

目 录

例一 等截面悬链截板肋式圬工拱桥	1
一、设计资料	1
(一)设计标准	1
(二)拟定各部分尺寸及其所用材料	1
二、桥跨结构计算	1
(一)选定拱轴系数	1
(二)拱圈弹性中心及弹性压缩系数	7
(三)永久荷载内力计算	7
(四)可变荷载内力计算	7
(五)主拱圈强度和稳定性验算	10
三、桥墩计算	15
(一)桥墩几何尺寸拟定	15
(二)荷载计算	15
(三)强度验算	17
(四)桥墩稳定性验算	19
四、桥台计算	20
(一)桥台尺寸拟定	20
(二)第一种受力情况验算	21
(三)第二种受力情况验算	26
例二 变截面悬链截圬工拱桥计算示例	30
一、设计资料	30
(一)设计标准	30
(二)材料及其数据	30
(三)计算依据	30
二、初拟上部结构尺寸	30
(一)主拱圈	30
(二)拱上结构的几何尺寸	31
三、确定拱轴系数	32
(一)拱圈恒载计算	33
(二)拱上恒载计算	33
(三)恒载对拱跨 $\frac{l}{4}$ 截面和拱脚截面产生的弯矩	34
(四)验算拱轴系数	35
例三 桁架拱桥连拱计算示例	36

一、设计资料	36
(一)设计标准	36
(二)结构布置及尺寸拟定	36
二、截面几何特性计算	37
三、水平力影响线	38
(一)固定拱(单跨拱)水平力影响线	38
(二)连拱水平力影响线	40
四、连拱内力影响线	44
五、连拱最大活载内力计算	45
例四 无铰连拱计算示例	48
一、设计资料	48
二、主拱圈截面尺寸的拟定及几何特性计算	48
(一)主拱圈截面尺寸的拟定	48
(二)主拱圈单元几何特性计算	49
三、拱轴系数的确定	51
(一)假定拱轴系数 m 、确定计算跨径及计算矢高	51
(二)主拱圈坐标计算	51
(三)桥跨结构布置及拱上立柱、横墙的高度计算	52
(四)恒载计算	53
(五)拱轴系数 m	56
四、弹性中心及弹性压缩系数	56
五、永久荷载(恒载)作用下的内力计算	57
(一)结构重力产生的内力	57
(二)混凝土收缩产生的内力	59
六、活载作用下的连拱计算	59
(一)拱圈弹性常数计算	59
(二)桥墩弹性常数计算	60
(三)拱中最大活载内力计算	64
(四)桥墩最大活载内力计算	69
七、温度变化引起的内力计算	73
八、荷载组合及拱圈强度验算	74
(一)荷载组合	74
(二)拱圈正截面强度验算	74
九、桥墩强度及稳定性验算	75
(一)恒载计算	75
(二)桥墩强度及基底承载力验算	76
(三)桥墩稳定性验算	77
例五 中承式钢管混凝土系杆拱桥	79
一、设计资料	79
(一)设计标准	79

(二)采用规范	79
(三)总体设计和构造	79
二、全桥结构计算图式	81
三、主拱肋结构静力计算	83
(一)计算跨径和计算矢高	83
(二)拱轴线的选取	83
(三)结构单元的选取和划分	84
(四)施工加载程序	84
(五)施工和营运阶段结构内力和变形计算	84
四、主拱肋钢管混凝土弦杆极限承载力计算	89
五、主拱肋的稳定性分析	91
(一)计算模式	91
(二)施工顺序	91
(三)单元计算参数处理方法	92
(四)风荷载	92
(五)弹、塑性稳定分析方法	93
六、边拱结构的静力计算	94
(一)边拱的施工程序和过程	94
(二)结构计算图式和单元划分	95
(三)施工阶段边跨内力	96
(四)营运阶段边跨内力计算	97
(五)截面配筋计算和强度验算	97
七、桥面系的计算	98
(一)桥面 T 梁	98
(二)钢横梁	98
(三)吊杆	98
八、系杆的计算	99
(一)系杆张拉力的确定原则	99
(二)系杆的预应力损失	99
(三)系杆的有效张拉力	99
九、主拱墩	100
例六 悬链线箱形拱桥设计计算示例	101
第一部分 营运阶段的设计计算	101
一、设计资料及基本数据	101
二、主拱圈截面几何要素的计算	101
(一)主拱圈横截面设计	101
(二)箱顶微弯盖板弓形截面的几何性质	101
(三)箱形拱圈截面几何性质	102
三、确定拱轴系数	103
(一)上部结构构造布置	103

(二)上部结构恒载计算	105
四、拱圈弹性中心及弹性压缩系数	112
五、主拱圈截面内力验算	112
(一)结构自重内力计算	112
(二)活载内力计算	123
(三)温度变化、混凝土收缩、徐变的内力计算	124
六、主拱圈正截面强度验算	128
(一)正截面受压强度验算	128
(二)正截面受剪强度计算	128
七、主拱圈稳定性验算	131
八、裸拱的强度和稳定性验算	132
九、拱圈竖向刚度验算	133
第二部分 施工阶段的验算	135
一、箱肋吊装配筋验算	135
(一)箱肋截面几何要素计算	135
(二)箱肋吊装内力计算	138
(三)箱肋吊装截面配筋验算	147
(四)裸肋强度与稳定性验算	154
二、箱形肋拱施工加载程序设计	157
(一)初拟加载程序	157
(二)绘制验算截面的内力影响线	157
(三)各加载阶段的内力计算	158
(四)截面强度验算	177
(五)绘制施工加载程序详图	177
(六)施工加载挠度计算	177
三、缆索吊装计算	183
(一)吊装系统的布置及吊具的受力计算	183
(二)主索计算	184
(三)起重索计算	188
(四)牵引索计算	189
(五)扣索计算	190
例七 拱桥转体施工计算示例	192
一、基本资料	192
(一)桥址概况	192
(二)设计资料、技术指标	192
(三)施工方法	193
二、转盘尺寸拟定	193
(一)下盘	193
(二)上盘	193
(三)环道	193

(四)轴心与中心支承	193
三、转动体系重心位置确定及环道强度验算	195
(一)计算墩身自重对墩尾的弯矩值	195
(二)计算拱肋及扣索自重对墩尾的弯矩值	195
(三)转动体系重心位置确定及环道强度验算	197
四、拱肋安装内力计算	197
(一)计算图式	197
(二)截面特性计算	197
(三)节点坐标计算	198
(四)各杆件单位长度重力计算	200
(五) EA 、 EI 值	201
(六)数据准备	201
(七)内力计算结果	203
五、拱肋强度验算	204
六、起动力及转动牵引力计算	210
例八 箱形拱桥悬臂施工验算示例	211
一、设计资料与基本构造	211
二、施工方法简述	211
三、设计依据和参考资料	213
四、验算程序	213
五、安装中段拱肋时托架的设计与计算	213
(一)计算假定	214
(二)基本公式	214
(三)中段拱肋自由搁置时内力计算	214
六、中段拱肋搭接处悬臂牛腿的计算	218
七、安装阶段拱桁架自重产生的内力及挠度计算	220
(一)拱桁片的几何性质及节点荷载计算	220
(二)第一段桁构形成后各杆内力及端部自重挠度	222
(三)第二段桁构形成后各杆内力及 E 、 I 点自重挠度	223
(四)第三段桁构形成后各杆内力及 E 、 I 、 N 各点自重挠度	225
(五)中段拱肋安装后各杆内力及 N 、 I 、 E 各点自重挠度	226
(六)安装中段拱肋各杆瞬时内力	228
八、起吊桁构时拱桁架产生的内力及挠度计算	231
九、安装过程中墩、台立墙截面强度验算	236
十、悬臂拼装拱桁架的连接件设计与计算	239
十一、拱箱顶、底板加载过程中拱桁架的内力及强度验算	243
(一)基本假定	244
(二)水平推力计算	244
(三)桁拱内力影响线	251
(四)成拱的内力计算与强度验算	259

十二、顶、底板加载过程中拱桁架的稳定验算	268
附录一 悬链线拱轴任意段(自拱顶至任意截面)拱弧长度及重心计算	271
(一)悬链线拱弧长度计算	271
(二)悬链线拱弧重心计算	274
附录二 悬链线拱上侧墙面积及重心计算表	277
(一)悬链线拱上侧墙面积计算	277
(二)悬链线拱上侧墙面积的重心位置计算	278
附录三 拱圈弹性常数计算表	279
附录四 桥墩常变位计算公式表	280
附录五 无铰连拱(含固定拱)等代荷载及影响线面积	285
(一)无铰连拱等代荷载表(摘录)	285
(二)无铰连拱影响线面积表(摘录)	285
参考文献	300

例一 等截面悬链线板肋式圬工拱桥

一、设计资料

(一)设计标准

1.设计荷载

汽车—20级,挂车—100

2.跨径及桥宽

净跨径 $l_0 = 40\text{m}$, 净矢高 $f_0 = 8\text{m}$, $\frac{f_0}{l_0} = \frac{1}{5}$

桥面净宽为净 $7 + 2 \times 0.25\text{m}$

(二)拟定各部分尺寸及其所用材料

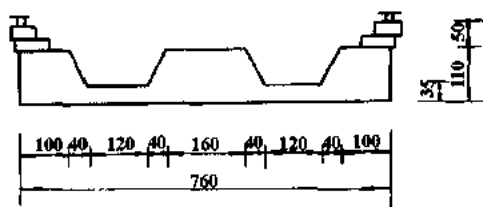
1.主拱圈

主拱圈采用三肋式山字形横截面,其宽度 $B_0 = 7.6\text{m}$ (图 1-1)。主拱圈厚度 $D = \frac{L}{100} + 70 = 110\text{cm}$, 底板厚 $\delta = \frac{L}{200} + 15 = 35\text{cm}$, 三肋同高。

主拱圈用 10 号砂浆砌 60 号块石筑成,材料容重 $\gamma_1 = 24\text{kN/m}^3$, 抗压极限强度 $R_a^i = 9.0\text{MPa}$, 砌体弹性模量 $= 800 R_a^i = 800 \times 9.0 \times 10^3 = 7.2 \times 10^6 \text{kPa}$ 。

2.腹孔

主拱圈上每半跨布置 3 个圆弧形腹拱(见图 1-2)。腹拱圈净跨径 $l_0' = 4.0\text{m}$, 腹拱厚度 $d' = \frac{l_0'}{2} + 5 = 25\text{cm}$ 。净矢高 $f_0' = 0.5\text{m}$, $\frac{f_0'}{l_0'} = \frac{1}{8}$ 。腹拱座(墩帽)



宽 $b = 0.6\text{m}$ 。均选用 10 号砂浆砌 50 号块石筑成。

图 1-1 主拱圈横断面图(尺寸单位:cm)

砌体容重 $\gamma_2 = 24\text{kN/m}^3$, 抗压极限强度 $R_a = 7.8\text{MPa}$, 弹性模量 $E = 800 R_a^i$ 。低标号素混凝土护拱, $\gamma_3 = 23\text{kN/m}^3$ 。

腹拱墩宽 50cm, 每个横向挖 2 个 1.2m 宽的人孔(图 1-3), 孔顶距帽底 0.3~2.0m, 用 10 号砂浆砌 20 号混凝土预制块砌筑。靠主拱顶一侧的横墙宽 1.0m, 采用 15 号小石子混凝土砌 40 号块(片)石筑成, $\gamma_4 = 24\text{kN/m}^3$ 。

拱腔填砂砾石等填料, 拱顶填料厚度 $h_d = 0.5\text{m}$, 小石子混凝土砌块或片石侧墙。浆砌混凝土预制块栏杆、缘石、行车道部分作表面处理, 平均容重 $\gamma_5 = 21\text{kN/m}^3$ 。

二、桥跨结构计算

(一)选定拱轴系数

1.上部结构几何特性

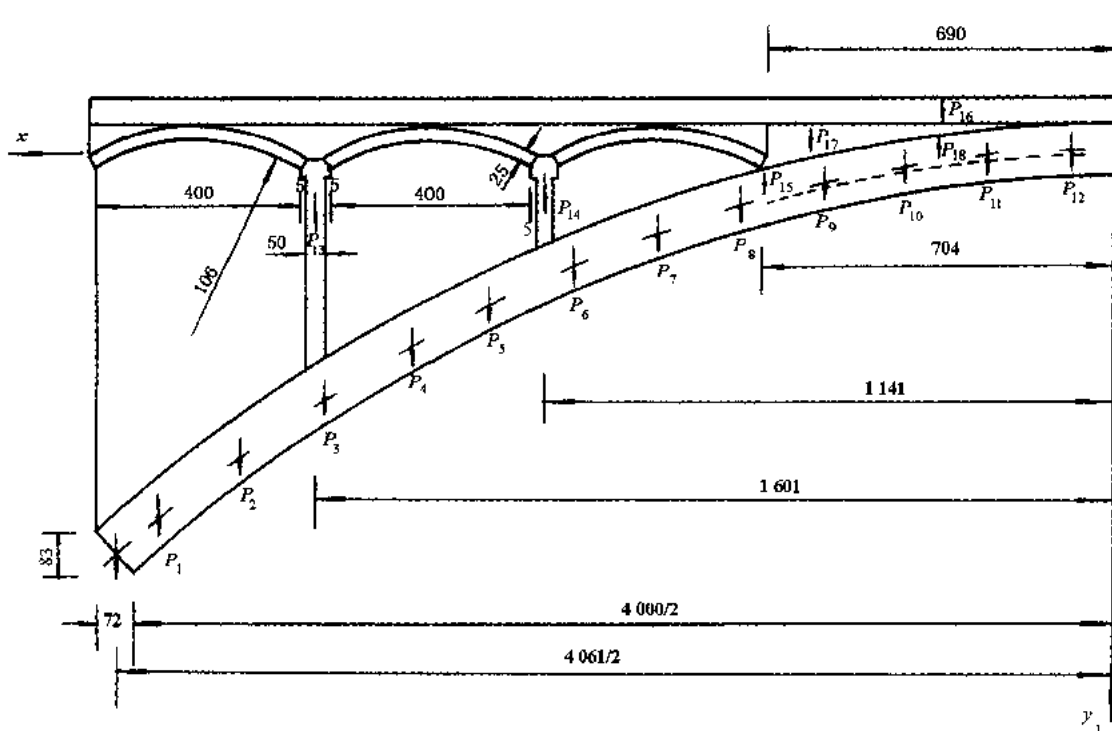


图 1-2 主拱圈上之半跨(尺寸单位:cm)

(1) 主拱圈

$$\text{截面积: } A = 7.6 \times 0.35 + 2 \times \frac{1}{2} (1.0 + 1.4) \times 0.75 + \frac{1}{2} (1.6 + 2.4) \times 0.75 = 5.96 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{静面矩: } S &= 7.6 \times \frac{0.35^2}{2} + 2 \times \frac{1}{2} (1.0 + 1.4) \times 0.75 \\ &\left[\frac{2 \times 1.0 + 1.4}{3(1.0 + 1.4)} \times 0.75 + 0.35 \right] + \frac{1}{2} (1.6 + 2.4) \times 0.75 \times \\ &\left[\frac{2 \times 1.6 + 2.4}{3(1.6 + 2.4)} \times 0.75 + 0.35 \right] = 2.7829 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{中性轴: } y_{\text{下}} = \frac{S}{A} = 0.4669 \text{ m} \quad y_{\text{上}} = d - y_{\text{下}} = 0.6331 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{惯性矩: } I &= \frac{1}{12} \times 7.6 \times 0.35^3 + 7.6 \times 0.35 \times \\ &\left(0.4669 - \frac{0.35}{2} \right)^2 + 2 \times \frac{1.4^2 + 4 \times 1.4 \times 1.0 + 1.0^2}{36 \times (1.4 + 1.0)} \times 0.75^3 + 2 \times \frac{1.4 + 1.0}{2} \times 0.75 \times (0.4669 - \\ &0.35 - 0.35416)^2 + \frac{1.6^2 + 4 \times 1.6 \times 2.4 + 2.4^2}{36 \times (1.6 + 2.4)} \times 0.75^3 + \frac{1.6 + 2.4}{2} \times 0.75 \times (0.4669 - 0.35 - \\ &0.35)^2 = 0.5896 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{回转半径: } r_w = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0.31453 \text{ m} \quad r_w^2 = 0.098927 \text{ m}^2$$

拱脚投影及倾角函数: 假定 $m = 1.543$, $\frac{f_0}{l_0} = \frac{1}{5}$, 查《拱桥》(上册)表(III)-20(3)得:

$$\sin \varphi_j = 0.65447; \cos \varphi_j = 0.75609$$

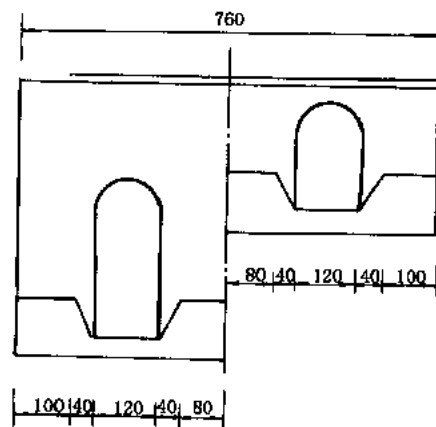


图 1-3 人孔示意(尺寸单位:cm)

$$x = d \sin \varphi_j = 0.7199; y = d \cos \varphi_j = 0.8317$$

计算跨径及矢高:

$$l = l_0 + 2y_{\text{下}} \sin \varphi_j = 40 + 2 \times 0.4669 \times 0.65447 = 40.6111 \text{ m}$$

$$f = f_0 + y_{\text{下}}(1 - \cos \varphi_j) = 8.0 + 0.4669 \times (1 - 0.75609) = 8.1139 \text{ m}$$

主拱圈截面坐标

将拱中性轴沿跨径 24 等分, 每等分长 Δl
 $= \frac{l}{24} = 1.69213 \text{ m}$, 每等分点拱轴线的纵坐标
 $y_1 = [\text{《拱桥》(上册)表(III)-1 值}]f$, 相应拱背
 曲面的坐标 $y'_1 = y_1 - y_{\text{上}}/\cos \varphi$, 拱腹曲面相应
 点的坐标 $y''_1 = y_1 + y_{\text{下}}/\cos \varphi$, 具体位置见图 1-4,
 计算见表 1-1。

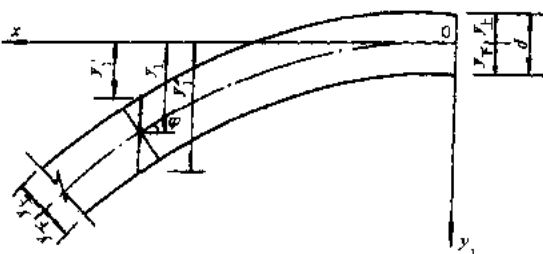


图 1-4 具体位置图

主拱圈截面坐标表

表 1-1

截面号	x	y_1/f	y_1	$\cos \varphi$	$\frac{y_{\text{上}}}{\cos \varphi}$	$\frac{y_{\text{下}}}{\cos \varphi}$	y'_1	y''_1
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	20.3055	1.00000	8.1139	0.75609	0.83733	0.61752	7.2766	8.7314
1	18.6134	0.829330	6.7291	0.79088	0.80050	0.59036	5.9286	7.3195
2	16.9213	0.677219	5.4949	0.82411	0.76822	0.56655	4.7267	6.0615
3	15.2291	0.542609	4.4027	0.85535	0.74016	0.54586	3.6625	4.9486
4	13.5370	0.424565	3.4447	0.88423	0.71599	0.52803	2.7289	3.9729
5	11.8449	0.322265	2.6148	0.91041	0.69540	0.51285	1.9194	3.1277
6	10.1528	0.235000	1.9068	0.93360	0.67813	0.50011	1.2287	2.4069
7	8.4606	0.162162	1.3158	0.95357	0.66393	0.48963	0.6519	1.8054
8	6.7685	0.103246	0.8377	0.97012	0.65260	0.48128	0.1851	1.3190
9	5.0764	0.057841	0.4693	0.98313	0.64396	0.47491	-0.1747	0.9442
10	3.3843	0.025633	0.2080	0.99248	0.63790	0.47044	-0.4299	0.6784
11	1.6921	0.006397	0.0519	0.99812	0.63429	0.46778	-0.5824	0.5197
12	0.0	0.0	0.0	1.0	0.6331	0.4669	-0.6331	0.4669

(2) 拱上结构

a. 腹拱拱脚的投影

由 $\frac{f'_0}{l'_0} = \frac{1}{8}$, 查《拱桥》(上册)表 3-2 得:

$$\sin \varphi_0 = 0.470588, \cos \varphi_0 = 0.882353$$

$$\text{投影 } x' = d' \sin \varphi_0 = 0.1176, y' = d' \cos \varphi_0 = 0.2206$$

b. 腹拱重力作用线横坐标 φ_x

$$1 \text{ 号横墙 } l_{13} = \frac{l}{2} - l' - \frac{b}{2} = \frac{40.6111}{2} - 4.0 - \frac{0.6}{2} = 16.00555$$

$$2 \text{ 号横墙 } l_{14} = l_{13} - l' - b = 11.40555$$

$$3 \text{ 号横墙 } l_{15} = l_{14} - l' - \frac{b}{2} - \frac{x'}{2} = 7.04675$$

$$\text{空实腹段界线 } l_x = l_{15} - \frac{x'}{2} = 6.98795$$

c. 腹拱墩高度 h

主、腹拱圈拱顶的拱背在同一标高时, 腹拱的起拱线至主拱拱背的高度 $h = y_1 + y_{\perp}(1 - 1/\cos\varphi) - (d' + f_0')$, 空、实腹段分界线的高度 $h = y_1 + y_{\perp}(1 - 1/\cos\varphi)$ 。这些高度均可利用表 1-1 的数值内插得到, 也可以用悬链线公式直接算得。具体计算结果见表 1-2。

腹拱墩高度表

表 1-2

墩号	x	y_1	$\cos\varphi$	$y_{\perp}(1 - 1/\cos\varphi)$	h
1号墩	16.00555	4.9038	0.84102	-0.1197	4.0342
2号墩	11.40555	2.4310	0.91643	-0.0577	1.6233
3号拱座	7.04675	0.9163	0.96740	-0.0213	0.1450
空实腹界线	6.98795	0.8997	0.96797	-0.02095	0.8788
$l_x/2$	3.49398	~	0.99187	~	~

2. 上部结构恒重

(1) 主拱圈

$$P_{0-12} = [\text{表(III) - 19(3)值}]^{\bullet} A\gamma_1 l = 0.55040 \times 5.96 \times 24 \times 40.6111 = 3197.2801 \text{ (kN)}$$

$$M_{1/4} = [\text{表(III) - 19(3)值}] \frac{A\gamma_1 l^2}{4} = 0.12644 \times 58977.5892 = 7457.1264 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_j = [\text{表(III) - 19(3)值}] \frac{A\gamma_1 l^2}{4} = 0.52435 \times 58977.5892 = 30924.8989 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

(2) 拱上空腹段

a. 腹孔上部(图 1-5)

$$\text{腹拱外弧跨径: } l'_{\text{外}} = l' + 2d' \sin\varphi_0 = 4.0 + 2 \times 0.25 \times 0.470588 = 4.2353 \text{ m}$$

$$\text{腹拱内弧半径: } R_0 = [\text{表 3-2 值}]^{\bullet} l' = 1.062500 \times 4.0 = 4.25 \text{ m}$$

$$\text{腹拱圈重: } P_a = [\text{基表 3-25 值}]^{\bullet} \left(R_0 + \frac{d'}{2}\right) \times d'$$

$$B_0\gamma_2 = 0.97991 \times 4.375 \times 0.25 \times 7.6 \times 24 = 195.4920 \text{ kN}$$

腹拱的护拱重:

$$P_b = [\text{基表 3-27 值}]^{\bullet} \left(R_0 + \frac{d'}{2}\right)^2 B_0\gamma_3 = 0.03599 \times$$

$$4.375^2 \times 7.6 \times 23 = 120.4167 \text{ kN}$$

路面及桥面系重:

$$P_c = l'_{\text{外}} h_d B_0\gamma_5 = 4.2353 \times 0.5 \times 7.6 \times 21 = 337.9769 \text{ kN}$$

腹拱墩以上部分(图 1-6):

$$P_d = \{(0.6 - x')y'\gamma_2 + [(f_0' + d' - y)\gamma_3 + h_d\gamma_4](0.6 - 2x')\} B_0$$

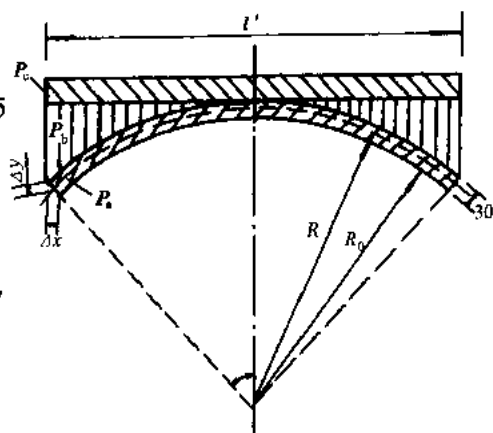


图 1-5 腹孔上部

● 除特别说明外, 本例都指《公路桥涵设计手册—拱桥》(上册)有关表格。

● 《公路桥涵设计手册—基本资料》

$$= \{ (0.6 - 0.1176) \times 0.2206 \times 24 + [(0.5 + 0.25 - 0.2206) \times 23 + 0.5 \times 21] \\ (0.6 - 2 \times 0.1176) \} \times 7.6 = 82.2799 \text{ kN}$$

一个腹拱重: $P = \sum_i P_i = 736.1655 \text{ kN}$

b. 腹拱墩重

1号腹拱墩:

$$P = \left[4.0342 \times 7.6 - 2 \times \left(\frac{0.6^2 \pi}{2} + 1.2 \times 1.5266 - 2 \times \frac{0.4}{2} \times 0.75 \right) \right] \times 0.5 \times 24 \\ + 0.1 \times 0.2 \times 7.6 \times 24 = 321.2274 \text{ kN}$$

2号腹拱墩:

$$P = \left[1.6233 \times 7.6 - 2 \times \left(\frac{0.6^2 \pi}{2} + 1.2 \times 0.7266 - 0.4 \times 0.75 \right) \right] \times 0.5 \times 24 \\ + 0.1 \times 0.2 \times 7.6 \times 24 = 124.3933 \text{ kN}$$

3号腹拱墩:

$$P = \left(0.1450 - \frac{0.2206}{2} \right) \times 0.1176 \times 7.6 \times 24 = 0.7443 \text{ kN}$$

c. 腹拱集中恒重

$$P_{13} = 736.1665 + 321.2274 = 1057.3939 \text{ kN}$$

$$P_{14} = 736.1665 + 124.3933 = 860.5598 \text{ kN}$$

$$P_{15} = (736.1665 - 82.2799) / 2 + 0.7443 = 327.6876 \text{ kN}$$

(3) 拱上实腹段

拱顶填料及桥面系:

$$P_{16} = l_x h_d B_0 \gamma_5 = 6.98795 \times 0.5 \times 7.6 \times 21 \\ = 557.6384 \text{ kN}$$

曲边三角形块(图 1-7):

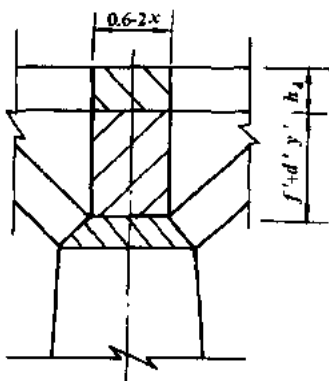


图 1-6 腹拱墩以上部分

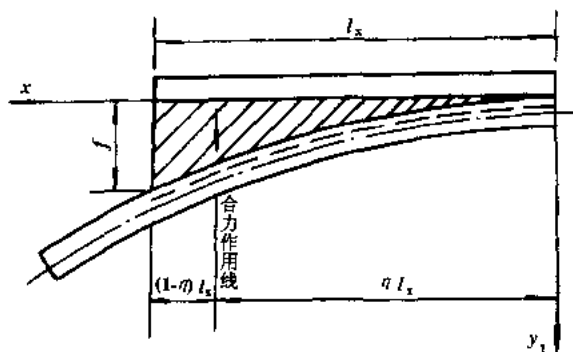


图 1-7 曲边三角形块

$$m = 1.543, k = \ln(m + \sqrt{m^2 - 1}) = 0.999931383$$

$$\xi_x = \frac{l_x}{l_1} = 6.98795 / 20.30555 = 0.3441399$$

$$k\xi_x = 0.344116288$$

$$f_1 = f + y_{\perp} \left(1 - \frac{1}{\cos \varphi} \right) = 8.1139 - 0.02095 = 8.09295$$

$$P_{17} = \frac{l_1 f_1 (\text{sh} k \xi_x - k \xi_x)}{(m-1)k}$$

$$B_0 \gamma_5 = \frac{20.30555 \times 8.09295}{(1.543-1) \times 0.99993138} (\text{sh} k \xi_x - k \xi_x) \times 7.6 \times 20 \\ = 314.2900 \text{ kN}$$

重心横坐标:

$$x_0 = \frac{\left(\text{sh} \xi_x - \frac{k \xi_x}{2} \right) - \frac{\text{ch} k \xi_x - 1}{k \xi_x}}{\text{sh} k \xi_x - k \xi_x} l_x = 0.750497 l_x = 5.2444 \text{ m}$$

肋间填料重近似按下式计算:

$$P_{18} = 2 \times \frac{1}{2} (1.2 + 2.0) \times 0.75 \times 6.98795 \times 18 / 0.99187 = 304.3538 \text{ kN}$$

$$l_{18} = \frac{l_x}{2 \cos \varphi_x} = 3.5226 \text{ m}$$

3. 验算拱轴系数

上部结构的恒载对拱跨 $\frac{l}{4}$ 截面和拱脚截面的力矩比值符合等于或接近选定的 m 系数相应的 $\frac{y_{1/4}}{f}$ 值的条件, 则选定的 m 系数可作为该设计的拱轴线系数使用。

(1) 半拱恒载对拱跨 $l/4$ 截面和拱脚的力矩

半拱恒载对拱跨 $l/4$ 截面和拱脚的力矩计算及结果见表 1-3。

半拱恒载对拱跨 $l/4$ 截面和拱脚的力矩

表 1-3

分 块 号	恒 重 (kN)	$l/4$ 截 面		拱 脚 截 面	
		力臂 (m)	力矩 (kN·m)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
P_{0-12}	3197.2801		7453.1264		30924.8989
P_{13}	1057.3939			$\frac{l}{2} - l_{13}$	4546.7938
P_{14}	860.5598			$\frac{l}{2} - l_{14}$	7658.9822
P_{15}	327.6876	$\frac{l}{4} - l_{15}$	1017.8059	$\frac{l}{2} - l$	4344.7444
P_{16}	557.6384	$\frac{l}{4} - l/2$	3713.2026	$\frac{l}{2} - \frac{l_x}{2}$	9374.7798
P_{17}	314.2900	$\frac{l}{4} - x_0$	1542.6532	$\frac{l}{2} - x_0$	4733.5688
P_{18}	304.3538	$\frac{l}{4} - l_{18}$	2017.9190	$\frac{l}{2} - l_{18}$	5107.9546
合计	6619.2036		15744.7071		66691.7225

(2) 验算拱轴系数

设计的拱桥在主拱圈两截面的恒重力矩比值:

$$\frac{\sum M_{l/4}}{\sum M_j} = \frac{15744.7071}{66691.7225} = 0.236081878$$

假定的拱轴系数 $m = 1.543$, 相应的 $\frac{y_{l/4}}{f} = 0.235$

则 $\frac{\sum M_j}{\sum M_j} - \frac{y_{l/4}}{f} = 0.001081878 < 0.0025$ (半级)

