

横张预应力混凝土桥梁 设计施工指南

重庆市交通委员会 编
重庆交通学院

人民交通出版社

China Communications Press

前 言

科学技术的发展是永无止境的,纵观国内外各种预应力混凝土技术,可以说均远未达到,也难以达到十分完美的程度。这是因为人们对发展后的技术还会提出更高的要求,这就需要我们针对现有技术存在的问题和缺陷不断进行新的探索和研究,从而不断丰富和完善其施工方法和设计理论,使其技术、经济及社会效益各方面都得到不断的改进。重庆交通学院在综合现有预应力混凝土技术优点的基础上提出的“横张预应力混凝土技术”具有三个特点:一是改传统的预留孔道为预留明槽,节省了波纹管、定位钢筋和灌浆用水泥及相应工序;二是改传统的专用锚具锚固为粘结力自锚;节省了锚具、锚下局部加强钢筋及预应力钢束的张拉操作长度;三是改传统的沿钢筋纵向张拉为沿垂直于钢筋的横向张拉,所需横张力仅为常规纵张力的 $1/5 \sim 1/7$ 即可达到同等的预应力效果,减小了预应力损失,提高了张拉效率和张拉操作的安全度。横张预应力混凝土技术有望集现有的先张法与后张法、有粘结与无粘结、体内束与体外束预应力技术的优点于一体,以简化工艺、节省材料、提高工效并易于保证质量。为此,在重庆市交通委员会的支持下,对横张预应力混凝土技术的可行性和合理性进行了充分论证,由重庆交通学院、重庆高速公路发展有限公司、重庆市交通规划勘察设计院、重庆交通科研设计院、重庆渝通公路工程总公司等单位联合组成专题研究组,对横张预应力混凝土桥梁的设计理论、构造措施、施工工艺及张拉设备开展了较系统的研究,并在渝长高速公路红槽房大桥(T型梁桥)、徐家沟大桥(空心板桥)及四川省的荣经大桥(用横张预应力混凝土箱形梁拓宽加固旧桥)等六座桥梁得到成功应用,取得明显的技术经济效益。在交通部的大力支持和鼓励下,又进一步补充了横张预应力混凝土梁的部分静力和疲劳试验资料,完善了构造措施和施工工艺,并在对已有研究成果和工程实践资料进行归纳总结的基础上形成这本《横张预应力混凝土设计施工指南》,希望对我国方兴未艾的公路桥梁建设起到积极的作用。

《横张预应力混凝土设计施工指南》的研究和撰写先后得到交通部、重庆市科委、重庆市教委领导的支持、关心和指导,还得到了交通部交通科学研究院、公路规划设计院、大连理工大学、清华大学、东南大学、同济大学、西南交通大学、四川省公路规划设计研究院、中交第一、二公路勘测设计院等单位部分专家的直接指导和支持,在此谨向所有对本《指南》工作给予支持、指导、关心和帮助的单位、领导、专家和个人致以真诚的感谢,同时感谢人民交通出版社对本书撰写和出版给予的大力支持。

编写组成员:

李关寿、周志祥、张太雄、姚小松、徐 谋、朱 文、许晓锋、张勇武、李祖伟、韩 均、
滕西全、钟明全、张江涛、涂 凌、向阳开、吴海军

目 次

1 总则	1
2 术语及符号	2
3 材料	8
4 持久状况承载能力极限状态计算	12
5 持久状况正常使用极限状态计算	18
6 持久状况和短暂状况构件的应力计算	26
7 构造要求	29
8 施工技术要求	36
附件 横张预应力混凝土桥梁设计施工指南条文说明	41

2 术语及符号

2.1 术语

2.1.1 横张预应力混凝土 transversely tensioned prestressed concrete

横张预应力混凝土是沿预应力束横向张拉获得纵向预应力的混凝土。

2.1.2 设计状况 design situation

结构从施工到使用的全过程中,代表时间段的一组物理条件,设计时必须做到使结构在该时间段内不超越有关的极限状态。

2.1.3 极限状态 limit state

整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求时,此特定状态为该功能的极限状态。

2.1.4 可靠度 degree of reliability

结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的概率。

2.1.5 材料强度标准值 characteristic value of material strength

设计结构或构件时采用的材料强度的基本代表值。该值可根据符合规定标准的材料,其强度概率分布的 0.05 分位值确定。

2.1.6 材料强度设计值 design value of material strength

材料强度标准值除以材料强度分项系数后的值。

2.1.7 作用 actions

施加在结构上的集中力或分布力如汽车、结构自重等,或引起结构外加变形或约束变形的原因如地震、基础不均匀沉降、温度变化等,统称为作用。前者为直接作用,也称为荷载;后者为间接作用(不宜称为荷载)。

2.1.8 作用效应 effects of actions

结构对所受作用的反应,称为作用效应,如由作用产生的结构或构件的轴向力、弯矩、

剪力、应力、裂缝、变形等。

2.1.9 作用标准值 characteristic value of an action

作用的主要代表值。其值可根据设计基准期内最大值概率分布的某一分位值确定。

2.1.10 作用设计值 design value of actions

作用标准值乘以作用分项系数后的值。

2.1.11 作用效应组合 combination for action effects

结构上几种作用分别产生的效应的随机叠加。

2.1.12 安全等级 safety classes

为使桥涵具有合理的安全性,根据桥涵结构破坏所产生后果的严重程度而划分的设计等级。

2.1.13 结构重要性系数 coefficient for importance of structure

对不同安全等级的结构,为使其具有规定的可靠度而采用的作用效应附加的分项系数。

2.1.14 几何参数标准值 nominal value of geometrical parameter

设计结构或构件时,采用的几何参数的基本代表值。其值可按设计文件规定值确定。

2.1.15 承载力设计值 design value of ultimate bearing capacity

结构或构件按承载能力极限状态设计时,用材料强度设计值计算的结构或构件极限承载力。

2.1.16 作用效应组合设计值 design value of combination for action effects

设计结构或构件时,由几种作用设计值分别引起的效应的组合。

2.1.17 作用短期效应组合 combination for short-term action effects

结构或构件按正常使用极限状态设计时,永久作用效应与可变作用频遇值效应的组合。

2.1.18 作用长期效应组合 combination for long-term action effects

结构或构件按正常使用极限状态设计时,永久作用效应与可变作用准永久值效应的组合。

2.1.19 开裂弯矩 cracking moment

构件出现裂缝时的理论临界弯矩。

2.1.20 分项系数 partial safety factor

为保证所设计的结构或构件具有规定的可靠度,在结构极限状态设计表达式中所用的系数。分为作用分项系数和材料分项系数。

2.1.21 施工荷载 site load

按短暂状况设计时,施工阶段加在结构或构件上的临时荷载,包括结构自重、附着在结构和构件上的模板、材料机具等。

2.1.22 截面换算系数 coefficient of transformed section

把钢筋的截面面积换算为混凝土截面面积采用的系数。

2.2 符号

2.2.1 材料性能有关符号

C40——表示立方体强度标准值为 40MPa 的混凝土强度等级;

f_{cu} ——边长为 150 mm 的混凝土立方体抗压强度;

f'_{cu} ——边长为 150 mm 的施工阶段混凝土立方体抗压强度;

$f_{cu,k}$ ——边长为 150 mm 的混凝土立方体抗压强度标准值;

f_{ck} 、 f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值;

f_{tk} 、 f_{td} ——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值;

f'_{ck} 、 f'_{cd} ——短暂状况施工阶段的混凝土轴心抗压、抗拉强度标准值;

f_{sk} 、 f_{sd} ——普通钢筋抗拉强度标准值、设计值;

f_{pk} 、 f_{pd} ——预应力钢筋抗拉强度标准值、设计值;

f'_{sd} 、 f'_{pd} ——普通钢筋、预应力钢筋抗压强度设计值;

f_{sv} ——箍筋抗拉强度设计值;

f ——钢材的抗拉、抗压、抗弯强度设计值;

f_v ——钢材的抗剪强度设计值;

E_s 、 E_p ——普通钢筋、预应力钢筋弹性模量;

E ——钢材弹性模量;

G ——钢材剪变模量;

α_s ——钢材线膨胀系数;

ν_s ——钢材泊松比;

ρ_s ——钢材密度;

E_c ——混凝土弹性模量;
 G_c ——混凝土剪变模量;
 ν_c ——混凝土泊松比;
 α_c ——混凝土线膨胀系数。

2.2.2 作用和作用效应符号

M_d ——弯矩组合设计值;
 M_s, M_l ——按作用短期效应组合、长期效应组合计算的弯矩值;
 M_k ——弯矩组合标准值;
 M_{gl}, V_{gl} ——构件自重引起的弯矩、剪力值;
 N_p ——预应力钢筋和普通钢筋的合力;
 V_d ——剪力组合设计值;
 V_{cs} ——构件斜截面内混凝土和箍筋共同的抗剪承载力设计值;
 V_{pb} ——与斜截面相交的预应力弯起钢筋抗剪承载力设计值;
 P ——横向张拉力;
 R ——构件承载力的设计值;
 S ——作用(或荷载)(其中汽车荷载应计入冲击系数)效应的组合设计值;
 σ_{pe} ——预应力钢筋的有效预应力;
 σ_{pd} ——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;
 σ_p ——受弯构件正截面承载力计算中预应力钢筋的应力;
 σ_{pc} ——由预加力产生的混凝土法向预压应力;
 σ_{st}, σ_{lt} ——在作用(或荷载)短期效应、荷载长期效应组合下,构件抗裂边缘混凝土的法向拉应力;
 σ_{tp}, σ_{cp} ——构件混凝土中的主拉应力、主压应力;
 τ ——构件混凝土的剪应力;
 σ_{con} ——预应力钢筋的张拉控制应力;
 σ_l ——预应力钢筋的全部预应力损失;
 σ_{l2} ——预应力钢筋的锚固定位损失;
 σ_{l5} ——预应力钢筋的松弛损失;
 σ_{l6} ——混凝土的收缩和徐变损失。

2.2.3 几何参数有关符号

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 ——受拉区普通钢筋合力点至受拉区边缘的距离;
 b ——截面腹板宽度;

- b'_f ——T形或I形截面受压翼缘的有效宽度；
 h ——截面高度；
 h_0 ——截面有效高度；
 h_{0p} ——计算截面处预应力钢筋重心至受压边缘的距离；
 h'_f ——T形或I形截面受压翼缘高度；
 ω ——预应力钢筋架设后的实际长度与理想直线长度之差；
 l_0 ——张拉前预应力钢筋在两定位钢板间的长度；
 l_p ——张拉到位时，预应力钢筋在两定位钢板间的折线长度；
 l_q ——锚固定位后，预应力钢筋在两定位钢板间的折线长度；
 l ——受弯构件的计算跨径；
 l_1 ——悬臂梁的悬臂长度；
 L ——受弯构件的全长；
 y ——预应力钢筋横向张拉时的行程；
 S_v ——箍筋间距；
 x ——截面受压区高度；
 e_{pn} ——预应力钢筋与普通钢筋的合力对净截面重心轴的偏心距；
 e_{p0} ——预应力钢筋与普通钢筋的合力对构件换算截面重心轴的偏心距；
 y_{pn} ——预应力钢筋合力点至净截面重心轴的距离；
 y_{sn} ——受拉区纵向普通钢筋重心至净截面重心轴的距离；
 A_n ——构件净截面面积；
 A_s ——受拉区纵向普通钢筋的截面面积；
 A_p ——预应力钢筋的截面面积；
 A_{sv} ——同一截面的箍筋各肢总截面面积；
 W_0, W_n ——换算截面、净截面受拉边缘的弹性抵抗矩；
 I_0, I_n ——换算截面、净截面惯性矩；
 S_0, S_n ——换算截面、净截面计算纤维以上(或以下)部分面积对截面重心轴的静矩；
 f_p ——由预加力引起的反拱值；
 θ ——倾斜区段预应力钢筋与构件纵轴线的夹角。

2.2.4 计算系数及其他有关符号

- γ_0 ——桥梁结构的重要性系数；
 ϵ_{cu} ——受弯构件受压边缘混凝土的极限压应变；
 β ——截面受压区矩形应力图高度与实际受压区高度的比值；
 ξ_b ——正截面相对界限受压区高度；
 m ——斜截面受压端正截面处的广义剪跨比；

- α ——预应力提高系数；
- α_{EP} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比；
- α_{ES} ——普通钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比；
- η_θ ——构件挠度长期增长系数；
- ρ_{sv} ——箍筋配筋率, $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{S_v b}$ ；
- ρ ——纵向受拉钢筋配筋率；
- δ ——锚固定位件的压缩变形值。

3 材料

3.1 混凝土

3.1.1 横张预应力混凝土桥梁的主梁混凝土等级宜采用 C40 ~ C80, 中间以 5MPa 进级, 其他受力构件的混凝土可参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004), 选用符合要求的等级, 并满足相关条文要求。

混凝土强度等级应按边长为 150mm 立方体试件的抗压强度标准值确定。抗压强度标准值系指试件用标准方法制作、养护至 28d 龄期, 以标准试验方法测得的具有 95% 保证率的抗压强度(以 MPa 计)。

3.1.2 混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 和轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 应按表 3.1.2 采用。

表 3.1.2 混凝土强度标准值(MPa)

强度等级 \ 强度种类	轴心抗压 f_{ck}	轴心抗拉 f_{tk}
C40	26.8	2.40
C45	29.6	2.51
C50	32.4	2.65
C55	35.5	2.74
C60	38.5	2.85

3.1.3 混凝土轴心抗压强度设计值 f_{cd} 和轴心抗拉强度设计值 f_{td} 应按表 3.1.3 采用。

表 3.1.3 混凝土强度设计值(MPa)

强度等级 \ 强度种类	轴心抗压 f_{cd}	轴心抗拉 f_{td}
C40	18.4	1.65
C45	20.5	1.74
C50	22.4	1.83
C55	24.4	1.89
C60	26.5	1.96

3.1.4 混凝土受压或受拉时的弹性模量 E_c 应按表 3.1.4 采用。

表 3.1.4 混凝土弹性模量(MPa)

混凝土强度等级	E_c	混凝土强度等级	E_c
C40	3.25×10^4	C55	3.55×10^4
C45	3.35×10^4	C60	3.60×10^4
C50	3.45×10^4		

3.1.5 混凝土的剪变模量 G_c 可按表 3.1.4 相应数值的 0.4 倍采用,混凝土的泊松比 μ_c 可取为 0.2。

3.2 钢筋

3.2.1 横张预应力混凝土桥梁的钢筋应按下列规定采用:

