弯安全系数来保证。在初

步估算预应力筋数量时,对于 T 形或箱形截面,当中性轴位于受压翼缘内可按矩形截面计算,当忽略实际上存在的双筋影响时(受拉区、受压区都有预应力筋),计算结果偏大,但作为力筋数量的估算是允许的。

按破坏阶段估算预应力筋的基本公式是:

$$\sum X = 0 \quad N_y = f_{cd} \cdot b \cdot x$$

$$\sum M = 0 \quad \gamma_0 M = M_p = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left( h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$\text{联立解得: } x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\gamma_0 \cdot M}{f_{cd} \cdot b}}$$

$$\text{由此: } N_y = f_{cd} \cdot b \cdot \left( h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\gamma_0 \cdot M}{f_{cd} \cdot b}} \right) \quad (1-46)$$

$$\text{或} \quad n_y = \frac{f_{cd} \cdot b}{A_y \cdot f_{pd}} \cdot \left( h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\gamma_0 \cdot M}{f_{cd} \cdot b}} \right) \quad (1-47)$$

式中: $n_y$ ——按极限承载力估算得预应力筋数量的最小值;

$f_{cd}$ ——混凝土轴心抗压强度设计值;

$f_{pd}$ ——预应力筋抗拉强度设计值;

$\gamma_0$ ——桥梁结构重要性系数;

$b$ ——受压翼缘宽度;

$h_0$ ——截面的有效高度。

当截面承受双向弯矩时,可分别视为单筋截面,分别计算上下缘所需的力筋数量。

1) 估算边跨跨中截面下缘所需预应力钢筋(边梁)

采用  $\phi^{15.2}$ , 每根钢绞线面积  $A_y = 139\text{mm}^2$ , 预应力筋抗拉强度设计值  $f_{pd} = 1\,260\text{MPa}$ 。混凝土轴心抗压强度设计值  $f_{cd} = 22.4\text{MPa}$ 。结构重要性系数取  $\gamma_0 = 1.0$ 。

由表 1-15 可知:  $M = 7\,749.8\text{kN} \cdot \text{m}$ , 取预应力钢筋重心距下缘距离为  $0.2\text{m}$ , 则有效高度  $h_0 = 1.8\text{m}$ , 受压翼缘宽度  $b = 2.325\text{m}$ 。

则根据式(1-47)可得:  $n_{yx} = 25.18$  根。

2) 估算中跨跨中截面下缘所需预应力钢筋(边梁)

由表 1-15 可知:  $M = 7\,452.0\text{kN} \cdot \text{m}$ , 取预应力钢筋重心距下缘距离为  $0.2\text{m}$ , 则有效高度  $h_0 = 1.8\text{m}$ , 受压翼缘宽度  $b = 2.325\text{m}$ 。

则根据式(1-47)可得:  $n_{yx} = 24.19$  根。

3) 估算支点截面上缘所需预应力钢筋(边梁)

由表 1-15 可知:  $M = -3\,568.9\text{kN} \cdot \text{m}$ , 取预应力钢筋重心距上缘距离为  $0.12\text{m}$ , 则有效高度  $h_0 = 1.88\text{m}$ , 受压缘宽度  $b = 0.6\text{m}$ 。

则根据式(1-47)可得:  $n_{yx} = 11.28$  根。

4) 估算结果

综合考虑以上 3 种钢筋估算方法得出的钢筋束估算结果,由钢束估算结果知:中、边跨和各梁的正弯矩钢束相差不多,为方便钢束布置和施工,各梁正弯矩钢束都取用 27 股,负弯矩钢束定为 20 股。具体成束及束号为:正弯矩采用 3 束  $9\phi^{15.2}$  钢绞线(OVM15-9 锚具),分别记为 N1、N2、N3;中支点负弯矩束采用 5 束  $4\phi^{15.2}$ (OVM15-4 锚具),分别记为:3N4、2N5。

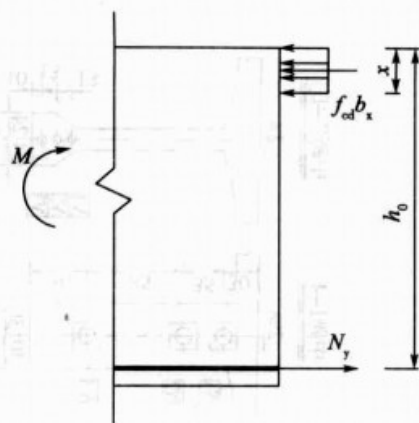


图 1-23 按极限承载力估算  
预应力筋计算图示



(二) 钢束布置

连续梁预应力筋束的配置除满足《公预规》构造及受力要求外,还应考虑以下原则:

- (1) 应选择适当的预应力束筋的布置形式与锚具形式,对不同跨径的梁桥结构,要选用预加力大小适当的预应力束筋,以达到合理的布置形式。避免因预应力束筋与锚具形式选择不当,而使结构构造尺寸加大。当预应力束筋截面选择过小,造成大跨结构中布束过多,而构造尺寸限制布置不下时,则要求增大束筋截面。
- (2) 预应力束筋的布置要考虑施工的方便,不能像钢筋混凝土结构中任意切断钢筋那样去切断预应力束筋,否则将导致结构中布置过多的锚具。由于每根束筋都是一巨大的集中力,这样锚下应力区受力较复杂,因而必须在构造上加以保证。
- (3) 预应力束筋的布置,既要符合结构受力的要求,又要注意在超静定结构体系中避免引起过大的结构次内力。
- (4) 预应力束筋配置,应考虑材料经济指标的先进性,这往往与桥梁体系、构造尺寸、施工方法的选择都有密切关系。
- (5) 预应力束筋应避免使用多次反向曲率的连续束,否则引起很大的摩阻损失,降低预应力束筋的效益。
- (6) 预应力束筋的布置,不但要考虑结构在使用阶段弹性受力状态的需要,而且要考虑到结构在破坏阶段时的需要。

本例为简支转连续梁桥,主梁在简支状态下主要承受自重产生的正弯矩和预加力作用,因此在正弯矩束布置时应满足简支状态下的受力要求。其次截面上缘负弯矩的钢束不仅用来承担二期恒载、活载负弯矩及结构次内力,同时又是结构体系转换的有效手段,因此在负弯矩束布置时应注意这一点。

遵循以上原则,结合本例的施工特点,钢束布置结果如图 1-24 所示。

钢束计算图示见图 1-25,钢束计算表见表 1-16。

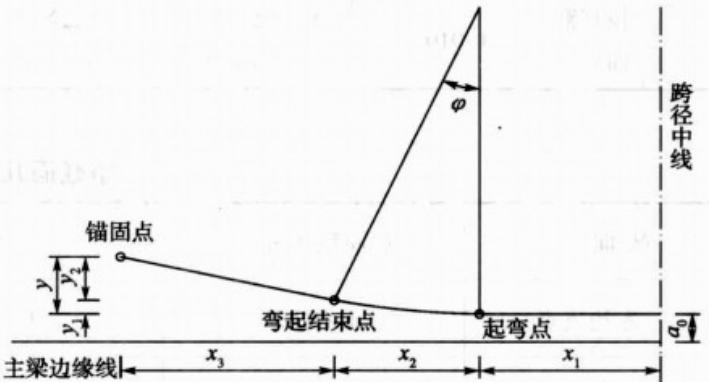


图 1-25 钢束计算图示

钢束计算表

表 1-16

钢束号	起弯高度 $y(\text{cm})$	$y_1$ (cm)	$y_2$ (cm)	$x_1$ (cm)	$x_2$ (cm)	$x_3$ (cm)	$R$ (cm)	$\varphi$ (rad)
N1	124	16.5	107.5	140.0	313.5	1 023.5	3 000	6
N2	97	27.5	69.5	292.0	522.5	662.5	5 000	6
N3	70	27.5	42.5	549.0	522.5	405.5	5 000	6
N4	5	3.0	2.0	317.0	65.5	24.5	800	3
N5	5	3.0	2.0	628.5	65.5	24.5	800	3



### (三) 主梁净、换算截面几何特性计算

在求得各验算截面的毛截面特性和钢束布置的基础上,即可计算主梁净截面和换算截面的面积、惯矩及静矩,为主梁在各受力阶段的应力验算准备计算数据。计算过程以跨中截面为例,见表 1-17。其他截面计算结果见表 1-18 和表 1-19。

跨中截面的净截面和换算截面的几何特性计算表

表 1-17

截面类别	分块名称	分块面积 $A_i (\text{m}^2)$	$A_i$ 重心至 梁顶距离 $y_i (\text{m})$	对梁顶边的 面积矩 $S_i = A_i y_i$ $(\text{m}^3)$	自身惯 性矩	$(y_s - y_i)$ $(\text{m})$	$I_i = A_i (y_s - y_i)^2$ $(\text{m}^4)$	截面惯 性矩 $I = I_i + I_p$ $(\text{m}^4)$
净截面	毛截面	0.992 8	0.630 0	0.625 5	0.440 3	-0.017 7	0.000 3	
	预留管道面积	-0.015 1	1.780 0	-0.026 8	$\approx 0$	-1.167 7	-0.020 6	
	混凝土净截面	0.977 7	$y_n = \sum S_i / A_j$ $= 0.612 3$	$\sum S_i$ $= 0.598 6$	0.440 3		-0.020 3	0.420 0
换算截面	钢束换算面积	$(n_p - 1)A_p$ $= 0.017 5$	1.780 0	0.031 1	$\approx 0$	-1.130 1	0.023 3	
	毛截面	0.992 8	0.630 0	0.625 5	0.440 3	0.019 9	0.000 4	
	换算截面面积	1.010 3	$y_0 = \sum S_i / A_j$ $= 0.649 9$	$\sum S_i$ $= 0.656 5$	0.440 3		0.022 7	0.463 0

净截面几何特性

表 1-18

截面位置	截面积 $A (\text{m}^2)$	截面惯矩 $I (\text{m}^4)$	中性轴至梁底的距离 $(\text{m})$
左边支点	1.604 2	0.647 1	1.230 3
边跨左变化点	0.977 7	0.434 6	1.379 4
边跨 1/4	0.977 7	0.428 0	1.383 8
边跨跨中	0.977 7	0.420 0	1.387 7
边跨 3/4	0.977 7	0.428 0	1.383 8
边跨右变化点	0.973 0	0.433 2	1.376 7
左中支点	1.592 3	0.641 7	1.225 3
中跨左变化点	0.973 0	0.433 2	1.376 7
中跨 1/4	0.977 7	0.428 0	1.383 8
中跨跨中	0.977 7	0.420 0	1.387 7

截面位置	截面积 $A(\text{m}^2)$	截面惯矩 $I(\text{m}^4)$	中性轴至梁底的距离(m)
左边支点	1.636 8	0.647 1	1.229 7
边跨左变化点	1.010 3	0.446 6	1.359 5
边跨 1/4	1.010 3	0.454 1	1.354 5
边跨跨中	1.010 3	0.463 0	1.350 1
边跨 3/4	1.010 3	0.454 1	1.354 5
边跨右变化点	1.015 4	0.448 3	1.362 3
左中支点	1.649 7	0.652 9	1.234 9
中跨左变化点	1.015 4	0.448 3	1.362 3
中跨 1/4	1.010 3	0.454 1	1.354 5
中跨跨中	1.010 3	0.463 0	1.350 1

## 五、预应力损失及有效预应力计算

### (一) 基本理论

预应力混凝土连续梁桥的设计计算,需要根据承受外荷载的情况,确定其本身预加应力的大小。然而筋束中的预应力往往受施工因素、材料性能及环境条件等因素的影响而引起预应力损失。设计所需的预应力值,应是扣除相应阶段的应力损失后,筋束中实际存在的预应力(即有效预应力  $\sigma_{pe}$ ) 值。如筋束张拉时的初始应力(一般称为张拉控制应力)为  $\sigma_{con}$ ,相应的预应力损失值为  $\sigma_l$ ,则有效应力的表达式为:  $\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l$ 。

### (二) 预应力损失计算

《公预规》规定,预应力混凝土构件在正常使用极限状态计算中,后张法应考虑下列因素引起的预应力损失值:

预应力筋束与管道壁之间的摩擦  $\sigma_{l1}$

锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩  $\sigma_{l2}$

混凝土的弹性压缩  $\sigma_{l4}$

预应力筋束的应力松弛  $\sigma_{l5}$

混凝土的收缩和徐变  $\sigma_{l6}$

1. 后张法由预应力钢筋与管道之间摩擦引起的应力损失( $\sigma_{l1}$ )

$$\sigma_{l1} = \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + kx)}] \quad (1-48)$$

式中:  $\sigma_{con}$  ——张拉钢筋锚下的控制应力, MPa;

$\mu$  ——预应力钢筋与管道壁的摩擦系数,按《公预规》表 6.2.2 采用,取 0.15;

$\theta$  ——从张拉端至计算截面之间曲线管道部分的夹角之和, rad, 在本示例中跨中截面摩擦应力损失计算中取值即表 1-20 中的  $\phi$ ;

$x$  —— 从张拉端至计算截面的管道长度,近似可取纵轴上的投影长度,m;

$k$  —— 管道每米局部偏差对摩擦的影响系数,按《公预规》表 6.2.2 采用,取 0.001 5;

在本示例中跨中截面摩擦应力损失计算中取值即表 1-20 中的  $x_1 + x_2 + x_3$ 。

跨中摩擦应力损失计算见表 1-20,其余截面同跨中,见表 1-21。

跨中摩擦应力损失计算

表 1-20

钢束编号	$\theta(\text{rad})$	$\mu\theta$	$x$ (m)	$kx$	$1 - e^{-(\mu\theta + kx)}$	$\sigma_{\text{con}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{fl}}$ (MPa)
1	0.104 7	0.015 7	14.7 7	0.022 2	0.037 2	139 5	51.9
2	0.104 7	0.015 7	14.77	0.022 2	0.037 2	139 5	51.9
3	0.104 7	0.015 7	14.77	0.022 2	0.037 2	139 5	51.9
平均值							51.9

各控制截面摩擦应力损失的平均值

表 1-21

截 面	$\sigma_{\text{fl}}$ 平均值 (MPa)	截 面	$\sigma_{\text{fl}}$ 平均值 (MPa)
左边支点	22.4	边跨右变化点	20.6
边跨左变化点	30.3	左中支点	13.9
边跨 1/4	35.6	中跨左变化点	20.6
边跨跨中	51.9	中跨 1/4	35.6
边跨 3/4	35.6	中跨跨中	51.9

## 2. 后张法由锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失( $\sigma_{\text{L2}}$ )

$$\sigma_{\text{L2}} = \frac{\sum \Delta L}{l} E_{\text{p}}$$

式中:  $\sum \Delta L$ ——锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩值,mm,按《公预规》表 6.2.3 采用,本桥采用夹片锚具,取 6mm;

$l$ ——预应力钢筋的有效长度,mm;

$E_{\text{p}}$ ——预应力钢筋的弹性模量。

后张法构件预应力曲线钢筋有锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的预应力损失,应考虑锚固后反向摩擦的影响,可参照《公预规》附录 D 计算如下。

反摩擦影响长度  $l_{\text{f}}$  可按下列公式计算:

$$l_{\text{f}} = \sqrt{\frac{\sum \Delta l \cdot E_{\text{p}}}{\Delta \sigma_{\text{d}}}} \quad (1-49)$$

$$\Delta \sigma_{\text{d}} = \frac{\sigma_0 - \sigma_l}{l}$$

式中:  $\Delta \sigma_{\text{d}}$ ——单位长度由管道摩擦引起的预应力损失;

$\sigma_0$ ——张拉端锚下控制应力,按《公预规》第 6.1.3 条的规定采用;

$\sigma_l$ ——预应力钢筋扣除沿途摩擦损失后锚固端应力;

$l$ ——张拉端到锚固端的距离。

当  $l_{\text{f}} \leq l$  时,预应力钢筋离张拉端  $x$  处考虑反摩擦后的预应力损失  $\Delta \sigma_{\text{x}}(\sigma_{\text{L2}})$ ,可按下列公式计算:

$$\Delta \sigma_{\text{x}}(\sigma_{\text{L2}}) = \Delta \sigma \frac{l_{\text{f}} - x}{l_{\text{f}}} \quad (1-50)$$

$$\Delta\sigma = 2\Delta\sigma_d l_f \quad (1-51)$$

式中,  $\Delta\sigma$  当  $l_f \leq l$  时在  $l_f$  影响范围内, 预应力钢筋考虑反摩擦后在张拉端锚下的预应力损失值; 如  $x \geq l_f$ , 表示  $x$  处预应力钢筋不受反摩擦的影响。

跨中锚具变形损失计算见表 1-22, 其余截面计算方法同跨中, 见表 1-23。

跨中锚具变形损失

表 1-22

钢束	束数	$x$ (m)	$l$ (m)	$\Delta\sigma_d$ (MPa/m)	$\Sigma \Delta l$ (m)	$E_p$ (MPa)	$l_f$ (m)	$\sigma_{L2}$ (MPa)
1	1	14.8	29.6	1.609 1	0.006	$1.95 \times 10^5$	26.96	39.1
2	1	14.8	29.6	1.489 5	0.006	$1.95 \times 10^5$	28.03	39.4
3	1	14.8	29.6	1.360 6	0.006	$1.95 \times 10^5$	29.32	39.5
平均值								39.4

各控制截面锚具变形损失的平均值

表 1-23

截面	$\sigma_{L2}$ 平均值 (MPa)	截面	$\sigma_{L2}$ 平均值 (MPa)
左边支点	59.0	边跨右变化点	55.2
边跨左变化点	60.7	左中支点	59.9
边跨 1/4	57.5	中跨左变化点	55.2
边跨跨中	39.4	中跨 1/4	57.5
边跨 3/4	57.5	中跨跨中	39.4

### 3. 后张法由混凝土弹性压缩引起的应力损失 ( $\sigma_{L4}$ )

$$\sigma_{L4} = \alpha_{EP} \Sigma \Delta\sigma_{pc} \quad (1-52)$$

式中:  $\Delta\sigma_{pc}$  ——在计算截面先张拉的钢筋重心处, 由后张拉各批钢筋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, 取 5.65。

后张法预应力混凝土构件, 当同一截面的预应力钢筋逐束张拉时, 由混凝土弹性压缩引起的预应力损失, 可按简化公式计算:

$$\sigma_{L4} = \frac{m-1}{2} \alpha_{EP} \Delta\sigma_{pc} \quad (1-53)$$

式中:  $m$  ——预应力钢筋的束数;

$\Delta\sigma_{pc}$  ——在计算截面的全部钢筋重心处, 由张拉一束预应力钢筋产生的混凝土法向压应力, 取各束的平均值。

$$\Delta\sigma_{pc} = \frac{1}{m} \left( \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \right) \quad (1-54)$$

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad N_p = \sigma_{pe} A_p - \sigma_{l6} A_s = \sigma_{pe} A_p \quad e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn}}{N_p}$$

跨中由混凝土弹性压缩引起的应力损失计算见表 1-24, 其余截面同跨中, 见表 1-25。

跨中由混凝土弹性压缩引起的应力损失

表 1-24

束号	$m-1$	$\sigma_{L1}$ (MPa)	$\sigma_{L2}$ (MPa)	$A_p$ (m)	$N_p$ ( $\times 10^3$ kN)	$\Delta\sigma_{pe}$ (MPa)	$\sigma_{L4}$ (MPa)
1	2	47.6	39.1	$3.753 \times 10^{-3}$	4.910	20.622	77.7
2	1	44.1	39.4	$3.753 \times 10^{-3}$	4.922	20.673	38.9
3	0	40.3	39.5	$3.753 \times 10^{-3}$	4.936	20.731	0.0
平均值							38.9



各控制截面由混凝土弹性压缩引起的应力损失的平均值

表 1-25

截 面	$\sigma_{\text{M}}$ 平均值 (MPa)	截 面	$\sigma_{\text{M}}$ 平均值 (MPa)
左边支点	5.8	边跨右变化点	23
边跨左变化点	17.3	左中支点	34.4
边跨 1/4	26.8	中跨左变化点	23
边跨跨中	38.9	中跨 1/4	26.8
边跨 3/4	26.8	中跨跨中	38.9

4. 后张法由钢筋松弛引起的预应力损失终极值( $\sigma_{\text{IS}}$ )

$$\sigma_{\text{IS}} = \psi \zeta (0.52 \frac{\sigma_{\text{pe}}}{f_{\text{pk}}} - 0.26) \sigma_{\text{pe}} \quad (1-55)$$

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

$\zeta$ ——钢筋松弛系数,Ⅰ级松弛  $\zeta = 1.0$ ,Ⅱ级松弛  $\zeta = 0.3$ ,取  $\zeta = 0.3$ ;

$\sigma_{\text{pe}}$ ——传力锚固时的钢筋应力,对后张法构件  $\sigma_{\text{pe}} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_{\text{I1}} - \sigma_{\text{I2}} - \sigma_{\text{I4}}$ 。

跨中由钢筋松弛引起的预应力损失计算见表 1-26,其余截面同跨中,见表 1-27。

跨中由钢筋松弛引起的预应力损失

表 1-26

束 号	$\sigma_{\text{I1}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{I2}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{I4}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{pe}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{IS}}$ (MPa)
1	47.6	39.1	77.7	1 230.6	31.0
2	44.1	39.4	38.9	1 272.6	36.6
3	40.3	39.5	0.0	1 315.2	42.5
平均值					36.7

各控制截面由钢筋松弛引起的预应力损失的平均值

表 1-27

截 面	$\sigma_{\text{IS}}$ 平均值 (MPa)	截 面	$\sigma_{\text{IS}}$ 平均值 (MPa)
左边支点	41.4	边跨右变化点	39.1
边跨左变化点	39.9	左中支点	37.1
边跨 1/4	36.9	中跨左变化点	39.1
边跨跨中	36.7	中跨 1/4	36.9
边跨 3/4	36.9	中跨跨中	36.7

5. 后张法由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失( $\sigma_{\text{I6}}$ )

$$\sigma_{\text{I6}}(t) = \frac{0.9 [E_p \varepsilon_{\text{cs}}(t, t_0) + \alpha_{\text{EP}} \sigma_{\text{pe}} \varphi(t, t_0)]}{1 + 15 \rho \cdot \rho_{\text{ps}}} \quad (1-56)$$

$$\sigma'_{\text{I6}}(t) = \frac{0.9 [E_p \varepsilon_{\text{cs}}(t, t_0) + \alpha_{\text{EP}} \sigma'_{\text{pe}} \varphi(t, t_0)]}{1 + 15 \rho' \cdot \rho'_{\text{ps}}} \quad (1-57)$$

$$\rho = \frac{A_p + A_s}{A} \quad \rho' = \frac{A'_p + A'_s}{A} \quad \rho_{\text{ps}} = 1 + \frac{e_{\text{ps}}^2}{i^2} \quad \rho'_{\text{ps}} = 1 + \frac{e'^2_{\text{ps}}}{i^2}$$

$$e_{\text{ps}} = \frac{A_p e_p + A_s e_s}{A_p + A_s} \quad e'_{\text{ps}} = \frac{A'_p e'_p + A'_s e'_s}{A'_p + A'_s} \quad \sigma_{\text{pe}} = \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_p}{I_n} e_p - \frac{M_{\text{GK}}}{I} e_p$$

式中:  $\sigma_{\text{I6}}(t)$ 、 $\sigma'_{\text{I6}}(t)$ ——构件受拉区、受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产生的混凝土法向压应力, MPa, 按《公预规》第 6.1.5 条和第 6.1.6 条规定计算;

$E_p$ ——预应力混凝土钢筋的弹性模量, 取  $E_p = 1.95 \times 10^5$  MPa;

$\alpha_{EP}$ ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值, 取  $\alpha_{EP} = 5.65$ ;

$\rho$ 、 $\rho'$ ——构件受拉区、受压区全部纵向钢筋配筋率;

$A$ ——构件截面面积, 对后张法构件为净截面面积;

$i$ ——截面回转半径,  $i^2 = I/A$ , 后张法均取净截面;

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

$e_s$ 、 $e'_s$ ——构件受拉区、受压区纵向普通钢筋截面重心至构件截面重心的距离;

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

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ ——预应力钢筋传力锚固龄期为  $t_0$ , 计算考虑的龄期为  $t$  时的混凝土收缩应变, 其终极值按《公预规》表 6.2.7 取用;

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为  $t_0$ , 计算考虑的龄期为  $t$  时的徐变系数, 其终极值按《公预规》表 6.2.7 取用。

设混凝土传力锚固龄期加载龄期均为 7d, 计算时间  $t = \infty$ , 桥梁所处环境的年平均相对湿度为 60%, 各截面的理论厚度  $h = 2A/\mu$ ,  $A$  为构件截面面积,  $\mu$  为构件与大气接触的周边长度, 则厚度  $h$  为 738mm。

据厚度  $h$  查《公预规》表 6.2.7 得:  $\varepsilon_{cs}(t, t_0) \times 10^3 = 0.25$ ,  $\phi(t, t_0) = 2.39$ 。

各控制截面由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失计算见表 1-28。

各控制截面由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失

表 1-28

截 面	$\rho$	$\rho_{ps}$	$\sigma_{pc}$ (MPa)	$\sigma_{l6}$ (MPa)
左边支点	$2.29 \times 10^{-3}$	1.005	3.29	81.1
边跨左变化点	$3.71 \times 10^{-3}$	2.930 4	9.07	132.5
边跨 1/4	$3.71 \times 10^{-3}$	5.336 4	8.82	116.4
边跨跨中	$3.71 \times 10^{-3}$	8.388 8	7.86	95.0
边跨 3/4	$3.71 \times 10^{-3}$	5.336 4	8.82	116.4
边跨右变化点	$4.79 \times 10^{-3}$	2.489 1	12.77	168.9
左中支点	$3.96 \times 10^{-3}$	3.802 9	15.20	186.5
中跨左变化点	$4.79 \times 10^{-3}$	2.489 1	12.77	168.9
中跨 1/4	$3.71 \times 10^{-3}$	5.336 4	8.82	116.4
中跨跨中	$3.71 \times 10^{-3}$	8.388 8	7.86	95.0

## 6. 截面预应力损失合计和有效预应力

对于后张法构件: 传力锚固时的损失 (第一批)  $\sigma_{l1} = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4}$

传力锚固后的损失 (第二批)  $\sigma_{l3} = \sigma_{l5} + \sigma_{l6}$

因篇幅所限, 故只列出边跨 1 号钢束各截面的预应力损失和有效预应力, 因 1 号钢束相对边跨跨中左右对称, 所以给出半跨即可, 见表 1-29。

项 目	预加应力阶段				使用阶段			钢束有效预应力	
	$\sigma_{II} = \sigma_{II} + \sigma_{II} + \sigma_{II}$ (MPa)				$\sigma_{III} = \sigma_{II} + \sigma_{II}$ (MPa)			(MPa)	
截面	$\sigma_{II}$	$\sigma_{II}$	$\sigma_{II}$	$\sigma_{II}$	$\sigma_{II}$	$\sigma_{II}$	$\sigma_{III}$	预加应力阶段 $\sigma_p = \sigma_{con} - \sigma_{II}$	使用阶段 $\sigma'_p = \sigma_{con} - \sigma_{II} - \sigma_{III}$
左边支点	22.4	59.0	5.8	87.2	41.4	81.1	122.5	1 307.8	1 185.3
边跨左变化点	30.3	60.7	17.3	108.3	39.9	132.5	172.4	1 286.7	1 114.3
边跨 1/4	35.6	57.5	26.8	119.9	36.9	116.4	153.3	1 275.1	1 121.8
边跨跨中	59.1	39.4	38.9	122.3	36.7	95.0	131.7	1 264.8	1 133.1
边跨 3/4	35.6	57.5	26.8	119.9	36.9	116.4	153.3	1 275.1	1 121.8
边跨右变化点	20.6	55.2	23.0	98.8	39.1	168.9	208.0	1 296.2	1 088.2
左中支点	13.9	59.9	34.4	108.2	37.1	186.5	223.6	1 286.8	1 063.2
中跨左变化点	20.6	55.2	23.0	98.8	39.1	168.9	208.0	1 296.2	1 088.2
中跨 1/4	35.6	57.5	26.8	119.9	36.9	116.4	153.3	1 275.1	1 121.8
中跨跨中	59.1	39.4	38.9	122.3	36.7	95.0	131.7	1 264.8	1 133.1

## 六、配束后主梁内力计算及内力组合

本示例采用先简支后连续的施工方法,主梁预制安装形成简支体系,然后浇注接头混凝土,并张拉顶板预应力束,完成体系转换,形成连续梁,由此将形成主梁内力重分布,顶板预加力将在主梁内产生次内力。预加力产生的次预矩及次内力计算如下,计算图示见图 1-26。

图中  $M_{p1}$  图为 3N4 预应力筋作用梁体的弯矩图,  $M_{p2}$  图为 2N5 预应力筋作用梁体的弯矩图。

3N4 预应力筋赘余力计算。

力法方程为:

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1p} = 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} = 0 \end{cases}$$

由图乘法可求得各系数和自由项:

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{2}l_1 \times \frac{2}{3} + \frac{1}{2}l_2 \times \frac{2}{3} \right) = \frac{l_1 + l_2}{3EI}$$

$$\delta_{12} = \frac{1}{EI} \times \frac{1}{2}l_2 \times \frac{1}{3} = \frac{l_2}{6EI}$$

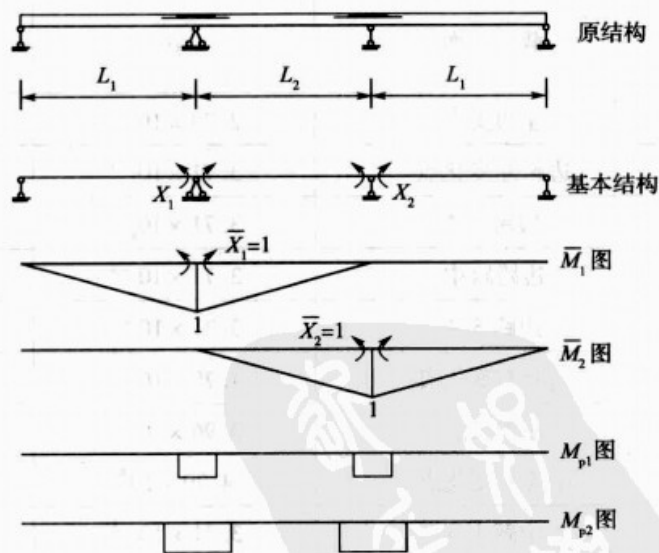


图 1-26 预加力产生的次预矩计算图示

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{EI}(3\,405 \times 3.25 \times 0.946 \times 2) = \frac{20\,937.1}{EI}$$

由对称性知:  $\delta_{11} = \delta_{22}$ ,  $\delta_{12} = \delta_{21}$ ,  $\Delta_{1p} = \Delta_{2p}$ ;

$$\text{解得: } X_1 = X_2 = \frac{-\Delta_{1p}}{\delta_{11} + \delta_{12}} = -\frac{\frac{20\,937.1}{EI}}{\frac{1}{6EI}(2l_1 + 3l_2)};$$

在此阶段,  $l_1 = 29.475\text{m}$ ;  $l_2 = 30\text{m}$ ;

得  $X_1 = X_2 = -837.5\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

同理可得 2N5 预应力筋赘余力为:  $X_1 = X_2 = -943.9\text{kN} \cdot \text{m}$

则 3N4 和 2N5 预应力筋总赘余力为:  $X_1 = X_2 = -1\,781.4\text{kN} \cdot \text{m}$

预应力筋次预矩为:  $M = \bar{M}_1 \cdot X_1 + \bar{M}_2 \cdot X_{2p}$

考虑预应力次效应后的荷载组合计算见表 1-30。

考虑预应力次效应后的荷载组合

表 1-30

荷载项目		配预应力筋前荷载组合			预应力筋次内力	配预应力筋后荷载组合			
		承载能力极限状态组合	短期作用组合	长期作用组合		承载能力极限状态组合(不利)	承载能力极限状态组合(有利)	短期作用组	长期作用组合
		①	②	③		①+④	①+1.2×④	(②+④)	(③+④)
左边支点	最大弯矩 (kN·m)	0.0	0.0	0.0	0	0.0		0.0	0.0
	最小弯矩 (kN·m)	0.0	0.0	0.0	0	0.0		0.0	0.0
	最大剪力 (kN)	635.8	529.8	529.8	-59.4	576.4		470.4	470.4
	最小剪力 (kN)	1067.8	699.9	627.0	-59.4	1 008.4		640.5	567.6
边跨左变化点	最大弯矩 (kN·m)	3 969.0	2 641.7	2 392.8	-261.3	3 707.7		2 380.4	2 131.5
	最小弯矩 (kN·m)	2 493.8	2 060.9	2 060.9	-261.3	2 232.5		1 799.6	1 799.6
	最大剪力 (kN)	436.8	364.0	364.0	-59.4	377.4		304.6	304.6
	最小剪力 (kN)	532.8	401.8	385.6	-59.4	473.4		342.4	326.2
边跨 1/4	最大弯矩 (kN·m)	6 181.9	4 036.4	3 619.7	-445.4	5 736.5		3 591.0	3 174.3
	最小弯矩 (kN·m)	3 712.3	3 064.1	3 064.1	-445.4	3 266.9		2 618.7	2 618.7
	最大剪力 (kN)	296.6	247.2	247.2	-59.4	237.2		187.8	187.8
	最小剪力 (kN)	471.1	315.9	286.4	-59.4	411.7		256.5	227.0



续上表

荷载项目		配预应力筋前荷载组合			预应力筋 次内力	配预应力筋后荷载组合			
		承载能力 极限状态 组合	短期作用 组合	长期作用 组合		承载能力 极限状态 组合(不利) (①+④)	承载能力 极限状态 组合(有利) (①+1.2 ×④)	短期作 用组 (②+④)	长期作用 组合 (③+④)
		①	②	③					
边跨跨中	最大弯矩 (kN·m)	7 749.8	5 112.3	4 618.4	-890.7	6 859.1		4 221.6	3 727.7
	最小弯矩 (kN·m)	4 822.4	3 959.8	3 959.8	-890.7	3 931.7		3 069.1	3 069.1
	最大剪力 (kN)	-253.7	-136.4	-107.1	-59.4		-325.0	-195.8	-166.5
	最小剪力 (kN)	273.4	86.2	34.1	-59.4	214.0		26.8	-25.3
边跨 3/4	最大弯矩 (kN·m)	5 454.7	3 629.3	3 311.6	-1 336.1	4 118.6		2 293.2	1 975.5
	最小弯矩 (kN·m)	3 571.7	2 888.0	2 888.0	-1 336.1	2 235.6		1 551.9	1 551.9
	最大剪力 (kN)	-490.3	-378.6	-366.6	-59.4		-561.6	-438.0	-426.0
	最小剪力 (kN)	-418.9	-350.5	-350.5	-59.4		-490.2	-409.9	-409.9
边跨右 变化点	最大弯矩 (kN·m)	3 243.1	2 185.3	2 025.3	-1 520.1	1 723.0		665.2	505.2
	最小弯矩 (kN·m)	2 295.1	1 812.1	1 812.1	-1 520.1	775.0		292.0	292.0
	最大剪力 (kN)	-594.7	-481.3	-475.3	-59.4		-665.9	-540.7	-534.7
	最小剪力 (kN)	-559.1	-467.3	-467.3	-59.4		-630.4	-526.7	-526.7
左中支 点(左)	最大弯矩 (kN·m)	-1 405.9	-1 329.2	-1 329.2	-1 781.4		-3 543.6	-3 110.6	-3 110.6
	最小弯矩 (kN·m)	-3 568.9	-2 119.7	-1 780.9	-1 781.4		-5 706.6	-3 901.1	-3 562.3
	最大剪力 (kN)	-775.7	-640.0	-637.0	-59.4		-847.0	-699.4	-696.4
	最小剪力 (kN)	-757.9	-633.0	-633.0	-59.4		-829.2	-692.4	-692.4
左中支 点(右)	最大弯矩 (kN·m)	-1 405.9	-1 329.2	-1 329.2	-1 781.4		-3 543.6	-3 110.6	-3 110.6
	最小弯矩 (kN·m)	-3 568.9	-2 119.7	-1 780.9	-1 781.4		-5 706.6	-3 901.1	-3 562.3
	最大剪力 (kN)	1 159.9	736.2	647.7	0	1 159.9		736.2	647.7
	最小剪力 (kN)	635.8	529.8	529.8	0	635.8		529.8	529.8

续上表

荷载项目		配预应力筋前荷载组合			预应力筋 次内力	配预应力筋后荷载组合			
		承载能力 极限状态 组合	短期作用 组合	长期作用 组合		承载能力 极限状态 组合(不利) (①+④)	承载能力 极限状态 组合(有利) (①+1.2 ×④)	短期作 用组 (②+④)	长期作用 组合 (③+④)
		①	②	③					
中跨 左变化点	最大弯矩 (kN·m)	3 150.9	2 113.6	1 962.2	-1 781.4	1 369.5		332.2	180.8
	最小弯矩 (kN·m)	2 253.9	1 760.4	1 760.4	-1 781.4	472.5		-21.0	-21.0
	最大剪力 (kN)	479.2	399.3	399.3	0	479.2		399.3	399.3
	最小剪力 (kN)	563.9	432.6	418.4	0	563.9		432.6	418.4
中跨 1/4	最大弯矩 (kN·m)	5 438.8	3 562.8	3 235.9	-1 781.4	3 657.4		1 781.4	1 454.5
	最小弯矩 (kN·m)	3 501.4	2 800.0	2 800.0	-1 781.4	1 720.0		1 018.6	1 018.6
	最大剪力 (kN)	339.0	282.5	282.5	0	339.0		282.5	282.5
	最小剪力 (kN)	482.6	339.1	314.8	0	482.6		339.1	314.8
中跨 跨中	最大弯矩 (kN·m)	7 452.0	4 874.5	4 407.2	-1 781.4	5 670.6		3 093.1	2 625.8
	最小弯矩 (kN·m)	4 682.2	3 784.0	3 784.0	-1 781.4	2 900.8		2 002.6	2 002.6
	最大剪力 (kN)	-270.7	-115.8	-71.1	0	-270.7		-115.8	-71.1
	最小剪力 (kN)	264.7	104.2	59.6	0	264.7		104.2	59.6

注:①②③数据见表 1-15。

## 七、截面强度验算

### 1. 基本理论

预应力混凝土受弯构件截面强度的验算内容包括两大类,即正截面强度验算和斜截面强度验算。其验算原则基本上与普通钢筋混凝土受弯构件相同,当预应力钢筋的含筋量配置适当时,受拉区混凝土开裂退出工作,预应力钢筋和非预应力钢筋分别达到各自的抗拉设计强度  $f_{pd}$  和  $f_{sd}$ ;受压区混凝土应力达到设计抗压强度  $f_{cd}$ ,非预应力钢筋达到其抗压设计强度  $f'_{sd}$ ,并假定受压区的混凝土应力按矩形分布。但受压区布有预应力钢筋  $A_p$  时,其应力  $\sigma'_{pc}$  却达不到抗压设计强度  $f'_{pd}$ ,这就是与普通钢筋混凝土构件的唯一区别。

### 2. 计算公式

根据上述基本原理,给出承载能力极限状态下,预应力混凝土连续梁上、下缘均布置预应力钢筋的正截面强度计算公式;有关斜截面抗剪强度,因现行桥梁设计规范尚无连续梁桥的计算公式,将通过主应力来验算控制。

根据《公预规》第 5.1.5 条,桥梁构件的承载能力极限状态计算,应采用下列表达式:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (1-58)$$

$$R = R(f_d, a_d) \quad (1-59)$$

式中： $\gamma_0$ ——桥梁结构的重要性系数，按公路桥涵的设计安全等级，一级、二级、三级分别取用 1.1、1.0、0.9；桥梁的抗震设计不考虑结构的重要性系数；

$S$ ——作用（或荷载）效应（其中汽车荷载应记入冲击系数）的组合设计值，当进行预应力混凝土连续梁等超静定结构的承载能力极限状态计算时，公式中的作用（或荷载）效应项应改为  $\gamma_0 S + \gamma_p S_p$ ，其中  $S_p$  为预应力（扣除全部预应力损失）引起的次效应； $\gamma_p$  为预应力分项系数，当预应力效应对结构有利时取  $\gamma_p = 1.0$ ；对结构不利时，取  $\gamma_p = 1.2$ ；

$R$ ——构件承载力设计值；

$R(\cdot)$ ——构件承载力函数；

$f_d$ ——材料强度设计值；

$a_d$ ——几何参数设计值，当无可靠数据时，可采用几何参数标准值  $a_k$ ，即设计文件规定值。

根据《公预规》(JTG D62—2004)第 5.2.3 条，翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件，其正截面抗弯承载力计算应符合下列规定。

当符合下列条件时：

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p \leq f_{cd}b'_f h'_f + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (1-60)$$

按式(1-61)和式(1-62)计算正截面抗弯承载力：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd}bx \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd}A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p (h_0 - a'_p) \quad (1-61)$$

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p = f_{cd}bx + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (1-62)$$

当不符合上述条件时，计算中应考虑截面腹板受压作用，正截面抗弯承载力应按下列规定计算：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[ bx \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b)h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd}A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p (h_0 - a'_p) \quad (1-63)$$

受压区高度  $x$  应按下列式计算：

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p = f_{cd} [ bx + (b'_f - b)h'_f ] + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (1-64)$$

以上各式中： $\gamma_0$ ——桥梁结构的重要性系数，按《公预规》第 5.1.5 条的规定采用；

$M_d$ ——弯矩组合设计值；

$f_{cd}$ ——混凝土轴心抗压强度设计值，按《公预规》第 3.1.4 条的规定采用；

$f_{sd}$ 、 $f'_{sd}$ ——纵向普通钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值，按《公预规》表 3.2.3-1 采用；

$f_{pd}$ 、 $f'_{pd}$ ——纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值，按《公预规》表 3.2.3-2 采用；

$A_s$ 、 $A'_s$ ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

$A_p$ 、 $A'_p$ ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；

$b$ ——矩形截面宽度或 T 形截面腹板宽度；

$h_0$ ——截面有效高度， $h_0 = h - a$ ，此处  $h$  为截面全高；

$a, a'$ ——受拉区、受压区普通钢筋和预应力钢筋的合力点至受拉区、受压区边缘的距离；

$a'_s, a'_p$ ——受压区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离；

$\sigma'_{p0}$ ——受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力；

$h'_f$ ——T形或I形截面受压翼缘厚度；

$b'_f$ ——T形或I形截面受压翼缘的有效宽度,按《公预规》第4.2.2条的规定采用。

注:当桥梁为预应力混凝土连续梁等超静定结构时,上式中的 $M_d$ 应改用《公预规》第5.1.5条的规定进行作用(或荷载)效应组合(表中 $M_p$ 为结构抗力)。

以边跨跨中截面计算为例:

不考虑普通纵向钢筋作用,  $f_{cd} = 22.4 \text{ MPa}$ ,  $f_{pd} = 1260 \text{ MPa}$ ,  $A_p = 3.753 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ ,  $a = 0.23 \text{ m}$

(图1-24),  $h_0 = 2 - 0.23 = 1.77 \text{ m}$ ,  $b = 2.325 \text{ m}$ ,  $b'_f = 2.325 \text{ m}$ ,  $h'_f = \frac{0.15 + 0.37}{2} = 0.26 \text{ m}$ , 由式

(1-62)计算受压区高度 $x$ ,由式(1-61)计算 $M_p, M_j$ 值见表1-30。

根据上面公式跨中受压区高度 $x = 0.091 \text{ m}$ ;

结构抗力 $M_p = 8172.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

同理可计算其余控制截面的结构抗力,计算结果见表1-31。

由表中可以看出,控制截面(对称只取半跨)的计算结果全部符合规范要求。

截面强度验算

表 1-31

截面号	类 型	性 质	$M_j (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_p (\text{kN} \cdot \text{m})$
左边支点	上拉受弯	最大弯矩	0	3 718
	上拉受弯	最小弯矩	0	3 718
边跨左变化点	下拉受弯	最大弯矩	3 707.7	5 661.1
	下拉受弯	最小弯矩	2 232.5	5 661.1
边跨 1/4	下拉受弯	最大弯矩	5 736.5	7 177.6
	下拉受弯	最小弯矩	3 266.9	7 177.6
边跨跨中	下拉受弯	最大弯矩	6 859.1	8 172.9
	下拉受弯	最小弯矩	3 931.7	8 172.9
边跨 3/4	下拉受弯	最大弯矩	4 118.6	7 177.6
	下拉受弯	最小弯矩	2 235.6	7 177.6
边跨右变化点	下拉受弯	最大弯矩	1 723.0	5 248.8
	下拉受弯	最小弯矩	775.0	5 248.8
左中支点	下拉受弯	最大弯矩	-3 543.6	-5 356.6
	上拉受弯	最小弯矩	-5 706.6	-5 356.6
中跨左变化点	下拉受弯	最大弯矩	1 369.5	5 248.8
	下拉受弯	最小弯矩	472.5	5 248.8
中跨 1/4	下拉受弯	最大弯矩	3 657.4	7 177.6
	下拉受弯	最小弯矩	1 720.0	7 177.6
中跨跨中	下拉受弯	最大弯矩	5 670.6	8 172.9
	下拉受弯	最小弯矩	2 900.8	8 172.9



## 八、抗裂验算

### (一)《公预规》要求

根据《公预规》第 6.3.1 规定,预应力混凝土受弯构件应按下列规定进行正截面和斜截面抗裂验算。

(1)正截面抗裂应对构件正截面混凝土的拉应力进行验算,并应符合下列要求。

全预应力混凝土构件,在作用(或荷载)短期效应组合下:

预制构件  $\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0$

(2)斜截面抗裂应对斜截面混凝土的主拉应力  $\sigma_{tp}$  进行验算,并应符合下列要求。

全预应力混凝土构件,在作用(或荷载)短期效应组合下:

预制构件  $\sigma_{tp} \leq 0.6f_{tk}$

上两式中: $\sigma_{st}$ ——在作用(或荷载)短期效应组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力;

$\sigma_{pc}$ ——扣除全部预应力损失后的预加力在构件抗裂验算边缘产生的混凝土预压应力;

$\sigma_{tp}$ ——由作用(或荷载)短期效应组合和预加力产生的混凝土主拉应力;

$f_{tk}$ ——混凝土的抗拉强度标准值,按《公预规》表 3.1.3 采用,C50 时  $f_{tk} = 2.65\text{MPa}$ 。

### (二)计算

#### 1. 正截面抗裂验算

在短期效应组合下的梁底拉应力(组合式参见本示例三(四)内力组合部分的内容):

$$\sigma_{st} = \frac{M_{G1}}{I_n} y_n + \frac{M_{G2}}{I_0} y_0 + 0.7 \frac{M_a}{I_0} y_0 + 0.8\sigma_t \quad (1-65)$$

式中: $M_{G1}$ ——结构自重产生的弯矩;

$M_{G2}$ ——二期恒载自重产生的弯矩;

$M_a$ ——汽车荷载产生的弯矩;

$\sigma_t$ ——温度在梁底产生的拉应力。

在短期效应组合下的梁底拉应力  $\sigma_{st}$  计算见表 1-32。

短期效应组合下的梁底拉应力  $\sigma_{st}$

表 1-32

截 面	$M_{G1}$ (kN·m)	$M_{G2}$ (kN·m)	$M_a$ (kN·m)	$M_t$ (kN·m)	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$y_n$ (m)	$y_0$ (m)	$\sigma_{st}$ (MPa)
左边支点	0.0	0.0	0.0	0.0	0.647 1	0.647 1	1.230 3	1.229 7	0.00
边跨左 变化点	1 446.6	510.6	1 053.7	129.6	0.434 6	0.446 6	1.379 4	1.359 5	8.71
边跨 1/4	2 154.4	733.0	1 764.0	220.9	0.428	0.454 1	1.383 8	1.354 5	13.36
边跨跨中	2 805.9	800.7	2 091.0	441.8	0.42	0.463	1.387 7	1.350 1	16.90
边跨 3/4	2 154.4	203.4	1 345.0	662.8	0.428	0.454 1	1.383 8	1.354 5	11.96