说明假定的拱轴系数 $m = 1.543$ 与该设计的拱轴线接近, 可选定 $m = 1.543$ 为设计的拱轴线系数。

(二) 拱圈弹性中心及弹性压缩系数

$$y_s = [\text{表(III) - 3 值}]f = 0.347807 \times 8.1139 = 2.8221 \text{ m}$$

$$\frac{r_w^2}{f^2} = \frac{0.098927}{8.1139^2} = 0.001503$$

$$\mu_1 = [《拱桥》(\text{上册}) \text{表(III) - 9 值}] \frac{r_w^2}{f^2} = 10.9295 \times 0.001503 = 0.016423126$$

$$\mu = [《拱桥》(\text{上册}) \text{表(III) - 11 值}] \frac{r_w^2}{f^2} = 9.08221 \times 0.001503 = 0.01364731$$

$$\frac{\mu_1}{1 + \mu} = 0.01620$$

(三) 永久荷载内力计算

1. 不计弹性压缩的恒载推力

$$H'_s = \frac{\sum M_j}{f} = \frac{66691.7225}{8.1139} = 8219.4410 \text{ kN}$$

2. 计入弹性压缩的恒载内力

计入“弹性压缩的恒载”内力计算见表 1-4。

计入弹性压缩的恒载内力

表 1-4

项 目	拱 顶	$\frac{3}{8}l$ 截面	$\frac{l}{4}$ 截面	拱 脚
y_l	0.0	0.4693	1.9068	8.1139
$y = y_s - y_l$	2.8221	2.3528	0.9153	-5.2918
$\cos \varphi$	1.0	0.98313	0.93360	0.75609
$N_s = \left(\frac{1}{\cos \varphi} - \frac{\mu_1}{1 + \mu} \cos \varphi \right) H'_s$	8086.2861	8258.6645	8707.3403	10792.6779
$M_s = \frac{\mu_1}{1 + \mu} H'_s y$	292.2707	243.6676	94.7930	-548.0450

(四) 可变荷载内力计算

1. 基本可变荷载

本例基本可变荷载只有汽车和挂车荷载, 统称为活载。

不计弹性压缩的活载内力见表 1-5。

2. 计入弹性压缩的汽车—20 级内力

计入弹性压缩的汽车—20 级内力见表 1-6。

不计弹性压缩的活载内力

表 1-5

截面	项目	等代荷载			影响线面积			力(kN·m或kN)	
		K_{20}	$2K_{20}$	K_{100}	[《拱桥》(上册) 表(III)- 14(19)值]	乘数	面积	汽车—20级	挂车—100
拱顶	M_{\max}	41.8018	83.6036	99.3944	0.00620	l^2	10.2254	854.8820	1016.3496
	相应 H_1	25.5650	51.1300	82.4919	0.06300	l^2/f	12.8056	654.7510	1056.3594
	M_{\min}	27.2273	54.4547	48.3819	-0.00522	l^2	-8.6091	-468.8084	-416.5268
	相应 H_1	22.5083	45.0165	42.9734	0.06325	l^2/f	12.8564	578.7515	552.4845
$\frac{3l}{8}$ 截面	M_{\max}	37.2195	74.4389	98.5733	0.00829	l^2	13.6724	1017.7567	1347.7314
	相应 H_1	21.3997	42.7993	68.5627	0.06294	l^2/f	12.7934	547.5493	877.1513
	M_{\min}	24.4695	48.9391	76.7512	-0.00782	l^2	-12.8972	-631.1786	-989.8775
	相应 H_1	20.3907	40.7814	64.1766	0.06330	l^2/f	12.8666	524.7177	825.7342
拱脚	M_{\max}	20.5324	41.0648	63.2630	0.01773	l^2	29.2414	1200.7925	1849.8990
	相应 H_1	17.8211	35.6421	52.0498	0.08797	l^2/f	17.8811	637.3203	930.7081
	相应 V	16.5696	33.1390	43.6404	0.15961	l	6.4819	214.8062	282.8744
	M_{\min}	28.3786	56.7571	87.3835	-0.01551	l^2	-25.5800	-1451.8492	-2235.2739
	相应 H_1	13.8677	27.7353	51.2164	0.03827	l^2/f	7.7789	215.7502	398.4074
	相应 V	20.5434	41.0869	67.6619	0.34039	l	13.8236	567.9694	935.3319

计入弹性压缩的汽车—20级内力

表 1-6

项 目		拱 顶		$\frac{3}{8}l$ 截 面		拱 脚	
		M_{\max}	M_{\min}	M_{\max}	M_{\min}	M_{\max}	M_{\min}
轴 力	$\cos\varphi$	1.0		0.98313		0.75609	
	$\sin\varphi$	0.0		0.18292		0.65447	
	与 M 相应的 H_1	654.7510	578.7515	547.5493	524.7177	637.3203	215.7502
	与 M 相应的 V					214.8062	567.9694
	$N = H_1\cos\varphi + V\sin\varphi$	654.7510	578.7515	556.9450	533.7216	622.4557	534.8455
弯 矩	$\Delta H = \frac{\mu l}{1+\mu} H_1$	8.2499	7.2923	6.8991	6.6114	8.0302	2.7185
	$\Delta N = \Delta H\cos\varphi$	8.2499	7.2923	6.7827	6.4999	6.0716	2.0554
	$N_p = N - \Delta N$	646.5011	571.4592	550.1623	527.2217	616.3841	532.7901
弯 矩	M	854.8820	-468.8084	1017.7567	-631.1786	1200.7925	-1451.8492
	γ_1	0.0		0.4693		8.1139	
	$\gamma = \gamma_s - \gamma_1$	2.8221		2.3528		-5.2918	
矩	$\Delta M = \Delta H\gamma$	23.2820	20.5796	16.2322	15.5553	-42.4942	-14.3856
	$M_p = M + \Delta M$	878.1640	-448.2288	1033.9889	-615.6233	1158.2992	-1466.2350

注：除拱脚截面外，其他截面的轴力 N 用 $N = \frac{H_1}{\cos\varphi}$ 作近似计算，轴力单位 kN，弯矩单位 kN·m。

3. 计入弹性压缩的挂车—100 内力

计入弹性压缩的挂车—100 内力见表 1-7。

计入弹性压缩的挂车—100 内力

表 1-7

项 目		拱 顶		$\frac{3}{8}l$ 截 面		拱 脚	
		M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}
轴 力	$\cos\varphi$	1.0		0.98313		0.75609	
	$\sin\varphi$	0.0		0.18292		0.65447	
	与 M 相应的 H_1	1056.3594	552.4845	877.1513	825.7342	930.7081	398.4074
	与 M 相应的 V					282.8744	935.3319
	$N = H_1\cos\varphi + V\sin\varphi$	1056.3594	552.4845	892.2076	839.9034	888.8319	890.6958
	$\Delta H = \frac{\mu_1}{1+\mu}H_1$	17.1130	8.9502	14.2099	13.3769	15.0775	6.4542
	$\Delta N = \Delta H\cos\varphi$	17.1130	8.9502	13.9701	13.1512	11.3999	4.8800
	$N_p = N - \Delta N$	1039.2464	543.5343	878.2375	826.7522	877.4320	885.8158
弯 矩	M	1016.3496	-416.5268	1347.7314	-989.8775	1849.8990	-2235.2739
	y_1	0.0		0.4693		8.1139	
	$y = y_s - y_1$	2.8221		2.3528		-5.2918	
矩	$\Delta M = \Delta H y$	48.2956	25.2584	33.4331	31.4732	-79.7871	-34.1543
	$M_p = M + \Delta M$	1064.6442	-391.2684	1381.1645	-958.4243	1770.1119	-2269.4282

注：除拱脚截面外，其他截面的轴力 N 用 $N = \frac{H_1}{\cos\varphi}$ 作近似计算，轴力单位 kN，弯矩单位 kN·m。

4. 温度内力

拱圈合拢温度 15℃

拱圈砌体线膨胀系数 $\alpha = 0.000008 = 8.0 \times 10^{-6}$

变化温差 $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$

10 号砂浆砌 60 号块石的弹性模量 $E = 800 \times 9.0 \times 10^3 = 7.2 \times 10^6 \text{ MPa}$

温度下降在弹性中心产生的水平力：

$$H_1 = \frac{\alpha EI \Delta t}{[\text{表(III)} - 5 \text{ 值}] f^2} = - \frac{8 \times 10^{-6} \times 7.2 \times 10^6 \times 0.5896}{1.00719 \times 8.1139^2} \times 15 = -7.6844 \text{ kN}$$

温度下降在拱圈中产生的内力见表 1-8。

温度下降在拱圈中产生的内力

表 1-8

项 目	拱 顶	$\frac{3}{8}l$ 截 面	拱 脚
$\cos\varphi$	1.0	0.98313	0.75609
$y = y_s - y_1(\text{m})$	2.8221	2.3528	-5.2918
$N_1 = H_1\cos\varphi(\text{kN})$	-7.6844	-7.5547	-5.8101
$M_1 = -H_1 y(\text{kN}\cdot\text{m})$	21.6860	18.0798	-40.6641

① 以下凡带罗马数表号者均为《拱桥》(上册)内容。

(五)主拱圈强度和稳定性验算

采用分项安全系数极限状态设计的构件,其设计原则是:荷载效应不利组合的设计值小于或等于结构抗力效应的设计值。表达式为:

$$S_d(r_{sopl}\sum r_{sl}Q) \leq R_d\left(\frac{R^j}{r_m}, a_k\right)$$

根据公路桥涵设计通用规范(JTJ 021-89)第2.1.2条的规定,本设计荷载效应函数有如下几种组合:

组合 I: $S_1 = \gamma_{sopl}\sum \gamma_{sl}S = \gamma_{恒} S_{恒} + 1.4S_{汽}$

组合 II: $S_2 = \gamma_{sopl}\sum \gamma_{sl}S = 0.8(S_1 + 1.4S_t)$

组合 III: $S_3 = \gamma_{sopl}\sum \gamma_{sl}S = 0.8(\gamma_{恒} S_{恒} + 1.4S_{挂})$

式中:当 $S_{恒}$ 与基本可变荷载同号时, $\gamma_{恒}$ 取 1.2, 当 $S_{恒}$ 与基本可变荷载异号时, $\gamma_{恒}$ 取 0.9。

1. 主拱圈正截面受压强度验算

(1) 荷载效应汇总

计入荷载安全系数的荷载效应汇总如表 1-9。

荷载安全系数及荷载效应汇总表(轴力 N 单位 kN, 弯矩 M 单位 kN·m) 表 1-9

荷载效应	系数	拱 顶		$\frac{3}{8}l$ 截 面		拱 脚	
		M	N	M	N	M	N
恒载	1.0	292.2707	8086.2861	243.6676	8258.6645	-548.0450	10792.6779
汽车—20级 M_{max}		878.164	646.5011	1033.9889	550.1623	1158.2992	616.3841
汽车—20级 M_{min}		-448.2288	571.4592	-615.6233	527.2217	-1466.2350	532.7901
挂车—100 M_{max}		1064.6442	1039.2464	1381.1645	878.2375	1770.1119	877.4320
挂车—100 M_{min}		-391.2684	543.5343	-958.4043	826.7522	-2269.4282	885.8158
温度下降		21.6860	-7.6844	18.0798	-7.5547	-40.6640	-5.8101
恒载	1.2	350.7248	9703.5433	292.4011	9910.3974	-657.6540	12951.2135
	0.9	263.0436	7277.6575	219.3008	7432.7981	-493.2405	9713.4101
汽车—20级 M_{max}	1.4	1229.3736	905.1015	1447.5845	770.2272	1621.6189	862.9377
汽车—20级 M_{min}		-627.5203	800.0429	-861.8726	738.1104	-2052.7290	745.9061
挂车—100 M_{max}		1490.5019	1454.9450	1933.6303	1229.5325	2478.1567	1228.4048
挂车—100 M_{min}		-547.7758	760.9480	-1341.7660	1157.4531	-3177.1995	1240.1421
温度下降		30.3604	-10.7582	25.3117	-10.5766	-56.9296	-8.1341

(2) 荷载效应最不利组合的设计值

计入荷载组合系数的荷载效应最不利组合的设计值见表 1-10。

荷载效应组合系数及荷载效应最不利组合的设计值

表 1-10

荷载效应组合		系数	拱 顶			$\frac{3}{8}l$ 截 面			拱 脚		
			M_j	N_j	$e_0 = \frac{M_j}{N_j}$	M_j	N_j	e_0	M_j	N_j	e_0
			(kN·m)	(kN)	(m)	(kN·m)	(kN)	(m)	(kN·m)	(kN)	(m)
组合 I	(恒+汽) M_{max}	1.0	1580.1544	10608.6449	0.1489	1739.9856	10680.6246	0.1629	1128.3784	10576.3479	0.1067
	(恒+汽) M_{min}		-364.4767	8077.7004	-0.0451	-642.5718	8170.9084	-0.0786	-2710.3830	13697.1196	-0.1979
组合 II	(恒+汽) M_{max} +温降	0.8	1288.4118	8478.3094	0.1520	1412.2379	8536.0384	0.1654	857.1590	8454.5710	0.1014
	(恒+汽) M_{min} +温降		-267.2930	6453.5538	-0.0414	-493.8081	6528.2655	-0.0756	-2213.8501	10951.1884	-0.2022
组合 III	(恒+挂) M_{max}	0.8	1472.9814	8926.7906	0.1650	1780.8251	8911.9439	0.1998	1587.9329	8753.4519	0.1814
	(恒+挂) M_{min}		-227.7859	6430.8844	-0.0354	-897.9721	6872.2009	-0.1307	-3067.8828	11353.0845	-0.2702

(3)结构(主拱圈)抗力效应的设计值

结构抗力效应的设计值为:

$$R_N = \alpha A \frac{R_a^j}{r_m} = \alpha \times 5.96 \times 9.0 \times 10^3 / 1.92 = 27937.5\alpha \text{ kN}$$

$$\text{其中: } \alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^{3.5}}{1 + \left(\frac{e_0}{r_w}\right)^2}, \quad e_0 = \frac{M_j}{N_j}$$

 e_0 为正值时, $y = y_{\text{上}} = 0.6331$; e_0 为负值时, $y = y_{\text{下}} = 0.4669$ $r_w = 0.31453$

计算结果见表 1-11。

主拱圈抗力效应的设计值(单位:kN)

表 1-11

荷载效应组合		拱 顶		$\frac{3}{8}l$ 截 面		拱 脚	
		α	R_N	α	R_N	α	R_N
组合 I	(恒+汽) M_{max}	0.81176	22678.6712	0.68168	21838.2663	0.89503	25004.9891
	(恒+汽) M_{min}	0.97958	27367.0012	0.93938	26243.9235	0.68088	19021.9694
组合 II	(恒+汽) M_{max} +温降	0.805177	22494.6351	0.77623	21685.9822	0.90436	25265.6391
	(恒+汽) M_{min} +温降	0.98277	27456.0211	0.94371	26364.9150	0.66976	18711.3256
组合 III	(恒+挂) M_{max}	0.77711	21710.3857	0.92864	25943.7742	0.74095	20700.3440
	(恒+挂) M_{min}	0.78410	21905.7499	0.84285	23547.2585	0.49055	13704.6176

表 1-11 与表 1-10 比较,表明结构抗力效应的设计值 R_N 均大于荷载效应最不利组合的设计值 N_{j0} 。

(4)主拱圈容许偏心距验算

主拱圈正截面上纵向力的容许偏心距见表 1-12。

主拱圈容许偏心距 $[e_0]$ (m)

表 1-12

荷载效应组合	组 合 I	组合 II、组合 III	中性轴位置
正偏心	0.3166	0.3799	$Y_{\text{上}} = 0.6331$
负偏心	0.2334	0.2801	$Y_{\text{下}} = 0.4669$

表 1-10 与表 1-12 比较,主拱圈正截面上纵向力的偏心距 e_j 均小于规范规定的容许偏心

距 $[e_0]$ 。

表 1-10、表 1-11、表 1-12 表明主拱圈正截面受压强度均没有问题。

2. 主拱圈的稳定性验算

$$N_j \leq \varphi \alpha A R_a^i / r_m$$

式中: $\varphi = \frac{1}{1 + \alpha \beta (\beta - 3) [1 + 1.33 (e_0 / r_w)^2]}$

对于拱式拱上结构的一般拱桥,拱上结构参与主拱圈联合作用,提高了全拱的刚度,降低了主拱圈的活载弯矩,而对拱的纵向力没有影响,从而缩小了纵向力的偏心距,一般拱的稳定性没有问题,该例不作验算。但是,鉴于目前拱桥的跨径越建越大,且上部结构日趋轻型化,梁式拱上结构或其他结构形式的特大跨径拱桥宜验算几种在最不利荷载效应设计值作用下拱的稳定性。

3. 正截面受剪强度验算

一般拱脚截面的剪力最大,正截面直接受剪强度按下式验算:

$$Q_j \leq A \frac{R_s^i}{r_m} + \mu N_j$$

式中: Q_j ——剪切效应组合设计值;

N_j ——相应于 Q_j 的纵向力。

正截面上最不利构件抗剪效应设计值中 $A \frac{R_s^i}{r_m} = 5.96 \times 0.33 \times 10^3 / 2.31 = 851.4286 \text{ kN}$ 。公路桥涵设计手册中,无 Q 、 N 的等代荷载可查,一般按下式计算(图 1-8):

$$\begin{aligned} Q &= H \sin \varphi_j - V \cos \varphi_j \\ N &= H \cos \varphi_j + V \sin \varphi_j \end{aligned}$$

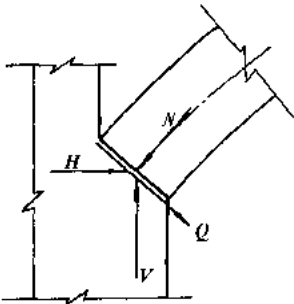


图 1-8 拱脚截面受力图

(1) 荷载效应

a. 恒载

$$Q_g = 8086.2861 \times 0.65447 - 6619.2036 \times 0.75609 = 287.5180 \text{ kN}$$

$$N_g = 10792.6779 \text{ kN}$$

b. 活载最大水平效应与相应垂直效应

活载最不利水平效应与相应的垂直效应见表 1-13。

活载最不利水平效应与相应的垂直效应 表 1-13

项 目		等 代 荷 载			影响线面积	力	
		K_{20}	$2K_{20}$	K_{100}	面 积	汽 - 20	挂 - 100
支 点 前	$H_{\max}(\text{kN})$	17.6570	35.3141	43.7738	25.6600	906.1598	1123.2357
	相 应 $M_p(\text{kN}\cdot\text{m})$	46.1615	92.3231	183.2232	3.6614	338.0318	670.8534
	$V_p(\text{kN})$	12.0725	24.1451	24.6605	20.3055	490.2795	500.7450
支 点 后	$H_{\max}(\text{kN})$	17.6570	35.3141		25.6600	906.1598	
	相 应 $M_p(\text{kN}\cdot\text{m})$	47.0321	94.0641		3.6614	344.4063	
	$V_p(\text{kN})$	12.5879	25.1760		20.3055	511.2125	
$V_{\max}(\text{kN})$		28.7165	57.4330	47.8203		1166.2086	971.0175
相应 $H(\text{kN})$		14.9874	29.9748	6.0928		769.1534	156.3412

c.活载剪切效应

活载剪切效应见表 1-14。

活载剪切效应

表 1-14

	汽车—20 级		挂—100	温 度 下 降
	支 点 前	支 点 后		
$\sin \varphi$	0.65447			
$\cos \varphi$	0.75609			
$H\left(1-\frac{\mu_1}{1+\mu}\right)$	891.4800	891.4800	1105.0393	-7.5599
$V(\text{kN})$	490.2795	511.2125	500.7450	
$Q_p(\text{kN})$	212.7515	196.9243	344.6068	-4.9477
$N_p(\text{kN})$	994.9123	1008.6124	1163.2317	-5.7160

(2)荷载效应汇总及组合

荷载剪切效应及相应的轴力汇总及其安全系数见表 1-15。

效应及相应轴力汇总(单位:kN)

表 1-15

项	目	Q	N	安全系数	Q	N
恒载		287.5180	10792.6779	1.2	345.0216	12951.2135
汽车—20 级	支点前	212.7515	994.9123	1.4	297.8521	1392.8772
	支点后	196.9243	1008.6124		275.6940	1412.0574
挂车—100		344.6068	1163.2317		482.4495	1628.5244
温度变化		± 4.9477	± 5.7160		± 6.9268	± 8.0024

荷载效应组合的设计值见表 1-16。

剪切效应组合的设计值(单位:kN)

表 1-16

项 目		组合系数	支 点 前		支 点 后	
			Q_i	N_i	Q_i	N_i
组合 I	恒 + 汽	1.0	642.8737	14344.0907	620.7156	14363.2708
组合 II	恒 + 汽 + 温升	0.8	519.8404	11481.6745	502.1139	11497.0186
	恒 + 汽 + 温降		508.7575	11468.8706	491.0310	9191.2110
组合 III	恒 + 挂		661.9769	11663.7903		

(3)拱圈正截面抗剪效应

组合 I $R_Q = 851.4286 + 0.7 \times 14344.0907 = 10892.2921 > Q_j = 642.8737 \text{ kN}$ (支点前)

$R_Q = 851.4286 + 0.7 \times 14363.2708 = 10905.7182 > Q_j = 620.7156 \text{ kN}$ (支点后)

组合 II $R_Q = 851.4286 + 0.7 \times 11481.6745 = 8888.6004 \text{ kN} > Q_j$ (支点前)

$R_Q = 851.4286 + 0.7 \times 11468.8706 = 8879.6376 \text{ kN} > Q_j$ (支点前)

$R_Q = 851.4286 + 0.7 \times 11497.0186 = 8899.3412 \text{ kN} > Q_j$ (支点后)

$R_Q = 851.4286 + 0.7 \times 9191.2110 = 7285.2763 \text{ kN} > Q_j$ (支点后)

组合 III $R_Q = 851.4286 + 0.7 \times 11663.7903 = 9016.0818 \text{ kN} > Q_j = 661.9769 \text{ kN}$

计算表明拱圈正切面上的抗剪效应均大于荷载最不利剪切效应。

(4)主拱圈裸拱强度和稳定性验算

早期脱架的拱桥,必须验算裸拱在自重作用下的强度和稳定性。

1. 弹性中心的弯矩和推力

$$M_s = [\text{表(III)} - 15 \text{ 值}] \frac{Ayl^2}{4} = 0.18471 \times 5.96 \times 24 \times 40.6111^2 / 4 = 10893.7505 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_s = [\text{表(III)} - 16 \text{ 值}] \frac{Ayl^2}{4(1+\mu)f} = 0.52638 \times 5.96 \times 24 \times 40.6111^2 / [4 \times 1.01364731 \times 8.1139] \\ = 3774.5908 \text{ kN}$$

2. 截面内力

$$M = M_s - H_s(\gamma_s - \gamma_1) - [\text{表(III)} - 19 \text{ 值}] \frac{Ayl^2}{4}$$

$$N = H_s \cos \varphi + [\text{表(III)} - 19 \text{ 值}] Ayl \sin \varphi$$

$$Ayl = 5809.0117 \quad Ayl^2/4 = 58977.5892$$

裸拱截面内力见表 1-17。

裸拱圈截面内力

表 1-17

项 目	拱 顶	$\frac{3}{8}l$ 截 面	拱 脚
$\cos \varphi$	1.0	0.98313	0.75609
$\sin \varphi$	0.0	0.18292	0.65447
表(III) - 19 值	0.0	0.12571	0.55040
$N(\text{kN})$	3774.5908	3844.4909	4946.4542
$\gamma_s - \gamma_1$	2.8221	2.3528	-5.2918
表(III) - 19 值	0.0	0.03154	0.52435
$M(\text{kN} \cdot \text{m})$	241.4778	152.7401	-56.7688
$e_0 = M/N$	0.06398	0.03973	-0.011477

3. 裸拱圈强度与稳定性验算

$$N_j \leq R_N = \varphi \alpha AR_s^i / r_m; \quad \alpha = \frac{1 - (e_0/\gamma)^{3.5}}{1 + (e_0/r_w)^2}$$

γ 和 r_w 的应用与数值与(五)同。

$$\varphi = \frac{1}{1 + \alpha \beta (\beta - 3) [1 + 1.33(e_0/r_w)^2]}$$

$$S = \frac{1}{r_1} = 40.6111 / 1.10081 = 36.8920$$

$$l_0 = 0.36S = 13.2811$$

$$\beta = l_0/h_w = 16.9357$$

$$h_w = 5.96/7.6 = 0.78421$$

$$\alpha \beta (\beta - 3) = 0.002 \times 16.9357(16.9357 - 3) = 0.472022$$

$$AR_s^i/r_m^2 = 27937.5 \text{ kN}$$

N_j : 荷载效应的最不利组合(组合 V)的设计值,当永久荷载(恒重)效应不与其他可变荷载(如风载等)效应组合时,应按桥规 JTJ 022—85 第 3.0.1 条规定选用荷载安全系数和荷载组合系数。

裸拱圈强度与稳定性验算结果见表 1-18。

裸拱的强度与稳定性验算

表 1-18

项 目	拱 顶	$\frac{3}{8}l$ 截 面	拱 脚
$N_j = 0.77 \times 1.2 \text{ N}$	3487.7219	3552.3096	4570.5237
$e_0 = M/N$	0.06398	0.03973	-0.011477
$\alpha = \frac{1 - (e_0/r_g)^{3.5}}{1 + (e_0/r_g)^2}$	0.95995	0.98423	0.99867
φ	0.66756	0.67475	0.67895
$R_N = \varphi \alpha R_a^i / r_m$	17902.9590	18553.4458	18942.9974

计算表明 $R_N > N_j$, 上部结构安全可靠。

三、桥墩计算

桥墩的左右孔跨径、结构形式和所用材料均相同,右边跨布满活载,左边跨空载,使单向水平推力达到最大值,验算桥垮顺桥向承受最大弯矩和偏心时的强度和稳定性。横桥向的计算读者可参照顾桥向的计算原理进行。

(一)桥墩几何尺寸拟定

该墩顶桥面标高 45.76m,拱脚起拱线标高 36.16m,桥墩基础奠基标高为 23.28m,三层 1.0 m 厚的片石混凝土基础,墩身为 7.5 号砂浆砌 30 号片石,墩身侧坡采用 30:1,墩上立柱留两个 1.2m 宽 2.5m 高的过人洞。

普通砌体墩的墩顶宽度一般为拱跨的 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{20}$,本桥拟定墩顶的宽度为 3.5m 宽,桥墩的各几何尺寸计算如图 1-9。

$$a = 3.5 \text{ m}; B_0 = 7.6 \text{ m}$$

$$x = D \sin \varphi_j = 0.7199 \text{ m}; y = D \cos \varphi_j = 0.8317 \text{ m}$$

$$x' = d' \sin \varphi_0 = 0.1176 \text{ m}; y' = d' \cos \varphi_0 = 0.2206 \text{ m}$$

$$C = 0.5 \text{ m}, h_1 = 1.0 \text{ m}, h_d = 0.5 \text{ m}, h'_0 = d' + f'_0 = 0.25 + 0.5 = 0.75 \text{ m}$$

$$h_0 = f_0 + D - h'_0 - y = 8.0 + 1.1 - 0.75 - 0.8317 = 7.5183 \text{ m}; h = 36.16 - 23.28 - 3 \times 1.0 = 9.88 \text{ m}$$

$$a_0 = a - 2x = 3.5 - 2 \times 0.7199 = 2.06 \text{ m}; a'_0 = a_0 - 2x' = 2.0602 - 2 \times 0.1176 = 1.825 \text{ m}$$

$$a' = a + \frac{2h}{30} = 3.5 + \frac{2}{30} \times 9.88 = 4.16 \text{ m}, a_1 = a' + 2c = 4.16 + 1.0 = 5.16 \text{ m},$$

$$a_2 = a_1 + 2c = 5.16 + 1.0 = 6.16 \text{ m}, a_3 = a_2 + 2c = 6.16 + 1.0 = 7.16 \text{ m}$$

$$B_1 = B_0 + a' + 2c = 7.6 + 4.16 + 1.0 = 12.76 \text{ m}, B_2 = B_1 + 2c = 12.76 + 1.0 = 13.76 \text{ m}, B_3 =$$

$$B_2 + 2c = 13.76 + 1.0 = 14.76 \text{ m}$$

(二)荷载计算

1. 桥墩自重

$$P_0 = a'_0 h_d B_0 \gamma_4 = 1.825 \times 0.5 \times 7.6 \times 21 = 145.635 \text{ kN}$$

$$P_1 = a'_0 h'_0 B_0 \gamma_3 = 1.825 \times 0.75 \times 7.6 \times 23 = 239.2575 \text{ kN}$$

$$P_2 = \left[B_0 h_0 - 2 \times \left(\frac{\pi}{2} \times 0.6^2 + 1.2 \times 1.9 \right) \right] \times a_0 \gamma_6 = \left[7.6 \times 7.5183 - 2 \times \left(\frac{\pi}{2} \times 0.6^2 + 1.2 \times 1.9 \right) \right] \times 2.06 \times 24 = 2541.9035 \text{ kN}$$

$$P_7 = a_3 B_3 h_1 \gamma_8 = 7.16 \times 14.76 \times 1.0 \times 24 = 2536.3584 \text{ kN}$$

$$\Sigma P_{0-7} = 18862.2275 \text{ kN}$$

2. 上部结构恒载作用于墩顶上的效应

腹拱拱脚处的垂直反力:

$$V'_g = 2 \times \frac{1}{2} \times 736.1655 = 736.1655 \text{ kN}$$

主拱圈拱脚处的垂直反力:

$$V_g = 2 \times 6619.2036 = 13238.4072 \text{ kN}$$

3. 车辆荷载作用于墩底截面上的效应

(1) 活载效应

$$H = H_p, V = V_p$$

$$M = H \left(h + \frac{y}{2} \right) - V \frac{(a_0 + x)}{2} + M_p = 10.2959H - 1.3901V + M_p$$

根据验算原则,汽车—20级应取行车前方支点截面荷载效应为不利。墩底截面上的活载效应见表 1-19。

墩底截面上的活载效应 表 1-19

项 目	汽车—20级	挂车—100
$H(\text{kN})$	891.4800	1105.0393
$V(\text{kN})$	490.2795	500.7450
$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	8835.0631	11352.1117

(2) 汽车制动力

汽车制动力为一列车队总重力的 10%,但不小于一辆重车的 30%

$$\text{车队制动力: } T = \Sigma P \times 10\% = (70 + 130 + 60 + 120 + 120 + 70 + 130) \times 0.1 = 70 \text{ kN}$$

$$\text{重车制动力: } T' = (60 + 120 + 120) \times 0.3 = 90 \text{ kN}$$

计算表明,一辆重车的制动力大于车队的制动力。制动力对桥墩产生的水平力和垂直力为:

$$H_T = \frac{T'}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ kN}$$

$$V_T = \frac{T'h'}{l} = \frac{90 \times 9.1842}{40.6111} = 20.3534 \text{ kN}$$

$$\text{式中: } h' = h_d + h'_0 + h_0 + \frac{y}{2} = 0.5 + 0.75 + 7.5183 + \frac{0.8317}{2} = 9.1842 \text{ m}$$