- 1 横张预应力混凝土构件中的纵向普通钢筋应选用 R235(Q235)、HRB335、HRB400 及 KL400 钢筋,箍筋应选用其中的带肋钢筋。
- 2 横张预应力混凝土构件中的预应力钢筋应选用高强度低松弛钢绞线。

3.2.2 钢筋的抗拉强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

普通钢筋的抗拉强度标准值 f_{sk} 和预应力钢筋的抗拉强度标准值 f_{pk} , 应分别按表 3.2.2-1 和 3.2.2-2 采用。

表 3.2.2-1 普通钢筋抗拉强度标准值(MPa)

钢筋种类		符 号	f_{sk}
R235(Q235)	$d = 8 \sim 20\text{mm}$	Φ	235
HRB335	$d = 6 \sim 50\text{mm}$	\oplus	335
HRB400	$d = 6 \sim 50\text{mm}$	\oplus	400
KL400	$d = 8 \sim 40\text{mm}$	\oplus^R	400

表 3.2.2-2 预应力钢筋抗拉强度标准值(MPa)

钢筋种类			符 号	f_{pk}
钢 绞 线	1×2 (二股)	$d = 8.0\text{mm}, 10.0\text{mm}$ $d = 12.0\text{mm}$	ϕ^s	1470, 1570, 1720, 1860 1470, 1570, 1720
	1×3 (三股)	$d = 8.6\text{mm}, 10.8\text{mm}$ $d = 12.9\text{mm}$		1470, 1570, 1720, 1860 1470, 1570, 1720
	1×7 (七股)	$d = 9.5\text{mm}, 11.1\text{mm}, 12.7\text{mm}$ $d = 15.24\text{mm}$		1860 1720, 1860

3.2.3 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_{sd} 和抗压强度设计值 f'_{sd} 应按表 3.2.3-1 采用; 预应力钢筋的抗拉设计值 f_{pd} 和抗压设计值 f'_{pd} 应按表 3.2.3-2 采用。

表 3.2.3-1 普通钢筋抗拉、抗压强度设计值(MPa)

钢 筋 种 类		f_{sd}	f'_{sd}
R235(Q235)	$d = 8 \sim 20\text{mm}$	195	195
HRB335	$d = 6 \sim 50\text{mm}$	280	280
HRB400	$d = 6 \sim 50\text{mm}$	330	330
KL400	$d = 8 \sim 40\text{mm}$	330	330

表 3.2.3-2 预应力钢筋抗拉、抗压强度设计值(MPa)

钢 筋 种 类		f_{pd}	f'_{pd}
钢绞线 1×2 (二股) 1×3 (三股) 1×7 (七股)	$f_{pk} = 1470$	1000	390
	$f_{pk} = 1570$	1070	
	$f_{pk} = 1720$	1170	
	$f_{pk} = 1860$	1260	

3.2.4 普通钢筋的弹性模量 E_s 和预应力钢筋的弹性模量 E_p , 应按表 3.2.4 采用。

表 3.2.4 钢筋的弹性模量(MPa)

钢筋种类	E_s 或 E_p	钢筋种类	E_s 或 E_p
R235	2.10×10^5	钢绞线	1.95×10^5
HRB335、HRB400、KL400	2.00×10^5		

3.3 钢材

3.3.1 横张预应力混凝土构件中的结构钢材宜采用 Q235 号钢和 Q345 号钢, 钢材的质量应符合相应的现行国家标准《低合金结构钢》(GB/T 1591—94)、《桥梁用结构钢》(GB/T 714—2000)有关规定。

3.3.2 钢材的强度设计值应按表 3.3.2 采用。

表 3.3.2 钢材的强度设计值(MPa)

钢 材			抗拉、抗压、抗弯 f	抗剪 f_v
钢号	组别	厚度或直径 (mm)		
Q235	第 1 组	≤ 16	215	125
	第 2 组	17 ~ 40	205	120
	第 3 组	42 ~ 60	200	115
	第 4 组	62 ~ 100	180	105

表 3.3.2(续)(MPa)

钢 材			抗拉、抗压、抗弯 f	抗剪 f_s
钢号	组别	厚度或直径 (mm)		
Q345	第 1 组	≤ 16	315	185
	第 2 组	17 ~ 35	290	170
	第 3 组	36 ~ 50	265	155
	第 4 组	52 ~ 100	250	145

3.3.3 钢材的物理性能指标应按表 3.3.3 采用。

表 3.3.3 钢材的物理性能指标

弹性模量 E (MPa)	剪变模量 G (MPa)	线膨胀系数 α_s ($^{\circ}\text{C}$)	密度 ρ_s (kg/m^3)	泊松比 ν_s
2.06×10^5	7.9×10^4	1.2×10^{-5}	7.85×10^3	0.3

4 持久状况承载能力极限状态计算

4.1 一般规定

4.1.1 横张预应力混凝土桥梁的持久状况设计应按承载能力极限状态的要求,对构件进行承载力计算。在进行上述计算时,作用(或荷载,其中汽车荷载应计入冲击系数)效应应采用其组合设计值;结构材料性能采用其强度设计值。

4.1.2 对持久状况承载能力极限状态,应根据桥梁结构破坏可能产生的后果的严重程度,按表 4.1.2 划分的三个安全等级进行设计。

对于有特殊要求的桥梁结构,其安全等级可根据具体情况另行确定。

表 4.1.2 桥梁结构安全等级

安全等级	桥梁类型	安全等级	桥梁类型
一级	重要大桥	三级	小桥
二级	大桥、中桥、重要小桥		

注:本表所列特大、大、中桥等系按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)表 1.0.11 中的单孔跨径确定,对多跨不等跨桥梁,以其中最大跨径为准;本表冠以“重要”的大桥和小桥,系指高速公路上、国际公路上及城市附近交通繁忙的城郊公路上的桥梁。

4.1.3 同座桥梁的各种构件宜取相同的安全等级,必要时部分构件的安全等级可作适当调整,但调整后的级差不应超过一个等级。

4.1.4 横张预应力混凝土桥梁构件的承载能力极限状态计算,应采用下列表达式:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (4.1.4-1)$$

$$R = R(f_d, a_d) \quad (4.1.4-2)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构重要性系数,对安全等级为一级、二级、三级的结构或构件应分别取 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)(其中汽车荷载应计入冲击系数)效应的组合设计值,按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)的规定计算;

R ——构件承载力设计值;

$R(\cdot)$ ——构件的承载力函数,与材料强度和几何参数有关;

f_d ——材料强度设计值;

a_d ——几何参数设计值,可采用几何参数标准值 a_k ,即设计文件规定值。

4.1.5 横张预应力混凝土受弯构件根据预应力钢筋的布置特点分为粘结锚固区段、倾斜区段和平直区段(图 4.1.5),应分别按以下各条进行正截面承载力计算:

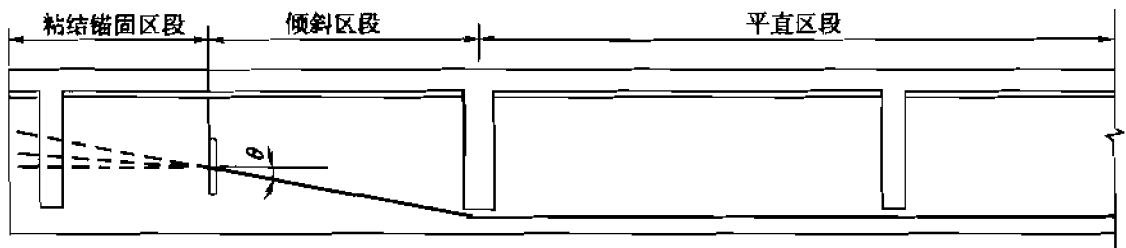


图 4.1.5 受弯构件的三个区段

- 1 粘结锚固区段:按普通钢筋混凝土受弯构件计算,且不考虑预应力钢筋的影响;
- 2 倾斜区段:按预应力混凝土受弯构件计算,并计入预应力钢筋弯起后力臂和应力值变化的影响;
- 3 平直区段:按预应力混凝土受弯构件计算,预应力钢筋的应力值取其抗拉强度设计值。

4.2 受弯构件承载能力极限状态计算

4.2.1 受弯构件正截面承载力计算中各区段预应力钢筋的应力应按下列公式计算:

$$1 \text{ 粘结锚固区段: } \sigma_p = 0 \quad (4.2.1-1)$$

$$2 \text{ 倾斜区段: } \sigma_p = E_p \varepsilon_{cu} \left(\frac{\beta h_{0p}}{x} - 1 \right) + \sigma_{p0} \leq f_{pd} \quad (4.2.1-2)$$

$$3 \text{ 平直区段: } \sigma_p = f_{pd} \quad (4.2.1-3)$$

式中: f_{pd} ——预应力钢筋的抗拉强度设计值,按本指南第 3.2.3 条的规定采用;

ε_{cu} ——受弯构件受压边缘混凝土的极限压应变,按表 4.2.1 采用;

β ——截面受压区矩形应力图高度与实际受压区高度的比值,按表 4.2.1 采用;

表 4.2.1 混凝土的极限压应变 ε_{cu} 和系数 β 值

混凝土强度等级	C50 及以下	C55	C60
混凝土的极限压应变 ε_{cu}	0.003 3	0.003 25	0.003 2
系数 β	0.8	0.79	0.78

E_p ——预应力钢筋的弹性模量,按本指南表 3.2.4 采用;

x ——等效矩形应力图的混凝土受压区高度;

h_{0p} ——计算截面处预应力钢筋重心至受压边缘的距离;对倾斜区段,当 $h_{0p} < \frac{h}{3}$ 时,取

$$\sigma_p = 0;$$

σ_{p0} ——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,按本指南

第 5.3.6 条的规定采用;

h ——截面高度。

4.2.2 翼缘位于受压区的 T 形截面、I 形截面或箱形截面受弯构件,其正截面抗弯承载力应按下列规定计算:

1 当符合下列条件时

$$f_{sd}A_s + \sigma_p A_p \cos\theta_p \leq f_{cd}b'_f h'_f \quad (4.2.2-1)$$

应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算,即(图 4.2.2-1a)):

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd}b'_f x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (4.2.2-2)$$

此时,混凝土受压区高度 x 应按下列公式计算:

$$f_{sd}A_s + \sigma_p A_p \cos\theta_p = f_{cd}b'_f x \quad (4.2.2-3)$$

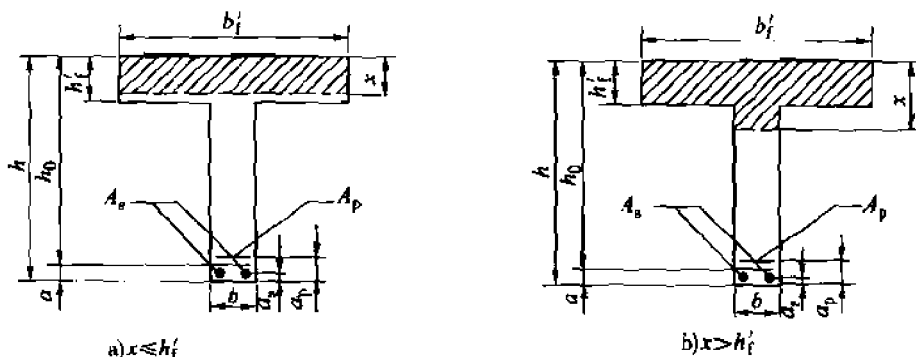


图 4.2.2-1 T 形截面受弯构件正截面承载力计算

2 当不符合公式(4.2.2-1)的条件时,计算中应考虑截面腹板受压的作用,其正截面抗弯承载力应按下列公式计算(图 4.2.2-1b)):

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] \quad (4.2.2-4)$$

此时,混凝土受压区高度 x 应按下列公式计算:

$$f_{sd}A_s + \sigma_p A_p \cos\theta_p = f_{cd} [bx + (b'_f - b) h'_f] \quad (4.2.2-5)$$

由公式(4.2.2-3)、(4.2.2-5)算得的受压区高度 x 应符合下列要求:

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (4.2.2-6)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数,按本指南第 4.1.4 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,按本指南第 3.1.3 条的规定采用;

f_{sd} ——纵向普通钢筋的抗拉强度设计值,按本指南第 3.2.3 条的规定采用;

σ_p ——计算截面上预应力钢筋的应力,按本指南第 4.2.1 条的规定采用;

A_s ——受拉区纵向普通钢筋的截面面积;

A_p ——预应力钢筋的截面面积;

h'_f ——T形或I形截面受压翼缘高度；

b'_f ——T形截面、I形截面或箱形截面受压翼缘的有效宽度，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)第4章的有关规定采用；

b ——T形或I形截面腹板宽度；

h_0 ——T形或I形截面有效高度， $h_0 = h - a$ ，此处 h 为截面全高；倾斜区段的 h_0 按平直区段取用；

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；

θ_p ——计算截面上预应力钢筋与构件纵轴线的夹角，见图4.1.5，平直区段取 $\theta_p = 0$ ；

ξ_b ——正截面相对界限受压区高度，按表4.2.2采用。

表 4.2.2 相对界限受压区高度

混凝土强度等级	C50 及以下	C55、C60
相对界限受压区高度		
ξ_b	0.40	0.38

4.2.3 在应用受弯构件受压区高度 $x \leq \xi_b h_0$ 的条件时，可不考虑按正常使用极限状态计算可能增加的纵向受拉钢筋截面面积和按构造要求配置的纵向钢筋截面面积。

4.2.4 受弯构件斜截面抗剪承载力按下列规定验算(参见图4.1.5)：

1 粘结锚固区段：此区段不考虑预应力的作用，按普通钢筋混凝土受弯构件验算：

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} = 0.50 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6p)} \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}} \quad (4.2.4-1)$$

2 倾斜区段：按配有预应力弯起钢筋的预应力混凝土受弯构件验算(图4.2.4)：

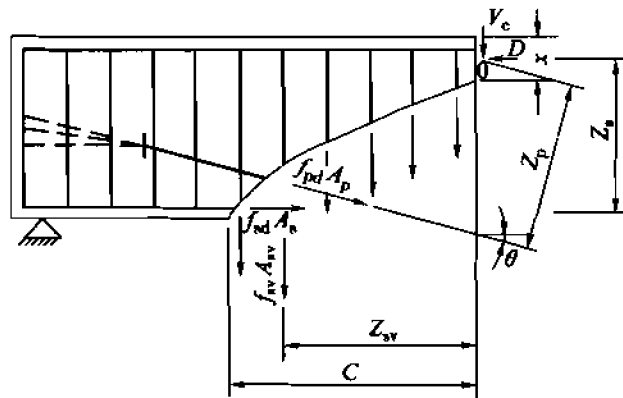


图 4.2.4 倾斜区段斜截面抗剪承载力验算

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} + V_{pb} = 0.62 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6p)} \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}} + 0.75 \times 10^{-3} f_{pd} \sum A_p \sin \theta \quad (4.2.4-2)$$