续上表

截 面	$M_{G1}$ (kN·m)	$M_{G2}$ (kN·m)	$M_a$ (kN·m)	$M_t$ (kN·m)	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$y_n$ (m)	$y_0$ (m)	$\sigma_{st}$ (MPa)
边跨右 变化点	1 446.6	-237.8	677.1	754.1	0.433 2	0.448 3	1.376 7	1.362 3	7.15
左中支点	0.0	-1 059.1	-1 545.0	883.7	0.641 7	0.652 9	1.225 3	1.234 9	3.34
中跨左 变化点	1 446.6	-393.2	640.7	883.7	0.433 2	0.448 3	1.376 7	1.362 3	6.91
中跨 1/4	2 154.5	-61.3	1 383.8	883.7	0.428	0.454 1	1.383 8	1.354 5	11.78
中跨跨中	2 805.9	271.2	1 978.4	883.7	0.42	0.463	1.387 7	1.350 1	16.16

计算由混凝土引起的法向压应力  $\sigma_{pc}$ , 公式参见《公预规》式(6.1.5-4):

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n + \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \quad (1-66)$$

式中:  $A_n$ ——净截面面积, 见表 1-17;

$N_p$ ——后张法构件的预应力钢筋和普通钢筋的合力, 按《公预规》中式(6.1.6-1)、式(6.1.6-3)计算;

$I_n$ ——净截面惯性矩, 见表 1-17;

$e_{pn}$ ——净截面重心至预应力钢筋和普通钢筋合力点的距离, 按《公预规》中式(6.1.6-2)、式(6.1.6-4)计算;

$M_{p2}$ ——由预应力  $N_p$  在后张法预应力混凝土连续梁等超静定结构中产生的次弯矩, 见表 1-30;

$y_n$ ——净截面重心至计算纤维处的距离, 根据表 1-17 进行计算。

由混凝土引起的法向压应力  $\sigma_{pc}$  计算结果及正截面抗裂验算见表 1-33。

正截面抗裂验算计算表

表 1-33

截 面	$N_p$ ( $\times 10^6$ N)	$A_n$ (m <sup>2</sup> )	$e_{pn}$ (m)	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$M_{p2}$ (kN·m)	$y_n$ (m)	$\sigma_{pc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc}$ (MPa)
左边支点	4.448 4	1.604 2	0.030 0	0.647 1	0.0	1.230 3	3.03	0.00	-2.57
边跨左 变化点	4.182 0	0.977 7	0.617 6	0.434 6	-261.3	1.379 4	13.30	8.71	-2.60
边跨 1/4	4.210 1	0.977 7	0.911 6	0.428 0	-445.4	1.383 8	18.15	13.36	-2.07
边跨跨中	4.252 5	0.977 7	1.167 7	0.420 0	-890.7	1.387 7	23.70	16.90	-3.24
边跨 3/4	4.210 1	0.977 7	0.911 6	0.428 0	-1 336.1	1.383 8	21.03	11.96	-5.92
边跨右 变化点	4.084 0	0.973 0	0.543 3	0.433 2	-1 520.1	1.376 7	16.08	7.15	-6.52
左中支点	2.955 7	1.592 3	0.674 7	0.641 7	-1 781.4	0.775	6.42	3.34	-2.12
中跨左 变化点	4.084 0	0.973	0.543 3	0.433 2	-1 781.4	1.376 7	16.91	6.91	-7.46
中跨 1/4	4.210 1	0.977 7	0.911 6	0.428 0	-1 781.4	1.383 8	22.47	11.78	-7.32
中跨跨中	4.252 5	0.977 7	1.167 7	0.420 0	-1 781.4	1.387 7	26.64	16.16	-6.48

## 2. 斜截面抗裂验算

根据《公预规》第 6.3.3 条规定, 预应力混凝土受弯构件由作用(和荷载)短期效应组合和预加力产生的混凝土主拉应力  $\sigma_{tp}$  组成, 应按下列公式计算:

$$\sigma_{ip} = \left( \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \right) - \sqrt{\left( \frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad (1-67)$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \frac{M_s y_0}{I_0} \quad \sigma_{cy} = 0.6 \frac{n \sigma_{pe}' A_{pv}}{b s_v} \quad \tau = \frac{V_s S_0}{b I_0} - \frac{\sum \sigma_{pe}'' A_{pb} \sin \theta_p \cdot S_n}{b I_n}$$

式中:  $\sigma_{cx}$ ——在计算主应力点,由预加力和按作用(或荷载)短期效应组合计算的弯矩  $M_s$  产生的混凝土法向应力;

$\sigma_{cy}$ ——由竖向预应力钢筋的预加力产生的混凝土竖向压应力;

$\tau$ ——在计算主应力点,由预应力弯起钢筋的预加力和按作用(或荷载)短期效应组合计算的剪力  $V_s$  产生的混凝土剪应力;

$\sigma_{pc}$ ——在计算主应力点,由扣除全部预应力损失后的纵向预加力产生的混凝土法向预压应力,按《公预规》中式(6.1.5-1)或式(6.1.5-4)计算;

$M_s$ ——预加力和按作用(或荷载)短期效应组合计算的弯矩值;

$V_s$ ——预加力和按作用(或荷载)短期效应组合计算的剪力值;

$y_0$ ——换算截面重心轴至计算主应力点的距离;

$n$ ——在同一截面上竖向预应力钢筋的数量;

$\sigma_{pe}'$ 、 $\sigma_{pe}''$ ——竖向预应力钢筋、纵向预应力弯起钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

$A_{pv}$ ——单肢竖向预应力钢筋的截面面积;

$s_v$ ——竖向预应力钢筋的间距;

$b$ ——计算主应力点处构件腹板的宽度;

$A_{pb}$ ——计算截面上同一弯起平面内预应力弯起钢筋的截面面积;

$S_0$ 、 $S_n$ ——计算主应力点以上(或以下)部分换算截面面积对换算截面重心轴、净截面面积对净截面重心轴的面积矩;

$\theta_p$ ——计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵轴轴线的夹角。

计算混凝土主拉应力时应选择跨径中最不利截面,对该截面的重心处和宽度急剧改变处进行验算。本例以换算形心轴( $o-o$ )为例,对各截面进行主拉应力验算,其他计算部位可用同样方法计算,包括上梗肋( $a-a$ )、净轴( $n-n$ )和下梗肋( $b-b$ ),如图 1-27 所示。

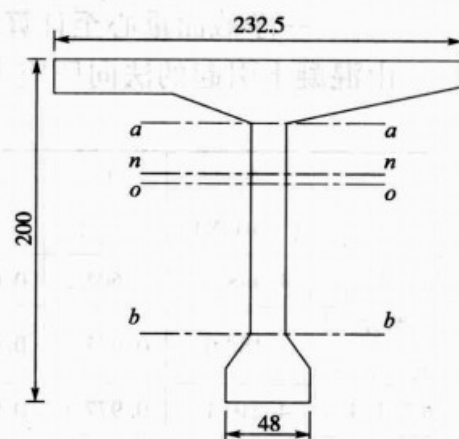


图 1-27 主应力计算部位(尺寸单位:cm)

换算形心轴( $o-o$ )的  $\tau$  计算见表 1-34,各截面各计算部位的  $\tau$  值见表 1-35,换算形心轴( $o-o$ )的  $\sigma_{cx}$  计算见表 1-36,各截面各计算部位的  $\sigma_{cx}$  值见表 1-37,斜截面抗裂验算结果见表 1-38。从表 1-38 可以看出,结果符合规范要求。

换算形心轴( $o-o$ )的  $\tau$  计算表

表 1-34

截 面	$V_s$ (kN)	$S_0$ (m <sup>3</sup> )	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{pe}''$ (MPa)	$A_{pb}$ ( $\times 10^{-6} \text{m}^2$ )	$\sin \theta_p$	$S_n$ (m <sup>3</sup> )	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$\tau$ (MPa)
左边支点	640.5	0.453 6	0.647 1	1 185.3	3.753	0.104 5	0.454 0	0.647 1	0.20
边跨左 变化点	342.4	0.287 3	0.446 6	1 114.3	3.753	0.104 5	0.294 4	0.434 6	-0.38

续上表

截 面	$V_s$ (kN)	$S_0$ (m <sup>3</sup> )	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma''_{pe}$ (MPa)	$A_{pb}$ ( $\times 10^{-6} \text{m}^2$ )	$\sin\theta_p$	$S_n$ (m <sup>3</sup> )	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$\tau$ (MPa)
边跨 1/4	256.5	0.285 5	0.454 1	1 121.8	3.753	0.104 5	0.294 1	0.428 0	-0.71
边跨跨中	-195.8	0.283 9	0.463 0	1 133.1	3.753	0.000 0	0.297 4	0.420 0	-0.60
边跨 3/4	-438	0.285 5	0.454 1	1 121.8	3.753	-0.104 5	0.294 1	0.428 0	0.13
边跨右 变化点	-540.7	0.288 3	0.448 3	1 088.2	3.753	-0.104 5	0.293 4	0.433 2	-0.29
左中支点	-699.4	0.457 5	0.652 9	1 063.2	2.780	0.000 0	0.450 4	0.641 7	-0.82
中跨左 变化点	432.6	0.288 3	0.448 3	1 088.2	3.753	0.104 5	0.293 4	0.433 2	-0.05
中跨 1/4	339.1	0.285 5	0.454 1	1 121.8	3.753	0.104 5	0.294 1	0.428 0	-0.45
中跨跨中	-115.8	0.283 9	0.463 0	1 133.1	3.753	0.000 0	0.297 4	0.420 0	-0.36

各截面各计算部位的  $\tau$  值汇总

表 1-35

截 面	$a-a$	$n-n$	$o-o$	$b-b$
左边支点	0.17	0.20	0.20	0.11
边跨左变化点	-0.30	-0.38	-0.38	-0.25
边跨 1/4	-0.61	-0.71	-0.71	-0.47
边跨跨中	-0.65	-0.60	-0.60	-0.41
边跨 3/4	0.01	0.13	0.13	0.09
边跨右变化点	-0.37	-0.29	-0.29	-0.20
左中支点	-0.66	-0.82	-0.82	-0.44
中跨左变化点	0.01	-0.05	-0.05	-0.03
中跨 1/4	-0.34	-0.45	-0.45	-0.30
中跨跨中	-0.38	-0.36	-0.36	-0.24

换算形心轴( $o-o$ )的  $\sigma_{ex}$  计算表

表 1-36

截 面	$\sigma_{pe}$ (MPa)	$M_s$ (kN·m)	$y_0$ (m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{ex}$ (MPa)
左边支点	2.77	0.0	0	0.647 1	2.77
边跨左变化点	4.41	2 641.7	0	0.446 6	4.41
边跨 1/4	4.60	4 036.4	0	0.454 1	4.60
边跨跨中	4.87	5 112.3	0	0.463	4.87
边跨 3/4	4.66	3 629.3	0	0.454 1	4.66
边跨右变化点	4.32	2 185.3	0	0.448 3	4.32
左中支点	1.91	-2 119.7	0	0.652 9	1.91
中跨左变化点	4.33	2 113.6	0	0.448 3	4.33
中跨 1/4	4.69	3 562.8	0	0.454 1	4.69
中跨跨中	4.95	4 874.5	0	0.463	4.95



各截面各计算部位的  $\sigma_{cx}$  值汇总

表 1-37

截 面	a— <i>a</i>	n— <i>n</i>	o— <i>o</i>	b— <i>b</i>
左边支点	2.86	2.77	2.77	2.94
边跨左变化点	4.32	4.16	4.41	5.01
边跨 1/4	4.32	4.05	4.60	5.67
边跨跨中	4.64	3.93	4.87	7.74
边跨 3/4	5.08	4.07	4.66	8.57
边跨右变化点	5.08	4.13	4.32	7.94
左中支点	5.92	1.83	1.91	9.42
中跨左变化点	5.27	4.13	4.33	8.68
中跨 1/4	5.38	4.08	4.69	9.73
中跨跨中	5.30	3.95	4.95	10.33

 $\sigma_{tp}$  计算表

表 1-38

计算截面	主应力部位	$\sigma_{cx}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$ (MPa)
左边支点	a— <i>a</i>	2.86	0.17	-0.01
	n— <i>n</i>	2.77	0.20	-0.01
	o— <i>o</i>	2.77	0.20	-0.01
	b— <i>b</i>	2.94	0.11	0.00
边跨左变化点	a— <i>a</i>	4.32	-0.30	-0.02
	n— <i>n</i>	4.16	-0.38	-0.03
	o— <i>o</i>	4.41	-0.38	-0.03
	b— <i>b</i>	5.01	-0.25	-0.01
边跨 $\frac{1}{4}$	a— <i>a</i>	4.32	-0.61	-0.08
	n— <i>n</i>	4.05	-0.71	-0.12
	o— <i>o</i>	4.60	-0.71	-0.11
	b— <i>b</i>	5.67	-0.47	-0.04
边跨跨中	a— <i>a</i>	4.64	-0.65	-0.09
	n— <i>n</i>	3.93	-0.60	-0.09
	o— <i>o</i>	4.87	-0.60	-0.07
	b— <i>b</i>	7.74	-0.41	-0.02
边跨 $\frac{3}{4}$	a— <i>a</i>	5.08	0.01	0.00
	n— <i>n</i>	4.07	0.13	0.00
	o— <i>o</i>	4.66	0.13	0.00
	b— <i>b</i>	8.57	0.09	0.00

计算截面	主应力部位	$\sigma_{cx}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\sigma_{ip} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$ (MPa)
边跨右变化点	a—a	5.08	-0.37	-0.03
	n—n	4.13	-0.29	-0.02
	o—o	4.32	-0.29	-0.02
	b—b	7.94	-0.20	-0.01
左中支点	a—a	5.92	-0.66	-0.07
	n—n	1.83	-0.82	-0.31
	o—o	1.91	-0.82	-0.30
	b—b	9.42	-0.44	-0.02
中跨左变化点	a—a	5.27	0.01	0.00
	n—n	4.13	-0.05	0.00
	o—o	4.33	-0.05	0.00
	b—b	8.68	-0.03	0.00
中跨 $\frac{1}{4}$	a—a	5.38	-0.34	-0.02
	o—o	4.08	-0.45	-0.05
	n—n	4.69	-0.45	-0.04
	b—b	9.73	-0.30	-0.01
中跨跨中	a—a	5.30	-0.38	-0.03
	o—o	3.95	-0.36	-0.03
	n—n	4.95	-0.36	-0.03
	b—b	10.33	-0.24	-0.01

## 九、持久状况构件的应力验算

### 1. 正截面混凝土压应力验算

根据《公预规》第 7.1.5 条规定,使用阶段正截面应力应符合下列要求:

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} \leq 0.5f_{ck} = 16.2\text{MPa} \text{ (由《公预规》表 3.1.3, C50 的 } f_{ck} = 32.4\text{MPa)}$$

式中:  $\sigma_{kc}$ ——由作用(或荷载)标准值产生的混凝土的法向压应力,按下式计算,参见《公预规》式(7.1.3-1):

$$\sigma_{kc} = \frac{M_k}{I_0} y_0 \quad (1-68)$$

$\sigma_{pt}$ ——由预应力产生的法向拉应力,按下式计算,参见《公预规》式(6.1.5-4):

$$\sigma_{pt} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \quad (1-69)$$

$\sigma_{pt}$  计算见表 1-39,正截面混凝土压应力验算的计算见表 1-40。从表中可以看出,结果符合规范要求。

$\sigma_{pt}$  计算表

表 1-39

应力部位		$N_p$ ( $\times 10^6 \text{ N}$ )	$A_n$ ( $\text{m}^2$ )	$e_{pn}$ (m)	$I_n$ ( $\text{m}^4$ )	$M_{p2}$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	$y_n$ (m)	$\sigma_{pt}$ (MPa)
左边支点	上缘	4.448 1	1.604 2	0.030 0	0.647 1	0.0	0.769 7	2.61
	下缘						1.230 3	3.03
边跨左变化点	上缘	4.182 0	0.977 7	0.617 6	0.434 6	-261.3	0.620 6	0.22
	下缘						1.379 4	13.30
边跨 $\frac{1}{4}$	上缘	4.210 1	0.977 7	0.911 6	0.428 0	-445.4	0.616 2	-1.86
	下缘						1.383 8	18.15
边跨跨中	上缘	4.252 5	0.977 7	1.167 7	0.420 0	-890.7	0.612 3	-4.19
	下缘						1.387 7	23.70
边跨 $\frac{3}{4}$	上缘	4.210 1	0.977 7	0.911 6	0.428 0	-1 336.1	0.616 2	-3.14
	下缘						1.383 8	21.03
边跨右变化点	上缘	4.084 0	0.973 0	0.543 3	0.433 2	-1 520.1	0.623 3	-1.18
	下缘						1.376 7	16.08
左中支点	上缘	2.955 7	1.592 3	0.674 7	0.641 7	-1 781.4	0.775 0	6.42
	下缘						0.775 0	-5.35
中跨左变化点	上缘	4.084 0	0.973 0	0.543 3	0.433 2	-1 781.4	0.623 3	-1.56
	下缘						1.376 7	16.91
中跨 $\frac{1}{4}$	上缘	4.210 1	0.977 7	0.911 6	0.428 0	-1 781.4	0.616 2	-3.78
	下缘						1.383 8	22.47
中跨跨中	上缘	4.252 5	0.977 7	1.167 7	0.420 0	-1 781.4	0.612 3	-5.49
	下缘						1.387 7	26.64

正截面混凝土压应力验算

表 1-40

应力部位		$M_k$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	$I_0$ ( $\text{m}^4$ )	$y_0$ (m)	$\sigma_{kc}$ (MPa)	$\sigma_{pt}$ (MPa)	$\sigma_{kc} + \sigma_{pt}$ (MPa)
左边支点	上缘	0.0	0.647 1	0.770 3	0.00	2.61	2.61
	下缘			1.229 7	0.00	3.03	3.03
边跨左变化点	上缘	2 879.2	0.446 6	0.640 5	4.13	0.22	4.35
	下缘			1.359 5	-8.76	13.30	4.54
边跨 $\frac{1}{4}$	上缘	4426.9	0.4541	0.6455	6.29	-1.86	4.43
	下缘			1.3545	-13.21	18.15	4.94
边跨跨中	上缘	5248.4	0.4630	0.6499	7.37	-4.19	3.18
	下缘			1.3501	-15.30	23.70	8.40
边跨 $\frac{3}{4}$	上缘	3 029.5	0.454 1	0.645 5	4.31	-3.14	1.17
	下缘			1.354 5	-9.04	21.03	11.99

续上表

应力部位		$M_k$ (kN·m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$y_0$ (m)	$\sigma_{ke}$ (MPa)	$\sigma_{pt}$ (MPa)	$\sigma_{ke} + \sigma_{pt}$ (MPa)
边跨右变化点	上缘	1 119.9	0.448 3	0.637 7	1.59	-1.18	0.41
	下缘			1.362 3	-3.40	16.08	12.68
左中支点	上缘	-4 655.6	0.652 9	0.765 1	-5.46	6.42	0.96
	下缘			1.234 9	8.80	-5.35	3.45
中跨左变化点	上缘	796.5	0.448 3	0.637 7	1.13	-1.56	-0.43
	下缘			1.362 3	-2.42	16.91	14.49
中跨1/4	上缘	2 579.2	0.454 1	0.645 5	3.67	-3.78	-0.11
	下缘			1.354 5	-7.69	22.47	14.78
中跨跨中	上缘	4 157.8	0.463 0	0.649 9	5.84	-5.49	0.35
	下缘			1.350 1	-12.12	26.64	14.52

## 2. 预应力筋拉应力验算

根据《公预规》第7.1.5条规定,使用阶段预应力混凝土受弯构件预应力钢筋的拉应力,应符合下列规定:

对钢绞线、钢丝,未开裂构件  $\sigma_{pe} + \sigma_p \leq 0.65f_{pk} = 1\,209\text{MPa}$

式中: $\sigma_{pe}$ ——全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土受弯构件,受拉区预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

$\sigma_p$ ——预应力钢筋由于结构自重、汽车荷载、人群荷载、温差产生的应力;

$f_{pk}$ ——预应力钢筋抗拉强度标准值,见《公预规》表3.2.2-2,本例取  $f_{pk} = 1\,860\text{MPa}$ 。

根据《公预规》第7.1.3条规定,全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土受弯构件,由作用(或荷载)标准值产生的混凝土法向应力和预应力钢筋的应力,应按下列公式计算:

$$\sigma_{kt} = \frac{M_k}{I_0} y_0 \quad \sigma_p = \alpha_{EP} \sigma_{kt}$$

式中: $M_k$ ——按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值;

$y_0$ ——构件换算截面重心轴至受压区或受拉区计算纤维处的距离。

预应力筋拉应力验算见表1-41,从表中可以看出边跨跨中预应力筋的拉应力超过规范限制,但超过小于5%,可以认为符合规范要求。

预应力筋拉应力验算

表 1-41

截 面	$M_k$ (kN·m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$y_0$ (m)	$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{pe}$ (MPa)	$\sigma_p + \sigma_{pe}$ (MPa)	$0.65f_{pk}$ (MPa)
左边支点	0	0.647 1	1.229 7	0.0	1 185.3	1 185.3	1 209
边跨左变化点	2 879.2	0.446 6	1.359 5	49.5	1 114.3	1 163.8	1 209
边跨1/4	4 426.9	0.454 1	1.354 5	74.6	1 121.8	1 196.4	1 209
边跨跨中	5 248.4	0.463 0	1.350 1	86.5	1 133.1	1 219.6	1 209
边跨3/4	3 029.5	0.454 1	1.354 5	51.1	1 121.8	1 172.9	1 209
边跨右变化点	1 119.9	0.448 3	1.362 3	19.2	1 088.2	1 107.4	1 209



续上表

截 面	$M_k$ (kN·m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$y_0$ (m)	$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{pe}$ (MPa)	$\sigma_p + \sigma_{pe}$ (MPa)	$0.65f_{pk}$ (MPa)
左中支点	-4 655.6	0.652 9	0.765 1	30.8	1 063.2	1 094.0	1 209
中跨左变化点	796.5	0.448 3	1.362 3	13.7	1 088.2	1 101.9	1 209
中跨 1/4	2 579.2	0.454 1	1.354 5	43.5	1 121.8	1 165.3	1 209
中跨跨中	4 157.8	0.463 0	1.350 1	68.5	1 133.1	1 201.6	1 209

### 3. 混凝土主压应力验算

根据《公预规》第 7.1.6 条规定,预应力混凝土受弯构件由作用(或荷载)标准值和预加力产生的混凝土主压应力  $\sigma_{cp}$  组成,应按下列公式计算:

$$\sigma_{cp} = \left( \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \right) + \sqrt{\left( \frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad (1-70)$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \frac{M_k y_0}{I_0} \quad \sigma_{cy} = 0.6 \frac{n \sigma'_{pe} A_{pv}}{b s_v} \quad \tau = \frac{V_k S_0}{b I_0} - \frac{\sum \sigma''_{pe} A_{pb} \sin \theta_p \cdot S_n}{b I_n}$$

式中:  $\sigma_{cx}$ ——在计算主应力点,由预加力和按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩  $M_k$  产生的混凝土法向应力;

$\sigma_{cy}$ ——由竖向预应力钢筋的预加力产生的混凝土竖向压应力;

$\tau$ ——在计算主应力点,由预应力弯起钢筋的预加力和按作用(或荷载)标准值组合计算的剪力  $V_k$  产生的混凝土剪应力;

$\sigma_{pc}$ ——在计算主应力点,由扣除全部预应力损失后的纵向预加力产生的混凝土法向预压应力;

$M_k$ ——按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值;

$V_k$ ——按作用(或荷载)标准值组合计算的剪力值;

$y_0$ ——换算截面重心轴至计算主应力点的距离;

$n$ ——在同一截面上竖向预应力钢筋的数量;

$\sigma'_{pe}$ 、 $\sigma''_{pe}$ ——竖向预应力钢筋、纵向预应力钢筋弯起钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

$A_{pv}$ ——单肢竖向预应力钢筋的截面面积;

$s_v$ ——竖向预应力钢筋的间距;

$b$ ——计算主应力点处构件腹板的宽度;

$A_{pb}$ ——计算截面上同一弯起平面内预应力弯起钢筋的截面面积;

$S_0$ 、 $S_n$ ——计算主应力点以上(或以下)部分换算截面面积对换算截面重心轴、净截面面积对净截面重心轴的面积矩;

$\theta_p$ ——计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵轴轴线的夹角。

根据《公预规》第 7.1.6 条规定,斜截面混凝土主压应力应符合下列要求:

$$\sigma_{cp} \leq 0.6f_{ck} = 19.44 \text{ MPa}$$

式中:  $f_{ck}$ ——混凝土强度标准值, C50 的  $f_{ck} = 32.4 \text{ MPa}$ 。

计算混凝土主拉应力时应选择跨径中最不利截面, 对该截面的重心处和宽度急剧改变处进行验算。本例以换算形心轴( $o-o$ )为例, 对各截面进行主拉应力验算, 其他计算部位可用同样方法计算, 包括上梗肋( $a-a$ )、净轴( $n-n$ )和下梗肋( $b-b$ ), 如图 1-26 所示。

换算形心轴( $o-o$ )的  $\tau$  计算见表 1-42, 各截面的各计算部位的  $\tau$  值见表 1-43, 换算形心轴( $o-o$ )的  $\sigma_{cx}$  计算见表 1-44, 各截面的各计算部位的  $\sigma_{cx}$  值见表 1-45, 斜截面抗裂验算结果见表 1-46。从表 1-46 可以看出, 结果符合规范要求。

换算形心轴( $o-o$ )的  $\tau$  计算表

表 1-42

截 面	$V_k$ (kN)	$S_0$ ( $\text{m}^3$ )	$I_0$ ( $\text{m}^4$ )	$\sigma''_{pe}$ (MPa)	$A_{pb}$ ( $10^{-6} \text{m}^2$ )	$\sin\theta_p$	$S_n$ ( $\text{m}^3$ )	$I_n$ ( $\text{m}^4$ )	$\tau$ (MPa)
左边支点	779.0	0.453 6	0.647 1	1 185.3	3.753	0.104 5	0.454 0	0.647 1	0.37
边跨左变化点	373.2	0.287 3	0.446 6	1 114.3	3.753	0.104 5	0.294 4	0.434 6	-0.28
边跨 1/4	312.4	0.285 5	0.454 1	1 121.8	3.753	0.104 5	0.294 1	0.428 0	-0.53
边跨跨中	-257.4	0.283 9	0.463 0	1 133.1	3.753	0.000 0	0.297 4	0.420 0	-0.79
边跨 3/4	-466.8	0.285 5	0.454 1	1 121.8	3.753	-0.104 5	0.294 1	0.428 0	0.04
边跨右变化点	-558.0	0.288 3	0.448 3	1 088.2	3.753	-0.104 5	0.293 4	0.433 2	-0.35
左中支点	-711.0	0.457 5	0.652 9	1 063.2	2.780	0.000 0	0.450 4	0.641 7	-0.83
中跨左变化点	459.8	0.288 3	0.448 3	1 088.2	3.753	0.104 5	0.293 4	0.433 2	0.03
中跨 1/4	385.1	0.285 5	0.454 1	1 121.8	3.753	0.104 5	0.294 1	0.428 0	-0.30
中跨跨中	-200.8	0.283 9	0.463 0	1 133.1	3.753	0.000 0	0.297 4	0.420 0	-0.62

各截面的各计算部位的  $\tau$  值汇总

表 1-43

截 面	$a-a$	$n-n$	$o-o$	$b-b$
左边支点	0.30	0.37	0.37	0.20
边跨左变化点	-0.20	-0.28	-0.28	-0.18
边跨 1/4	-0.43	-0.53	-0.53	-0.35
边跨跨中	-0.85	-0.79	-0.79	-0.53
边跨 3/4	-0.09	0.04	0.04	0.02
边跨右变化点	-0.43	-0.35	-0.35	-0.24
左中支点	-0.67	-0.83	-0.83	-0.45
中跨左变化点	0.10	0.03	0.03	0.03
中跨 1/4	-0.18	-0.30	-0.30	-0.20
中跨跨中	-0.66	-0.62	-0.62	-0.42

换算形心轴( $o-o$ )的  $\sigma_{cx}$  计算表

表 1-44

截 面	$\sigma_{pe}$ (MPa)	$M_k$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	$y_0$ (m)	$I_0$ ( $\text{m}^4$ )	$\sigma_{cx}$ (MPa)
左边支点	2.77	0.0	0	0.647 1	2.77
边跨左变化点	4.41	3 140.5	0	0.446 6	4.41
边跨 1/4	4.60	4 872.3	0	0.454 1	4.60

续上表

截 面	$\sigma_{pc}$ (MPa)	$M_k$ (kN · m)	$\gamma_0$ (m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{cx}$ (MPa)
边跨跨中	4.87	6 139.1	0	0.463	4.87
边跨 3/4	4.66	4 365.6	0	0.454 1	4.66
边跨右变化点	4.32	2 640.0	0	0.448 3	4.32
左中支点	1.91	-2 874.2	0	0.652 9	1.91
中跨左变化点	4.33	2 577.9	0	0.448 3	4.33
中跨 1/4	4.69	4 360.6	0	0.454 1	4.69
中跨跨中	4.95	5 939.2	0	0.463	4.95

各截面的各计算部位的  $\sigma_{cx}$  值汇总

表 1-45

截 面	a—a	n—n	o—o	b—b
左边支点	2.86	2.77	2.77	2.94
边跨左变化点	4.02	4.14	4.41	3.94
边跨 1/4	3.81	3.99	4.60	3.91
边跨跨中	4.02	3.85	4.87	5.52
边跨 3/4	4.63	4.02	4.66	7.02
边跨右变化点	4.81	4.11	4.32	6.96
左中支点	6.43	1.81	1.91	10.39
中跨左变化点	5.00	4.11	4.33	7.68
中跨 1/4	4.89	4.02	4.69	8.06
中跨跨中	4.65	3.87	4.95	8.03

$\sigma_{cp}$  计算表

表 1-46

计算截面	主应力 部位	$\sigma_{cx}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$ (MPa)	计算截面	主应力 部位	$\sigma_{cx}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$ (MPa)
左边支点	a—a	2.86	0.30	2.89	边跨跨中	a—a	4.02	-0.85	4.19
	n—n	2.77	0.37	2.82		n—n	3.85	-0.79	4.01
	o—o	2.77	0.37	2.82			4.87	-0.79	4.99
	b—b	2.94	0.20	2.95			5.52	-0.53	5.57
边跨左变 化点	a—a	4.02	-0.20	4.03	边跨 3/4	a—a	4.63	-0.09	4.63
	n—n	4.14	-0.28	4.16		n—n	4.02	0.04	4.02
	o—o	4.41	-0.28	4.43		o—o	4.66	0.04	4.66
	b—b	3.94	-0.18	3.95		b—b	7.02	0.02	7.02
边跨 1/4	a—a	3.81	-0.43	3.86	边跨右变 化点	a—a	4.81	-0.43	4.85
	n—n	3.99	-0.53	4.06		n—n	4.11	-0.35	4.14
	o—o	4.60	-0.53	4.66		o—o	4.32	-0.35	4.35
	b—b	3.91	-0.35	3.94		b—b	6.96	-0.24	6.97

计算截面	主应力部位	$\sigma_{cx}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$ (MPa)	计算截面	主应力部位	$\sigma_{cx}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$ (MPa)
左中支点	a—a	6.43	-0.67	6.50	中跨 1/4	a—a	4.89	-0.18	4.90
	n—n	1.81	-0.83	2.13		o—o	4.02	-0.30	4.04
	o—o	1.91	-0.83	2.22		n—n	4.69	-0.30	4.71
	b—b	10.39	-0.45	10.41		b—b	8.06	-0.20	8.06
中跨左变化点	a—a	5.00	0.10	5.00	中跨跨中	a—a	4.65	-0.66	4.74
	n—n	4.11	0.03	4.11		o—o	3.87	-0.62	3.97
	o—o	4.33	0.03	4.33		n—n	4.95	-0.62	5.03
	b—b	7.68	0.03	7.68		b—b	8.03	-0.42	8.05

## 十、短暂状况构件的应力验算

桥梁构件的短暂状况,应计算其在制作、运输及安装等施工阶段混凝土截面边缘的法向应力。

### 1. 预加应力阶段的应力验算

此阶段指初始预加力与主梁自重共同作用的阶段,验算混凝土截面下缘的最大压应力和上缘的最大拉应力。

根据《公预规》第 7.2.8 条规定,在预应力和构件自重等施工荷载作用下,截面边缘混凝土的法向应力应符合下列要求:

$$\sigma_{ec}^I \leq 0.7f'_{ek} = 20.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{et}^I \leq 0.7f'_{tk} = 1.757 \text{ MPa}$$

式中: $\sigma_{ec}^I$ 、 $\sigma_{et}^I$ ——按短暂状况计算时截面预压区、预拉区边缘混凝土的压应力,拉应力按下式计算:

$$\sigma_{ec}^I = \frac{N_{p0}}{A_n} + \frac{N_{p0}e_{pn}}{I_n}y_{nx} - \frac{M_{gl}}{I_n}y_{nx}$$

$$\sigma_{et}^I = \frac{N_{p0}}{A_n} - \frac{N_{p0}e_{pn}}{I_n}y_{ns} + \frac{M_{gl}}{I_n}y_{ns}$$

$f'_{ek}$ 、 $f'_{tk}$ ——与构件制作、运输、安装各施工阶段混凝土立方体抗压强度 $f'_{cu}$ 相应的抗压强度抗拉强度标准值,本示例考虑混凝土强度达到 C45 时开始张拉预应力钢束,则:

$$f'_{ek} = 29.6 \text{ MPa} \quad f'_{tk} = 2.51 \text{ MPa}$$

表 1-47 示出肋预加预应力阶段混凝土法向应力的计算过程,预拉区边缘 $\sigma_{et}^I$ 值都为正值,表明均没出现拉应力。



预加预应力阶段混凝土法向应力计算表

表 1-47

应力部位		$N_{p0}$ ( $10^6\text{N}$ )	$M_{gl}$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	$e_{pn}$ ( $\text{m}$ )	$A_n$ ( $\text{m}^2$ )	$I_n$ ( $\text{m}^4$ )	$y_n$ ( $\text{m}$ )	$\sigma_{ct}^i/\sigma_{ce}^i$ ( $\text{MPa}$ )
支点	上缘	4.448 1	0.0	0.030 0	1.604 2	0.647 1	0.769 7	2.61
	下缘						1.230 3	3.03
变化点	上缘	4.182 0	1 446.6	0.617 6	0.977 7	0.434 6	0.620 6	2.65
	下缘						1.379 4	7.88
1/4 跨	上缘	4.210 1	2 154.4	0.911 6	0.977 7	0.428 0	0.616 2	1.88
	下缘						1.383 8	9.75
跨中	上缘	4.252 5	2 809.5	1.167 7	0.977 7	0.420 0	0.612 3	1.21
	下缘						1.387 7	11.47

通过各控制截面计算,得知截面边缘的混凝土法向应力均符合规范规定,因此表明就法向应力而言,在主梁混凝土达到 C45 强度时可以张拉钢束。

## 2. 吊装应力验算

本例采用两点吊装,吊点设在两支点内移 50cm 处,即两吊点之间的距离为 27.95m。对于边梁,一期恒载集度为  $g_1 = 26.783\text{kN/m}$ 。根据《通规》第 4.1.10 条规定,构件在吊装运输时,构件重力应乘以动力系数 1.2 或 0.85,因此分别按  $g_1 = 32.140\text{kN/m}$ (超重)和  $g_1 = 22.766\text{kN/m}$ (失重)两种情况进行吊装应力验算,结果如表 1-48 所示。

通过各控制截面计算,得知截面边缘的混凝土法向应力均符合规范规定。

吊装阶段混凝土法向应力计算表

表 1-48

应力部位		$N_{p0}$ ( $10^6\text{N}$ )	超重 $M_{gl}$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	失重 $M_{gl}$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	$e_{pn}$ ( $\text{m}$ )	$A_n$ ( $\text{m}^2$ )	$I_n$ ( $\text{m}^4$ )	$y_n$ ( $\text{m}$ )	超重 $\sigma_{ct}$ ( $\text{MPa}$ )	失重 $\sigma_{ct}$ ( $\text{MPa}$ )
支点	上缘	4.448 1	-1.7	-1.2	0.030 0	1.604 2	0.647 1	0.769 7	2.61	2.61
	下缘							1.230 3	6.26	5.31
变化点	上缘	4.182 0	1 321.9	936.4	0.617 6	0.977 7	0.434 6	0.620 6	2.48	1.93
	下缘							1.379 4	8.28	9.50
1/4 跨	上缘	4.210 1	2 223.6	1 575.1	0.911 6	0.977 7	0.428 0	0.616 2	1.98	1.05
	下缘							1.383 8	9.53	11.62
跨中	上缘	4.252 5	3 127.5	2 215.4	1.167 7	0.977 7	0.420 0	0.612 3	1.67	0.34
	下缘							1.387 7	10.42	13.44

## 十一、挠度验算

根据《公预规》第 6.5 条规定,预应力混凝土受弯构件,在正常使用极限状态下的挠度,可根据给定的构件刚度计算。预应力混凝土受弯构件(全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土构件)的刚度可按下式计算:

$$B_0 = 0.95E_cI_0$$

式中:  $B_0$ ——全截面的抗弯刚度;  
 $E_c$ ——混凝土的弹性模量;  
 $I_0$ ——全截面换算截面惯性矩。

### 1. 汽车荷载作用下主梁边跨和中跨的最大截面挠度计算

一般地,三跨连续梁桥边跨最大挠度截面位于距端部  $0.4l_1$  处,中跨的最大挠度位于中跨跨中。具体计算图示见图 1-28 和图 1-29。计算中先按单列车计算,  $q = q_k = 10.5 \text{ kN/m}$ ,  $P_k = 280 \text{ kN}$ 。在效应组合时再计入汽车荷载横向分配系数。

#### 1) 边跨最大挠度计算

在均布力  $q$  单独作用下,利用力法求得:  $X_1 = X_2 = -\frac{qL_1^3}{24} \cdot \frac{6}{2L_1 + 3L_2} = -451.284 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

于是,  $f_q = \frac{1}{0.95EI} \left( \int \bar{M}X_1 \bar{M}_1 ds + \int \bar{M}M_q ds \right) = 5.544 \text{ mm}$ 。

在集中力  $p$  单独作用下,利用力法求得:  $X_1 = -733.809 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $X_2 = 185.072 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

于是,  $f_p = \frac{1}{0.95EI} \left( \int \bar{M}X_1 \bar{M}_1 ds + \int \bar{M}M_p ds \right) = 7.407 \text{ mm}$ 。

按《公预规》第 6.5.3 条规定,受弯构件在使用阶段的挠度应考虑荷载长期效应的影响,即按荷载短期效应组合和《公预规》第 6.5.2 条规定的刚度计算的挠度值,乘以挠度长期增长系数  $\eta_\theta$ 。按规定内插计算得挠度长期增长系数  $\eta_\theta = 1.425$ 。

$f_s = \eta_\theta \cdot \psi_1 \cdot m \cdot (f_q + f_p) = 1.425 \times 0.7 \times 0.797 \times (5.544 + 7.407) = 10.3 \text{ mm}$

#### 2) 中跨最大挠度计算

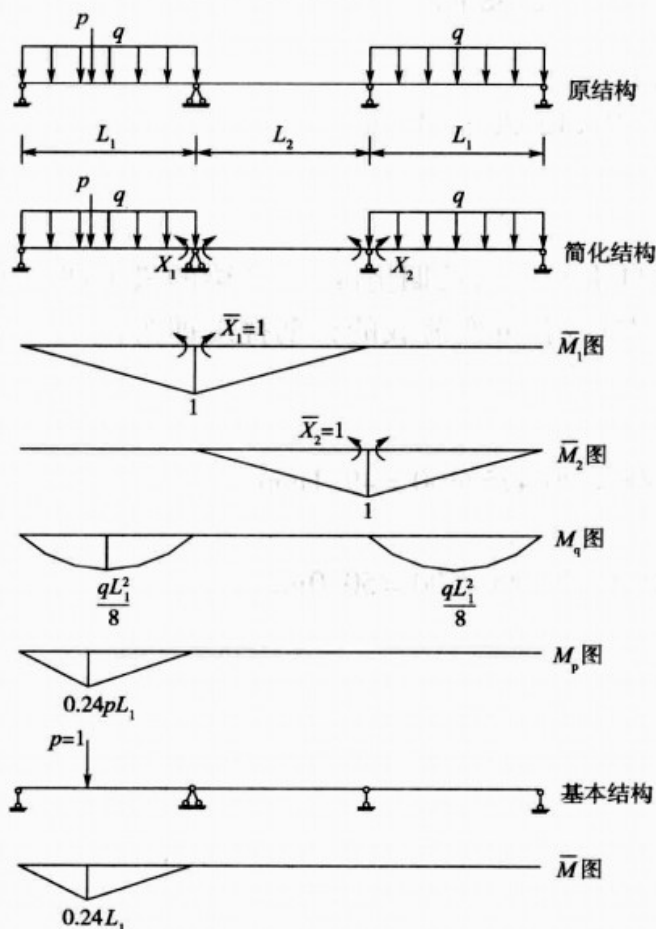


图 1-28 边跨最大挠度计算图示

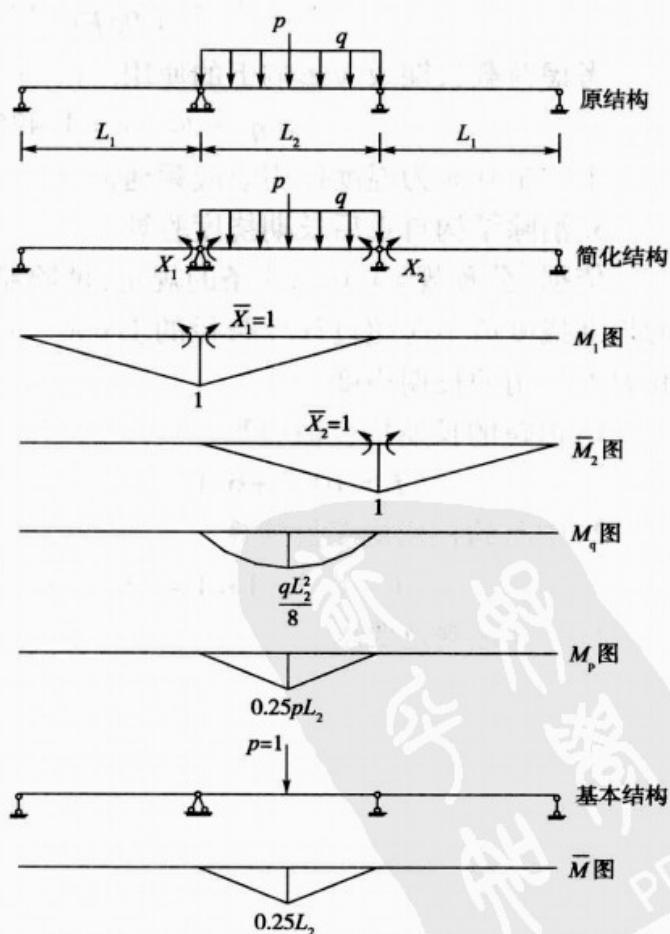


图 1-29 中跨最大挠度计算图示

在均布力  $q$  单独作用下,利用力法求得: $X_1 = X_2 = -475.831 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

于是  $f_q = \frac{1}{0.95EI} (\int \overline{MX}_1 \overline{M}_1 ds + \int \overline{MX}_2 \overline{M}_2 ds + \int \overline{MM}_q ds) = 4.16 \text{ mm}$ 。

在集中力  $p$  单独作用下,利用力法求得: $X_1 = X_2 = -634.441 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

于是  $f_p = \frac{1}{0.95EI} (\int \overline{MX}_1 \overline{M}_1 ds + \int \overline{MX}_2 \overline{M}_2 ds + \int \overline{MM}_p ds) = 6.26 \text{ mm}$ 。

考虑荷载长期效应影响下的使用阶段的挠度:

$$\begin{aligned} f_m &= \eta_0 \cdot \psi_1 \cdot m \cdot (f_q + f_p) \\ &= 1.425 \times 0.7 \times 0.797 \times (4.16 + 6.26) = 8.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

上式中  $m = 0.797$  为边梁中跨汽车荷载横向分配系数,  $0.7$  为汽车荷载效应频遇值系数。

## 2. 温度效应作用下主梁边跨和中跨的最大截面挠度计算

直接利用本示例图 1-20 计算温度效应下的挠度值。

### 1) 边跨最大挠度计算

$$f_t = \frac{1}{0.95EI} \int \overline{MX}_1 \overline{M}_1 ds = \frac{1}{0.95EI} \times 48.651 \times 1514.88 = 5.35 \text{ mm}$$

考虑荷载长期效应影响下的使用阶段的挠度:

$$f_s = \eta_0 \cdot \psi_2 \cdot f_t = 1.425 \times 0.8 \times 5.35 = 6.1 \text{ mm}$$

上式中  $0.8$  为温度作用效应频遇值系数。

### 2) 中跨最大挠度计算

$$f_t = \frac{1}{0.95EI} \int \overline{MX}_1 \overline{M}_1 ds = 12.38 \text{ mm}$$

考虑荷载长期效应影响下的使用阶段的挠度:

$$f_m = \eta_0 \cdot \psi_2 \cdot f_t = 1.425 \times 0.8 \times 12.38 = 14.1 \text{ mm}$$

上式中  $0.8$  为温度作用效应频遇值系数。

## 3. 消除结构自重后长期挠度验算

依据《公预规》第 6.5.3 条的规定,消除结构自重产生的长期挠度后,主梁的最大挠度处的长期挠度值不应超过计算跨径的  $1/600$ 。对于本示例,可变荷载的长期挠度即为汽车荷载和温差作用的长期挠度。