(三) 强度验算

1. 墩身底截面强度验算

(1) 作用于墩底截面上的荷载效应及其不利组合的设计值。

荷载效应及其不利组合的设计值见表 1-20。

荷载效应组合的设计值

表 1-20

项 目	系 数	垂直力 $V(\text{kN})$	水平力 $H(\text{kN})$	弯矩 $M(\text{kN}\cdot\text{m})$	偏心距 $e_0(\text{m})$
桥墩恒载	1.2	12711.3923	0		
主拱	1.4	13238.4072	0		
腹拱		736.1655	0		
汽车—20级		490.2795	891.4800	8835.0832	
挂车—100		500.7450	1105.0393	11352.1419	
制动力		20.3534	45	435.0222	

续上表

项 目	系 数	垂直力 $V(\text{kN})$	水平力 $H(\text{kN})$	弯矩 $M(\text{kN}\cdot\text{m})$	偏心距 $e_0(\text{m})$
组合 I (恒+汽)	1	35504.4638		12369.1165	0.3484
组合 II (组合 I+制动力)	0.8	28426.3669		10382.5181	0.3652
组合 III (恒+汽)		28415.2924		12714.3989	0.4475

荷载效应组合

(2)桥墩抗力效应的设计值

墩底截面几何性质:

$$\text{截面形心至受弯边缘的距离 } y = \frac{a'}{2} = \frac{4.16}{2} = 2.08 \text{ m}$$

$$\text{截面面积: } A = a'B_0 + \frac{\pi}{4} a'^2 = 4.16 \times 7.6 + \frac{\pi}{4} \times 4.16^2 = 58.7996 \text{ m}^2$$

$$\text{回转半径: } r_a = \frac{a'}{4} \sqrt{\frac{3\pi a' + 16B_0}{3\pi a' + 12B_0}} = 1.1549 \text{ m}$$

$$R_a^j = 3.0 \text{ MPa}, r_m = 2.31, AR_a^j/r_m = 76363.1169 \text{ kN}$$

桥墩墩底截面抗力效应的设计值见表 1-21。

桥墩墩底截面抗力效应的设计值 R_p 及容许偏心距 $[e_0]$

表 1-21

项 目	组 合 I	组 合 II	组 合 III
$e_0(\text{m})$	0.3484	0.3652	0.4475
$[e_0](\text{m})$	$0.5y = 1.04$	$0.6y = 1.248$	1.248
$\alpha = \frac{1 - (e_0/y)^{2.5}}{1 + (e_0/r_m)^2}$	0.906061	0.897353	0.850792
$R_p = \alpha AR_a^j/r_m (\text{kN})$	69189.6421	68524.6720	64969.1289

表 1-20 与表 1-21 比较 $R_p > V$, 且偏心距 e_0 小于容许偏心 $[e_0]$ 。

2. 基础底部承载力计算

地基为中等密实的卵石夹砂、碎石,其容许承载力 $[e_0] = 500 \text{ kPa}$,地基与基础的承载力验算按 JTJ 024—85 的有关规定进行。

(1)作用于基础底面的荷载效应及其不利组合的设计值。

荷载效应:

$$H = H_p, V = V_p$$

$$M = H \left(h + 3h_1 + \frac{\gamma}{2} \right) - V \frac{a_0 + x}{2} + M_p = 13.2959H - 1.3901V + M_p$$

式中: H_p 、 V_p 、 M_p 摘录于表 1-14,表 1-13。

作用于基础底面的荷载效应及其不利组合的设计值见表 1-22。

(2)基底应力及偏心距计算

基底应力按照《公路桥涵地基与基础设计规范(JTJ 024—85)》第 3.2.2 条验算,其偏心距

按照第 3.2.4 条的规定验算。

基础底面的荷载效应及其不利组合的设计值

表 1-22

项 目	竖向力 V (kN)	水平力 H (kN)	弯矩 M (kN·m)	偏心距 e_0 (m)
荷载效应汇总	桥墩恒载	18862.2275	0	0
	主拱恒载	13238.4072	0	0
	腹拱恒载	736.1655	0	0
	汽车—20 级	490.2795	891.4800	11509.5232
	挂车—100	500.7450	1105.0393	14667.2598
	制动力	20.3534	45.0000	570.0222
荷载效应组合	组合 I (恒+汽)	33327.0797	891.4800	11509.5232
	组合 II (组合 I+制动力)	33347.4331	936.4800	12079.5454
	组合 III (恒+汽)	33337.5452	1105.0393	14667.2598

基础底面的几何性质:

$$\text{截面积: } A = a_3 \times B_3 = 7.16 \times 14.76 = 105.6816 \text{ m}^2$$

$$\text{截面抵抗矩: } W = \frac{1}{6} B_3 a_3^2 = 126.1134 \text{ m}^3$$

$$\text{基底截面重心轴至截面最大受压边缘的距离 } y = \frac{a_3}{2} = 3.58 \text{ m}$$

$$\text{限制偏心距: } [e_0] = \rho = \frac{W}{A} = \frac{a_3}{6} = 1.1933 \text{ m} > e_0.$$

基底的偏心距符合要求。

基底的应力计算见表 1-23。

桥墩基础底面地基应力

表 1-23

项 目	恒 载	组 合 I	组 合 II	组 合 III
平均应力 $\sigma = \frac{V}{A}$	310.7145	315.3537	315.5463	315.4527
最大应力 $\sigma = \frac{V}{A} + \frac{M}{W}$		406.6170	411.3295	431.7549

表 1-23 表明基底最大应力均小于地基承载力 $[\sigma_0]$ 。

(四)桥墩稳定性验算

1. 浮力计算

本桥设计洪水位为 39.16 m。

(1)起拱线以上至设计洪水位范围内的结构浮力

a. 设计洪水位处的拱轴线纵坐标:

$$y_1 = 45.76 - h_d - \frac{D}{2} - 39.16 = 45.76 - 0.5 - \frac{1.1}{2} - 39.16 = 5.55 \text{ m}$$

b. 由表 1-1 内插得洪水位处的横坐标:

$$x_1 = \frac{5.55 - 5.4949}{6.7291 - 5.4949}(18.6134 - 16.9213) + 16.9213 = 16.9968\text{m}$$

$$\xi = \frac{x_1}{l_1} = 16.9968/20.30555 = 0.83705$$

c. 查附表 1-1 得洪水位下拱轴线的长度:

$$S_x = \frac{0.83705 - 0.8333}{0.8750 - 0.8333}(0.940938 - 0.8898705) + 0.8898705 = 0.894463\text{ m}$$

$$Q_{拱} = 2 \times (1.10081 - 0.894463) \frac{40.6111}{2} \times 5.96 \times 10 = 499.4470\text{ kN}$$

d. 洪水位以下立柱高度:

$$h_{柱} = h_0 + h'_0 + h_d + 39.16 - 45.76 = 2.1683\text{ m}$$

$$Q_{柱} = a_0 B_0 h_{柱} \gamma_{水} = 2.0602 \times (7.6 - 2.4) \times 2.1683 \times 10 = 235.2908\text{ kN}$$

$$\Sigma Q = Q_{拱} + Q_{柱} + P_3 \times \frac{10}{24} = 499.4470 + 235.2908 + 545.6003 \times \frac{10}{24} = 962.0713\text{ kN}$$

(2) 起拱线以下浮力

$$Q = P_{4-7} \times \frac{\gamma_{水}}{\gamma} = 9238.9960 \times \frac{10}{23} + (1580.1984 + 2034.2784 + 2536.3584) \times \frac{10}{24} = 6579.8028\text{ kN}$$

(3) 总的浮力

$$Q_{总} = 962.0713 + 6579.8028 = 7541.8741\text{ kN}$$

2. 稳定性系数

桥墩的稳定性系数验算见表 1-24。

桥墩的稳定性系数验算

表 1-24

项 目	组 合 I	组 合 II	组 合 III
M	11509.5232	12079.5454	14667.2598
$V - Q$	25785.2056	25805.5590	25795.6711
H	891.4800	936.4800	1105.0393
$e_0 = \frac{M}{V - Q}$	0.4464	0.4681	0.5686
$K_0 = \frac{\gamma}{e_0}$	8.0197	7.6479	6.2962
$[K_0]$	1.5	1.3	1.3
$K_C = \frac{\mu(V - Q)}{H}$	14.4620	13.7780	11.6718
$[K_C]$	1.3	1.3	1.3

注: $\mu = 0.5$ 。

桥墩的各项计算说明, 该桥墩安全可靠。

四、桥台计算

桥面顶面标高 45.12m, 桥台基础底面标高 31.14m, 地地质条件和桥墩所处位置基本相似。

(一) 桥台尺寸拟定

桥台基础全长 12m,采用 U 型断面,各部分的尺寸如图 1-10 所示。

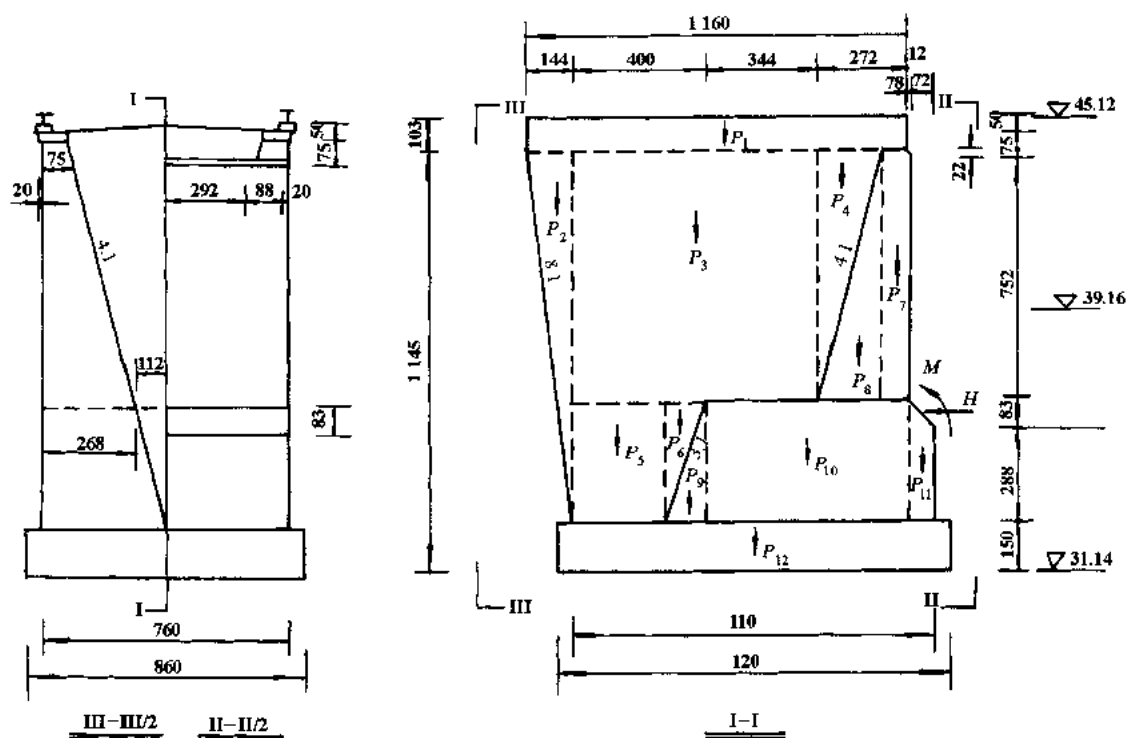


图 1-10 桥台各部尺寸(尺寸单位:cm)

桥台所受外荷载的最不利情况有两种,必须分别进行计算。第一种情况:拱上布满活载,使其水平推力达到最大,温度上升,台后无活载,制动力指向河岸,假设桥台无水平位移。第二种情况,桥上无活载,台后破坏棱体上满布活载,制动力指向河心,温度下降。

(二)第一种受力情况验算

1. 荷载效应计算(设定桥面向河心转动为正)

(1) 桥台自重

桥台自重(包括基础)效应计算如表 1-25。

桥台及基础的自重效应

表 1-25

编 号	垂 直 重 力 (kN)	力 臂 (m)	力矩 (kN·m)
P_1	$\frac{1}{2}(0.75 + 0.88) \times 1.03 \times 11.60 \times 2 \times 23 = 447.9305$	$\frac{1}{2}(11.0 - 11.60) - 0.72 - 0.12$	-1974.3233
	$(11.60 \times 7.6 \times 1.03 - 19.4752) \times 18 = 1283.9321$	$= -1.14$	
P_2	$2 \times \frac{11.45}{6} \times (3.8 + 2 \times 0.88) \times 1.44 \times 23 = 702.8285$	$-\left(5.5 + \frac{1}{3} \times 1.44\right) = -5.98$	-4202.9143
P_3	$2 \times \frac{1}{2}(0.88 + 2.68) \times (7.52 + 0.22) \times 7.44 \times 23 = 4715.1089$	$-\left(5.5 - \frac{7.44}{2}\right) = -1.78$	-15846.8672
	$(7.44 \times 7.74 \times 7.6 - 205.0047) \times 18 = 4187.6255$		
P_4	$2 \times \frac{7.74}{6} \times (2.68 + 2 \times 0.88) \times 1.94 \times 23 = 511.1310$	$5.5 - 0.72 - 0.9 - \frac{2}{3} \times 1.94$	2944.0980
	$\left(\frac{1}{2} \times 1.94 \times 7.74 \times 7.6 - 22.2231\right) \times 18 = 627.0512$	$= 2.5867$	

续上表

编 号	垂 直 重 力 (kN)	力 臂 (m)	力矩(kN·m)
P_5	$\frac{1}{2}(2.68+3.80) \times 3.71 \times 2.76 \times 23 = 763.0550$	$-\left(5.0 - \frac{2.76}{2}\right) = -3.62$	-5671.3052
	$(3.71 \times 2.76 \times 7.6 - 33.1763) \times 18 = 803.6039$		
P_6	$2 \times \frac{3.71}{6}(3.80+2 \times 2.68) \times 1.24 \times 23 = 323.0708$	$-\left(5.0 - 2.76 - \frac{1}{3}1.24\right) = -1.827$	-1278.1084
	$(3.71 \times 1.24 \times 7.6 - 14.0466) \times 18 = 376.4959$		
P_7	$0.9 \times 7.74 \times 7.6 \times 23 = 1217.6568$	$\frac{1}{2}(11.0-0.9) - 0.84 = 4.21$	5126.3351
P_8	$\frac{1}{2} \times 7.74 \times 1.94 \times 7.6 \times 23 = 1312.3634$	$5.5 - 1.74 - \frac{1}{3}1.94 = 3.1133$	4085.8247
P_9	$\frac{1}{2} \times 1.24 \times 3.71 \times 7.6 \times 23 = 402.0750$	$5.5 - 7.72 - \frac{1}{3}1.24 = -2.63$	-1975.0
P_{10}	$7.0 \times 3.71 \times 7.6 \times 23 = 4539.5560$	$5.5 - 0.72 - \frac{7.0}{2} = 1.28$	5810.6317
P_{11}	$\frac{1}{2}(2.88+3.71) \times 0.72 \times 7.6 \times 23 = 414.6955$	$5.5 - \frac{1}{2} \times 0.72 = 5.14$	2131.5349
Σ	22628.18		-10850.0940
P_{12}	$11.0 \times 1.5 \times 7.6 \times 23 = 2884.2$	0	
	25512.38		

(2) 桥台外荷载

① 上部结构恒载作用于桥台上的力

拱上腹拱拱脚的垂直力: $V_g = \frac{1}{2} \times 736.1655 \text{ kN} = 368.0828 \text{ kN}$

主拱圈拱脚的垂直力: $V_g = 6619.2036 \text{ kN}$

主拱圈拱脚的水平力: $H_g = 8086.2861 \text{ kN}$

主拱圈脚的弯矩: $M_g = +548.0450 \text{ kN} \cdot \text{m}$

上构作用于台底的效应: $P = V_g = 6987.2864 \text{ kN}$, $H = H_g = 8086.2861 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 M &= V_g a - H_g h + M_g \\
 &= 6619.2036 \times \frac{11.0 - 0.72}{2} - 8086.2861 \times 3.295 + 548.0450 + 368.0828 \\
 &\quad \times \left(\frac{11.00 - 0.12}{2} - 0.72 \right) \\
 &= 9663.7896 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 温度上升产生的力

水平力: $H_t = +7.6844 \text{ kN}$, 弯矩: $M_t = -40.6641 \text{ kN} \cdot \text{m}$

台底温度效应值:

$$\begin{aligned}
 P &= 0, H = H_t, M = -H_t h + M_t \\
 &= -7.6844 \times 3.295 - 40.6641 \\
 &= -65.9842 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

③ 活载内力

台底汽车—20 级效应:

$$P = V_p = 490.2795 \text{ kN}, H = H_p = 891.4800 \text{ kN}$$

$$M = V_p a - H_p h + M_p$$

$$= 490.2795 \times 5.14 - 891.4800 \times 3.295 - 338.0318 = -755.4218 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

台底挂车—100 效应:

$$P = V_p = 500.7450 \text{ kN}, H = H_p = 1105.0393 \text{ kN}$$

$$M = V_p a - H_p h - M_p = 500.7450 \times 5.14 - 1105.0393 \times 3.295 - 670.8534$$

$$= -1738.1286 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

台底汽车制动力效应:

$$P = V_T = 20.3534 \text{ kN}, H = H_T = 45 \text{ kN}$$

$$M = V_T a - H_T h = 20.3534 \times 5.14 - 45 \times 3.295$$

$$= -43.6585 \text{ kN}$$

④台后侧土压力

根据《公路桥涵设计通用规范(JTJ 021-85)》第 2.2.3 条的规定,主动土压力:

$$E = \frac{1}{2} B_0 \mu \gamma_0 H^2$$

$$\text{式中: } \mu = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

对于本桥台:

$$\varphi = 35^\circ, \beta = 0, \delta = \frac{\varphi}{2} = 17.5^\circ$$

$$\alpha = -\operatorname{tg}^{-1} \frac{1.44}{11.45} = -7.1681 \text{ rad} = -7^\circ 10' 05.24''$$

代入式中,得: $\mu = 0.20086$

于是,基础顶面深度处的土压力:

$$E = \frac{1}{2} \times 7.6 \times 18 \times 0.20086 \times 12.48^2 = 2139.8273 \text{ kN}$$

作用点到基础顶面的距离:

$$c = \frac{H}{3} = \frac{12.48}{3} = 4.16 \text{ m}$$

基础顶面的弯矩效应:

$$M = Ec = 2139.6816 \times 4.16 = 8901.6816 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基础底面深度处的土压力:

$$E = \frac{1}{2} \times 7.6 \times 18 \times 0.20086 \times 13.98^2 = 2685.1213 \text{ kN}$$

作用点到基底的距离:

$$c = \frac{H}{3} = \frac{13.98}{3} = 4.66 \text{ m}$$

基础底面的弯矩效应:

$$M = Ec = 2685.1213 \times 4.66 = 12512.6653 \text{ kN}$$

2. 台身底面截面强度验算

(1) 荷载组合

台身底截面上荷载效应不利组合的设计值见表 1-26。

台身底截面荷载效应不利组合的设计值

表 1-26

项 目	系 数	竖 向 力 P	水 平 力 H	弯 矩 M	偏心距 $e_0 = \frac{M}{P}$
桥台自重	0.9 或 1.2	22628.1800		- 10850.0940	
上构恒载	1.4	6987.2864	- 8086.2861	9663.7896	
台后侧土压力			2139.8273	8901.6816	
汽车—20 级		490.2795	- 891.4800	- 755.4218	
挂车—100		500.7450	- 1105.0393	- 1738.1286	
制动力		20.3534	- 45	- 43.6585	
温度上升			- 7.6844	- 65.9842	
组合 I (恒 + 土 + 汽)	1.0	37622.408 3	- 9573.1143	11913.9564	0.3167
组合 II (组合 I + 温升 + 制动力)	0.8	30120.722 5	- 7717.4980	9408.3653	0.3124
组合 III (恒 + 土 + 挂)		30109.648	- 7897.6779	8430.5335	0.2800
只有永久荷载 (恒 + 土)	1.0	30147.5630 0	- 8325.0423	35756.7443	1.1861

(2) 台底截面抗力效应值: $R_p = \alpha AR_a^j / r_m$

式中: 截面积 $A = aB_0 = 11.00 \times 7.6 \approx 83.6 \text{ m}$

回转半径: $r_w = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{11}{\sqrt{12}} = 3.1754 \text{ m}$

中心距: $y = \frac{a}{2} = 5.5 \text{ m}$

$R_a^j = 2500 \text{ kPa}$, $r_m = 2.31$

$AR_a^j / r_m = 90476.19048$

台身底截面抗力效应设计值及容许偏心距见表 1-27。

台身底抗力效应设计值及容许偏心距

表 1-27

项 目	组 合 I	组 合 II	组 合 III	只有永久荷载
$\alpha = \frac{1 - (e_0/y)^2}{1 + (e_0/r_w)^2}$	0.9869	0.9872	0.9897	0.8367
$R_p = \alpha AR_a^j / r_m$	89288.0390	89319.7770	89545.4541	75705.7354
容许偏心距 $[e_0]$	$0.5y = 2.75$	$0.6y = 3.3$	3.3	2.75

3. 基底应力验算

(1) 基础底面荷载效应

基础底面的荷载效应值计算与基础顶面相同, 此处不重复。基础底面荷载效应最不利组合的设计值见表 1-28。

基底荷载效应最不利组合的设计值

表 1-28

项 目	竖向力 $P(\text{kN})$	水平力 $H(\text{kN})$	弯矩 $M(\text{kN}\cdot\text{m})$	偏心距 $e_0 = \frac{M}{P}(\text{m})$
桥台自重	25512.38		- 10850.0940	
上构恒重	6987.2864	- 8086.2861	- 2465.6396	
台后侧土压力		2685.1213	12512.6653	
汽车—20 级	490.2795	- 891.4800	- 2092.6418	
挂车—100	500.7450	- 1105.0393	- 3395.6876	
制动力	20.3534	- 45.0	- 111.1585	
温度上升		- 7.6844	- 77.5108	
组合 I (恒 + 土 + 汽)	32989.9459	- 4509.6848	- 2895.7101	- 0.0878
组合 II (组合 I + 温升 + 制动力)	33010.2993	- 4562.3692	- 3084.3794	- 0.09344
组合 III (恒 + 土 + 挂)	33000.4114	- 6506.2041	- 4198.7559	- 0.12723
只有永久荷载 (恒 + 土)	32499.6664	- 5401.1648	- 803.0683	- 0.02471

(2)地基抗力效应的设计值

地基容许应力 $[e_0] = 500 \text{ kPa}$

基底截面几何性质:

截面积: $A = 8.6 \times 12.0 = 103.2 \text{ m}^2$

抵抗矩: $W = \frac{1}{6} \times 8.6 \times 12.0^2 = 206.4 \text{ m}^3$

容许偏心距: $[e_0] = \frac{W}{A} = 2.0 \text{ m}$

地基抗力效应设计值见表 1-29。

地基抗力效应设计值 (kPa)

表 1-29

项 目	组 合 I	组 合 II	组 合 III	只有永久荷载
平均应力 $\sigma = \frac{P}{A}$	319.6700	319.8672	319.7714	314.9192
最大应力 $\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{W}$	333.6996	334.8109	340.1142	318.8101
地基容许承载力 $[\sigma]$	500	1.25 $[\sigma_0] = 625$	625	500

4. 稳定性验算

桥台所受的浮力:

$$Q = (12.0 \times 8.6 \times 1.5 + 11.0 \times 7.6 \times 6.52) \times 10 + 499.4470/2 \\ = 7248.4435 \text{ kN}$$

中性轴 $y = \frac{12}{2} = 6 \text{ m}$

桥台的稳定性验算见表 1-30。

桥台的稳定性验算

表 1-30

项 目	组 合 I	组 合 II	组 合 III	只有永久荷载
$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	-2895.7101	-3084.3794	-4198.7559	-803.0683
$P-Q(\text{kN})$	25741.5024	25761.8558	25751.9679	25251.2229
$H(\text{kN})$	-4509.6848	-4562.3692	-6506.2041	-5401.1648
$e_0 = \frac{M}{P-Q}(\text{m})$	0.1125	0.1197	0.1630	0.0318
$K_0 = \frac{\gamma}{e_0}$	53.3372	50.1142	36.7994	188.6606
$[K_0]$	1.5	1.3	1.3	1.5
$K_c = \frac{\mu(P-Q)}{H}$	2.854	2.8233	1.9790	2.3376
$[K_c]$	1.3	1.3	1.3	

注：取 $\mu=0.5$ 。

5. 台口截面受剪强度验算

台口截面深度的土压力：

$$E = \frac{1}{2} B_0 \gamma \mu H^2 = \frac{1}{2} \times 7.6 \times 18 \times 0.20086 \times 9.185^2 = 1159.0652 \text{ kN}$$

表 1-26 表明荷载效应组合之后,是组合 I 的水平剪力最大。

台口的荷载水平剪切效应设计值：

$$Q_j = -9573.1143 + 1.4 \times (1159.0652 - 2139.8273) = 10946.1812 \text{ kN}$$

相应的垂直效应：

$$\begin{aligned} N_j &= 1.2 \times (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_7 + P_8) + 1.4 r'_g \\ &= 1.2 \times 15005.6579 + 1.4 \times 368.0828 \\ &= 18522.1054 \text{ kN} \end{aligned}$$

台口受剪面积：

$$A = (6.16 + 0.12) \times 7.6 + 4.36 \times 2.68 \times 2 = 71.0976 \text{ m}^2$$

台口抗剪效应设计值：

$$\begin{aligned} R_Q &= A \frac{R_1}{r_m} + \mu N_j = 71.0976 \times \frac{240}{2.31} + 0.7 \times 18522.1054 \\ &= 20352.2347 \text{ kN} > Q_j = 10946.0828 \text{ kN} \end{aligned}$$

以上计算表明,桥台的第一种受力情况安全可靠。

(三) 第二种受力情况验算

1. 荷载效应

车辆荷载引起的土侧压力

① 台后填土破裂棱体长度

$$l_0 = H \tan \theta$$

式中： $\tan \theta = -\tan \omega + \sqrt{(\tan \varphi + \tan \omega)(\tan \omega - \tan \alpha)}$

$$\text{其中：}\omega = \alpha + \delta + \varphi = -7^\circ 10' 5.24'' + \frac{35^\circ}{2} + 35^\circ = 45^\circ 19' 47.6''$$

代入后得： $\tan \theta = 0.558931$

基础顶面的破裂棱体长度： $l_0 = 12.48 \times 0.558931 = 6.9755 \text{ m}$

基础底面的破裂棱体长度: $l_0 = 13.98 \times 0.558931 = 7.8139 \text{ m}$

②侧土压力

a. 桥台底面深度的土压力

两辆汽车—20 级的重车在破裂棱体上

$$h = \frac{\Sigma G}{B_0 \gamma_0 l_0} = \frac{600}{7.6 \times 18 \times 6.9755} = 0.6126 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E &= \frac{1}{2} \gamma_0 H (H + 2h) B_0 \mu \\ &= \frac{1}{2} \times 18 \times 12.48 \times (12.48 + 2 \times 0.6126) \times 7.6 \times 0.20086 \\ &= 2141.0526 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$c = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h}{H + 2h} = \frac{12.48}{3} \times \frac{12.48 + 3 \times 0.6126}{12.48 + 2 \times 0.6126} = 4.3459 \text{ m}$$

$$M_E = Ec = 9304.8972 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

一辆挂车—100 在破裂棱体上

$$h = \frac{1000}{7.6 \times 18 \times 6.9755} = 1.0479 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E &= \frac{1}{2} \times 18 \times 12.48 \times (12.48 + 2 \times 1.0479) \times 7.6 \times 0.20086 \\ &= 2319.5086 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$c = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h}{H + 2h} = 4.4591 \text{ m}$$

$$M_e = Ec = 10342.8895 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b. 基础底面深度处的土压力

汽车—20 级重车

$$h = \frac{600}{7.6 \times 18 \times 7.8139} = 0.5613 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E &= \frac{1}{2} \times 18 \times 13.98 \times (13.98 + 2 \times 0.5613) \times 7.6 \times 0.20086 \\ &= 2900.7377 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$c = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h}{H + 2h} = 4.8332 \text{ m}$$

$$M_e = cE = 4.8332 \times 2900.7377 = 14019.8236 \text{ kN}$$

挂车—100

$$h = \frac{1000}{7.6 \times 18 \times 7.8139} = 0.9355 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E &= \frac{1}{2} \times 18 \times 13.98 \times (13.98 + 2 \times 0.9355) \times 7.6 \times 0.20086 \\ &= 3044.4819 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$c = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h}{H + 2h} = 4.9350 \text{ m}$$

$$M_e = cE = 4.9350 \times 3044.4819 = 15024.5960 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. 台身截面强度验算

(1)荷载效应组合的设计值

最不利荷载效应组合的设计值见表 1-31。

荷载效应组合的设计值

表 1-31

项 目		系 数	竖向力 $P(\text{kN})$	水平力 $H(\text{kN})$	弯矩 $M(\text{kN}\cdot\text{m})$	偏心距 $e_0 = \frac{M}{P}(\text{m})$
桥台自重		0.9	22628.1800		- 10850.0940	
上构恒重		1.4	6987.2864	- 8086.2861	9663.7896	
台后侧	汽车—20 级			2141.0526	9304.8972	
土压力	挂车—100			2319.5086	10342.8895	
制动力				45.0		
温度下降				7.6844	65.9842	
组合 I (恒 + 汽车土压力)		1.0	30147.5630	- 10106.8970	16791.0769	0.5570
组合 II (组合 I + 温降 + 制动力)		0.8	24118.0504	- 8026.5110	13506.7638	0.5600
组合 III (恒 + 挂车土压力)			24118.0504	- 6458.7908	14595.4129	0.6052

(2)台身底截面抗力效应的设计值

台身底截面抗力效应的设计值见表 1-32。

台底截面抗力效应的设计值

表 1-32

项 目	组 合 I	组 合 II	组 合 III
$\alpha = \frac{1 - (e_0/y)^2}{1 + (e_0/r_w)^2}$	0.9602	0.9598	0.9533
$R_p = \alpha AR_k / r_m (\text{kN})$	86875.1883	86837.4670	86247.7874
容许偏心距 $[e_0](\text{m})$	2.75	3.3	3.3

基底荷载效应的不利组合设计值见表 1-33。

荷载效应不利组合设计值

表 1-33

项 目		竖向力 $P(\text{kN})$	水平力 $H(\text{kN})$	弯矩 $M(\text{kN}\cdot\text{m})$	偏心距 $e_0 = \frac{M}{P}(\text{m})$
桥台自重		25512.3800		-10850.0940	
上构恒重		6987.2864	-8086.2861	-2465.6396	
台后侧	汽车—20 级		2900.7377	14019.8236	
土压力	挂车—100		3044.4819	15024.5960	
制动力			45.0		
温度下降			7.6844	77.5108	
组合 I (恒 + 汽车侧土压力)		32499.6664	-5185.5480	704.09	0.0217
组合 II (组合 I + 温降 + 制动力)		32499.6664	-5132.8640	781.6008	0.0241
组合 III (恒 + 挂车土压力)		32499.6664	-5041.8042	1708.8624	0.0526

桥台地基抗力效应的设计值见表 1-34。

地基抗力效应的设计值

表 1-34

项 目	组 合 I	组 合 II	组 合 III
平均应力 $\sigma = \frac{P}{A}$ (kPa)	314.9193	314.9193	314.9193
最大应力 $\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{W}$ (kPa)	318.3305	318.7061	323.1986
地基容许承载力 $[\sigma]$ (kPa)	500	625	500