3 平直区段：按无预应力弯起钢筋的预应力混凝土受弯构件验算：

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} = 0.62 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6p)} \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}} \quad (4.2.4-3)$$

式中: V_d ——斜截面受压端正截面上由作用(或荷载)产生的最大剪力组合设计值(kN);
 V_{cs} ——斜截面内混凝土和箍筋共同的抗剪承载力设计值(kN);
 V_{pb} ——与斜截面相交的预应力弯起钢筋抗剪承载力设计值(kN);
 b ——斜截面受压端正截面处,T形或I形截面腹板宽度(mm);
 h_0 ——斜截面受压端正截面的有效高度(mm);
 p ——斜截面内纵向受拉钢筋的配筋百分率, $p = 100\rho$,当 $p > 2.5$ 时,取 $p = 2.5$,粘结锚固区段和倾斜区段, $\rho = A_s/bh_0$;平直区段, $\rho = (A_p + A_s)/bh_0$;
 $f_{cu,k}$ ——边长为150mm的混凝土立方体抗压强度标准值(MPa),即为混凝土强度等级;
 ρ_{sv} ——斜截面内箍筋配筋率, $\rho_{sv} = A_{sv}/S_v b$;
 f_{sv} ——箍筋抗拉强度设计值,按本指南表3.2.3-1采用,但取值不宜大于280MPa;
 A_{sv} ——斜截面内配置在同一截面的箍筋各肢总截面面积(mm²);
 S_v ——斜截面内箍筋的间距(mm);
 f_{pd} ——预应力钢筋的抗拉强度设计值,按本指南表3.2.3-2采用;
 A_p ——预应力钢筋的截面面积(mm²);
 A_s ——受拉区纵向普通钢筋的截面面积(mm²);
 θ ——倾斜区段预应力钢筋与构件纵轴线的夹角。

4.2.5 进行斜截面抗剪承载力验算时,斜截面水平投影长度 C (参见图4.2.4)应按下列公式计算:

$$C = 0.6mh_0 \quad (4.2.5)$$

式中: m ——斜截面受压端正截面处的广义剪跨比, $m = M_d/V_d h_0$,当 $m > 3.0$ 时取 $m = 3.0$;

M_d ——相应于最大剪力组合设计值的弯矩组合设计值。

注:按公式(4.2.5)算得的 C 值大于斜截面受压端至距支座中心 $h/2$ 处的距离 x_0 时,取 $C = x_0$ 。

4.2.6 受弯构件抗剪截面应符合下列要求:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (4.2.6)$$

式中: V_d ——验算截面处由作用(或荷载)产生的剪力组合设计值(kN);

b ——相应于剪力组合设计值处的截面腹板宽度(mm);

h_0 ——相应于剪力组合设计值处的截面有效高度(mm)。

4.2.7 受弯构件符合下列条件时:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.5 \times 10^{-3} \alpha f_{td} b h_0 \quad (4.2.7)$$

式中: α ——预应力提高系数,对粘结锚固区段, $\alpha = 1.0$;对倾斜区段和平直区段, $\alpha = 1.25$;

f_{td} ——混凝土抗拉强度设计值,按本指南表3.1.3采用;

b ——相应于剪力组合设计值处的截面腹板宽度(mm);

h_0 ——相应于剪力组合设计值处的截面有效高度(mm)。

可不进行斜截面抗剪承载力的验算,仅需按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第9.3.13条的构造要求配置箍筋。

4.2.8 受弯构件的倾斜区段,其斜截面抗弯承载力应按下列公式进行验算(参见图4.2.4):

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd} A_s Z_s + f_{pd} A_p Z_p + \sum f_{sv} A_{sv} Z_{sv} \quad (4.2.8-1)$$

此时,最不利的斜截面水平投影长度按下列公式试算确定:

$$\gamma_0 V_d = f_{pd} A_p \sin \theta + \sum f_{sv} A_{sv} \quad (4.2.8-2)$$

式中: M_d ——斜截面受压端正截面的最大弯矩组合设计值;

V_d ——斜截面受压端正截面相应于最大弯矩组合设计值的剪力组合设计值;

Z_s ——纵向普通受拉钢筋合力点至受压区中心点O的距离;

Z_p ——预应力弯起钢筋合力点至受压区中心点O的距离;

Z_{sv} ——与斜截面相交的同一平面内箍筋合力点至斜截面受压端的水平距离;

θ ——倾斜区段预应力钢筋与构件纵轴线的夹角。

斜截面受压端的受压区高度 x ,按斜截面内所有的力对构件纵轴投影之和为零的平衡条件求得。

注:最不利斜截面水平投影长度,可用几个不同角度的斜截面通过试算得到。

5 持久状况正常使用极限状态计算

5.1 一般规定

5.1.1 横张预应力混凝土桥梁的持久状况设计应按正常使用极限状态的要求,采用作用(或荷载)的短期效应组合、长期效应组合或考虑长期效应影响的短期效应组合,对构件的抗裂和挠度进行验算,并使各项计算值不超过本指南规定的各相应限值。在上述各种组合中,汽车荷载效应不计冲击系数。

横张预应力混凝土构件宜按全预应力混凝土或部分预应力混凝土 A 类构件设计。

5.1.2 横张预应力混凝土构件中,预应力钢绞线的张拉控制应力值 σ_{con} 应符合下列规定:

$$\sigma_{\text{con}} \leq 0.6f_{\text{pk}} \quad (5.1.2)$$

式中: f_{pk} ——预应力钢绞线的抗拉强度标准值,按本指南表 3.2.2-2 采用。

5.1.3 在横张预应力混凝土构件的弹性阶段计算中,构件截面性质可按下列规定采用:

1 计算由作用(或荷载,扣除构件自重)引起的应力时:

1) 预留明槽混凝土浇注前,采用净截面特性,即不计预应力钢筋和后浇预留明槽混凝土面积;

2) 预留明槽混凝土浇注后,采用换算截面特性,即应计入预应力钢筋的换算面积和后浇预留明槽混凝土面积。

2 计算由预加力和构件自重引起的应力时,采用净截面特性。

5.2 预应力钢筋的张拉控制应力及横向张拉力

5.2.1 预应力钢筋的张拉控制应力 σ_{con} 可按下列公式计算(图 5.2.1):

$$\sigma_{\text{con}} = E_p \cdot (l_p - l_0)/l_0 - \alpha_{\text{EP}} \sigma_{\text{pc}} \quad (5.2.1-1)$$

$$\sigma_{\text{pc}} = \frac{A_p E_p (l_p - l_0)}{l_0} \left(\frac{1}{A_n} + \frac{y_{\text{pn}}^2}{I_n} \right) - \frac{M_{\text{kl}} y_{\text{pn}}}{I_n} \quad (5.2.1-2)$$

式中: σ_{pc} ——预应力钢筋重心处由预加力引起的混凝土法向预压应力;

α_{EP} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比;

E_p ——预应力钢筋的弹性模量(MPa),按本指南表 3.2.4 采用;

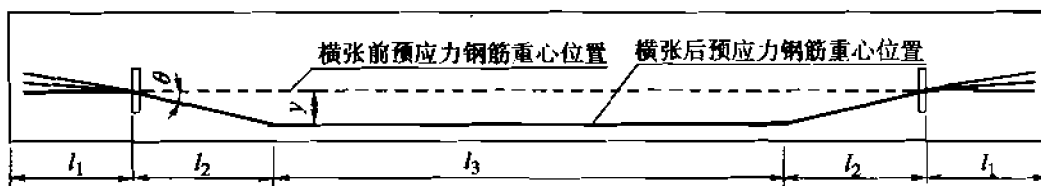


图 5.2.1 横向张拉前后预应力钢筋重心位置

l_0 ——张拉前预应力钢筋在两定位钢板间的长度,当预应力钢筋采用如图 5.2.1 所示对称布置时, $l_0 = l_3 + 2l_2 + \omega$;

l_2 ——预应力钢筋斜置区段的水平投影长度;

ω ——安装松弛度,即预应力钢筋架设后的实际长度与理想直线长度之差;

l_p ——张拉至设计值时,预应力钢筋在两定位钢板间的折线长度,当预应力钢筋采用如图 5.2.1 所示对称布置时:

$$l_p = l_3 + 2\sqrt{l_2^2 + y^2} \quad (5.2.1-3)$$

y ——预应力钢筋在横向张拉时的下销量;

A_p ——预应力钢筋的截面面积(mm^2);

A_n 和 I_n ——构件净截面面积(mm^2)和净截面惯性矩(mm^4);

y_{pn} ——预应力钢筋合力点至净截面重心轴的距离(mm);

M_{gl} ——构件自重弯矩值($\text{N}\cdot\text{mm}$)。

5.2.2 预应力钢筋所需的横向张拉力 P 应按下列公式计算(图 5.2.2):

$$P = 2N_p \sin \frac{\theta}{2} = 2\sigma_{con} A_p \sin \frac{\theta}{2} \quad (5.2.2)$$

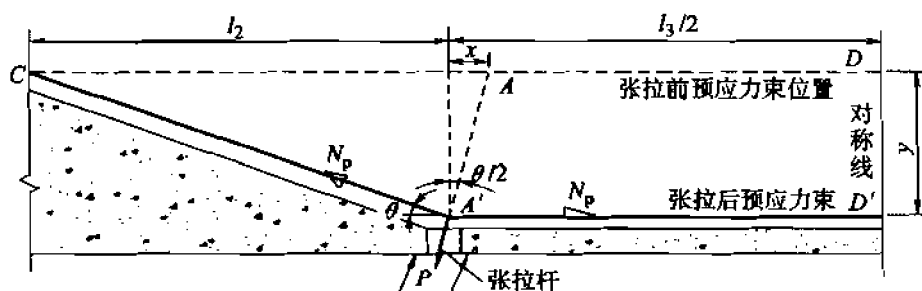


图 5.2.2 横向张拉力 P 的计算图式

5.3 预应力损失估算

5.3.1 横张预应力混凝土构件在持久状况正常使用极限状态计算中,应考虑由下列因素引起的预应力损失:

张拉至设计值时由插销定位或工作锚具变形引起预应力钢筋的回缩 σ_{12} ;
 预应力钢筋的应力松弛 σ_{15} ;
 混凝土的收缩和徐变 σ_{16} 。

5.3.2 预应力钢筋由插销定位或工作锚具变形引起的预应力损失按下列公式计算:

$$\sigma_{12} = E_p \cdot (l_p - l_q) / l_p \quad (5.3.2)$$

式中: E_p ——预应力钢筋的弹性模量(MPa),按本指南表 3.2.4 采用;

l_p ——张拉到位时,预应力钢筋在两定位钢板间的折线长度,当采用如图 5.3.2 所示的对称布置时, $l_p = l_3 + 2\sqrt{l_2^2 + y^2}$;

l_q ——两定位钢板间预应力钢筋因定位产生回缩后的长度,如图 5.3.2 所示的虚线位置, $l_q = l_3 + 2\sqrt{l_2^2 + (y - \delta)^2}$;

δ ——由插销定位或工作锚变形引起预应力钢筋在此的竖向回弹值,当采用钢插销定位时,每加一块钢垫板, δ 的值增大 1mm;当采用临时锚固件定位时, δ 为张拉至设计值时因工作锚变形而引起的张拉杆回缩值;工作锚采用夹片式锚具时, $\delta = 4\text{mm}$ (有顶压时), $\delta = 6\text{mm}$ (无顶压时)。



图 5.3.2 锚固定位引起预应力钢筋的回缩

5.3.3 低松弛钢绞线由于钢筋松弛引起的预应力损失终极值,可按下列规定计算:

$$\sigma_{15} = 0.3 \left(0.52 \frac{\sigma_{pe}}{f_{pk}} - 0.26 \right) \sigma_{pe} \quad (5.3.3)$$

式中: σ_{pe} ——传力锚固时预应力钢筋的应力, $\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{12}$ 。

注:①当 $\sigma_{pe}/f_{pk} \leq 0.5$ 时,钢绞线的应力松弛损失值可取等于零。

②钢绞线当需分阶段计算松弛损失时,其中间值与终极值的比值可按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)附录 F 取用。

5.3.4 由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失 σ_{16} 可按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 6.2.7 条的规定计算。

5.3.5 横张预应力混凝土构件各阶段的预应力损失值按下列规定进行组合:

传力锚固时的损失(第一批) $\sigma_{II} = \sigma_{12}$;

传力锚固后的损失(第二批) $\sigma_{III} = \sigma_{15} + \sigma_{16}$ 。

5.3.6 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 σ_{p0} 按下列规定计算:

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_1 + \alpha_{EP} \sigma_{pe} \quad (5.3.6-1)$$

$$\sigma_{pe} = \frac{N_p}{A_0} + \frac{N_p e_{p0}}{I_0} y_p \quad (5.3.6-2)$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_p \cos \theta_p - \sigma_{k6} A_s y_s}{N_p} \quad (5.3.6-3)$$

式中: σ_1 ——预应力钢筋的全部预应力损失;

σ_{pe} ——预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

σ_{k6} ——预应力钢筋由混凝土收缩和徐变引起的预应力损失;

N_p ——预应力钢筋和普通钢筋的合力,按本指南公式(5.4.4-1)计算;

e_{p0} ——预应力钢筋与普通钢筋的合力对构件换算截面重心轴的偏心距;

σ_{pe} ——相应于 N_p 在预应力钢筋合力点处混凝土的预压应力;

y_p ——预应力钢筋合力点至换算截面重心轴的距离;

y_s ——普通钢筋重心至换算截面重心轴的距离;

A_p ——预应力钢筋的截面面积;

A_s ——普通钢筋的截面面积;

A_0, I_0 ——换算截面面积和惯性矩;

α_{EP} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比;

θ_p ——计算截面上预应力钢筋与构件纵轴线的夹角,平直区段, $\theta_p = 0$; 倾斜区段, $\theta_p = \theta$;

θ ——倾斜区段预应力钢筋与构件纵轴线的夹角。

5.4 抗裂验算

5.4.1 横张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:

1) 全预应力混凝土受弯构件,在作用(或荷载)短期效应组合下

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{pe}/1.15 \quad (5.4.1-1)$$

2) 预应力混凝土 A 类构件,在作用(或荷载)短期效应组合下

$$\sigma_{st} - \sigma_{pe} \leq 0.7 f_{tk} \quad (5.4.1-2)$$

但在作用(或荷载)长期效应组合下

$$\sigma_{lt} - \sigma_{pe} \leq 0 \quad (5.4.1-3)$$

2 斜截面抗裂应对构件斜截面混凝土的主拉应力 σ_{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

$$\sigma_{tp} \leq 0.7 f_{tk} \quad (5.4.1-4)$$

预制构件

现场浇注构件 $\sigma_{ip} \leq 0.4f_{tk}$ (5.4.1-5)