### 1) 边跨的长期挠度值验算

$$f_s = 10.3 + 6.1 = 16.4 \text{ mm} < l_1/600 = 29475/600 = 49.1 \text{ mm}$$

### 2) 中跨的长期挠度值验算

$$f_s = 8.3 + 14.1 = 22.4 \text{ mm} < l_2/600 = 30000/600 = 50.0 \text{ mm}$$

故均满足规范要求。

## 示例二 悬臂施工预应力混凝土连续箱梁桥计算示例

### 一、设计基本资料

#### 1. 桥梁线形布置

平曲线半径:无平曲线。

竖曲线半径:竖曲线半径  $R = 2\,000\text{m}$ ,纵坡双向  $2.5\%$ 。

#### 2. 设计标准

跨径: $45\text{m} + 80\text{m} + 45\text{m}$ ,施工方法为悬臂施工。桥梁布置立面图见图 2-1。

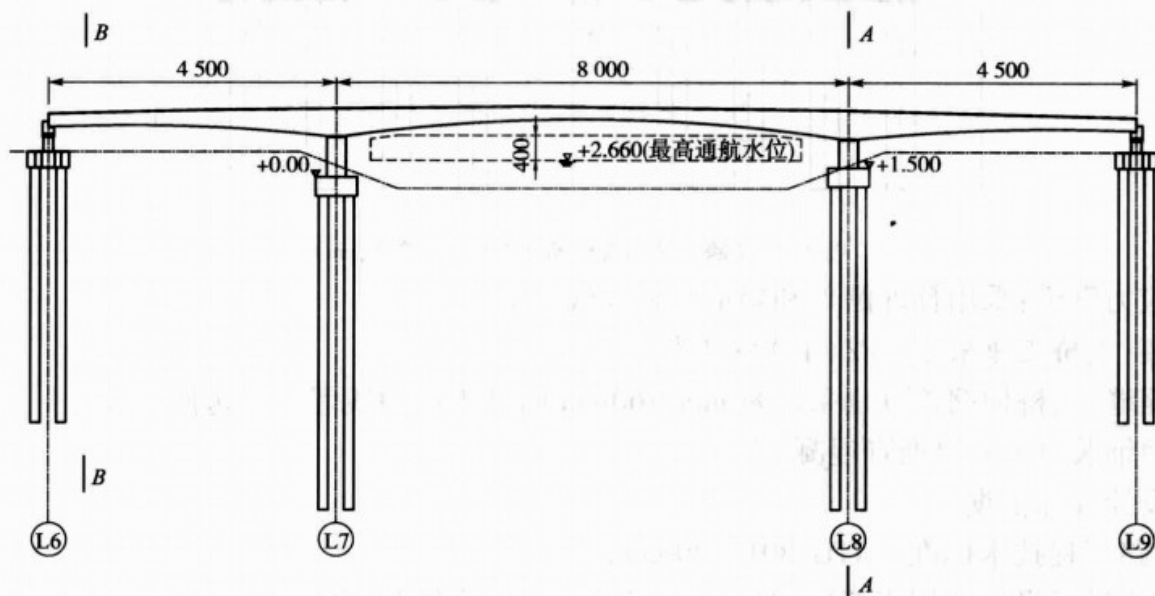


图 2-1 桥跨总体布置立面图(尺寸单位:cm)

荷载标准:公路—I级。

桥面组成: $2.25\text{m}$ (人行道) +  $15.75\text{m}$ (机动车道) +  $0.5\text{m}$ (防撞护栏) +  $4.0\text{m}$ (中央分隔带) +  $0.5\text{m}$ (防撞护栏) +  $15.75\text{m}$ (机动车道) +  $2.25\text{m}$ (人行道) =  $41\text{m}$ ;桥梁布置横断面见图 2-2。

桥面形式:两幅,上下游分离,每幅单箱双室。

结构重要性系数:1.1。

#### 3. 材料规格

混凝土:主梁采用 C50 混凝土,墩身、承台采用 C30 混凝土,基桩采用 C25。

预应力钢绞线:采用《公预规》(JTG D62—2004)中  $d = 15.2\text{mm}$  的钢绞线,公称面积为  $140\text{mm}^2$ ,标准强度  $f_{pk} = 1860\text{MPa}$ ,弹性模量  $E_p = 1.95 \times 10^5\text{MPa}$ 。

普通钢筋:R235、HRB335 钢筋标准应符合 GB 13013—1991 和 GB 1499—1998 的规定。凡钢筋直径小于等于  $12\text{mm}$  者,均采用 HRB335 热轧带肋钢;凡钢筋直径小于  $12\text{mm}$  者,采用 R235 钢,钢板应符合 GB 700—88 规定的 Q235 钢板。



锚具:预应力锚具采用符合国际后张法预应力混凝土协会 FIP 标准的 I 类锚具,其锚固效率系数大于 95%。

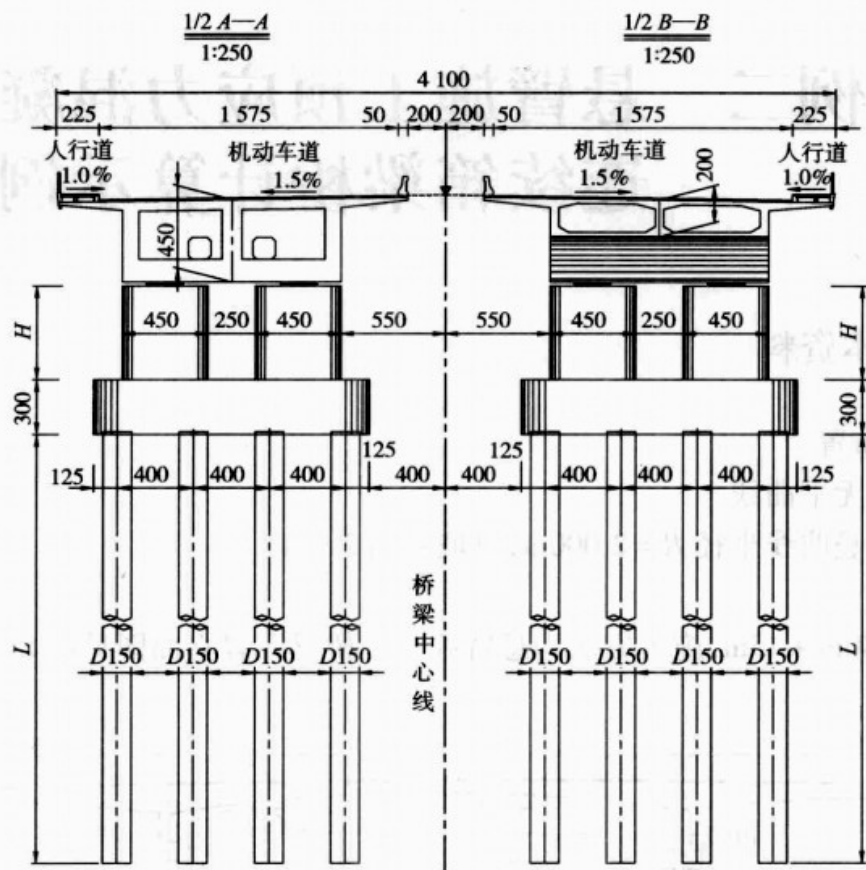


图 2-2 桥跨总体布置横断面图(尺寸单位:cm)

预应力管道:采用预埋圆形和扁形塑料波纹管成型。

支座:主桥支座采用 GPZ( II ) 系列支座。

伸缩缝:全桥伸缩缝分别采用 80mm、160mm 两种规格的浅埋式三防伸缩缝。

桥面铺装:10cm 厚沥青混凝土。

4. 设计计算依据

《公路工程技术标准》(JTG B01—2003)；

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)(以下均简称为《通规》)；

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)(以下均简称为《公预规》)。

5. 基本计算数据

根据《公预规》中各条规定,混凝土、钢绞线和钢筋的各项基本数据以及在各阶段的限值,如表 2-1 所列。

基本计算数据 表 2-1

名 称	项 目	符 号	单 位	数 据
主梁混凝土	立方体强度	$f_{cu}$	MPa	50
	弹性模量	$E_c$	MPa	$3.45 \times 10^4$
	轴心抗压标准强度	$f_{ck}$	MPa	32.4
	轴心抗拉标准强度	$f_{tk}$	MPa	2.65
	轴心抗压设计强度	$f_{cd}$	MPa	22.4
	轴心抗拉设计强度	$f_{td}$	MPa	1.83

续上表

名 称	项 目		符 号	单 位	数 据
主梁混凝土	短暂状态	压应力限值	$0.7f'_{ck}$	MPa	20.72
		拉应力限值	$1.15f'_{tk}$	MPa	2.887
	持久状态	压应力限值:	$0.5f_{ck}$	MPa	16.2
		压应力限值	$0.6f_{ck}$	MPa	19.44
		主压应力限值			
		拉应力限值:			
		短期效应组合下拉应力限值	$\sigma_{st}-0.8\sigma_{pc}\leq 0$	MPa	0.00
短期效应组合主拉应力限值	$0.4f_{tk}$	MPa	1.06		
长期效应组合拉应力限值	$\sigma_{lt}-\sigma_{pc}$	MPa	0.00		
φ15.2 钢绞线	标准强度		$f_{pk}$	MPa	1 860
	弹性模量		$E_p$	MPa	$1.95\times 10^5$
	抗拉设计强度		$f_{pd}$	MPa	1 260
	最大控制应力 $\sigma_{con}$		$0.75f_{pk}$	MPa	1 395
	持久状态应力: 标准荷载组合		$0.65f_{pk}$	MPa	1 209
材料重度	钢筋混凝土		$\gamma_1$	kN/m <sup>3</sup>	25.0
	沥青混凝土		$\gamma_2$	kN/m <sup>3</sup>	23.0
	钢绞线		$\gamma_3$	kN/m <sup>3</sup>	78.5
	钢绞线与混凝土的弹性模量比		$\alpha_{EP}$	无量纲	5.65

注:  $f'_{ck}$   $f'_{tk}$  分别为钢束张拉时混凝土的抗压、抗拉强度标准值, 本例考虑混凝土强度达到设计强度的 90% 时开始张拉预应力钢束, 即混凝土强度等级为 C45 时开始张拉钢束, 因此  $f'_{ck} = 29.6\text{MPa}$ ,  $f'_{tk} = 2.51\text{MPa}$ 。

## 二、主梁截面尺寸的拟定

### (一) 设计特点及受力特点

#### 1. 设计特点

本桥上部结构为三跨预应力混凝土连续梁桥, 采用分段悬臂浇筑的方式施工, 预应力混凝土连续梁桥采用悬臂施工法需在施工中进行体系转换, 经过一系列施工阶段逐渐形成最终的连续梁体系。在各个阶段, 可能具有不同的静力体系, 其中包括安装单元、拆除单元、张拉预应力、移动挂篮等工况, 因此恒载内力计算时必须精确模拟各个施工阶段。桥梁恒载内力由各个施工阶段的内力叠加而成, 显然对于不同的施工方法, 桥梁恒载内力是有很区别的。而汽车荷载、人群荷载和温度、墩台沉降等作用在成桥以后才发生, 与施工方法无关。由于悬臂施工涉及很多施工工况, 且由于体系发生转换使预加力和徐变产生的次内力计算变得非常复杂, 故设计时必须借助计算机辅助计算(电算)才能完成。

#### 2. 受力特点

采用悬臂施工的连续梁桥, 在施工过程中经历 T 形刚构受力状态, 合龙后形成连续梁桥, 恒载产生的内力由各个施工阶段产生的内力叠加而成。由于合龙段较短, 其产生的内力一般较小, 故 T 形刚构受力状态为主要部分。对悬臂施工连续梁桥, 合龙后根部负弯矩很大, 而中

跨跨中恒载弯矩很小;二期恒载加上以后,根部负弯矩增大,中跨跨中承受较小的正弯矩。因而,截面尺寸拟定时,应根据以上弯矩分布特点,增大主梁根部附近的抗弯刚度。

(二) 结构尺寸拟定

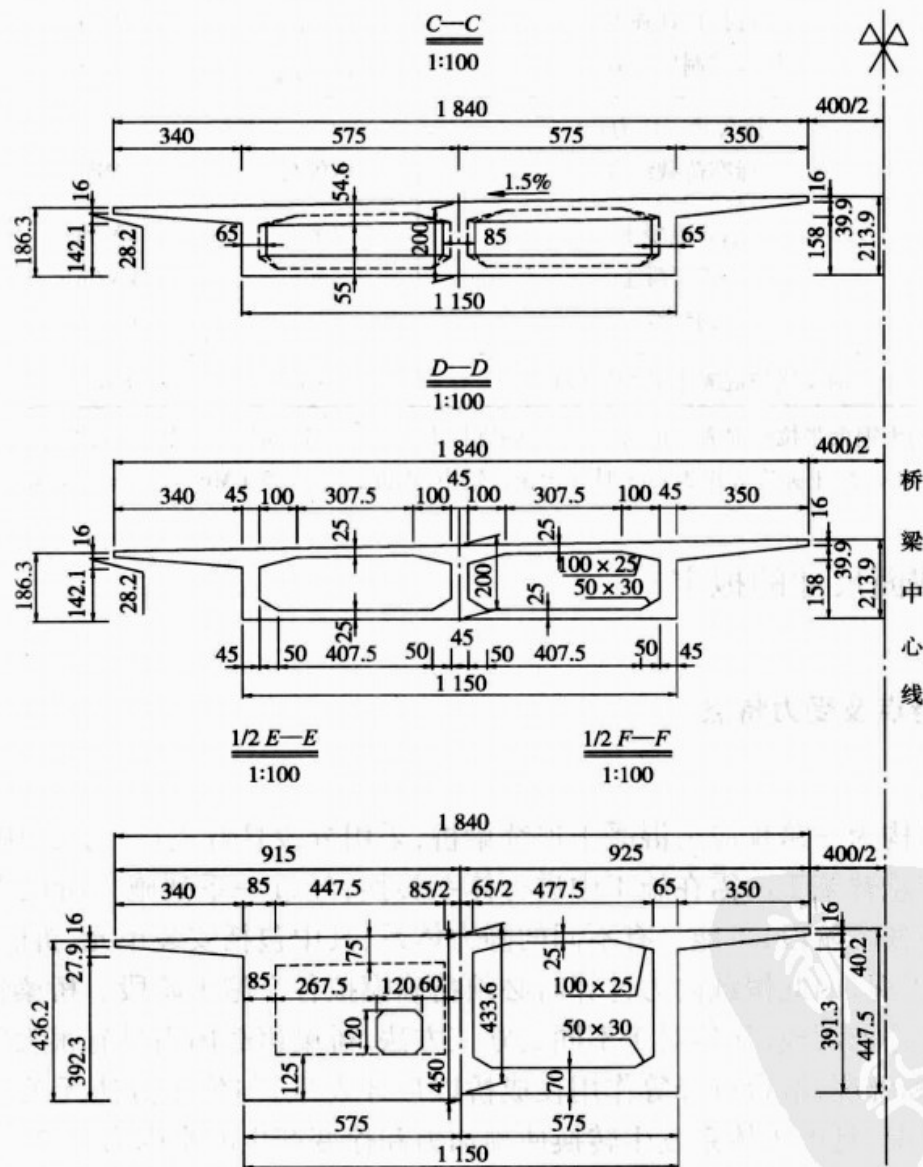
1. 主桥箱梁构造

主桥为变截面箱形梁桥,梁高为 2.0 ~ 4.5m。该桥为三跨 45m + 80m + 45m 预应力混凝土连续梁桥,施工方法为悬臂施工,考虑伸缩缝的设置,实际桥跨长度为 169.90m,即在桥的两头各设 5cm 的伸缩缝,主梁立面与平面构造如图 2-3(见插页)所示。边跨计算跨径均为 44.5m;中跨计算跨径为 80m。

2. 主梁截面尺寸拟定

主桥为变截面箱形梁桥,梁高为 2.0 ~ 4.5m。

主梁截面尺寸如图 2-4 所示。



附注:  
1. 本图尺寸以cm计。  
2. 本桥主梁另一幅与之沿线路中心线对称布置。

图 2-4 主梁截面尺寸图

### (三)毛截面几何特性计算

毛截面几何特性是计算结构内力、配束及变形计算的前提。由于梯形分块法是目前各种商用桥梁电算软件的最常用的方法(即节线法),所以本例也采用梯形分块法计算毛截面几何特性,计算方法见示例一,表 2-2 直接列出毛截面几何特性计算结果。由于结构对称,故只需要计算 1~19 截面。

截面几何特性计算结果

表 2-2

截 面	梁高 (m)	面积 (m <sup>2</sup> )	形心惯矩 (m <sup>4</sup> )	形心到下缘距离 (m)	下核心距 (m)	上核心距 (m)
1	2.00	25.480 0	9.148 0	1.078 0	0.389 4	0.333 0
2	2.00	25.480 0	9.148 0	1.078 0	0.389 4	0.333 0
3	2.00	16.870 0	8.456 0	1.110 0	0.563 2	0.451 6
4	2.00	11.350 0	6.436 0	1.177 0	0.689 0	0.481 8
5	2.00	10.860 0	6.357 0	1.185 0	0.718 2	0.494 0
6	2.00	10.860 0	6.357 0	1.185 0	0.718 2	0.494 0
7	2.03	10.940 0	6.620 0	1.197 0	0.728 2	0.505 5
8	2.11	11.230 0	7.480 0	1.233 0	0.756 0	0.540 2
9	2.26	11.700 0	9.032 0	1.291 0	0.800 0	0.598 0
10	2.46	13.480 0	11.846 0	1.362 0	0.804 0	0.645 2
11	2.71	14.450 0	15.665 0	1.464 0	0.869 4	0.740 5
12	3.02	15.630 0	21.228 0	1.585 0	0.943 8	0.856 9
13	3.30	16.670 0	26.918 0	1.687 0	1.003 6	0.957 2
14	3.60	17.820 0	34.245 0	1.799 0	1.067 0	1.068 2
15	3.94	19.090 0	43.629 0	1.961 0	1.157 2	1.165 4
16	4.34	22.000 0	58.116 0	2.080 0	1.170 9	1.270 0
17	4.50	31.660 0	84.055 0	2.222 0	1.165 5	1.194 8
18	4.50	54.030 0	96.708 0	2.337 0	0.827 5	0.765 9
19	4.50	54.030 0	96.708 0	2.337 0	0.827 5	0.765 9

## 三、主梁作用效应计算

### (一)施工过程及各施工过程计算力学图式

由于本例施工过程复杂,施工过程计算均采用计算机辅助计算,但为了了解施工过程的受力状态,掌握施工过程内力叠加的过程,在此,简要叙述施工过程的结构计算力学图式。

(1)本桥节段划分如图 2-5 所示,详细情况可以参看箱梁一般构造图 2-3。

(2)施工过程及力学图式。

计算过程中不考虑收缩、徐变以及预应力的影响。悬臂施工过程一共可分为 34 个阶段,第 1 阶段为 0 号块施工,2~28 阶段为 1~9 号块施工,每个节段的施工可拆分为挂篮安装,挂



篮加载,安装单元3个阶段。下面对每个阶段进行说明。

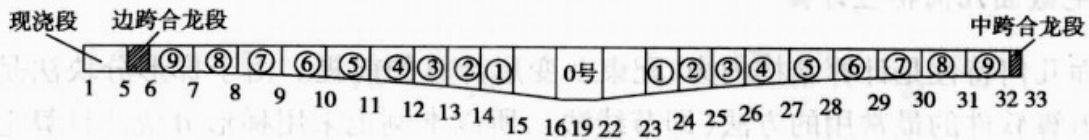


图 2-5 主梁节段划分

### 阶段 1: 0 号块施工

本阶段只作用了 0 号块混凝土的自重,由于 0 号块受力较为复杂,可进行简化计算,将临时支座两端的部分当作悬臂结构,计算图式见图 2-6。

### 阶段 2: 拼装挂篮

挂篮采用集中荷载模拟,一个挂篮按 590kN 计算,集中荷载大小为 590kN,作用在距 0 号块两悬臂端 0.5m 的位置,计算图式见图 2-7。

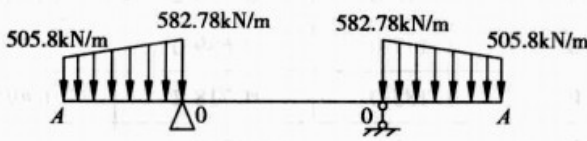


图 2-6 0 号块施工计算力学图式

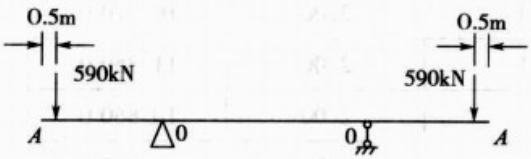


图 2-7 0 号块上挂篮拼装施工计算力学图式

### 阶段 3: 浇筑 1 号块混凝土

混凝土浇筑过程也用集中荷载模拟,1 号块湿重为 1 470kN,故集中荷载为 1 470kN,计算力学图式见图 2-8。

### 阶段 4: 安装 1 号块,同时转移锚固

这个过程中,由于本桥为变截面连续梁桥,1 号块节段前端梁高较小,后端梁高较大,故 1 号块的自重梯形荷载模拟,在施加梯形荷载的同时应在挂篮作用处反向施加一个集中荷载,以模拟混凝土湿重的移除,计算力学图式见图 2-9。

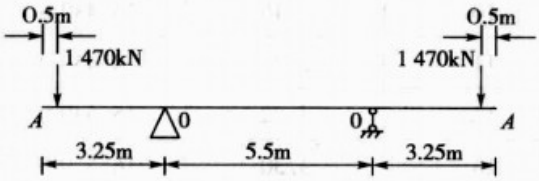


图 2-8 1 号块浇筑(湿重)拼装施工计算力学图式

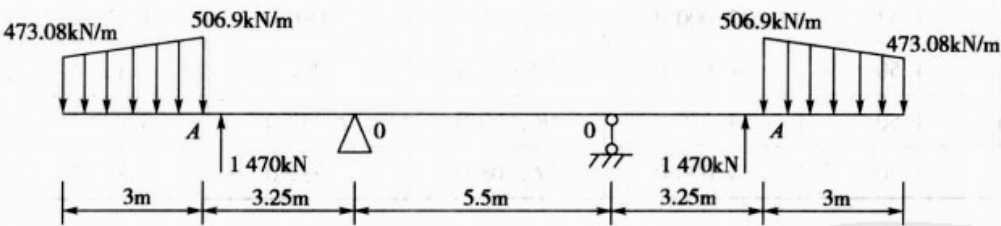


图 2-9 施工阶段 4 计算力学图式

### 阶段 5: 挂篮前移

挂篮前移到距 2 号块前端 0.5m 处,同样地挂篮用一个 590kN 的集中力模拟,同时需在挂篮原来的位置反向施加一个 590kN 的集中力,以模拟原位置挂篮的移除,计算图力学式见图 2-10。

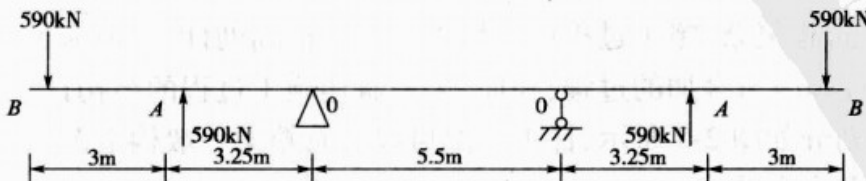


图 2-10 施工阶段 5 计算力学图式

其他的悬臂施工阶段部分(如 2~8 号块)施工的步骤与 1 号块施工是相同的,同样把每

个节段的施工可以分为挂篮前移、浇筑混凝土和安装单元3 个小阶段。这些过程用阶段6~28 来模拟,不再一一叙述。

阶段 29:拆除挂篮

在距 9 号块前端 0.5m 处反向施加一个大小为 590kN 的集中力,模拟挂篮的移除,计算力学图式见图 2-11。

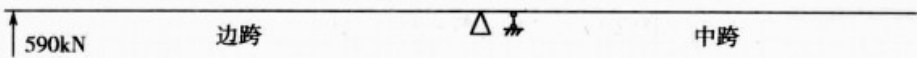


图 2-11 悬臂施工完成拆除挂篮的计算力学图式

阶段 30:安装吊篮以及施加边跨合龙段混凝土湿重

在现浇段和 9 号块前端上施加一个集中力,模拟吊篮和边跨合龙段混凝土湿重,计算力学图式见图 2-12。

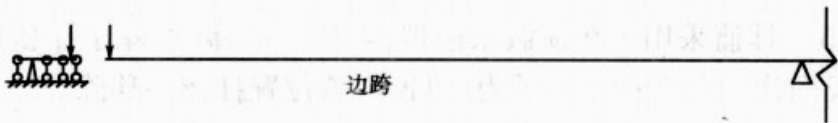


图 2-12 边跨合龙段吊篮安装及混凝土湿重作用计算力学图式

阶段 31:边跨合龙,完成第一次体系转换

施加均布荷载  $q_1$  和  $q_2$ 。 $q_1$  是现浇段的自重, $q_2$  为边跨合龙段的自重,同时移除吊篮和边跨合龙段混凝土湿重,计算力学图式见图 2-13。

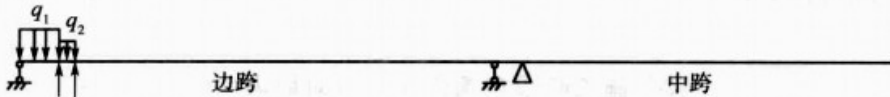


图 2-13 边跨合龙计算力学图式

阶段 32:拆除临时支座

换成永久支座,并模拟中跨合龙段吊篮和混凝土湿重,计算力学图式见图 2-14。

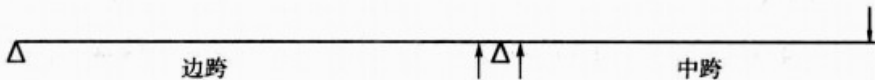


图 2-14 临时固结拆除计算力学图式

阶段 33:中跨合龙

施加合龙段自重,同时移除合龙段吊篮和混凝土湿重,计算力学图式见图 2-15。



图 2-15 中跨合龙段浇筑计算力学图式

阶段 34:施加二期恒载

计算力学图式见图 2-16。

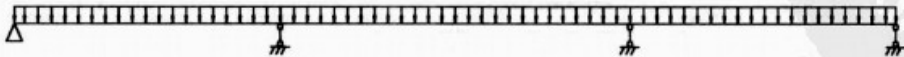


图 2-16 二期恒载施工计算力学图式

(二) 结构自重作用效应计算

1. 结构单元划分

结构自重效应采用平面杆系有限元程序计算,单元的划分应尽量与箱梁的节段划分一致,

即每一个施工节段自然划分为一个单元,另外在支座和一些构造变化的位置相应地增设几个单元,这样全桥一共划分为 63 个单元和 64 个截面,如图 2-17 所示。

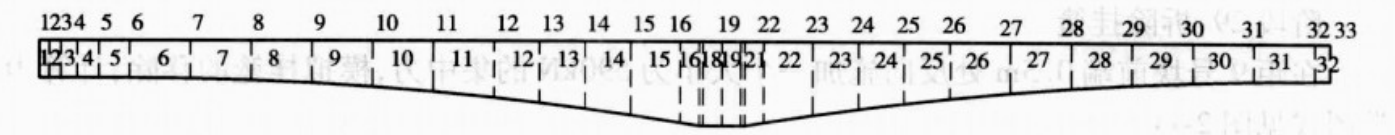


图 2-17 结构计算模型单元划分图

2. 施工阶段的模拟

施工阶段的计算图示参照上一节所述,下面简要叙述施工阶段模拟时应考虑的问题和输入方法。

(1) 节段的安装。在程序中直接输入需要安装的单元号,程序将自动激活该单元,同时激活单元的自重。

(2) 挂篮的模拟。挂篮采用永久荷载来模拟,当挂篮前移时,除了在新位置施加一个力以外,还需在原位置反向作用一个挂篮的重力,以模拟该位置挂篮的移除。

(3) 混凝土湿重的施加。与挂篮相似,也采用永久荷载来模拟,在下一个阶段中激活节段所对应的单元以后,还需要反向作用一个混凝土湿重,以模拟转移锚固这个过程。

3. 内力计算结果

内力计算结果如表 2-3 所示。从表中可以看出,采用悬臂施工连续梁,其恒载弯矩与采用一次落架的连续梁桥有很大不同,由于在施工过程中经历了悬臂阶段,造成根部负弯矩远大于跨中正弯矩。

最后施工阶段自重作用效应阶段内力 表 2-3

截 面	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	截 面	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
1	0.0	0.0	17	-16 790.0	-276 500.0
2	2 100.0	-57.6	18	-17 010.0	-280 700.0
3	1 524.0	1 392.0	19	18 990.0	-303 100.0
4	1 100.0	2 692.0	20	17 160.0	-280 500.0
5	494.7	4 084.0	21	16 940.0	-276 300.0
6	-184.2	4 394.0	22	16 000.0	-255 700.0
7	-1547.0	935.8	23	14 080.0	-206 900.0
8	-2 929.0	-8 004.0	24	12 470.0	-167 100.0
9	-4 350.0	-22 540.0	25	10 950.0	-132 000.0
10	-5 888.0	-42 960.0	26	9 517.0	-101 300.0
11	-7 569.0	-69 840.0	27	7 724.0	-66 860.0
12	-9 362.0	-103 700.0	28	6 043.0	-39 360.0
13	-10 790.0	-133 900.0	29	4 505.0	-18 330.0
14	-12 310.0	-168 500.0	30	3 084.0	-3 166.0
15	-13 920.0	-207 800.0	31	1 702.0	6 394.0
16	-15 840.0	-256 100.0	32	339.2	10 470.0

### (三) 汽车荷载及人群荷载作用效应计算

#### 1. 冲击系数和车道折减系数

汽车冲击系数按示例一中三(二)节所述的方法计算。

其中边跨跨中截面:

面积  $A = 13.48\text{m}^2$

截面惯矩  $I_c = 11.84\text{m}^4$

单位长度质量  $m_c = 13.48 \times 2600 = 35408\text{kg/m}$

$$f_1 = \frac{13.616}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} = \frac{13.616}{2 \times 3.14 \times 45^2} \sqrt{\frac{3.45 \times 10^{10} \times 11.84}{35048}} = 3.65341\text{Hz}$$

$$f_2 = 6.34614\text{Hz}$$

冲击系数  $\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157$  (适用于  $1.5\text{Hz} < f < 14\text{Hz}$ )

则:  $\mu_1 = 0.1767 \ln 3.65341 - 0.0157 = 0.213$   $\mu_2 = 0.311$

用于正弯矩效应和剪力效应  $1 + \mu = 1 + 0.213 = 1.213$

用于负弯矩效应  $1 + \mu = 1 + 0.311 = 1.311$

本例采用平面杆系有限元程序计算,为方便起见,在计算中冲击系数偏安全地统一取较大值,即 1.311。

#### 2. 偏载系数计算

本例按照邵旭东等编著的《桥梁设计与计算》(参考文献[7])所介绍的方法,用增大系数的概念来描述偏载系数。为方便参考,现将计算反复陈述于下。

##### 1) 两种近似计算方法

变截面连续梁桥的汽车荷载内力分析比较复杂,空间有限元法的分析不太适用于工程设计,故一般采用近似计算方法,目前大体上有以下两种方法处理。第一种是先用平面杆系有限元法的计算程序和其中的影响线加载来完成各个节点截面的内力分析,然后对不同的梁段乘以计入了不同荷载横向分布影响的增大系数  $\zeta_i$ ,一般称之为内力增大系数法。此外,工程上有时为了简化分析和偏安全考虑,直接取增大系数  $\zeta_i$  中的最大值  $\zeta_{\max}$  乘车辆轴重,再输入到程序的数据文件中去,所得到的计算结果就是所要求算的设计内力,一般将这种方法称为荷载增大系数法。由此可见,不论采用哪种方法,都需要预先计算出考虑了荷载横向分布影响的增大系数  $\zeta_i$  值。下面将重点介绍增大系数  $\zeta_i$  值的确定方法,有关影响线加载法的原理可详见所应用的专用程序的说明。

##### 2) 增大系数 $\zeta$ 的确定

(1) 原理简述:连续梁一般采用抗扭刚度较大的箱形截面,对于混凝土结构可以近似地忽略其周边的畸变变形。在此前提下,偏心荷载作用于桥面时,将使截面发生下挠和刚性扭转两类变形。图 2-18b)、c) 分别显示了单位集中力 ( $P=1$ ) 和单位扭转力矩 ( $T=1$ ) 作用于中跨跨中截面的中点位置时,所产生的垂直挠度  $\bar{\omega}$  和扭转角  $\bar{\theta}$ 。图 2-18e) 为这两种工况合成以后,在跨中横截面上所产生变形的形状,以左侧腹板底端 1 号点的挠度最大,右侧腹板底端 4 号点的最小。如果荷载偏置于桥面中心的右侧,则截面的挠度和扭转角形状将与上述情况相反。也就是说,1 号和 4 号点都有可能达到最大垂直位移。

现在来研究图 2-18f) 的荷载横向布置情况。跨中截面偏心地布置了  $n$  行车中的  $2n$  个车



轮,每个车轮重  $P/2$  (图中的  $n=3$  行车,其合力为  $np$ ,合力的偏心距为  $e$ )。对照图 2-18e) 不难计算出此时 1 号点的最大垂直位移  $\omega_{\max}$  为:

$$\omega_{\max} = nP \left[ \bar{\omega} + e \left( \frac{b\bar{\theta}}{2} \right) \right] \quad (2-1)$$

式中:  $b$ ——两侧腹板间的中距。

如果桥面上只布置了一行车中的两个车轮,且对称于桥面中心线,如图 2-18h) 所示,则此时的  $n=1, e=0$ ,代入式(2-1) 便得相应的均匀下沉挠度  $\omega_p$ ,其值为:

$$\omega_p = P\bar{\omega} \quad (2-2)$$

由此不难理解,欲使图 2-18 h) 的布置情况也能产生  $\omega_{\max}$  的变形;也即令箱形截面的 1 号和 4 号点同时达到  $\omega_{\max}$  值,则需要将他的荷载  $P$  增大  $\zeta$  倍,它可以表示为:

$$\zeta = \frac{\omega_{\max}}{\omega_p} = n \left[ 1 + \frac{be}{2} \left( \frac{\bar{\omega}}{\bar{\theta}} \right) \right] \quad (2-3)$$

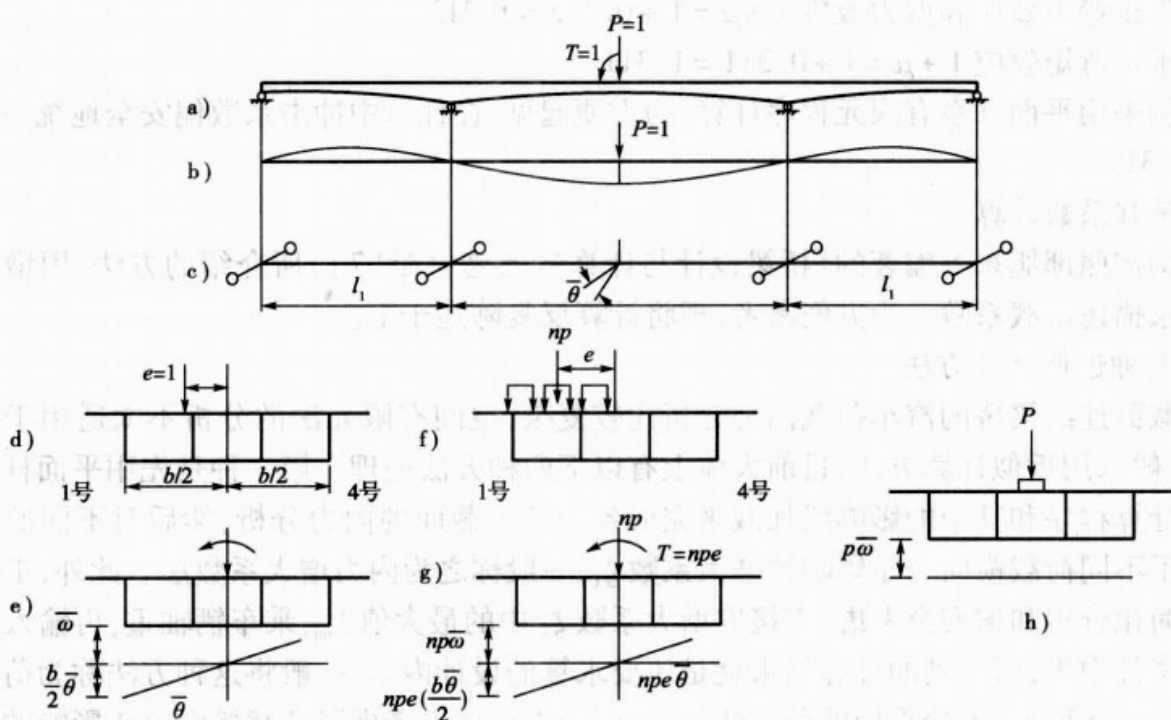


图 2-18 偏载系数计算方法示意图

上式中的  $\zeta$  就是所要求的荷载或者内力增大系数。同理,可以求算连续梁中任意一跨(包括边跨)的增大系数  $\zeta_i$ 。

这里要说明几点:

- ① 不论是中间跨或者是边跨的系数  $\zeta$ ,荷载作用截面均取所求桥跨的跨中。
- ② 按式(2-3)求得的增大系数  $\zeta$  只适合于修正相应跨的正弯矩区的内力值,对于各中间支点截面及其相邻的负弯矩区,其内力值的修正则可以近似取相邻两跨中增大系数  $\zeta$  的较大者。
- ③ 如果按照式(2-3)求得的增大系数  $\zeta$  用作荷载增大系数的话,则汽车荷载内力计算的一般式应改写为如下的形式,即:

$$S_i(1 + \mu) \varepsilon \zeta (q_k w_i + P_k y_i) \quad (2-4)$$



截面尺寸及抗扭惯矩

表 2-4

截面号	梁高 $h$ (m)	顶板厚 $t_1$ (m)	腹板厚 $t_2$ (m)	底板厚 $t_3$ (m)	抗扭惯矩 $I_T$ (m <sup>4</sup> )
(一) 边跨					
0	2.00	0.25	0.45	0.25	28.23
1	2.00	0.25	0.45	0.25	17.49
2	2.02	0.25	0.45	0.25	18.15
3	2.10	0.25	0.45	0.27	20.28
4	2.26	0.25	0.45	0.30	24.01
5	2.48	0.25	0.65	0.34	30.75
6	2.78	0.25	0.65	0.39	39.39
7	3.16	0.25	0.65	0.46	51.26
8	3.60	0.25	0.65	0.54	76.74
9	4.12	0.25	0.65	0.63	119.33
10	4.50	0.25	0.79	0.70	265.39
(二) 中跨					
11	3.82	0.25	0.65	0.58	76.74
12	3.02	0.25	0.65	0.43	51.27
13	2.46	0.25	0.45	0.33	26.26
14	2.11	0.25	0.45	0.27	20.28
15	2.00	0.25	0.45	0.25	17.49

(1) 应用平面杆系有限元程序, 分别计算边跨和中跨在单位力  $P = 1$  作用下的跨中挠度  $\bar{\omega}$ , 它们为:

边跨  $\bar{\omega}_s = 3.33 \times 10^{-6}$ ;

中跨  $\bar{\omega}_m = 9.56 \times 10^{-6}$ 。

(2) 按照式(2-5) 计算边跨跨中扭转角  $\bar{\theta}_s$ 。

取  $n = 10$  段,  $\Delta s = l_1/n = 44.55/10 = 4.45\text{m}$ , 便有:

$$\begin{aligned} \bar{\theta}_s &= \frac{1}{2 \times 1.38 \times 10^7 \times \left[ \frac{1}{28.23} + \frac{1}{265.39} + 2 \left( \frac{1}{17.49} + \cdots + \frac{1}{119.33} \right) \right]} \times 4.45 \times \\ &\quad \left[ \frac{1}{28.23} + \frac{1}{30.75} + 2 \left( \frac{1}{17.49} + \cdots + \frac{1}{24.01} \right) \right] \times \\ &\quad \left[ \frac{1}{30.75} + \frac{1}{265.39} + 2 \left( \frac{1}{39.39} + \cdots + \frac{1}{119.33} \right) \right] \\ &= 2.14 \times 10^{-8} \text{rad}/(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

(3) 按照式(2-6) 计算中跨跨中扭转角  $\bar{\theta}_m$ 。

取  $n = 10$  段,  $\Delta s = 80/10 = 8\text{m}$ , 便有:

$$\begin{aligned}\bar{\theta}_m &= \frac{8}{2 \times 1.38 \times 10^7} \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{1}{265.39} + \frac{1}{17.49} \right) + \frac{1}{76.74} + \cdots + \frac{1}{20.28} \right] \\ &= 4.36 \times 10^{-8} \text{ rad}/(\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

(4)列表计算各跨增大系数  $\zeta$ 。

本例箱梁外侧腹板的中距  $b = 5.75\text{m}$ , 应用式(2-3)并参照图 2-21 中的荷载布置进行计算, 计算结果如表 2-5 所示。

增大系数计算表

表 2-5

跨别	车队数 $n$	跨中的变形		合力点的偏心距 $e(\text{m})$	增大系数 $\zeta$
		$\bar{\omega}(\text{m}/\text{kN})$	$\bar{\theta}(\text{rad}/\text{kN} \cdot \text{m})$		
边跨	2	$3.33 \times 10^{-6}$	$2.14 \times 10^{-8}$	5.9	2.44
	3			4.35	3.49
	4			2.8	4.42
中跨	2	$9.56 \times 10^{-6}$	$4.40 \times 10^{-8}$	5.9	2.31
	3			4.35	3.34
	4			2.8	4.29

应用平面杆系有限元程序计算活载内力时, 增大系数偏安全地取最大值, 考虑车道折减系数后, 可知四车道布置时内力横向分布系数最大, 此时, 汽车横向分布系数  $m = 4.42 \times 0.67 = 2.96$ 。

当汽车和人群荷载布置在同一侧的时候, 汽车横向分布系数  $m = 4.14 \times 0.67 = 2.77$ , 人群荷载的增大系数为 1.29; 经过试算, 还是汽车与人群位于箱梁两侧的时候更为不利, 故最终还是取汽车横向分布系数  $m = 4.42 \times 0.67 = 2.96$ , 因为此时人群荷载对于荷载的横向分布有利, 故横向分布系数只取 1.0, 人群荷载取 2.5kPa。由于全桥对称, 只列出一半的截面, 汽车荷载效应内力见表 2-6, 人群荷载效应内力见表 2-7。

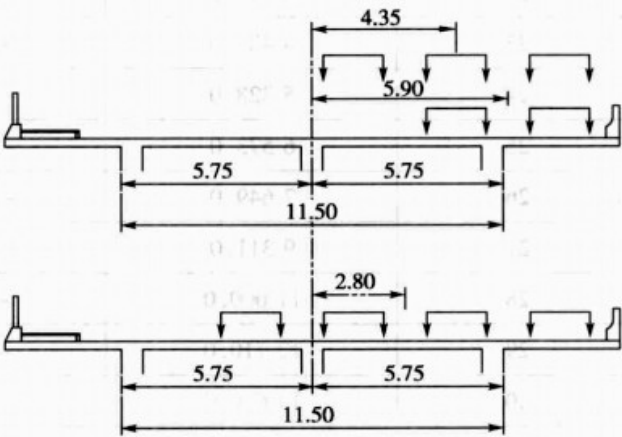


图 2-21 偏载系数车辆横向布置图(尺寸单位:m)

汽车荷载效应内力

表 2-6

截面号	$M_{\max}$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	$M_{\min}$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	$Q_{\max}$ ( $\text{kN}$ )	$Q_{\min}$ ( $\text{kN}$ )
1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	-428.7	0.0	1 291.0
3	1 339.0	-731.2	1 826.0	-746.4
4	2 889.0	-1 239.0	-1 757.0	747.6
5	5 417.0	-2 441.0	1 640.0	-749.4
6	8 014.0	-3 815.0	-1 511.0	756.5
7	12 000.0	-6 562.0	1 268.0	-787.2



截面号	$M_{\max}$ (kN · m)	$M_{\min}$ (kN · m)	$Q_{\max}$ (kN)	$Q_{\min}$ (kN)
8	14 590.0	-9 313.0	-1 047.0	957.9
9	15 880.0	-12 060.0	851.3	-1 137.0
10	16 010.0	-14 810.0	-678.4	1 328.0
11	15 080.0	-17 560.0	526.9	-1 518.0
12	13 150.0	-20 310.0	-396.2	1 709.0
13	11 010.0	-22 370.0	312.2	-1 862.0
14	8 643.0	-24 680.0	-236.8	2 016.0
15	6 499.0	-27 510.0	168.9	-2 171.0
16	5 095.0	-31 230.0	-131.2	2 327.0
17	5 111.0	-32 860.0	130.0	-2 366.0
18	5 122.0	-33 200.0	-129.9	2 406.0
19	5 228.0	-34 990.0	2 586.0	-205.7
20	5 009.0	-32 490.0	-2 536.0	205.9
21	4 968.0	-32 000.0	2 526.0	-205.7
22	4 780.0	-29 610.0	-2 476.0	205.2
23	4 403.0	-23 920.0	2 346.0	-205.9
24	5 328.0	-19 130.0	-2 226.0	214.4
25	6 573.0	-14 920.0	2 105.0	-221.9
26	7 649.0	-11 200.0	-1 983.0	261.9
27	9 311.0	-8 089.0	1 820.0	-328.8
28	11 000.0	-6 034.0	-1 654.0	416.9
29	12 710.0	-4 643.0	1 487.0	-519.9
30	14 610.0	-4 112.0	-1 320.0	638.5
31	15 920.0	-3 713.0	1 155.0	-772.4
32	16 490.0	-3 307.0	-994.8	919.5

人群荷载效应内力

表 2-7

截面号	$M_{\max}$ (kN · m)	$M_{\min}$ (kN · m)	$Q_{\max}$ (kN)	$Q_{\min}$ (kN)
1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	-0.4	0.0	2.2
3	91.8	-57.1	110.4	-70.9
4	201.2	-127.9	-105.1	71.1
5	379.6	-251.8	96.2	-71.4
6	562.8	-393.4	-86.6	72.7
7	861.7	-676.6	69.6	-78.3
8	1 071.0	-960.3	-55.1	85.6

截面号	$M_{\max}$ (kN·m)	$M_{\min}$ (kN·m)	$Q_{\max}$ (kN)	$Q_{\min}$ (kN)
9	1 190.0	-1 244.0	42.9	-94.4
10	1 218.0	-1 527.0	-33.0	106.7
11	1 158.0	-1 811.0	25.0	-121.0
12	1 006.0	-2 094.0	-18.8	137.2
13	832.9	-2 307.0	15.3	-151.4
14	655.8	-2 564.0	-12.8	166.6
15	521.3	-2 916.0	10.9	-182.7
16	437.2	-3 415.0	-9.8	199.7
17	425.6	-3 644.0	9.6	-204.1
18	424.7	-3 692.0	-9.6	208.5
19	429.3	-3 949.0	237.9	-15.2
20	412.7	-3 655.0	-230.9	15.2
21	409.9	-3 597.0	229.5	-15.2
22	398.9	-3 320.0	-222.6	15.1
23	390.3	-2 661.0	204.9	-15.2
24	406.1	-2 128.0	-189.1	16.8
25	443.0	-1 667.0	173.7	-18.1
26	497.6	-1 276.0	-158.8	19.9
27	598.5	-859.1	139.8	-21.5
28	728.0	-560.8	-121.8	26.0
29	886.0	-382.7	105.0	-31.7
30	1 113.0	-360.1	-89.7	38.7
31	1 271.0	-361.4	75.8	-47.3
32	1 339.0	-361.5	-63.5	57.4

#### (四) 温差应力及基础沉降内力计算

##### 1. 温差应力计算

按《通规》4.3.10 条规定,桥面采用 10cm 厚沥青混凝土。温差基数用直线插入法确定如下(以跨中为例,计算时取成桥后的情况,见图 2-22)。

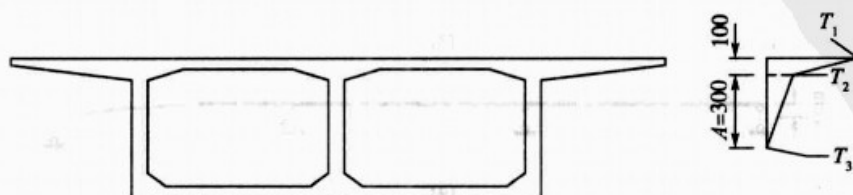


图 2-22 温差应力计算(尺寸单位:mm)

由《通规》表 4.3.10-3 中查得混凝土铺装竖向温差计算的温度基数:  $T_1 = 14^{\circ}\text{C}$ ,  $T_2 = 5.5^{\circ}\text{C}$ ,  $T_3 = 0$ ; 相关公式以及计算原理可参考示例二温差应力计算部分的内容。