3. 桥台面稳定性验算

桥台稳定性验算见表 1-35。

桥台稳定性验算

表 1-35

项 目	组 合 I	组 合 II	组 合 III
M (kN·m)	704.09	781.6008	1708.8624
$P - Q$ (kN)	25251.2229	25251.2229	25251.2229
H (kN)	-5185.5480	-5132.8640	-5041.8042
$e_0 = \frac{M}{P - Q}$ (m)	0.0279	0.0309	0.06767
$K_0 = \frac{\gamma}{e_0}$	197.2500	177.6889	81.2715
$K_C = \mu \frac{P - Q}{H}$	2.4348	2.4598	2.5042

整个计算过程表明,该设计符合要求。

例二 变截面悬链线圬工拱桥计算示例

例二是续例一之后编写的。本例只计算到确定拱轴系数 m 为止,其余的恒载内力、活载内力等的计算与例一基本相同,故不重复。

在确定 m 系数进行拱圈恒载计算时,与等截面拱圈不同的是将拱圈沿跨径等分成 24(或 48 块),用总和法计算。此外,本例修正了 1970 年版《拱桥设计计算手册》中,对主拱圈分块时的不必要的繁琐计算和对拱上恒载分块的不当。

一、设计资料

(一)设计标准

设计荷载:汽车—20 级,挂车—100,人群荷载 3 kN/m^2

净跨径: $l_0 = 50 \text{ m}$

净矢高: $f_0 = 10 \text{ m}$

桥面净宽:净 $7 + 2 \times (0.25 + 0.75 \text{ m 人行道})$

(二)材料及其数据

拱顶填土厚度 $h_d = 0.5 \text{ m}$, $\gamma_3 = 20 \text{ kN/m}^3$

拱腔填料单位重 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

腹孔结构材料单位重 $\gamma_2 = 24 \text{ kN/m}^3$

主拱圈用 12.5 号砂浆砌 80 号块石, $\gamma_1 = 25 \text{ kN/m}^3$, 极限抗压强度 $R_a^i = 12.3 \text{ MPa}$, 弹性模量 $E = 800 R_a^i$ 。

(三)计算依据

1. 交通部部标准《公路桥涵设计通用规范(JTJ 021-85)》,人民交通出版社,1985 年。
2. 交通部部标准《公路砖石及混凝土桥涵设计规范(JTJ 022-85)》,人民交通出版社,1985 年。
3. 《公路设计手册——拱桥》(上、下册),人民交通出版社,1978 年。

二、初拟上部结构尺寸

(一)主拱圈

1. 主拱圈的截面高度

拱顶截面 $d = mk \sqrt[3]{l_0} = 5 \times 1.2 \times \sqrt[3]{5000} = 102.6 \text{ cm}$, 取 $d = 1 \text{ m}$ 。

假定 $m = 3.5$, 相应的 $\frac{\gamma l^4}{f} = 0.2$, 查《拱桥》附表(III)-20(10)得

$$\varphi_j = 45^\circ 55' 44'', \sin \varphi_j = 0.71848, \cos \varphi_j = 0.69554$$

取拱厚变系数 $n = 0.5$, 查《拱桥》附表(II)-4 得

$$c = 1.260$$

拱脚截面

$$d_j = \frac{cd}{\sqrt[3]{\cos \varphi_j}} = \frac{1.26 \times 1}{\sqrt[3]{0.69554}} = 1.422 \text{ m}$$

2. 主拱圈的计算跨径和矢高

$$l = l_0 + d_j \sin \varphi_j = 50 + 1.442 \times 0.71848 = 51.0216 \text{ m}$$

$$f = f_0 + \frac{d}{2} - \frac{d_j}{2} \cos \varphi_j = 10 + \frac{1}{2} - \frac{1.422}{2} \times 0.69554 = 10.0055 \text{ m}$$

3. 拱圈坐标

全拱沿跨径 24 等分, 每等分长度 $\Delta l = \frac{l}{24} = 2.1259 \text{ m}$, 坐标原点在拱顶截面的形心处, 拱轴线上相应跨径等分点处的纵坐标 $y_1 = [\text{表(III)-1 值}]f$, 拱背面上相应的纵坐标 $y'_1 = y_1 - \frac{d'}{2}$, 拱腹面上相应的纵坐标 $y''_1 = y_1 + \frac{d'}{2}$ (见图 2-1), 具体数值见表 2-1。

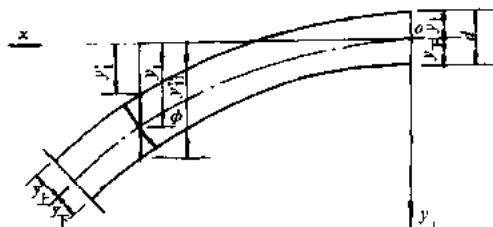


图 2-1 拱圈坐标计算图

表 2-1

截面号	$\frac{y_1}{f}$	y_1	$\cos \varphi$	d			$\frac{d'}{2} = \frac{d}{2 \cos \varphi}$	$y_1 - \frac{d'}{2}$	$y_1 + \frac{d'}{2}$	x
				$\sqrt[3]{\cos \varphi}$	c	d				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	1.00000	10.0055	0.69554	0.8860	1.260	1.422	1.0222	8.9833	11.0277	25.5108
1	0.801921	8.0236	0.75345	0.90995	1.227	1.348	0.8946	7.1290	8.9182	23.3849
2	0.634833	6.3518	0.80583	0.9306	1.197	1.286	0.7979	5.5539	7.1497	21.2590
3	0.494427	4.9470	0.85144	0.9478	1.170	1.234	0.7247	4.2223	5.6717	19.1331
4	0.377084	3.7729	0.88977	0.9618	1.145	1.190	0.6687	3.1042	4.4416	17.0072
5	0.279778	2.7993	0.92093	0.9729	1.122	1.153	0.6260	2.1733	3.4253	14.8813
6	0.200000	2.0011	0.94552	0.9815	1.101	1.122	0.5933	1.4078	2.5944	12.7554
7	0.135693	1.3577	0.96437	0.9880	1.081	1.094	0.5672	0.7905	1.9249	10.6295
8	0.085198	0.8525	0.97837	0.9927	1.063	1.071	0.5473	0.3052	1.3998	8.5036
9	0.047214	0.4724	0.98835	0.9961	1.046	1.050	0.5312	-0.0588	1.0036	6.3777
10	0.020761	0.2077	0.99499	0.9983	1.029	1.031	0.5181	-0.3104	0.7258	4.2518
11	0.005157	0.0516	0.99877	0.9996	1.014	1.014	0.5076	-0.4560	0.5592	2.1259
12	0	0	1.00000	1.0000	1.000	1.00	0.5	-0.5	0.5	0

注: 第二栏由《拱桥》附表(III)-1 查得;

第四栏由《拱桥》附表(III)-20(10)查得;

第六栏由《拱桥》附表(II)-4 查得。

(二) 拱上结构的几何尺寸

主拱圈拱上每侧对称布置截面高度 $d' = 0.35 \text{ m}$ 的石砌等截面圆弧线腹拱圈, 其净跨径 $l' = 4 \text{ m}$, 净矢高 $f' = 0.8 \text{ m}$, 净矢跨比为 $\frac{1}{5}$ 。查《拱桥》上册表 3-1 得

$$\varphi_0 = 43^\circ 36' 10'', \sin \varphi_0 = 0.689655, \cos \varphi_0 = 0.724138$$

腹拱拱脚水平投影 $x' = d' \sin \varphi_0 = 0.2414 \text{ m}$

腹拱拱脚竖向投影 $y' = d' \cos \varphi_0 = 0.2535 \text{ m}$

腹拱由石砌横墙支承,墙宽 0.9m。腹拱拱顶的拱背与主拱拱顶的拱背在同一水平面上。
自主拱拱背面到腹拱起拱线的腹拱横墙中线的高度 $h = y_1 - \frac{d}{2} \left(\frac{c}{\cos^{4/3} \varphi} - 1 \right) - (d' + f')$, 具体
计算见表 2-2。

表 2-2

项 目	x	ξ	$k\xi$	$y_1 = \frac{f}{m-1} (\operatorname{ch} k\xi - 1)$	$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2fk}{e(m-1)} \operatorname{sh} k\xi$
1 号横墙	21.5716	0.8456	1.62765	6.5802	0.73916
2 号横墙	16.6716	0.6535	1.25789	3.6065	0.48825
3 号拱座	12.1009	0.4743	0.91296	1.7870	0.31562
空、实腹段 分界线	11.9802	0.4696	0.90391	1.7494	0.31168
项 目	$\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\operatorname{tg}^2 \varphi}}$	$C = \frac{1}{\sqrt[3]{1-(1-n)\xi}}$	$\frac{d}{2} \left(\frac{c}{\cos^{4/3} \varphi} - 1 \right)$	h	
1 号横墙	0.80417	1.2010	0.3030	5.1272	
2 号横墙	0.89861	1.1410	0.1579	2.2986	
3 号拱座	0.95363	1.0944	0.0830	0.5540	
空、实腹段 分界线	0.95470	1.0933	0.0815	0.5179	

三、确定拱轴系数

拱轴系数按假定的 m 所给定的尺寸进行验算,求恒载压力线在拱跨 $\frac{l}{4}$ 点的纵坐标 $y_{1/4}$ 与 f 的比值 $\frac{y_{1/4}}{f} = \frac{\sum M_1}{\sum M_j}$, 如果与假定的 m 符合,则可确定作为设计拱轴系数,否则需再次假定拱轴系数 m 重新计算。

沿横桥向取 1m 拱宽作为计算单元,计算草图见图 2-2。

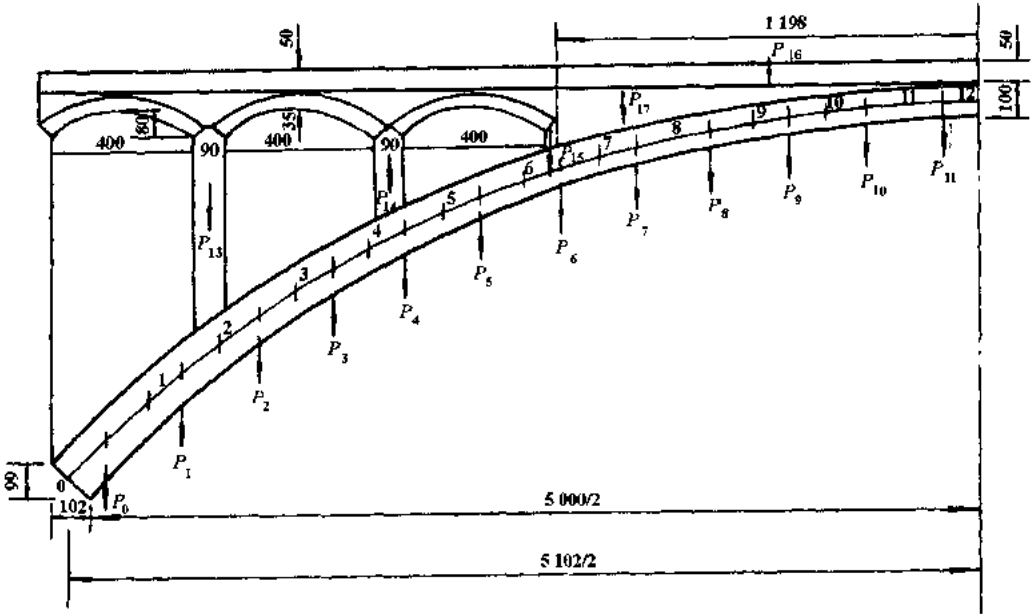


图 2-2 拱圈分块图(尺寸单位:cm)

(一)拱圈恒载计算

$$P_i = \frac{\Delta l}{2}(d'_i + d'_{i+1})\gamma_1 = \frac{2.1259}{2}(d'_i + d'_{i+1}) \times 25 = 26.5738(d'_i + d'_{i+1})$$

$$P_0 = 53.1475 \times (1.0222 + 0.8946) = 101.8731 \text{ kN}$$

$$P_1 = 53.1475 \times (0.8946 + 0.7979) = 89.9521 \text{ kN}$$

$$P_2 = 53.1475 \times (0.7979 + 0.7247) = 80.9224 \text{ kN}$$

$$P_3 = 53.1475 \times (0.7247 + 0.6687) = 74.0557 \text{ kN}$$

$$P_4 = 53.1475 \times (0.6687 + 0.6260) = 68.8101 \text{ kN}$$

$$P_5 = 53.1475 \times (0.6260 + 0.5933) = 64.8028 \text{ kN}$$

$$P_6 = 53.1475 \times (0.5933 + 0.5672) = 61.6777 \text{ kN}$$

$$P_7 = 53.1475 \times (0.5672 + 0.5473) = 59.2329 \text{ kN}$$

$$P_8 = 53.1475 \times (0.5473 + 0.5312) = 57.3196 \text{ kN}$$

$$P_9 = 53.1475 \times (0.5312 + 0.5181) = 55.7677 \text{ kN}$$

$$P_{10} = 53.1475 \times (0.5181 + 0.5076) = 54.5134 \text{ kN}$$

$$P_{11} = 53.1475 \times (0.5076 + 0.5000) = 53.5514 \text{ kN}$$

各集中力的作用点近似取各段水平投影的中点。

(二)拱上恒载计算

1.拱上空腹段的恒载

(1)腹拱圈

$$\text{拱圈外弧跨径 } l'_{\text{外}} = l' + 2d' \sin \varphi_0 = 4 + 2 \times 0.35 \times 0.68966 = 4.4828 \text{ m}$$

$$\text{拱圈内半径 } R_0 = \frac{l'}{2 \sin \varphi_0} = \frac{4}{2 \times 0.68966} = 2.9 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{腹拱圈重 } P_a &= 2\varphi_0 R d' \gamma_2 = 2 \times 43^\circ 36' 10'' \times \frac{\pi}{180} \times \left(2.9 + \frac{0.35}{2}\right) \times 0.35 \times 24 \\ &= 39.3139 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{拱上护拱重 } P_b &= (2 \sin \varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 - \varphi_0) R^2 \gamma_2 \\ &= \left[0.68966(2 - 0.724138) - 43^\circ 36' 10'' \times \frac{\pi}{180}\right] \left(2.9 + \frac{0.35}{2}\right)^2 \times 24 \\ &= 26.9823 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{填料及路面重 } P_c = l'_{\text{外}} h_d \gamma_3 = 4.4828 \times 0.5 \times 20 = 44.8280 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{横墙以上部分 } P_d &= (0.9 - x') y' \gamma_2 + [(f' + d' - y') \gamma_2 + h_d \gamma_3](0.9 - 2x') \\ &= (0.9 - 0.2414) \times 0.2535 \times 24 + [(0.8 + 0.35 - 0.2535) \times 24 + 0.5 \\ &\quad \times 20] \times (0.9 - 2 \times 0.2414) = 17.1554 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{一个腹拱重 } P = \sum_a^d P_i = 39.3139 + 26.9823 + 44.8280 + 17.1554 = 128.2796 \text{ kN}$$

(2)横墙

$$\text{1号横墙 } P = \left[5.1272 - \left(0.5 + \pi \times \frac{0.5^2}{2}\right) \times \frac{1}{9}\right] \times 0.9 \times 24 = 108.6050 \text{ kN}$$

$$\text{2号横墙 } P = \left[2.2986 - \left(0.5 + \pi \times \frac{0.5^2}{2}\right) \times \frac{1}{9}\right] \times 0.9 \times 24 = 47.5073 \text{ kN}$$

$$\text{3号拱座 } P = \left(0.5540 + \frac{1}{2} \times 0.2535\right) \times 0.2414 \times 24 = 3.9440 \text{ kN}$$

(3)集中力

$$P_{13} = 128.2796 + 108.6050 = 236.8846 \text{ kN}$$

$$P_{14} = 128.2796 + 47.5073 = 175.7869 \text{ kN}$$

$$P_{15} = (128.2796 - 17.1554) \times \frac{1}{2} + 3.9440 = 59.5061 \text{ kN}$$

2.拱上实腹段的恒载

(1)拱顶填料及路面

$$P_{16} = l_x h_d \gamma_3 = 11.9802 \times 0.5 \times 20 = 119.802 \text{ kN}$$

(2)悬链线曲边三角形部分

$$P_{17} = \frac{l_1 f_1}{(m-1)k} (\text{sh} k \xi_0 - k \xi_0) \gamma_3$$

$$\text{式中: } f_1 = f + \frac{d}{2} - \frac{d_1}{2 \cos \varphi_j} = 10.0055 + \frac{1}{2} - \frac{1.422}{2 \times 0.69554} = 9.4833 \text{ m}$$

所以

$$P_{17} = \frac{25.5108 \times 9.4833}{(3.5-1) \times 1.9249} (\text{sh} 0.90391 - 0.90391) \times 20 = 128.9182 \text{ kN}$$

重心

$$\eta l_x = \frac{\left(\text{sh} k \xi_0 - \frac{k \xi_0}{2} \right) - (\text{ch} k \xi_0 - 1)/k \xi_0}{(\text{sh} k \xi_0 - k \xi_0)} l_x = 0.7534 l_x = 9.0255 \text{ m}$$

(三)恒载对拱跨 $\frac{l}{4}$ 截面和拱脚截面产生的弯矩(见表 2-3)

表 2-3

分块号	恒 重 (kN)	l/4 截 面		拱 脚 截 面	
		力 臂 (m)	力矩(kN·m)	力 臂 (m)	力矩(kN·m)
P_0	101.8731			1.0630	108.2911
P_1	89.9521			3.1889	286.8483
P_2	80.9224			5.3148	430.0864
P_3	74.0557			7.4407	551.0263
P_4	68.8101			9.5666	658.2787
P_5	64.8028			11.6925	757.7067
P_6	61.6777	1.0630	65.5634	13.8184	852.2871
P_7	59.2329	3.1889	188.8878	15.9443	944.4271
P_8	57.3196	5.3148	304.6422	18.0702	1035.7766
P_9	55.7677	7.4407	414.9507	20.1961	1126.2900
P_{10}	54.5134	9.5666	521.5079	22.3220	1216.8481
P_{11}	53.5514	11.6925	626.1498	24.4479	1309.2193
P_{13}	236.8846			$\frac{l}{2} - 21.5716 = 3.9392$	933.1358

续上表

分块号	恒重 (kN)	l/4 截面		拱脚截面	
		力臂 (m)	力矩 (kN·m)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
P_{14}	175.7869			$\frac{l}{2} - 16.6716 = 8.8392$	1553.8156
P_{15}	59.5061	$\frac{l}{4} - 12.1009 = 0.6545$	38.9467	$\frac{l}{2} - 12.1009 = 13.4099$	797.9709
P_{16}	119.8020	$\frac{l}{4} - \frac{1}{2} \times 11.8902 = 6.8103$	815.8876	$\frac{l}{2} - \frac{1}{2} \times 11.8902 = 19.5657$	2344.0100
P_{17}	128.9182	$\frac{l}{4} - 9.0255 = 3.7299$	480.8520	$\frac{l}{2} - 9.0255 = 16.4853$	2125.2552
Σ	1543.3767		3457.3881		17031.2732

(四) 验算拱轴系数

初拟上部结构的恒载压力线在跨径 $\frac{l}{4}$ 截面与拱脚截面的纵坐标之比

$$\frac{y_{l/4}}{f} = \frac{\Sigma M_{l/4}}{\Sigma M_j} = \frac{3457.3881}{17031.2732} = 0.20300$$

与假定的拱轴系数 $m = 3.5$ 相应的 $\frac{y_{l/4}}{f} = 0.2$ 很接近, 故可确定 $m = 3.5$ 为该设计的设计拱轴系数。

余下的计算步骤除了必须在影响线上直接布载求出不计弹性压缩的活载压力(参见刚架拱桥的计算)之外, 其余都与等截面悬链线圬工拱桥相同, 故本例从略。

例三 桁架拱桥连拱计算示例

一、设计资料

本示例为 3 孔钢筋混凝土桁架拱桥(如图 3-1)。在参考文献[2]第一章第三节中,有单孔桁架拱桥的详细计算。本桥的设计资料,除下部构造外,均录自参考文献[2],以便与单孔桁架拱桥(按固定拱计算)的计算结果相比较。

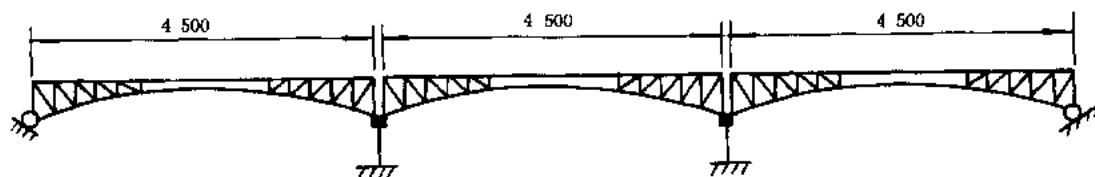


图 3-1 3 孔桁架拱桥(尺寸单位: cm)

(一)设计标准

1. 设计荷载 汽车—15 级, 挂车—80
2. 桥面净空 净 7.0m
3. 桥面纵坡 0%
4. 计算跨径 $l = 45.00\text{m}$, 净矢跨比 1/10
5. 材料及数据
6. 桁架拱片为 30 号混凝土, $E_h = 3 \times 10^4 \text{MPa} = 3 \times 10^7 \text{kPa}$

(二)结构布置及尺寸拟定

1. 下部构造为桩柱式桥墩, 其抗推刚度 $\bar{K} = 3.2 \times 10^3 \text{kN/m}$
2. 上部构造布置及尺寸拟定

桁架拱片采用图 3-2a 所示斜杆式, 采用微弯板形成桥面。桥横向采用四片桁架拱片, 间

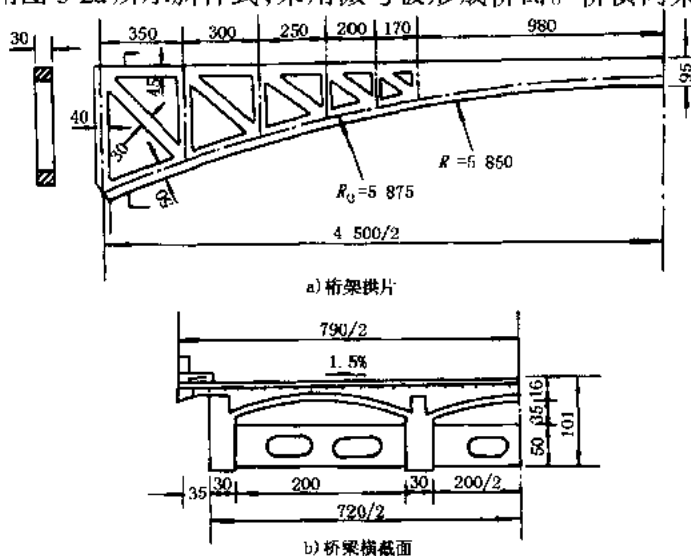


图 3-2 桁架拱片及桥梁横截面(尺寸单位: cm)

距 2.30m(图 3-2b)。

桁架拱片下弦结点坐标按圆弧线确定,实腹段下缘与下弦杆下缘以同一圆弧线相连,上弦杆先预制成凸形截面(图 3-3)。上弦杆在桥面完成后的计算截面如图 3-3a、3-3b。

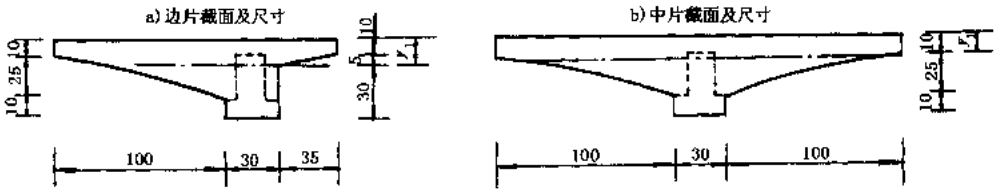


图 3-3 上弦杆截面及尺寸(尺寸单位:cm)

实腹段划分为 8 段,各截面的相应高度示于图 3-4。

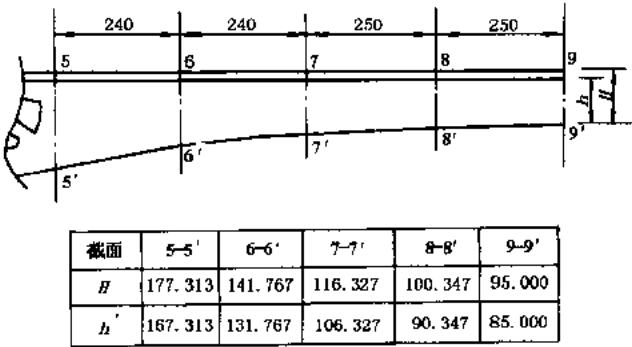


图 3-4 实腹段的截面位置及高度(尺寸单位:cm)

二、截面几何特性计算

计算施工过程中的恒载内力时,需计算不计桥面时的拱架截面几何特性。而在计算活载内力时,则需计算计及桥面的拱架截面几何特性(表 3-1)。本例仅计算这种情况。

计及桥面的拱架截面几何特性计算表 表 3-1

截 面 部 位			截面面积 $A(\text{cm}^2)$		重心离上边缘 $y_L(\text{cm})$		惯矩 $I(\times 10^6\text{cm}^4)$		
上弦杆	边片		3600		14.9		0.5080		
	中片		4986		14.3		0.6323		
下弦杆	0'-1'~4'-5'		1500		25.0		0.3125		
竖杆	0-0'		1200		20.0		0.1600		
	1-1'~4-4'		900		15.0		0.0675		
斜杆	0-1'~4-5'		900		15.0		0.0675		
实腹段	边片	5-5	平均	7575	7042	65.3	57.6	23.810	18.246
		6-6	平均	6509	6127	49.9	44.7	12.682	9.954
		7-7	平均	5745	5506	39.4	36.3	7.225	5.977
		8-8	平均	5266	5186	33.1	32.1	4.728	4.383
		9-9	平均	5106	5186	31.3	32.1	4.038	4.383
	中片	5-5'	平均	8955	8422	57.3	50.4	27.143	20.754
		6-6'	平均	7889	7507	43.4	38.9	14.364	11.246
		7-7'	平均	7126	6886	34.3	31.6	8.128	7.558
		8-8'	平均	6646	6886	28.9	31.6	6.988	7.558
		9-9'	平均	6486	6565	27.2	28.1	4.518	5.753

桁架拱片的上弦轴线,采用上弦杆桥面完成的计算截面重心线。各结点及实腹段截面重心的坐标计算见表 3-2,据此确定的各杆件轴线长度及有关三角函数见表 3-3。

结点及实腹段截面重心坐标表

表 3-2

结点位置及坐标		结 点 号				
		1	2	3	4	5
		1'	2'	3'	4'	5'
上弦杆	x	3.500	6.500	9.000	11.000	12.700
	y	5.030	5.030	5.030	5.030	5.030
下弦杆	x	3.500	6.500	9.000	11.000	12.700
	y	1.322	2.259	2.907	3.342	3.656
结点位置及坐标		实 腹 段 截 面 号				
		5-5'	6-6'	7-7'	8-8'	9-9'
截面重心	x	12.700	15.100	17.500	20.000	22.500
	y	4.526	4.680	4.785	4.848	4.868
中间截面重心	x		13.900	16.300	18.750	21.250
	y		4.603	4.733	4.817	4.858
简 图						

杆件轴线长度和斜度表

表 3-3

杆 件 号		轴线长度	斜度 α 的三角函数		杆 件 号	轴线长度	斜度 α 的三角函数	
上弦杆	0-1	3.500	$\cos \alpha_{上} = 1.0$		竖杆	0-0'	5.030	$\sin \alpha_{斜}$
	1-2	3.000				1-1'	3.708	
	2-3	2.500				2-2'	2.771	
	3-4	2.000				3-3'	2.123	
	4-5	1.700	$\cos \alpha_{斜}$	$\tan \alpha_{斜}$		4-4'	1.688	
下弦杆	0'-1'	3.741	0.93550	0.37770	斜杆	0-1'	5.099	0.72720
	1'-2'	3.143	0.95457	0.31217		1-2'	4.083	0.67857
	2'-3'	2.583	0.96795	0.25946		2-3'	3.280	0.64726
	3'-4'	2.147	0.97718	0.21739		3-4'	2.617	0.64498
	4'-5'	1.729	0.98339	0.18465		4-5'	2.186	0.62867

三、水平力影响线

先求固定拱水平力影响线,然后计算连拱水平力影响线。

(一)固定拱(单跨拱)水平力影响线

由文献[1]式(7-3)得:

$$H_I^P = - \frac{\delta_{IP}}{\delta_{HH}}$$

为了计算 δ_{IP} 、 δ_{HH} , 先按文献[1]式(7-7)求各杆的力臂长度 b 及各力矩中心 C 的坐标 x 、 y (表 3-4)。

力臂长度 b 和力矩中心 C 的坐标计算表 表 3-4

杆 件 号	计算 b 用长度 l_i 斜杆时用 $b_{\text{等}}(m)$	相应的一角函数 下弦: $\cos\alpha_{\text{下}}$ 竖杆: $\tan\alpha_{\text{下}}$ 斜杆: $\sin\alpha_{\text{斜}}$	力臂长度 $b(m)$	力矩中心坐标	
				x	y
上弦杆	0-1	3.708	1.0000	3.708	1.322
	1-2	2.771	1.0000	2.771	2.258
	2-3	2.123	1.0000	2.123	2.907
	3-4	1.668	1.0000	1.668	3.342
	4-5	1.372	1.0000	1.372	3.656
下弦杆	0'-1'	5.030	0.93550	4.705	0
	1'-2'	3.708	0.95457	3.540	5.030
	2'-3'	2.771	0.96795	2.683	5.030
	3'-4'	2.123	0.97718	2.074	5.030
	4'-5'	1.688	0.98339	1.660	5.030
竖杆	0-0'	5.030	0.37770	13.317	5.030
	1-1'	3.708	0.31217	11.878	5.030
	2-2'	2.771	0.25946	10.682	5.030
	3-3'	2.123	0.21730	9.765	5.030
	4-4'	1.668	0.18455	9.146	5.030
斜杆	0-1'	13.317	0.72720	9.684	5.030
	1-2'	11.878	0.67857	8.060	5.030
	2-3'	10.682	0.64726	6.914	5.030
	3-4'	9.765	0.64498	6.298	5.030
	4-5'	9.145	0.62867	5.750	5.030

1. 常变位 δ_{HH} 的计算

由文献[1]式(7-6)得:

$$\delta_{HH} = 2 \sum_{x=0}^{\text{半跨}} \frac{Ly^2}{E_b Ab^2} + 2 \sum_{x=0}^{\text{半跨}} \frac{\Delta Ly^2}{E_b I}$$