2) 预应力混凝土 A 类构件, 在作用(或荷载)短期效应组合下

预制构件 $\sigma_{ip} \leq 0.8f_{tk}$ (5.4.1-6)

现场浇注构件 $\sigma_{ip} \leq 0.5f_{tk}$ (5.4.1-7)

式中: σ_{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, 按本指南公式(5.4.2-1)计算;

σ_{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, 按本指南公式(5.4.2-2)计算;

σ_{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, 按本指南公式(5.4.3)计算;

f_{tk} ——混凝土的抗拉强度标准值, 按本指南表 3.1.2 采用。

注: 本条规定的荷载长期效应组合系指结构自重和直接施加于桥上的活荷载产生的效应组合, 不考虑间接施加于桥上的其他作用效应。

5.4.2 受弯构件由作用(或荷载)产生的截面抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力, 应按下列公式计算:

$$\sigma_{st} = \frac{M_{gl}}{W_n} + \frac{M_s - M_{gl}}{W_0} \quad (5.4.2-1)$$

$$\sigma_{lt} = \frac{M_{gl}}{W_n} + \frac{M_l - M_{gl}}{W_0} \quad (5.4.2-2)$$

式中: M_s ——按作用(或荷载)短期效应组合计算的弯矩值;

M_l ——按荷载长期效应组合计算的弯矩值, 在组合的活荷载弯矩中, 仅考虑汽车、人群等直接作用于构件的荷载产生的弯矩值;

M_{gl} ——构件自重弯矩值;

W_0 、 W_n ——构件换算截面、净截面抗裂验算边缘弹性抵抗矩。

5.4.3 受弯构件由预加力产生的截面抗裂验算边缘混凝土的预压应力 σ_{pc} , 应按下列公式计算:

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_p e_{pn}}{W_n} \quad (5.4.3)$$

式中: N_p ——预应力钢筋与普通钢筋的合力, 按本指南公式(5.4.4-1)计算;

e_{pn} ——预应力钢筋与普通钢筋的合力对构件净截面重心轴的偏心距, 按本指南公式(5.4.4-2)计算。

A_n ——构件净截面面积;

W_n ——构件净截面抗裂验算边缘弹性抵抗矩。

5.4.4 预应力钢筋和普通钢筋的合力 N_p 及其偏心距 e_{pn} 可按下列公式计算:

$$N_p = \sigma_{pe} A_p \cos \theta_p - \sigma_{l6} A_s \quad (5.4.4-1)$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn} \cos \theta_p - \sigma_{l6} A_s y_{sn}}{N_p} \quad (5.4.4-2)$$

式中: σ_{pe} ——预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

σ_{l6} ——预应力钢筋由混凝土收缩和徐变引起的预应力损失,按本指南第 5.3.4 条的规定计算;

A_p ——预应力钢筋的截面面积;

A_s ——普通钢筋的截面面积;

y_{pn} ——预应力钢筋合力点至净截面重心轴的距离;

y_{sn} ——普通钢筋重心至净截面重心轴的距离;

θ_p ——计算截面上预应力钢筋与构件纵轴线的夹角,平直区段, $\theta_p = 0$; 倾斜区段, $\theta_p = \theta$;

θ ——倾斜区段预应力钢筋与构件纵轴线的夹角。

5.4.5 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 σ_{tp} 和主压应力 σ_{cp} ,应按下列公式计算:

$$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx}}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (5.4.5-1)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx}}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (5.4.5-2)$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pe} + \frac{M_{gl} y_n}{I_n} + \frac{(M_s - M_{gl}) y_0}{I_0} \quad (5.4.5-3)$$

$$\tau = \frac{V_{gl} S_n}{b I_n} + \frac{(V_s - V_{gl}) S_0}{b I_0} - \frac{\sum \sigma_{pe} A_p \sin \theta_p \cdot S_n}{b I_n} \quad (5.4.5-4)$$

式中: σ_{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;

τ ——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;当计算截面作用有扭矩时,尚应考虑由扭矩引起的剪应力;

σ_{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,按本指南公式(5.4.3)计算;

M_{gl} 、 V_{gl} ——构件自重引起的弯矩、剪力值;

y_0 、 y_n ——换算截面重心轴、净截面重心轴至计算主应力点的距离;

I_0 、 I_n ——换算截面惯性矩、净截面惯性矩;

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

σ_{pe} ——预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

b ——计算主应力点处构件腹板的宽度;

θ_p ——计算截面上预应力钢筋与构件纵轴线的夹角,平直区段, $\theta_p = 0$;倾斜区段, $\theta_p = \theta$;

θ ——倾斜区段预应力钢筋与构件纵轴线的夹角。

注:公式中的 σ_{cx} 、 σ_{pe} 、 $\frac{M_{el}y_n}{I_n}$ 、 $\frac{(M_s - M_{el})y_0}{I_0}$,当为压应力时以正号代入,当为拉应力时以负号代入。

5.5 挠度验算

5.5.1 横张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用结构力学的方法计算。

5.5.2 横张预应力混凝土受弯构件,按全预应力混凝土或部分预应力混凝土 A 类构件设计时,其刚度可按下列公式计算:

$$B_0 = 0.85 E_c I_0 \quad (5.5.2)$$

计算换算截面惯性矩时,构件截面的换算系数 α_{EP} 和 α_{ES} ,取用预应力钢筋的弹性模量、普通钢筋的弹性模量与混凝土弹性模量的实际比值。

5.5.3 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本指南第 5.5.2 条规定的刚度计算的挠度值,乘以挠度长期增长系数 η_θ 。当采用 C40 ~ C80 混凝土时, $\eta_\theta = 1.5 \sim 1.4$,中间强度等级可适当插入取用。

受弯构件按上述计算的长期挠度值,在消除结构自重产生的长期挠度后不应超过以下规定限值:

梁式桥主梁的最大挠度处 $l/600$

梁式桥主梁的悬臂端 $l_1/300$

此处, l 为受弯构件的计算跨径, l_1 为悬臂长度。

5.5.4 横张预应力混凝土受弯构件在使用阶段由预加力引起的反拱值 f_p ,可用结构力学方法按刚度 $E_c I_0$ 进行计算,并乘以长期增长系数 $\eta_\theta = 1.5$ 。此时,预应力钢筋的预加力应扣除全部预应力损失。

5.5.5 受弯构件的预拱度可按下列规定设置:

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

2 当预加力产生的长期反拱值小于按荷载短期效应组合计算的长期挠度时,应设预拱度,预拱度值按该项荷载的挠度值与预加力长期反拱值之差采用。

注:①汽车荷载频遇值为汽车荷载标准值的 0.7 倍,人群荷载频遇值等于其标准值。

②预拱度的设置应按最大的预拱值沿顺桥向做成平顺的曲线。

5.5.6 受弯构件在施工阶段由构件自重和预加力引起的挠度,可用结构力学方法按刚度 $E_c I_n$ 进行计算。

预应力钢筋当采用如图 5.5.6 所示对称布置时,在施工阶段由预加力引起的反拱值

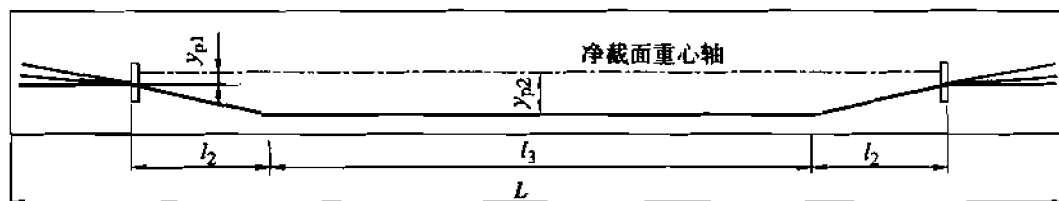


图 5.5.6 预加力引起的反拱值 f_p 计算图

f_p 可按下列公式计算:

$$f_p = \frac{A_1(M_2 + M_1) + A_2(M_2 - M_1) + A_3M_2}{4E_c I_n} \quad (5.5.6-1)$$

$$M_1 = \sigma_{pe} A_p y_{p1} \quad (5.5.6-2)$$

$$M_2 = \sigma_{pe} A_p y_{p2} \quad (5.5.6-3)$$

$$A_1 = (L - l_3 - l_2) l_2 \quad (5.5.6-4)$$

$$A_2 = \frac{l_2^2}{3} \quad (5.5.6-5)$$

$$A_3 = \left(L - \frac{l_3}{2} \right) l_3 \quad (5.5.6-6)$$

式中: M_1 、 M_2 ——定位钢板处、跨中截面处由预加力产生的对净截面重心轴的弯矩;

y_{p1} 、 y_{p2} ——定位钢板处、跨中截面处预应力钢筋合力点至净截面重心轴的距离;

σ_{pe} ——预应力钢筋扣除相应阶段的预应力损失后的有效预应力;

A_p ——预应力钢筋的截面面积;

L ——受弯构件的全长;

I_n ——净截面惯性矩。

6 持久状况和短暂状况构件的应力计算

6.1 持久状况受弯构件应力计算

6.1.1 按持久状况设计的横张预应力混凝土受弯构件,应计算其使用阶段正截面混凝土的法向压应力、预应力钢筋的拉应力和斜截面混凝土的主压应力,并不得超过本节规定的限值。计算时作用(或荷载)取其标准值,汽车荷载应考虑冲击系数。

6.1.2 预应力混凝土构件由预加力产生的混凝土的法向压应力 σ_{pc} 和法向拉应力 σ_{pt} ,应按下列公式计算:

$$\sigma_{pc} \text{ 或 } \sigma_{pt} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \quad (6.1.2)$$

式中: y_n ——构件净截面重心轴至截面计算纤维处的距离;

I_n ——构件净截面惯性矩。

其中 N_p 及其偏心距 e_{pn} 按本指南第 5.4.4 条公式计算。

注:式中正号表示受压,负号表示受拉。

6.1.3 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:

1 混凝土法向压应力 σ_{kc} 和法向拉应力 σ_{kt}

$$\sigma_{kc} \text{ 或 } \sigma_{kt} = \frac{M_{gl}}{I_n} y_n + \frac{M_k - M_{gl}}{I_0} y_0 \quad (6.1.3-1)$$

2 预应力钢筋应力

$$\sigma_p = \alpha_{EP} \sigma_{kt} \quad (6.1.3-2)$$

式中: M_k ——按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值;

M_{gl} ——构件自重弯矩值;

y_0 、 y_n ——构件换算截面重心轴、净截面重心轴至受压区或受拉区计算纤维处的距离。

注:计算预应力钢筋的应力时,公式(6.1.3-2)中的 σ_{kt} 应为最外层钢筋重心处的混凝土拉应力。

6.1.4 使用阶段受弯构件正截面混凝土的压应力和预应力钢筋的拉应力,应符合下列规定:

1 受压区混凝土的最大压应力

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} \leq 0.5f_{ck} \quad (6.1.4-1)$$

2 预应力钢筋的最大拉应力

$$\sigma_{pe} + \sigma_p \leq 0.65f_{pk} \quad (6.1.4-2)$$

式中: σ_{pe} ——预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力。

6.1.5 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 σ_{cp} 和主拉应力 σ_{tp} 应按本指南第 5.4.5 条公式计算,但公式(5.4.5-3)、(5.4.5-4)中的 M_s 和 V_s 应分别以 M_k 和 V_k 代替。此处, M_k 和 V_k 为按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值和剪力值,并应符合下列要求:

混凝土主压应力

$$\sigma_{cp} \leq 0.6f_{ck} \quad (6.1.5-1)$$

根据计算所得的混凝土主拉应力,按下列规定设置箍筋:

在 $\sigma_{tp} \leq 0.5f_{tk}$ 的区段,箍筋可仅按构造要求设置;

在 $\sigma_{tp} > 0.5f_{tk}$ 的区段,箍筋的间距 S_v 可按下列公式计算:

$$S_v = \frac{f_{sk} A_{sv}}{\sigma_{tp} b} \quad (6.1.5-2)$$

式中: f_{sk} ——箍筋的抗拉强度标准值,按本指南第 3.2.2 条采用;

A_{sv} ——同一截面内箍筋的总截面面积;

b ——T 形或 I 形截面的腹板宽度。

注:当按本条计算的箍筋用量少于按斜截面抗剪承载力计算的箍筋用量时,构件箍筋采用后者。

6.2 短暂状况构件的应力计算

6.2.1 桥梁构件按短暂状况设计时,应计算其在制作、运输及安装等施工阶段,由自重、施工荷载等引起的正截面和斜截面的应力,并不应超过本节规定的限值。施工荷载采用标准值,当有组合时不考虑荷载组合系数。

当用吊机(车)行驶于桥梁进行安装时,应对已安装就位的构件进行验算,吊机(车)应乘以 1.15 的荷载系数。但当由吊机(车)产生的效应设计值小于按持久状况承载能力极限状态计算的荷载效应组合设计值时,则可不验算。

6.2.2 当进行构件运输及安装计算时,构件自重应乘以动力系数。动力系数按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)的规定采用。

6.2.3 对构件施加预应力时,混凝土的立方强度应经计算确定,但不宜低于设计混凝土强度等级的 90%。

6.2.4 受弯构件按短暂状况计算时,由预加力和荷载产生的法向应力可参照本指南第

6.1.2 条和第 6.1.3 条的公式进行计算。此时,预应力钢筋应力应扣除相应阶段的预应力损失,荷载采用施工荷载,截面性质根据具体情况按本指南第 6.1.3 条的规定采用。

6.2.5 受弯构件在预加力和构件自重等施工荷载作用下,截面边缘混凝土的法向应力应符合下列规定:

1 压应力

$$\sigma_{cc}^I \leq 0.7f_{ck} \quad (6.2.5)$$

2 拉应力

- 1) 当 $\sigma_{ct}^I \leq 0.7f_{tk}$ 时,预拉区应配置配筋率不小于 0.2% 的纵向钢筋;
- 2) 当 $\sigma_{ct}^I = 1.15f_{tk}$ 时,预拉区应配置配筋率不小于 0.4% 的纵向钢筋;
- 3) 当 $0.7f_{tk} < \sigma_{ct}^I < 1.15f_{tk}$ 时,预拉区应配置的纵向钢筋配筋率按以上两者直线内插取用。