具体各截面弯矩和剪力值见表 2-8, 温度次内力全桥对称, 故只列出半跨的。

温度次内力						表 2-8
截面号	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	截面号	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	
1	0.0	0.0	17	255.7	11 010.0	
2	255.7	0.0	18	255.7	11 070.0	
3	255.7	204.6	19	0.0	11 390.0	
4	255.7	460.3	20	0.0	11 390.0	
5	255.7	907.8	21	0.0	11 390.0	
6	255.7	1 419.0	22	0.0	11 390.0	
7	255.7	2 442.0	23	0.0	11 390.0	
8	255.7	3 465.0	24	0.0	11 390.0	
9	255.7	4 488.0	25	0.0	11 390.0	
10	255.7	5 511.0	26	0.0	11 390.0	
11	255.7	6 534.0	27	0.0	11 390.0	
12	255.7	7 556.0	28	0.0	11 390.0	
13	255.7	8 324.0	29	0.0	11 390.0	
14	255.7	9 091.0	30	0.0	11 390.0	
15	255.7	9 858.0	31	0.0	11 390.0	
16	255.7	10 690.0	32	0.0	11 390.0	

2. 基础沉降计算

基础沉降计算时应考虑多种沉降工况, 本例考虑如图 2-23 所示的 4 种情况, 即每个墩台分别沉降 1cm, 并将 4 种情况中的同号效应进行叠加, 即可得到多种沉降工况及其组合的最大值, 每个墩台的沉降考虑 1cm。

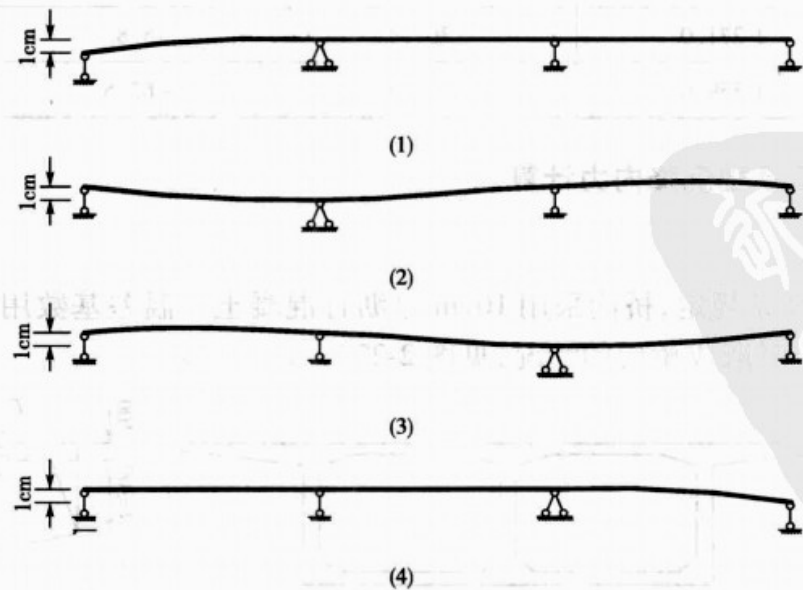


图 2-23 基础沉降图示

具体各个工况的弯矩和剪力值见表 2-9 ~ 表 2-12。

基础沉降工况 1 次内力

表 2-9

截面号	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	截面号	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
1	0.0	0.0	17	-105.5	-4 543.0
2	-105.5	0.0	18	-105.5	-4 570.0
3	-105.5	-84.4	19	90.6	-4 702.0
4	-105.5	-190.0	20	90.6	-4 588.0
5	-105.5	-374.6	21	90.6	-4 566.0
6	-105.5	-585.7	22	90.6	-4 452.0
7	-105.5	-1 008.0	23	90.6	-4 158.0
8	-105.5	-1 430.0	24	90.6	-3 886.0
9	-105.5	-1 852.0	25	90.6	-3 614.0
10	-105.5	-2 274.0	26	90.6	-3 342.0
11	-105.5	-2 696.0	27	90.6	-2 980.0
12	-105.5	-3 119.0	28	90.6	-2 617.0
13	-105.5	-3 435.0	29	90.6	-2 255.0
14	-105.5	-3 752.0	30	90.6	-1 893.0
15	-105.5	-4 068.0	31	90.6	-1 530.0
16	-105.5	-4 411.0	32	90.6	-1 168.0

基础沉降工况 2 次内力

表 2-10

截面号	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	截面号	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
1	0.0	0.0	17	196.1	8 444.0
2	196.1	0.0	18	196.1	8 493.0
3	196.1	156.9	19	-191.5	8 738.0
4	196.1	353.1	20	-191.5	8 499.0
5	196.1	696.3	21	-191.5	8 451.0
6	196.1	1 089.0	22	-191.5	8 212.0
7	196.1	1 873.0	23	-191.5	7 589.0
8	196.1	2 658.0	24	-191.5	7 015.0
9	196.1	3 442.0	25	-191.5	6 440.0
10	196.1	4 227.0	26	-191.5	5 866.0
11	196.1	5 012.0	27	-191.5	5 100.0
12	196.1	5 796.0	28	-191.5	4 334.0
13	196.1	6 385.0	29	-191.5	3 568.0
14	196.1	6 973.0	30	-191.5	2 802.0
15	196.1	7 562.0	31	-191.5	2 036.0
16	196.1	8 199.0	32	-191.5	1 270.0



基础沉降工况 3 次内力

表 2-11

截面号	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	截面号	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
1	0.0	0.0	17	-147.8	-6 363.0
2	-147.8	0.0	18	-147.8	-6 400.0
3	-147.8	-118.2	19	191.4	-6 584.0
4	-147.8	-266.0	20	191.4	-6 345.0
5	-147.8	-524.7	21	191.4	-6 297.0
6	-147.8	-820.3	22	191.4	-6 058.0
7	-147.8	-1 411.0	23	191.4	-5 436.0
8	-147.8	-2 003.0	24	191.4	-4 861.0
9	-147.8	-2 594.0	25	191.4	-4 287.0
10	-147.8	-3 185.0	26	191.4	-3 713.0
11	-147.8	-3 776.0	27	191.4	-2 947.0
12	-147.8	-4 367.0	28	191.4	-2 181.0
13	-147.8	-4 811.0	29	191.4	-1 415.0
14	-147.8	-5 254.0	30	191.4	-649.6
15	-147.8	-5 698.0	31	191.4	116.2
16	-147.8	-6 178.0	32	191.4	882.0

基础沉降工况 4 次内力

表 2-12

截面号	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	截面号	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
1	0.0	0.0	17	57.2	2 462.0
2	57.2	0.0	18	57.2	2 476.0
3	57.2	45.8	19	-90.6	2 548.0
4	57.2	102.9	20	-90.6	2 434.0
5	57.2	203.0	21	-90.6	2 412.0
6	57.2	317.4	22	-90.6	2 299.0
7	57.2	546.1	23	-90.6	2 004.0
8	57.2	774.9	24	-90.6	1 733.0
9	57.2	1 004.0	25	-90.6	1 461.0
10	57.2	1 232.0	26	-90.6	1 189.0
11	57.2	1 461.0	27	-90.6	827.0
12	57.2	1 690.0	28	-90.6	464.8
13	57.2	1 861.0	29	-90.6	102.5
14	57.2	2 033.0	30	-90.6	-259.7
15	57.2	2 204.0	31	-90.6	-621.9
16	57.2	2 390.0	32	-90.6	-984.2

### (五) 内力组合

为了进行预应力钢束的计算,在不考虑预加力引起的结构次内力及混凝土收缩徐变次内力的前提下,按《通规》第4.1.6条和第4.1.7条的规定,根据可能出现的荷载进行第一次内力组合,各内力分项的组合系数与示例一完全一样,需要补充的是,在承载能力极限状态组合中,人群荷载分项系数为0.8,短期组合中为1.0,长期组合中为0.4,用程序计算的时候,只需将除结构重力效应以外的所有荷载效应设为可选,程序将自动进行组合,计算结果见表2-13。

主梁作用效应组合

表 2-13

荷载类别		荷载组合			
		承载能力极限 状态组合(不利)	承载能力极限 状态组合(有利)	短期作用组合	长期作用组合
截面 1	最大弯矩(kN·m)	0		0.0	0.0
	最小弯矩(kN·m)	0		0.0	0.0
	最大剪力(kN)	0		0.0	0.0
	最小剪力(kN)	0		0.0	0.0
截面 2	最大弯矩(kN·m)	-69.09		-57.6	-57.6
	最小弯矩(kN·m)	-853.7		-357.7	-229.1
	最大剪力(kN)	6 445		3 905.0	3 331.0
	最小剪力(kN)	1 027		1 324.0	1 548.0
截面 3	最大弯矩(kN·m)	4 461		2 702.0	2 301.0
	最小弯矩(kN·m)	230.7		677.3	896.6
	最大剪力(kN)	5 595		3 269.0	2 721.0
	最小剪力(kN)	336		748.0	971.9
截面 4	最大弯矩(kN·m)	9 282		5 554.0	4 687.0
	最小弯矩(kN·m)	734.8		1 368.0	1 740.0
	最大剪力(kN)	4 961		2 797.0	2 269.0
	最小剪力(kN)	-174.9		323.2	547.5
截面 5	最大弯矩(kN·m)	16 320		9 532.0	7 907.0
	最小弯矩(kN·m)	-16.25		1 476.0	2 208.0
	最大剪力(kN)	4 020		2 109.0	1 617.0
	最小剪力(kN)	-904.4		-283.2	-58.4
截面 6	最大弯矩(kN·m)	22 300		12 590.0	10 190.0
	最小弯矩(kN·m)	-2 411		317.9	1 462.0
	最大剪力(kN)	0	3 006	1 340.0	886.8
	最小剪力(kN)	-1 732		-967.0	-740.1

荷载类别		荷载组合			
		承载力极限 状态组合(不利)	承载力极限 状态组合(有利)	短期作用组合	长期作用组合
截面 7	最大弯矩(kN·m)	27 150		13 790.0	10 190.0
	最小弯矩(kN·m)	-12 100		-6 077.0	-4 108.0
	最大剪力(kN)	0	1 199	-192.5	-572.8
	最小剪力(kN)	-3 423		-2 351.0	-2 115.0
截面 8	最大弯矩(kN·m)	0	24 450	8 528.0	4 152.0
	最小弯矩(kN·m)	-28 360		-17 960.0	-15 160.0
	最大剪力(kN)	-1 172		-1 729.0	-2 043.0
	最小剪力(kN)	-5 394		-3 852.0	-3 565.0
截面 9	最大弯矩(kN·m)		13 980	-3 238.0	-8 003.0
	最小弯矩(kN·m)	-51 350		-35 430.0	-31 820.0
	最大剪力(kN)	-3 237		-3 287.0	-3 543.0
	最小剪力(kN)	-7 428		-5 399.0	-5 058.0
截面 10	最大弯矩(kN·m)	-13 090		-21 700.0	-26 500.0
	最小弯矩(kN·m)	-8 1380		-58 780.0	-54 340.0
	最大剪力(kN)	-5 399		-4 947.0	-5 150.0
	最小剪力(kN)	-9 622		-7 071.0	-6 672.0
截面 11	最大弯矩(kN·m)	-45 360		-47 370.0	-51 890.0
	最小弯矩(kN·m)	-119 200		-88 600.0	-83 340.0
	最大剪力(kN)	-7 694		-6 734.0	-6 892.0
	最小剪力(kN)	-11 990		-8 885.0	-8 430.0
截面 12	最大弯矩(kN·m)	-87 760		-80 670.0	-84 610.0
	最小弯矩(kN·m)	-165 300		-125 400.0	-119 300.0
	最大剪力(kN)	-10 080		-8 619.0	-8 737.0
	最小剪力(kN)	-14 490		-10 810.0	-10 300.0
截面 13	最大弯矩(kN·m)	-126 700		-111 000.0	-114 300.0
	最小弯矩(kN·m)	-205 700		-157 800.0	-151 100.0
	最大剪力(kN)	-11 960		-10 110.0	-10 200.0
	最小剪力(kN)	-16 490		-12 350.0	-11 790.0
截面 14	最大弯矩(kN·m)	-171 300		-145 900.0	-148 500.0
	最小弯矩(kN·m)	-251 900		-194 800.0	-187 400.0
	最大剪力(kN)	-13 910		-11 680.0	-11 750.0
	最小剪力(kN)	-18 590		-13 980.0	-13 370.0

荷载类别		荷载组合			
		承载力极限 状态组合(不利)	承载力极限 状态组合(有利)	短期作用组合	长期作用组合
截面 15	最大弯矩(kN·m)	-221 100		-185 300.0	-187 200.0
	最小弯矩(kN·m)	-30 4600		-236 900.0	-228 600.0
	最大剪力(kN)	-15 970		-13 340.0	-13 390.0
	最小剪力(kN)	-20 810		-15 690.0	-15 040.0
截面 16	最大弯矩(kN·m)	-280 300		-233 100.0	-234 600.0
	最小弯矩(kN·m)	-369 800		-288 600.0	-279 200.0
	最大剪力(kN)	-18 350		-15 290.0	-15 320.0
	最小剪力(kN)	-23 400		-17 730.0	-17 030.0
截面 17	最大弯矩(kN·m)	-304 100		-252 800.0	-254 400.0
	最小弯矩(kN·m)	-397 400		-310 400.0	-300 500.0
	最大剪力(kN)	-19 480		-162 30.0	-16 270.0
	最小剪力(kN)	-24 600		-18 700.0	-17 990.0
截面 18	最大弯矩(kN·m)	-309 100		-256 900.0	-258 500.0
	最小弯矩(kN·m)	-403 100		-314 900.0	-305 000.0
	最大剪力(kN)	-19 750		-16 450.0	-16 490.0
	最小剪力(kN)	-24 940		-18 940.0	-18 220.0
截面 19	最大弯矩(kN·m)	-335 200		-278 700.0	-280 200.0
	最小弯矩(kN·m)	-433 400		-338 900.0	-328 400.0
	最大剪力(kN)	27 660		21 080.0	20 310.0
	最小剪力(kN)	22 270		18 560.0	18 620.0
截面 20	最大弯矩(kN·m)	-308 700		-256 600.0	-258 100.0
	最小弯矩(kN·m)	-401 500		-314 200.0	-304 500.0
	最大剪力(kN)	25 380		19 220.0	18 460.0
	最小剪力(kN)	20 080		16 740.0	168 00.0
截面 21	最大弯矩(kN·m)	-303 700		-252 400.0	-253 900.0
	最小弯矩(kN·m)	-395 500		-309 500.0	-299 900.0
	最大剪力(kN)	25 090		18 990.0	18 230.0
	最小剪力(kN)	19 810		16 520.0	16 580.0
截面 22	最大弯矩(kN·m)	-279 600		-232 400.0	-233 800.0
	最小弯矩(kN·m)	-366 300		-286 900.0	-278 100.0
	最大剪力(kN)	23 870		18 010.0	17 270.0
	最小剪力(kN)	18 680		15 570.0	15 630.0



荷载类别		荷载组合			
		承载能力极限 状态组合(不利)	承载能力极限 状态组合(有利)	短期作用组合	长期作用组合
截面 23	最大弯矩(kN·m)	-222 100		-184 700.0	-18 6000.0
	最小弯矩(kN·m)	-296 800		-233 200.0	-22 6000.0
	最大剪力(kN)	21 330		16 000.0	15 300.0
	最小剪力(kN)	16 370		13 650.0	13 710.0
截面 24	最大弯矩(kN·m)	-173 100		-145 100.0	-146 700.0
	最小弯矩(kN·m)	-239 900		-189 200.0	-183 500.0
	最大剪力(kN)	19 170		14 310.0	13 640.0
	最小剪力(kN)	14 420		12 030.0	12 100.0
截面 25	最大弯矩(kN·m)	-129 100		-110 000.0	-112 000.0
	最小弯矩(kN·m)	-189 600		-150 300.0	-145 900.0
	最大剪力(kN)	17 130		12 700.0	12 070.0
	最小剪力(kN)	12 590		10 510.0	10 580.0
截面 26	最大弯矩(kN·m)	-90 750		-79 400.0	-81 690.0
	最小弯矩(kN·m)	-145 600		-116 200.0	-112 800.0
	最大剪力(kN)	15 190		11 190.0	10 590.0
	最小剪力(kN)	10 800		9 052.0	9 130.0
截面 27	最大弯矩(kN·m)	-46 940		-44 920.0	-47 720.0
	最小弯矩(kN·m)	-98 000		-78 450.0	-76 020.0
	最大剪力(kN)	12 740		9 280.0	8 734.0
	最小剪力(kN)	8 526		7 212.0	7 310.0
截面 28	最大弯矩(kN·m)	-11 400		-17 370.0	-20 670.0
	最小弯矩(kN·m)	-60 670		-48 380.0	-46 570.0
	最大剪力(kN)	10 420		7 483.0	6 987.0
	最小剪力(kN)	6 347		5 469.0	5 594.0
截面 29	最大弯矩(kN·m)		20 050	3 730.0	-81.5
	最小弯矩(kN·m)	-32 320		-25 250.0	-23 850.0
	最大剪力(kN)	8 268		5 828.0	5 382.0
	最小剪力(kN)	4 313		3 858.0	4 014.0
截面 30	最大弯矩(kN·m)		38 260	19 360.0	14 970.0
	最小弯矩(kN·m)	-12 730		-8 846.0	-7 613.0
	最大剪力(kN)	6 256		4 289.0	3 893.0
	最小剪力(kN)	2 390		2 354.0	2 546.0

荷载类别		荷载组合			
		承载能力极限 状态组合(不利)	承载能力极限 状态组合(有利)	短期作用组合	长期作用组合
截面 31	最大弯矩(kN·m)	51 170		29 180.0	24 410.0
	最小弯矩(kN·m)	-197.7		1 643.0	2 757.0
	最大剪力(kN)	4 296		2 792.0	2 445.0
	最小剪力(kN)	486.9		878.5	1 110.0
截面 32	最大弯矩(kN·m)	57 100		33 650.0	28 710.0
	最小弯矩(kN·m)	5 439		6 006.0	6 998.0
	最大剪力(kN)	2 368		1 318.0	1 019.0
	最小剪力(kN)	-1 417		-586.8	-311.0

注:①表中汽车荷载效应包含冲击力作用;

②短期作用组合和长期作用组合,计入汽车荷载效应时已扣除冲击力作用;

③基础沉降、汽车荷载效应、人群荷载效应、温度效应为可选组合效应,在进行组合时,按最不利情况进行组合。

#### 四、预应力钢束估算及布置

根据《公预规》,预应力混凝土连续梁应满足使用荷载下的正截面抗裂要求、正截面压应力要求和承载能力极限状态下的正截面强度要求。因此,预应力筋的数量可从这三个方面综合评定。

##### (一) 钢束估算

钢束估算均采用 $\phi^{15.2}$ ,每根钢绞线面积 $A_y = 140\text{mm}^2$ ,抗拉强度标准值 $f_{pk} = 1\,860\text{MPa}$ ,张拉控制应力取 $\sigma_{con} = 0.75f_{pk} = 0.75 \times 1\,860 = 1\,395\text{MPa}$ ,预应力损失按张拉控制应力的20%估算。取 $\alpha = 0.8$ 。以下只列出半桥主要截面的计算结果,计算方法可参见示例一,此处不再重复叙述。

##### 1. 按正常使用极限状态的正截面抗裂验算要求估束

###### 1) 只在截面上缘布置预应力筋

截面上缘配筋计算结果见表 2-14。

按抗裂验算要求配筋计算表(上缘)

表 2-14

截面	$M_{\max}$ (kN·m)	$M_{\min}$ (kN·m)	$n_{ys} \geq$ (根)	$n_{ys} \leq$ (根)	选用配筋 (根)
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	-57.6	-357.7	2.5	1.1	0.0
3	2 702.0	677.3	-4.2	78.2	0.0
4	5 554.0	1 368.0	-8.2	247.0	0.0
5	9 532.0	1 476.0	-8.7	477.0	48.0

续上表

截 面	$M_{\max}$ (kN · m)	$M_{\min}$ (kN · m)	$n_{ys} \geq$ (根)	$n_{ys} \leq$ (根)	选用配筋 (根)
6	12 590.0	317.9	-1.9	630.0	96.0
7	13 790.0	-6 077.0	35.0	671.5	144.0
8	8 528.0	-17 960.0	98.0	380.1	192.0
9	-3 238.0	-35 430.0	177.9	126.0	276.0
10	-21 700.0	-58 780.0	272.7	607.6	300.0
11	-47 370.0	-88 600.0	364.9	1 101.6	384.0
12	-80 670.0	-125 400.0	454.6	1 540.0	480.0
13	-111 000.0	-157 800.0	527.1	1 979.6	612.0
14	-145 900.0	-194 800.0	611.3	2 716.5	744.0
15	-185 300.0	-236 900.0	686.1	3 249.1	888.0
16	-233 100.0	-288 600.0	768.3	3 205.4	888.0
17	-252 800.0	-310 400.0	821.8	2 981.8	888.0
18	-256 900.0	-314 900.0	833.7	3 030.2	888.0
19	-278 700.0	-338 900.0	897.3	3 287.3	888.0
20	-256 600.0	-314 200.0	831.9	3 026.7	888.0
21	-252 400.0	-309 500.0	819.5	2 977.1	888.0
22	-232 400.0	-286 900.0	763.8	3 195.8	888.0
23	-184 700.0	-233 200.0	675.4	3 238.6	888.0
24	-145 100.0	-189 200.0	593.7	2 701.6	744.0
25	-110 000.0	-150 300.0	502.0	1 961.8	612.0
26	-79 400.0	-116 200.0	421.2	1 515.7	480.0
27	-44 920.0	-78 450.0	323.1	1 044.6	384.0
28	-17 370.0	-48 380.0	224.4	486.4	300.0
29	3 730.0	-25 250.0	126.8	145.2	276.0
30	19 360.0	-8 846.0	48.3	862.9	192.0
31	29 180.0	1 643.0	-9.5	1 421.0	144.0
32	33 650.0	6 006.0	-35.2	1 683.9	96.0

## 2) 只在截面下缘布置预应力筋

截面下缘配筋计算结果见表 2-15。

按抗裂验算要求配筋计算表(下缘)

表 2-15

截 面	$M_{\max}$ (kN · m)	$M_{\min}$ (kN · m)	$n_{ys} \geq$ (根)	$n_{ys} \leq$ (根)	选用配筋 (根)
1	0.0	0.0	0.0	0.0	252
2	-57.6	-357.7	-0.4	-7.4	252
3	2 702.0	677.3	17.3	22.1	252

续上表

截 面	$M_{\max}$ (kN·m)	$M_{\min}$ (kN·m)	$n_{ys} \geq$ (根)	$n_{ys} \leq$ (根)	选用配筋 (根)
4	5 554.0	1 368.0	32.9	58.6	252
5	9 532.0	1 476.0	49.6	35.3	252
6	12 590.0	317.9	65.5	7.6	252
7	13 790.0	-6 077.0	70.7	-144.5	252
8	8 528.0	-17 960.0	41.8	-417.1	180
9	-3 238.0	-35 430.0	-14.8	-790.8	96
10	-21 700.0	-58 780.0	-93.1	-1 106.7	48
11	-47 370.0	-88 600.0	-184.0	-1 536.5	0
12	-80 670.0	-125 400.0	-281.2	-1 976.8	0
13	-111 000.0	-157 800.0	-355.8	-2 297.6	0
14	-145 900.0	-194 800.0	-429.5	-2 607.6	0
15	-185 300.0	-236 900.0	-498.3	-2 833.1	0
16	-233 100.0	-288 600.0	-583.3	-2 985.1	0
17	-252 800.0	-310 400.0	-619.8	-2 699.5	0
18	-256 900.0	-314 900.0	-696.3	-1 839.4	0
19	-278 700.0	-338 900.0	-755.4	-1 979.6	0
20	-256 600.0	-314 200.0	-695.5	-1 835.3	0
21	-252 400.0	-309 500.0	-618.8	-2 691.7	0
22	-232 400.0	-286 900.0	-581.6	-2 967.5	0
23	-184 700.0	-233 200.0	-496.7	-2 788.8	0
24	-145 100.0	-189 200.0	-427.2	-2 532.7	0
25	-110 000.0	-150 300.0	-352.6	-2 188.4	0
26	-79 400.0	-116 200.0	-276.7	-1 831.7	0
27	-44 920.0	-78 450.0	-174.5	-1 360.5	48
28	-17 370.0	-48 380.0	-74.6	-910.9	96
29	3 730.0	-25 250.0	17.1	-563.6	192
30	19 360.0	-8 846.0	94.9	-205.4	264
31	29 180.0	1 643.0	149.5	39.1	348
32	33 650.0	6 006.0	175.1	143.7	348

2. 按正常使用极限状态截面压应力要求估算

1) 只在截面上缘布置预应力筋

截面上缘配筋计算结果见表 2-16。



按压应力要求配筋计算表(上缘)

表 2-16

截 面	$M_{\max}$ (kN · m)	$M_{\min}$ (kN · m)	$n_{ys} \geq$ (根)	$n_{ys} \leq$ (根)	选用配筋 (根)
1	0.0	0.0	899.9	-2 066.0	0
2	-57.6	-486.3	900.2	-2 058.7	0
3	3 147.0	457.9	751.6	-2 868.0	0
4	6 516.0	996.8	573.0	-3 186.5	0
5	11 350.0	743.4	539.9	-3 508.9	48
6	15 290.0	-826.6	521.4	-3 446.1	96
7	17 900.0	-8 046.0	512.1	-3 177.0	144
8	13 630.0	-20 750.0	540.8	-2 764.3	192
9	2 463.0	-39 050.0	599.1	-2 313.0	276
10	-15 740.0	-63 230.0	710.0	-1 739.8	300
11	-41 480.0	-93 870.0	807.3	-1 478.5	384
12	-75 150.0	-131 500.0	911.0	-1 305.2	480
13	-105 900.0	-164 500.0	1 007.1	-1 341.0	612
14	-141 400.0	-202 200.0	1 128.2	-1 581.5	744
15	-181 300.0	-245 100.0	1 249.3	-1 617.7	888
16	-229 300.0	-298 000.0	1 377.1	-1 701.1	888
17	-249 000.0	-320 300.0	1 793.5	-2 760.3	888
18	-253 100.0	-324 900.0	2 432.3	-2 233.6	888
19	-274 700.0	-349 400.0	2 486.0	-2 075.2	888
20	-252 700.0	-323 900.0	2 431.3	-2 240.0	888
21	-248 600.0	-319 100.0	1 792.7	-2 771.6	888
22	-228 500.0	-295 800.0	1 375.4	-1 725.3	888
23	-181 000.0	-240 400.0	1 248.6	-1 683.6	888
24	-141 100.0	-195 000.0	1 127.4	-1 688.8	744
25	-105 600.0	-154 800.0	1 006.3	-1 479.4	612
26	-74 730.0	-119 600.0	909.8	-1 487.0	480
27	-39 760.0	-80 880.0	801.6	-1 720.2	384
28	-11 690.0	-50 190.0	695.0	-2 031.9	300
29	9 915.0	-26 640.0	569.2	-2 699.4	276
30	26 110.0	-10 080.0	486.3	-3 144.8	192
31	36 330.0	529.2	427.2	-3 511.0	144
32	40 970.0	5 014.0	400.9	-3 679.9	96

## 2) 只在截面下缘布置预应力筋

截面下缘配筋计算结果见表 2-17。

按压应力要求配筋计算表(下缘)

表 2-17

截 面	$M_{\max}$ (kN·m)	$M_{\min}$ (kN·m)	$n_{ys} \geq$ (根)	$n_{ys} \leq$ (根)	选用配筋 (根)
1	0.0	0.0	797.6	-2 666.4	252
2	-57.6	-486.3	794.8	-2 667.4	252
3	3 147.0	457.9	633.0	-3 938.1	252
4	6 516.0	996.8	425.0	-4 120.7	252
5	11 350.0	743.4	364.8	-2 201.5	252
6	15 290.0	-826.6	358.2	-2 126.1	252
7	17 900.0	-8 046.0	334.3	-2 114.9	252
8	13 630.0	-20 750.0	304.1	-2 302.3	180
9	2 463.0	-39 050.0	272.3	-2 663.4	96
10	-15 740.0	-63 230.0	266.7	-2 881.6	48
11	-41 480.0	-93 870.0	247.0	-3 398.9	0
12	-75 150.0	-131 500.0	238.3	-3 961.5	0
13	-105 900.0	-164 500.0	241.0	-4 390.5	0
14	-141 400.0	-202 200.0	250.1	-4 812.9	0
15	-181 300.0	-245 100.0	248.1	-5 158.3	0
16	-229 300.0	-298 000.0	309.6	-5 350.6	0
17	-249 000.0	-320 300.0	573.7	-5 891.4	0
18	-253 100.0	-324 900.0	749.1	-4 567.5	0
19	-274 700.0	-349 400.0	696.0	-4 668.4	0
20	-252 700.0	-323 900.0	751.3	-4 565.6	0
21	-248 600.0	-319 100.0	576.1	-5 888.6	0
22	-228 500.0	-295 800.0	314.0	-5 343.9	0
23	-181 000.0	-240 400.0	258.2	-5 155.4	0
24	-141 100.0	-195 000.0	267.0	-4 809.7	0
25	-105 600.0	-154 800.0	265.9	-4 387.0	0
26	-74 730.0	-119 600.0	271.5	-3 956.2	0
27	-39 760.0	-80 880.0	287.3	-3 375.1	48
28	-11 690.0	-50 190.0	311.5	-2 820.6	96
29	9 915.0	-26 640.0	317.7	-2 530.3	192
30	26 110.0	-10 080.0	346.0	-2 070.4	264
31	36 330.0	529.2	369.5	-1 764.2	348
32	40 970.0	5 014.0	382.5	-1 634.5	348

## 3. 按承载力极限状态的应力要求计算

### 1) 只在截面上缘布置预应力筋

截面上缘配筋计算结果见表 2-18。

按承载能力极限状态要求配筋计算表(上缘) 表 2-18

截 面	$M$ (kN·m)	$h_0$ (m)	$b$ (m)	$n_{yx} \geq$ (根)	选用配筋 (根)
1	0.0	1.840	11.5	0.0	0
2	-69.0	1.840	11.5	0.0	0
3	4 461.0	1.840	11.5	-13.8	0
4	9 282.0	1.840	11.5	-28.7	0
5	16 320.0	1.840	11.5	-50.2	48
6	22 300.0	1.840	11.5	-68.3	96
7	27 150.0	1.868	11.5	-81.8	144
8	-28 360.0	1.954	11.5	84.1	192
9	-51 350.0	2.096	11.5	143.2	276
10	-81 380.0	2.295	11.5	208.9	300
11	-119 200.0	2.551	11.5	277.0	384
12	-165 300.0	2.864	11.5	343.6	480
13	-205 700.0	3.096	11.5	396.6	612
14	-251 900.0	3.300	11.5	457.4	744
15	-304 600.0	3.586	11.5	509.6	888
16	-369 800.0	3.936	11.5	563.9	888
17	-397 400.0	4.100	11.5	581.5	888
18	-403 100.0	4.100	11.5	590.2	888
19	-433 400.0	4.100	11.5	637.2	888
20	-401 500.0	4.100	11.5	587.8	888
21	-395 500.0	4.100	11.5	578.5	888
22	-366 300.0	3.936	11.5	558.3	888
23	-296 800.0	3.586	11.5	495.9	888
24	-239 900.0	3.300	11.5	434.5	744
25	-189 600.0	3.096	11.5	364.2	612
26	-145 600.0	2.864	11.5	301.0	480
27	-98 000.0	2.551	11.5	226.2	384
28	-60 670.0	2.295	11.5	154.5	300
29	-32 320.0	2.096	11.5	89.3	276
30	38 260.0	1.954	11.5	-109.7	192
31	51 170.0	1.868	11.5	-152.2	144
32	57 100.0	1.840	11.5	-171.7	96

2) 只在截面下缘布置预应力筋

截面上缘配筋计算结果见表 2-19。

按承载力极限状态要求配筋计算表(下缘)

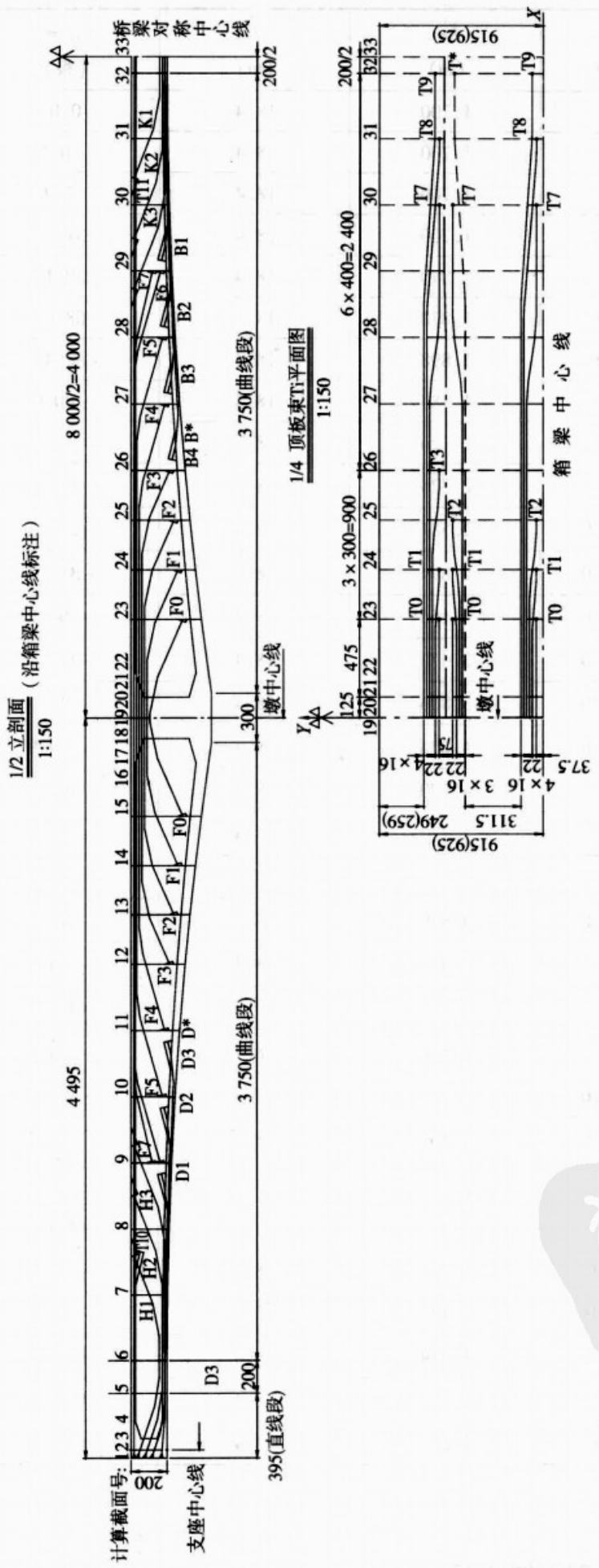
表 2-19

截 面	$M$ (kN · m)	$h_0$ (m)	$b$ (m)	$n_{yx} \geq$ (根)	选用配筋 (根)
1	0.0	1.700	18.4	0.0	252
2	-69.0	1.700	18.4	-0.2	252
3	4 461.0	1.700	18.4	15.0	252
4	9 282.0	1.700	18.4	31.3	252
5	16 320.0	1.870	18.4	50.1	252
6	22 300.0	1.870	18.4	68.6	252
7	27 150.0	1.898	18.4	82.4	252
8	-28 360.0	1.984	18.4	-80.9	180
9	-51 350.0	2.126	18.4	-136.1	96
10	-81 380.0	2.325	18.4	-196.3	48
11	-119 200.0	2.581	18.4	-258.2	0
12	-165 300.0	2.894	18.4	-318.7	0
13	-205 700.0	3.166	18.4	-362.2	0
14	-251 900.0	3.470	18.4	-404.5	0
15	-304 600.0	3.806	18.4	-445.9	0
16	-369 800.0	4.206	18.4	-489.9	0
17	-397 400.0	4.370	18.4	-506.7	0
18	-403 100.0	4.370	18.4	-513.8	0
19	-433 400.0	4.370	18.4	-551.5	0
20	-401 500.0	4.370	18.4	-511.9	0
21	-395 500.0	4.370	18.4	-504.4	0
22	-366 300.0	4.206	18.4	-485.4	0
23	-296 800.0	3.806	18.4	-434.7	0
24	-239 900.0	3.470	18.4	-385.6	0
25	-189 600.0	3.166	18.4	-334.4	0
26	-145 600.0	2.894	18.4	-281.4	0
27	-98 000.0	2.581	18.4	-213.1	48
28	-60 670.0	2.325	18.4	-147.0	96
29	-32 320.0	2.126	18.4	-86.1	192
30	38 260.0	1.984	18.4	111.4	264
31	51 170.0	1.898	18.4	156.7	348
32	57 100.0	1.870	18.4	177.9	348

## (二) 钢束布置

纵向钢束布置见图 2-24 ~ 图 2-27。





附注:  
1. 本图尺寸以cm为单位。  
2. T\*、B\*、D\*为备用孔道, 不使用时必须压浆填实; 预应力钢束张拉锚固端必须用钢筋混凝土封端。

图 2-24 纵向预应力布置图

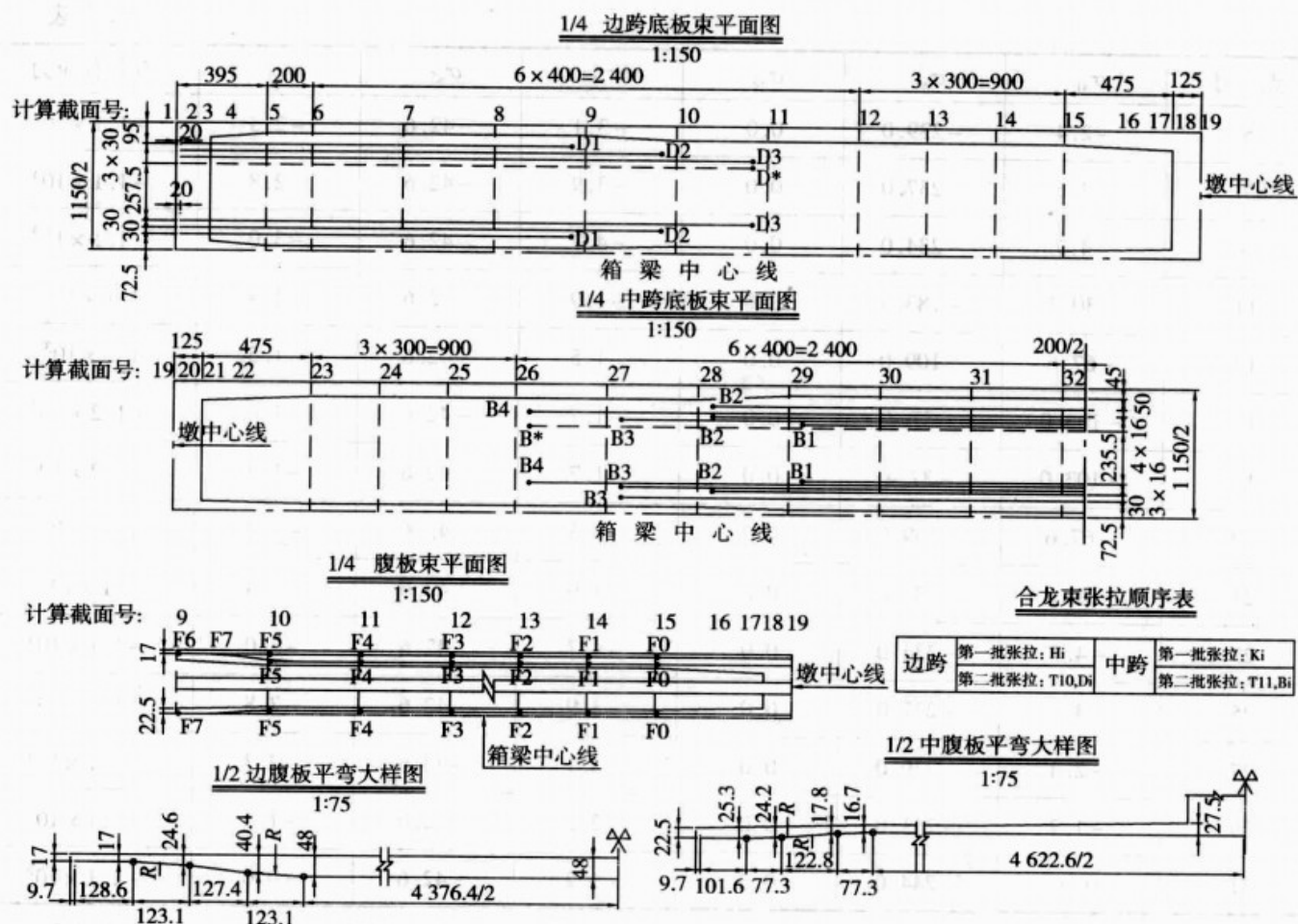


[illegible]

1.本图尺寸以 cm 为单位。

1. 本图尺寸以 cm 为单位。
2. 弯曲半径  $R=28\ 214.6\text{cm}$ , 未示的弯曲半径为  $6\text{m}$ 。
3. \*为备用孔道, 不使用时必须压浆填实; 预应力

图 2-26 纵向预应力大样(二)



附注: 1.本图尺寸均以cm为单位。  
2.腹板平弯半径 $R=1\ 000$ 。  
3.B\*、D\*为备用孔道,不使用时必须压浆填实;预应力钢束张拉锚固端必须用钢筋混凝土封端。

图 2-27 预应力钢束布置图

### (三) 主梁净、换算截面几何特性计算

钢束布置好了以后,各截面的孔道以及位置就确定下来了,只需在程序中输入管道直径,程序将自动计算主梁的净、换算截面几何特性,本示例中,波纹管直径为 10cm。

## 五、预应力损失及有效预应力计算

对每一根钢束,每一个阶段计算钢束沿程的预应力损失,进而得到各钢束在各个阶段的应力分布。程序中为了表述和计算方便,将钢束分成 30 等份,计算出钢束在 31 个节点上的应力,此处以 0 号块上的 T0 顶板束为例,列出 T0 顶板束在几个主要阶段的计算结果。为了节省篇幅,只列出奇数点号的结果。T0 顶板束在施工阶段和成桥阶段的预应力损失以及永存预应力见表 2-20 ~ 表 2-23。

张拉阶段各项预应力损失以及有效预应力 (MPa)

表 2-20

点 号	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	$\sigma_{s3}$	$\sigma_{s4}$	$\sigma_{s5}$	$\sigma_{s6}$	有效预应力
1	0.0	-244.0	0.0	-1.2	-42.6	-0.6	$-1.1 \times 10^3$
3	-1.2	-241.0	0.0	-2.2	-42.6	-1.6	$-1.1 \times 10^3$



续上表

点 号	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	$\sigma_{s3}$	$\sigma_{s4}$	$\sigma_{s5}$	$\sigma_{s6}$	有效预应力
5	-2.4	-239.0	0.0	-3.1	-42.6	-2.3	$-1.1 \times 10^3$
7	-3.5	-237.0	0.0	-3.9	-42.6	-2.8	$-1.1 \times 10^3$
9	-4.7	-234.0	0.0	-4.7	-42.6	-3.0	$-1.1 \times 10^3$
11	-30.3	-183.0	0.0	-1.9	-42.6	-1.4	$1.1 \times 10^3$
13	-67.6	-109.0	0.0	-1.5	-42.6	-1.3	$1.2 \times 10^3$
15	-103.0	-37.4	0.0	-1.7	-42.6	-1.4	$-1.2 \times 10^3$
17	-103.0	-37.4	0.0	-1.7	-42.6	-1.4	$-1.2 \times 10^3$
19	-67.6	-109.0	0.0	-1.5	-42.6	-1.3	$1.2 \times 10^3$
21	-30.3	-183.0	0.0	-1.9	-42.6	-1.4	$1.1 \times 10^3$
23	-4.7	-234.0	0.0	-4.7	-42.6	-3.0	$-1.1 \times 10^3$
25	-3.5	-237.0	0.0	-3.9	-42.6	-2.8	$-1.1 \times 10^3$
27	-2.4	-239.0	0.0	-3.1	-42.6	-2.3	$-1.1 \times 10^3$
29	-1.2	-241.0	0.0	-2.2	-42.6	-1.6	$-1.1 \times 10^3$
31	0.0	-244.0	0.0	-1.2	-42.6	-0.6	$-1.1 \times 10^3$

最大悬臂阶段各项预应力损失以及有效预应力 (MPa)

表 2-21

点 号	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	$\sigma_{s3}$	$\sigma_{s4}$	$\sigma_{s5}$	$\sigma_{s6}$	有效预应力
1	0.0	0.0	0.0	1.8	0.0	0.0	$-1.04 \times 10^3$
3	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0	-0.2	$-1.04 \times 10^3$
5	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	-0.3	$-1.04 \times 10^3$
7	0.0	0.0	0.0	-0.5	0.0	-0.4	$-1.04 \times 10^3$
9	0.0	0.0	0.0	-1.2	0.0	-0.5	$-1.11 \times 10^3$
11	0.0	0.0	0.0	-1.4	0.0	-0.2	$-1.12 \times 10^3$
13	0.0	0.0	0.0	-1.2	0.0	-0.2	$-1.16 \times 10^3$
15	0.0	0.0	0.0	-1.2	0.0	-0.2	$-1.19 \times 10^3$
17	0.0	0.0	0.0	-1.2	0.0	-0.2	$-1.19 \times 10^3$
19	0.0	0.0	0.0	-1.2	0.0	-0.2	$-1.16 \times 10^3$
21	0.0	0.0	0.0	-1.4	0.0	-0.2	$-1.12 \times 10^3$
23	0.0	0.0	0.0	-1.2	0.0	-0.5	$-1.11 \times 10^3$
25	0.0	0.0	0.0	-0.5	0.0	-0.4	$-1.04 \times 10^3$
27	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	-0.3	$-1.04 \times 10^3$
29	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0	-0.2	$-1.04 \times 10^3$
31	0.0	0.0	0.0	1.8	0.0	0.0	$-1.04 \times 10^3$

中跨合龙阶段各项预应力损失以及有效预应力 (MPa)

表 2-22

点 号	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	$\sigma_{s3}$	$\sigma_{s4}$	$\sigma_{s5}$	$\sigma_{s6}$	有效预应力
1	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	0.3	$-1.05 \times 10^3$
3	0.0	0.0	0.0	1.6	0.0	0.0	$-1.04 \times 10^3$
5	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	-0.1	$-1.04 \times 10^3$
7	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0	-0.3	$-1.03 \times 10^3$
9	0.0	0.0	0.0	-2.0	0.0	-0.4	$-1.03 \times 10^3$
11	0.0	0.0	0.0	-2.3	0.0	-0.8	$-1.08 \times 10^3$
13	0.0	0.0	0.0	-1.9	0.0	-0.4	$-1.14 \times 10^3$
15	0.0	0.0	0.0	-2.1	0.0	-0.5	$-1.17 \times 10^3$
17	0.0	0.0	0.0	-2.1	0.0	-0.5	$-1.17 \times 10^3$
19	0.0	0.0	0.0	-2.0	0.0	-0.4	$-1.14 \times 10^3$
21	0.0	0.0	0.0	-2.4	0.0	-0.8	$-1.08 \times 10^3$
23	0.0	0.0	0.0	-2.1	0.0	-0.4	$-1.03 \times 10^3$
25	0.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	-0.3	$-1.03 \times 10^3$
27	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	-0.1	$-1.04 \times 10^3$
29	0.0	0.0	0.0	1.8	0.0	0.0	$-1.04 \times 10^3$
31	0.0	0.0	0.0	3.5	0.0	0.3	$-1.04 \times 10^3$