δ_{HH} 计算见表 3-5, 表中所用的 L 、 b 、 y 、 A 、 I 和实腹段的分段长度 ΔL 取自表 3-1 ~ 表 3-4。

常变位 δ_{HH} 计算表

表 3-5

杆号	杆长 $l(\text{m})$	截面积 $A(\text{m}^2)$	力臂长度 $b(\text{m})$	力矩中心坐标 $y(\text{m})$	y/b (表 3-7 用)	ly/Ab^2 (表 3-6 用)	$\frac{l}{A} \cdot \frac{y^2}{b^2}$ (kN/m)
上弦杆	0-1	3.500	0.3600	3.708	1.322	0.35652	12.0
	1-2	3.000	0.3600	2.771	2.258	0.81491	55.0
	2-3	2.500	0.3600	2.123	2.907	1.36948	130.0
	3-4	2.000	0.3600	1.688	3.342	1.97978	217.0
	4-5	1.700	0.3600	1.374	3.656	2.66006	334.0
下弦杆	0'-1'	3.741	0.1500	4.705	5.030	1.06895	285.0
	1'-2'	3.143	0.1500	3.540	5.030	1.42108	423.0
	2'-3'	2.583	0.1500	2.683	5.030	1.87501	605.0
	3'-4'	2.047	0.1500	2.074	5.030	2.42482	802.0
	4'-5'	1.729	0.1500	1.664	5.030	3.03012	1058.0
竖杆	0-0'	5.030	0.0900	13.317	5.030	0.37770	60.0
	1-1'	3.708	0.0900	11.878	5.030	0.42347	74.0
	2-2'	2.771	0.0900	10.682	5.030	0.47089	68.0
	3-3'	2.123	0.0900	9.765	5.030	0.51510	63.0
	4-4'	1.688	0.0900	9.146	5.030	0.54993	57.0
斜杆	0-1'	5.099	0.0900	9.684	5.030	0.51939	153.0
	1-2'	4.084	0.0900	8.060	5.030	0.62406	177.0
	2-3'	3.280	0.0900	6.914	5.030	0.72752	193.0
	3-4'	2.617	0.0900	6.298	5.030	0.79863	185.0
	4-5'	2.186	0.0900	5.750	5.030	0.87476	186.0
实腹段分段号	分段长 $\Delta L(\text{m})$	平均惯矩 $I(\text{m}^4)$		中间截面重心坐标 $y(\text{m})$	$\frac{\Delta L}{I}$	$\frac{\Delta L}{I} y$ (kN/m^2)	$\frac{\Delta L}{I} y^2$ (kN/m)
5-6	2.400	0.18121		4.603	13.2449	609.580	2806.0
6-7	2.400	0.09829		4.733	24.4183	1155.570	5469.0
7-8	2.500	0.05977		4.817	41.8305	2014.680	4703.0
8-9	2.500	0.04383		4.858	57.0386	2770.880	13461.0
$0.5 E_h \delta_{HH} = \sum \frac{ly^2}{Ab^2} + \sum \frac{\Delta L}{I} y^2$ $E_h \delta_{HH} = 2 \times 36576.0 = 73152.0 (\text{kN/m})$							36576.0

2. δ_{IP} 影响线的计算

由文献[1]式(7-5)得:

$$\delta_{IP} = - \sum_{x=0}^{\text{半跨}} \frac{Ly}{E_h Ab^2} a (\text{或 } x) - \sum_{x=0}^{\text{半跨}} \frac{\Delta Ly}{E_h I} a (\text{或 } x)$$

变更单位荷载 $P=1$ 的横坐标 a , 即得 δ_{IP} 的影响线(表 3-6)。

3. 固定拱影响线 H_I^P 的计算

由文献[1]式(7-3)'得:

$$H_I^P = - \frac{\delta_{IP}}{\delta_{HH}}$$

影响线的纵坐标值列于表 3-6 倒数第 2 行。

(二) 连拱水平力影响线

1. 拱的抗推刚度 K'

由表 3-5 知

$$E_h \delta_{HH} = 73152 \text{ kN/m}$$

\therefore

$$\delta_{HH} = 73152 / E_h$$

由文献[1]式(7-1)得:

$$K' = \frac{1}{\delta_{HH}} = \frac{3 \times 10^7}{73152} = 410.1 \text{ kN/m}$$

2. 系数 K_A 、 K_B 、 R_1 的计算

本例为3孔桁架拱桥,计算上部构造时,以荷载作用在中孔为不利。此时墩A、B均代表1孔拱墩结构。

由文献[1]表4-1得:

$$K_A = K_B = K' + \bar{K} = 410.1 + 3200 = 3610 \text{ kN/m}$$

由文献[1]式(5-2)得:

$$\Sigma K_A = \Sigma K_B = K_A + K' = 3610 + 410 = 4020 \text{ kN/m}$$

$$R_1 = \Sigma K_A \Sigma K_B - (K')^2 = 4020^2 - 410^2 = 15.9923 \times 10^6 \text{ kN}^2/\text{m}^2$$

3. 连拱水平力影响线 H_r

$$\text{由文献[1]式(7-8)得: } H_r = \frac{K_A K_B}{R_1} H_r^p = \frac{3610^2}{15.9923} \times 10^{-6} H_r^p = 0.8149 H_r^p$$

H_r 的纵坐标值见表3-6倒数第1行。连拱与固定拱水平力影响线见图3-5a、3-5b。连拱(固定拱)左支承反力影响线示于图3-5c,以便计算连拱内力影响线。

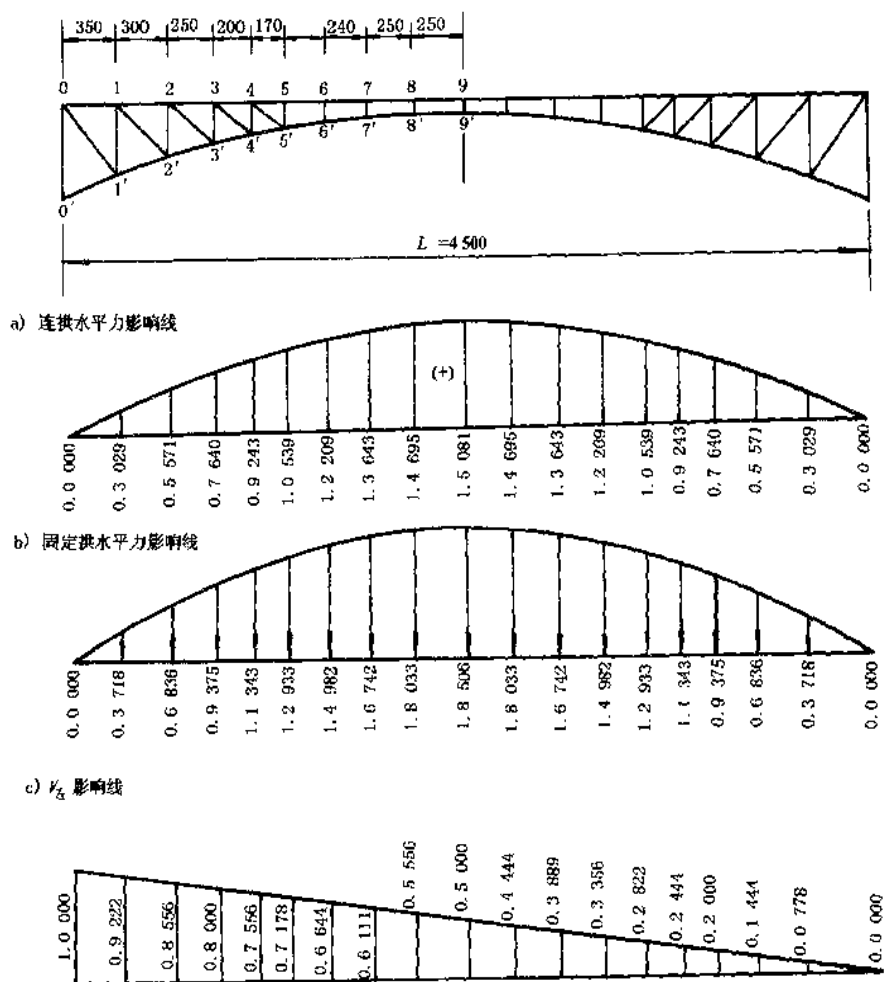


图3-5 连拱及固定拱支承力影响线(尺寸单位:cm)

杆件号和实腹段分段号	$\frac{Ly}{Ab^2}$ 或 $\frac{\Delta Ly}{I}$ (见表 7-5)	P=1 作用在各结点(或截面)时的表值 ^①							
		1 结点 $\alpha=3.50$		2 结点 $\alpha=6.50$		3 结点 $\alpha=9.00$		4 结点 $\alpha=11.00$	
		α (或 x)	表 值	α (或 x)	表 值	α (或 x)	表 值	α (或 x)	表 值
弦杆	0-1	9.334 0	3.50	33.0	3.50	33.0	3.50	33.0	33.0
	1-2	24.466 0	3.50	86.0	6.50	159.0	6.50	159.0	159.0
	2-3	44.731 0	3.50	157.0	6.50	291.0	9.00	403.0	403.0
	3-4	65.058 0	3.50	228.0	6.50	423.0	9.00	586.0	716.0
	4-5	91.260 0	3.50	319.0	6.50	593.0	9.00	821.0	1 004.0
下弦杆	0'-1'	56.662 0	0	0	0	0	0	0	0
	1'-2'	84.121 0	3.50	294.0	3.50	294.0	3.50	294.0	294.0
	2'-3'	120.350 0	3.50	421.0	6.50	782.0	6.50	782.0	782.0
	3'-4'	159.504 0	3.50	558.0	6.50	1 037.0	9.00	1 436.0	1 436.0
	4'-5'	210.368 0	3.50	736.0	6.50	1 367.0	9.00	1 893.0	2 314.0
竖杆	0-0'	11.888 0	13.32	158.0	13.32	158.0	13.32	158.0	158.0
	1-1'	14.688 0	15.38	226.0	15.38	226.0	15.38	226.0	226.0
	2-2'	13.575 0	3.50	48.0	17.18	233.0	17.18	233.0	233.0
	3-3'	12.442 0	3.50	44.0	6.50	81.0	18.76	233.0	18.76
	4-4'	11.277 0	3.50	30.0	6.50	73.0	9.00	101.0	20.15
斜杆	0-1'	30.385 0	13.32	405.0	13.32	405.0	13.32	405.0	13.32
	1-2'	35.137 0	3.50	123.0	15.38	540.0	15.38	540.0	15.38
	2-3'	38.347 0	3.50	134.0	6.50	249.0	17.18	659.0	17.18
	3-4'	36.874 0	3.50	129.0	6.50	240.0	9.00	32.0	18.76
	4-5'	36.951 0	3.50	129.0	6.50	240.0	9.00	33.0	11.00
实腹段	5-6	609.580	3.50	2 134.4	6.50	3 962.0	9.00	5 486.0	11.00
	6-7	1 155.570	3.50	4 044.4	6.50	7 511.0	9.00	10 400.0	11.00
	7-8	2 014.680	3.50	7 051.1	6.50	13 095.0	9.00	18 132.0	11.00
	8-9	2 770.880	3.50	9 698.0	6.50	18 011.0	9.00	24 938.0	11.00
$-E_b \delta_{1P}$		21 794.4		50 000.0		68 583.3		82 978.0	
$H_1^P = -\frac{E_b \delta_{1P}}{E_b \delta_{HH}}$		0.371 8		0.683 6		0.937 5		1.134 3	
$H_1 = \frac{K_A K_B}{K_1} H_1^P = 0.8149 H_1^P$		0.302 9		0.557 1		0.764 0		0.924 3	

① 表值的计算公式为:对各杆件,表值 = $\frac{Ly}{Ab^2} \alpha$ (或 x);对实腹段,表值 = $\frac{\Delta Ly}{I} \alpha$ (或 x)

影响线计算表

表 3-6

P=1 作用在各结点(或截面)时的表值●									
5 结点 $a=12.70$		6 截面 $a=15.00$		7 截面 $a=17.50$		8 截面 $a=20.00$		9 截面 $a=22.50$	
$a(或x)$	表 值	$a(或x)$	表 值	$a(或x)$	表 值	$a(或x)$	表 值	$a(或x)$	表 值
3.50	33.0	3.50	33.0	3.50	33.0	3.50	33.0	3.50	33.0
6.50	159.0	6.50	159.0	6.50	159.0	6.50	159.0	6.50	159.0
9.00	403.0	9.00	403.0	9.00	403.0	9.00	403.0	9.00	403.0
11.00	716.0	11.00	716.0	11.00	716.0	11.00	716.0	11.00	716.0
12.70	1 159.0	12.70	1 159.0	12.70	1 159.0	12.70	1 159.0	12.70	1 159.0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3.50	294.0	3.50	294.0	3.50	294.0	3.50	294.0	3.50	294.0
6.50	782.0	6.50	782.0	6.50	782.0	6.50	782.0	6.50	782.0
9.00	1 436.0		11 413.0		11 413.0		11 413.0		11 413.0
11.00	2 314.0	11.00	2 314.0	11.00	2 314.0	11.00	2 314.0	11.00	2 314.0
13.32	158.0	13.32	158.0	13.32	158.0	13.32	158.0	13.32	158.0
15.38	226.0	15.38	226.0	15.38	226.0	15.38	226.0	15.38	226.0
17.18	233.0	17.18	233.0	17.18	233.0	17.18	233.0	17.18	233.0
18.76	233.0	18.76	233.0	18.76	233.0	18.76	233.0	18.76	233.0
20.15	227.0	20.15	227.0	20.15	227.0	20.15	227.0	20.15	227.0
13.32	405.0	13.32	405.0	13.32	405.0	13.32	405.0	13.32	405.0
15.38	540.0	15.38	540.0	15.38	540.0	15.38	540.0	15.38	540.0
17.18	659.0	17.18	659.0	17.18	659.0	17.18	659.0	17.18	659.0
18.76	692.0	18.76	692.0	18.76	692.0	18.76	692.0	18.76	692.0
20.15	745.0	20.15	745.0	20.15	745.0	20.15	745.0	20.15	745.0
12.70	7 741.0	13.90	8 473.0	13.90	8 473.0	13.90	8 473.0	13.90	8 473.0
12.70	4 676.0	15.10	17 449.0	16.30	18 836.0	16.30	18 836.0	16.30	18 836.0
12.70	25 586.0	15.10	30 422.0	17.50	35 257.0	18.75	37 775.0	18.75	37 775.0
12.70	35 190.0	15.10	41 840.0	17.50	48 490.0	20.00	55 418.0	21.25	58 881.0
94 608.0		109 597.0		122 469.0		131 915.0		135 378.0	
1.293 3		1.498 2		1.674 2		1.803 3		1.850 6	
1.053 9		1.220 9		1.364 3		1.469 5		1.508 1	

四、连拱内力影响线

各杆件的轴向力影响线坐标按文献[1]式(7-9)计算,实腹段弯矩影响线坐标按文献[1]式(7-10)计算。为便于计算内力影响线的纵坐标,在表 3-7 中,先算好各杆件的 $\frac{x}{b}$ 和 $\frac{x-a}{b}$ 的值备用。为了节省篇幅,本例仅计算上弦杆 1-2、下弦杆 1'-2'、竖杆 1-1'、斜杆 1-2' 和实腹段截面 5-5'、9-9' (跨中)。各杆件及实腹段截面内力影响线的计算见表 3-7,各内力影响线形状见图 3-6。为了与固定拱内力影响线进行比较,将相应固定拱的内力影响线均以虚线表示在图中。为了便于计算活载内力,各内力影响线面积 $\omega(+)$ 和 $\omega(-)$ 亦示于图中。

内力影响线纵坐标计算表

表 3-7

$p=1$ 作用点		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
共用数据	H_r	左右跨同	0.302 9	0.557 1	0.764 0	0.924 3	1.053 9	1.220 9	1.364 3	1.469 5	1.508 1
	V_{\pm}	左半跨时	0.922 22	0.855 56	0.800 00	0.755 56	0.717 78	0.664 44	0.611 11	0.555 56	0.500 00
		右半跨时	0.077 78	0.144 44	0.200 00	0.244 44	0.282 22	0.335 56	0.388 89	0.444 44	-
上弦杆 1-2		$x/b = -2.345\ 38$					$y/b = -0.81491$				
$V_{\Delta} \frac{x}{b}$	左半跨	-2.16296	-2.00661	-1.87630	-1.7708	-1.68347	-1.55836	-1.43329	-1.30300	-1.17269	
	右半跨	-0.18242	-0.33877	-0.46908	-0.57330	-0.66191	-0.78702	-0.91209	-1.04238	-	
$-H_r y/b$		0.24684	0.45399	0.62259	0.75338	0.85883	0.99492	1.11178	1.19751	1.22897	
$-(x-a)/b$		1.08284	-	-	-	-	-	-	-	-	
N	左半跨	-0.83364	-1.55262	-1.25371	-1.0187	-0.82464	-0.56344	-0.32151	-0.10549	0.05628	
	右半跨	0.06442	0.11522	0.15351	-0.18008	0.19692	0.20790	0.19969	0.15513	-	
下弦杆 1'-2'		$x/b = 0.98885$					$y/b = 1.42108$				
$V_{\Sigma} \frac{x}{b}$	左半跨	0.91194	0.84602	0.79108	0.74714	0.70978	0.65703	0.60430	0.54937	0.49443	
	右半跨	0.07691	0.14283	0.1977	0.24171	0.27907	0.33182	0.38455	0.43948	-	
$H_r y/b$		-0.43045	-0.79168	-1.08571	-1.31379	-1.49768	-1.73450	-1.93878	-2.08828	-2.14313	
$-(x-a)/b$		-	-	-	-	-	-	-	-	-	
N	左半跨	0.48149	0.05434	-0.29463	-0.56665	-0.78790	-1.07747	-1.33448	-1.53891	-1.6487	
	右半跨	-0.35354	-0.64885	-0.88801	-1.07208	-1.21186	-1.40268	-1.55423	-1.14880	-	
竖杆 1-1'		$x/b = -1.29467$					$y/b = 0.42347$				
$V_{\Sigma} \frac{x}{b}$	左半跨	-1.19397	-1.10767	-1.03574	-0.97820	-0.92929	-0.86023	-0.79119	-0.71927	-0.64734	
	右半跨	-0.10070	-0.18700	-0.25893	-0.31647	-0.36538	-0.43444	-0.50348	-0.57540	-	
$-H_r y/b$		0.12827	0.23592	0.32353	0.39150	0.44630	0.51701	0.57774	0.62229	0.63864	
$-(x-a)/b$		-	-	-	-	-	-	-	-	-	
N	左半跨	1.06570	-0.87175	-0.71221	-0.58670	-0.48299	-0.34322	-0.21345	-0.09698	-0.0087	
	右半跨	0.02757	0.04892	0.0646	0.07503	0.08092	0.08257	0.07420	0.04689	-	
斜杆 1-2'		$x/b = 1.90795$					$y/b = 0.62406$				
$V_{\Sigma} \frac{x}{b}$	左半跨	1.75955	1.63237	1.52636	1.44157	1.36949	1.16597	1.16397	1.05998	0.95398	
	右半跨	0.14840	0.27558	0.38159	0.46638	0.53846	0.64023	0.74198	0.84797	-	

续上表

P=1 作用点		1	2	3	4	5	6	7	8	9
$-H_{xy}/b$		-0.18903	-0.34766	-0.47678	-0.57694	-0.65770	-0.76191	-0.85141	-0.91706	-0.94114
$-(x-a)/b$		-1.47370	-	-	-	-	-	-	-	-
N	左半跨	0.09686	1.28471	1.04958	0.86463	0.71179	0.50581	0.31446	0.14292	0.01284
	右半跨	-0.04063	-0.07208	-0.09519	-0.11056	-0.11924	-0.12168	-0.10943	-0.06909	-
截面 5-5'		$x=12.700 \quad y=4.526$								
$V_{\Sigma x}$	左半跨	11.7122	10.8656	10.1600	9.5656	9.1158	8.4384	7.7616	7.1556	6.3500
	右半跨	0.9878	1.8344	2.5400	3.1044	3.5842	4.2616	4.9398	5.6444	-
$-H_{xy}$		-1.37093	-2.52143	-3.45786	-4.18029	-4.76995	-5.52579	-6.17482	-6.65096	-6.82566
$-(x-a)$		-9.20000	-6.2000	-3.7000	-1.7000	-	-	-	-	-
M	左半跨	1.14127	2.14417	3.00214	3.77131	4.34585	2.91261	1.58628	0.40464	-0.47566
	右半跨	-0.38313	-0.67803	-0.91786	-1.07989	-1.18575	-1.26419	-1.23592	-	-
截面 9-9'		$x=22.50 \quad y=4.868$								
$V_{\Sigma x}$	左半跨	20.7500	19.2501	18.000	17.0001	16.1501	14.9449	13.7500	12.5001	11.2500
	右半跨	1.7501	3.2499	4.5000	5.4999	6.3500	7.5501	8.7503	9.9999	-
$-H_{xy}/b$		-1.47452	-2.71196	-3.71915	-4.50049	-5.13038	-5.94334	-6.64141	-7.15353	-7.3443
$-(x-a)$		-19.0000	-16.0000	-13.5000	-11.5000	-9.8000	-7.4000	-5.0000	-2.5000	-
M	左半跨	0.27558	0.53814	0.78085	0.99963	1.21972	1.60156	2.10859	2.84657	4.09647
	右半跨	0.27548	0.53704	0.78085	0.99943	1.21962	1.60676	2.10889	2.84637	-

由图 3-6a、b、c、d 可见,按连拱计算时,各杆件中控制设计的内力影响线面积 $\omega_{(+)}$ 或 $\omega_{(-)}$ 是增大的(仅下弦杆 1-2' 控制设计的 $\omega_{(-)}$ 减小),因而,其轴向力(压力或拉力)一般都比按固定拱计算的大。由图 3-6e、f 可见,跨中截面(9-9' 截面)的 $\omega_{(+)}$ 与加载的长度都增大很多,因而这个截面的正弯矩就会显著增加。为了确保桁架拱桥上部构造的安全度,多孔桁架拱桥一般应按连拱计算。

五、连拱最大活载内力计算

本例采用等代荷载,按文献[1]式(7-12)计算连拱最大活载内力。即

$$F = (1 + \mu) \phi m_c k \omega$$

式中冲击系数 μ 按文献[3]表 2-3、2-1 内插得:

$$\mu = \frac{0.2}{70-20}(70-L) = \frac{0.2}{50}(70-45) = 0.1$$

车道折减系数 $\phi = 1$ (双车道不折减)。

荷载横向分布系数 m_c ,按偏心压力法计算,以边片受力为不利。

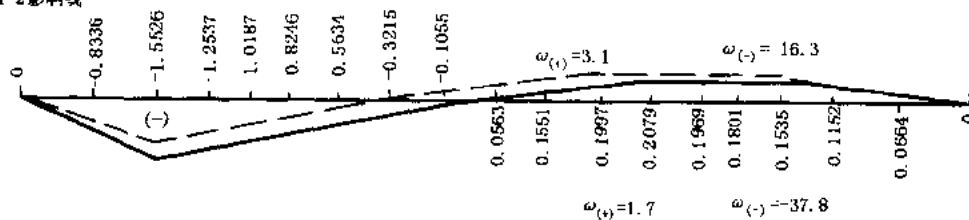
1. 汽车—15 级荷载

汽车—15 级荷载最不利布置见图 3-7a。

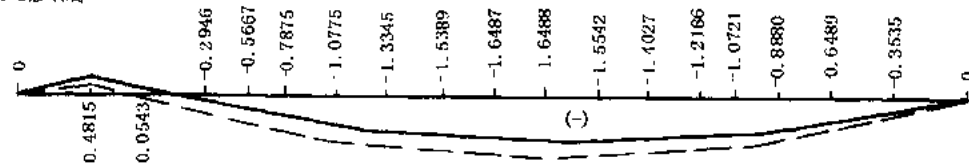
由文献[4]式(2-5-25)并注意到 $P=2$ (双车道),则有:

$$m_{c\text{汽}} = \frac{2I_1}{\sum_{i=1}^n I_i} + \frac{2a_i a_k I_i}{\sum_{i=1}^n a_i^2 I_i}$$

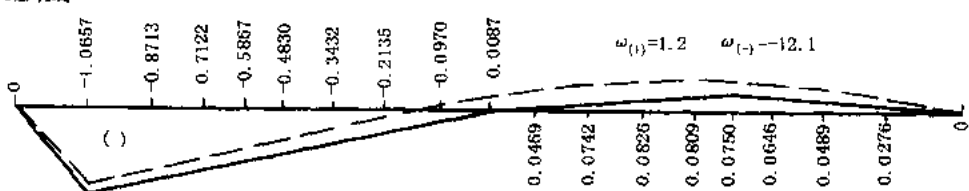
a) 上弦杆1-2影响线



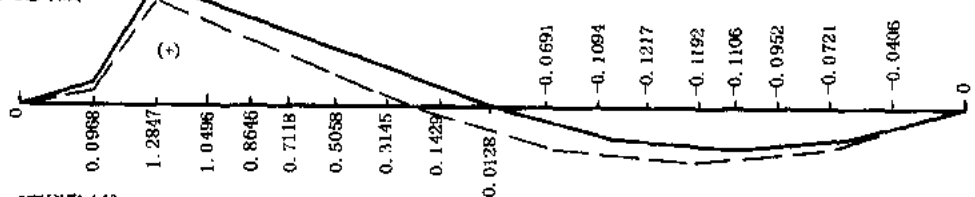
b) 下弦杆1-2影响线



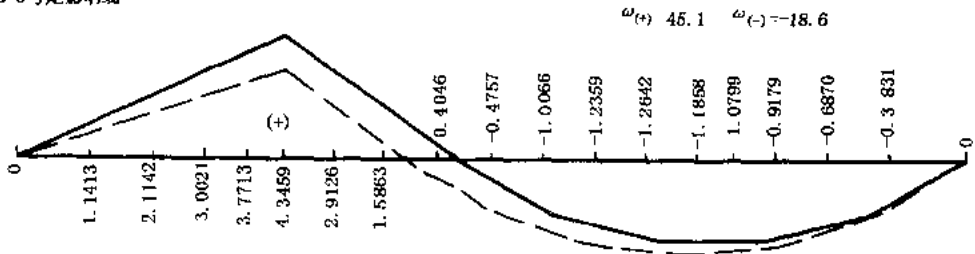
c) 竖杆1影响线



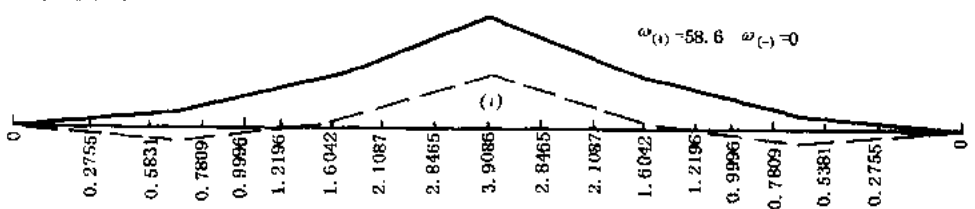
d) 斜杆1-2影响线



e) 截面5-5弯矩影响线



f) 截面9-9弯矩影响线



—— 连接拱内力影响线

----- 固定拱内力影响线

图 3-6 连拱内力影响线

近似认为桁架拱片的 I 相等,故求边片时, $m_{c\text{汽}} = \frac{2}{4} + \frac{2 \times 3.45 \times 0.5}{2(3.45^2 + 1.15^2)} = 0.6304$

2. 挂车—80 荷载

挂车—80 荷载最不利布置见图 3-7b。

同样由式(2-5-25),注意到此时 $P = 1$ (一辆挂车)则
有:

$$m_{c\text{挂}} = \frac{1}{4} + \frac{3.45}{2(3.45^2 + 1.15^2)} = 0.40$$

连拱活载内力的计算见表 3-8。

将上例(按连拱计算)与文献[2]中“钢筋混凝土桁架拱桥计算示例”(按固定拱计算)进行比较知;按连拱计算时,计算步骤和方法与按固定拱计算基本一致,仅在计算内力影响线(表 3-7)时以连拱水平力影响线 H_r 代替固定拱水平力影响线 H_F 。只需要增加很少的工作量。

将连拱的活载内力(表 3-8)与文献[2]表 1-23 中相应的活载内力进行比较。正如从影响线图 3-6 中所预计的结果一样,除下弦杆以外,按连拱计算的控制设计的内力,都比按固定拱计算的大。特别是拱顶截面,弯矩的增大尤为显著。汽车—15 级作用时,拱顶最大正弯矩由 274kN·m 增至 605.8kN·m,增大 121%;挂车—80 作用时,拱顶弯矩则由 442kN·m 增至 989.2

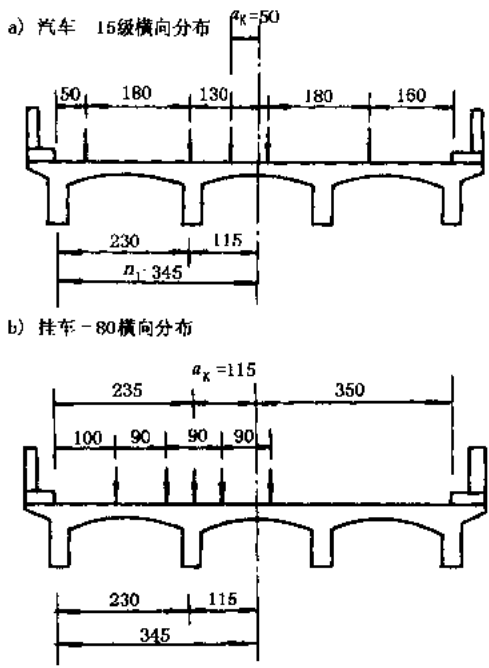


图 3-7 横向分布系数计算图示(尺寸单位:cm)

kN·m,增大 123%。这个事实说明,在桁架拱桥中,连拱的影响不能忽视。

连拱活载内力计算表

表 3-8

杆号或 截面号	所求 内容 布载 情况	影响线 形状	加载长 度(m)	影响线面积 (m ²)		等 代 荷 载 (kN/m)				活 载 内 力 (kN 或 kN·m)	
				ω	总面积 Ω	汽车— 15 级 K_1	0.6304 K_1	挂—80 K_2	0.40 K_2	汽车—15 级内力	挂车—80 内力
				3	4	5	6	7	8	9 = 3 × 6	10 = 3 × 8
上弦杆 1-2	N_{\max}	抛物线	24.00	3.1	-13.2	18.3	11.5	47.5	19.00	35.8	58.9
		三角形	21.00	-16.3		21.3	13.4	60.8	24.32	-218.9	-396.4
下弦杆 1'-2'	N_{\max}	三角形	6.88	1.7	-40.2	37.5	23.6	96.1	38.44	40.2	65.3
		抛物线	38.12	-41.9		12.9	8.13	30.9	12.36	-340.7	-517.9
竖杆 1-1'	N_{\max}	抛物线	22.34	1.2	-10.9	19.4	12.2	53.4	21.36	14.7	25.6
		三角形	22.66	-12.1		20.9	13.2	59.2	23.68	-159.4	-286.5
斜杆 1-2'	N_{\max}	三角形	22.66	12.5	+11.1	20.6	13.0	57.3	22.92	162.3	286.5
		抛物线	22.34	-1.4		19.0	12.0	50.7	20.28	-16.8	-28.4
实腹段 截面	5-5'	M_{\max}	20.75	45.1	24.7	20.3	12.8	55.0	22.00	577.2	992.2
		M_{\min}	24.25	-20.4		18.5	11.7	48.4	19.36	-237.9	-349.9
	9-9'	M_{\max}	45.00	58.6	58.6	16.4	10.34	42.2	16.88	605.8	989.2
		M_{\min}	0	0		0	0	0	0	0	0

例四 无铰连拱计算示例

本例以 5 孔 ($l_0 = 50\text{m}$) 等跨不等刚度墩悬链线无铰拱为计算对象, 详细介绍悬链线无铰连拱上、下部结构的计算步骤与方法。拱圈截面采用截面几何特性计算比较复杂的双曲拱。对于其他形式的多孔连拱(石拱、混凝土及钢筋混凝土肋拱、箱形拱等), 除拱圈截面几何特性的计算比双曲拱简单外, 上、下部结构按连拱计算的步骤与方法, 均与本例无异。

一、设计资料

1. 结构形式: 5 孔等跨不等刚度墩悬链线无铰拱(图 4-1)

2. 设计荷载: 汽车—20 级, 挂车—100, 人群 3kN/m^2

3. 桥面净空: 净 $7 + 2 \times 1.0\text{m}$ (人行道)