上述配筋率为 A'_s/A , A 为构件毛截面面积, A'_s 为在预拉区配置的纵向钢筋截面积。
 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;
 f_{ck}, f_{tk} ——与制作、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,可按本指南表 3.1.2 直线插入取用。

预拉区的纵向钢筋宜采用带肋钢筋,其直径不宜大于 14mm,沿预拉区的外边缘均匀布置。

注:预拉区系指预加应力时形成的拉应力区。

7 构造要求

7.1 总体构造

7.1.1 总体构造

横张预应力混凝土 T 形梁的一般构造如图 7.1.1。张拉前预应力束为图中虚线所示的位置,其中段位于梁体腹板两侧,与梁体完全分离,两端埋入加厚的腹板混凝土中作粘结锚固区段,待梁体混凝土达到规定强度时,以梁底为反力承压面,向下张拉预应力束至预留明槽内并达到设计值,再浇筑二期混凝土(加劲隔板和预留明槽混凝土),使预应力钢筋与梁体联结为整体。

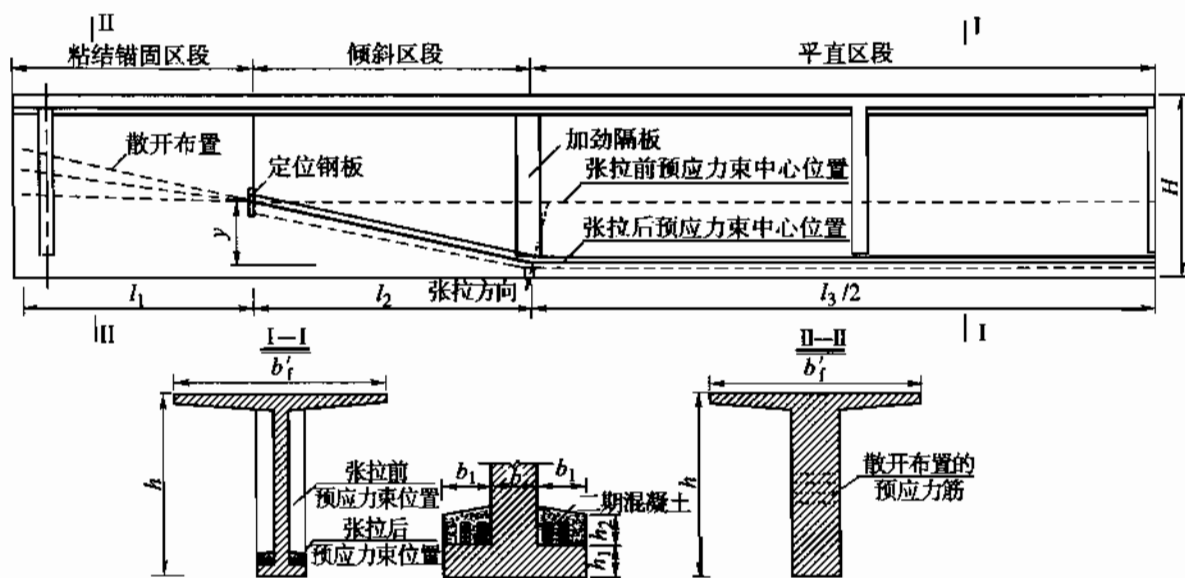


图 7.1.1 横张预应力混凝土梁总体构造

7.2 主梁一般构造

7.2.1 横张预应力混凝土受弯构件可采用薄腹 T 形梁、厚腹 T 形梁、薄腹箱形梁、厚腹箱形梁及整体式空心板。

7.2.2 T 形梁横截面构造

1 横张预应力混凝土 T 形截面梁可分为图 7.2.2 所示的薄腹 T 形梁和厚腹 T 形梁

两种,当梁高小于 1000mm 时可采用厚腹 T 形梁,梁高较大时宜采用薄腹 T 形梁。

2 薄腹 T 形梁下马蹄预留明槽可采用如 7.2.2a) 所示,下马蹄单侧外伸宽度 b_1 和后浇混凝土高度 h_2 应能满足预应力束布置要求(参见 7.3.2 条第 3 款);先浇混凝土梁体下翼缘高度 h_1 考虑竖向张拉时承受反力的需要,一般宜满足 $b_1/h_1 \leq 1.3$ 。

3 厚腹 T 形截面梁的预留明槽设于梁腹中(图 7.2.2.b)),先浇梁体的单侧腹板厚度 b 不宜小于 100mm 和腹板净高的 1/12,明槽宽 b_1 应能满足预应力束布置要求(参见 7.3.2 条第 3 款),先浇底板厚度 h_1 应考虑竖向张拉时承受反力的需要,一般宜满足 $b_1/h_1 \leq 2.6$ 。

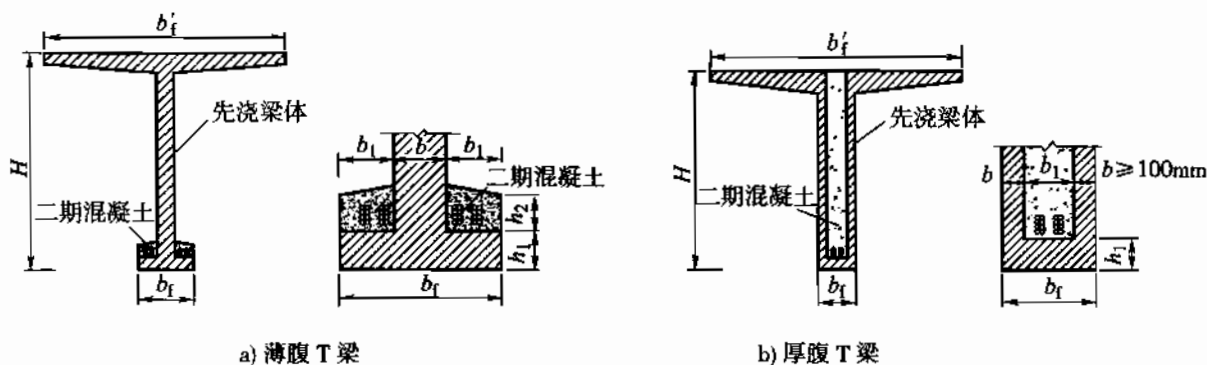


图 7.2.2 T 形梁截面构造

7.2.3 箱形梁横截面构造

1 横张预应力混凝土箱形梁可采用图 7.2.3 所示的 a)、b)、c) 三种类型。a) 类为薄腹箱形截面,适合于梁高较大的情况;b) 类为厚腹箱形截面,适合于梁高为 1200mm 以内的情况;c) 类为整体现浇的空心板截面,适合于梁高在 900mm 以内的情况。

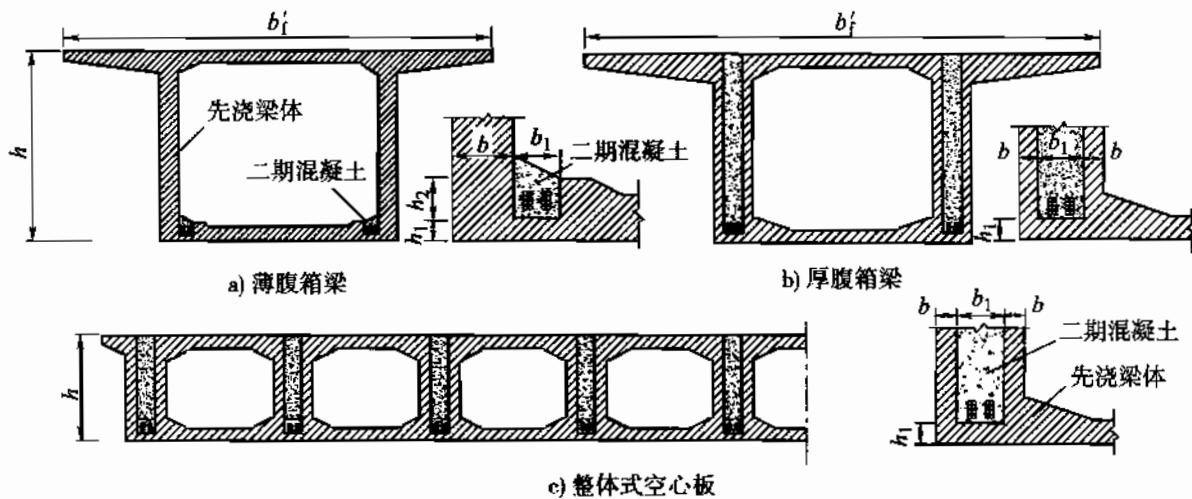


图 7.2.3 箱形梁横截面构造

2 明槽宽 b_1 和后浇混凝土高度 h_2 应能满足预应力束布置要求(参见 7.3.2 条第 3 款),先浇底板厚度 h_1 应考虑竖向张拉时承受反力的需求,一般宜满足 $b_1/h_1 \leq 2.6$ 。预留明槽设于梁腹中(图 7.2.3.b)、c))时,先浇梁体的单片腹板厚 b 不宜小于 100mm 和腹板净高的 1/12。

3 在二次浇筑混凝土时,整体现浇的空心板、厚腹箱形梁均为满明槽灌注混凝土(图 7.2.3 b))。

7.2.4 立面构造(图 7.2.4)

1 根据预应力束的构造特征,横张预应力混凝土受弯构件沿梁轴向可分为如图 7.2.4 所示的粘结锚固区段、倾斜区段及平直区段。

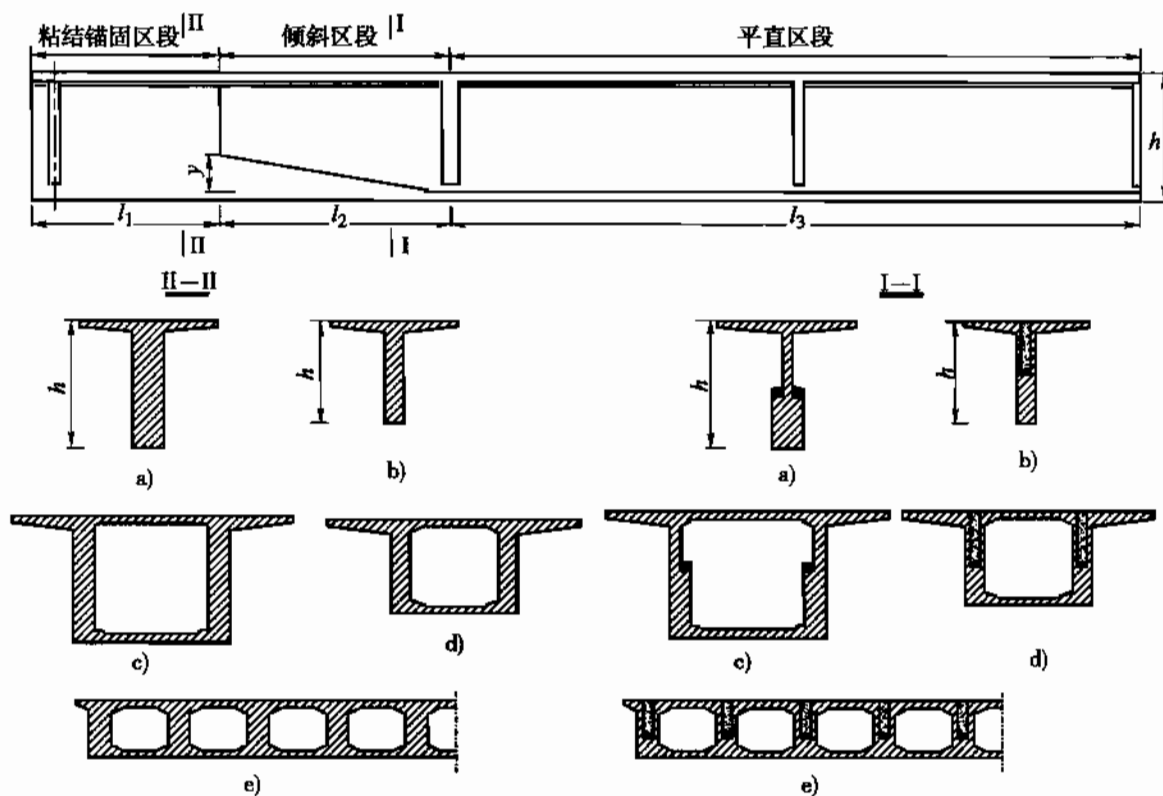


图 7.2.4 主梁立面构造

2 粘结锚固区段的长度不应小于 $120d + 30\text{mm}$, d 为单根钢绞线的公称直径。

3 倾斜区段的预留明槽底板为变高度,该区段长度和高度的变化应能满足横张后预应力束张拉伸长的需要,其倾斜度宜取为 $y/l_2 = 1/4.5 \sim 1/6$ 。平直区段可采用等截面。

4 在倾斜区段与平直区段的交界处预留明槽的底板中设置张拉预留孔(图 7.2.5),张拉预留孔根据张拉杆的尺寸及构造确定,预留孔沿构件轴向的尺寸一般取为 $3D$,预留孔沿构件横向的尺寸一般取为 $1.5D$, D 为张拉杆的直径。

7.2.5 横隔板构造

1 薄腹 T 形梁和薄腹箱形梁在横张后预应力束的转向处必须设置一道锁定预应力束位置的后浇加劲横隔板。加劲横隔板的厚度 b_2 不宜小于预留明槽宽度 b_1 的 2 倍,其上端应直抵上翼板。