正常使用阶段各项预应力损失以及有效预应力 (MPa)

表 2-23

点 号	松弛损失	收缩徐变损失	永存预应力
1	0	-18.0	$-1.02 \times 10^3$
3	0	-20.2	$-1.02 \times 10^3$
5	0	-21.9	$-1.01 \times 10^3$
7	0	-23.1	$-1.01 \times 10^3$
9	0	-23.9	$-1.01 \times 10^3$
11	0	-18.0	$-1.06 \times 10^3$
13	0	-9.1	$-1.13 \times 10^3$
15	0	-8.9	$-1.16 \times 10^3$
17	0	-8.9	$-1.16 \times 10^3$
19	0	-9.2	$-1.13 \times 10^3$
21	0	-18.1	$-1.06 \times 10^3$
23	0	-25.3	$-1.00 \times 10^3$
25	0	-23.5	$-1.01 \times 10^3$
27	0	-21.9	$-1.01 \times 10^3$
29	0	-20.5	$-1.02 \times 10^3$
31	0	-19.3	$-1.02 \times 10^3$

注: 钢束阶段应力损失  $\sigma_{s1}$  为摩阻损失, 锚具回缩等损失为  $\sigma_{s2}$ , 预应力钢筋与台座间温差损失为  $\sigma_{s3}$ , 弹性压缩损失为  $\sigma_{s4}$ , 松弛损失为  $\sigma_{s5}$ , 收缩徐变损失为  $\sigma_{s6}$ 。

## 六、配束后主梁内力计算及内力组合

### (一) 配筋后结构重力效应

计算预加力次内力的一般方法为:选定结构的基本体系,计算出预加力对基本体系的弯矩,此为静定力矩,即初预矩,然后用力法求解结构在预加力作用下的赘余力,此即所谓的“二次内力矩”。初预矩和次预矩之和就是预加力对结构的综合力矩,此方法适合手算简单结构,对于实际悬臂施工的变截面连续梁桥,用该方法手算不太可能。配束后施工阶段重新作了调整,为了方便提取每个阶段预应力效应,将张拉预应力设为一个单独的阶段,调整后的施工阶段及其描述见表 2-24。

施 工 阶 段 划 分

表 2-24

阶段号	详细描述	持续时间(d)	阶段号	详细描述	持续时间(d)
1	0 号块施工,并张拉钢束	22	40	安装边跨合龙段单元	2
2	安装挂篮	3	41	张拉边跨钢束	4
3	浇筑 1 号块混凝土	5	42	浇筑中跨合龙段	5
4	安装 1 号块单元	1	43	安装中跨合龙段单元	2
5	张拉 1 号块钢束	1	44	张拉中跨钢束	2
6~37	2~9 号块悬臂施工	80	45	二期恒载	60
38	拆除挂篮	2	46	收缩徐变期	3 500
39	浇筑边跨合龙段	6			

各施工阶段的预应力效应已经计入相应阶段的累计效应。表 2-25 给出使用阶段的结构重力效应,即结构在二期恒载施加后的累计效应。

使用阶段结构重力效应

表 2-25

节点号	轴力 (kN)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	水平位移 (m)	竖向位移 (m)	转角位移 (rad)
1	0.00	0.00	0.00	$1.17 \times 10^{-2}$	$-6.42 \times 10^{-4}$	$1.61 \times 10^{-3}$
2	35 350.00	-2 166.00	-8 624.00	$1.17 \times 10^{-2}$	0.00	$1.60 \times 10^{-3}$
3	34 820.00	-2 662.00	-11 430.00	$1.15 \times 10^{-2}$	$1.26 \times 10^{-3}$	$1.54 \times 10^{-3}$
4	34 320.00	-2 571.00	-16 090.00	$1.11 \times 10^{-2}$	$2.72 \times 10^{-3}$	$1.41 \times 10^{-3}$
5	35 060.00	382.50	-18 210.00	$1.05 \times 10^{-2}$	$4.88 \times 10^{-3}$	$1.06 \times 10^{-3}$
6	43 470.00	497.30	-11 990.00	$1.12 \times 10^{-2}$	$2.21 \times 10^{-2}$	$-2.85 \times 10^{-4}$
7	51 590.00	301.90	-5 217.00	$1.01 \times 10^{-2}$	$7.61 \times 10^{-3}$	$-8.43 \times 10^{-5}$
8	54 030.00	-857.50	-1 156.00	$9.38 \times 10^{-3}$	$3.56 \times 10^{-3}$	$-2.36 \times 10^{-4}$
9	44 190.00	-2 903.00	329.00	$8.40 \times 10^{-3}$	$1.39 \times 10^{-3}$	$-1.05 \times 10^{-4}$
10	46 050.00	-2 853.00	-2 168.00	$7.54 \times 10^{-3}$	$3.38 \times 10^{-4}$	$-2.36 \times 10^{-5}$
11	51 780.00	-4 032.00	-2 260.00	$6.64 \times 10^{-3}$	$2.33 \times 10^{-4}$	$1.48 \times 10^{-5}$
12	68 010.00	-5 809.00	-5 788.00	$5.71 \times 10^{-3}$	$1.12 \times 10^{-3}$	$-1.36 \times 10^{-4}$
13	86 830.00	-6 548.00	703.50	$4.95 \times 10^{-3}$	$1.75 \times 10^{-3}$	$-3.30 \times 10^{-4}$

续上表

节点号	轴力 (kN)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	水平位移 (m)	竖向位移 (m)	转角位移 (rad)
14	109 000.00	-7 763.00	14 070.00	$3.87 \times 10^{-3}$	$1.58 \times 10^{-3}$	$-4.34 \times 10^{-4}$
15	131 200.00	-9 408.00	32 630.00	$2.46 \times 10^{-3}$	$8.94 \times 10^{-4}$	$-3.93 \times 10^{-4}$
16	143 800.00	-11 320.00	33 940.00	$7.61 \times 10^{-4}$	$1.47 \times 10^{-4}$	$-1.68 \times 10^{-4}$
17	146 900.00	-13 790.00	26 420.00	$3.00 \times 10^{-4}$	$-1.39 \times 10^{-5}$	$-1.07 \times 10^{-4}$
18	148 000.00	-14 430.00	7 684.00	$2.28 \times 10^{-4}$	$-3.95 \times 10^{-5}$	$-9.73 \times 10^{-5}$
19	150 100.00	19 000.00	-9 598.00	$3.45 \times 10^{-8}$	$-1.45 \times 10^{-4}$	$-7.42 \times 10^{-5}$
20	148 000.00	15 280.00	25 730.00	$-2.36 \times 10^{-4}$	$-2.25 \times 10^{-4}$	$-5.07 \times 10^{-5}$
21	146 900.00	14 640.00	27 680.00	$-3.17 \times 10^{-4}$	$-2.36 \times 10^{-4}$	$-4.09 \times 10^{-5}$
22	143 500.00	12 180.00	35 650.00	$-7.74 \times 10^{-4}$	$-2.60 \times 10^{-4}$	$2.15 \times 10^{-5}$
23	120 500.00	10 260.00	17 960.00	$-2.45 \times 10^{-3}$	$9.01 \times 10^{-5}$	$2.55 \times 10^{-4}$
24	97 710.00	8 613.00	3 339.00	$-3.83 \times 10^{-3}$	$4.49 \times 10^{-4}$	$3.26 \times 10^{-4}$
25	78 770.00	7 395.00	-606.80	$-4.90 \times 10^{-3}$	$4.30 \times 10^{-4}$	$2.73 \times 10^{-4}$
26	63 620.00	6 687.00	1 550.00	$-5.66 \times 10^{-3}$	$-1.98 \times 10^{-4}$	$1.59 \times 10^{-4}$
27	59 350.00	5 325.00	3 526.00	$-6.68 \times 10^{-3}$	$-4.77 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-4}$
28	58 700.00	4 518.00	581.40	$-7.79 \times 10^{-3}$	$7.64 \times 10^{-4}$	$2.57 \times 10^{-4}$
29	63 720.00	3 948.00	987.70	$-9.02 \times 10^{-3}$	$3.32 \times 10^{-3}$	$4.27 \times 10^{-4}$
30	63 810.00	2 448.00	-8 274.00	$-1.05 \times 10^{-2}$	$6.86 \times 10^{-3}$	$6.12 \times 10^{-4}$
31	63 420.00	770.10	-9 272.00	$-1.16 \times 10^{-2}$	$1.24 \times 10^{-2}$	$4.71 \times 10^{-4}$
32	55 480.00	607.20	-12 570.00	$-1.34 \times 10^{-2}$	$2.84 \times 10^{-2}$	$6.95 \times 10^{-4}$

## (二) 预应力效应

预应力效应,也就是结构在使用阶段中由于预应力损失产生的结构效应,见表 2-26。

使用阶段预应力效应表

表 2-26

节点号	轴力 (kN)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	水平位移 (m)	竖向位移 (m)	转角位移 (rad)
1	0.0	0.0	0.0	$-8.99 \times 10^{-5}$	$5.26 \times 10^{-6}$	$-1.32 \times 10^{-5}$
2	-141.6	21.0	58.5	$-8.99 \times 10^{-5}$	0	$-1.31 \times 10^{-5}$
3	-325.6	50.1	184.1	$-8.95 \times 10^{-5}$	$-1.04 \times 10^{-5}$	$-1.28 \times 10^{-5}$
4	-587.5	84.1	463.2	$-8.75 \times 10^{-5}$	$-2.27 \times 10^{-5}$	$-1.16 \times 10^{-5}$
5	-801.8	22.0	752.1	$-8.45 \times 10^{-5}$	$-3.93 \times 10^{-5}$	$-7.05 \times 10^{-6}$
6	-909.5	1.0	694.1	$-8.04 \times 10^{-5}$	$-4.73 \times 10^{-5}$	$-9.92 \times 10^{-7}$
7	-840.6	-22.6	354.0	$-7.24 \times 10^{-5}$	$-3.10 \times 10^{-5}$	$8.46 \times 10^{-6}$
8	-839.2	-21.7	127.3	$-6.45 \times 10^{-5}$	$1.28 \times 10^{-5}$	$1.32 \times 10^{-5}$
9	-614.2	-12.7	-148.9	$-5.65 \times 10^{-5}$	$6.69 \times 10^{-5}$	$1.32 \times 10^{-5}$
10	-514.0	-22.6	-203.2	$-5.01 \times 10^{-5}$	$1.15 \times 10^{-4}$	$1.13 \times 10^{-5}$
11	-626.6	-35.1	-576.6	$-4.42 \times 10^{-5}$	$1.54 \times 10^{-4}$	$8.17 \times 10^{-6}$



续上表

节点号	轴力 (kN)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	水平位移 (m)	竖向位移 (m)	转角位移 (rad)
12	-818.6	-31.6	-912.9	$-3.80 \times 10^{-5}$	$1.77 \times 10^{-4}$	$3.85 \times 10^{-6}$
13	-1 365.0	-71.1	-1 700.0	$-3.26 \times 10^{-5}$	$1.82 \times 10^{-4}$	$-2.53 \times 10^{-7}$
14	-2 418.0	-87.3	-3 457.0	$-2.50 \times 10^{-5}$	$1.71 \times 10^{-4}$	$-6.57 \times 10^{-6}$
15	-3 165.0	-93.0	-5 117.0	$-1.58 \times 10^{-5}$	$1.38 \times 10^{-4}$	$-1.50 \times 10^{-5}$
16	-3 018.0	-87.8	-5 421.0	$-7.22 \times 10^{-6}$	$7.30 \times 10^{-5}$	$-2.43 \times 10^{-5}$
17	-2 132.0	-33.0	-3 940.0	$-4.48 \times 10^{-6}$	$4.09 \times 10^{-5}$	$-2.66 \times 10^{-5}$
18	-1 775.0	-16.9	-3 108.0	$-2.50 \times 10^{-6}$	$3.43 \times 10^{-5}$	$-2.69 \times 10^{-5}$
19	-1 154.0	0.3	-1 990.0	0.00	0.00	$-2.78 \times 10^{-5}$
20	-1 783.0	18.3	-3 326.0	$-6.91 \times 10^{-7}$	$-3.54 \times 10^{-5}$	$-2.88 \times 10^{-5}$
21	-2 143.0	34.5	-3 960.0	$-1.91 \times 10^{-6}$	$-4.26 \times 10^{-5}$	$-2.91 \times 10^{-5}$
22	-3 219.0	94.3	-5 783.0	$2.21 \times 10^{-6}$	$-8.02 \times 10^{-5}$	$-3.15 \times 10^{-5}$
23	-2 977.0	91.4	-4 762.0	$2.47 \times 10^{-5}$	$-1.96 \times 10^{-4}$	$-4.12 \times 10^{-5}$
24	-2 162.0	87.6	-3 035.0	$4.65 \times 10^{-5}$	$-3.32 \times 10^{-4}$	$-4.98 \times 10^{-5}$
25	-1 374.0	68.8	-1 694.0	$6.54 \times 10^{-5}$	$-4.92 \times 10^{-4}$	$-5.63 \times 10^{-5}$
26	-981.4	45.7	-1 055.0	$8.15 \times 10^{-5}$	$-6.68 \times 10^{-4}$	$-6.11 \times 10^{-5}$
27	-794.2	34.0	-451.0	$1.00 \times 10^{-4}$	$-9.22 \times 10^{-4}$	$-6.54 \times 10^{-5}$
28	-913.5	35.5	-172.6	$1.17 \times 10^{-4}$	$-1.19 \times 10^{-3}$	$-6.78 \times 10^{-5}$
29	-1 151.0	8.2	421.9	$1.35 \times 10^{-4}$	$-1.46 \times 10^{-3}$	$-6.60 \times 10^{-5}$
30	-1 484.0	14.0	1052.0	$1.53 \times 10^{-4}$	$-1.71 \times 10^{-3}$	$-5.72 \times 10^{-5}$
31	-1 818.0	23.0	1 586.0	$1.72 \times 10^{-4}$	$-1.90 \times 10^{-3}$	$-3.85 \times 10^{-5}$
32	-2 059.0	-9.2	2 143.0	$1.93 \times 10^{-4}$	$-2.00 \times 10^{-3}$	$-8.03 \times 10^{-6}$

### (三) 徐变收缩效应

徐变收缩考虑 3 500d, 使用阶段徐变收缩效应见表 2-27。

使用阶段徐变收缩效应表

表 2-27

节点号	轴力 (kN)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	水平位移 (m)	竖向位移 (m)	转角位移 (rad)
1	0.0	0.0	0.0	$3.86 \times 10^{-3}$	$-1.85 \times 10^{-4}$	$4.64 \times 10^{-4}$
2	0.0	-25.8	0.0	$3.85 \times 10^{-3}$	0	$4.61 \times 10^{-4}$
3	0.0	-25.8	-20.7	$3.82 \times 10^{-3}$	$3.62 \times 10^{-4}$	$4.43 \times 10^{-4}$
4	0.0	-25.8	-46.5	$3.73 \times 10^{-3}$	$7.83 \times 10^{-4}$	$4.02 \times 10^{-4}$
5	0.0	-25.8	-91.7	$3.60 \times 10^{-3}$	$1.39 \times 10^{-3}$	$2.88 \times 10^{-4}$
6	0.0	-25.8	-143.3	$3.43 \times 10^{-3}$	$1.80 \times 10^{-3}$	$1.26 \times 10^{-4}$
7	0.0	-25.8	-246.6	$3.09 \times 10^{-3}$	$2.00 \times 10^{-3}$	$-2.84 \times 10^{-5}$
8	0.0	-25.8	-349.8	$2.72 \times 10^{-3}$	$1.75 \times 10^{-3}$	$-1.10 \times 10^{-4}$
9	0.0	-25.8	-453.1	$2.36 \times 10^{-3}$	$1.35 \times 10^{-3}$	$-9.46 \times 10^{-5}$

续上表

节点号	轴力 (kN)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	水平位移 (m)	竖向位移 (m)	转角位移 (rad)
10	0.0	-25.8	-556.4	$2.06 \times 10^{-3}$	$1.04 \times 10^{-3}$	$-9.61 \times 10^{-5}$
11	0.0	-25.8	-659.7	$1.78 \times 10^{-3}$	$7.21 \times 10^{-4}$	$-9.38 \times 10^{-5}$
12	0.0	-25.8	-763.0	$1.48 \times 10^{-3}$	$3.85 \times 10^{-4}$	$-1.01 \times 10^{-4}$
13	0.0	-25.8	-840.4	$1.21 \times 10^{-3}$	$1.14 \times 10^{-4}$	$-9.87 \times 10^{-5}$
14	0.0	-25.8	-917.9	$8.97 \times 10^{-4}$	$-1.13 \times 10^{-4}$	$-7.45 \times 10^{-5}$
15	0.0	-25.8	-995.3	$5.39 \times 10^{-4}$	$-2.25 \times 10^{-4}$	$-2.41 \times 10^{-5}$
16	0.0	-25.8	-1 079.0	$1.72 \times 10^{-4}$	$-1.60 \times 10^{-4}$	$4.02 \times 10^{-5}$
17	0.0	-25.8	-1 112.0	$7.32 \times 10^{-5}$	$-9.60 \times 10^{-5}$	$5.81 \times 10^{-5}$
18	0.0	-25.8	-1 118.0	$5.27 \times 10^{-5}$	$-8.12 \times 10^{-5}$	$6.09 \times 10^{-5}$
19	0.0	2.9	-1 150.0	0.00	0.00	$6.84 \times 10^{-5}$
20	0.0	2.9	-1 147.0	$-4.49 \times 10^{-5}$	$8.99 \times 10^{-5}$	$7.60 \times 10^{-5}$
21	0.0	2.9	-1 146.0	$-5.74 \times 10^{-5}$	$1.09 \times 10^{-4}$	$7.89 \times 10^{-5}$
22	0.0	2.9	-1 142.0	$-1.59 \times 10^{-4}$	$2.17 \times 10^{-4}$	$9.72 \times 10^{-5}$
23	0.0	2.9	-1 133.0	$-5.61 \times 10^{-4}$	$6.22 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-4}$
24	0.0	2.9	-1 124.0	$-9.52 \times 10^{-4}$	$1.19 \times 10^{-3}$	$2.25 \times 10^{-4}$
25	0.0	2.9	-1 115.0	$-1.30 \times 10^{-3}$	$1.91 \times 10^{-3}$	$2.63 \times 10^{-4}$
26	0.0	2.9	-1 106.0	$-1.60 \times 10^{-3}$	$2.74 \times 10^{-3}$	$2.89 \times 10^{-4}$
27	0.0	2.9	-1 094.0	$-1.96 \times 10^{-3}$	$3.99 \times 10^{-3}$	$3.21 \times 10^{-4}$
28	0.0	2.9	-1 082.0	$-2.34 \times 10^{-3}$	$5.39 \times 10^{-3}$	$3.50 \times 10^{-4}$
29	0.0	2.9	-1 071.0	$-2.77 \times 10^{-3}$	$6.92 \times 10^{-3}$	$3.71 \times 10^{-4}$
30	0.0	2.9	-1 059.0	$-3.31 \times 10^{-3}$	$8.44 \times 10^{-3}$	$3.80 \times 10^{-4}$
31	0.0	2.9	-1 047.0	$-3.81 \times 10^{-3}$	$9.73 \times 10^{-3}$	$2.81 \times 10^{-4}$
32	0.0	2.9	-1 035.0	$-4.39 \times 10^{-3}$	$1.05 \times 10^{-2}$	$9.28 \times 10^{-5}$

注:以上截面均为单元左截面。

#### (四) 内力组合

根据前面计算得到各分项荷载作用下的内力和位移,可按照规范进行承载能力极限状态组合和正常使用极限状态组合,组合的时候各内力分项系数与第三节完全一致,组合结果见表 2-28。

考虑预应力次效应后的荷载组合 表 2-28

荷载类别		荷载组合			
		承载能力极限 状态组合(不利)	承载能力极限 状态组合(有利)	短期作用组合	长期作用组合
截面 1	最大弯矩(kN·m)	0.0		0.0	0.0
	最小弯矩(kN·m)	0.0		0.0	0.0
	最大剪力(kN)	0.0		0.0	0.0
	最小剪力(kN)	0.0		0.0	0.0

续上表

荷载类别		荷载组合			
		承载力极限 状态组合(不利)	承载力极限 状态组合(有利)	短期作用组合	长期作用组合
截面 2	最大弯矩(kN·m)	-10 350.0		-8 624.0	-8 624.0
	最小弯矩(kN·m)	-11 130.0		-8 925.0	-8 796.0
	最大剪力(kN)		1 869.0	-231.1	-873.6
	最小剪力(kN)	-4 143.0		-3 015.0	-2 750.0
截面 3	最大弯矩(kN·m)	-10 850.0		-10 020.0	-10 480.0
	最小弯矩(kN·m)	-15 200.0		-12 210.0	-11 950.0
	最大剪力(kN)		1 211.0	-7 91.9	-1 406.0
	最小剪力(kN)	-4 738.0		-3 510.0	-3 245.0
截面 4	最大弯矩(kN·m)	-13 070.0		-13 000.0	-13 990.0
	最小弯矩(kN·m)	-21 900.0		-17 550.0	-17 100.0
	最大剪力(kN)		1 171.0	-755.2	-1 345.0
	最小剪力(kN)	-4 630.0		-3 420.0	-3 155.0
截面 5	最大弯矩(kN·m)	-10 080.0		-12 330.0	-14 180.0
	最小弯矩(kN·m)	-26 960.0		-21 080.0	-20 200.0
	最大剪力(kN)	3 976.0		2 108.0	1 558.0
	最小剪力(kN)	-1 097.0		-4 71.4	-203.7
截面 6	最大弯矩(kN·m)		5 591.0	-3 147.0	-5 887.0
	最小弯矩(kN·m)	-22 360.0		-16 470.0	-15 100.0
	最大剪力(kN)	3 870.0		2 123.0	1 618.0
	最小剪力(kN)	-968.2		-360.7	-91.2
截面 7	最大弯矩(kN·m)		21 660.0	8 645.0	4 531.0
	最小弯矩(kN·m)	-19 980.0		-12 930.0	-10 560.0
	最大剪力(kN)	3 176.0		1 740.0	1 318.0
	最小剪力(kN)	-1 253.0		-578.6	-298.6
截面 8	最大弯矩(kN·m)		32 370.0	16 630.0	11 620.0
	最小弯矩(kN·m)	-20 870.0		-12 110.0	-8 756.0
	最大剪力(kN)		1 545.0	411.5	64.6
	最小剪力(kN)	-2 965.0		-1 866.0	-1 530.0
截面 9	最大弯矩(kN·m)		38 100.0	21 070.0	15 590.0
	最小弯矩(kN·m)	-24 840.0		-13 860.0	-9 508.0
	最大剪力(kN)	-1 453.0		-1 783.0	-2 064.0
	最小剪力(kN)	-5 767.0		-4 051.0	-3 653.0

荷载类别		荷载组合			
		承载力极限 状态组合(不利)	承载力极限 状态组合(有利)	短期作用组合	长期作用组合
截面 10	最大弯矩(kN·m)		37 630.0	20 630.0	15 110.0
	最小弯矩(kN·m)	-33 550.0		-19 560.0	-14 220.0
	最大剪力(kN)	-1 717.0		-1 864.0	-2 087.0
	最小剪力(kN)	-6 065.0		-4 146.0	-3 684.0
截面 11	最大弯矩(kN·m)		37 530.0	21 720.0	16 520.0
	最小弯矩(kN·m)	-39 440.0		-22 910.0	-16 580.0
	最大剪力(kN)	-3 16.0		-3 158.0	-3 330.0
	最小剪力(kN)	-7 841.0		-5 474.0	-4 946.0
截面 12	最大弯矩(kN·m)		32 130.0	18 630.0	14 090.0
	最小弯矩(kN·m)	-49 410.0		-29 660.0	-22 340.0
	最大剪力(kN)	-5 792.0		-5 032.0	-5 162.0
	最小剪力(kN)	-10 340.0		-7 400.0	-6 805.0
截面 13	最大弯矩(kN·m)	35 920.0		24 890.0	21 100.0
	最小弯矩(kN·m)	-45 940.0		-25 600.0	-17 530.0
	最大剪力(kN)	-6 835.0		-5 833.0	-5 936.0
	最小剪力(kN)	-11 510.0		-8 261.0	-7 612.0
截面 14	最大弯矩(kN·m)	48 950.0		37 920.0	34 930.0
	最小弯矩(kN·m)	-34 710.0		-14 880.0	-5 967.0
	最大剪力(kN)	-8 432.0		-7 103.0	-7 181.0
	最小剪力(kN)	-13 260.0		-9 598.0	-8 894.0
截面 15	最大弯矩(kN·m)	68 290.0		56 210.0	53 970.0
	最小弯矩(kN·m)	-18 290.0		573.3	10 550.0
	最大剪力(kN)	-10 530.0		-8 798.0	-8 855.0
	最小剪力(kN)	-15 540.0		-11 370.0	-10 610.0
截面 16	最大弯矩(kN·m)	68 820.0		58 080.0	56 290.0
	最小弯矩(kN·m)	-24 340.0		-2 058.0	9 330.0
	最大剪力(kN)	-12 890.0		-10 730.0	-10 780.0
	最小剪力(kN)	-18 120.0		-13 400.0	-12 590.0
截面 17	最大弯矩(kN·m)	60 360.0		51 160.0	49 370.0
	最小弯矩(kN·m)	-36 690.0		-11 270.0	743.8
	最大剪力(kN)	-15 860.0		-13 200.0	-13 250.0
	最小剪力(kN)	-21 160.0		-15 900.0	-15 070.0



续上表

荷载类别		荷载组合			
		承载力极限 状态组合(不利)	承载力极限 状态组合(有利)	短期作用组合	长期作用组合
截面 18	最大弯矩(kN·m)	38 010.0		32 550.0	30 760.0
	最小弯矩(kN·m)	-59 870.0		-30 360.0	-18 220.0
	最大剪力(kN)	-16 630.0		-13 840.0	-13 890.0
	最小剪力(kN)	-22 010.0		-16 580.0	-15 730.0
截面 19	最大弯矩(kN·m)		20 100.0	15 950.0	14 120.0
	最小弯矩(kN·m)	-84 240.0		-49 470.0	-36 640.0
	最大剪力(kN)	27 870.0		21 340.0	20 420.0
	最小剪力(kN)	22 270.0		18 550.0	18 630.0
截面 20	最大弯矩(kN·m)	59 810.0		50 740.0	48 990.0
	最小弯矩(kN·m)	-36 850.0		-11 740.0	168.3
	最大剪力(kN)	23 300.0		17 570.0	16 670.0
	最小剪力(kN)	17 800.0		14 830.0	14 900.0
截面 21	最大弯矩(kN·m)	62 030.0		52 590.0	50 850.0
	最小弯矩(kN·m)	-33 550.0		-9 323.0	2 405.0
	最大剪力(kN)	22 510.0		16 920.0	16 030.0
	最小剪力(kN)	17 030.0		14 190.0	14 260.0
截面 22	最大弯矩(kN·m)	71 070.0		60 060.0	58 380.0
	最小弯矩(kN·m)	-19 200.0		965.6	11 810.0
	最大剪力(kN)	19 470.0		14 430.0	13 550.0
	最小剪力(kN)	14 080.0		11 730.0	11 800.0
截面 23	最大弯矩(kN·m)	48 650.0		41 140.0	39 590.0
	最小弯矩(kN·m)	-29 020.0		-11 150.0	-2 409.0
	最大剪力(kN)	16 910.0		12 390.0	11 560.0
	最小剪力(kN)	11 770.0		9 806.0	9 877.0
截面 24	最大弯矩(kN·m)	32 380.0		26 310.0	24 470.0
	最小弯矩(kN·m)	-36 940.0		-21 020.0	-14 030.0
	最大剪力(kN)	14 700.0		10 650.0	9 868.0
	最小剪力(kN)	9 793.0		8 160.0	8 233.0
截面 25	最大弯矩(kN·m)	0.0		22 420.0	20 180.0
	最小弯矩(kN·m)	-33 180.0		-20 690.0	-15 250.0
	最大剪力(kN)	13 010.0		9 331.0	8 595.0
	最小剪力(kN)	8 322.0		6 938.0	7 012.0

荷载类别		荷载组合			
		承载力极限 状态组合(不利)	承载力极限 状态组合(有利)	短期作用组合	长期作用组合
截面 26	最大弯矩(kN·m)	33 720.0		24 520.0	21 920.0
	最小弯矩(kN·m)	-23 050.0		-14 680.0	-10 580.0
	最大剪力(kN)	11 920.0		8 522.0	7 832.0
	最小剪力(kN)	7 381.0		6 192.0	6 283.0
截面 27	最大弯矩(kN·m)	38 660.0		26 610.0	23 450.0
	最小弯矩(kN·m)	-14 240.0		-9 020.0	-6 078.0
	最大剪力(kN)	9 976.0		7 027.0	6 397.0
	最小剪力(kN)	5 624.0		4 783.0	4 894.0
截面 28	最大弯矩(kN·m)		37 840.0	23 830.0	20 070.0
	最小弯矩(kN·m)	-13 250.0		-9 098.0	-6 945.0
	最大剪力(kN)	8 690.0		6 086.0	5 517.0
	最小剪力(kN)	4 491.0		3 910.0	4 051.0
截面 29	最大弯矩(kN·m)	40 970.0		24 450.0	20 080.0
	最小弯矩(kN·m)	-9 523.0		-6 395.0	-4 759.0
	最大剪力(kN)	7 686.0		5 382.0	4 873.0
	最小剪力(kN)	3 613.0		3 261.0	3 436.0
截面 30	最大弯矩(kN·m)		34 960.0	15 880.0	10 780.0
	最小弯矩(kN·m)	-19 240.0		-14 410.0	-12 940.0
	最大剪力(kN)	5 569.0		3 750.0	3 300.0
	最小剪力(kN)	1 591.0		1 672.0	1 887.0
截面 31	最大弯矩(kN·m)		36 160.0	15 320.0	9 733.0
	最小弯矩(kN·m)	-19 360.0		-14 450.0	-13 110.0
	最大剪力(kN)	3 242.0		1 943.0	1 551.0
	最小剪力(kN)	-674.5		-108.6	151.7
截面 32	最大弯矩(kN·m)		33 950.0	12 500.0	6 705.0
	最小弯矩(kN·m)	-22 550.0		-17 450.0	-16 220.0
	最大剪力(kN)	2 744.0		1 655.0	1 319.0
	最小剪力(kN)	-1 147.0		-384.9	-74.4

## 七、截面强度验算

根据承载力极限状态组合的结果,判定截面受力类型,然后由示例一中的相应公式验算其强度是否满足。表 2-29 直接给出程序计算结果,由于篇幅原因,只列出奇数截面的计算结果。由表可知,截面强度满足要求。

截面强度验算

表 2-29

截面号	受力性质	类型	$M_j$ (kN · m)	$M_p$ (kN · m)
1	下拉受弯	最大弯矩	0	$2.06 \times 10^4$
	下拉受弯	最小弯矩	0	$2.06 \times 10^4$
3	上拉偏压	最大弯矩	$-1.10 \times 10^4$	$3.09 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-1.51 \times 10^4$	$2.82 \times 10^5$
5	上拉偏压	最大弯矩	$-1.08 \times 10^4$	$2.04 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-2.65 \times 10^4$	$1.50 \times 10^5$
7	下拉偏压	最大弯矩	$1.98 \times 10^4$	$2.21 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-1.87 \times 10^4$	$2.10 \times 10^5$
9	下拉偏压	最大弯矩	$3.50 \times 10^4$	$1.90 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-2.26 \times 10^4$	$1.98 \times 10^5$
11	下拉偏压	最大弯矩	$3.33 \times 10^4$	$2.72 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-3.61 \times 10^4$	$2.28 \times 10^5$
13	下拉偏压	最大弯矩	$3.12 \times 10^4$	$3.87 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-4.18 \times 10^4$	$3.16 \times 10^5$
15	下拉偏压	最大弯矩	$6.30 \times 10^4$	$4.50 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-1.96 \times 10^4$	$4.39 \times 10^5$
17	下拉偏压	最大弯矩	$5.46 \times 10^4$	$7.30 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-3.58 \times 10^4$	$6.85 \times 10^5$
19	下拉偏压	最大弯矩	$1.40 \times 10^4$	$1.29 \times 10^6$
	上拉偏压	最小弯矩	$-7.77 \times 10^4$	$9.85 \times 10^5$
21	下拉偏压	最大弯矩	$5.63 \times 10^4$	$7.27 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-3.30 \times 10^4$	$6.90 \times 10^5$
23	下拉偏压	最大弯矩	$4.36 \times 10^4$	$4.72 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-2.77 \times 10^4$	$4.21 \times 10^5$
25	下拉偏压	最大弯矩	$2.55 \times 10^4$	$3.94 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-2.96 \times 10^4$	$3.32 \times 10^5$
27	下拉偏压	最大弯矩	$3.53 \times 10^4$	$2.78 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-1.26 \times 10^4$	$3.13 \times 10^5$
29	下拉偏压	最大弯矩	$3.86 \times 10^4$	$2.14 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-8.56 \times 10^3$	$2.73 \times 10^5$
31	下拉偏压	最大弯矩	$3.41 \times 10^4$	$2.09 \times 10^5$
	上拉偏压	最小弯矩	$-1.86 \times 10^4$	$2.19 \times 10^5$

## 八、抗裂验算

根据《公预规》第 6.3.1 规定,预应力混凝土受弯构件应按下列规定进行正截面和斜截面抗裂验算。

### (一) 正截面抗裂验算

正截面抗裂应对构件正截面混凝土的拉应力进行验算,并应符合下列要求。

全预应力混凝土构件,在作用(或荷载)短期效应组合下:

分段浇筑

$$\sigma_{st} - 0.80\sigma_{pc} \leq 0 \quad (2-7)$$

但是采用计算机程序计算时,预应力产生的压应力  $\sigma_{pc}$  是由各个施工阶段中预应力效应累计而成,由于施工过程复杂,  $\sigma_{pc}$  不容易单独获取,现有桥梁结构计算机程序一般没有提供直接按照上面公式进行截面验算的功能,故本示例中正截面抗裂验算时还是参照《公路钢筋混凝土及预应力钢筋混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85)中的规定,对于全预应力混凝土构件,在使用荷载作用下,其受拉区混凝土不允许出现拉应力,即受拉边缘由预加力引起的混凝土预压应力  $\sigma_{hy}$  必须大于或等于由使用荷载引起的拉应力  $\sigma_{hl}$ ,  $\sigma_{hy} \geq \sigma_{hl}$ , 也即  $\sigma_{hy} - \sigma_{hl} \geq 0$ , 计算结果见表 2-30。

正截面抗裂验算计算表

表 2-30

应力部位		$\sigma_{hy} - \sigma_{hl}$	限值(MPa)	是否满足
截面 1	上缘	0.00	0.00	是
	下缘	0.00	0.00	是
截面 3	上缘	0.61	0.00	是
	下缘	3.15	0.00	是
截面 5	上缘	0.48	0.00	是
	下缘	5.24	0.00	是
截面 7	上缘	3.12	0.00	是
	下缘	4.06	0.00	是
截面 9	上缘	2.60	0.00	是
	下缘	2.39	0.00	是
截面 11	上缘	2.26	0.00	是
	下缘	2.84	0.00	是
截面 13	上缘	4.04	0.00	是
	下缘	4.49	0.00	是
截面 15	上缘	7.12	0.00	是
	下缘	4.99	0.00	是
截面 17	上缘	4.67	0.00	是
	下缘	3.64	0.00	是
截面 19	上缘	2.19	0.00	是
	下缘	2.84	0.00	是
截面 21	上缘	4.69	0.00	是
	下缘	3.60	0.00	是
截面 23	上缘	5.94	0.00	是
	下缘	5.09	0.00	是
截面 25	上缘	3.69	0.00	是
	下缘	4.23	0.00	是
截面 27	上缘	3.41	0.00	是
	下缘	3.10	0.00	是
截面 29	上缘	4.48	0.00	是
	下缘	3.94	0.00	是
截面 31	上缘	3.97	0.00	是
	下缘	5.53	0.00	是



## (二) 斜截面抗裂验算

根据《公预规》第 6.3.3 条规定,预应力混凝土受弯构件作用(或荷载)短期效应组合和预加力产生的混凝土主拉应力  $\sigma_{tp}$  应按照《公预规》式(6.3.3-1)计算,按《公预规》第 6.3.1 条式(6.3.1-6),  $\sigma_{tp} \leq 0.4f_{tk} = 1.06\text{MPa}$ , 计算结果见表 2-31。

$\sigma_{tp}$  计算表

表 2-31

截面号	主应力部位 (距梁底高度) (m)	$\sigma_{tp}$ (MPa)	限值 (MPa)	是否满足
左边支点 (截面 2)	1(2.00)	0.00	-1.06	是
	2(1.50)	-0.02	-1.06	是
	3(1.00)	-0.18	-1.06	是
	4(0.50)	-0.07	-1.06	是
	5(0.00)	0.00	-1.06	是
边跨合龙段 (截面 5)	1(2.00)	0.00	-1.06	是
	2(1.50)	-0.11	-1.06	是
	3(1.00)	-0.07	-1.06	是
	4(0.50)	-0.03	-1.06	是
	5(0.00)	0.00	-1.06	是
边跨 1/4 (截面 8)	1(2.11)	0.00	-1.06	是
	2(1.59)	-0.07	-1.06	是
	3(1.06)	-0.07	-1.06	是
	4(0.53)	-0.04	-1.06	是
	5(0.00)	0.00	-1.06	是
边跨跨中 (截面 11)	1(2.71)	0.00	-1.06	是
	2(2.03)	-0.33	-1.06	是
	3(1.36)	-0.34	-1.06	是
	4(0.68)	-0.26	-1.06	是
	5(0.00)	0.00	-1.06	是
边跨 3/4 (截面 14)	1(3.60)	0.00	-1.06	是
	2(2.70)	-0.33	-1.06	是
	3(1.80)	-0.38	-1.06	是
	4(0.90)	-0.34	-1.06	是
	5(0.00)	0.00	-1.06	是
左中支点 (截面 19)	1(4.50)	0.00	-1.06	是
	2(3.38)	-0.08	-1.06	是
	3(2.25)	-0.11	-1.06	是
	4(1.13)	-0.06	-1.06	是
	5(0.00)	0.00	-1.06	是

截面号	主应力部位 (距梁底高度) (m)	$\sigma_{tp}$ (MPa)	限值 (MPa)	是否满足
中跨 1/4 (截面 27)	1(2.71)	0.00	-1.06	是
	2(2.03)	-0.45	-1.06	是
	3(1.36)	-0.49	-1.06	是
	4(0.68)	-0.40	-1.06	是
	5(0.00)	0.00	-1.06	是
中跨跨中 (截面 32)	1(2.00)	0.00	-1.06	是
	2(1.50)	-0.05	-1.06	是
	3(1.00)	-0.05	-1.06	是
	4(0.50)	-0.02	-1.06	是
	5(0.00)	0.00	-1.06	是

## 九、持久状况构件的应力验算

### (一) 正截面混凝土压应力验算

根据《公预规》第 7.1.5 条规定,使用阶段正截面应力应符合下列要求:

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} \leq 0.5f_{ck} = 16.2\text{MPa} \quad (2-8)$$

式中:  $\sigma_{kc}$  ——由作用(或荷载)标准值产生的混凝土的法向压应力,  $\sigma_{kc} = \frac{M_k}{I_0} y_0$ , 见《公预规》式(7.1.3-1);

$\sigma_{pt}$  ——由预应力产生的法向拉应力,  $\sigma_{pt} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n$ , 见《公预规》式(6.1.5-4)。

$\sigma_{pt}$  计算见表 2-30,正截面混凝土压应力验算的计算见表 2-32。从表中可以看出,结果符合规范要求。

正截面混凝土压应力验算

表 2-32

应力部位		$\sigma_{kc} + \sigma_{pt}$	限值(MPa)	是否满足
截面 1	上缘	-0.1	16.2	是
	下缘	2.3	16.2	是
截面 3	上缘	0.8	16.2	是
	下缘	5.3	16.2	是
截面 5	上缘	0.9	16.2	是
	下缘	5.8	16.2	是
截面 7	上缘	4.1	16.2	是
	下缘	5.2	16.2	是
截面 9	上缘	3.8	16.2	是
	下缘	3.8	16.2	是

应力部位		$\sigma_{kc} + \sigma_{pt}$	限值(MPa)	是否满足
截面 11	上缘	3.3	16.2	是
	下缘	5.1	16.2	是
截面 13	上缘	4.9	16.2	是
	下缘	5.8	16.2	是
截面 15	上缘	7.7	16.2	是
	下缘	5.5	16.2	是
截面 17	上缘	5.1	16.2	是
	下缘	4.2	16.2	是
截面 19	上缘	2.6	16.2	是
	下缘	2.8	16.2	是
截面 21	上缘	5.1	16.2	是
	下缘	5.3	16.2	是
截面 23	上缘	6.5	16.2	是
	下缘	5.0	16.2	是
截面 25	上缘	4.2	16.2	是
	下缘	3.8	16.2	是
截面 27	上缘	4.0	16.2	是
	下缘	4.0	16.2	是
截面 29	上缘	5.2	16.2	是
	下缘	6.2	16.2	是
截面 31	上缘	4.8	16.2	是
	下缘	8.0	16.2	是

## (二) 预应力筋拉应力验算

根据《公预规》第 7.1.5 条规定,使用阶段预应力混凝土受弯构件预应力钢筋的拉应力,应符合下列规定:对钢绞线、钢丝,未开裂构件  $\sigma_{pe} + \sigma_p \leq 0.65f_{pk} = 1\,209\text{MPa}$ 。

程序中为了表述和计算方便,将钢束分成 30 等份,计算出钢束在 31 个节点上的应力,此处以 0 号块上的 1 号顶板束为例,只列出 T0 顶板束的验算结果。为了节省篇幅,只列出奇数点号的结果,计算结果见表 2-33。

预应力筋拉应力验算

表 2-33

点 号	钢束最大应力(MPa)	最大应力限值(MPa)	是否满足
1	-1 010.0	-1 209.0	是
3	-1 003.0	-1 209.0	是
5	-997.6	-1 209.0	是
7	-996.9	-1 209.0	是
9	-998.4	-1 209.0	是
11	-1 050.0	-1 209.0	是
13	-1 126.0	-1 209.0	是

续上表

点 号	钢束最大应力(MPa)	最大应力限值(MPa)	是否满足
15	-1 164.0	-1 209.0	是
17	-1 164.0	-1 209.0	是
19	-1 126.0	-1 209.0	是
21	-1 049.0	-1 209.0	是
23	-994.0	-1 209.0	是
25	-995.8	-1 209.0	是
27	-997.7	-1 209.0	是
29	-1 002.0	-1 209.0	是
31	-1 007.0	-1 209.0	是

### (三) 混凝土主压应力验算

根据《公预规》第 7.1.6 条规定,斜截面混凝土主压应力应符合下列要求:

$$\sigma_{cp} \leq 0.6f_{ck} = 19.44\text{MPa} \quad (2-9)$$

作用(或荷载)短期效应组合和预加力产生的混凝土主压应力  $\sigma_{cp}$  应按《公预规》第 6.3.3 条公式计算,计算结果见表 2-34。

$\sigma_{cp}$  计算表

表 2-34

截面号	主应力部位 (距梁底高度) (m)	$\sigma_{cp}$ (MPa)	限值 (MPa)	是否满足
左边支点 (截面 2)	1(2.00)	0.467	19.44	是
	2(1.50)	0.927	19.44	是
	3(1.00)	1.37	19.44	是
	4(0.50)	1.82	19.44	是
	5(0.00)	2.26	19.44	是
边跨合龙段 (截面 5)	1(2.00)	0.889	19.44	是
	2(1.50)	2.09	19.44	是
	3(1.00)	3.15	19.44	是
	4(0.50)	4.49	19.44	是
	5(0.00)	5.83	19.44	是
边跨 1/4 (截面 8)	1(2.11)	4.69	19.44	是
	2(1.59)	4.37	19.44	是
	3(1.06)	4.33	19.44	是
	4(0.53)	4.66	19.44	是
	5(0.00)	4.99	19.44	是
边跨跨中 (截面 11)	1(2.71)	3.31	19.44	是
	2(2.03)	3.42	19.44	是
	3(1.36)	3.48	19.44	是
	4(0.68)	3.86	19.44	是
	5(0.00)	4.12	19.44	是



截面号	主应力部位 (距梁底高度) (m)	$\sigma_{cp}$ (MPa)	限值 (MPa)	是否满足
边跨 3/4 (截面 14)	1(3.60)	6.28	19.44	是
	2(2.70)	6.21	19.44	是
	3(1.80)	5.93	19.44	是
	4(0.90)	5.85	19.44	是
	5(0.00)	5.55	19.44	是
左中支点 (截面 19)	1(4.50)	2.57	19.44	是
	2(3.38)	2.71	19.44	是
	3(2.25)	2.83	19.44	是
	4(1.13)	3.04	19.44	是
	5(0.00)	3.26	19.44	是
中跨 1/4 (截面 27)	1(2.71)	3.97	19.44	是
	2(2.03)	4.15	19.44	是
	3(1.36)	4.06	19.44	是
	4(0.68)	4.02	19.44	是
	5(0.00)	3.79	19.44	是
中跨跨中 (截面 32)	1(2.00)	3.78	19.44	是
	2(1.50)	4.22	19.44	是
	3(1.00)	4.81	19.44	是
	4(0.50)	5.82	19.44	是
	5(0.00)	6.84	19.44	是

## 十、短暂状态应力验算

此阶段指初始预加力与主梁自重力共同作用的阶段,验算混凝土截面下缘的最大压应力和上缘的最大拉应力。

根据《公预规》第 7.2.8 条规定,施工阶段正截面应力验算应符合下列要求:

$$\sigma_{cc}^I \leq 0.7f'_{ck} = 20.72\text{MPa} \quad (2-10)$$

$$\sigma_{ct}^I \leq 1.15f'_{tk} = 2.887\text{MPa} \quad (2-11)$$

式中:  $\sigma_{cc}^I$ 、 $\sigma_{ct}^I$  ——按短暂状况计算时截面预压区、预拉区边缘混凝土的压应力、拉应力,按《公预规》第 6.1.5 条和第 7.1.3 条的公式进行计算;

$f'_{ck}$ 、 $f'_{tk}$  ——与构件制作、运输、安装各施工阶段混凝土立方体抗压强度  $f'_{cu}$  相应的轴心抗压强度、轴心抗拉强度标准值。

本示例考虑混凝土强度达到 C45 时开始张拉预应力钢束,则:  $f'_{ck} = 29.6\text{MPa}$ ,  $f'_{tk} = 2.51\text{MPa}$ 。