4. 净跨径 $l_0 = 50\text{m}$

5. 净矢高 $f_0 = 8.333\text{m}$, 净拱度 $\frac{f_0}{l_0} = \frac{1}{6}$

6. 拱顶填料平均厚度(包括路面) $h_d =$

0.3m

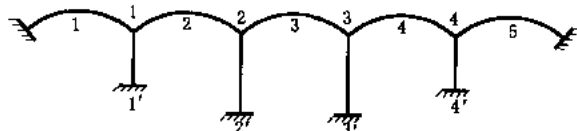


图 4-1

7. 上部结构材料性能

拱肋 40 号钢筋混凝土(预制), 容重 $\gamma_1 = 25\text{kN/m}^3$, 弹性模量 $E_1 = 3.3 \times 10^4\text{MPa}$, 抗压极限强度 $R_{a1}^i = 28\text{MPa}$

拱波 10 号砂浆砌 20 号混凝土预制拱波, $\gamma_2 = 24\text{kN/m}^3$, $E_2 = 800 R_a^j = 800 \times 6.8 = 0.544 \times 10^4\text{MPa}$, 抗压极限强度 $R_{a2}^j = 6.8\text{MPa}$

拱板 20 号现浇混凝土, $\gamma_3 = 24\text{kN/m}^3$, $E_3 = 2.6 \times 10^4\text{MPa}$, 抗压极限强度 $R_{a3}^j = 14\text{MPa}$, 直接抗剪极限强度 $R_j^j = 3.3\text{MPa}$, 弯曲抗拉极限强度 $R_{wl}^j = 2.5\text{MPa}$

钢筋 II 级钢筋, 标准强度 $R_g^b = R_y^b = 340\text{MPa}$, $E_p = E_y = 2 \times 10^5\text{MPa}$

腹拱 20 号混凝土, $\gamma_3 = 24\text{kN/m}^3$

立柱、横墙 20 号钢筋混凝土, $\gamma_4 = 25\text{kN/m}^3$

侧墙、护拱 7.5 号砂浆砌块、片石, $\gamma_5 = 23\text{kN/m}^3$

拱腔填料及侧墙的平均容重 $\gamma_6 = 18\text{kN/m}^3$

8. 下部结构材料性能

桥墩墩帽 7.5 号砂浆砌 50 号块石, $\gamma_7 = 24\text{kN/m}^3$

墩身、基础 7.5 号砂浆砌 50 号片石, $\gamma_8 = 23\text{kN/m}^3$, 抗压极限强度 $R_a^j = 3.9\text{MPa}$

地基土为圆砾, 容许承载力 $[\sigma_0] = 600\text{kPa}$

二、主拱圈截面尺寸的拟定及几何特性计算

(一) 主拱圈截面尺寸的拟定

主拱圈由4肋3波另加两个悬半波组成,可分为4个相同的单元,每单元见图4-2。

1. 主拱圈总高度估算

根据经验公式,主拱圈总高度

$$d = \left(a + \frac{l_0}{b} \right) K = \left(35 + \frac{5000}{100} \right) \times 1.2 = 102\text{cm}$$

考虑到连拱的拱圈需适当加强,采用 $d = 110\text{cm}$

2. 拱肋尺寸

拱肋采用倒T形截面。本桥拟用无支架施工,拱肋高度采用 $0.01l_0 = 50\text{cm}$,拱肋的宽度 $b = 50\text{cm}$ 。

拱肋配筋,上缘采用 $4\Phi 16$,下缘采用 $5\Phi 20$ 。

3. 拱波及拱板

拱波厚度采用 6cm 。为便于施工,拱板采用折线形。拱波顶部现浇板厚 14cm ,拱肋顶部现浇厚度 10cm (图4-2)。

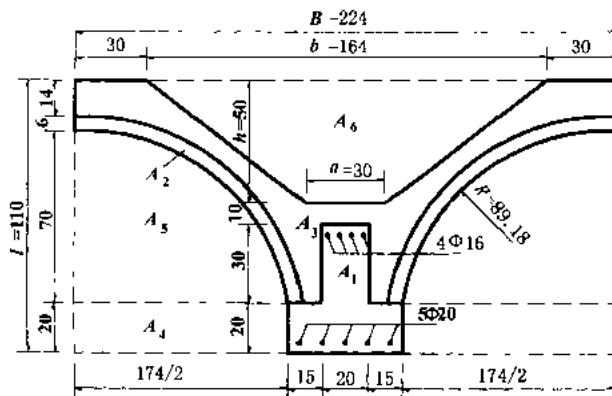


图4-2 拱圈单元(尺寸单位:cm)

(二) 主拱圈单元几何特性计算

1. 换算系数

本例以拱板为标准层,其抗压极限强度为 $R_{ao}^j = 14\text{MPa}$ 。拱肋、拱波材料的换算系数为:

$$\text{拱肋混凝土 } n_1 = \frac{R_{al}^j}{R_{ao}^j} = \frac{28}{14} = 2.0$$

$$\text{II级钢筋 } n_g = 10$$

$$\text{混凝土预制拱波砌体 } n_2 = \frac{R_{a2}^j}{R_{ao}^j} = \frac{6.8}{14} = 0.486$$

2. 拱波半径

根据拱波的 $l_0 = 1.74\text{m}$ 、 $f_0 = 0.70\text{m}$ 、 $\frac{f_0}{l_0} = \frac{1}{2.5}$,由文献[10]表3-1得:

$$\text{拱波内半径 } R_o = 0.5125l_0 = 0.5125 \times 1.74 = 0.8918\text{m}$$

$$\text{拱波轴线半径 } R = 0.8918 + 0.03 = 0.9218\text{m}$$

3. 几何特性计算

主拱圈单元截面几何特性计算过程见表4-1。

(1) 换算截面形心轴

根据各部分材料的净面积和换算系数求出换算面积 ΣA_0 、换算截面面积矩 ΣS_0 之后,采用下式计算截面形心轴位置:

$$y_{\text{下}} = \frac{\Sigma S_0}{\Sigma A_0} = \frac{416\,373.3}{8\,303.5} = 50.144\text{cm}$$

$$y_{\text{上}} = 110 - 50.144 = 59.856\text{cm}$$

(2) 换算截面对形心轴的换算惯性矩

换算截面对形心轴的换算惯性矩 I_0 ,等于各换算截面对自身重心轴的换算惯性矩 ΣI_0 ,加上各换算截面移至形心轴的惯性矩 $\Sigma A_0 a_i^2$ 。即

主拱圈单元几何特性计算表

表 4-1

项 目	净面积 A_i	换算系数 n_i	换算面积 $A_0 = n_i A_i$	各面积重心至肋底距离 y_i	对肋底换算面积矩 $S_0 = A_0 y_i$	各面积对自身形心轴的惯性矩 I_0	各形心至截面重心的距离 a_i	各面积移至重心轴的惯性矩 $A_0 a_i^2$
拱 肋	1	2	3	4	5	6	7	8
	4#16 5#20	10 10	80.4 157.1	46 4	3698.4 628.4	— —	4.14 46.14	$80.4 \times 4.14^2 = 1378$ $157.1 \times 46.14^2 = 334450$
混凝土	$20 \times 50 + 20 \times 30 - 8.04 - 15.71 = 1576.25$	2	3152.5	$\frac{20 \times 50 \times 25 + 30 \times 20 \times 10}{20 \times 50 + 30 \times 20} = 19.38$	61095.5	$2 \times \frac{1}{12} \times 20 \times 50^3 = 416667$ $2 \times \frac{1}{12} \times 30 \times 20^3 = 40000$	25.144 40.144	$2 \times 20 \times 50 \times 25.144^2 + 2 \times 20 \times 30 \times 40.144^2 = 3198290.4$
拱波	$2.66896 \times 92.18 \times 6 = 1492.7$	0.485	725.5	$0.72295 \times 92.18 + (90 + 3 - 92.18) = 67.46$	48942	$0.153 \times 92.18^3 \times 6 \times 0.486 = 349453$	17.32	$725.5 \times 17.32^2 = 217637$
大矩形 A_4	$224 \times 110 = 24640$	1	24640	55	1355200	$\frac{1}{12} \times 224 \times 110^3 = 24845333$	4.86	$24640 \times 4.86^2 = 581986.9$
小矩形 A_5	$-20 \times (224 - 50) = -3480$	1	-3480	10	-34800	$-\frac{1}{12} \times (224 - 50) \times 20^3 = -116000$	40.14	$-3480 \times 40.14^2 = -5607044$
弓形 A_5	$-1.13532 \times 89.18^2 = -9029.3$	1	-9029.3	$0.54528 \times 89.18 - (89.18 - 90) = 49.45$	-446499	$-0.04819 \times 89.18^4 = -3048083$	0.69	$-9029.3 \times 0.69^2 = -4298.8$
梯形 A_6	$-\frac{1}{2} \times (164 + 30) \times 50 = -4850$	1	-4850	$110 - \frac{(164 + 60) \times 50}{3 \times (164 + 30)} = 90.76$	-440186	-849728	40.62	$-4850 \times 40.62^2 = -8002424$
拱肋 A_1	$-20 \times 50 - 20 \times 30 = -1600$	1	-1600	19.38	-31008	-312708	30.76	$-1600 \times 30.76^2 = -1513884$
拱波 A_2	-1492.7	1	-1492.7	67.46	-100698	$-0.153 \times 92.18^3 \times 6 = -719040$	17.32	$-1492.7 \times 17.32^2 = -447783.7$
拱板 A_3	4188	1	4188		302009	小计: 19799774		小计: -14993447.6
合计	7280.7		8303.5		416373.3	20605894		-11241692

注: ①拱波 (A_2) 几何特性的计算见文献[10]表 1-10; ②弓形 (A_5) 几何特性的计算见文献[10]表 1-8; ③表中第 6 行第 6 列 $i_0 = \frac{-h^3(a^2 + 4ab + b^2)}{36(a+b)} = \frac{-50^3(30^2 + 4 \times 30 \times 164 + 164^2)}{36 \times (30 + 164)} = -849728 \text{ cm}^4$ (因是挖空部分, 故 i_0 为负)。

$$I_o = \Sigma I_o + \Sigma A_o a_i^2 = 20605894 + (-11241692) = 0.09364\text{m}^4$$

(3)换算截面抵抗矩

$$W_{\text{上}} = \frac{I_o}{y_{\text{上}}} = \frac{0.09364 \times 10^8}{59.856} = 1.56442 \times 10^5 \text{cm}^3$$

$$W_{\text{下}} = \frac{I_o}{y_{\text{下}}} = \frac{0.09364 \times 10^8}{50.144} = 1.86742 \times 10^5 \text{cm}^3$$

三、拱轴系数的确定

(一)假定拱轴系数 m 、确定计算跨径及计算矢高

假定 $m = 2.24$, 相应的 $\frac{y_l}{f} = 0.22$ 。由文献[1]附录(III)表(III)-20 得

$$\sin \varphi_j = 0.61449, \cos \varphi_j = 0.78893$$

计算跨径 $l = l_o + 2y_{\text{下}} \sin \varphi_j = 50 + 2 \times 0.50144 \times 0.61449 = 50.6163\text{m}$

计算矢高 $f = f_o + y_{\text{下}}(1 - \cos \varphi_j) = 8.333 + 0.50144(1 - 0.78893) = 8.4392\text{m}$

(二)主拱圈坐标计算

将拱圈沿跨径方向分成 24 等分, 每等分长为

$$\Delta l = \frac{l}{24} = \frac{50.6163}{24} = 2.109\text{m}$$

以拱顶截面形心为坐标原点, 则拱圈上缘(拱背)纵坐标为(参阅图 4-4)

$$y'_1 = y_1 - \frac{y_{\text{上}}}{\cos \varphi_1}$$

主拱圈坐标计算见表 4-2。

拱轴及拱背坐标计算表

表 4-2

截 面	x	$\cos \varphi_1$	$\frac{y_{\text{上}}}{\cos \varphi_1}$	$\frac{y_1}{f}$	拱 轴 坐 标 y_1	拱 背 坐 标 $y'_1 = y_1 - \frac{y_{\text{上}}}{\cos \varphi_1}$
0	25.308	0.78893	0.7586	1.0000	8.4392	7.6806
1	23.199	0.82714	0.7236	0.8179	6.9027	6.1791
2	21.090	0.86132	0.6949	0.6595	5.5653	4.8704
3	18.981	0.89125	0.6715	0.5223	4.4076	3.7361
4	16.872	0.91692	0.6527	0.4044	3.4129	2.7602
5	14.763	0.93849	0.6377	0.3041	2.5667	1.9290
6	12.654	0.95624	0.6259	0.2200	1.8566	1.2307
7	10.545	0.97049	0.6167	0.1508	1.2724	0.6557
8	8.436	0.98159	0.6097	0.0955	0.8056	0.1959
9	6.327	0.98986	0.6046	0.0532	0.4493	-0.1553
10	4.218	0.99556	0.6012	0.0235	0.1985	-0.4026
11	2.109	0.99890	0.5992	0.0058	0.0494	-0.5497
12	0.000	1.0000	0.5985	0.0000	0.0000	-0.5985

注: 具体设计时, 为便于拱圈放样, 尚需计算拱圈下缘的纵坐标值 $y''_1, y''_1 = y_1 + \frac{y_{\text{下}}}{\cos \varphi_1}$

半孔桥跨结构的布置见图 4-3。

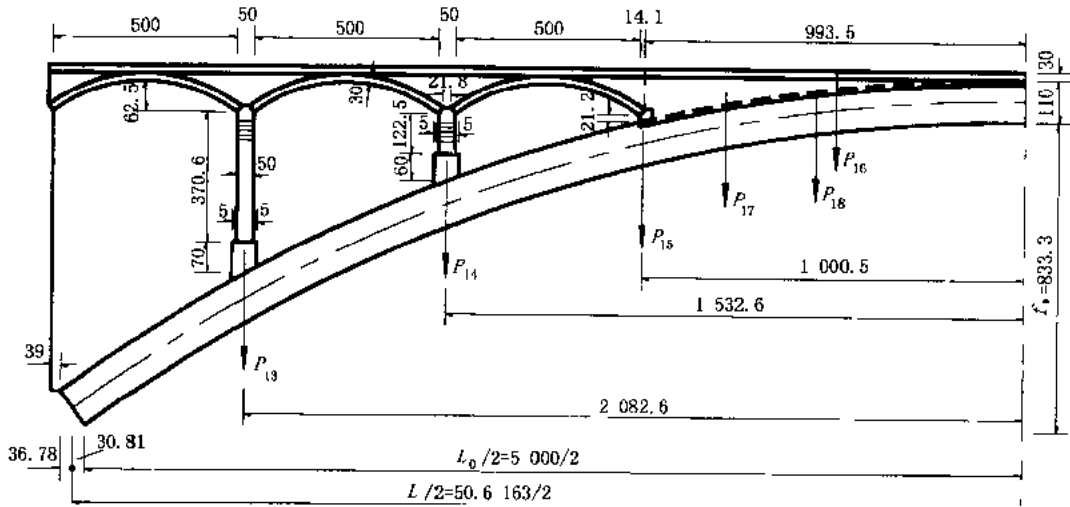


图 4-3 半孔桥跨结构布置(尺寸单位:cm)

(三)桥跨结构布置及拱上立柱、横墙的高度计算

主拱圈拱脚截面在水平方向的投影长度为

$$\begin{aligned} d\sin\varphi_j &= 110 \times 0.61449 = 67.59\text{cm} \\ y_{\perp}\sin\varphi_j &= 59.856 \times 0.61449 = 36.78\text{cm} \\ y_{\text{下}}\sin\varphi_j &= 50.144 \times 0.61449 = 30.81\text{cm} \end{aligned}$$

腹拱采用圆弧拱,净跨径 $l_0=5.00\text{m}$,净矢高 $f'_0=0.625\text{m}$, $\frac{f'_0}{l_0}=\frac{1}{8}$,拱圈厚 $t=0.3\text{m}$ 。

由文献[1]表 3-2 得:

$$\sin\varphi_0 = 0.470588, \cos\varphi_0 = 0.882353$$

腹拱拱脚截面在水平和垂直方向的投影长度为:

$$\begin{aligned} \Delta x &= t\sin\varphi_0 = 0.3 \times 0.470588 = 0.141\text{m} \\ \Delta y &= t\cos\varphi_0 = 0.3 \times 0.882353 = 0.265\text{m} \end{aligned}$$

腹拱计算跨径 $l = l_0 + \Delta x = 5.141\text{m}$

由图 4-4 可见,立柱的高度 h 当按下式计算:

$$h = y'_1 + y_{\perp} - (f'_0 + t)$$

为了以后计算拱上实腹段的恒载重力,在表 4-3 的第 6 行列出了实腹段端部的高度 h_0 (图 4-4 中虚线所示),由图 4-4 显而易见 $h_0 = y'_1 + y_{\perp}$ 。

表 4-3

项 目	x	$\cos\varphi_1$	拱背 y'_1	$y_{\perp} - (f'_0 + d)$	h_0
	1	2	3	4	5 = 3 + 4
1 号立柱	20.826	0.86507	4.732	- 0.326	4.406
2 号横墙	15.326	0.93273	2.151	- 0.326	1.825
3 号拱座	10.005	0.97333	0.538	- 0.326	0.212
实腹段端部	9.935	0.97370	0.523	0.5986	$h_0 = 1.122$

(四)恒载计算

1.主拱圈部分

主拱圈恒载重力、半孔恒载对本跨径和拱脚截面所产生的力矩 M_{V4} 和 M_j ,最简便的办法是利用文献[2]表(III)-19来计算:

主拱圈单位弧长的重力:

$$\Sigma A_i \gamma_i = (0.14927 + 0.4188) \times 24 + 0.16 \times 25 = 17.634 \text{ kN/m}$$

半孔恒载重:

$$P_{o-12} = \frac{1}{\gamma_1} \times \frac{L}{2} \times \Sigma A_i \gamma_i = 1.07394 \times \frac{50.6163}{2} \times 17.634 = 479.27 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{V4} &= 0.12587 \times \frac{1}{4} l^2 \Sigma A_i \gamma_i \\ &= 0.12587 \times \frac{1}{4} \times 50.6163^2 \times 17.634 \\ &= 1421.63 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_j &= 0.51664 \times \frac{1}{4} l^2 \times \Sigma A_i \gamma_i \\ &= 0.51664 \times \frac{1}{4} \times 50.6163^2 \times 17.634 \\ &= 5835.15 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

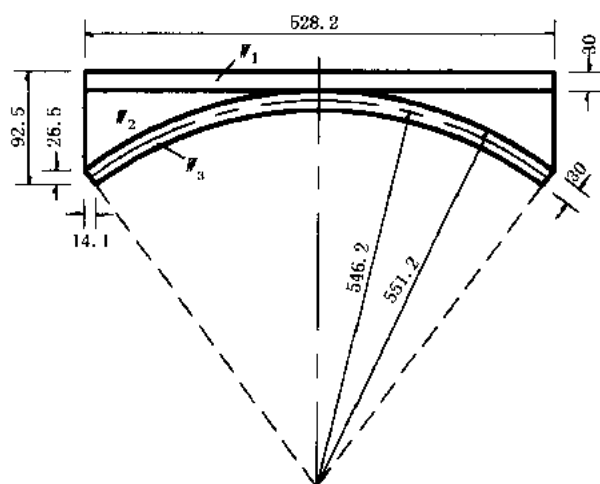


图 4-5 路面、填料计算图(尺寸单位:cm)

本桥横系梁(横隔板)的重力不大,对拱轴系数和恒载内力的影响较小,本例略去不计。

2.空腹段 $P_{13} \sim P_{15}$

$P_{13}(P_{14}, P_{15})$ = 拱顶以上路面及填料重力 \bar{W}_1 + 侧墙护拱重力 \bar{W}_2 + 腹拱圈重力 \bar{W}_3 + 立柱(横墙)重力 \bar{W}_4 + 波沟填平层重力 \bar{W}_5 。

取一个腹拱单元(图 4-5),求 $\bar{W}_1 \sim \bar{W}_3$ 。

(1)路面及填料重力 \bar{W}_1

将桥面系重力折算到路面及填料重力之后,计算 \bar{W}_1 时,取平均容重 $\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$ 。

$$\bar{W}_1 = 5.282 \times 0.3 \times 2.24 \times 24.5 = 86.96 \text{ kN}$$

(2)侧墙护拱重力 \bar{W}_2

由文献[1]表 1-9 得

$$\bar{W}_2 = 0.03599 \times (5.462 + 0.15)^2 \times 2.24 \times 23 = 58.40 \text{ kN}$$

(3)腹拱圈重力 \bar{W}_3

由文献[1]表 1-10 得

$$\bar{W}_3 = 0.97991 \times 5.462 \times 0.3 \times 2.24 \times 24 = 86.32 \text{ kN}$$

$$\bar{W}_1 + \bar{W}_2 + \bar{W}_3 = 86.96 + 58.40 + 86.32 = 231.68 \text{ kN}$$

(4) P_{13} 计算

在 1 号立柱柱顶 21.8cm 内,侧墙、路面及填料重力:

$$\begin{aligned}\bar{W}_{4,1} &= 0.218 \times 2.24 \times [0.3 \times 24.5 + (0.925 - 0.265) \times 23] \\ &= 11.00 \text{ kN}\end{aligned}$$

1 号立柱横桥向可分为 4 个单元,各部分尺寸见图 4-6,按单元计算 1 号立柱各部分的重力。

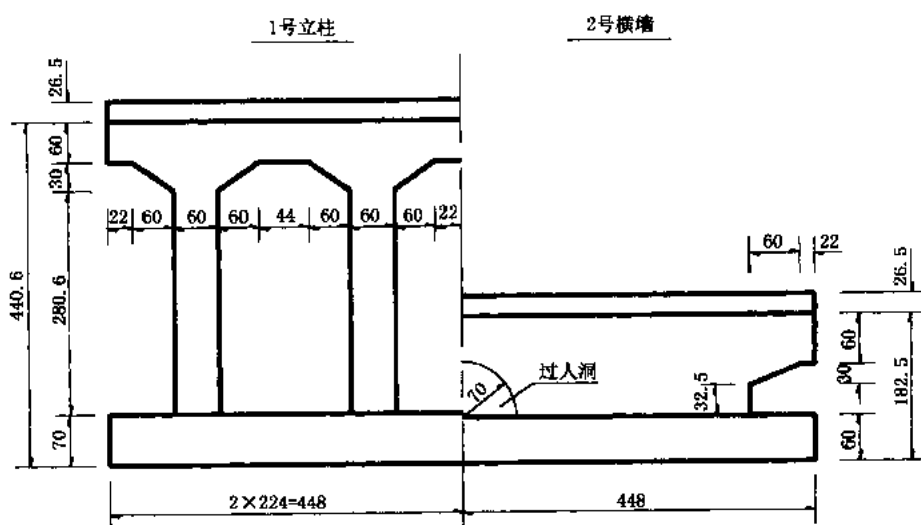


图 4-6 立柱重力计算图(尺寸单位:cm)

盖梁

$$\begin{aligned}\bar{W}_{4,2} &= \left[0.5 \times 0.6 + \frac{1}{2} (0.218 + 0.5) \times 0.265 \right] \times 2.24 \times 25 + (0.6 + 1.8) \times 0.3 \times 0.5 \times 25 \\ &= 31.13 \text{ kN}\end{aligned}$$

1 号立柱柱身

$$\bar{W}_{4,3} = 2.806 \times 0.6 \times 0.5 \times 25 = 21.05 \text{ kN}$$

底梁

$$\bar{W}_{4,4} = 2.24 \times 0.7 \times 0.6 \times 25 = 23.52 \text{ kN}$$

波沟填平层(图 4-2 中梯形挖空部分)

$$\begin{aligned}\bar{W}_5 &= \text{波沟梯形面积 } A_6 \times \text{波沟填平层长度} \times \gamma_3 \\ &= 0.485 \text{①} \times \frac{0.6}{\cos \varphi_i} \times 24 = 0.485 \times \frac{0.6}{0.86507} \times 24 = 8.05 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{13} &= \bar{W}_1 + \bar{W}_2 + \bar{W}_3 + (\bar{W}_{4,1} + \bar{W}_{4,2} + \bar{W}_{4,3} + \bar{W}_{4,4}) + \bar{W}_5 \\ &= 231.68 + 11.00 + 31.13 + 21.05 + 23.52 + 8.05 \\ &= 326.43 \text{ kN}\end{aligned}$$

① 0.485 为波沟梯形面积,见表 4-1 第 8 行。

(5) P_{14} 计算

2号横墙(包括盖梁)

$$\begin{aligned}\bar{W}_{4,2} + \bar{W}_{4,3} &= 0.5 \times \left[1.225 \times 4.48 - \frac{1}{4} \times \pi \times 0.7^2 - \frac{1}{2} (0.22 + 0.82) \times 0.3 - 0.325 \times 0.82 \right] \\ &\quad \times \frac{24}{2} + \frac{1}{2} (0.218 + 0.5) \times 0.265 \times 2.24 \times 24 \\ &= 33.20 \text{ kN}\end{aligned}$$

底梁

$$\bar{W}_{4,4} = 2.24 \times 24 \times 0.6 \times 0.6 = 19.35 \text{ kN}$$

波沟填平层

$$\bar{W}_5 = 0.485 \times \frac{0.6}{0.93273} \times 24 = 7.49 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}P_{14} &= \bar{W}_1 + \bar{W}_2 + \bar{W}_3 + \bar{W}_{4,1} + \bar{W}_{4,2} + \bar{W}_{4,3} + \bar{W}_{4,4} + \bar{W}_5 \\ &= 231.68 + 11.00 + 33.20 + 19.35 + 7.49 \\ &= 302.72 \text{ kN}\end{aligned}$$

(6) P_{15} 计算

3号拱座及波沟填平层

$$\begin{aligned}\bar{W}_4 + \bar{W}_5 &= 2.24 \times 24 \times \left(\frac{1}{2} \times 0.141 \times 0.265 + 0.212 \times 0.141 \right) \\ &\quad + 0.485 \times \frac{0.141}{0.9727} \times 24 \\ &= 4.30 \text{ kN} \\ P_{15} &= \frac{1}{2} (\bar{W}_1 + \bar{W}_2 + \bar{W}_3) + \bar{W}_4 + \bar{W}_5 \\ &= 0.5 \times 231.68 + 4.30 = 120.14 \text{ kN}\end{aligned}$$

3. 实腹段 $P_{16} \sim P_{18}$

(1) P_{16} (路面填料及桥面系重)

$$P_{16} = 2.24 \times 9.935 \times 0.3 \times 24.5 = 163.57 \text{ kN}$$

(2) P_{17} (曲边三角形部分填料重力, 见图 4-7)

$$\text{由图 4-7, } \xi_0 = \frac{9.935}{25.308} = 0.3926$$

由附录二附表 2-1、2-2 内插得

$$\beta = 0.32979, c = 0.24866$$

$$\begin{aligned}P_{17} &= \beta \times l \times h \times 2.24 \times 18 \\ &= 0.32979 \times 9.935 \times 1.122 \times 2.24 \times 18 \\ &= 148.22 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$x_c = cl = 0.24866 \times 9.935 = 2.470 \text{ m}$$

$$P_{17} \text{ 至拱顶距离} = 9.935 - 2.470 = 7.465 \text{ m}$$

(3) P_{18} (波沟填平层)

波沟填平层的曲线长度 \widehat{ao} , 可利用附表 1-1 计算。根据 $m = 2.24, f/l = 1/6, \xi = 0.3926$, 由附表 1-1 内插得:

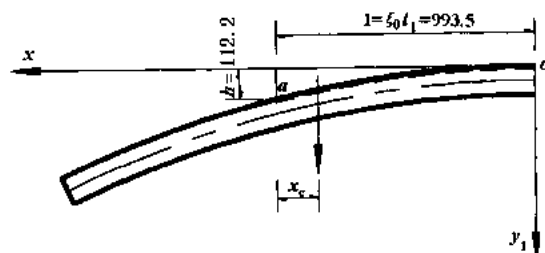


图 4-7 三角形填料

$$K_1 = 0.35236 + \frac{0.40357 - 0.35236}{0.05}(0.3926 - 0.35) = 0.3960$$

$$\widehat{ao} = K_1 l_1 = 0.3960 \times 25.308 = 10.022\text{m}$$

$$P_{18} = 0.485 \times 10.022 \times 18 = 87.12\text{kN}$$

(五)拱轴系数 m

半孔桥跨结构恒载对 $l/4$ 及拱脚截面的力矩见表 4-4。

$\Sigma M_{l/4}$ 、 ΣM_j 计算表

表 4-4

荷载号	重 力 (kN)	对 $l/4$ 截 面		对 拱 脚 截 面	
		力 臂 (m)	力矩(kN·m)	力 臂 (m)	力矩(kN·m)
P_{0-12}	479.27	—	1421.63	—	5835.15
P_{13}	326.43	—	—	$\frac{l}{2} - 20.826 = 4.482$	1463.1
P_{14}	302.72	—	—	$\frac{l}{2} - 15.326 = 9.982$	3021.8
P_{15}	120.14	$\frac{l}{4} - 10.005 = 2.649$	318.3	$\frac{l}{2} - 10.005 = 15.303$	1838.5
P_{16}	163.57	$\frac{l}{4} - \frac{9.935}{2} = 7.687$	1257.3	$\frac{l}{2} - \frac{9.935}{2} = 20.341$	3327.1
P_{17}	148.22	$\frac{l}{4} - 7.460 = 5.194$	769.9	$\frac{l}{2} - 7.460 = 17.848$	2645.5
P_{18}	87.12	$\frac{l}{2} - \frac{9.935}{2} = 7.687$	669.7	$\frac{l}{2} - \frac{9.935}{2} = 20.341$	1772.1
合计	1627.47	—	4436.83	—	19903.25

由表 4-4 得

$$\frac{y_{l/4}}{f} = \frac{\Sigma M_{l/4}}{\Sigma M_j} = \frac{4436.83}{19903.25} = 0.2229$$

与假定的 $\frac{y_{l/4}}{f} = 0.22$ 大致相差半级。为了减小拱脚的负弯矩,采用拱轴系数 $m = 2.24$,并用假载法调整。

四、弹性中心及弹性压缩系数

由文献[1]表(III)-3得:

弹性中心 $y_s = 0.33207 \times f = 0.33207 \times 8.4392 = 2.802\text{m}$

截面回转半径:

$$r^2 = \frac{I_o}{A_o} = \frac{0.09364}{0.83035} = 0.11277\text{m}^2$$

由文献[1]表(III)-9、表(III)-11得:

$$\mu_1 = [\text{表值}] \times \left(\frac{r}{f}\right)^2 = 11.2081 \times \frac{0.11277}{8.4392^2} = 0.0177$$

$$\mu = [\text{表值}] \times \left(\frac{r}{f}\right)^2 = 9.7629 \times \frac{0.11277}{8.4392^2} = 0.0155$$

$$\frac{\mu_1}{1 + \mu} = \frac{0.0177}{1 + 0.0155} = 0.0174$$

$$\frac{\mu}{1+\mu} = \frac{0.0155}{1+0.0155} = 0.0153$$

五、永久荷载(恒载)作用下的内力计算

在本例中,永久荷载作用下的内力,由结构重力和混凝土收缩的影响力组成。

(一)结构重力产生的内力

按实际恒载计算时, $\frac{y_{l/4}}{f} = 0.2229$ 。为了减小拱脚的负弯矩并能查表计算,在确定拱轴线时利用假载法提高 m 值。即在实际恒载图形上减去一层假载 g_x ,使 $\frac{y_{l/4}}{f}$ 由 0.2229 减小到 0.22。此时,恒载内力为不计假载 g_x 的恒载内力 + 假载 g_x 产生的内力。假载 g_x 由下式求出:

$$\frac{y_{l/4}}{f} = \frac{\Sigma M_{l/4} - \frac{1}{32} g_x l^2}{\Sigma M_j - \frac{1}{8} g_x l^2} = 0.22$$

$$\frac{4436.83 - \frac{1}{32} \times g_x \times 50.6163^2}{19903.25 - \frac{1}{8} \times g_x \times 50.6163^2} = 0.22$$