2 各类截面梁的加劲横隔板构造参见图 7.2.5。

3 其余横隔板的构造及尺寸与常规梁相同,但为适应张拉时预应力束下行的需要,

与此相关的横隔板部分宜采用后浇混凝土。

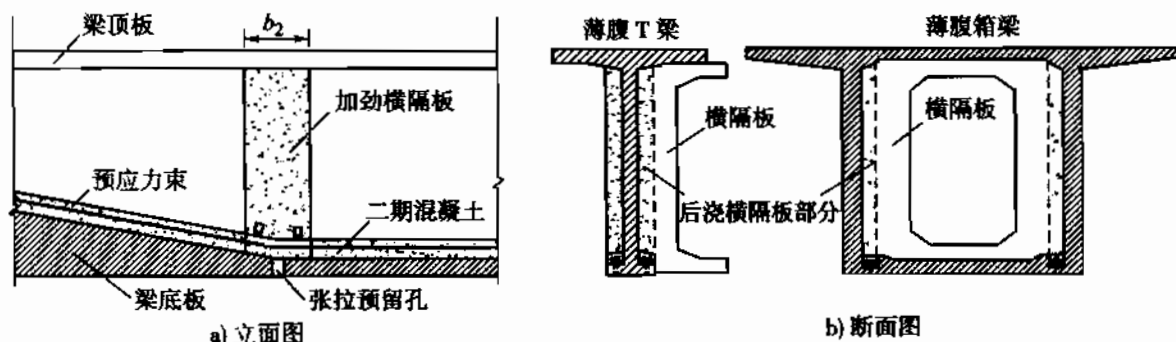


图 7.2.5 加劲横隔板构造

4 T形梁桥横隔板的间距一般不大于 5m, 箱形梁构件中除必须设置加劲横隔板外, 其余可根据具体情况减少横隔板数量, 或将横隔板直接设计为肋板。

7.3 预应力束构造

7.3.1 横张预应力混凝土受弯构件中预应力束的布置通常如图 7.3.1 所示。

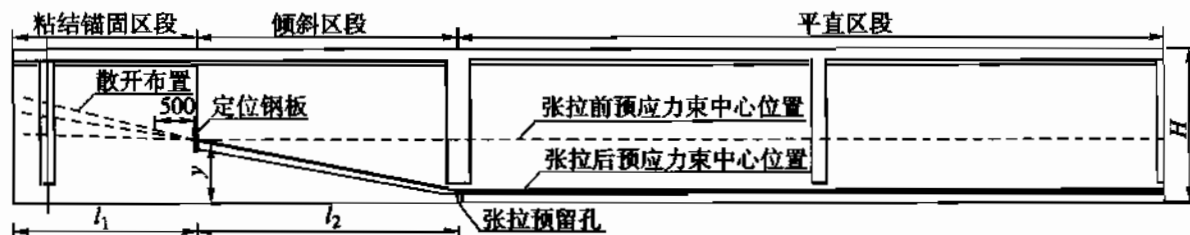


图 7.3.1 预应力束的立面布置图(尺寸单位:mm)

7.3.2 粘结锚固区段预应力束构造

1 预应力钢筋在梁端的粘结锚固长度应满足 $l_a \geq 120d$, d 为单根钢绞线的公称直径。

2 预应力钢筋应沿竖向分散布置, 在距定位钢板 500mm 以外, 各根钢绞线间的净距不小于 30mm。

3 在粘结锚固区段与倾斜区段的交界处应设置定位钢板; 定位钢板厚度可取为 10~30mm, 钢绞线数量多者取大值, 数量少者取小值; 其上的每一个孔对应穿过一根钢绞线, 相邻孔的净距不宜小于 25mm; 倾斜区段侧孔口应设倒角(图 7.3.2)。

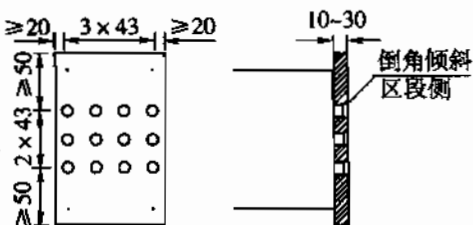


图 7.3.2 定位钢板构造图(尺寸单位:mm)

7.3.3 平直区段预应力筋构造

1 预应力钢筋可通过约束件使其成束布置, 每两竖列为一束, 如图 7.3.3a) 所示, 每

列叠高不宜超过 4 层钢绞线。

2 相邻预应力束的净距不宜小于 40mm, 预应力束至侧面混凝土的净距不宜小于 25mm, 至底面混凝土的净距一般为 20~30mm, 不得小于 10mm; 预应力钢筋上方的混凝土净保护层厚度不宜小于 50mm。

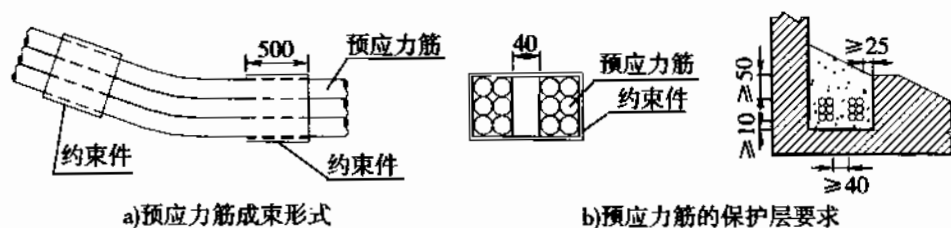


图 7.3.3 预应力筋成束形式和保护层要求(尺寸单位:mm)

7.3.4 倾斜区段预应力钢筋构造

倾斜区段预应力钢筋由定位钢板穿出后逐渐合拢至转向点前 500mm 处成束布置(如图 7.3.4), 成束形式如图 7.3.3a)所示。

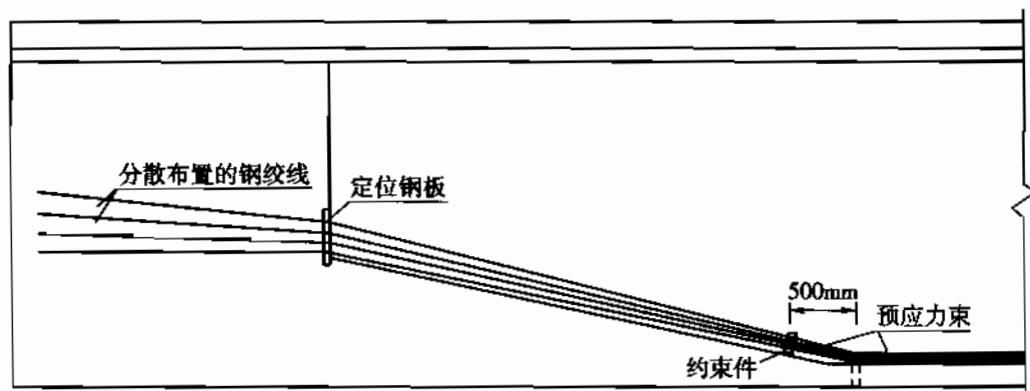


图 7.3.4 倾斜区段预应力钢筋布置

7.4 普通钢筋构造

7.4.1 在横张预应力混凝土受弯构件中, 普通纵筋的配筋率不宜小于 0.3%。

7.4.2 在粘结锚固区段和倾斜区段, 应设置足够普通钢筋以满足抗弯和抗剪强度要求。

7.4.3 在粘结锚固区段, 应在预应力筋外侧各设置 1 层以上的局部加强钢筋网如图 7.4.3, 钢筋直径可用 $\phi 8 \sim \phi 12$, 网眼尺寸可取为 $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ 左右。预应力钢筋数量较多时, 应采用大直径的多层钢筋网片作局部加强。

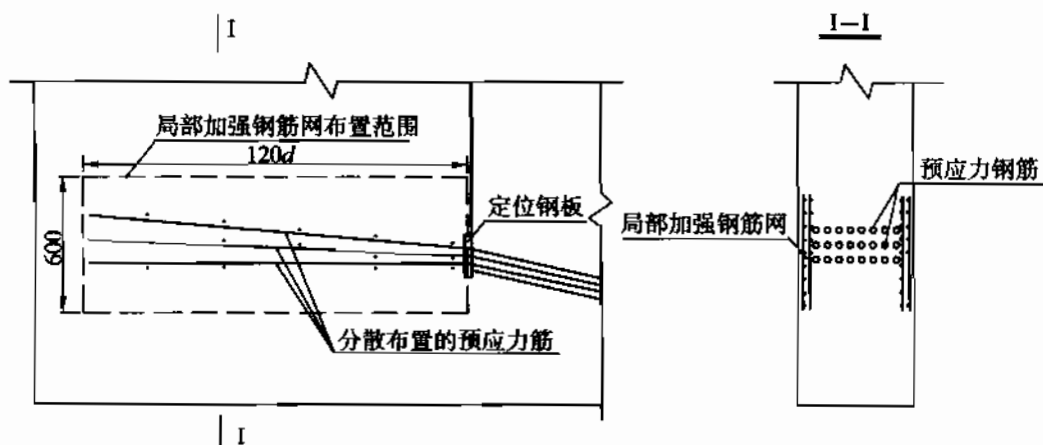


图 7.4.3 粘结锚固区段局部加强钢筋构造

7.4.4 在主梁底板张拉预留孔周围 600mm 范围内应设置不少于 1 层的局部加强钢筋网如图 7.4.4,宜采用 $\phi 8$ 钢筋,网眼尺寸不大于 $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ 。

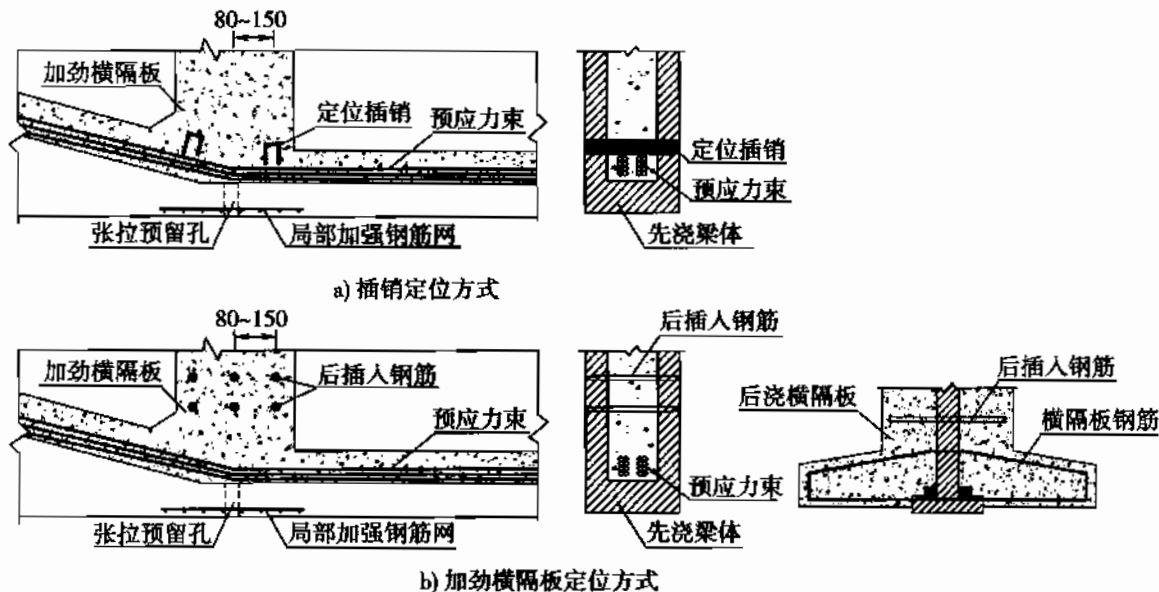


图 7.4.4 张拉孔处及加劲横隔板的加强钢筋构造(尺寸单位:mm)

7.4.5 在预应力筋张拉后,可采用插销定位方式(图 7.4.4a)和后浇加劲横隔板定位方式(图 7.4.4b)。当采用插销定位方式时,钢插销应满足其抗弯抗剪的强度要求;当采用后浇加劲横隔板定位方式时,在每个加劲横隔板中应设置直径不小于 16mm 数量不少于 4 根的后穿横向钢筋。

7.4.6 在薄腹 T 形梁的下马蹄的后浇混凝土中,宜将下翼缘钢筋回弯形成封闭的下马蹄箍筋(图 7.4.6)。

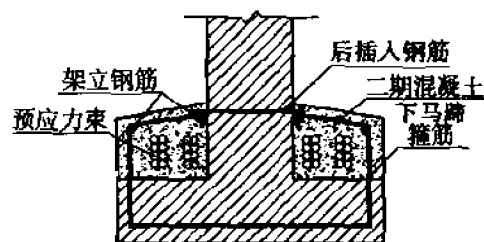


图 7.4.6 T形梁的下马蹄钢筋构造

7.5 有关耐久性的要求

7.5.1 粘结锚固区段混凝土应采取切实可行的措施确保混凝土的密实性。

7.5.2 后浇明槽混凝土宜采用和易性好,且较梁体混凝土强度等级高半级的小石子混凝土,必要时可采用环氧混凝土、微膨胀混凝土等特种混凝土,并加强振捣,确保其密实性。

7.5.3 在第二次浇注混凝土后,应用环氧砂浆或不小于 M7.5 的水泥砂浆对张拉预留孔、插销孔和后穿横向钢筋孔进行封闭处理。

8 施工技术要求

8.1 一般规定

8.1.1 横张预应力混凝土施工除本章单列条文外,均按现行《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2000)执行。

8.1.2 可采用常规张拉设备,其传力部件应进行专门设计,并满足预应力张拉设备的安全储备及操作规程。

8.1.3 张拉杆的安全系数不宜小于 2.5,钢插销的安全系数不应小于 1.5。

8.2 制作工艺

8.2.1 横张预应力混凝土构件的一般制作工艺流程如图 8.2.1,必要时可根据具体情况酌情调整或修改其工艺流程。整体式空心板的施工方法参照厚腹箱形梁的施工方法。

8.2.2 预应力束的制备与安装

- 1 预应力钢筋应按设计长度下料,宜用切割机切割,切割后钢绞线不得散开。
- 2 依据定位钢板的设计距离,对每根钢绞线做标记,并采取措施保证就位后钢绞线的顺直度。
- 3 位于平直区段的预应力钢筋应成束布置,其构造见图 7.3.3。
- 4 预应力束两端分散固定在粘结锚固区段内普通钢筋骨架上,其构造见图 7.4.3。

8.2.3 预留明槽的制作

1 空心板、厚腹箱形梁及厚腹 T 形梁的明槽位于腹板内,可先安装预留明槽区段的明槽模板及侧模,浇筑明槽区段混凝土后拆除明槽模板,安装预应力钢绞线(端部分散固定,中部成束定位),浇筑粘结锚固区段混凝土。

2 薄腹 T 形梁及薄腹箱形梁的矮明槽位于腹板外,全梁模板可一次性安装,预留明槽区段的预应力束位于该区段模板外侧,一次性浇注主梁混凝土后,拆除全梁模板。

8.2.4 预应力束的横向张拉

1 预应力束的横向张拉方法及常用张拉设备如图 8.2.4a),张拉杆上端与预应力束横向连接,下端穿过梁底预留张拉孔和楔形垫板后安装千斤顶,以梁底为反力承压面通过张拉杆下拉预应力束至设计值。

2 张拉杆可选用图 8.2.4 b)所示的刚性张拉杆(通常采用精轧螺纹钢筋),上端应有允许张拉杆略微转动的凸、凹形垫板装置,当预应力束被张拉至设计值后,插入钢插销固定预应力束,然后卸除全套张拉设备。