施工阶段法向应力计算结果见表 2-35。从表中可知,施工阶段中混凝土法向应力满足要求。

施工阶段混凝土法向应力 (MPa) 计算表

表 2-35

阶段	位置	截 面 号													
		1	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	19
1	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.5	2.1	1.3
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.3	0.0	-0.5
2	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.5	2.0	1.3
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.3	0.0	-0.4
3	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.5	1.7	1.1
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.3	0.3	-0.3
4	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0	1.4	1.7	1.1
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0	-0.2	0.3	-0.3
5	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.7	3.9	4.5	2.5
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.4	-0.3	-0.1	-0.8
6	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.7	3.8	4.3	2.4
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.3	-0.2	0.0	-0.7
7	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.7	3.6	3.9	2.2
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.3	0.0	0.3	-0.5
8	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0	1.6	3.5	3.9	2.2
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0	-0.2	0.0	0.3	-0.5
9	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.2	3.7	6.0	6.2	3.3
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.2	-0.2	-0.3	0.0	-0.9
10	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.2	3.5	5.9	6.1	3.3
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.2	-0.2	-0.2	0.0	-0.9
11	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.2	3.3	5.4	5.6	3.0
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.2	0.1	0.2	0.5	-0.6
12	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0	1.1	3.2	5.4	5.6	3.0
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0	-0.1	0.1	0.2	0.5	-0.6
13	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	0.6	2.7	5.2	7.4	7.4	3.9
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.1	0.0	-0.1	0.0	0.2	-0.9
14	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	0.6	2.6	5.1	7.3	7.3	3.8
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.3	-0.9
15	上缘	—	—	—	—	—	—	—	—	0.6	2.2	4.4	6.5	6.5	3.3
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.1	0.4	0.7	0.8	1.1	-0.3
16	上缘	—	—	—	—	—	—	—	0.0	0.4	2.1	4.4	6.5	6.5	3.3
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	0.0	0.1	0.5	0.6	0.8	1.1	-0.3
17	上缘	—	—	—	—	—	—	—	0.0	1.6	3.7	6.0	8.0	7.9	4.0
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	0.0	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	-0.6
18	上缘	—	—	—	—	—	—	—	0.0	1.4	3.5	5.8	7.8	7.7	4.0
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	0.0	0.5	0.5	0.6	0.7	0.9	-0.6
19	上缘	—	—	—	—	—	—	—	0.0	0.9	2.8	4.9	6.9	6.8	3.4
	下缘	—	—	—	—	—	—	—	0.0	1.0	1.3	1.5	1.6	1.8	0.1
20	上缘	—	—	—	—	—	—	0.0	-0.2	0.8	2.8	4.9	6.8	6.7	3.4
	下缘	—	—	—	—	—	—	0.0	0.3	1.1	1.3	1.5	1.6	1.8	0.1





阶段	位置	截 面 号													
		1	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	19
41	上缘	0.0	0.5	1.9	3.2	3.8	3.0	2.6	3.1	3.9	5.3	7.2	8.9	8.6	3.0
	下缘	0.0	7.5	7.3	6.9	6.2	4.6	4.2	4.0	4.6	4.8	4.9	4.8	4.6	2.5
42	上缘	0.0	0.4	1.7	3.0	3.5	2.6	2.2	2.6	3.4	4.9	6.8	8.6	8.2	2.8
	下缘	0.0	7.5	7.5	7.2	6.6	5.1	4.7	4.5	5.1	5.2	5.2	5.1	4.9	2.7
43	上缘	0.0	0.4	1.7	3.0	3.4	2.6	2.2	2.6	3.4	4.9	6.8	8.5	8.2	2.8
	下缘	0.0	7.5	7.4	7.2	6.6	5.2	4.8	4.5	5.1	5.3	5.3	5.2	4.9	2.8
44	上缘	0.0	0.7	2.2	3.8	4.5	3.8	3.5	3.9	4.7	6.2	8.0	9.7	9.2	3.5
	下缘	0.0	7.1	6.8	6.1	5.1	3.5	3.1	2.9	3.6	3.9	4.0	4.0	3.9	2.0
45	上缘	0.0	0.8	2.3	3.9	4.5	3.6	3.1	3.3	3.9	5.2	6.9	8.5	8.1	2.7
	下缘	0.0	6.5	6.1	5.5	4.8	3.5	3.4	3.5	4.4	4.8	5.0	5.1	5.0	2.9
46	上缘	-0.1	0.6	2.0	3.5	4.0	3.1	2.7	2.8	3.4	4.6	6.1	7.6	7.3	2.5
	下缘	-0.1	5.6	5.4	4.9	4.4	3.3	3.3	3.4	4.4	4.8	5.0	5.1	5.0	2.9

## 十一、挠度验算

《公预规》第 6.5.2 条规定,预应力混凝土受弯构件(全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土构件)的刚度可按式计算:

$$B_0 = 0.95E_c I_0 \quad (2-12)$$

式中:  $B_0$  ——全截面的抗弯刚度;

$E_c$  ——混凝土的弹性模量;

$I_0$  ——全截面换算截面惯性矩。

依据《公预规》第 6.5.3 条的规定,消除结构自重产生的长期挠度后,主梁的最大挠度处的长期挠度值不应超过计算跨径的  $1/600$ 。对于本示例,永久作用的长期挠度为施工过程中产生的挠度和成桥后的收缩徐变产生的长期挠度,这些挠度均通过桥梁预拱度消除。而表征桥梁刚度的是可变作用的挠度,本示例中可变作用的长期挠度即为汽车荷载、人群荷载和温差作用的长期挠度。

《公预规》第 6.5.1 条规定,钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件,在正常使用极限状态下的挠度,可根据给定的构件刚度  $B_0 = 0.95E_c I_0$  用结构力学的方法计算。按《公预规》第 6.5.3 条规定,受弯构件在使用阶段的挠度应考虑荷载长期效应的影响,即按荷载短期效应组合挠度值再乘以挠度长期增长系数  $\eta_0$ 。本桥主梁采用 C50 混凝土,按规定,挠度长期增长系数  $\eta_0 = 1.425$ 。

采用计算机程序辅助计算得到的汽车荷载(不考虑冲击系数)、人群荷载和温差作用产生的挠度列于表 2-36,计算中主梁抗弯刚度按  $E_c I_0$  计算,组合时再乘以 0.95。

可变作用荷载挠度计算值

表 2-36

作 用	边跨跨中 (mm)	中跨跨中 (mm)
汽车	-7.29	-23.2
人群	-0.58	-2.13
温度梯度	2.84	-7.53



### 1) 中跨跨中挠度验算

考虑挠度长期增长系数  $\eta_0$  后的短期效应组合挠度(仅可变作用)为:

$$\begin{aligned} f_s &= 1.425 \times 0.95 \times (23.2 \times 0.7 + 2.13 \times 1.0 + 7.53 \times 0.8) \\ &= 33.0\text{mm} < \frac{1}{600} \times 80\,000 = 133.3\text{mm} \end{aligned}$$

满足规范要求。

### 2) 边跨跨中挠度验算

考虑挠度长期增长系数  $\eta_0$  后的短期效应组合挠度(仅可变作用,且因温差效应有利不组合)为:

$$\begin{aligned} f_s &= 1.425 \times 0.95 \times (7.29 \times 0.7 + 0.58 \times 1.0) \\ &= 7.7\text{mm} < \frac{1}{600} \times 44\,500 = 74.2\text{mm} \end{aligned}$$

满足规范要求。



# 示例三 支架现浇预应力混凝土连续箱梁桥计算示例

## 一、设计基本资料

### 1. 桥梁线形布置

平曲线半径:无平曲线。

竖曲线半径:7 000m,纵坡为:0.3%。

### 2. 设计标准

跨径:30m+32m+30m,施工方法为支架现浇;桥梁布置立面图见图 3-1。

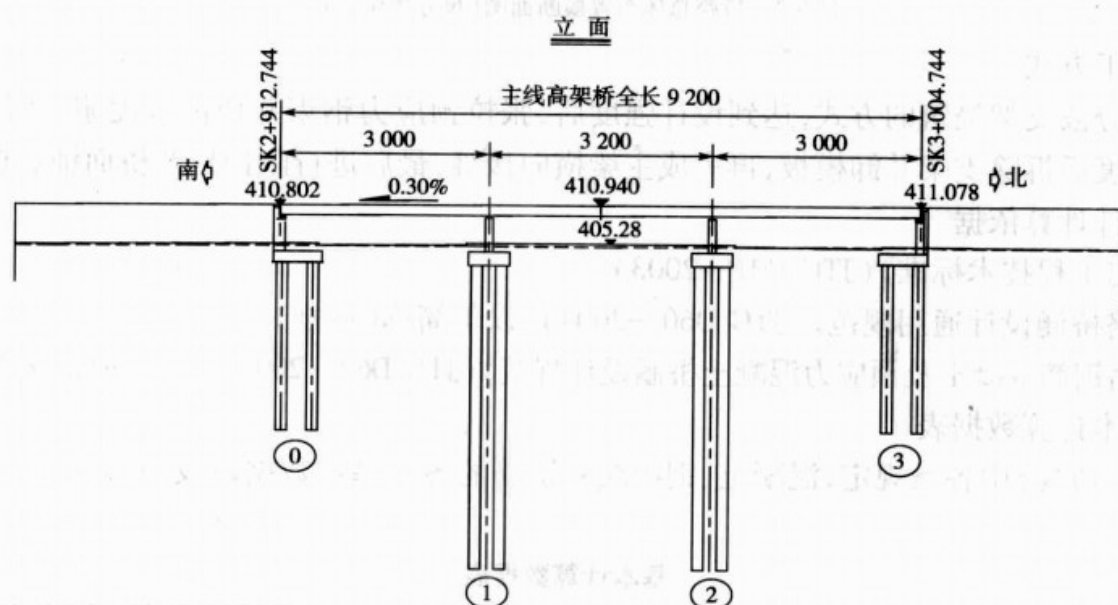


图 3-1 桥跨总体布置立面图(尺寸单位:cm)

荷载标准:公路—I 级。

桥面净宽:净 20.25m+2×0.50m 护栏;桥梁布置横断面图见图 3-2。

结构重要性系数:1.1。

### 3. 主要材料

混凝土:主梁采用 C50 混凝土,墩身、系梁、承台采用 C30 混凝土,基桩采用 C25 水下混凝土。

预应力钢绞线:采用符合 ASTM-920 的低松弛高强钢绞线,直径为 15.2mm,截面积为 139mm<sup>2</sup>,标准强度  $f_{pk} = 1860\text{MPa}$ ,弹性模量  $E_p = 1.95 \times 10^5\text{MPa}$ 。

普通钢筋:采用符合 GB 1499—84 标准的钢筋,直径大于等于 12mm 者采用 HRB335 热轧螺纹钢,直径小于 12mm 者采用 R235 热轧圆钢筋。

锚具:采用的锚具有 YM15-16 钢绞锚、AMY5-12 钢绞锚类型锚具及其配套设备。

预应力管道:采用预埋金属波纹管成型。

支座:采用 GJZ 2500 系列橡胶支座。  
 伸缩缝:采用 SFP-160 型伸缩缝。  
 桥面铺装:采用 4cm 厚的 C40 混凝土和 8cm 厚的沥青混凝土铺装。

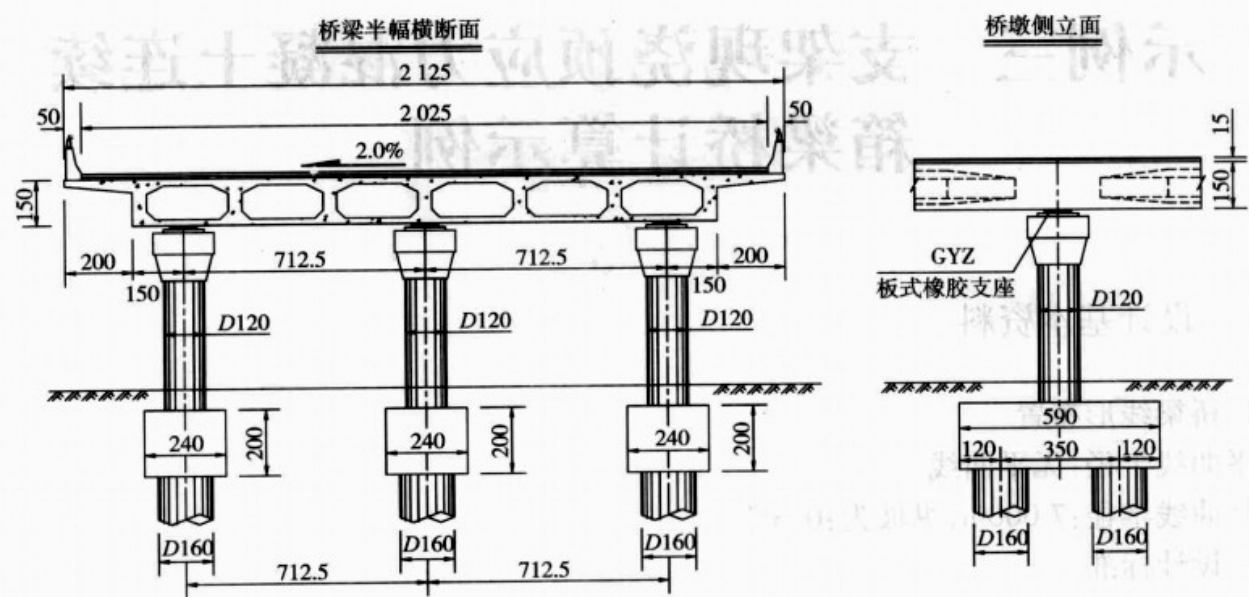


图 3-2 桥跨总体布置横断面图(尺寸单位:cm)

#### 4. 施工方式

采用分段支架浇筑的方式,达到设计强度后,张拉预应力钢束并压注水泥浆,待混凝土达到预定强度后拆除支架并卸模板,再完成主梁横向接缝,最后进行防护栏及桥面铺装施工。

#### 5. 设计计算依据

- 《公路工程技术标准》(JTG B01—2003)。
- 《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004),以下简称《通规》。
- 《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《公预规》。

#### 6. 基本计算数据表

根据《通规》中各条规定,混凝土、钢绞线和钢筋的各项基本数据以及在各阶段的容许值,见表 3-1。

基本计算数据表 表 3-1

名称	项 目		符号	单位	数据
混凝土	立方强度		$E_{cu,k}$	MPa	50
	弹性模量		$E_c$	MPa	$3.45 \times 10^4$
	轴心抗压强度标准值		$f_{ck}$	MPa	32.4
	轴心抗拉强度标准值		$f_{tk}$	MPa	2.65
	轴心抗压强度设计值		$f_{cd}$	MPa	22.4
	轴心抗拉强度设计值		$f_{td}$	MPa	1.83
	预施应力阶段	极限压应力	$0.7f'_{ck}$	MPa	20.72
		极限拉应力	$0.7f'_{tk}$	MPa	1.757
	使用荷载作用阶段	极限压应力	$0.5f_{ck}$	MPa	16.2
		极限主拉应力	$0.4f_{tk}$	MPa	1.06
		极限主压应力	$0.6f_{ck}$	MPa	19.44

名称	项 目		符号	单位	数据
钢绞线	弹性模量		$E_p$	MPa	$1.95 \times 10^5$
	抗拉强度标准值		$f_{pk}$	MPa	1 860
	抗拉强度设计值		$f_{pd}$	MPa	1 260
	抗压强度设计值		$f'_{pd}$	MPa	390
	最大控制应力 $\sigma_{con}$		$0.75f_{pk}$	MPa	1 395
	使用荷载作用阶段极限应力		$0.65f_{pk}$	MPa	1 209
普通钢筋	R235	弹性模量	$E_s$	MPa	$2.1 \times 10^5$
		抗拉强度标准值	$f_{sk}$	MPa	235
		抗拉强度设计值	$f_{sd}$	MPa	195
		抗压强度设计值	$f'_{sd}$	MPa	195
	HRR335	弹性模量	$E_s$	MPa	$2.0 \times 10^5$
		抗拉强度标准值	$f_{sk}$	MPa	335
		抗拉强度设计值	$f_{sd}$	MPa	280
		抗压强度设计值	$f'_{sd}$	MPa	280
材料重度	预应力混凝土		$\gamma_1$	kN/m <sup>3</sup>	26
	沥青混凝土		$\gamma_2$	kN/m <sup>3</sup>	24
	混凝土		$\gamma_2$	kN/m <sup>3</sup>	25
	钢束预混凝土的弹性模量比		$n_y$	无量纲	6

注:  $f'_{ck}$   $f'_{tk}$  分别为钢束张拉时混凝土的抗压、抗拉强度标准值, 本例考虑混凝土强度达到设计强度的 90% 时开始张拉预应力钢束, 即混凝土强度为 C45 时开始张拉钢束, 因此,  $f'_{ck} = 29.6\text{MPa}$ ,  $f'_{tk} = 2.51\text{MPa}$ 。

## 二、设计要点及结构尺寸拟定

### (一) 设计要点

(1) 本设计采用支架现浇施工, 一般等截面箱梁直线段可以采用支架施工, 支架施工的程序如图 3-3 所示。

(2) 施工顺序描述如下:

- ① 施工桩基础, 承台与桥墩;
- ② 搭设支架, 立模放样;
- ③ 预埋预应力波纹管, 绑扎普通钢筋, 浇筑混凝土;
- ④ 混凝土达到预定强度后开始张拉预应力钢束;
- ⑤ 拆除支架并脱模;
- ⑥ 二期自重作用加载, 完成全桥工程。

### (二) 桥梁结构图式

该桥为预应力混凝土梁桥, 跨径布置 30m + 32m + 30m, 施工方法为全桥支架现浇。桥跨

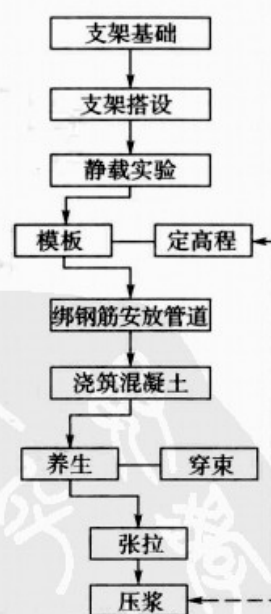


图 3-3 施工流程示意图

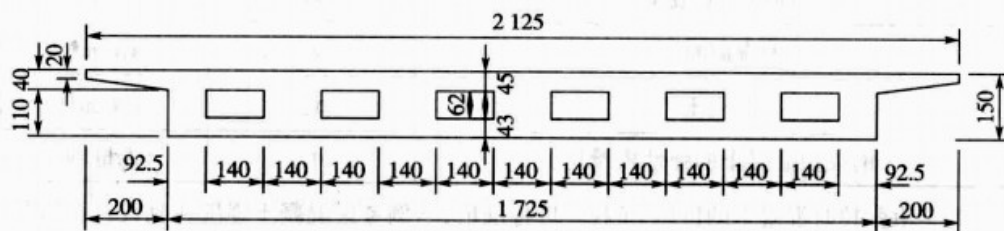


### (三) 截面形式及截面尺寸拟定

(2) 全桥截面的梁高取为 1.50m。

Technical drawing of a mechanical part showing dimensions in mm. The part is a long, thin rectangular block with a central slot. The total length is 2997 mm. The distance from the left end to the start of the slot is 200 mm. The distance from the end of the slot to the right end is 3200/2 mm. The slot has a width of 200 mm. The distance from the left end to the center of the slot is 130 mm. The distance from the center of the slot to the right end is 130 mm. The thickness of the part is 150 mm.

主梁横断面构造图(主梁变化点处、跨中处和主梁支点处),如图 3-6~图 3-8 所示。



Technical drawing of a stepped shaft. The shaft has a total length of 2125 mm. It features a central section with a diameter of 110 mm and a length of 1725 mm. This central section is flanked by two stepped sections, each with a diameter of 150 mm and a length of 200 mm. The drawing shows the shaft in two views: a top view and a side view.

(4) 主梁构造立面与平面见图 3-9。

本桥截面为箱形截面,截面较多,可通过计算程序进行计算。理论基础采用“梯形分块法”,具体可参见本书示例一的相关部分。此处只给出计算结果,见表3-2。



毛截面几何特性计算表

表 3-2

截面	截面高度(m)	底板厚度(cm)	面积 A (m <sup>2</sup> )	毛截面惯性距 I (m <sup>4</sup> )	中心轴至梁底的距离 (m)
左边支点	1.5	实心截面	27.075	5.268	0.776
边跨 1/4	1.5	18	12.072	3.765	0.836
边跨跨中	1.5	18	12.072	3.765	0.836
边跨 3/4	1.5	18	12.072	3.765	0.836
左中支点	1.5	实心截面	27.075	5.268	0.776
中跨 1/4	1.5	18	12.072	3.765	0.836
中跨跨中	1.5	18	12.072	3.765	0.836

注:此表为 1/2 桥的截面,与另一半桥截面对称。

### 三、主梁作用效应计算

#### (一) 结构自重作用效应计算

##### 1. 一期自重作用效应计算

本桥是采用现浇一次成桥的,施工时结构为二次超静定结构体系,采用力法求解时选取的基本体系如图 3-10 所示。

根据力法方程:

$$\delta_{11} \cdot X_1 + \delta_{12} \cdot X_2 + \Delta_{1P} = 0 \quad (3-1)$$

$$\delta_{21} \cdot X_1 + \delta_{22} \cdot X_2 + \Delta_{2P} = 0 \quad (3-2)$$

由图乘法可求得各系数和自由项:

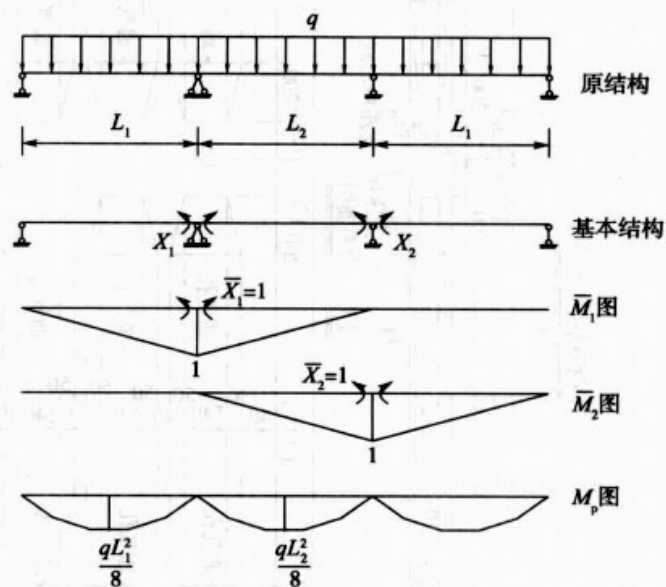


图 3-10 内力求解时的力学图式

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{2} l_1 \times \frac{2}{3} + \frac{1}{2} l_2 \times \frac{2}{3} \right) = \frac{l_1 + l_2}{3EI} \quad (3-3)$$

$$\delta_{12} = \frac{1}{EI} \times \frac{1}{2} l_2 \times \frac{1}{3} = \frac{l_2}{6EI} \quad (3-4)$$

$$\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \frac{1}{EI} \left( \frac{2}{3} l_1 \times \frac{1}{8} q l_1^2 \times \frac{1}{2} + \frac{2}{3} l_2 \times \frac{1}{8} q l_2^2 \times \frac{1}{2} \right) \\ &= \frac{q(l_1^3 + l_2^3)}{24EI} \end{aligned} \quad (3-5)$$

由对称性知:  $\delta_{11} = \delta_{22}$ ,  $\delta_{12} = \delta_{21}$ ,  $\Delta_{1P} = \Delta_{2P}$

解得:

$$X_1 = X_2 = \frac{-\Delta_{1P}}{\delta_{11} + \delta_{12}} = -\frac{\frac{q(l_1^3 + l_2^3)}{24EI}}{\frac{1}{6EI}(2l_1 + 3l_2)} \quad (3-6)$$

$$X_1 = X_2 = -34\,431.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最后有:  $M = \bar{M}_1 X_1 + \bar{M}_2 X_2 + M_P$

## 2. 二期自重作用效应计算

### 1) 二期自重作用集度的确定

二期自重作用集度为桥面铺装集度与防撞护栏的集度之和。

桥面铺装:

4cm 混凝土铺装  $A_2 = 0.81\text{m}^2$

8cm 沥青混凝土铺装  $A_2 = 1.62\text{m}^2$

二期自重作用集度:

$$\begin{aligned} g_2 &= \text{防撞护栏集度} + \text{桥面铺装集度} \\ &= 0.48 \times 25 + 0.81 \times 25 + 1.62 \times 24 \\ &= 71.13\text{kN/m} \end{aligned}$$

### 2) 二期自重作用效应计算

仍采用力法求解二次超静定的赘余力,选择支点处弯矩  $X_1$ 、 $X_2$  作为二次超静定结构的赘余力。计算公式同一期自重作用效应计算,得  $X_1 = X_2 = -6\,812.98\text{kN} \cdot \text{m}$ 。表 3-3 为自重作用效应汇总表。

自重作用效应汇总表

表 3-3

类型	一期自重效应		二期自重效应	
	弯矩(kN·m)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	剪力(kN)
边左支点	0	4 244.42	0	839.85
边跨 1/4	21 722.89	1 548.35	4 298.35	306.38
边跨跨中	23 225.31	-1 147.71	4 595.64	-227.10
边跨 3/4	4 507.26	-3 843.77	891.86	-760.57
左中支点(左)	-34 431.26	-6 539.83	-6 812.98	-1 294.05
左中支点(右)	-34 431.26	5 751.60	-6 812.98	1 138.08
中跨 1/4	78.35	2 875.80	15.50	569.04
中跨跨中	11 581.55	0	2 291.66	0

注:以上为左边 1/2 桥的截面内力,右半桥与之对应。

## (二) 汽车荷载作用效应计算

### 1. 冲击系数和折减系数

1) 汽车冲击系数计算(见《通规》第 4.3.2 条的条文说明)

结构基频:

$$f_1 = \frac{13.616}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} \quad (3-7)$$

$$f_2 = \frac{23.651}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} \quad (3-8)$$

式中:  $f_1$ 、 $f_2$ ——基频,Hz,计算连续梁冲击力引起的正弯矩效应和剪力效应时,采用  $f_1$ ;计算连续梁冲击力引起的负弯矩效应时,采用  $f_2$ ;

$l$ ——计算跨径,m;

$E$ ——混凝土弹性模量,Pa;



$I_c$ ——梁跨中截面惯性矩,  $m^4$ ;

$m_c$ ——结构跨中处的单位长度质量,  $kg/m$ , 当换算为重力计算时, 其单位应为  $(Ns^2/m^2)$ ,  $m_c = G/g$ ;

$G$ ——结构跨中处每米结构重力,  $N/m$ ;

$g$ ——重力加速度,  $g = 9.81 m/s^2$ 。

对于本例:

$$f_1 = \frac{13.616}{2 \times 3.14 \times 29.62^2} \sqrt{\frac{3.45 \times 10^{10} \times 3.765}{12.072 \times 26 \times 10^3 / 9.81}} = 4.977 \text{ Hz}$$

$$f_2 = \frac{23.651}{2 \times 3.14 \times 29.62^2} \sqrt{\frac{3.45 \times 10^{10} \times 3.765}{12.072 \times 26 \times 10^3 / 9.81}} = 8.645 \text{ Hz}$$

冲击系数  $\mu = 0.176 7 \ln f - 0.015 7$  (适用于  $1.5 \text{ Hz} < f < 14 \text{ Hz}$ ), 则:

$$\mu_1 = 0.176 7 \ln 4.977 - 0.015 7 = 0.268 \quad \mu_2 = 0.365$$

用于正弯矩效应和剪力效应:  $1 + \mu = 1.268$ ;

用于负弯矩效应:  $1 + \mu = 1.365$ 。

## 2) 车道折减系数

由图 3-2 知, 应按单向行驶确定车道数, 去掉对应的路肩宽度后,  $W$  符合单向四车道宽度, 按《通规》4.3.1 条, 车道横向折减系数为  $\xi = 0.67$ 。

## 3) 纵向折减系数

计算跨径  $32 \text{ m} < 150 \text{ m}$ , 不考虑纵向折减。

## 2. 汽车荷载横向分布影响的增大系数计算

依据邵旭东等编著的《桥梁设计与计算》中式(1-9-2):

$$I_T = \sum_{i=1}^n \frac{2q_i F_i}{G\theta} + \frac{1}{3} \sum b_i \delta_i^3 \quad (3-9)$$

式中:  $q_i$ ——剪力流;

$\theta$ ——扭率。

计算截面的抗扭惯矩  $I_T$ 。

根据邵旭东等编著的《桥梁设计与计算》中图 1-9-4 及本示例中图 3-11, 列代数方程组:

$$\begin{cases} q_1 \oint \frac{ds}{\delta} - \frac{H}{\delta_2} q_2 - 2GF_1 \theta = 0 \\ -\frac{H}{\delta_2} q_1 + q_2 \oint \frac{ds}{\delta} - \frac{H}{\delta_3} q_3 - 2GF_2 \theta = 0 \\ -\frac{H}{\delta_3} q_2 + q_3 \oint \frac{ds}{\delta} - \frac{H}{\delta_4} q_3 - 2GF_3 \theta = 0 \end{cases} \quad (3-10)$$

式中:  $H = 1.31 \text{ m}$   $\delta_1 = 0.425 \text{ m}$   $\delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = 0.4 \text{ m}$

$$F_1 = 2.812 5 \times 1.31 = 3.684 \text{ m}^2 \quad F_2 = F_3 = 2.8 \times 1.31 = 3.668 \text{ m}^2$$

$$\oint \frac{ds}{\delta} = \frac{2.812 5}{0.2} + \frac{1.31}{0.4} + \frac{2.812 5}{0.18} + \frac{1.31}{0.425} = 36.045$$

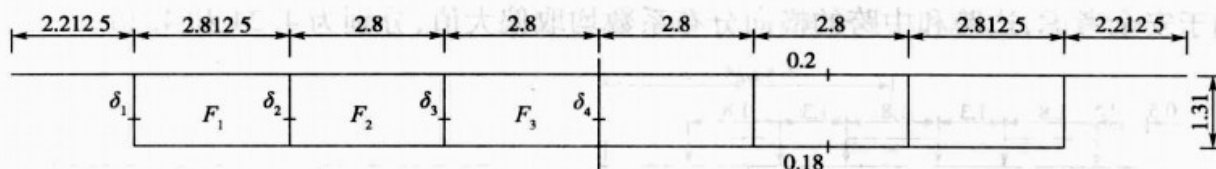


图 3-11 抗扭惯矩计算的构件截面示意图(尺寸单位:m)

$$\text{同理: } \oint_2 \frac{ds}{\delta} = \oint_3 \frac{ds}{\delta} = 36.106$$

$$\frac{H}{\delta_2} = \frac{H}{\delta_3} = \frac{H}{\delta_4} = \frac{1.31}{0.4} = 3.275$$

解方程组,得:

$$q_1 = 0.227G\theta \quad q_2 = 0.249G\theta \quad q_3 = 0.246G\theta$$

所以,  $I_T$  的第一项:

$$I'_T = \frac{2 \times 0.227G\theta \times 3.684}{G\theta} \times 2 + \frac{2 \times 0.249G\theta \times 3.668}{G\theta} \times 2 + \frac{2 \times 0.246G\theta \times 3.668}{G\theta} \times 2$$

$$= 10.61\text{m}^4$$

$$\text{第二项: } I''_T = \frac{1}{3} b_i \delta_i^3 = \frac{1}{3} \times 2 \times 2.2125 \times 0.3^3 = 0.04\text{m}^4$$

$$I_T = I'_T + I''_T = 10.65\text{m}^4$$

参照示例二的增大系数的计算过程,计算  $\bar{\omega}_i$  和  $\bar{\theta}$ :

应用力法分别计算出边跨和中跨在单位力  $P=1$  作用下的跨中挠度  $\bar{\omega}$ , 它们为:

$$\text{边跨: } \bar{\omega}_s = 0.2960 \times 10^{-5}$$

$$\text{中跨: } \bar{\omega}_m = 0.2818 \times 10^{-5}$$

$$\text{计算边跨跨中 } \bar{\theta}_s = \frac{l_1}{4GI_T} = \frac{29.62}{4 \times 0.4 \times 3.45 \times 10^7 \times 3.765} = 5.0337 \times 10^{-8} \text{rad}/(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{计算中跨跨中 } \bar{\theta}_m = \frac{l_2}{4GI_T} = \frac{32}{4 \times 0.4 \times 3.45 \times 10^7 \times 3.765} = 5.4382 \times 10^{-8} \text{rad}/(\text{kN} \cdot \text{m})$$

本例箱梁外侧腹板的中距  $b = 16.825\text{m}$ , 应用式(2-3)并参照图 3-12 中的荷载布置进行计算, 计算结果如表 3-4。

增大系数与横向分布系数表

表 3-4

跨别	车列数 $n$	跨中的变形		合力点的偏心距 $e(\text{m})$	增大系数 $\zeta$	车道折减系数 $\xi$	分布系数 $m = \xi \cdot \zeta$
		$\bar{\omega}(\text{m}/\text{kN})$	$\bar{\theta}[\text{rad}/(\text{kN} \cdot \text{m})]$				
边跨	3	$0.2960 \times 10^{-5}$	$5.0337 \times 10^{-8}$	5.625	5.414	0.78	4.22
	4			4.075	6.332	0.67	4.24
	5			2.525	6.806	0.60	4.08
中跨	3	$0.2818 \times 10^{-5}$	$5.4382 \times 10^{-8}$	5.625	5.740	0.78	4.48
	4			4.075	6.646	0.67	4.45
	5			2.525	7.050	0.60	4.23

偏于安全考虑,边跨和中跨的横向分布系数均取偏大值,分别为 4.24 和 4.48。

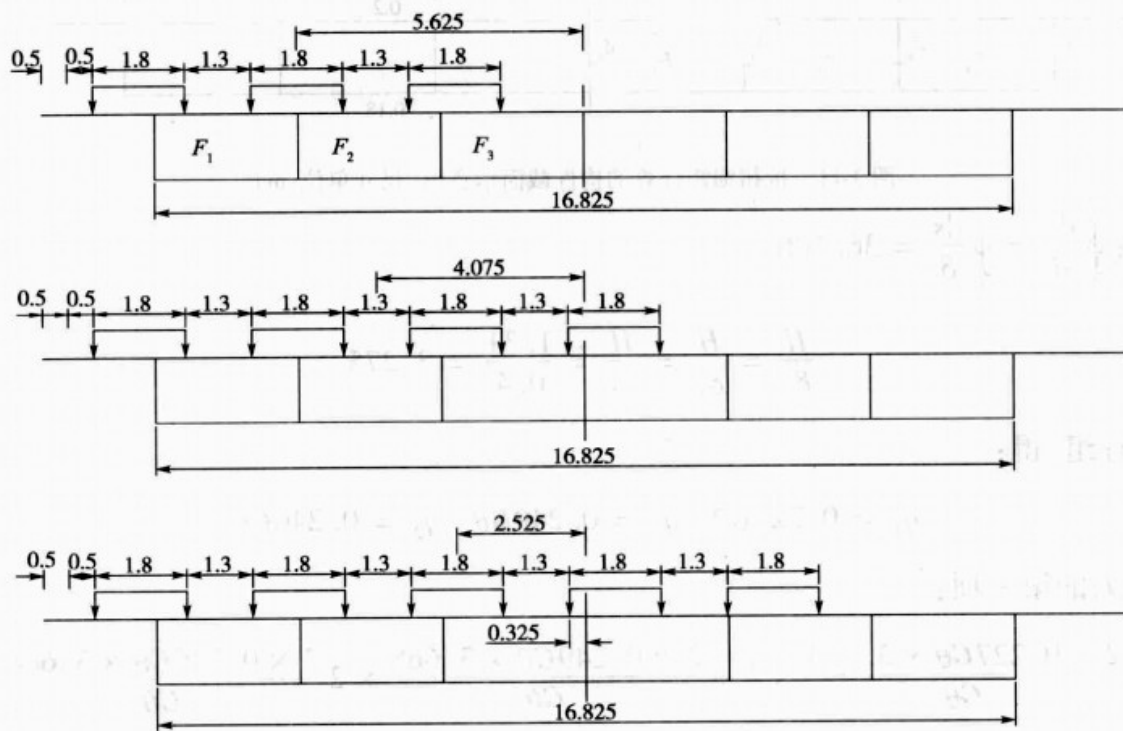


图 3-12 偏载系数车辆横向布置示意图

### 3. 汽车活载效应计算

#### 1) 计算原理

在主梁内力影响线上最不利布载,可求得主梁最大活载内力,计算公式为:

$$S_p = (1 + \mu) \cdot \xi \cdot \zeta (P_k \gamma_i + q_k \omega_i) \quad (3-11)$$

式中:  $S_p$ ——主梁最大活载内力(弯矩或剪力);

$(1 + \mu)$ ——汽车荷载冲击系数;

$\xi$ ——车道折减系数;

$\zeta$ ——汽车荷载横向分布影响的增大系数;

$P_k$ ——车道荷载中的集中荷载标准值;

$\gamma_i$ ——主梁内力影响线的竖标值;

$q_k$ ——车道荷载中的均布荷载标准值;

$\omega_i$ ——主梁内力影响线中均布荷载所在范围的面积。

荷载影响线可以采用力法求解,具体计算可以通过 Excel 软件进行。影响线表示,当一个指向不变的单位集中荷载沿结构移动时,某一指定量值的变化规律。

对此,可以考虑求解在全桥各截面上分别作用单位集中力,求出在该集中力作用下各个截面的弯矩值,便得到单位集中力作用在不同截面时,某一指定截面的弯矩值。此弯矩值即为该截面的弯矩影响线在这些截面的值,在两个截面之间时,可采用线性插值。

剪力影响线同理。

按此原则得出各截面的弯矩影响线和剪力影响线,以下列出几个典型截面的弯矩和剪力影响线,见图 3-13 及图 3-14。

#### 2) 汽车荷载效应内力计算

车道荷载取值,根据《通规》第 4.3.1 条,公路—I 级的均布荷载标准值  $q_k$  和集中荷载标准值  $P_k$  为:  $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$ 。

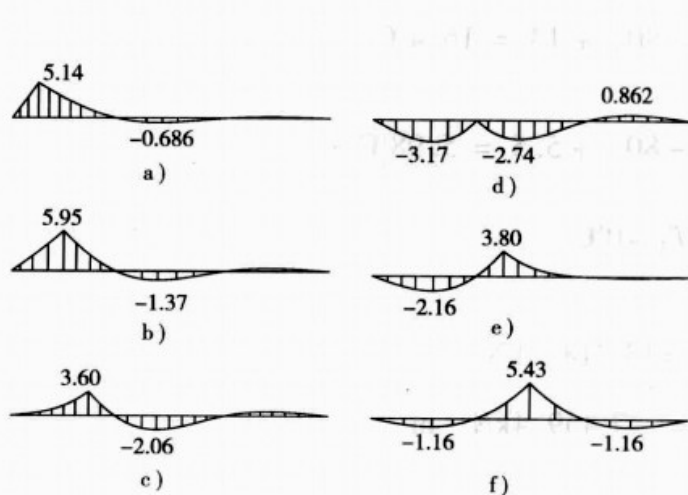


图 3-13 各截面弯矩影响线

a) 边跨 1/4 弯矩影响线; b) 边跨跨中弯矩影响线; c) 边跨 3/4 弯矩影响线; d) 左中支点弯矩影响线; e) 中跨 1/4 弯矩影响线; f) 中跨跨中弯矩影响线

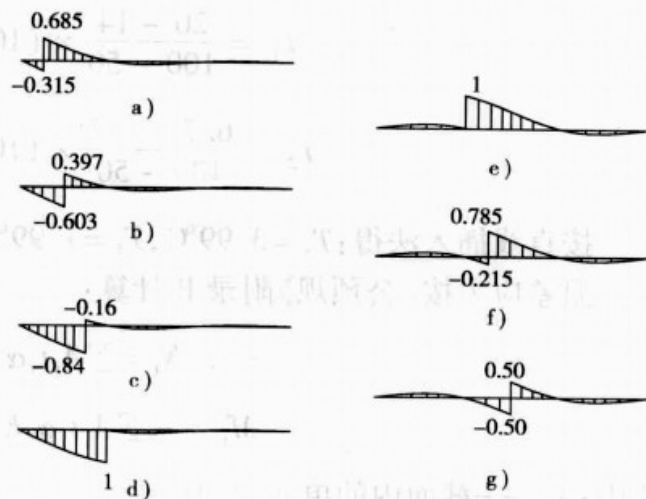


图 3-14 各截面剪力影响线

a) 边跨 1/4 剪力影响线; b) 边跨跨中剪力影响线; c) 边跨 3/4 剪力影响线; d) 左中支点左右剪力影响线; e) 左中支点右剪力影响线; f) 中跨 1/4 剪力影响线; g) 中跨跨中剪力影响线

$$\text{计算弯矩时: } P_k = \frac{360 - 180}{50 - 5} \times (32 - 5) + 180 = 288 \text{ kN};$$

$$\text{计算剪力效应时: } P_k = 288 \times 1.2 = 345.6 \text{ kN}。$$

根据最不利布载原则,在各个截面的内力影响线上按《通规》第 4.3.1 条的布载要求布载,可求得汽车在各个截面上的最大弯矩、最小弯矩、最大剪力和最小剪力,再考虑冲击系数和车道折减系数后,可得到活载内力。计算结果见表 3-5。

公路—I 级汽车荷载作用效应

表 3-5

截 面	汽车 $M_{\max}$ (kN · m)	汽车 $M_{\min}$ (kN · m)	汽车 $Q_{\max}$ (kN)	汽车 $Q_{\min}$ (kN)
右边支点	0	0	2 620.1	-270.0
边跨 1/4	12 089.2	-1 971.7	1 679.2	-754.6
边跨跨中	14 298.0	-3 939.5	916.0	-1 485.6
边跨 3/4	8 439.1	-5 917.9	360.0	-2 232.5
左中支点(左)	2 407.5	-13 037.7	90.3	-3 090.6
左中支点(右)	2 407.5	-13 037.7	3 063.7	-393.5
中跨 1/4	8 692.2	-6 680.7	2 209.2	-613.0
中跨跨中	13 267.6	-4 919.6	1 345.5	-1 345.5

注:以上为左边半桥截面车道活载的作用效应。

### (三) 温差应力及基础沉降内力计算

#### 1. 温差应力计算

按《通规》规定计算。桥面采用 4cm 厚的混凝土加 8cm 厚的沥青混凝土。温差基数用直线插入法确定如下(图 3-15,以跨中为例,计算时取成桥后的情况)。

由《通规》表 4.3.10-3 中查得混凝土铺装竖向温差计算的温差基数:



$$T_1 = \frac{20 - 14}{100 - 50} \times (100 - 80) + 14 = 16.4^\circ\text{C}$$

$$T_2 = \frac{6.7 - 5.5}{100 - 50} \times (100 - 80) + 5.5 = 5.98^\circ\text{C}$$

按直线插入法得:  $T_3 = 3.99^\circ\text{C}$ ,  $T_4 = 1.99^\circ\text{C}$ ,  $T_5 = 0^\circ\text{C}$ 。

温差应力按《公预规》附录 B 计算:

$$N_t = \sum A_y t_y \alpha_c E_c = 13\,218.3\text{kN}$$

$$M_t^0 = -\sum A_y t_y \alpha_c E_c e_y = -7\,459.4\text{kN} \cdot \text{m}$$

式中:  $A_y$ ——截面内的单元面积;

$t_y$ ——单元面积  $A_y$  内温差梯度平均值,均以正值代入;

$\alpha_c$ ——混凝土线膨胀系数,  $\alpha_c = 0.000\,01$ ;

$E_c$ ——混凝土弹性模量,  $E_c = 3.45 \times 10^4\text{MPa}$ ;

$e_y$ ——单位面积  $A_y$  重心至截面重心轴的距离,重心轴以上取正值,以下取负值。

由  $M_t^0$  产生的二次矩  $M'_t$  可用力法求得。取基本结构和计算过程如图 3-16 所示。

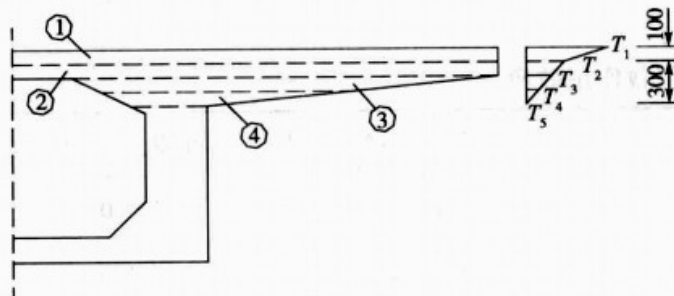


图 3-15 温差应力计算(尺寸单位:mm)

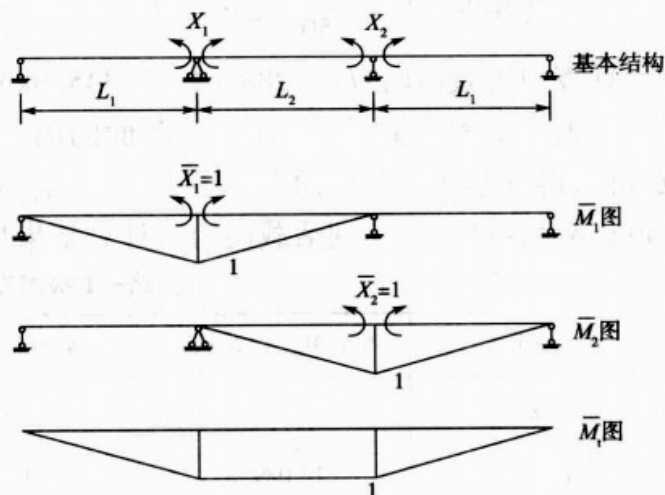


图 3-16 温度次内力计算图式

列力法方程:

$$\begin{cases} \delta_{11} X_{1T} + \delta_{12} X_{2T} + \Delta_{1T} = 0 \\ \delta_{21} X_{1T} + \delta_{22} X_{2T} + \Delta_{2T} = 0 \end{cases} \quad (3-12)$$

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{3} l_1 + \frac{1}{3} l_2 \right) \quad \delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{6EI} l_2 \quad \Delta_{1T} = \Delta_{2T} = \chi (l_1 + l_2)$$

其中:  $\Delta_{1T}$ 、 $\Delta_{2T}$ ——温度变化在赘余力方向引起的变形,即为中间支座上截面的相对转角;

$\chi$ ——单元梁段挠曲变形后的曲率,  $\chi = -\frac{N_t e}{EI}$ 。

$$\text{解得: } X_{1T} = X_{2T} = \frac{N_t e (l_1 + l_2)}{\frac{1}{3} l_1 + \frac{1}{2} l_2} = 13\,959.4\text{kN} \cdot \text{m}$$

则温度次内力:  $M'_t = X_{1T} M_1 + X_{2T} M_2$ ;  $M_t = M_t^0 + M'_t$ ; 将数据代入上述各式即得温度次内力,

内力结果列于表 3-6。

温度次内力

表 3-6

截面	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	截面	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
左边支点	217.0	0	左中支点(左)	217.0	6 500.0
边跨 1/4	217.0	1 630.0	左中支点(右)	0	6 500.0
边跨跨中	217.0	3 250.0	中跨 1/4	0	6 500.0
边跨 3/4	217.0	4 880.0	中跨跨中	0	6 500.0

注:以上为 1/2 桥的截面,另半桥与之对称。

2. 基础沉降计算

如图 3-17 所示,取边支座沉降 1cm 计算结构基础沉降内力,实际上,支座存在多种可能工况,如不存在沉降、任一个支座单独沉降、多个支座的组合沉降,鉴于篇幅所限,本例只计算一种可能沉降,其他工况不在此赘述,实际计算中可采用示例二的组合方式求沉降的最不利内力。同温度次内力类似,采用力法求解,如图 3-18 所示。



图 3-17 基础沉降图示(尺寸单位:cm)