解上式得

$$g_x = \frac{4436.83 - 0.22 \times 19903.25}{\left(\frac{1}{32} - \frac{0.22}{8}\right) \times 50.6163^2} = 17.5 \text{ kN/m}$$

1. 不考虑假载 g_x 的恒载内力

(1) 不计弹性压缩的恒载推力

$$H_g = \frac{\Sigma M_j - \frac{1}{8} g_x l^2}{f} = \frac{19903.25 - \frac{1}{8} \times 17.5 \times 50.6163^2}{8.4392} = 1694.4 \text{ kN}$$

(2) 计入弹性压缩后的恒载内力见表 4-5。

恒载内力(不计 g_x)计算表

表 4-5

项 目	拱 顶	$\frac{3}{8}l$ 截 面	拱 脚
$y = y_s - y_1(\text{m})$	2.802	2.353	-5.6372
$\cos \varphi_1$	1.0000	0.98986	0.78893
$H'_g = H_g \left(1 - \frac{\mu_1}{1+\mu}\right) (\text{kN})$	1664.9	1664.9	1664.9
$N_g = \frac{H_g}{\cos \varphi_1} - \frac{\mu_1}{1+\mu} H_g \cos \varphi_1 (\text{kN})$	1664.9	1682.6	2124.5
$M_g = \frac{\mu_1}{1+\mu} H_g y (\text{kN} \cdot \text{m})$	82.61	69.37	-166.20

注:计算连拱时,一般是以拱顶 M_{\max} 、拱脚 M_{\min} 控制拱圈的设计。本例跨径较大,加算 $\frac{3}{8}l$ 截面。 $\frac{l}{4}$ 截面因其不控制设计,故从略。

2. 假载 g_x 产生的内力

不考虑弹性压缩时假载 g_x 产生的内力,可利用 g_x 乘以内力影响线的全面积求得(表 4-6)。

不考虑弹性压缩的假载内力

表 4-6

项 目	影响线面积系数	乘 数	影响线面积	力(kN) 或力矩(kN·m)
拱 顶	M'	$0.00671 - 0.00477 = 0.00194$	l^2	4.970
	H'	$0.06657 + 0.06096 = 0.12753$	l^2/f	38.716
$\frac{3}{8}l$ 截面	M'	$0.00849 - 0.00757 = 0.00092$	l^2	0.4919
	H'	$0.06434 + 0.06319 = 0.12753$	l^2/f	38.716
拱 脚	M'	$0.01937 - 0.01490 = 0.00447$	l^2	11.452
	H'	$0.09077 + 0.03675 = 0.12752$	l^2/f	38.716
	V'	0.5	l	25.31

注: ①表中 $l = 50.6163\text{m}$, $f = 8.4392\text{m}$;

②影响线面积系数由文献[1]附表(III)表(IV)-14(50)查得。

考虑弹性压缩影响 g_x 作用的内力见表 4-7。

考虑弹性压缩的假载内力

表 4-7

项 目	拱 顶	$\frac{3}{8}l$ 截 面	拱 脚
$\sin\varphi$	0	0.14207	0.61449
$\cos\varphi$	1.0000	0.98986	0.78893
$\frac{\mu}{1+\mu}H'(\text{kN})$	11.789	11.789	11.789
$N = \left(1 - \frac{\mu_1}{1+\mu}\right)H'\cos\varphi + V'\sin\varphi(\text{kN})$	665.74	672.56	797.37
$M'(\text{kN}\cdot\text{m})$	86.98	8.61	200.41
$y(\text{m})$	2.802	2.353	-5.6372
$M = M' + \frac{\mu_1}{1+\mu}H'y(\text{kN}\cdot\text{m})$	120.01	36.35	133.95

注: $\frac{3}{8}l$ 截面 $N \approx \left(1 - \frac{\mu_1}{1+\mu}\right)H'/\cos\varphi$

3. 拱的恒载内力

采用假载法调整拱圈内力时,拱的恒载内力等于不计 g_x 的恒载内力加上假载 g_x 产生的内力(表 4-8)。

恒载内力计算表

表 4-8

计 算 项 目	水平力 $H(\text{kN})$	轴向力 $N(\text{kN})$	弯 矩 $M(\text{kN}\cdot\text{m})$
拱 顶	不计 g_x	1664.9	82.61
	g_x 产生	665.74	120.01
	合计	2330.64	202.62
$\frac{3}{8}l$ 截面	不计 g_x	1664.9	69.37
	g_x 产生	665.74	36.35
	合计	2330.64	105.72
拱 脚	不计 g_x	1664.9	-166.20
	g_x 产生	665.74	133.95
	合计	2330.64	-32.25

(二)混凝土收缩产生的内力

根据《公路桥涵设计通用规范(JTJ 021-85)》第 2.2.4 条,混凝土收缩的影响力,可作为相应于温度的降低来考虑。本桥拱圈采用分段浇筑混凝土,混凝土收缩的影响力,采用相当于温降 10°C 。又根据规范(JTJ 022-85)第 4.2.8 条,计算混凝土收缩力时,考虑混凝土的徐变影响后,应乘以 0.45 的系数。

1. 混凝土收缩在弹性中心产生的水平力

$$H_r = 0.45 \frac{\alpha l \Delta t}{\int_s \frac{y^2 ds}{EI}}$$

由文献[1]表(III)-5 有

$$\begin{aligned} \int_s \frac{y^2 ds}{EI} &= 0.095818 \frac{l f^2}{E_h I_o} \text{①} \\ \therefore H_r &= 0.45 \frac{\alpha E_h I_o \Delta t}{0.095818 f^2} \\ &= 0.45 \times \frac{1 \times 10^{-5} \times 9.7386 \times 10^6 \times (-10)}{0.095818 \times 8.4392^2} \\ &= -64.22 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. 混凝土收缩产生的内力见表 4-9。

混凝土收缩内力计算表

表 4-9

项 目	拱 顶	$\frac{3}{8}l$ 截 面	拱 脚
$y = y_s - y_1 (\text{m})$	2.802	2.353	-5.6372
$\cos \varphi_i$	1.0000	0.98986	0.78893
$H_i (\text{kN})$	-64.22	-64.22	-64.22
$N_i = H_i \cos \varphi_i (\text{kN})$	-64.22	-63.57	-50.67
$M_i = -H_i y (\text{kN} \cdot \text{m})$	179.9	151.1	-362.0

六、活载作用下的连拱计算

活载作用下的连拱计算,利用连拱的等代荷载计算,以简化连拱计算手续。

(一)拱圈弹性常数计算

1. 不计弹性压缩的弹性常数

本桥以拱板为标准层,受压弹性模量为:

$$E_h = 2.6 \times 10^4 \text{ MPa} = 2.6 \times 10^7 \text{ kPa}$$

拱圈计算刚度

$$E_h I_o = 2.6 \times 10^7 \times 0.09364 \times 4 = 9.7386 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

根据 $m = 2.24$, $\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$ 由附录三附表 3-2 得:

$$F_k = 375.71, F_T = 41.825$$

$$F_s = 8.2171, F_{cs} = 2.9573$$

① 拱圈的计算刚度 $E_h I_o = 2.6 \times 10^7 \times 0.09364 \times 4 = 9.7386 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

由文献[6]式(2-10)得不计弹性压缩时拱的弹性常数为:

$$K' = F_K \frac{E_h I_o}{l^3} = 375.71 \times \frac{9.7386 \times 10^6}{50.6163^3} = 0.28215 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

$$T' = F_T \frac{E_h I_o}{l^2} = 41.825 \times \frac{9.7386 \times 10^6}{50.6163^2} = 1.5898 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$S' = F_S \frac{E_h I_o}{l} = 8.2171 \times \frac{9.7386 \times 10^6}{50.6163} = 15.8097 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$cS' = F_{CS} \frac{E_h I_o}{l} = 2.9573 \times \frac{9.7386 \times 10^6}{50.6163} = 5.68985 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. 计入弹性压缩时的弹性常数

由文献[6]式(2-6)得计入弹性压缩时的弹性常数为:

$$K = \frac{K'}{1 + \mu} = \frac{0.28215 \times 10^5}{1 + 0.0155} = 0.27784 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

$$T = \frac{T'}{1 + \mu} = \frac{1.5898 \times 10^5}{1 + 0.0155} = 1.5655 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} S &= S' - \frac{\mu}{1 + \mu} (f - y_s) \times T' \\ &= 15.8097 \times 10^5 - 0.0153 \times (8.4392 - 2.802) \times 1.5898 \times 10^5 \\ &= 15.6726 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} cS &= cS' - \frac{\mu}{1 + \mu} (f - y_s) T' \\ &= 5.68985 \times 10^5 - 0.0153 \times (8.4392 - 2.802) \times 1.5898 \times 10^6 \\ &= 5.5527 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(二) 桥墩弹性常数计算

桥墩全部采用变截面圆端形矩形截面墩。

1. 弹性模量计算

根据规范(JTJ 022—85)表 2.0.6 得桥墩各部分材料受压弹性模量为:

墩帽 $E_0 = 800 R_a^I = 800 \times 7 = 5600 \text{ MPa} = 5.6 \times 10^6 \text{ kPa}$

墩身及基础

$$E_1 = E_2 = 800 R_a^I = 800 \times 3.9 = 3.12 \times 10^6 \text{ kPa}$$

2. 中墩弹性常数计算

中墩的构造及各部分尺寸见图 4-8。

(1) 墩帽: 墩帽高度很小, 可近似按等截面计算, 以简化计算手续。

$$\begin{aligned} I_o &= \frac{1}{12} a_o b_1^3 + \frac{\pi}{64} b_1^4 \\ &= \frac{1}{12} \times 8.96 \times 2.5^3 + \frac{\pi}{64} \times 2.5^4 = 13.584 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$E_o I_o = 5.6 \times 10^6 \times 13.584 = 76.071 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

由附录四附表 4 第 1 类公式得:

$$\delta_{11}^0 = \frac{h_o}{E_o I_o} = \frac{0.447}{76.071} \times 10^{-6} = 0.0059 \times 10^{-6}$$

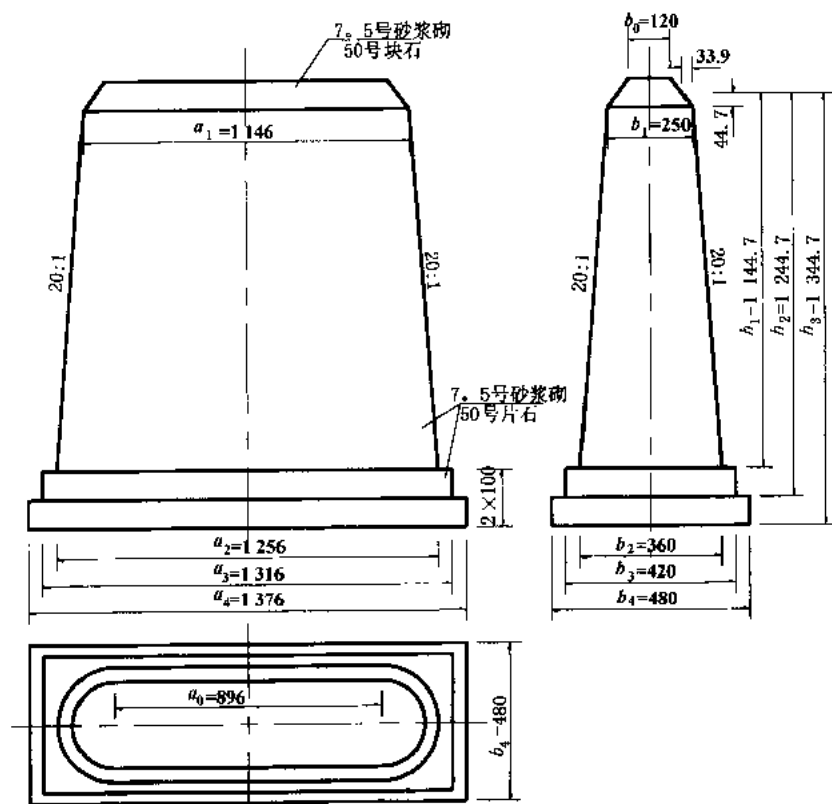


图 4-8 中墩构造(尺寸单位:cm)

$$\delta_{12}^0 = \frac{h_o^2}{2E_o I_o} = \frac{0.447^2}{2 \times 76.071} \times 10^{-6} = 0.0013 \times 10^{-6}$$

$$\delta_{22}^0 = \frac{h_o^3}{3E_o I_o} = \frac{0.447^3}{3 \times 76.071} \times 10^{-6} = 0.0004 \times 10^{-6}$$

(2) 墩身: 由附录四附表 4.4 第 6 类公式得:

$$n = \frac{b_2 - b_1}{2h} = \frac{1}{20} = 0.05$$

$$u_1 = \frac{b_1}{2n} - h_o = \frac{2.5}{0.1} - 0.447 = 24.553$$

$$v_1 = u_1 + \frac{8a_o}{3\pi n} = 24.553 + \frac{8 \times 8.96}{3\pi \times 0.05} = 176.66$$

$$u_1 - v_1 = 24.553 - 176.66 = -152.107$$

$$\begin{aligned} [F_1(z)]_{ho}^{hl} &= \frac{1}{(u_1 - v_1)^3} \left[\ln \frac{v_1 + z}{u_1 + z} \right]_{0.447}^{11.447} \\ &= -\frac{1}{152.107^3} \left[\ln \frac{176.66 + 11.447}{24.553 + 11.447} - \ln \frac{176.66 + 0.447}{24.553 + 0.447} \right] \\ &= 0.08650 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} [F_2(z)]_{ho}^{hl} &= \frac{1}{2(u_1 - v_1)} \left[\frac{1}{(u_1 + z)^2} \right]_{0.447}^{11.447} \\ &= -\frac{1}{2 \times 152.107} \left[\frac{1}{(24.553 + 11.447)^2} - \frac{1}{(24.553 + 0.447)^2} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 2.7231 \times 10^{-6} \\
[F_3(z)]_{ho}^{hl} &= \frac{1}{(u_1 - v_1)^2} \left[\frac{1}{u_1 + z} \right]_{0.447}^{11.447} \\
&= \frac{1}{152.107^2} \left[\frac{1}{24.553 + 11.447} - \frac{1}{24.553 + 0.447} \right] \\
&= -0.52826 \times 10^{-6} \\
\frac{4}{\pi n^4 E_1} &= \frac{4}{\pi \times 0.05^4 \times 3.12} \times 10^{-6} = 0.065294 \\
\delta'_{11} &= \frac{4}{\pi n^4 E_1} [F_1(z) + F_2(z) + F_3(z)]_{ho}^{hl} \\
&= 0.065294(0.08650 + 2.7231 - 0.52826) \times 10^{-6} \\
&= 0.1490 \times 10^{-6} \\
\delta'_{12} &= -\frac{4}{\pi n^4 E_1} [v_1 F_1(z) + v_1 F_2(z) + v_1 F_3(z)]_{ho}^{hl} \\
&= -0.065294(176.66 \times 0.08650 + 24.553 \times 2.7231 - 176.66 \times 0.52826) \times 10^{-6} \\
&= 0.7301 \times 10^{-6} \\
\delta'_{22} &= \frac{4}{\pi n^4 E_1} [v_1^2 F_1(z) + u_1^2 F_2(z) + u_1(2v_1 - u_1) F_3(z)]_{ho}^{hl} \\
&= 0.065294[176.66^2 \times 0.08650 + 24.553^2 \times 2.7231 - 24.553(2 \times 176.66 \\
&\quad - 24.553) \times 0.52826] \times 10^{-6} \\
&= 5.0243 \times 10^{-6}
\end{aligned}$$

(3) 基础

上层基础 $I_2 = \frac{1}{12} a_3 b_3^3 = \frac{1}{12} \times 13.16 \times 4.2^3 = 81.250 \text{m}^4$

$$E_2 I_2 = 3.120 \times 10^6 \times 81.250 = 253 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\delta_{11}^2 = \frac{h_2 - h_1}{E_2 I_2} = \frac{1}{253.50} \times 10^{-6} = 0.0039 \times 10^{-6}$$

$$\delta_{12}^2 = \frac{h_2^2 - h_1^2}{2 E_2 I_2} = \frac{12.447^2 - 11.447^2}{2 \times 253.50} \times 10^{-6} = 0.047 \times 10^{-6}$$

$$\delta_{22}^2 = \frac{h_2^3 - h_1^3}{3 E_2 I_2} = \frac{12.447^3 - 11.447^3}{3 \times 253.50} \times 10^{-6} = 0.5634 \times 10^{-6}$$

下层基础 $I_3 = \frac{1}{12} a_4 b_4^3 = \frac{1}{12} \times 13.76 \times 4.80^3 = 126.81 \text{m}^4$

$$E_3 I_3 = 3.120 \times 10^6 \times 126.81 = 395.65 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\delta_{11}^3 = \frac{h_3 - h_2}{E_3 I_3} = \frac{1}{395.65} \times 10^{-6} = 0.0025 \times 10^{-6}$$

$$\delta_{12}^3 = \frac{h_3^2 - h_2^2}{2 E_3 I_3} = \frac{13.447^2 - 12.447^2}{2 \times 395.65} \times 10^{-6} = 0.0327 \times 10^{-6}$$

$$\delta_{22}^3 = \frac{h_3^3 - h_2^3}{3 E_3 I_3} = \frac{13.447^3 - 12.447^3}{3 \times 395.65} \times 10^{-6} = 0.424 \times 10^{-6}$$

(4) 桥墩常变位

$$\begin{aligned}
\delta_{11} &= \delta_{11}^0 + \delta_{11}^1 + \delta_{11}^2 + \delta_{11}^3 \\
&= (0.0059 + 0.1490 + 0.0039 + 0.0025) \times 10^{-6} \\
&= 0.1613 \times 10^{-6} \\
\delta_{12} &= \delta_{12}^0 + \delta_{12}^1 + \delta_{12}^2 + \delta_{12}^3 \\
&= (0.0013 + 0.7301 + 0.0471 + 0.0327) \times 10^{-6} \\
&= 0.8112 \times 10^{-6} \\
\delta_{22} &= \delta_{22}^0 + \delta_{22}^1 + \delta_{22}^2 + \delta_{22}^3 \\
&= (0.0004 + 5.0243 + 0.5634 + 0.424) \times 10^{-6} \\
&= 6.0121 \times 10^{-6}
\end{aligned}$$

(5) 桥墩弹性常数

$$\begin{aligned}
\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2 &= (0.1613 \times 6.0121 - 0.8112^2) \times 10^{-12} \\
&= 0.3117 \times 10^{-12}
\end{aligned}$$

由文献[6]式(3-1)、(3-4)得:

$$\begin{aligned}
\bar{K}_2 &= \frac{\delta_{11}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2} = \frac{0.1613}{0.3117} \times 10^6 = 5.1747 \times 10^5 \text{ kN/m} \\
\bar{T}_2 &= \frac{\delta_{12}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2} = \frac{0.8112}{0.3117} \times 10^6 = 26.024 \times 10^5 \text{ kN} \\
\bar{S}_2 &= \frac{\delta_{22}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2} = \frac{6.0121}{0.3117} \times 10^6 = 192.88 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

3. 边墩弹性常数计算

边墩所用材料与中墩相同,桥墩的构造及各部分尺寸见图 4-9。

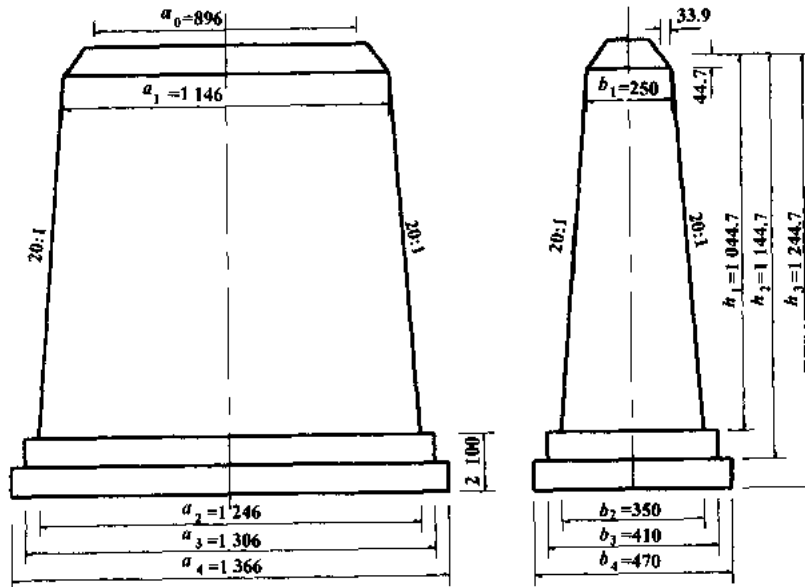


图 4-9 边墩构造(尺寸单位:cm)

采用与中墩相同的计算步骤和方法,求得桥墩的常变位为:

$$\delta_{11} = (0.0059 + 0.1412 + 0.00427 + 0.00271) \times 10^{-6} = 0.1541 \times 10^{-6}$$

$$\delta_{12} = (0.0013 + 0.6453 + 0.04677 + 0.0324) \times 10^{-6} = 0.7258 \times 10^{-6}$$

$$\delta_{22} = (0.0004 + 4.0907 + 0.5124 + 0.387) \times 10^{-6} = 4.9905 \times 10^{-6}$$

$$\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2 = (0.1541 \times 4.9905 - 0.7258^2) \times 10^{-12} = 0.2422 \times 10^{-12}$$

边墩弹性常数为:

$$\bar{K}_1 = \frac{\delta_{11}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2} = \frac{0.1541}{0.2422} \times 10^6 = 6.3600 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

$$\bar{T}_1 = \frac{\delta_{12}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2} = \frac{0.7258}{0.2422} \times 10^6 = 29.955 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$\bar{S}_1 = \frac{\delta_{22}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2} = \frac{4.9905}{0.2422} \times 10^6 = 206.05 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

求出拱、墩弹性常数之后,活载作用下的连拱计算,可以采用不同的简化方法。考虑到“换算刚度法”计算精度较高,使用也比较方便,为了保证拱、墩内力的计算精度,本例采用换算刚度法计算(详见文献[6])。

(三)拱中最大活载内力计算

本例为等跨拱,计算拱中最大活载内力时,以荷载作用中孔(第3孔)为不利。

1. 连拱计算孔数的确定

$$\text{拱、墩抗推刚度比 } \eta = \frac{K_3}{K_2} = \frac{0.27784 \times 10^5}{5.1747 \times 10^6} = 0.0537$$

根据 $\eta = 0.0537$, 由文献[6]表 5-8 知,本桥计算拱中最大活载内力时,可取 3 孔连拱计算。

2. 换算刚度计算

当荷载作用在中孔时(图 4-10a),换算墩 A、B 均代表 1 孔拱墩结构(图 4-10b)。由于基本结构为对称结构,换算墩 A、B 的各弹性常数对应相等。

由文献[6]式(4-11),并注意边孔的拱、墩编号为“2”得:

$$\begin{aligned} K_{A,1} &= K_{B,1} = K_2 + \bar{K}_2 \\ &= (0.27784 + 5.1747) \times 10^5 \\ &= 5.4525 \times 10^5 \text{ kN/m} \\ T_{A,1} &= T_{B,1} = \bar{T}_2 - T_2 \\ &= (26.024 - 1.5655) \times 10^5 \\ &= 24.4585 \times 10^5 \text{ kN} \\ S_{A,1} &= S_{B,1} = \bar{S}_2 + S_2 \\ &= (192.88 + 15.6726) \times 10^5 \\ &= 208.5526 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \Sigma K_A &= \Sigma K_B = K_{A,1} + K_3 \\ &= (5.4525 + 0.27784) \times 10^5 \end{aligned}$$

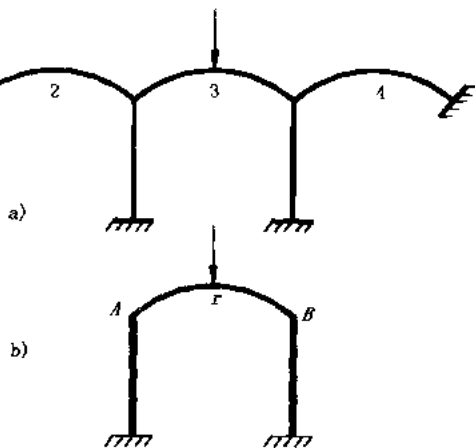


图 4-10 活载示意图

$$\begin{aligned}
&= 5.73034 \times 10^5 \text{ kN/m} \\
\Sigma T_A &= \Sigma T_B = T_3 - T_{A,1} \\
&= (1.5655 - 24.4585) \times 10^5 \\
&= -22.893 \times 10^5 \text{ kN} \\
\Sigma S_A &= \Sigma S_B = S_{A,1} + S_3 \\
&= (208.5526 + 15.6726) \times 10^5 \\
&= 224.2252 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

3. 参数计算

(1) 基本参数及变位参数

由式(附 5-1)得:

$$\begin{aligned}
A_1 &= B_2 = \Sigma K_A \Sigma S_A - (\Sigma T_A)^2 \\
&= (5.73034 \times 224.2252 - 22.893^2) \times 10^{10} \\
&= 760.80 \times 10^{10} \\
A_2 &= B_1 = K \Sigma S_A - T \Sigma T_A \\
&= (0.27284 \times 224.2252 + 1.5655 \times 22.893) \times 10^{10} \\
&= 98.14 \times 10^{10} \\
R_2 &= A_1^2 - A_2^2 = (760.80^2 - 98.14^2) \times 10^{20} = 569185.18 \times 10^{20}
\end{aligned}$$

由附表 5-1 并注意到 $\Sigma S_A = \Sigma S_B$ 得:

$$\begin{aligned}
\delta_a &= \delta_b = \frac{\Sigma S_A (B_2 - A_2)}{R_2} \\
&= \frac{224.2252 \times (760.80 - 98.14) \times 10^{15}}{569185.18 \times 10^{20}} \\
&= 0.26105 \times 10^{-5} \text{ m/kN} \\
\varphi_a &= \varphi_b = \frac{1}{R_2} (A_1 - B_1) (-\Sigma T_A - T) \\
&= \frac{(760.80 - 98.14)}{569185.18} \times (22.893 - 1.5655) \times 10^{-5} \\
&= 0.02483 \times 10^{-5} (1/\text{kN})
\end{aligned}$$

(2) 内力参数

$$\begin{aligned}
\xi_H &= 1 - 2K\delta - 2T\varphi \\
&= 1 - 2 \times 0.27784 \times 0.26105 - 2 \times 1.5655 \times 0.02483 \\
&= 0.77720 \\
\xi_a &= \xi_b = -[2T\delta + (S + cS)\varphi]/f \\
&= -[2 \times 1.5655 \times 0.26105 + (15.6726 + 5.5527) \times 0.02483/8.4392] \\
&= -0.15930 \\
\xi_{3/8} &= (1 - \xi_H) \left(1 - \frac{\gamma_{3/8}}{f}\right) + \xi_a - (\xi_a - \xi_b) \left(0.5 - \frac{x}{l}\right) \\
&= (1 - 0.7772) \left(1 - \frac{0.4493}{8.4392}\right) - 0.15930
\end{aligned}$$

$$= 0.05164$$

$$\begin{aligned}\xi_d &= (1 - \xi_H) + 0.5 \times (\xi_a + \xi_b) \\ &= (1 - 0.7772) + 0.5 \times (-0.1593 - 0.1593) \\ &= 0.0635\end{aligned}$$

计算拱中最大活载内力时,可只计算拱顶 M_{\max} 、 $\frac{3}{8}l$ 截面 M_{\max} 及拱脚 M_{\min} 三种布载情况,其他情况不会控制拱圈的设计。

4. 拱顶 M_{\max} 及相应的 H

(1) 影响线面积

根据 $m = 2.24$ 、 $\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$ 、 $\xi_d = 0.0635$, 由附表 5-2(1) 内插影响线的表值(表 4-10)。

拱顶 M_{\max} 及相应 H 影响线面积的表值

表 4-10

项 目	M_{\max}			相 应 的 H		
ξ_d	0.04	0.08	0.0635	0.04	0.08	0.0635
表值	0.00967	0.01329	0.01180	0.08241	0.09878	0.09203

拱顶弯矩影响线的正面积为:

$$\omega_M = \text{表值} \times l^2 = 0.01180 \times 50.6163^2 = 30.232\text{m}^2$$

相应 H 的影响线面积为:

$$\begin{aligned}\omega_H &= \text{表值} \times \xi_H \times \frac{l^2}{f} \\ &= 0.09203 \times 0.77720 \times \frac{50.6163^2}{8.4392} \\ &= 21.714\text{m}\end{aligned}$$

(2) 按连拱计算时,汽车—20 级、挂车—100 等代荷载

根据 $l = 50.6163\text{m}$ 、 $\xi_d = 0.0635$, 由本书附表 5-1(1) 和附表 5-1(2), 内插得汽车—20 级和挂车—100 的等代荷载(表 4-11)。

拱顶 M_{\max} 及相应 H 等代荷载计算表

表 4-11

荷 载	项 目	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$			相应的 $H(\text{kN})$		
	ξ_d l	0.04	0.08	0.0635	0.04	0.08	0.0635
汽车—20 级	50	30.653	26.467	28.194	16.825	14.038	15.188
	60	26.473	23.378	24.655	14.071	17.140	15.874
	50.6163			27.976			15.230
挂车—100	50	82.208	73.408	77.038	54.903	45.808	49.560
	60	73.728	65.084	68.650	46.218	38.561	41.720
	50.6163			76.521			49.077

(3) 汽车及人群荷载内力

本桥为双车道桥,桥的两侧各设 1.0m 宽的人行道。考虑车道系数及人群荷载后,其等代荷载为:

$$g_m = 2 \times (27.976 + 3.0 \times 1.0) = 61.952\text{kN/m}$$

$$g_H = 2 \times (15.230 + 3.0 \times 1.0) = 36.460 \text{ kN/m}$$

汽车及人群荷载产生的内力为:

$$M_{\max} = g_M \omega_M = 61.952 \times 30.232 = 1872.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

相应的 $H = g_H \times \omega_H = 36.460 \times 21.714 = 791.69 \text{ kN}$

(4)挂车—100 荷载内力

$$M_{\max} = 76.521 \times 30.232 = 2313.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

相应的 $H = 49.077 \times 21.714 = 1065.66 \text{ kN}$

5. $\frac{3}{8}l$ 截面 M_{\max} 及相应的 H

(1)影响线面积

根据 $m = 2.240$ 、 $\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$ 、 $\xi_{3/8} = 0.05164$, 由附表 5-2(2)内插得影响线面积为:

$$\omega_M = \text{表值} \times l^2 = 0.01212 \times 50.6163^2 = 31.052 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \omega_H &= \text{表值} \times \xi_H \times \frac{l^2}{f} \\ &= 0.075936 \times 0.77720 \times \frac{50.6163^2}{8.4392} \\ &= 17.917 \text{ m} \end{aligned}$$

(2)汽车—20 级、挂车—100 等代荷载

根据 $l = 50.6163 \text{ m}$ 、 $\xi_{3/8} = 0.05164$, 由附表 5-1(3)和附表 5-1(4), 内插得汽车—20 级和挂车—100 的等代荷载(表 4-12)。