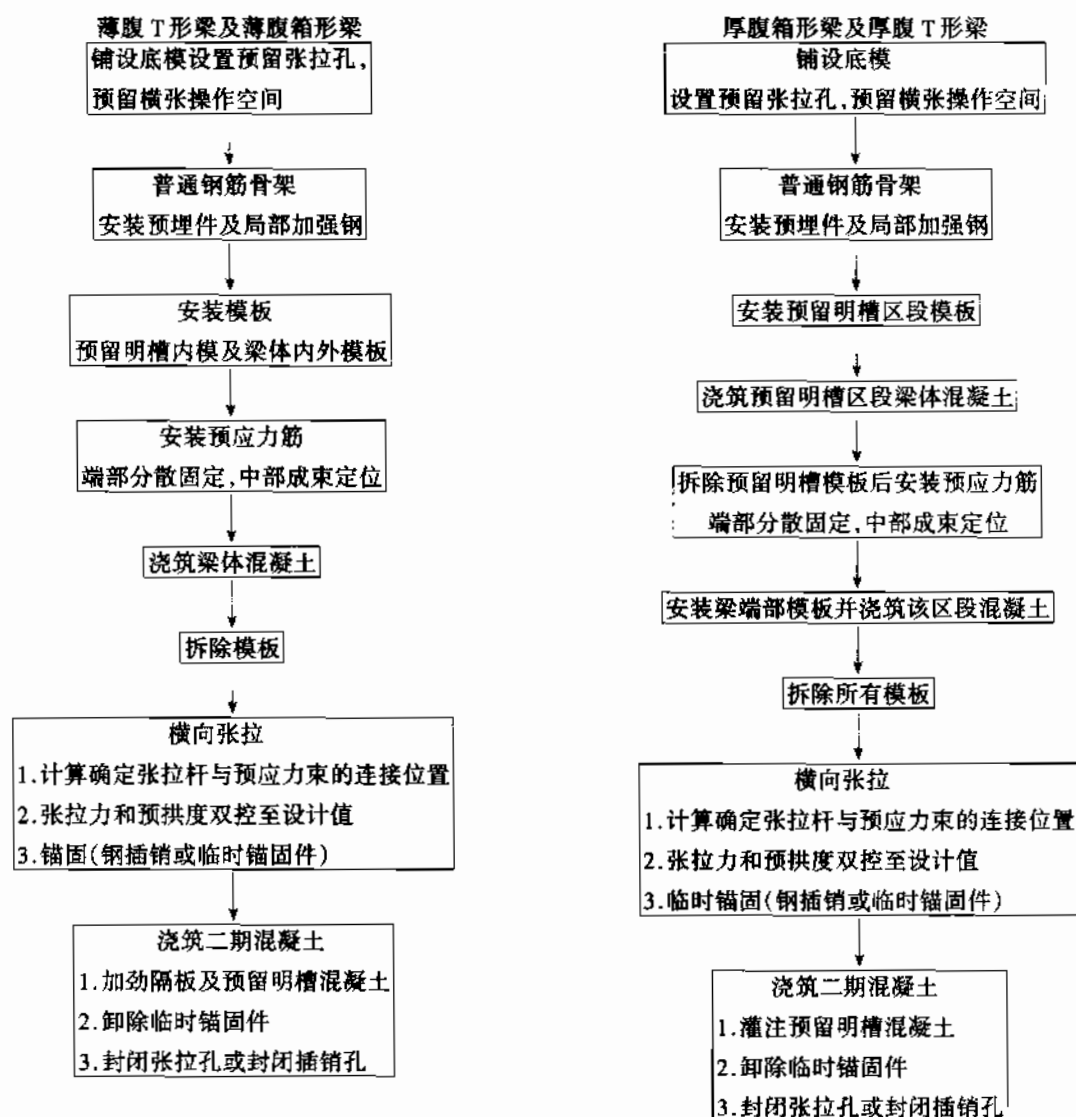


图 8.2.1 工艺流程图

3 张拉杆也可选用图 8.2.4b)所示的柔性张拉杆(通常采用钢绞线),上端采用 P 形锚通过承压板和钢垫片与预应力束横向连接,下端穿过梁底预留张拉孔、楔形垫板和临时锚固件后再安装千斤顶,当预应力束张拉至设计值,利用临时锚固件固定预应力束后卸除千斤顶(或用钢插销直接锁定预应力筋),待后浇筑劲隔板及明槽混凝土达到设计强度,再卸除临时锚固件并割掉伸出梁体外的柔性张拉杆。

4 张拉杆与预应力筋的连接点位置(或张拉杆倾斜度)应根据计算确定,计算原则为使张拉后张拉杆两侧预应力筋(倾斜段和平直段)的伸长应变相等,如图 8.2.4c)所示, x

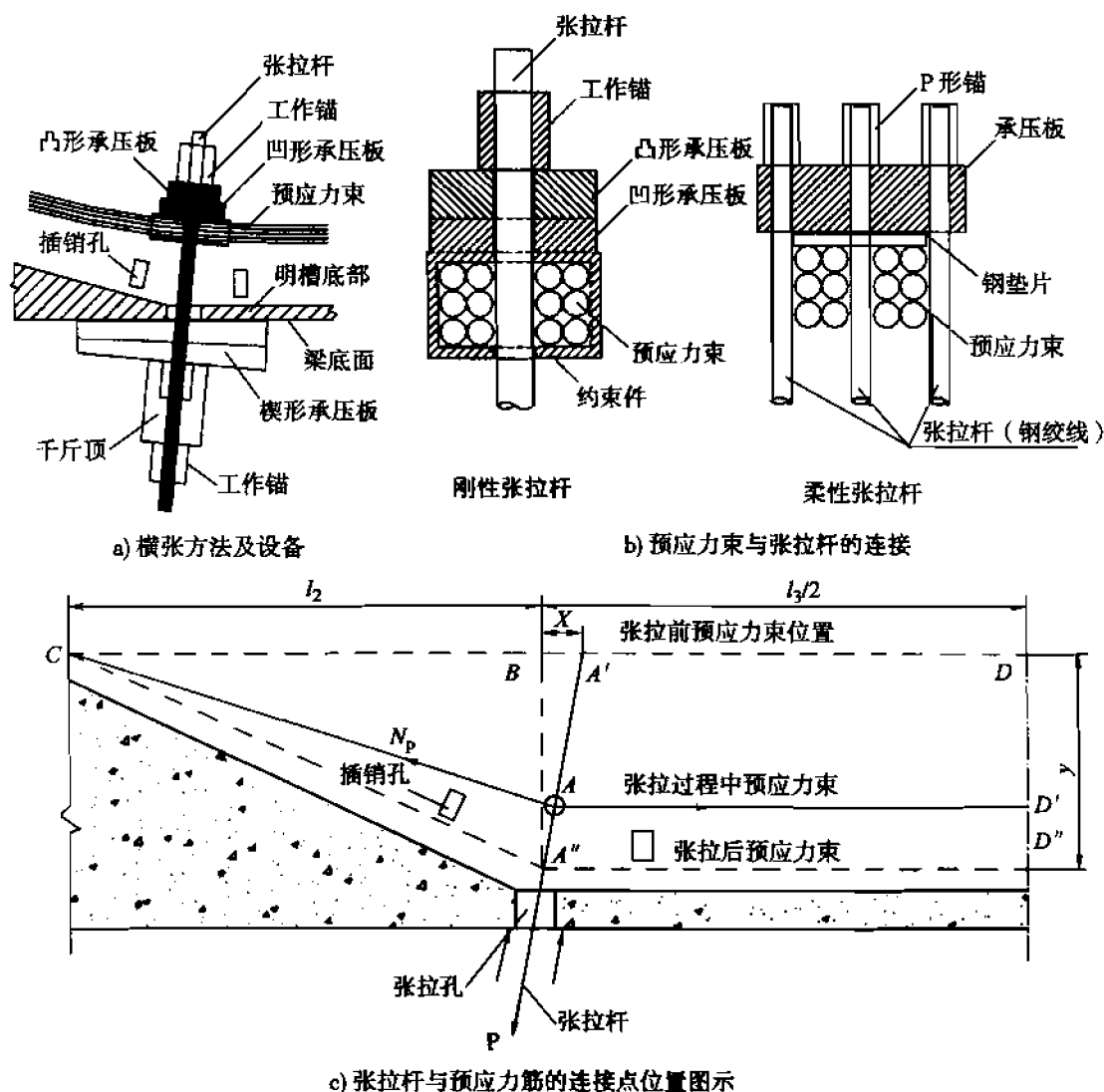


图 8.2.4 预应力束的横向张拉

应满足下式：

$$x = \frac{\sqrt{l_2^2 + y^2} - l_2}{l_3 + 2\sqrt{l_2^2 + y^2}} \cdot l_3 \quad (8.2.4)$$

5 实施张拉时,以张拉力为控制指标,同时以梁的实测上拱度进行校核。当张拉力达到控制张拉力(应考虑张拉杆与张拉预留孔间的摩擦影响)时,梁的实测上拱度与理论上拱度之差应控制在 $\pm 10\%$ 以内。

8.3 工程质量控制

8.3.1 横张预应力混凝土构件的施工精度要求总体上同常规预应力混凝土构件,除满足现行规范的质量检查条文外,尚应满足本节规定。

8.3.2 张拉预留孔中心位置沿构件轴向的允许误差为 5mm,沿构件横向允许误差为 2mm。

8.3.3 定位钢板沿构件轴向的安装误差不大于 10mm,沿构件横向的安装误差不大于 3mm。

8.3.4 预应力筋下料后,应准确标定其自由长度 l_0 (两定位钢板之间的距离),并在该长度的两端点作上清楚的标记,质检人员应随时抽检该长度。

8.3.5 穿入预应力钢绞线并调整到位后,复核钢绞线标记点与定位钢板的相应孔眼的对齐偏差,并控制在 2mm 内。

8.3.6 预应力筋弹性模量稳定性的要求。当无可靠钢绞线的弹性模量数据时,应实测其弹性模量值,若其与设计值偏离较大,则钢绞线的安装位置应随之调整。

8.4 其他

8.4.1 加强钢绞线在吊运、存放和上架过程中的保护和管理,以免锈蚀和弯折。

8.4.2 在预应力束安装后,浇筑槽口混凝土之前,应采取措施避免钢绞线受雨水锈蚀。

8.4.3 在施工过程中,应避免钢绞线遭受损伤,并应避免电焊火花直接落在钢绞线上。

8.4.4 对钢绞线的定位钢板、张拉预留孔的位置应反复检查,力求准确。

8.4.5 张拉前应严格检查张拉设备及传力部件的可靠性,以确保安全无误。

8.4.6 拆卸槽口模板时,应尽量减小对端部钢绞线的振动,以保证锚固区混凝土的粘结性能。

8.4.7 应定期对横张设备及传力部件采用有效的检测手段进行无损检验,平时亦应随时目测其可靠程度,适时更换部件。

附件

横张预应力混凝土桥梁设计施工指南

条 文 说 明

1 总则

1.0.1 横张预应力混凝土由重庆交通学院和重庆高速公路建设有限责任公司等四家单位率先提出并研制成功,其特点有三(参见图 7.1.1):一是改传统的预留孔道为预留明槽(节省了波纹管、定位钢筋和灌浆水泥及相应的工序);二是改传统的专用锚具锚固为粘结力自锚(节省了锚具、锚下局部加强钢筋及预应力筋束的张拉操作长度);三是改传统的沿力筋纵向张拉为沿垂直于力筋的横向张拉(所需横张力仅为常规纵张力的 $1/5 \sim 1/7$ 即可达到同等的预应力效果,减小了预应力损失,提高了张拉效率和张拉操作的安全度)。可见横张预应力混凝土技术兼有先张法与后张法、有粘结与无粘结、体内束与体外束预应力技术的主要优点。在适用范围内,能简化工艺、节省材料、提高工效。

横张预应力混凝土课题组已完成了 30m 跨径横张预应力混凝土足尺梁的重复加载和破坏试验,完成了 3 片横张预应力混凝土梁和 1 片与之对比的常规预应力混凝土梁的疲劳试验,完成了 10 片横张预应力混凝土梁的抗弯和抗剪破坏试验,验证了其力学性能,补充和完善了其设计方法和构造措施,迄今已在渝长高速公路红槽房大桥等七座桥梁中成功应用,并对第一个试点工程红槽房大桥开展了长期性能监测,近四年的监测数据表明桥梁工作正常。

1.0.2 现有横张预应力混凝土技术已在 30m 跨径简支 T 形梁桥、20m 跨径空心板桥、21m + 35m + 21m 跨径连续箱梁桥、16m 跨径预应力混凝土箱形梁拓宽加固改造钢筋混凝土 T 形梁桥中成功应用。迄今为止,横张预应力混凝土技术在 30m 跨径内简支直线构件桥梁中的应用较成熟。

2 术语及符号

2.1.1 考虑使一般读者易于理解和接受,给出了这一较通俗的定义,本指南所指横张预应力混凝土严格的定义应包含本条文说明 1.0.1 所述的三个特点。

第 2 章其余条文说明参见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的相关条款。

3 材料

3.1 已有横张预应力混凝土桥梁的工程实践中,主梁所用混凝土标号为 C40 ~ C60,尚无更高混凝土标号的使用经验,故本指南暂限于 C40 ~ C60。

3.2 预应力混凝土构件中的预应力钢筋采用高强度低松弛钢绞线是一个总趋势,横张预应力混凝土中沿与钢束垂直方向张拉,采用钢绞线时,当转折处钢束的圆弧半径大于钢绞线绞捻半径的 2 倍时,分析表明钢绞线的各钢丝轴向受拉,故规定预应力钢筋限于钢绞线。

4 持久状况承载力极限状态计算

4.1.1~4.1.4 这四条均参照《公路工程可靠度设计统一标准》和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》采用“概率极限状态设计法”所作的相关规定。

4.2.1 按三种区段分别取用不同的应力计算值,粘结锚固区段不考虑预应力钢筋的作用,故取 $\sigma_p = 0$;倾斜区段计入预应力钢筋弯起后力臂和应力值变化的影响,参照《混凝土结构设计规范》第 7.1.5 条给出了公式(4.2.1-2);对倾斜区段,当 $h_{op} < \frac{h}{3}$ 时,即预应力钢筋弯起后已接近中性轴,从偏于安全考虑,不再计入预应力钢筋的作用,故取 $\sigma_p = 0$;平直区段当满足本指南的构造条文时,其正截面承载力与常规预应力混凝土构件无异,即破坏时预应力钢筋能够达到其抗拉强度设计值。

横张预应力混凝土较常规预应力混凝土的主要区别是预应力工艺的改变。根据我们所做试验研究结果,当设计满足本指南所列构造要求条文时,其正截面和斜截面的极限承载力与常规预应力混凝土构件无异。故极限承载力基本沿用了《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的相关条款。