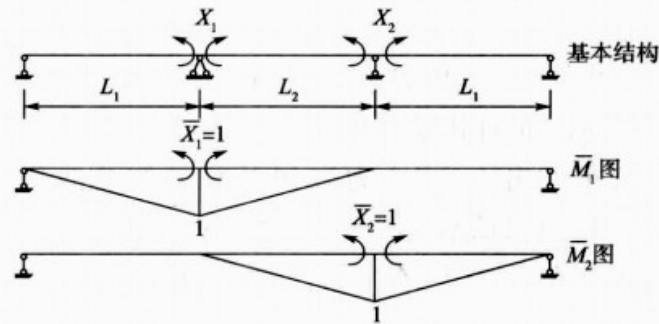


图 3-18 基础沉降次内力计算图式

列力法方程:

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1\Delta} = 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2\Delta} = 0 \end{cases} \quad (3-13)$$

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{3}l_1 + \frac{1}{3}l_2 \right)$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{6EI}l_2$$

$$\Delta_{1\Delta} = \frac{1}{100l_1} \quad \Delta_{2\Delta} = 0$$

式中: $\Delta_{1\Delta}$ 、 $\Delta_{2\Delta}$ ——分别为当支座沉降单独作用在基本结构上时,所引起的沿  $X_1$ 、 $X_2$  方向的转角。

$$\text{得: } X_1 = -\frac{12(l_1 + l_2) \cdot EI}{100[4(l_1 + l_2)^2 - l_2^2]l_1} \quad X_2 = \frac{6l_2 \cdot EI}{100[4(l_1 + l_2)^2 - l_2^2]l_1}$$

代入式中计算得: $X_1 = -2\,260.0\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $X_2 = 615.0\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

基础沉降次内力: $M_{\Delta} = X_1M_1 + X_2M_2$ 。

将数据代入上述各式即得基础沉降次内力,列于表 3-7。

基础沉降次内力

表 3-7

截 面	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	截 面	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
左边支点	-75.4	0	中跨 3/4	89.9	-105
边跨 1/4	-75.4	-566	右中支点(左)	89.9	615
边跨跨中	-75.4	-1 130	右中支点(右)	-20.5	615
边跨 3/4	-75.4	-1 700	边跨 1/4	-20.5	461
左中支点(左)	-75.4	-2 260	边跨跨中	-20.5	307
左中支点(右)	89.9	-2 260	边跨 3/4	-20.5	154
中跨 1/4	89.9	-1 540	右边支点	-20.5	0
中跨跨中	89.9	-824			

#### (四) 内力组合

为了进行预应力钢束的计算,在不考虑预加力引起的结构次内力及混凝土收缩徐变次内力的前提下,按《通规》第4.1.6条和第4.1.7条规定,根据可能出现的荷载进行第一次内力组合。

##### 1. 按承载能力极限状态设计

基本组合。永久作用的设计值效应和可变作用设计值效应相组合,其效应组合表达式为:

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left( \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right) \quad (3-14)$$

或

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left( \sum_{i=1}^m S_{Gid} + S_{Q1d} + \psi_c \sum_{j=2}^n S_{Qjd} \right) \quad (3-15)$$

式中:  $S_{ud}$ ——承载能力极限状态下作用基本组合的效应组合设计值;

$\gamma_0$ ——结构重要性系数,按《通规》表1.0.9规定的结构设计安全等级采用,对应于设计安全等级一级、二级和三级分别取1.1、1.0、0.9;

$\gamma_{Gi}$ ——第*i*个永久作用效应的分项系数,应按《通规》表4.1.6的规定采用;

$S_{Gik}$ 、 $S_{Gid}$ ——第*i*个永久作用效应的标准值和设计值;

$\gamma_{Q1}$ ——汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)的分项系数,取 $\gamma_{Q1} = 1.4$ ;

$S_{Q1k}$ 、 $S_{Q1d}$ ——汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)的标准值和设计值;

$\gamma_{Qj}$ ——作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)、风荷载外的其他第*j*个可变作用效应的分项系数,取 $\gamma_{Qj} = 1.4$ ,但风荷载的分项系数取 $\gamma_{Qj} = 1.1$ ;

$S_{Qjk}$ 、 $S_{Qjd}$ ——在作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)外的其他第*j*个可变作用效应的标准值和设计值;

$\psi_c$ ——在作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)外的其他可变作用效应的组合系数,取值见《通规》第4.1.6条。

根据《通规》第4.1.6条规定,各种作用的分项系数取值如下:

结构重要性系数取 $\gamma_0 = 1.1$ ;

一期恒载作用效应的分项系数,当作用对结构的承载能力不利时,取 $\gamma_{G1} = 1.2$ ;当作用对结构的承载能力有利时,取 $\gamma_{G1} = 1.0$ ;

二期恒载作用效应的分项系数,当作用对结构的承载能力不利时,取 $\gamma_{G2} = 1.2$ ;当作用对结构的承载能力有利时,取 $\gamma_{G2} = 1.0$ ;

基础变位作用效应的分项系数取 $\gamma_{G3} = 0.5$ ;

汽车荷载效应的分项系数取 $\gamma_{Q1} = 1.4$ ;

温度作用效应的分项系数取 $\gamma_{Q2} = 1.4$ ;

其他可变作用效应的组合系数 $\psi_c = 0.8$ 。

则承载能力极限状态组合为:

当作用对结构的承载能力不利时取

$$\gamma_0 S_{ud} = 1.1 \times (1.2 S_{G1} + 1.2 S_{G2} + 1.4 S_{Q1} + 0.8 \times 1.4 S_{Q2} + 0.5 S_{G3})$$

当作用对结构的承载能力有利时取

$$\gamma_0 S_{ud} = 1.1 \times (1.0 S_{G1} + 1.0 S_{G2} + 1.4 S_{Q1} + 0.8 \times 1.4 S_{Q2} + 0.5 S_{G3})$$

剪力的组合参考弯矩的组合进行计算即可。

## 2. 按正常使用极限状态设计

### 1) 作用短期效应组合

永久作用标准值效应与可变作用频遇值效应相组合,其效应组合表达式为:

$$S_{ld} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (3-16)$$

式中:  $S_{ld}$ ——作用短期效应组合设计值;

$\psi_{1j}$ ——第  $j$  个可变作用效应的频遇值系数,取值见《通规》第 4.1.7 条;

$\psi_{2j} S_{Qjk}$ ——第  $j$  个可变作用效应的频遇值。

根据《通规》第 4.1.7 条规定,各种作用的分项系数取值如下:

汽车荷载(不计冲击力)效应的频遇值系数取  $\psi_{11} = 0.7$ ;

温度作用效应的频遇值系数取  $\psi_{12} = 0.8$ ;

剪力的组合参考弯矩的组合进行计算即可。

### 2) 作用长期效应组合

永久作用标准值效应与可变作用准永久值效应相组合,其效应组合表达式为:

$$S_{ld} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (3-17)$$

式中:  $S_{ld}$ ——作用长期效应组合设计值;

$\psi_{1j}$ ——第  $j$  个可变作用效应的准永久值系数,取值见《通规》第 4.1.7 条;

$\psi_{2j} S_{Qjk}$ ——第  $j$  个可变作用效应的准永久值。

根据《通规》第 4.1.7 条规定,各种作用的分项系数取值如下:

汽车荷载(不计冲击力)效应的准永久值系数取  $\psi_{21} = 0.4$ ;

温度作用效应的准永久值系数取  $\psi_{22} = 0.8$ 。

## 3. 计算结果

根据上述的组合要求,进行承载能力极限状态内力组合和正常使用状态内力组合,其结果见表 3-8,其中,剪力单位为 kN,弯矩单位为 kN·m。

主梁作用效应组合

表 3-8

荷载类别		内力分量				荷载组合			
		总永久作用效应	汽车荷载效应	温度应力	基础沉降	承载能力极限状态组合	承载能力极限状态组合	短期作用组合	长期作用组合
		①	②	③	④	$1.1 \times (1.2 \times \textcircled{1} + 1.4 \times \textcircled{2} + 0.8 \times 1.4 \times \textcircled{3} + 0.5 \times \textcircled{4})$	$1.1 \times (1.0 \times \textcircled{1} + 1.4 \times \textcircled{2} + 0.8 \times 1.4 \times \textcircled{3} + 0.5 \times \textcircled{4})$	$1.0 \times \textcircled{1} + 0.7 \times \textcircled{2} + 0.8 \times \textcircled{3} + 1.0 \times \textcircled{4}$	$1.0 \times \textcircled{1} + 0.4 \times \textcircled{2} + 0.8 \times \textcircled{3} + 1.0 \times \textcircled{4}$
左边支点	最大弯矩	0	0	0	0	0	0	0	0
	最小弯矩	0	0	0	0	0		0	0
	最大剪力	5 084.3	2 620.1	217.0	-75.4	11 013.6		6 704.3	6 084.4
	最小剪力	5 084.3	-270.0	217.0	-75.4	6 254.0		4 859.8	4 923.7



荷载类别		内力分量				荷载组合			
		总永久作用 效应	汽车荷载 效应	温度 应力	基础 沉降	承载能力 极限状态 组合	承载能力 极限状态 组合	短期作用 组合	长期作用 组合
		①	②	③	④	$1.1 \times (1.2 \times$ $① + 1.4 \times ②$ $+ 0.8 \times 1.4$ $\times ③ + 0.5 \times$ $④)$	$1.1 \times (1.0$ $\times ① + 1.4$ $\times ② + 0.8$ $\times 1.4 \times ③$ $+ 0.5 \times ④)$	$1.0 \times ① +$ $0.7 \times ② +$ $0.8 \times ③ +$ $1.0 \times ④$	$1.0 \times ① +$ $0.4 \times ② +$ $0.8 \times ③ +$ $1.0 \times ④$
边跨 1/4	最大弯矩	26 021.2	12 089.2	1 630.0	-566.0	54 973.6		33 999.1	31 138.9
	最小弯矩	26 021.2	-1 971.7	1 630.0	-566.0	31 000.3		24 444.1	24 877.4
	最大剪力	1 854.7	1 679.2	217.0	-75.4	5 301.6		2 955.3	2 558.1
	最小剪力	1 854.7	-754.6	217.0	-75.4	1 244.6		1 362.7	1 541.3
边跨 跨中	最大弯矩	27 821.0	14 298.0	3 250.0	-1 130.0	62 746.6		38 314.2	3 4931.4
	最小弯矩	27 821.0	-3 939.5	3 250.0	-1 130.0	30 035.3		24 670.7	25 536.5
	最大剪力	-1 374.8	916.0	217.0	-75.4		165.7	-695.5	-912.2
	最小剪力	-1 374.8	-1 485.6	217.0	-75.4	-4 144.1		-2 270.4	-1 918.9
边跨 3/4	最大弯矩	5 399.1	8 439.1	4 880.0	-1 700.0	26 135.2		13 961.9	11 965.3
	最小弯矩	5 399.1	-5 917.9	4 880.0	-1 700.0		-4 109.6	664.3	1 964.9
	最大剪力	-4 604.3	360.0	217.0	-75.4	-5 256.1		-4 232.0	-4 317.2
	最小剪力	-4 604.3	-2 232.5	217.0	-75.4	-9 557.3		-5912.2	-5 384.0
左中 支点 (左)	最大弯矩	-41 244.2	2 407.5	6 500.0	-2 260.0	-42 726.8		-34 715.2	-35 284.8
	最小弯矩	-41 244.2	-13 037.7	6 500.0	-2 260.0	-75 763.4		-50 190.2	-47 324.8
	最大剪力	-7 833.9	90.3	217.0	-75.4	-9 934.3		-7 610.4	-7 631.8
	最小剪力	-7 833.9	-3 090.6	217.0	-75.4	-15 141.6		-9 615.4	-8 884.2
左中 支点 (右)	最大弯矩	-41 244.2	2 407.5	6 500.0	-2 260.0	-42 726.8		-34 715.2	-35 284.8
	最小弯矩	-41 244.2	-13 037.7	6 500.0	-2 260.0	-75 763.4		-50 190.2	-47 324.8
	最大剪力	6 889.7	3 063.7	0.0	89.9	13 861.9		8 670.9	7 946.1
	最小剪力	6 889.7	-393.5	0.0	89.9	8 488.4		6 672.4	6 765.5
中跨 1/4	最大弯矩	93.9	8 692.2	6 500.0	-1 540.0	21 517.9		10 092.4	8 035.9
	最小弯矩	93.9	-6 680.7	6 500.0	-1 540.0		-1 1032.1	-4 872.2	-3 403.9
	最大剪力	3 444.8	2 209.2	0.0	89.9	7 998.8		4 754.3	4 231.6
	最小剪力	3 444.8	-613.0	0.0	89.9	3 603.2		3 106.5	3 251.5
中跨 跨中	最大弯矩	13 873.2	13 267.6	6 500.0	-824.0	46 752.8		2 6397.6	23 258.6
	最小弯矩	13 873.2	-4 919.6	6 500.0	-824.0	10 283.3		10 526.4	11 607.6
	最大剪力	0.0	1 345.5	0.0	89.9	2 121.5		832.7	514.3
	最小剪力	0.0	-1 345.5	0.0	89.9	-2 072.0		-742.8	-424.4

注:①以上为左边半桥的截面。

②本表中汽车荷载效应、温度效应和支座沉降效应为可选组合效应,组合时按最不利效应组合。

③短期和长期效应组合未考虑汽车荷载的冲击系数。

④本表中内力分量的第2列汽车荷载效应考虑了冲击系数。

#### 四、预应力钢束的估算及布置

根据《公预规》，预应力混凝土连续梁应满足使用荷载下的正截面抗裂要求、正截面压应力要求和承载能力极限状态下的正截面强度要求。因此，预应力筋的数量可从这3个方面综合评定。

##### (一) 钢束估算

###### 1. 按正常使用极限状态的正截面抗裂验算要求估束

根据《公预规》第6.3.1条，预应力混凝土受弯构件应对正截面的混凝土拉应力进行验算，以满足正截面抗裂要求。

$$\sigma_{st} - 0.8\sigma_{pc} \leq 0 \quad (3-18)$$

式中： $\sigma_{st}$ ——作用（或荷载）短期效应组合下构件的抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力，式中不含正负号；

$\sigma_{pc}$ ——扣除全部预应力损失后的预加力在构件抗裂验算边缘产生的预压应力。

由于本节为估算预应力束，截面特性可以粗略地按毛截面特性计算。于是上式可按截面上、下缘的抗裂要求写成：

当截面承受正弯矩  $M_{\max}$  时：

$$-\frac{M_{\max}}{W_x} + 0.8 \cdot \left( \frac{N_{ys}}{A} - \frac{N_{ys} \cdot e_s}{W_x} + \frac{N_{yx}}{A} + \frac{N_{yx} \cdot e_x}{W_x} \right) \geq 0 \quad (3-19)$$

当截面承受负弯矩  $M_{\min}$  时：

$$\frac{M_{\min}}{W_s} + 0.8 \cdot \left( \frac{N_{ys}}{A} + \frac{N_{ys} \cdot e_s}{W_s} + \frac{N_{yx}}{A} - \frac{N_{yx} \cdot e_x}{W_s} \right) \geq 0 \quad (3-20)$$

式中： $M_{\max}$ 、 $M_{\min}$ ——作用（或荷载）短期效应组合，弯矩的最大值和最小值；

$N_{ys}$ 、 $N_{yx}$ ——截面形心轴上侧和下侧配置的预应力筋的永存预应力；

$e_s$ 、 $e_x$ ——截面形心轴上侧和下侧配置的预应力束与形心轴之间的距离；

$W_s$ 、 $W_x$ ——截面上缘和下缘的抗弯模量， $W_s = I/y_s$ ， $W_x = I/y_x$ ， $I$ 、 $y_s$ 及  $y_x$  的值见表3-2。

###### 1) 只在截面下缘布置预应力筋

有关估束公式在示例一里已作了推导，本示例就直接引用。

此时，按式(1-35)可估算预应力筋根数。

###### (1) 估算边跨跨中截面下缘所需预应力钢筋。

采用  $\phi^{15.2}$  每根钢绞线面积  $A_y = 139\text{mm}^2$ ，抗拉强度标准值  $f_{pk} = 1860\text{MPa}$ ，张拉控制应力取  $\sigma_{con} = 0.75f_{pk} = 0.75 \times 1860 = 1395\text{MPa}$ ，预应力损失按张拉控制应力的20%估算，取  $\alpha = 0.8$ 。

由表3-87可知： $M_{\max} = 38314.2\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $M_{\min} = 24670.7\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距下缘距离为0.15m，根据表3-2截面特性可求得  $k_s = 0.373\text{m}$ ； $k_x = 0.470\text{m}$ ； $e_x = y_x - 0.15 = 0.836 - 0.15 = 0.686\text{m}$ 。

$k_s = \frac{W_x}{A}$ ， $k_x = \frac{W_s}{A}$  分别为截面的上、下核心距。

则根据式(1-35)可得： $291.5 \text{ 根} \leq n_{yx} \leq 919.1 \text{ 根}$ 。

(2) 估算中跨跨中截面下缘所需预应力钢筋。

由表 3-8 可知:  $M_{smax} = 26\,397.6\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{smin} = 10\,526.4\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距下缘距离为  $0.15\text{m}$ , 根据表 3-2 截面特性可求得  $k_s = 0.373\text{m}$ ;  $k_x = 0.470\text{m}$ ;  $e_x = 0.686\text{m}$ 。

则根据式 (1-35) 可得:  $200.9 \text{ 根} \leq n_{yx} \leq 392.1 \text{ 根}$ 。

2) 只在截面上缘布置预应力筋

此时, 按式 (1-38) 可估算支点处上缘的预应力筋根数:

由表 3-8 可知:  $M_{smax} = -34\,715.2\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{smin} = -50\,190.2\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距上缘距离为  $0.15\text{m}$ , 根据表 3-2 截面特性求得  $k_s = 0.251\text{m}$ ;  $k_x = 0.269\text{m}$ ;  $e_s = y_s - 0.15 = 1.5 - 0.776 - 0.15 = 0.574\text{m}$ 。

则根据式 (1-38) 可得:  $331.9 \text{ 根} \leq n_{ys} \leq 1\,251.1 \text{ 根}$ 。

2. 按正常使用极限状态截面压应力要求估算

根据《公预规》第 7.1.5 条使用阶段预应力混凝土受弯构件的压应力应符合下面规定:

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} \leq 0.5f_{ck} \quad (3-21)$$

式中:  $\sigma_{kc}$ ——由作用(或荷载)标准值产生的混凝土受压缘的法向压应力,  $\sigma_{kc} = \frac{M_k}{W}$ ;

$\sigma_{pt}$ ——由预应力产生的混凝土法向拉应力;

$f_{ck}$ ——混凝土轴心抗压强度标准值;

$M_k$ ——按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值;

$W$ ——受弯侧的抗弯模量。

由于此处为估算值, 所有应力计算均可粗略地选用毛截面特性。

1) 只在截面下缘布置预应力筋

(1) 估算边跨跨中截面下缘所需预应力钢筋。

采用  $\phi^{15.2}$  每根钢绞线面积  $A_y = 139\text{mm}^2$ , 抗拉强度标准值  $f_{pk} = 1\,860\text{MPa}$ , 张拉控制应力取  $\sigma_{con} = 0.75f_{pk} = 0.75 \times 1\,860 = 1\,395\text{MPa}$ , 预应力损失按张拉控制应力的 20% 估算。混凝土轴心抗压强度标准值  $f_{ck} = 32.4\text{MPa}$ , 取  $\alpha = 0.8$ 。

根据《公预规》7.1.5 条, 正常使用极限状态截面压应力要求估算时, 弯矩值由各作用(或荷载)标准值组合计算而成, 则边跨跨中弯矩的最大最小值分别由表 3-8 内各分项弯矩值按最不利组合计算可得:  $M_{kmax} = 45\,369.0\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{kmin} = 22\,751.4\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距下缘距离为  $0.15\text{m}$ , 根据表 3-2 截面特性可求得  $k_s = 0.373\text{m}$ ;  $k_x = 0.470\text{m}$ ;  $e_x = y_x - 0.15 = 0.836 - 0.15 = 0.686\text{m}$ ;  $W_x = 4.504\text{m}^3$ ;  $W_s = 5.670\text{m}^3$ 。

则根据式 (1-44) 可得:  $-1\,385.5 \leq n_{yx} \leq 582.6 \text{ 根}$ 。

(2) 估算中跨跨中截面下缘所需预应力钢筋。

中跨跨中弯矩的最大、最小值分别由表 3-8 内各分项弯矩值按最不利组合计算可得:  $M_{kmax} = 33\,640.9\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{kmin} = 8\,129.7\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距下缘距离为  $0.15\text{m}$ , 根据表 3-2 截面特性, 可求得  $k_s = 0.373\text{m}$ ;  $k_x = 0.470\text{m}$ ;  $e_x = 0.686\text{m}$ ;  $W_x = 4.504\text{m}^3$ ;  $W_s = 5.670\text{m}^3$ 。

则根据式 (1-44) 可得:  $-1\,735.0 \leq n_{yx} \leq 493.6 \text{ 根}$ 。

2) 只在截面上缘布置预应力筋

估算支点截面上缘所需预应力钢筋。

中跨跨中弯矩的最大、最小值分别由表 3-8 内各分项弯矩值按最不利组合计算可得:  $M_{kmax} = -32\,336.7\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_{kmin} = -56\,541.9\text{kN} \cdot \text{m}$ 。取预应力钢筋重心距上缘距离为  $0.15\text{m}$ , 根



据表 3-2 截面特性可求得  $k_s = 0.251\text{m}$ ;  $k_x = 0.269\text{m}$ ;  $e_s = y_s - 0.15 = 1.5 - 0.776 - 0.15 = 0.574\text{m}$ ;  $W_x = 6.789\text{m}^3$ ;  $W_s = 7.276\text{m}^3$ 。

则根据式(1-45)可得:  $-1\,548.3 \text{ 根} \leq n_{yx} \leq 1\,334.2 \text{ 根}$ 。

### 3. 按承载能力极限状态的应力要求计算

#### 1) 估算边跨跨中截面下缘所需预应力钢筋

采用  $\phi^{15.2}$  每根钢绞线面积  $A_y = 139\text{mm}^2$ , 预应力筋抗拉强度设计值  $f_{pd} = 1\,260\text{MPa}$ 。混凝土轴心抗压强度设计值  $f_{cd} = 22.4\text{MPa}$ 。结构重要性系数取  $\gamma_0 = 1.1$ 。

由表 3-8 可知:  $M = 62\,746.6\text{kN} \cdot \text{m}$ , 取预应力钢筋重心距下缘距离为  $0.15\text{m}$ , 则有效高度  $h_0 = 1.35\text{m}$ , 受压翼缘宽度  $b = 21.25\text{m}$ 。

则根据式(1-47)可得:  $n_{yx} = 304.6 \text{ 根}$ 。

#### 2) 估算中跨跨中截面下缘所需预应力钢筋

由表 3-8 可知:  $M = 46\,752.8\text{kN} \cdot \text{m}$ , 取预应力钢筋重心距下缘距离为  $0.15\text{m}$ , 则有效高度  $h_0 = 1.35\text{m}$ , 受压翼缘宽度  $b = 21.25\text{m}$ 。

则根据式(1-47)可得:  $n_{yx} = 224.4 \text{ 根}$ 。

#### 3) 估算支点截面上缘所需预应力钢筋

由表 2-8 可知:  $M = -75\,763.4\text{kN} \cdot \text{m}$ , 取预应力钢筋重心距上缘距离为  $0.15\text{m}$ , 则有效高度  $h_0 = 1.35\text{m}$ , 受压缘宽度  $b = 17.25\text{m}$ 。

则根据式(1-47)可得:  $n_{yx} = 376.2 \text{ 根}$ 。

### 4. 估算结果

本设计采用的是 ASTM-920 级的低松弛高强钢绞线, 直径为  $15.2\text{mm}$ , 截面积为  $139\text{mm}^2$ , 标准强度  $f_{pk} = 1\,860\text{MPa}$ , 弹性模量  $E_p = 1.95 \times 10^5\text{MPa}$ 。

综合考虑以上 3 种钢筋估算方法得出钢筋束估算结果。由钢束估算结果知: 中、边跨的正弯矩钢束相差不多, 为方便钢束布置和施工, 在支点处取用 392 根钢绞线, 其中 T1、T2 各 14 束, T1 每束 16 根钢绞线, T2 每束 12 根钢绞线。其他位置所需要的钢束数量都比这个数量要少, 在施工中为方便起见, 全桥采用相同的钢束布置, 在正弯矩区段钢束布置在下缘(跨中处及附近截面), 在负弯矩段钢束布置在截面上缘(支点处及附近截面)。

## (二) 钢束布置

连续梁预应力筋束的配置除满足《公预规》构造及受力要求外, 还应考虑以下原则。

(1) 应选择适当的预应力束筋的形式与锚具形式, 对不同跨径的梁桥结构, 要选用预加力大小适当的预应力束筋, 以达到合理的布置形式。避免因预应力束筋与锚具形式选择不当, 而造成结构构造尺寸加大。当预应力束筋截面选择过小, 造成结构中布束过多, 而构造尺寸限制布置不下时, 则要求增大束筋截面。

(2) 预应力束筋的布置要考虑施工的方便, 不能像钢筋混凝土结构中任意切断钢筋那样去切断预应力束筋, 否则将导致结构中布置过多的锚具。由于每根束筋都是一巨大的集中力, 这样锚下应力区受力较复杂, 因而必须在构造上加以保证。

(3) 预应力束筋的布置, 既要符合结构受力的要求, 又要注意在超静定结构体系中避免引起过大的结构次内力。

(4) 预应力束筋配置, 应考虑材料经济指标的先进性, 这往往与桥梁体系、构造尺寸、施工方法的选择都有密切关系。



(5) 预应力束筋应避免使用多次反向曲率的连续束, 从而引起很大的摩阻损失, 降低预应力束筋的效益。

(6) 预应力束筋的布置, 不但要考虑结构在使用阶段的弹性受力状态的需要, 而且还要考虑到结构在破坏阶段时的需要。

遵循以上原则, 结合本例的施工特点, 钢束布置结果如图 3-19 和图 3-20 所示。

钢束计算图示见图 3-21, 钢束计算表见表 3-9。

钢 束 计 算 表 表 3-9

束号	$y_1$ (cm)	$y_2$ (cm)	$y_3$ (cm)	$x_1$ (cm)	$x_2$ (cm)	$x_3$ (cm)	$x_4$ (cm)	$x_5$ (cm)	$R_1$ (cm)	$R_2$ (cm)	$\phi_1$ (rad)	$\phi_2$ (rad)
T1-1	35.8	48.4	35.8	365	265.2	176	265.2	528.6	1 000	1 000	0.268 4	0.268 4
T1-2	-35.8	-48.4	-35.8	528.6	265.2	176	265.2	433.25	1 000	1 000	0.268 4	0.268 4
T1-3	50.5	49.5		433.25	592.7	287.8			3 500		0.153 4	
T2-1	35.8	48.4	35.8	865	265.2	176	265.2	28.6	1 000	1 000	0.268 4	0.268 4
T2-2	-35.8	-48.4	-35.8	28.6	265.2	176	265.2	801.95	1 000	1 000	0.268 4	0.268 4
T2-3	27.2	12.8		801.95	520.7	122.4			5 000		0.104 3	

注: ①钢束的第 1 段起点为钢束的中跨跨中点, 依次为第 2 段和第 3 段, 第 3 段钢束的终点为钢束锚固端。

②本表仅计算半桥的钢束, 另一半关于跨中对称。

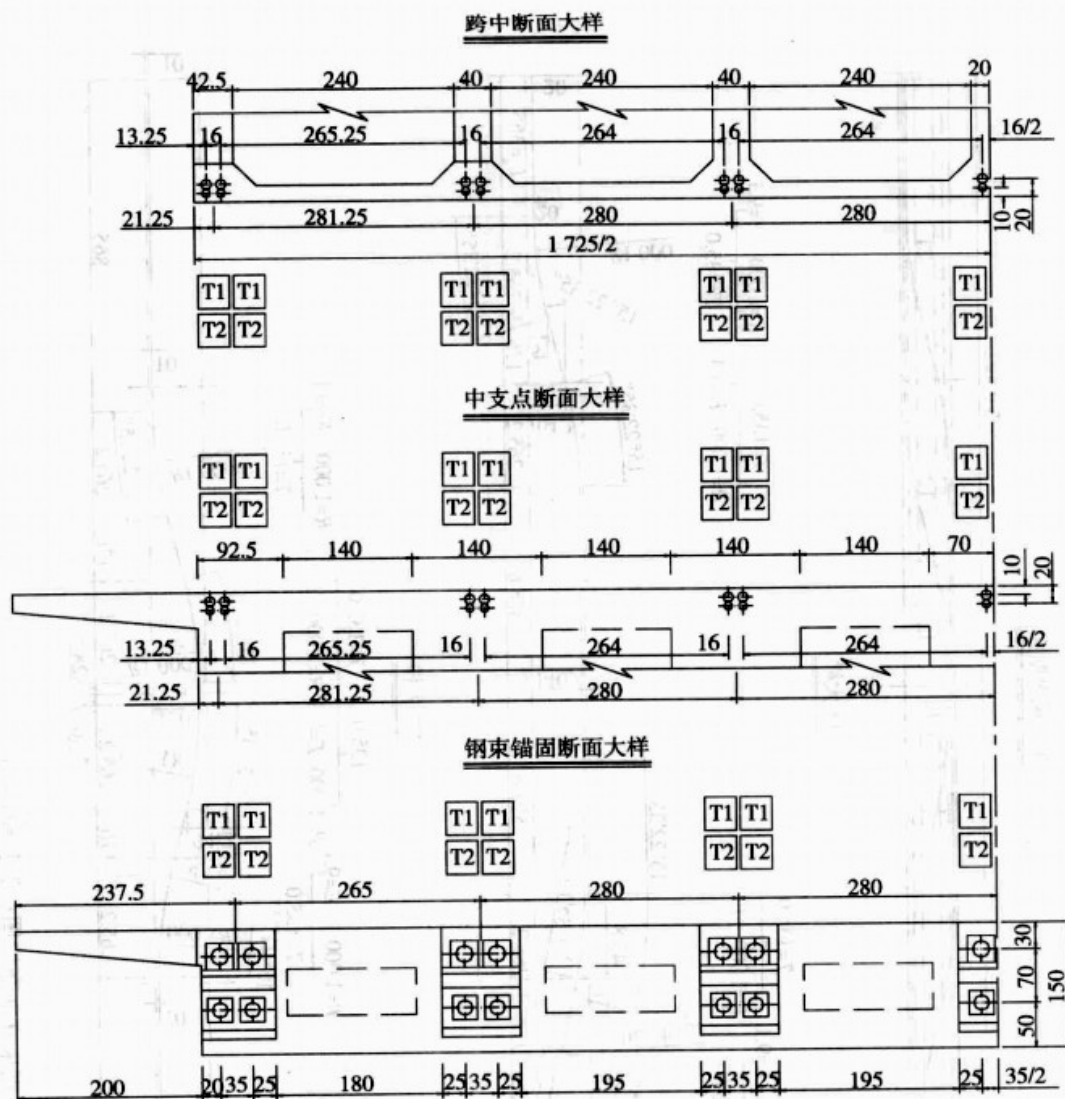
(三) 主梁净截面及换算截面几何特性计算

在求得各验算截面的毛截面特性和钢束布置的基础上, 便可计算主梁净截面和换算截面的面积、惯矩及静矩, 为主梁在各受力阶段的应力验算准备计算数据。限于篇幅, 本示例只列出中跨跨中截面的截面几何特性, 如表 3-10 所示, 其他截面计算结果见表 3-11 和表 3-12。

中 跨 跨 中 截 面 几 何 特 性 表 3-10

截面 分类	分块 名称	分块面积 $A_i$ (m <sup>2</sup> )	至顶缘距离 $y_i$ (m)	面积矩 $S_i = A_i y_i$ (m <sup>3</sup> )	自身惯性矩 $I_i$ (m <sup>4</sup> )	$y_s - y_i$ (m)	$I_x = A_i (y_s - y_i)^2$ (m <sup>4</sup> )	$I = I_i + I_x$ (m <sup>4</sup> )
净 截 面	毛面积	12.072 0	0.664 0	8.015 8	3.765 1	0.653 7 - 0.664 = -0.010 3	0.001 3	
	管道面积	-0.178 1	1.350 0	-0.240 5	≈0	0.653 7 - 1.35 = -0.696 3	-0.086 4	
	净面积	11.893 9	$y_n = \sum S_i / A_j$ = 0.653 7	$\sum S_i$ = 7.775 3	3.765 1		-0.085 1	3.680 0
换 算 截 面	钢束换算 面积	$(n_p - 1) A_p$ = 0.253 4	1.350 0	0.342 0	≈0	0.678 1 - 1.35 = -0.671 9	0.114 4	
	毛面积	12.072 0	0.664 0	8.015 8	3.765 1	0.678 1 - 0.664 = 0.014 1	0.002 4	
	换算面积	12.325 4	$y_0 = \sum S_i / A_j$ = 0.678 1	8.357 9	3.765 1		0.116	3.891 9





箱梁预应力材料明细表

钢束编号	型号	钢束长度 (cm)	根数	共长 (m)	质量 (kg)	总伸长量 (mm)	锚具型号及数量	波纹管型号及长度 (m)
T1	$\phi 15-16$	9 481.2	14	1 327.4	23 404.8	540	YM15-16 28	内径 $\phi 90$ 1 298.0
T2	$\phi 15-12$	9 443.6	14	1 322.2	17 484.8	548	YM15-12 28	内径 $\phi 90$ 1 293.0

备注: ①预应力钢束长度中已计入张拉端工作长度每端各100cm。

②波纹管长度不包括套筒长度。

③钢束伸长量因对称而两端均摊。

图 3-20 预应力钢束断面布置图(尺寸单位:cm)

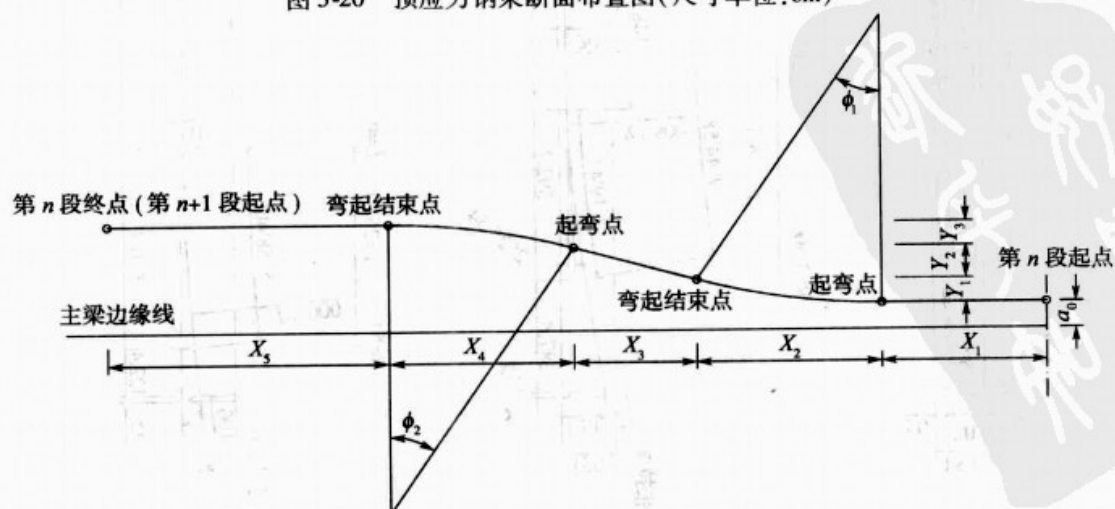


图 3-21 钢束计算图

净截面几何特性

表 3-11

截面位置	截面积 $A(\text{m}^2)$	截面惯矩 $I(\text{m}^4)$	中性轴至梁底的距离 (m)
左边支点	26.896 9	5.220 6	0.832 6
边跨 1/4	11.893 9	3.684 0	0.846 0
边跨跨中	11.893 9	3.680 0	0.846 3
边跨 3/4	11.893 9	3.712 9	0.840 0
左中支点	26.896 9	5.220 6	0.832 6
中跨 1/4	11.893 9	3.712 9	0.840 0
中跨跨中	11.893 9	3.680 0	0.846 3

换算截面几何特性

表 3-12

截面位置	截面积 $A(\text{m}^2)$	截面惯矩 $I(\text{m}^4)$	中性轴至梁底的距离 (m)
左边支点	27.328 4	5.334 3	0.840 8
边跨 1/4	12.325 4	3.876 4	0.822 2
边跨跨中	12.325 4	3.881 9	0.821 9
边跨 3/4	12.325 4	3.847 7	0.829 2
左中支点	27.328 4	5.334 3	0.840 8
中跨 1/4	12.325 4	3.847 7	0.829 2
中跨跨中	12.325 4	3.881 9	0.821 9

## 五、预应力损失及有效预应力计算

### (一) 基本理论

预应力混凝土连续梁桥的设计计算,需要根据承受外荷载的情况,确定其本身的预加应力的大小。然而筋束中的预应力往往受施工因素、材料性能及环境条件等因素的影响而引起预应力损失。设计所需的预应力值,应是扣除相应阶段的应力损失后,筋束中实际存在的预应力(即有效预应力  $\sigma_{pe}$ )值。如筋束张拉时的初始应力(一般称为张拉控制应力)为  $\sigma_{con}$ ,相应的预应力损失值为  $\sigma_l$ ,则有效预应力的表达式为:  $\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l$ 。

### (二) 预应力损失计算

《公预规》规定,预应力混凝土构件在正常使用极限状态计算中,后张法应考虑下列因素引起的预应力损失值:

预应力筋束与管道壁之间的摩擦  $\sigma_{f1}$

锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩  $\sigma_{f2}$

混凝土的弹性压缩  $\sigma_{f3}$

预应力筋束的应力松弛  $\sigma_{f4}$



1. 后张法由预应力钢筋与管道之间摩擦引起的应力损失( $\sigma_{\text{f1}}$ )

$$\sigma_{\text{f1}} = \sigma_{\text{con}} [1 - e^{-(\mu\theta + kx)}] \quad (3-22)$$

式中:  $\sigma_{\text{con}}$ ——张拉钢筋锚下的控制应力, MPa;

$\mu$ ——预应力钢筋与管道壁的摩擦系数, 按《公预规》表 6.2.2 采用, 取  $\mu = 0.25$ ;

$\theta$ ——从张拉端至计算截面之间, 曲线管道部分切线的夹角之和, rad; 在本示例跨中截面摩擦应力损失计算中取值即为表 3-9 中的各段  $\varphi_i$  值之和;

$x$ ——从张拉端至计算截面的管道长度, 近似可取纵轴上的投影长度, m;

$k$ ——管道每米局部偏差对摩擦的影响系数, 按《公预规》表 6.2.2 采用, 取  $k = 0.0015$ 。

跨中摩擦应力损失计算见表 3-13, 各控制截面摩擦应力损失的平均值见表 3-14。

跨中摩擦应力损失计算

表 3-13

钢束编号	$\theta$ (rad)	$\mu\theta$	$x$ (m)	$kx$	$1 - e^{-(\mu\theta + kx)}$	$\sigma_{\text{con}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{f1}}$ (MPa)
T1	1.226 9	0.306 7	45.82	0.068 7	0.313	139 5	436.66
T2	1.177 8	0.294 4	45.82	0.068 7	0.305	139 5	424.83
平均值							430.75

各控制截面摩擦应力损失的平均值

表 3-14

截 面	$\sigma_{\text{f1}}$ 平均值 (MPa)	截 面	$\sigma_{\text{f1}}$ 平均值 (MPa)
左边支点	0.58	左中支点	265.49
边跨 1/4	51.13	中跨 1/4	381.40
边跨跨中	73.90	中跨跨中	430.75
边跨 3/4	143.17		

2. 后张法由锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失( $\sigma_{\text{f2}}$ )

$$\sigma_{\text{f2}} = \frac{\sum \Delta L}{l} E_p \quad (3-23)$$

式中:  $\sum \Delta L$ ——张拉端锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩值, mm, 按《公预规》表 6.2.3 采用;

$l$ ——张拉端至锚固端之间的距离, mm;

$E_p$ ——预应力钢筋的弹性模量。

后张法构件预应力曲线钢筋由锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的预应力损失, 应考虑锚固后反方向摩擦的影响, 可参照《公预规》附录 D 计算如下。

反摩擦影响长度  $l_f$  可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{\sum \Delta l \cdot E_p}{\Delta \sigma_d}} \quad (3-24)$$

$$\Delta \sigma_d = \frac{\sigma_{\text{con}} - \sigma_l}{l}$$

式中:  $\Delta \sigma_d$ ——单位长度由管道摩擦引起的预应力损失;

$\sigma_{\text{con}}$ ——张拉端锚下控制应力, 按《公预规》第 6.1.3 条的规定采用;

$\sigma_l$ ——预应力钢筋扣除沿途摩擦损失后锚固端应力;

$l$ ——张拉端到锚固端的距离。

当  $l_f \leq l$  时,预应力钢筋离张拉端  $x$  处考虑反摩擦后的预应力损失  $\Delta\sigma_x(\sigma_{l2})$ ,可按下列公式计算:

$$\Delta\sigma_x(\sigma_{l2}) = \Delta\sigma \frac{l_f - x}{l_f} \quad (3-25)$$

$$\Delta\sigma = 2\Delta\sigma_d l_f \quad (3-26)$$

式中: $\Delta\sigma$ ——当  $l_f \leq l$  时在  $l_f$  影响范围内,预应力钢筋考虑反摩擦后在张拉锚固下的预应力损失值。

如  $x \geq l_f$ ,表示  $x$  处预应力钢筋不受反摩擦的影响。

夹片式锚具,按《公预规》表 6.2.3 为  $\sum \Delta l = 6\text{mm}$ 。

表 3-15 为跨中锚具变形损失,表 3-16 为各控制截面锚具变形损失的平均值。

跨中锚具变形损失

表 3-15

钢束编号	$x$ (m)	$\sigma_{\text{con}} - \sigma_l$ (MPa)	$\Delta\sigma_d$ (MPa/m)	$\sum \Delta l$ (cm)	$E_p$ (MPa)	$l_f$ (m)	$\sigma_{l2}$ (MPa)
T1	45.820	436.66	0.004 8	6	195 000	15670	12.77
T2	45.820	424.83	0.004 6	6	195 000	15 886	12.77
平均值							12.77

各控制截面锚具变形损失的平均值

表 3-16

截 面	$\sigma_{l2}$ 平均值 (MPa)	截 面	$\sigma_{l2}$ 平均值 (MPa)
左边支点	158.50	左中支点	12.77
边跨 1/4	92.27	中跨 1/4	12.77
边跨跨中	21.76	中跨跨中	12.77
边跨 3/4	12.77		

### 3. 后张法由混凝土弹性压缩引起的应力损失( $\sigma_{l4}$ )

$$\sigma_{l4} = \alpha_{EP} \sum \Delta\sigma_{pc} \quad (3-27)$$

式中: $\Delta\sigma_{pc}$ ——在计算截面先张拉的钢筋重心处,由后张拉各批钢筋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;取为 5.65。

按简化计算公式如下:

$$\sigma_{l4} = \frac{m-1}{2} \cdot \alpha_{EP} \cdot \Delta\sigma_{pc} \quad (3-28)$$

式中: $m$ ——预应力钢筋的束数;

$\Delta\sigma_{pc}$ ——在计算截面的全部钢筋重心处,由张拉一束预应力钢筋产生的混凝土法向压应力,取各束的平均值。

$$\Delta\sigma_{pc} = \frac{1}{m} \left( \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \right) \quad (3-29)$$

$$\sigma_{pe} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_l - N_p = \sigma_{pe} A_p - \sigma_{l6} A_s = \sigma_{pe} A_p \quad e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn}}{N_p}$$

跨中由混凝土弹性压缩引起的应力损失见表 3-17,各控制截面由混凝土弹性压缩引起的应力损失的平均值见表 3-18。

跨中由混凝土弹性压缩引起的应力损失 表 3-17

束号	$m-1$	$\sigma_{l1}$ (MPa)	$\sigma_{l2}$ (MPa)	$A_p$ (m <sup>2</sup> )	$N_p$ (×10 <sup>3</sup> kN)	$\Delta\sigma_{pc}$ (MPa)	$\sigma_{l4}$ (MPa)
T1	13	436.66	12.77	0.027 2	25.761	2.17	84.47
T2	13	424.83	12.77	0.027 2	26.08 3	2.19	85.53
平均值							85.00

各控制截面由混凝土弹性压缩引起的应力损失的平均值 表 3-18

截 面	$\sigma_{l4}$ 平均值 (MPa)	截 面	$\sigma_{l4}$ 平均值 (MPa)
左边支点	110.41	左中支点	44.11
边跨 1/4	111.81	中跨 1/4	89.41
边跨跨中	116.07	中跨跨中	85.00
边跨 3/4	110.69		

4. 后张法由钢筋松弛引起的预应力损失终极值( $\sigma_{l5}$ )

$$\sigma_{l5} = \psi\zeta\left(0.52\frac{\sigma_{pe}}{f_{pk}} - 0.26\right)\sigma_{pe}$$

(3-30)

式中: $\psi$ ——张拉系数,一次张拉时, $\psi=1.0$ ,超张拉时 $\psi=0.9$ ;取 $\psi=1.0$ ;  
 $\zeta$ ——钢筋松弛系数,I级松弛 $\zeta=1.0$ ,II级松弛 $\zeta=0.3$ ;取 $\zeta=0.3$ ;  
 $\sigma_{pe}$ ——传力锚固时的钢筋应力,对后张法构件 $\sigma_{pe}=\sigma_{con}-\sigma_{l1}-\sigma_{l2}-\sigma_{l4}$ 。

跨中由钢筋松弛引起的预应力损失见表 3-19,各控制截面由钢筋松弛引起的预应力损失的平均值见表 3-20。

跨中由钢筋松弛引起的预应力损失 表 3-19

束号	$\psi$	$\zeta$	$\sigma_{l1}$ (MPa)	$\sigma_{l2}$ (MPa)	$\sigma_{l4}$ (MPa)	$\sigma_{pe}$ (MPa)	$\sigma_{l5}$ (MPa)
T1	1.0	0.3	436.66	12.77	84.47	861.10	-4.98
T2	1.0	0.3	424.83	12.77	85.53	871.87	-4.25
平均值							-4.61

各控制截面由钢筋松弛引起的预应力损失的平均值 表 3-20

截 面	$\sigma_{l5}$ 平均值 (MPa)	截 面	$\sigma_{l5}$ 平均值 (MPa)
左边支点	18.46	左中支点	12.83
边跨 1/4	20.06	中跨 1/4	-1.35
边跨跨中	25.14	中跨跨中	-4.61
边跨 3/4	19.05		

5. 后张法由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失( $\sigma_{l6}$ )

$$\sigma_{l6}(t) = \frac{0.9[E_p\varepsilon_{cs}(t,t_0) + \alpha_{EP}\sigma_{pe}\phi(t,t_0)]}{1 + 15\rho\rho_{ps}}$$

(3-31)

$$\sigma'_{l6}(t) = \frac{0.9[E_p\varepsilon_{cs}(t,t_0) + \alpha_{EP}\sigma'_{pe}\phi(t,t_0)]}{1 + 15\rho'\rho'_{ps}}$$

(3-32)

$$\rho = \frac{A_p + A_s}{A} \quad \rho' = \frac{A'_p + A'_s}{A} \quad \rho_{ps} = 1 + \frac{e_{ps}^2}{i^2} \quad \rho'_{ps} = 1 + \frac{e'_{ps}{}^2}{i^2}$$

$$e_{ps} = \frac{A_p e_p + A_s e_s}{A_p + A_s} \quad e'_{ps} = \frac{A'_p e'_p + A'_s e'_s}{A'_p + A'_s}$$

式中:  $\sigma_{l6}(t)$ 、 $\sigma'_{l6}(t)$ ——构件受拉区、受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产生的混凝土法向压应力(MPa),按《公预规》(JTG D62—2004)第6.1.5条和第6.1.6条规定计算;

$E_p$ ——预应力混凝土钢筋的弹性模量,取  $E_p = 1.95 \times 10^5$  MPa;

$\alpha_{EP}$ ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值;取  $\alpha_{EP} = 5.65$ ;

$\rho$ 、 $\rho'$ ——构件受拉区、受压区全部纵向钢筋配筋率;

$A$ ——构件截面面积,对后张法构件为净截面面积;

$i$ ——截面回转半径,  $i^2 = I/A$ ,后张法均取净截面;

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

$e_s$ 、 $e'_s$ ——构件受拉区、受压区普通钢筋截面重心至构件截面重心距离;

$e_{ps}$ 、 $e'_{ps}$ ——构件受拉区、受压区预应力钢筋和普通钢筋截面重心至构件截面重心轴距离;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ ——预应力钢筋传力锚固龄期为  $t_0$ ,计算考虑的龄期为  $t$  时的混凝土收缩应变,其终极值按《公预规》表6.2.7取用;

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为  $t_0$ ,计算考虑的龄期为  $t$  时的徐变系数,其终极值按《公预规》表6.2.7取用。

设混凝土传力锚固龄期及加载龄期均为7d,计算时间  $t = \infty$ ,桥梁所处环境的年平均相对湿度为80%,各截面的理论厚度  $h = 2A/\mu$ ,  $A$  为构件截面面积,  $\mu$  为构件与大气接触的周边长度。则厚度  $h$  为:535.1mm。

据厚度  $h$  查表并内插得:  $\varepsilon_{cs}(t, t_0) \times 10^3 = 0.167$ ,  $\phi(t, t_0) = 1.917$ 。

各控制截面由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失计算见表3-21。

各控制截面由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失

表3-21

截面	$\rho$	$\rho_{ps}$	$\sigma_{pc}$ (MPa)	$\sigma_{l6}$ (MPa)
左边支点	0.002 0	1.000 9	2.24	51.04
边跨1/4	0.004 5	1.000 5	5.13	77.29
边跨跨中	0.004 5	1.000 5	6.39	89.52
边跨3/4	0.004 5	1.000 5	5.08	76.77
左中支点	0.002 0	1.000 9	2.15	50.08
中跨1/4	0.004 5	1.000 5	4.18	68.04
中跨跨中	0.004 5	1.000 5	3.99	66.24

## 6. 截面预应力损失合计和有效预应力

对于后张法构件:传力锚固时的损失(第一批)  $\sigma_{II} = \sigma_{I1} + \sigma_{I2} + \sigma_{I4}$

传力锚固后的损失(第二批)  $\sigma_{III} = \sigma_{I5} + \sigma_{I6}$

各截面的预应力损失和有效预应力见表3-22。



项目	预加应力阶段 $\sigma_{II} = \sigma_{II} + \sigma_{II} + \sigma_{II}$ (MPa)				使用阶段 $\sigma_{III} = \sigma_{II} + \sigma_{II}$ (MPa)			钢束有效预应力 (MPa)	
	$\sigma_{II}$	$\sigma_{II}$	$\sigma_{II}$	$\sigma_{II}$	$\sigma_{II}$	$\sigma_{II}$	$\sigma_{III}$	预加应力阶段 $\sigma_p$	使用阶段 $\sigma'_p$
左边支点	0.58	158.50	110.41	269.48	18.46	51.04	69.50	1 125.52	1 056.02
边跨 1/4	51.13	92.27	111.81	255.20	20.06	77.29	97.34	1 139.80	1 042.45
边跨跨中	73.90	21.76	116.07	211.74	25.14	89.52	114.66	1 183.26	1 068.61
边跨 3/4	143.17	12.77	110.69	266.62	19.05	76.77	95.81	1 128.38	1 032.56
左中支点	265.49	12.77	44.11	322.38	12.83	50.08	62.91	1 072.62	1 009.71
中跨 1/4	381.40	12.77	89.41	483.57	-1.35	68.04	66.69	911.43	844.74
中跨跨中	430.75	12.77	85.00	528.51	-4.61	66.24	61.62	866.49	804.86

注:表中  $\sigma_p = \sigma_{con} - \sigma_{II}$ ,  $\sigma'_p = \sigma_{con} - \sigma_{II} - \sigma_{III}$ 。

## 六、截面强度验算

### (一) 基本理论

预应力混凝土受弯构件截面强度的验算内容包括两大类,即正截面强度验算和斜截面强度验算。其验算原则基本上与普通钢筋混凝土受弯构件相同:当预应力钢筋的含筋量配置适当时,受拉区混凝土开裂退出工作,预应力钢筋和非预应力钢筋分别达到各自的抗拉设计强度  $f_{pd}$  和  $f_{sd}$ ;受压区混凝土应力达到设计抗压强度  $f_{cd}$ ,非预应力钢筋达到其抗压设计强度  $f'_{sd}$ ,并假定受压区的混凝土应力按矩形分布。但受压区布有预应力钢筋  $A_p$  时,其应力  $\sigma'_{pc}$  却达不到抗压设计强度  $f'_{pd}$ ,这就是与普通钢筋混凝土构件的主要区别。

### (二) 计算公式

根据上述基本原理,给出承载能力极限状态下,预应力混凝土连续梁上、下缘均布预应力钢筋的正截面强度计算公式;有关斜截面抗剪强度,因现行桥梁设计规范尚无连续梁桥的计算公式,将通过主应力验算控制。

根据《公预规》第 5.1.5 条,桥梁构件的承载能力极限状态计算,应采用下列表达式:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (3-33)$$

$$R = R(f_d, a_d) \quad (3-34)$$

式中:  $\gamma_0$ ——桥梁结构的重要性系数,按公路桥涵的设计安全等级,一级、二级、三级分别取用 1.1、1.0、0.9;桥梁的抗震设计不考虑结构的重要性系数;

$S$ ——作用(或荷载)效应(其中汽车荷载应计入冲击系数)的组合设计值,当进行预应力混凝土连续梁等超静定结构的承载能力极限状态计算时,公式中的作用(或荷载)效应项应改为  $\gamma_0 S + \gamma_p S_p$ ,其中  $S_p$  为预应力(扣除全部预应力损失)引起的次效应;  $\gamma_p$  为预应力分项系数,当预应力效应对结构有利时取  $\gamma_p = 1.0$ ;对结构不利时,取  $\gamma_p = 1.2$ ;

$R$ ——构件承载力设计值;

$R(\cdot)$ ——构件承载力函数;

$f_d$ ——材料强度设计值;

$a_d$ ——几何参数设计值,当无可靠数据时,可采用几何参数标准值  $a_k$ ,即设计文件规定值。

根据《公预规》第 5.2.3 条,翼缘位于受压的 T 形截面受弯构件,其正截面抗弯承载力计算应符合下列规定。

当符合下列条件时:

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p \leq f_{cd}b'_f h'_f + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (3-35)$$

按式(3-36)和式(3-37)计算正截面抗弯承载力。

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd}bx \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd}A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p (h_0 - a'_p) \quad (3-36)$$

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p = f_{cd}bx + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} + \sigma'_{p0})A'_p \quad (3-37)$$

当不符合上列条件时,计算中应考虑截面腹板受压作用,正截面抗弯承载力应按式(3-38)计算:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[ bx \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b)h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd}A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p (h_0 - a'_p) \quad (3-38)$$

受压区高度  $x$  应按式(3-39)计算:

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p = f_{cd} [ bx + (b'_f - b)h'_f ] + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (3-39)$$

式中: $\gamma_0$ ——桥梁结构的重要性系数,按《公预规》第 5.1.5 条的规定采用;

$M_d$ ——弯矩组合设计值;

$f_{cd}$ ——混凝土轴心抗压强度设计值,按《公预规》第 3.1.4 条的规定采用;

$f_{sd}$ 、 $f'_{sd}$ ——纵向普通钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值;

$f_{pd}$ 、 $f'_{pd}$ ——纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值;

$A_s$ 、 $A'_s$ ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积;

$A_p$ 、 $A'_p$ ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积;

$b$ ——矩形截面宽度或 T 形截面腹板宽度;

$h_0$ ——截面有效高度,  $h_0 = h - a$ , 此处  $h$  为截面全高;

$a$ ——受拉区普通钢筋和预应力钢筋的合力点至受拉区边缘的距离;

$a'_s$ 、 $a'_p$ ——受压区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离;

$\sigma'_{p0}$ ——受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力;

$h'_f$ ——T 形或 I 形截面受压翼缘厚度;

$b'_f$ ——T 形或 I 形截面受压翼缘的有效宽度,按《公预规》第 4.2.2 条的规定采用。

注:当桥梁为预应力混凝土连续梁等超静定结构时,上式中的  $M_d$  应改用《公预规》第 5.1.5 条的规定进行作用(或荷载)效应组合。

以边跨跨中截面计算为例:

不考虑普通纵向钢筋作用,  $f_{cd} = 22.4 \text{ MPa}$ ,  $f_{pd} = 126.0 \text{ MPa}$ ,  $A_p = 54.488 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ ,  $h_0 = 1.35 \text{ m}$ 。

由于是箱形截面受弯构件,依据《公预规》第 4.2.3 条计算得:

$b = 0.425 \times 2 + 0.4 \times 5 = 2.85 \text{ m}$ ,  $b_i = 2 \text{ m}$ ,  $l_i = 0.8 \times 29.6 = 23.68 \text{ m}$ , 得  $b_i/l_i = 0.8$ 。

查《公预规》图 4.2.3-2 得,  $b_{mi}/b_i = 0.95$ , 求得  $b_{mi} = 1.90\text{m}$ ,  $b'_f = 2 \times 1.90 + 2.85 = 6.65\text{m}$ ,  $h'_f = (0.2 + 0.4)/2 = 0.3\text{m}$ 。

根据公式(3-39)计算跨中受压区高度  $x = 0.675\text{m}$ ;

根据公式(3-38)计算结构抗力  $M_p = 74\,292.0\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

同理可计算其余控制截面的结构抗力, 计算结果见表 3-23。由表中可以看出, 控制截面(对称只取半跨)的计算结果全部符合规范要求。

截面强度验算

表 3-23

截面	类型	性质	$M_j (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_p (\text{kN} \cdot \text{m})$
左边支点	上拉受弯	最大弯矩	0	87 488.4
	上拉受弯	最小弯矩	0	87 488.4
边跨 1/4	下拉受弯	最大弯矩	54 973.6	74 292.0
	下拉受弯	最小弯矩	25 275.6	74 292.0
边跨跨中	下拉受弯	最大弯矩	62 746.6	74 292.0
	下拉受弯	最小弯矩	23 914.7	74 292.0
边跨 3/4	下拉受弯	最大弯矩	26 135.2	74 292.0
	下拉受弯	最小弯矩	-4 109.6	74 292.0
左中支点	下拉受弯	最大弯矩	-33 653.0	-87 274.7
	上拉受弯	最小弯矩	-75 763.4	-87 274.7
中跨 1/4	下拉受弯	最大弯矩	21 517.9	73 863.2
	下拉受弯	最小弯矩	-11 032.1	73 863.2
中跨跨中	下拉受弯	最大弯矩	46 752.8	73 863.2
	下拉受弯	最小弯矩	7 231.2	73 863.2

## 七、抗裂验算

### (一) 规范要求

根据《公预规》第 6.3.1 条规定, 预应力混凝土受弯构件应按下列规定进行正截面和斜截面抗裂验算。

#### 1. 正截面抗裂验算

正截面抗裂应对构件正截面混凝土的拉应力进行验算, 并应符合下列要求。

1) 全预应力混凝土构件, 在作用(或荷载)短期效应组合下

预制构件

$$\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0$$

分段浇筑或砂浆接缝的纵向分块构件

$$\sigma_{st} - 0.8\sigma_{pc} \leq 0$$

2) A 类预应力混凝土构件, 在作用(或荷载)短期组合下

$$\sigma_{st} - \sigma_{pc} \leq 0.7f_{tk}$$

但在长期效应组合下

$$\sigma_{lt} - \sigma_{pc} \leq 0$$

#### 2. 斜截面抗裂验算

斜截面抗裂应对斜截面混凝土的主拉应力  $\sigma_{tp}$  进行验算, 并应符合下列要求:

1) 全预应力混凝土构件, 在作用(或荷载)短期效应组合下

预制构件  $\sigma_{tp} \leq 0.6f_{tk}$

现场浇筑(包括预制拼装)构件  $\sigma_{tp} \leq 0.4f_{tk}$

2) A类和B类预应力混凝土构件, 在作用(或荷载)短期效应组合下

预制构件  $\sigma_{tp} \leq 0.7f_{tk}$

现场浇筑(包括预制拼装)构件  $\sigma_{tp} \leq 0.5f_{tk}$

式中:  $\sigma_{st}$ ——在作用(或荷载)短期效应组合下, 构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力;

$\sigma_{lt}$ ——在荷载长期效应组合下, 构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力;

$\sigma_{pc}$ ——扣除全部预应力损失后的预加力在构件抗裂验算边缘产生的混凝土预压应力;

$\sigma_{tp}$ ——由作用(或荷载)短期效应组合和预加力产生的混凝土主拉应力;

$f_{tk}$ ——混凝土的抗拉强度标准值。

## (二) 正截面抗裂验算

在短期效应组合下的梁底拉应力验算参见《公预规》式(6.3.2-1):

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{W_0} \quad (3-40)$$

式中:  $M_s$ ——按作用短期效应组合计算的弯矩值;

$W_0$ ——构件净截面抗裂验算边缘的弹性抵抗矩。

计算由预加力产生的混凝土引起的法向压应力  $\sigma_{pc}$  计算参见《公预规》式(6.1.5-4):

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n + \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \quad (3-41)$$

式中:  $A_n$ ——净截面面积, 见表 3-10;

$N_p$ ——后张法构件的预应力钢筋和普通钢筋的合力, 按《公预规》式(6.1.6-1)、式(6.1.6-3)计算;

$I_n$ ——净截面惯性矩, 见表 3-10;

$e_{pn}$ ——净截面重心至预应力钢筋和普通钢筋合力点的距离, 按《公预规》式(6.1.6-2)、式(6.1.6-4)计算;

$M_{p2}$ ——由预应力  $N_p$  在后张法预应力混凝土连续梁等超静定结构中产生的次弯矩; 由于本例是支架现浇一次成型, 所以不考虑次弯矩;

$y_n$ ——净截面重心至计算纤维处的距离, 参考表 3-10 计算。

混凝土引起的法向压应力  $\sigma_{pc}$  计算表见表 3-24, 正截面抗裂验算计算表见表 3-25。

混凝土引起的法向压应力  $\sigma_{pc}$  计算表

表 3-24

截面	$N_p$ (kN)	$y_n$ (m)	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{pc}$ (MPa)
左边支点	57 540.471	0.667	5.220 6	7.05
边跨 1/4	56 801.143	0.654	3.684 0	11.37
边跨跨中	58 226.163	0.654	3.680 0	11.66
边跨 3/4	56 262.269	0.660	3.712 9	11.33
左中支点	55 017.085	0.667	5.220 6	6.74
中跨 1/4	46 027.987	0.660	3.712 9	9.27
中跨跨中	43 855.351	0.654	3.680 0	8.78



正截面抗裂验算计算表

表 3-25

截面	$M_s$ (kN·m)	$W_0$ (m <sup>3</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPa)	$0.8\sigma_{pc}$ (MPa)	$\sigma_{st} - 0.8\sigma_{pc}$ (MPa)
左边支点	0	7.822	0	5.64	-5.64
边跨 1/4	33 999.1	4.355	7.81	9.10	-1.29
边跨跨中	38 314.2	4.348	8.81	9.33	-0.51
边跨 3/4	13 961.9	4.439	3.15	9.07	-5.92
左中支点	-34 715.2	7.822	-4.44	5.39	-9.83
中跨 1/4	10 092.4	4.439	2.27	7.42	-5.14
中跨跨中	26 397.6	4.348	6.07	7.02	-0.95

### (三) 斜截面抗裂验算

根据《公预规》第 6.3.3 条规定,预应力混凝土受弯构件由作用(或荷载)短期效应组合和预加力产生的混凝土主拉应力  $\sigma_{tp}$  和主压应力  $\sigma_{cp}$ ,应按下列公式计算:

$$\sigma_{tp} = \left( \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \right) \mp \sqrt{\left( \frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad (3-42)$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \frac{M_s y_0}{I_0} \quad \sigma_{cy} = 0.6 \frac{n\sigma'_{pe} A_{pv}}{bs_v} \quad \tau = \frac{V_s S_0}{bI_0} - \frac{\sum \sigma''_{pe} A_{pb} \sin\theta_p \cdot S_n}{bI_n}$$

式中:  $\sigma_{cx}$ ——在计算主应力点,由预加力和按作用(或荷载)短期效应组合计算的弯矩  $M_s$  产生的混凝土法向应力;

$\sigma_{cy}$ ——由竖向预应力钢筋的预加力产生的混凝土竖向压应力;

$\tau$ ——在计算主应力点,由预应力弯起钢筋的预加力和按作用(或荷载)短期效应组合计算的剪力  $V_s$  产生的混凝土剪应力;

$\sigma_{pc}$ ——在计算主应力点,由扣除全部预应力损失后的纵向预加力产生的混凝土法向预压应力,按《公预规》式(6.1.5-1)或式(6.1.5-4)计算;

$y_0$ ——换算截面重心轴至计算主应力点的距离;

$\sigma'_{pe}$ 、 $\sigma''_{pe}$ ——竖向预应力钢筋、纵向预应力弯起钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

$A_{pv}$ ——单肢竖向预应力钢筋的截面面积;

$s_v$ ——竖向预应力钢筋的间距;

$b$ ——计算主应力点处构件腹板的宽度;

$A_{pb}$ ——计算截面上同一弯起平面内预应力弯起钢筋的截面面积;

$S_0$ 、 $S_n$ ——计算主应力点以上(或以下)部分换算截面面积对换算截面重心轴、净截面面积对净截面重心轴的面积矩;

$\theta_p$ ——计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵轴轴线的夹角。

计算混凝土主拉应力时应选择跨径中最不利截面,对该截面的重心处和宽度急剧改变处进行验算。本例以换算形心轴( $o-o$ )为例,对各截面进行主拉应力验算,其他计算部位可用同样方法计算,包括上梗肋( $a-a$ )、净轴( $n-n$ )和下梗肋( $b-b$ ),如图 3-22 所示。

换算形心轴( $o-o$ )的  $\tau$  计算见表 3-26,各截面各计算部位的  $\tau$  值见表 3-27,换算形心轴( $o-o$ )的  $\sigma_{cx}$  计算见表 3-28,各截面各计算部位的  $\sigma_{cx}$  值见表 3-29,斜截面抗裂验算结果见表 3-30。从表 3-30 可以看出,结果符合规范要求。

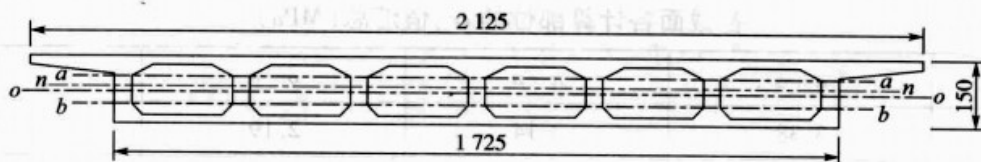


图 3-22 主应力计算部位(尺寸单位:cm)

换算形心轴( $o-o$ )的 $\tau$ 计算表

表 3-26

截面	$V_s$ (kN)	$S_0$ (m <sup>3</sup> )	$I_0$ (m)	$\sigma''_{pe}$ (MPa)	$A_{pb}$ ( $\times 10^{-6} \text{ m}^2$ )	$\sin\theta_p$	$S_n$ (m <sup>3</sup> )	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$\tau$ (MPa)
左边支点	6 704.32	4.882	5.334	1 056.0	0.054 5	0.128 5	4.134	5.220 6	0.02
边跨 1/4	2 955.34	3.227	3.876	1 042.5	0.031 1	0.046 9	3.197	3.684 0	0.40
边跨跨中	-2 270.36	3.229	3.882	1 068.6	0.000 0	0.000 0	3.199	3.680 0	-0.66
边跨 3/4	-5 912.21	3.188	3.848	1 032.6	0.031 1	-0.185 0	3.165	3.712 9	0.06
左中支点	-9 615.42	4.882	5.334	1 009.7	0.000 0	0.000 0	4.134	5.220 6	-0.51
中跨 1/4	4 754.32	3.188	3.848	844.7	0.031 1	0.185 0	3.165	3.712 9	-0.07
中跨跨中	832.66	3.229	3.882	804.9	0.000 0	0.000 0	3.199	3.680 0	0.24

各截面各计算部位的 $\tau$ 值汇总(MPa)

表 3-27

截面	$a-a$	$n-n$	$o-o$	$b-b$
左边支点	-0.04	-0.03	0.02	-0.04
边跨 1/4	0.41	0.42	0.40	0.34
边跨跨中	-0.65	-0.66	-0.66	-0.58
边跨 3/4	0.03	0.04	0.06	0.09
左中支点	-0.42	-0.51	-0.51	-0.49
中跨 1/4	-0.05	-0.05	-0.07	-0.10
中跨跨中	0.24	0.24	0.24	0.21

换算形心轴( $o-o$ )的 $\sigma_{ex}$ 计算表

表 3-28

截面	$\sigma_{pe}$ (MPa)	$M_s$ (kN·m)	$y_0$ (m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{ex}$ (MPa)
左边支点	2.19	0	0	5.334	2.19
边跨 1/4	5.03	33 999.10	0	3.876	5.03
边跨跨中	5.16	38 314.17	0	3.882	5.16
边跨 3/4	4.85	13 961.92	0	3.848	4.85
左中支点	2.09	-34 715.15	0	5.334	2.09
中跨 1/4	3.97	10 092.40	0	3.848	3.97
中跨跨中	3.89	26 397.62	0	3.882	3.89

各截面各计算部位的  $\sigma_{cx}$  值汇总 (MPa)

表 3-29

截面	$a-a$	$n-n$	$o-o$	$b-b$
左边支点	3.38	2.14	2.19	4.44
边跨 1/4	4.92	4.57	5.03	5.70
边跨跨中	4.89	4.65	5.16	5.61
边跨 3/4	6.28	4.69	4.85	7.88
左中支点	4.59	2.10	2.09	6.91
中跨 1/4	5.22	3.84	3.97	6.58
中跨跨中	3.83	3.52	3.89	4.48

 $\sigma_{tp}$  计算表

表 3-30

计算截面	主应力部位	$\sigma_{cx}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$ (MPa)
左边支点	$a-a$	3.38	-0.04	-0.001
	$n-n$	2.14	-0.03	0.000
	$o-o$	2.19	0.02	0.000
	$b-b$	4.44	-0.04	0.000
边跨 1/4	$a-a$	4.92	0.41	-0.034
	$n-n$	4.57	0.42	-0.038
	$o-o$	5.03	0.40	-0.032
	$b-b$	5.70	0.34	-0.020
边跨跨中	$a-a$	4.89	-0.65	-0.085
	$n-n$	4.65	-0.66	-0.092
	$o-o$	5.16	-0.66	-0.084
	$b-b$	5.61	-0.58	-0.060
边跨 3/4	$a-a$	6.28	0.03	0.000
	$n-n$	4.69	0.04	0.000
	$o-o$	4.85	0.06	-0.001
	$b-b$	7.88	0.09	-0.001
左中支点	$a-a$	4.59	-0.42	-0.038
	$n-n$	2.10	-0.51	-0.117
	$o-o$	2.09	-0.51	-0.118
	$b-b$	6.91	-0.49	-0.034
中跨 1/4	$a-a$	5.22	-0.05	-0.001
	$o-o$	3.97	-0.07	-0.001
	$n-n$	3.84	-0.05	-0.001
	$b-b$	6.58	-0.10	-0.001
中跨跨中	$a-a$	3.83	0.24	-0.015
	$o-o$	3.89	0.24	-0.015
	$n-n$	3.52	0.24	-0.017
	$b-b$	4.48	0.21	-0.010

## 八、持久状况构件的应力验算

### (一) 正截面混凝土压应力验算

根据《公预规》第 7.1.5 条规定,使用阶段正截面应力应符合下列要求:

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} \leq 0.5f_{ck} = 16.2\text{MPa} \quad (3-43)$$

$$\sigma_{kc} = \frac{M_k}{I_0} y_0 \quad (3-44)$$

$$\sigma_{pt} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \quad (3-45)$$

式中: $\sigma_{kc}$ ——由作用(或荷载)标准值产生的混凝土的法向压应力,参见《公预规》式(7.1.31);

$\sigma_{pt}$ ——由预应力产生的法向拉应力,参见《公预规》式(6.1.5-4)。

$\sigma_{pt}$ 计算见表 3-31,正截面混凝土压应力验算的计算见表 3-32。从表中可以看出,结果符合规范要求。

$\sigma_{pt}$  计算表

表 3-31

应力部位		$N_p$ (kN)	$A_n$ (m <sup>2</sup> )	$e_{pn}$ (m)	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$y_n$ (m)	$\sigma_{pt}$ (MPa)
左边支点	上缘	57 540.471	26.896 9	0.517 4	5.220 6	0.667 4	-1.67
	下缘					0.832 6	6.89
边跨 1/4	上缘	56 801.143	11.893 9	0.679 8	3.684 0	0.654 0	-2.08
	下缘					0.846 0	13.64
边跨跨中	上缘	58 226.163	11.893 9	0.696 3	3.680 0	0.653 7	-2.31
	下缘					0.846 3	14.22
边跨 3/4	上缘	56 262.269	11.893 9	0.740 0	3.712 9	0.660 0	-2.67
	下缘					0.840 0	14.15
左中支点	上缘	55 017.085	26.896 9	0.517 4	5.220 6	0.667 4	-1.59
	下缘					0.832 6	6.59
中跨 1/4	上缘	46 027.987	11.893 9	0.740 0	3.712 9	0.660 0	-2.18
	下缘					0.840 0	11.58
中跨跨中	上缘	43 855.351	11.893 9	0.696 3	3.680 0	0.653 7	-1.74
	下缘					0.846 3	10.71

正截面混凝土压应力验算

表 3-32

应力部位		$M_k$ (kN·m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$y_0$ (m)	$\sigma_{kt}$ (MPa)	$\sigma_{pt}$ (MPa)	$\sigma_{kt} + \sigma_{pt}$ (MPa)
左边支点	上缘	0.0	5.334 3	0.659 2	0.00	-1.67	-1.67
	下缘			0.840 8	0.00	6.89	6.89
边跨 1/4	上缘	39 740.5	3.876 4	0.677 8	6.95	-2.08	4.87
	下缘			0.822 2	-8.43	13.64	5.21
边跨跨中	上缘	45369.0	3.8819	0.678 1	7.93	-2.31	5.62
	下缘			0.821 9	-9.61	14.22	4.61



续上表

应力部位		$M_k$ (kN·m)	$y_0$ (m <sup>4</sup> )	$y_0$ (m)	$\sigma_{kt}$ (MPa)	$\sigma_{pt}$ (MPa)	$\sigma_{kt} + \sigma_{pt}$ (MPa)
边跨 3/4	上缘	18718.2	3.8477	0.670 8	3.26	-2.67	0.59
	下缘			0.829 2	-4.03	14.15	10.12
左中支点	上缘	-56 541.9	5.334 3	0.659 2	6.99	-1.59	5.39
	下缘			0.840 8	-8.91	6.59	-2.33
中跨 1/4	上缘	15 286.1	3.847 7	0.670 8	2.67	-2.18	0.48
	下缘			0.829 2	-3.29	11.58	8.28
中跨跨中	上缘	33 640.9	3.881 9	0.678 1	5.88	-1.74	4.14
	下缘			0.821 9	-7.12	10.71	3.59

## (二) 预应力筋拉应力验算

根据《公预规》第 7.1.5 条规定,使用阶段预应力混凝土受弯构件预应力钢筋的拉应力,应符合下列规定。

对钢绞线、钢丝,未开裂构件:

$$\sigma_{pe} + \sigma_p \leq 0.65f_{pk} = 1\,209\text{MPa}$$

式中: $\sigma_{pe}$ ——全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土受弯构件,受拉区预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

$\sigma_p$ ——预应力钢筋由于结构自重、汽车荷载、人群荷载、温差产生的应力。

根据《公预规》第 7.1.3 条规定,全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土受弯构件,由作用(或荷载)标准值产生的混凝土法向应力和预应力钢筋的应力,应按下列公式计算:

$$\sigma_{kt} = \frac{M_k}{I_0} y_0 \quad (3-46)$$

$$\sigma_p = \alpha_{EP} \sigma_{kt} \quad (3-47)$$

式中: $M_k$ ——按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值;

$y_0$ ——构件换算截面重心轴至受压区或受拉区计算纤维处的距离。

预应力筋拉应力验算见表 3-33。

从表中可以看出边跨跨中和中跨跨中的拉应力均未超过规范限制,符合规范要求。

预应力筋拉应力验算

表 3-33

截面	$M_k$ (kN·m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$I_0$ (m)	$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{pe}$ (MPa)	$\sigma_p + \sigma_{pe}$ (MPa)	$0.65f_{pk}$ (MPa)
左边支点	0.0	5.334 3	0.840 8	0.0	1 056.0	1 056.0	1 209
边跨 1/4	39 740.5	3.876 4	0.822 2	50.6	1 042.5	1 093.0	1 209
边跨跨中	45 369.0	3.881 9	0.821 9	57.6	1 068.6	1 126.2	1 209
边跨 3/4	18 718.2	3.847 7	0.829 2	24.2	1 032.6	1 056.8	1 209
左中支点	-56 541.9	5.334 3	0.840 8	53.5	1 009.7	1 063.2	1 209
中跨 1/4	15 286.1	3.847 7	0.829 2	19.8	844.7	864.5	1 209
中跨跨中	33 640.9	3.881 9	0.821 9	42.7	804.9	847.6	1 209

### (三) 混凝土主压应力验算

根据《公预规》第 6.3.3 条规定,预应力混凝土受弯构件由作用(或荷载)标准值和预加力产生的混凝土主压应力  $\sigma_{cp}$ ,应按下列公式计算:

$$\sigma_{cp} = \left( \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \right) + \sqrt{\left( \frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad (3-48)$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pe} + \frac{M_k y_0}{I_0} \quad \sigma_{cy} = 0.6 \frac{n \sigma'_{pe} A_{pv}}{b s_v} \quad \tau = \frac{V_k S_0}{b I_0} - \frac{\sum \sigma''_{pe} A_{pb} \sin \theta_p \cdot S_n}{b I_n}$$

式中:  $\sigma_{cx}$ ——在计算主应力点,由预加力和按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩  $M_k$  产生的混凝土法向应力;

$\sigma_{cy}$ ——由竖向预应力钢筋的预加力产生的混凝土竖向压应力;

$\tau$ ——在计算主应力点,由预应力弯起钢筋的预加力和按作用(或荷载)标准值组合计算的剪力  $V_k$  产生的混凝土剪应力;

$\sigma_{pe}$ ——在计算主应力点,由扣除全部预应力损失后的纵向预加力产生的混凝土法向预压应力;

$M_k$ ——按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值;

$V_k$ ——按作用(或荷载)标准值组合计算的剪力值;

$y_0$ ——换算截面重心轴至计算主应力点的距离;

$n$ ——在同一截面上竖向预应力钢筋的肢数;

$\sigma'_{pe}$ 、 $\sigma''_{pe}$ ——竖向预应力钢筋、纵向预应力钢筋弯起钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

$A_{pv}$ ——单肢竖向预应力钢筋的截面面积;

$s_v$ ——竖向预应力钢筋的间距;

$b$ ——计算主应力点处构件腹板的宽度;

$A_{pb}$ ——计算截面上同一弯起平面内预应力弯起钢筋的截面面积;

$S_0$ 、 $S_n$ ——计算主应力点以上(或以下)部分换算截面面积对换算截面重心轴、净截面面积对净截面重心轴的面积矩;

$\theta_p$ ——计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵轴轴线的夹角。

根据《公预规》第 7.1.6 规定,斜截面混凝土主压应力应符合下列要求:

$$\sigma_{cp} \leq 0.6 f_{ck} = 19.44 \text{ MPa}$$

计算混凝土主拉应力时应选择跨径中最不利截面,对该截面的重心处和宽度急剧改变处进行验算。本例以换算形心轴( $o-o$ )为例,对各截面进行主压应力验算,其他计算部位可用同样方法计算,包括上梗肋( $a-a$ )、净轴( $n-n$ )和下梗肋( $b-b$ ),如图 3-22 所示。

换算形心轴( $o-o$ )的  $\tau$  计算见表 3-34,各截面各计算部位的  $\tau$  值见表 3-35,换算形心轴( $o-o$ )的  $\sigma_{cx}$  计算见表 3-36,各截面各计算部位的  $\sigma_{cx}$  值见表 3-37,斜截面抗裂验算结果见表 3-38。从表 3-38 可以看出,结果符合规范要求。

换算形心轴( $o-o$ )的 $\tau$ 计算表

表 3-34

截面	$V_k$ (kN)	$S_0$ (m <sup>3</sup> )	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma''_{pe}$ (MPa)	$A_{pb}$ (m <sup>2</sup> )	$\sin\theta_p$	$S_n$ (m <sup>3</sup> )	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$\tau$ (MPa)
左边支点	7 921.42	4.882	5.334	1 056.0	0.054 5	0.128 5	4.134	5.220 6	0.08
边跨 1/4	3 750.95	3.227	3.876	1 042.5	0.031 1	0.046 9	3.197	3.684 0	0.63
边跨跨中	-2 935.86	3.229	3.882	1 068.6	0.000 0	0.000 0	3.199	3.680 0	-0.86
边跨 3/4	-6 912.28	3.188	3.848	1 032.6	0.031 1	-0.185 0	3.165	3.712 9	-0.23
左中支点	-10 999.83	4.882	5.334	1 009.7	0.000 0	0.000 0	4.134	5.220 6	-0.58
中跨 1/4	5 743.92	3.188	3.848	844.7	0.031 1	0.185 0	3.165	3.712 9	0.21
中跨跨中	1 435.36	3.229	3.882	804.9	0.000 0	0.000 0	3.199	3.680 0	0.42

各截面各计算部位的 $\tau$ 值汇总

表 3-35

截面	$a-a$	$n-n$	$o-o$	$b-b$
左边支点	0.01	0.03	0.08	0.02
边跨 1/4	0.64	0.65	0.63	0.54
边跨跨中	-0.84	-0.86	-0.86	-0.76
边跨 3/4	-0.25	-0.25	-0.23	-0.17
左中支点	-0.48	-0.58	-0.58	-0.55
中跨 1/4	0.23	0.23	0.21	0.16
中跨跨中	0.41	0.42	0.42	0.37

换算形心轴( $o-o$ )的 $\sigma_{ex}$ 计算表

表 3-36

截面	$\sigma_{pe}$ (MPa)	$M_k$ (kN·m)	$y_0$ (m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{ex}$ (MPa)
左边支点	2.19	0	0	5.334	2.19
边跨 1/4	5.03	39 740.46	0	3.876	5.03
边跨跨中	5.16	45 368.95	0	3.882	5.16
边跨 3/4	4.85	18 718.195	0	3.848	4.85
左中支点	2.09	-56 541.91	0	5.334	2.09
中跨 1/4	3.97	15 286.081	0	3.848	3.97
中跨跨中	3.89	33 640.856	0	3.882	3.89

各截面各计算部位的 $\sigma_{ex}$ 值汇总

表 3-37

截面	$a-a$	$n-n$	$o-o$	$b-b$
左边支点	3.38	2.14	2.19	4.44
边跨 1/4	4.58	4.53	5.03	5.12
边跨跨中	4.47	4.61	5.16	4.90
边跨 3/4	6.01	4.68	4.85	7.39
左中支点	5.45	2.13	2.09	8.59
中跨 1/4	4.92	3.83	3.97	6.04
中跨跨中	3.40	3.48	3.89	3.75

$\sigma_{cp}$  计算表

表 3-38

计算截面	主应力部位	$\sigma_{cx}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$ (MPa)
左边支点	a—a	3.38	0.01	3.379
	n—n	2.14	0.03	2.140
	o—o	2.19	0.08	2.189
	b—b	4.44	0.02	4.435
边跨 1/4	a—a	4.58	0.54	4.666
	n—n	4.53	0.55	4.623
	o—o	5.03	0.63	5.103
	b—b	5.12	0.54	5.172
边跨跨中	a—a	4.47	-0.84	4.627
	n—n	4.61	-0.86	4.765
	o—o	5.16	-0.86	5.302
	b—b	4.90	-0.76	5.015
边跨 3/4	a—a	6.01	-0.25	6.022
	n—n	4.68	-0.25	4.692
	o—o	4.85	-0.23	4.862
	b—b	7.39	-0.17	7.389
左中支点	a—a	5.45	-0.48	5.490
	n—n	2.13	-0.58	2.281
	o—o	2.09	-0.58	2.242
	b—b	8.59	-0.55	8.630
中跨 1/4	a—a	4.92	0.23	4.930
	o—o	3.97	0.21	3.980
	n—n	3.83	0.23	3.841
	b—b	6.04	0.16	6.049
中跨跨中	a—a	3.40	0.41	3.450
	o—o	3.89	0.42	3.934
	n—n	3.48	0.42	3.526
	b—b	3.75	0.37	3.781

## 九、挠度验算

根据《公预规》第 6.5 条规定,预应力混凝土受弯构件,在正常使用极限状态下的挠度,可根据给定的构件刚度计算。

预应力混凝土受弯构件(全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土构件)的刚度可按式计算:

$$B_0 = 0.95E_c I_0 \quad (3-49)$$

式中:  $B_0$ ——全截面的抗弯刚度;

$E_c$ ——混凝土的弹性模量;

$I_0$ ——全截面换算截面惯性矩。



## 1. 汽车荷载作用下主梁边跨和中跨的最大截面挠度计算

一般地,三跨连续梁桥边跨最大挠度截面位于距端部  $0.4l_1$  处,中跨的最大挠度位于中跨跨中,具体计算图示见图 3-23 和图 3-24。计算中先按单列车计算,  $q = q_k = 10.5 \text{ kN/m}$ ,  $P_k = 288 \text{ kN}$ 。在效应组合时再计入箱梁偏载系数。

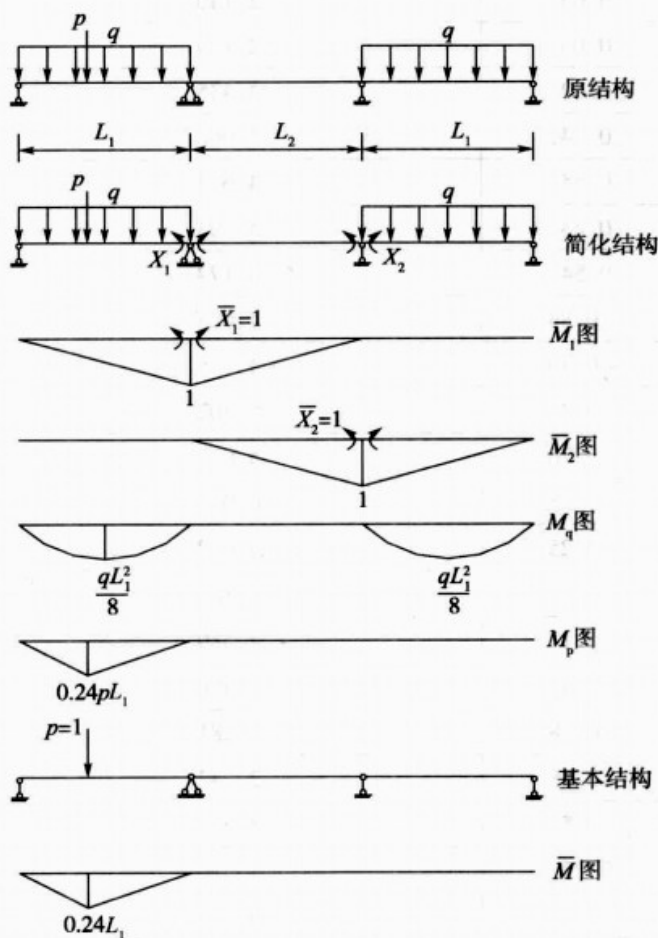


图 3-23 边跨最大挠度计算图示

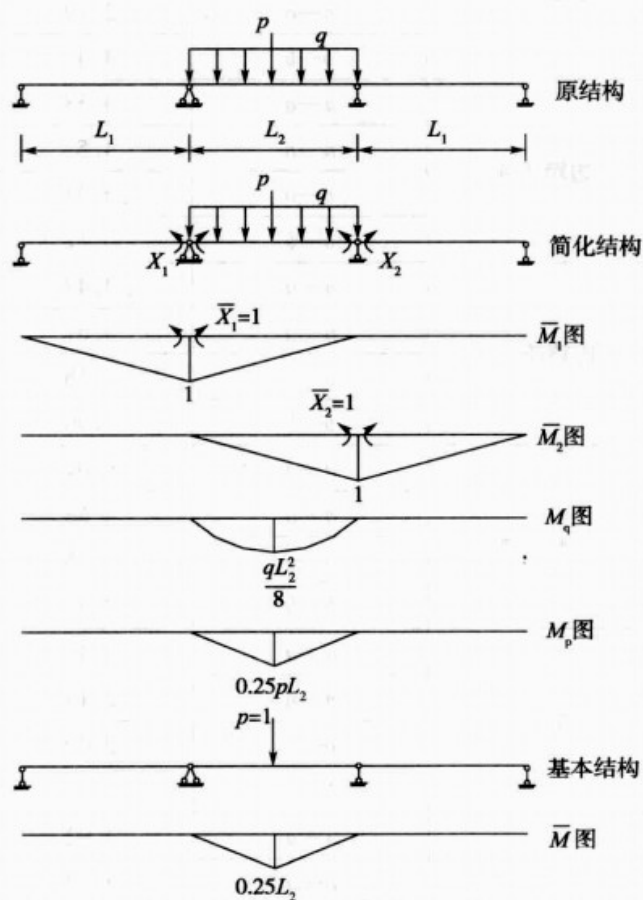


图 3-24 中跨最大挠度计算图示

### 1) 边跨最大挠度计算

在均布力  $q$  单独作用下,利用力法求得,  $X_1 = X_2 = -\frac{qL_1^3}{24} \cdot \frac{6}{2L_1 + 3L_2} = -439.421 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

于是,  $f_q = \frac{1}{0.95EI} \left( \int \bar{M} X_1 \bar{M}_1 ds + \int \bar{M} M_q ds \right) = 0.64 \text{ mm}$ 。

在集中力  $p$  单独作用下,利用力法求得,  $X_1 = -738.694 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $X_2 = 191.806 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

于是,  $f_p = \frac{1}{0.95EI} \left( \int \bar{M} X_1 \bar{M}_1 ds + \int \bar{M} M_p ds \right) = 0.87 \text{ mm}$ 。

按《公预规》第 6.5.3 条规定,受弯构件在使用阶段的挠度应考虑荷载长期效应的影响,即按荷载短期效应组合和《公预规》第 6.5.2 条规定的刚度计算的挠度值,乘以挠度长期增长系数  $\eta_\theta$ 。按规定内插计算,得挠度长期增长系数  $\eta_\theta = 1.425$ 。

$$f_s = \eta_\theta \cdot \psi_1 \cdot m \cdot (f_q + f_p) = 1.425 \times 0.7 \times 4.24 \times (0.6372 + 0.8704) = 6.4 \text{ mm}$$

上式中  $m = 4.24$  为边跨偏载系数,  $0.7$  为汽车荷载效应频遇值系数。

### 2) 中跨最大挠度计算

在均布力  $q$  单独作用下,利用力法求得,  $X_1 = X_2 = -554.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

于是,  $f_q = \frac{1}{0.95EI} \left( \int \bar{M} X_1 \bar{M}_1 ds + \int \bar{M} X_2 \bar{M}_2 ds + \int \bar{M} M_q ds \right) = 0.59 \text{ mm}$ 。

在集中力  $p$  单独作用下,利用力法求得,  $X_1 = X_2 = -712.394\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

于是,  $f_p = \frac{1}{0.95EI} \left( \int \overline{M} X_1 \overline{M}_1 ds + \int \overline{M} X_2 \overline{M}_2 ds + \int \overline{M} M_p ds \right) = 0.85\text{mm}$ 。

考虑荷载在长期效应影响下,使用阶段的挠度:

$$f_m = \eta_\theta \cdot \psi_1 \cdot m \cdot (f_q + f_p) = 1.425 \times 0.7 \times 4.48 \times (0.58 + 0.85) = 6.4\text{mm}$$

上式中  $m = 4.48$  为中跨偏载系数,  $0.7$  为汽车荷载效应频遇值系数。

## 2. 温度效应作用下主梁边跨和中跨的最大截面挠度计算

直接利用本示例图 3-16, 计算温度效应下的挠度值。

### 1) 边跨最大挠度计算

$$f_t = \frac{1}{0.95EI} \int \overline{M} X_1 \overline{M}_1 ds = \frac{1}{0.95EI} \times 57.344 \times 13\,959.4 = 6.49\text{mm}$$

考虑荷载长期效应影响下的使用阶段的挠度:

$$f_s = \eta_\theta \cdot \psi_2 \cdot f_t = 1.425 \times 0.8 \times 6.49 = 7.4\text{mm}$$

### 2) 中跨最大挠度计算

$$f_t = \frac{1}{0.95EI} \int \overline{M} X_1 \overline{M}_t ds = 14.48\text{mm}$$

考虑荷载长期效应影响下的使用阶段的挠度:

$$f_m = \eta_\theta \cdot \psi_2 \cdot f_t = 1.425 \times 0.8 \times 14.48 = 16.5\text{mm}$$

上式中  $0.8$  为温度作用效应频遇值系数。

## 3. 消除结构自重后长期挠度验算

依据《公预规》第 6.5.3 条的规定,消除结构自重产生的长期挠度后,主梁的最大挠度处的长期挠度值不应超过计算跨径的  $1/600$ 。对于本示例,可变荷载的长期挠度即为汽车荷载和温差作用的长期挠度。

### 1) 边跨的长期挠度值验算

$$f_s = 6.4 + 7.4 = 13.8\text{mm} < l_1/600 = 29\,620/600 = 49.4\text{mm}$$

### 2) 中跨的长期挠度值验算

$$f_s = 6.4 + 16.5 = 22.9\text{mm} < l_2/600 = 32\,000/600 = 53.3\text{mm}$$

故均满足规范要求。



## 参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国行业标准. JTG B01—2003 公路工程技术标准. 北京:人民交通出版社,2003.
- [2] 中华人民共和国行业标准. JTG D60—2004 公路桥涵设计通用规范. 北京:人民交通出版社,2004.
- [3] 中华人民共和国行业标准. JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范. 北京:人民交通出版社,2004.
- [4] 范立础. 桥梁工程(上册). 北京:人民交通出版社,2001.
- [5] 邵旭东. 桥梁工程(第2版). 北京:人民交通出版社,2005.
- [6] 易建国. 桥梁计算示例丛书—混凝土简支梁(板)桥(第3版). 北京:人民交通出版社,2006.
- [7] 邵旭东. 桥梁设计与计算. 北京:人民交通出版社,2007.
- [8] 黄侨,王永平. 桥梁混凝土结构设计原理计算示例. 北京:人民交通出版社,2006.
- [9] 张树仁,郑绍珪,黄侨,鲍卫刚. 钢筋混凝土及预应力混凝土结构设计原理. 北京:人民交通出版社,2004.
- [10] 徐岳,王亚君,万振江. 预应力混凝土连续梁桥设计. 北京:人民交通出版社,2000.