4.2.2 根据横张预应力混凝土梁内预应力筋的布置特点,斜截面抗剪承载力的验算分三个区段,如图 4.1.5 所示。

按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》第 5.2.7 条公式(5.2.7-2)的规定,计算公式中的系数“ $0.45\alpha_1\alpha_2\alpha_3$ ”取值如下:

1 粘结锚固区段:此区段不考虑预应力的作用,按普通钢筋混凝土受弯构件计算(不计入局部加强钢筋网和预应力钢筋的有利作用): $\alpha_1 = 1.0, \alpha_2 = 1.0, \alpha_3 = 1.1$,则

$$0.45\alpha_1\alpha_2\alpha_3 = 0.45 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.1 = 0.495;$$

2 预应力筋斜置区段:按配有预应力弯起钢筋的预应力混凝土受弯构件计算: $\alpha_1 = 1.0, \alpha_2 = 1.25, \alpha_3 = 1.1$,则 $0.45\alpha_1\alpha_2\alpha_3 = 0.45 \times 1.0 \times 1.25 \times 1.1 = 0.6188 \approx 0.62$;

3 直线配筋区段:按无预应力弯起钢筋的预应力混凝土受弯构件计算,同 2,有 $0.45\alpha_1\alpha_2\alpha_3 = 0.45 \times 1.0 \times 1.25 \times 1.1 = 0.6188 \approx 0.62$ 。

4.2.3~4.2.5 这三条直接采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定。

5 持久状况正常使用极限状态计算

5.1.1 规定横张预应力混凝土构件宜按全预应力混凝土或部分预应力混凝土 A 类构件设计的原因有二:其一是横张预应力混凝土构件中预应力损失小,再考虑其三区段的构造特点,即使采用全预应力混凝土或部分预应力混凝土 A 类构件,各截面也不至存在明显过剩的预应力。换言之,其预应力分布可较常规预应力混凝土构件更为合理。其二是在已有七座桥梁的工程实践中,均按全预应力混凝土或部分预应力混凝土 A 类构件设计,使用效果较好,尚无按部分预应力混凝土 B 类构件设计的经验。

5.1.2 该规定源于两方面考虑,其一是横向张拉与纵向张拉对钢绞线的受力特性不同,有资料表明,横向张拉时钢绞线的应力不宜大于 0.6 倍标准强度;其二横张预应力混凝土构件中预应力损失小,在相同预应力筋数量条件下,即使采用不大于 0.6 倍钢绞线标准强度为张拉控制应力,亦可得到大致相同的有效预应力。已有试验和工程实践均采用了此规定,钢绞线在此条件下具有足够的安全储备。

5.1.3 在保证后浇混凝土质量的条件下,试验表明后浇预留明槽混凝土能够参与主梁受力,在使用阶段应计入该部分作用。

5.2.1 根据力筋在张拉前后长度的变化计算其伸长量,从而得到其张拉控制应力 σ_{con} 的计算公式。

如图 5.2.1,横向张拉前,力筋位于初始直线位置,计入预应力钢筋架设后的实际长

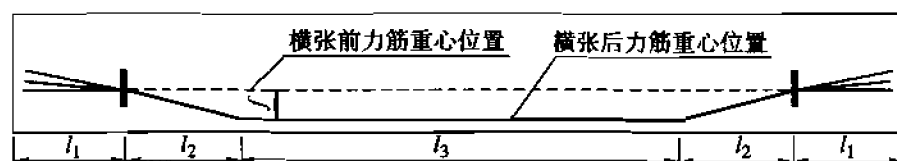


图 5.2.1 横向张拉前后力筋的位置

度与理想直线长度之差 ω , 则两定位钢板间的长度为:

$$l_0 = 2l_2 + l_3 + \omega \quad (5-1)$$

依据已有工程的实践资料, ω 值可参考下表取用。

跨径(m)	15	20	25	30	35
ω (mm)	5	10	15	20	25

横张定位后,力筋变为折线位置,其折线总长为:

$$l_p = l_3 + 2\sqrt{l_2^2 + f^2} \quad (5-2)$$

则力筋经横张后的总伸长量为 $(l_p - l_0)$ (暂不考虑混凝土弹性压缩的影响),于是力筋经横张后产生的应力 σ_{pl} (或总拉力 N_{pl})为:

$$\sigma_{pl} = E_p \cdot (l_p - l_0)/l_0 \text{ 或 } N_{pl} = E_p \cdot (l_p - l_0)/l_0 \cdot A_p \quad (5-3)$$

按此计算,力筋重心处混凝土获得的预压应力 σ_{pc} 为:

$$\sigma_{pc} = N_{pl}(1/A_n + e_{pn}^2/I_n) - M_{gl}e_{pn}/I_n \quad (5-4)$$

计入混凝土的弹性压缩,按式(6.2.1-3)计算的力筋应力尚应扣除由此引起的减小部分,方为力筋的控制应力 σ_{con} ,即:

$$\sigma_{con} = \sigma_{pl} - \alpha_{EP}\sigma_{pc} \text{ 或 } N_{con} = (\sigma_{pl} - \alpha_{EP}\sigma_{pc})A_p \quad (5-5)$$

5.2.2 参见 8.2.4 第 4 条,当张拉杆与预应力筋的连接点位置(或张拉杆倾斜度)按(8.2.4)式确定时,张拉后张拉杆两侧预应力筋(倾斜段和平直段)的拉力 N_p 相等(图 5.2.2),由理论上的三力平衡得到(5.2.2)式。

5.3.1 本指南的预应力损失的符号及意义与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》保持一致,但仅列出横张预应力混凝土中发生的预应力损失项。

对于横张预应力混凝土梁,因其无需留孔穿束和常规预应力筋的端部锚固,从而避免了由管道摩阻和端部锚具变形所引起的预应力损失。在已有工程实践中,横张预应力混凝土梁均采用一次张拉,故无分批张拉引起的预应力损失。若工程实践中采用分批张拉时,则应计入该项损失。

预应力损失共计四种:张拉杆与张拉预留孔间的摩擦损失 σ_{11} 、预应力筋的锚固定位损失 σ_{12} 、预应力筋的松弛损失 σ_{15} 、混凝土的收缩和徐变损失 σ_{16} 。其中张拉杆与张拉预留孔间的摩擦损失 σ_{11} 量值小,已有工程实践表明当张拉力为 400kN 时,其中摩擦力约为 5~15kN,必要时其值可通过试验确定。后两种损失 σ_{15} 和 σ_{16} 可参照常规预应力混凝土梁计算。而力筋的锚固定位损失 σ_{12} 则可根据力筋的变位计算。

5.3.2 采用临时锚固体体系定位时,只需计入构件底面的工作锚的变形值。因其他部位的工作锚及垫板的压缩变形在张拉过程中已经发生,不引起预应力损失。

5.3.3 因横张预应力混凝土构件中的预应力钢筋 $\sigma_{con} \leq 0.6f_{pk}$,根据生产厂家提供的松弛率,此时低松弛钢绞线的松弛率很小,无特别需要时可忽略不计。

5.3.5 根据横张预应力混凝土的具体情况,按实施时各项预应力损失发生的时间顺序作此规定。

5.4.1~5.5.5 对比试验表明,横张预应力混凝土受弯构件与常规预应力混凝土受弯

构件在开裂前的力学行为无异,故极限承载力直接采用了《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的相关条款。

5.5.6 横张预应力混凝土构件施工阶段的变形是张拉控制指标, $f_y = - \int_0^l \frac{M_y \cdot \bar{M}_y}{E_c I_0} dx$,
公式(5.5.6-1)~(5.5.6-6)由结构力学图乘法推导而得。

6 持久状况和短暂状况构件的应力计算

6.1.4 使用阶段受弯构件预应力钢筋的最大拉应力规定为 $\sigma_{pe} + \sigma_p \leq 0.65f_{pk}$, 而 5.1.2 条中又规定了 $\sigma_{con} \leq 0.6f_{pk}$, 是因为横张预应力混凝土梁中预应力损失较小, 有效预应力相对较大, 如简支梁的跨中区段在全部使用荷载下预应力钢筋的拉应力水平可能超过 $0.6f_{pk}$, 而该区段预应力钢筋工作状况与常规预应力混凝土中预应力钢筋无异, 故作此规定。

7 构造要求

7.1.1 本条旨在以横张预应力混凝土简支 T 形梁为例,说明横张预应力混凝土梁的总体构造及主要施工方法。

7.2.1 薄腹 T 形梁、厚腹 T 形梁、薄腹箱形梁、厚腹箱形梁及整体式空心板均已在横张预应力混凝土实际桥梁中采用。

7.2.2 厚腹 T 形梁为在先浇混凝土梁腹板中预留明槽,待预应力张拉完成后,再第二次浇筑满明槽灌注混凝土。第 1 条当梁高较大时,若仍用于厚腹 T 梁,则预留明槽高而狭窄,施工极为不便;当梁高较小时宜采用厚腹 T 梁,待张拉后可满明槽浇注混凝土,施工较方便。第 2、3 条为经验尺寸,允许有突破,但应作可行性论证。

7.2.3 说明同 7.2.2

7.2.4 立面构造

2 原《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对钢绞线(1550MPa)的锚固长度取为 100d 的基础上,依据对钢绞线(1860MPa)拔除试验数据的分析,取最小粘结锚固长度为 120d,30mm 为钢绞线至端部的净保护层厚。值得说明的是,此处的锚固长度实际仅为满足钢绞线张拉的需要,实际构件不可能发生在此处的拔除破坏,实践证明如此确定的最小粘结锚固长度具有足够的安全储备。

3 横张后预应力钢绞线束的倾斜度宜取为 $y/l_2 = 1/4.5 \sim 1/6$ 。该值是通过多次试算比较后得到,其上限是考虑按此倾斜度与平直区段转折处钢绞线自然形成圆弧半径不小于 2 倍钢绞线单丝的绞捻半径,以此保证钢丝为轴向受拉;下限是为获得足够的伸长量所需要的(参见本指南第 5.2.1 条)。已有工程的实践中多取为 1/5 左右。

4 “预留孔沿构件轴向的尺寸一般取为 $3D$,沿构件横向的尺寸一般取为 $1.5D$ ”是一个较宽余的尺寸,主要考虑便于安装张拉杆,并尽量避免张拉过程中孔壁与张拉杆的摩擦,其下的钢垫板则需准确定位。

7.2.5 加劲横隔板构造

1 加劲横隔板对锁定横张后预应力束的位置是至关重要的,即使是边梁,在其下马蹄宽度范围内亦应设置加劲横隔板,且应按计算配筋。故规定加劲横隔板的厚度 b_2 不宜小于预留明槽宽度 b_1 的 2 倍,并要求其上端应直抵上翼板,以确保锁定横张后预应力束

位置的可靠性。但在下马蹄宽度范围以外仍可按一般横隔板设计。

2 图 7.2.5 所示的加劲横隔板均在已有的工程实践中采用。

4 横隔板具有锁定预应力束位置的作用,故沿构件轴向横隔板的间距一般不大于 5m。箱形梁桥除必须设置加劲横隔板外,其余可根据具体情况减少横隔板数量,也可直接设计为肋板。

7.3.2 粘结锚固区段预应力束构造

1 参见 7.2.4 第 2 条说明。

2 钢绞线最小净距要求主要考虑确保该区段混凝土浇筑的密实性。

3 定位钢板的作用有二,一是钢绞线安装时固定其位置;二是改善此局部混凝土的应力状态。参照现《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》要求最小净距为 25mm,故规定定位钢板上相邻孔的净距不宜小于 25mm;靠倾斜区段侧孔口应设倒角是为避免横张时对钢绞线的局部损伤。已有 30m 跨径薄腹 T 形梁每片设 28 根钢绞线,定位钢板厚为 20mm,一端两侧的定位钢板合为整块。

7.3.3 平直区段预应力筋构造

1 要求每两竖列钢绞线为一束是考虑第二次浇注混凝土后,使每根钢绞线与混凝土具有足够的粘结表面,与有粘结的设计条件一致。竖列钢绞线叠高过大时,张拉过程中易于发生钢绞线束重排列的不利情况。

2 此条既考虑保证第二次浇注混凝土的密实性所需的净距要求,同时也考虑由于预应力钢束安装误差,使得钢束张拉到设计位置时尚未达到所需张拉力时,还有可进一步向下张拉的余地。

7.4.1 此条沿用了现《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对部分预应力混凝土 B 类构件的规定。虽然在 5.1.1 条中规定横张预应力混凝土构件宜按全预应力混凝土或部分预应力混凝土 A 类构件设计,但考虑到横张预应力混凝土是一种新结构,配入一定数量的普通钢筋可弥补因经验不足而出现意外的行为缺点。

7.4.2 横张预应力混凝土构件中预应力筋一般为同时弯起,并保持同一倾斜度,故应按计算补充普通钢筋以满足抗弯强度要求,该区段的普通钢筋面积不宜小于纵筋总面积的 25%。

7.4.3 粘结锚固区段若不设置局部加强钢筋网,在张拉预应力钢筋时,在此区段的混凝土表面可能出现裂缝,分析和试验均表明,设置加强钢筋网后对其局部应力有明显的改进,已有工程实践中通常在此区段预应力钢筋外侧各设置 2 层加强钢筋网。

7.4.5 设置后穿横向钢筋后,可增强后浇横隔板混凝土与先浇梁体的结合,有利于加劲横隔板对预应力束位置锁定的可靠性。

8 施工技术要求

全章系根据已有七座横张预应力混凝土桥梁施工实践资料的总结编制而成。

8.2.1 横张到位后,应及时浇筑第二期混凝土。

8.2.4 张拉杆与预应力筋的连接点位置(或张拉杆倾斜度)的计算原则为张拉后张拉杆两侧预应力筋(倾斜段和平直段)的应变相等, x 应满足下式:

倾斜段和平直段的伸长值分别为:

$$\Delta l_2 = \sqrt{l_2^2 + y^2} - (l_2 + x) \quad \Delta l_3 = 2x$$

倾斜段和平直段的应变为:

$$\epsilon_{l_2} = \frac{\sqrt{l_2^2 + y^2} - (l_2 + x)}{l_2 + x} \quad \epsilon_{l_3} = \frac{2x}{l_3 - 2x}$$

根据两边的应变相等得到等式

$$\frac{\sqrt{l_2^2 + y^2} - (l_2 + x)}{l_2 + x} = \frac{2x}{l_3 - 2x}$$

从而得到水平偏移量 $x = \frac{\sqrt{l_2^2 + y^2} - l_2}{l_3 + 2\sqrt{l_2^2 + y^2}} \cdot l_3$