3/8l 截面 M_{\max} 及相应的 H 等代荷载计算表

表 4-12

荷 载	项 目	$M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{m})$			相应的 $H (\text{kN})$		
	$\xi_{3/8}$ l	0.04	0.08	0.05164	0.04	0.08	0.05164
汽车—20 级	50	28.779	26.377	28.080	18.837	16.665	18.205
	60	25.714	23.590	25.095	16.938	14.985	16.370
	50.6163			27.896			18.092
挂车—100	50	79.428	72.545	77.425	50.750	44.897	49.047
	60	70.590	64.081	68.696	43.186	38.206	41.737
	50.6163			76.887			48.596

(3)汽车及人群荷载内力

汽车及人群等代荷载

$$g_M = 2 \times (27.896 + 3.0 \times 1.0) = 61.792 \text{ kN/m}$$

$$g_H = 2 \times (18.092 + 3.0 \times 1.0) = 42.184 \text{ kN/m}$$

汽车及人群荷载内力

$$M_{\max} = g_M \omega_M = 31.052 \times 61.792 = 1918.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

相应的 $H = g_H \omega_H = 42.184 \times 17.917 = 755.811 \text{ kN}$

(4)挂车—100 荷载内力

$$M_{\max} = 76.887 \times 31.052 = 2387.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

相应的

$$H = 48.596 \times 17.917 = 870.69\text{kN}$$

6. 拱脚 M_{\min} 及相应的 H 、 V

(1) 影响线面积

根据 $m = 2.24$ 、 $\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$ 、 $\xi_a = \xi_b = \xi_j = -0.15930$ ，由附表 5-2(3) 内插得影响线面积为：

$$\omega_M = \text{表值} \times l^2 = -0.02286 \times 50.6163^2 = -58.572\text{m}^2$$

$$\omega_H = \text{表值} \times \xi_H \times \frac{l^2}{f}$$

$$= 0.06528 \times 0.77720 \times \frac{50.6163^2}{8.4392}$$

$$= 15.403\text{m}$$

$$\omega_V = \text{表值} \times l = 0.40766 \times 50.6163 = 20.634\text{m}$$

(2) 汽车—20 级、挂车—100 等代荷载

根据 $l = 50.6163\text{m}$ 、 $\xi_a = \xi_b = \xi_j = -0.15930$ ，由本书附表 5-1(5) 和附表 5-1(6)，内插得汽车—20 级和挂车—100 的等代荷载(表 4-13)。

拱脚 M_{\min} 及相应的 H 、 V 等代荷载计算表

表 4-13

荷 载	项 目	$M_{\min}(\text{kN} \cdot \text{m})$			相应的 $H(\text{kN})$			相应的 $V(\text{kN})$		
	ξ_j l	-0.15	-0.20	-0.15930	-0.15	-0.20	-0.15930	-0.15	-0.20	-0.15930
汽车—20 级	50	18.910	20.865	19.274	8.207	17.653	9.964	19.859	18.438	19.595
	60	20.178	19.330	20.020	14.828	13.055	14.498	17.519	16.260	17.285
	50.6163			19.320			10.243			19.453
挂车—100	50	61.053	56.501	60.206	28.684	26.041	28.192	44.748	41.581	44.159
	60	51.870	47.873	51.127	23.128	21.031	22.738	37.504	34.868	37.014
	50.6163			59.646			27.856			43.719

(3) 汽车及人群荷载内力

汽车及人群等代荷载：

$$g_M = 2 \times (19.320 + 3.0 \times 1.0) = 44.64\text{kN/m}$$

$$g_H = 2 \times (10.243 + 3.0 \times 1.0) = 26.486\text{kN/m}$$

$$g_V = 2 \times (19.453 + 3.0 \times 1.0) = 44.906\text{kN/m}$$

汽车及人群荷载内力

$$M_{\min} = 44.64 \times (-58.572) = -2614.65\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{相应的 } H = 26.486 \times 15.403 = 407.96\text{kN}$$

$$\text{相应的 } V = 44.906 \times 20.634 = 926.59\text{kN}$$

(4) 挂车—100 荷载内力

$$M_{\min} = 59.646 \times (-58.572) = -3493.59\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{相应的 } H = 27.856 \times 15.403 = 429.07\text{kN}$$

$$\text{相应的 } V = 43.719 \times 20.634 = 902.10\text{kN}$$

7. 计入弹性压缩的拱中最大活载内力

考虑弹性压缩时，拱中最大活载内力的计算见表 4-14。

计入弹性压缩时拱中最大活载内力计算表

表 4-14

内 力	项 目	汽车及人群荷载			挂车—100		
		拱顶 M_{\max}	$\frac{3}{8}l$ 截面 M_{\max}	拱脚 M_{\min}	拱顶 M_{\max}	$\frac{3}{8}l$ 截面 M_{\max}	拱脚 M_{\min}
轴 向 力	$\cos \varphi_1$	1.0000	0.98986	0.78893	1.0000	0.98986	0.78893
	$\sin \varphi_1$	0	0.14207	0.61449	0	0.14207	0.61449
	相应的 $H(\text{kN})$	791.69	755.811	407.96	1065.66	870.69	429.07
	相应的 $V(\text{kN})$	—	—	926.59	—	—	902.10
	$N' = H \cos \varphi_1 + V \sin \varphi_1 (\text{kN})$	791.69	763.55	891.23	1065.66	879.61	892.84
力	$\Delta H = -\frac{\mu_1}{1+\mu} H (\text{kN})$	-13.78	-13.15	-7.10	-18.54	-15.15	-7.47
	$\Delta N = \Delta H \cos \varphi_1 (\text{kN})$	-13.78	-13.02	-5.60	-18.54	-15.00	-5.89
	$N = N' + \Delta N (\text{kN})$	777.91	750.53	885.63	1047.12	864.61	886.95
弯	$M' (\text{kN} \cdot \text{m})$	1872.93	1918.77	-2614.65	2313.38	2387.50	-3493.59
	$y = y_2 - y_1 (\text{m})$	2.802	2.353	-5.6372	2.802	2.353	-5.6372
矩	$\Delta M = -\Delta H y (\text{kN} \cdot \text{m})$	38.61	30.94	-40.02	51.95	35.65	-42.11
	$M = M' + \Delta M (\text{kN} \cdot \text{m})$	1911.54	1949.71	-2654.67	2365.33	2423.15	-3535.70

注：拱跨 $\frac{3}{8}l$ 截面轴向力近似按 $N' = \frac{H}{\cos \varphi_{3/8}}$ 计算。

(四)桥墩最大活载内力计算

按连拱计算时,由上部结构传给中墩与边墩的活载内力是不同的,因而,中墩与边墩应分别考虑。由于桥墩为实体墩身,桥墩以按 \bar{H}_{\max} 布载控制设计,可以不计算按 \bar{M}_{\max} 布载的情况。

1.中墩最大活载内力计算

计算中墩(3号墩)最大活载内力时,以1~3孔(或4~5孔)同时按 \bar{H}_{\max} 布载。根据本桥的拱墩刚度比,5孔拱桥可按3孔连拱(图4-11a)计算,运用换算刚度法求解。图4-11a所示3孔连拱可按图4-11b所示结构计算^[6]。

(1)汽车及人群荷载产生的最大活载内力

根据规范(JTJ 021-89),一行汽车车队中只有一辆重车。显而易见,在计算汽车荷载产生墩顶最大水平力时,重车应布置在第3孔(第2孔仅布置主车)。

汽车及人群荷载作用在2、3面孔(图4-11a)时,3号墩产生的最大活载内力,可按文献[6]表6-3中第2种情况的公式计算。即先算按 H_{\max} 布载时墩顶的固定拱内力,然后再计算其连拱内力。

①按固定拱计算的墩顶内力

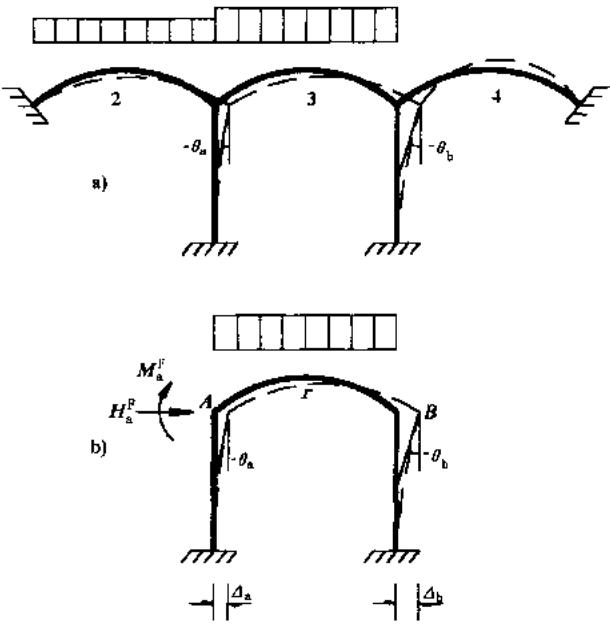


图 4-11 中墩活载布置

按固定拱计算 H_{\max} 及相应 M_j^F 、 V 的等代荷载时,第 3 孔(有重车)与第 2 孔(无重车)的等代荷载需分别计算。本桥为双车道,按 H_{\max} 布载时,由于汽车行驶的方向不同,相应 M_j^F 、 V 的等代荷载亦不相同。上述各情况的等代荷载均可由本书附表 5-1(7)、附表 5-1(8)查得。相应影响线面积,则由附表 5-2(4)查出。汽车及人群荷载产生的固定拱内力见表 4-15。

汽车及人群荷载产生固定拱内力 表 4-15

项 目	汽车及人群等代荷载 (kN/m)		影 响 线 面 积			固 定 拱 内 力	
	有重车	无重车	表 值	乘 数	影响线面积	有重车	无重车
$H_{\max}(\text{kN})$	37.28	27.73	0.12752	$\frac{l^2}{f} = 303.59$	38.714	1443.3	1073.5
相应的 $M_j^F(\text{kN}\cdot\text{m})$	85.67	51.14	0.00444	$l^2 = 2561.98$	11.375	974.5	581.7
相应的 $V(\text{kN})$	31.08	22.25	0.50000	$l = 50.6163$	25.308	786.6	563.1

注:①人群等代荷载为 $3.0 \times 2 = 6\text{kN/m}$;
 ②双车道,汽车等代荷载为表值乘 2,相应 M_j^F 、 V 的汽车等代荷载均为表列两个方向等代荷载之和。

②按连拱计算的墩顶内力
 墩顶变位(各公式见文献[6]表 6-3 中情况 2)
 由表 4-15 知

$$\begin{aligned} H_r^F &= 1443.3\text{kN} & M_A^F &= M_B^F = 974.5\text{kN}\cdot\text{m} \\ H_a^F &= 1073.5\text{kN} & M_a^F &= 581.7\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

前已算得

$$\begin{aligned} A_1 &= B_2 = (5.73034 \times 224.2252 - 22.893^2) \times 10^{10} \\ &= 760.80 \times 10^{10} \\ A_2 &= B_1 = (0.27784 \times 224.2252 + 1.5655 \times 22.893) \times 10^{10} \\ &= 98.14 \times 10^{10} \\ R_2 &= A_1 B_2 - A_2 B_1 = 569185.18 \times 10^{20} \\ \bar{C}_1 &= (H_r^F - H_a^F) \Sigma S_A - (M_A^F - M_a^F) \Sigma T_A \\ &= [(1443.3 - 1073.5) \times 224.2252 + (974.5 - 581.7) \times 22.893] \times 10^5 \\ &= 0.91911 \times 10^{10} \\ \bar{C}_2 &= H_r^F \Sigma S_B - M_B^F \Sigma T_B \\ &= (1443.3 \times 224.2252 + 974.5 \times 22.893) \times 10^5 \\ &= 3.45933 \times 10^{10} \\ \Delta_a &= \frac{\bar{C}_1 B_2 - \bar{C}_2 A_2}{R_2} = \frac{0.91911 \times 760.80 - 3.45933 \times 98.14}{569185.18} \\ &= 63.206 \times 10^{-5} \text{m} \\ \Delta_b &= \frac{\bar{C}_2 A_1 - \bar{C}_1 B_1}{R_2} = \frac{3.45933 \times 760.80 - 0.91911 \times 98.14}{569185.18} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 446.534 \times 10^{-5} \text{m} \\
\theta_b &= \frac{M_B^F - T_r \Delta_a - \sum T_B \Delta_b}{\sum S_B} \\
&= \frac{974.5 - 1.5655 \times 63.206 + 22.893 \times 446.534}{224.2252 \times 10^5} \\
&= 49.495 \times 10^{-5}
\end{aligned}$$

按连拱计算的墩顶内力

$$\begin{aligned}
\bar{H}_{\max} &= \bar{H}_3 = K_b \Delta_b - T_b \theta_b \\
&= 5.1747 \times 446.534 - 26.024 \times 49.495 \\
&= 1022.6 \text{kN}^{①} \\
\text{相应的 } \bar{M}_3 &= \bar{S}_b \theta_b - \bar{T}_b \Delta_b \\
&= 192.88 \times 49.495 - 26.024 \times 446.534 \\
&= -2074.0 \text{kN} \cdot \text{m}^{①}
\end{aligned}$$

墩顶竖向相应的反力,采用按固定拱计算的结果,即 $\bar{V}_3 = 786.6 \text{kN}$ 。

(2)挂车荷载产生的最大活载内力

计算3号墩的最大水平力时,以挂车荷载作用在第3孔时为不利。此时,可按文献[6]表6-3第2种情况计算其内力。

①按固定拱计算的墩顶内力

挂车—100的等代荷载(H_{\max} 及相应的 M_j^F 、 V),可由附表5-1(9)查出。

当 $l = 50.6163 \text{m}$ 、 $m = 2.24$ 时,由附表5-2(9)内插得:

$$\begin{aligned}
q_H &= 35.903 - \frac{35.903 - 30.115}{60 - 50} \times 0.6163 = 35.546 \text{kN/m} \\
q_M &= 153.162 - \frac{153.162 - 129.862}{10} \times 0.6163 = 151.73 \text{kN/m}^{②} \\
q_V &= 20 - \frac{20 - 16.667}{10} \times 0.6163 = 19.795 \text{kN/m}
\end{aligned}$$

按固定拱计算的墩顶内力

$$\begin{aligned}
H_{\max} &= H_r^F = 35.546 \times 38.714 = 1376.1 \text{kN} \\
\text{相应的 } M_j^F &= 151.73 \times 11.375 = 1725.9 \text{kN} \cdot \text{m} \\
\text{相应的 } V &= 19.795 \times 25.308 = 500.9 \text{kN}
\end{aligned}$$

②按连拱计算的墩顶内力

墩顶变位(各公式见文献[6]表6-3)

① 将按连拱计算的墩顶内力(\bar{H}_3 、 \bar{M}_3^F)与按固定拱计算的墩顶内力(H_r^F 、 M_B^F)进行比较知: $\frac{\bar{H}_3}{H_r^F} = \frac{1022.6}{1443.3} = 0.7085$, $\frac{\bar{M}_3^F}{M_B^F} = -\frac{2074.0}{974.5} = 2.1218$ 。可见连拱作用相当显著。对墩身和基础而言,由于墩顶的负弯矩可以抵消一部分墩顶水平力产生的正弯矩,因而桥墩按连拱计算时,具有较大的经济效益。

② 本例如按文献[8]P24页计算挂车—100的等代荷载,则 $q'_M = 122.6 \text{kN/m}$, $\frac{q'_M}{q_M} = \frac{122.6}{151.73} = 81\%$ 。这是因为文献[8]没有考虑拱轴系数 m 的影响,以致出现过大的误差。实践证明,按 H_{\max} 布载,求其相应 M_j^F 的等代荷载时,应当考虑 m 的影响。

$$\begin{aligned}
\bar{C}_1 &= \bar{C}_2 = H_r^F \Sigma S_A - M_A^F \Sigma T_A \\
&= (1376.1 \times 224.2252 + 1725.9 \times 22.893) \times 10^5 \\
&= 3.48067 \times 10^{10} \\
\Delta_a &= \Delta_b = \frac{\bar{C}_1 B_2 - \bar{C}_2 A_2}{R_2} \\
&= \frac{3.48067 \times (760.80 - 98.14)}{569185.18} \\
&= 405.229 \times 10^{-5} \text{ m} \\
\theta_a &= \theta_b = \frac{M_A^F - \Sigma T_A \Delta_a - T_r \Delta_b}{\Sigma S_A} \\
&= \frac{1725.9 + 405.229 \times (22.893 - 1.5655)}{224.2252 \times 10^5} \\
&= 46.241 \times 10^{-5}
\end{aligned}$$

按连拱计算的墩顶内力

$$\begin{aligned}
\bar{H}_{\max} &= \bar{H}_3 = \bar{K}_b \Delta_b - \bar{T}_b \theta_b \\
&= 5.1747 \times 405.229 - 26.024 \times 46.241 \\
&= 893.56 \text{ kN}
\end{aligned}$$

相应的

$$\begin{aligned}
\bar{M}_3 &= \bar{S}_b \theta_b - \bar{T}_b \Delta_b \\
&= 192.88 \times 46.241 - 26.024 \times 405.229 \\
&= -1626.72 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

相应的

$$\bar{V}_3 = 500.9 \text{ kN}$$

将两种荷载(汽车及人群荷载、挂车—100)的计算结果进行比较,因汽车及人群荷载产生的墩顶水平力比挂车荷载大,可见挂车荷载不会控制中墩的设计。

2. 边墩最大活载内力计算

计算边墩(1号墩)最大活载内力时,以第1孔按 H_{\max} 布载为不利。根据 $\eta = \frac{K_r}{K_1} = \frac{0.27784}{6.3600} = 0.043686$, 由文献[6]表 5-8 知,换算墩 B 可取 1 孔拱墩结构计算。此时,5 孔拱桥可按 2 孔拱计算(图 4-12)。 \bar{H}_{\max} 及其相应的 \bar{M}_1 可按附表 5-1 所列公式计算,也可按文献[6]表 6-3 计算。

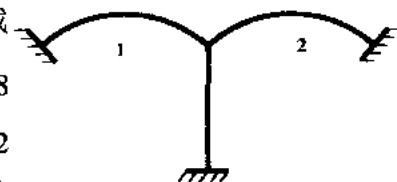


图 4-12 边墩计算简图

(1) 按固定拱计算的内力

等跨拱桥,按固定拱计算墩顶内力时,边墩与中墩完全一致。对于汽车及人群荷载:

$$H_r^F = 1443.3 \text{ kN}, M_B^F = 974.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 按连拱计算的墩顶内力

$$\Sigma K_B = 2K_1 + \bar{K}_1 = (2 \times 0.27784 + 6.3600) \times 10^5 = 6.91568 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma S_B = 2S_1 + \bar{S}_1 = (2 \times 15.6726 + 206.05) \times 10^5 = 237.39520 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma T_B = 2T_1 - \bar{T}_1 = (2 \times 1.5655 - 29.955) \times 10^5 = -26.824 \times 10^5 \text{ kN}$$

由文献[6]表 6-3 得:

$$B_2 = \Sigma K_B \Sigma S_B - (\Sigma T_B)^2$$

$$\begin{aligned}
&= (6.91568 \times 237.39520 - 26.824^2) \times 10^{10} \\
&= 922.22 \times 10^{10} \\
\bar{C}_2 &= H_r^F \Sigma S_B - M_B^F \Sigma T_B \\
&= (1443.3 \times 237.39520 + 974.5 \times 26.824) \times 10^5 \\
&= 3.688 \times 10^{10} \\
\Delta_b &= \frac{\bar{C}_2}{B_2} = \frac{3.688}{922.22} = 399.90 \times 10^{-5} \text{ m} \\
\theta_b &= \frac{M_B^F \Sigma K_B - H_r^F \Sigma T_B}{B_2} \\
&= \frac{974.5 \times 6.91568 + 1443.3 \times 26.824}{922.22 \times 10^5} \\
&= 49.288 \times 10^{-5}
\end{aligned}$$

墩顶内力

$$\begin{aligned}
\bar{H}_b &= \bar{K}_b \Delta_b - \bar{T}_b \theta_b \\
&= 6.3600 \times 399.90 - 29.955 \times 49.288 \\
&= 1066.9 \text{ kN} \\
\bar{M}_b &= \bar{S}_b \theta_b - \bar{T}_b \Delta_b \\
&= 206.05 \times 49.288 - 29.955 \times 399.90 \\
&= -1823.2 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

计算结果表明,按连拱计算边墩的水平力(1066.9kN),大于中墩的水平力(1022.6kN)。挂车荷载产生的内力,计算方法与上面完全相同,且不控制本桥桥墩的设计,故从略。

七、温度变化引起的内力计算

1. 温度变化范围

最高月平均温度	30℃
最低月平均温度	3℃
合拢温度	15℃

本桥为等跨连拱,温度内力无连拱作用,故可按固定拱计算温度内力。由于温度升高不控制连拱的设计,故仅计算温度降低时的内力。

根据规范(JTJ 022-85)第4.2.8条,考虑混凝土徐变影响后,温度变化影响力应乘以0.7的系数。

2. 温降在弹性中心产生的水平力

$$\begin{aligned}
H_t &= 0.7 \times \frac{\alpha l \Delta t}{\int_s \frac{y^2 ds}{EI}} = 0.7 \times \frac{\alpha E I_b \Delta t}{0.095818 f^2} \\
&= 0.7 \times \frac{1 \times 10^5 \times 9.73856 \times 10^6 \times (3 - 15)}{0.095818 \times 8.4392^2} \\
&= -119.87 \text{ kN}
\end{aligned}$$

温度降低引起附加力见表4-16。

温度降低引起附加力计算表

表 4-16

项 目	拱 顶	$\frac{3}{8}l$ 截 面	拱 脚
$\cos \varphi_i$	1.0000	0.98986	0.78893
$y = y_s - y_i(\text{m})$	2.802	2.353	-5.6372
$H_i(\text{kN})$	-119.87	-119.87	-119.87
$N_i = H_i \cos \varphi_i(\text{kN})$	-119.87	-118.65	-94.57
$M_i = -H_i y(\text{kN} \cdot \text{m})$	335.88	282.05	-675.73

八、荷载组合及拱圈强度验算

(一)荷载组合

以拱圈全截面为计算单元(含4个拱肋单元),各种荷载及其最不利组合时的内力见表4-17。

荷载组合内力计算表

表 4-17

荷 载 组 合	拱 顶		$\frac{3}{8}l$ 截 面		拱 脚	
	N	M	N	M	N	M
结构自重 S_G	9322.56	810.48	9420.64	422.88	11687.48	-129.0
汽车及人群 S'_{q1}	777.91	1911.54	750.53	1949.71	885.63	-2654.67
挂车—100 S''_{q1}	1047.12	2365.33	864.61	2423.15	886.95	-3535.70
混凝土收缩 S'_{q2}	-64.22	179.90	-63.57	151.10	-50.67	-362.0
温度下降 S''_{q2}	-119.87	335.88	-118.65	282.05	-94.57	-675.73
$S_1 = 1.2S_G + 1.4(S'_{q1} + S'_{q2})$	12186.2	3900.6	12266.5	3448.6	15193.9	-4378.1
$S_2 = 1.2S_G + 1.4(S'_{q1} + S'_{q2} + S''_{q2})$	12018.4	4370.8	12100.4	3843.5	15061.5	-5324.2
$S_3 = 1.2S_G + 1.4S''_{q1}$	12653.0	4284.0	12515.2	3899.9	15266.7	-5104.8
组合 I $= 1.03S_1$	12551.8	4017.6	12634.5	3552.1	15649.7	-4509.4
组合 II $= 1.03 \times 0.8S_2$	9903.2	3601.5	9970.7	3167.0	12410.7	-4387.1
组合 III $= 1.03 \times 0.8S_3$	10426.1	3530.0	10312.5	3213.5	12579.8	-4206.4

注:①混凝土收缩影响力,相当于温降 10°C ,并乘以0.45的系数(表4-9);

②表中1.03为结构的重要性系数 γ_w ;0.8为荷载组合系数 φ ;1.2、1.4为荷载安全系数 γ_s ;

③轴力 N 单位 kN ,弯矩 M 单位 $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

(二)拱圈正截面强度验算

拱圈正截面强度,按规范(JTJ 022-85)第3.0.2条计算。

由表4-17可见,拱圈是以拱脚截面的组合I控制设计。此时, $N = 15649.7\text{kN}$, $M = -4509.4\text{kN} \cdot \text{m}$

已知 $A = \Sigma A_0 \times 4 = 0.83035 \times 4 = 3.3214\text{m}^2$

$I = 4 \times I_0 = 4 \times 0.09364 = 0.37456\text{m}^4$

1. 截面回转半径

$$r_w = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.37456}{3.3214}} = 0.3358\text{m}$$

2. 偏心距

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{4509.4}{15649.7} = 0.288m > 0.5y = 0.5 \times 0.50144 = 0.2507m$$

计算结果表明:拱圈截面偏心距不满足要求,应适当加大截面尺寸或增大配筋率。

3. 材料安全系数

$$\begin{aligned}\gamma_m &= \frac{\gamma_{m1}A_1 + \gamma_{m2}A_2 + \gamma_{m3}A_3}{A_1 + A_2 + A_3} \\ &= \frac{1.54 \times 0.16 + 1.54 \times 0.4188 + 1.92 \times 0.14927}{0.16 + 0.4188 + 0.14927} \\ &= 1.6179\end{aligned}$$

4. 正截面强度验算

由于拱圈截面偏心距超过容许值,则正截面强度按下式验算:

$$\begin{aligned}\frac{AR_{wt}^j}{\left(\frac{Ae_o}{W} - 1\right)\gamma_m} &= \frac{0.83035 \times 4 \times 2500}{\left(\frac{0.83035 \times 4 \times 0.288}{1.56442 \times 10^{-1}} - 1\right) \times 1.6179} \\ &= 1003.5kN < N\end{aligned}$$

计算表明:截面偏心距超过容许值,截面强度亦不满足要求,应加大截面尺寸,重新按上述步骤计算,直至偏心距和截面强度均满足要求为止(本例略)。

九、桥墩强度及稳定性验算

现以中墩为例,说明桥墩的计算方法。中墩的构造及各力的作用位置见图 4-13。考虑到本桥桥墩是以组合 I 控制设计,为了节省篇幅不验算其他荷载组合情况。鉴于边墩的计算方法与中墩相同,边墩的计算从略。

(一) 恒载计算

利用前面的计算结果得:

腹拱拱脚处的竖向力

$$V_g' = \frac{1}{2}(W_1 + W_2 + W_3) \times 4 = 2 \times 231.68 = 463.4kN$$

在图 4-13 中,柱顶(11.8cm 内)路面、侧墙及护拱重力为:

$$P_o + P_1 = 0.118 \times 8.96 \times [0.3 \times 24.5 + (0.925 - 0.265) \times 23] = 23.82kN$$

墩上立柱高

$$h' = y_1' + y_{\perp} - (f_o' + d) = 7.681 + 0.5986 - 0.925 = 7.355m$$

立柱重力

$$\begin{aligned}P_2 &= \left[\frac{1}{2}(0.118 + 0.4) \times 0.265 + 7.355 \times 0.4 \right] \times 8.96 \times 23 \\ &= 620.43kN\end{aligned}$$

墩帽重力

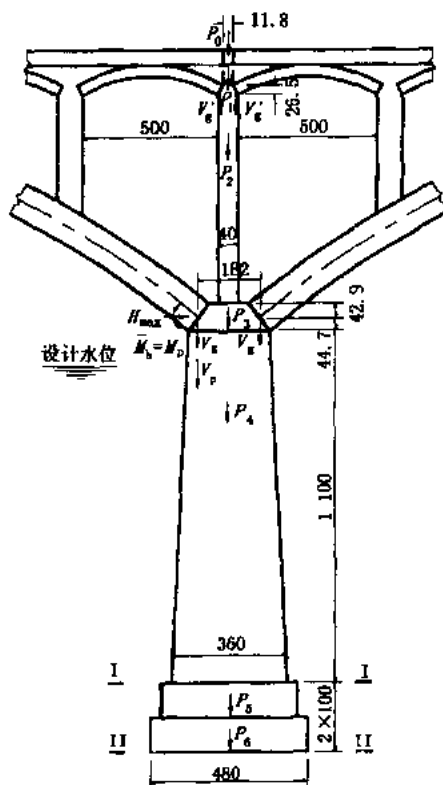


图 4-13 中墩构造及作用力(尺寸单位:cm)

$$\begin{aligned}
 P_3 &= \left[\frac{1}{2} (b_0 + b_1) \gamma^{\text{①}} a_o + \frac{\pi}{12} \gamma (b_0^2 + b_1^2 + b_0 b_1) \right] \gamma_7 \\
 &= \left[0.5(12 + 2.5) \times 0.876 \times 8.96 + \frac{\pi}{12} \times 0.876(1.2^2 + 2.5^2 + 1.2 \times 2.5) \right] \times 24 \\
 &= 407.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

墩身重力

$$\begin{aligned}
 P_4 &= \left[\frac{1}{2} (b_1 + b_2) h a_o + \frac{\pi}{12} h (b_1^2 + b_2^2 + b_1 b_2) \right] \gamma_8 \\
 &= \left[\frac{1}{2} (2.5 + 3.6) \times 11 \times 8.96 + \frac{\pi}{12} \times 11 \times (2.5^2 + 3.6^2 + 2.5 \times 3.6) \right] \times 23 \\
 &= 8782.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

基础重力

$$\begin{aligned}
 P_5 + P_6 &= (a_3 b_3 + a_4 b_4) \times 1 \times \gamma_3 \\
 &= (13.16 \times 4.20 + 13.76 \times 4.8) \times 23 \\
 &= 2790.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(二)桥墩强度及基底承载力验算

1.墩身底面(截面 I-I)强度验算

截面积

$$A_1 = a_0 b_2 + \frac{\pi}{4} b_2^2 = 8.96 \times 3.6 + \frac{\pi}{4} \times 3.6^2 = 42.34 \text{ m}^2$$

截面惯性矩

$$I_1 = \frac{a_0 b_2^3}{12} + \frac{\pi b_2^4}{64} = \frac{8.96}{12} \times 3.6^3 + \frac{\pi}{64} \times 3.6^4 = 43.08 \text{ m}^4$$

截面回转半径

$$r_w = \sqrt{\frac{I_1}{A_1}} = \sqrt{\frac{43.08}{42.34}} = 1.009 \text{ m}$$

竖向力

$$\begin{aligned}
 N_1 &= P_0 + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + 2(V_g' + V_g) + V_P^{\text{②}} \\
 &= 23.8 + 620.43 + 407.3 + 8782.5 + 2 \times (463.4 + 1627.47 \times 4) + 786.6 \\
 &= 24567.19 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

弯矩

$$\begin{aligned}
 M_1 &= H_{\max} \times 11.447 - V_P \times \frac{1.82}{2} + \bar{M}_3 \\
 &= 1022.6 \times 11.447 - 786.6 \times \frac{1.82}{2} - 2074.0 \\
 &= 8915.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 e_o &= \frac{M_1}{N_1} = \frac{8915.9}{24567.19} = 0.3629 \text{ m}
 \end{aligned}$$

容许偏心距 $[e_o] = 0.5\gamma = 0.5 \times 0.5 b_2 = 0.9 \text{ m} > e_o$

① γ ——墩帽高, $\gamma = 0.876 \text{ m}$ 。

② V_P 即上述汽车及人群荷载产生最大 H_{\max} 时的 V_3 。

纵向力偏心影响系数

$$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{\gamma}\right)^m}{1 + \left(\frac{e_0}{r_w}\right)^2} = \frac{1 - \left(\frac{0.3629}{1.8}\right)^8}{1 + \left(\frac{0.3629}{1.009}\right)^2} = 0.8855$$

墩身底面能承受的抗力

$$\alpha A_1 R_a / \gamma_m = 0.8855 \times 42.34 \times 3900 / 2.31 = 63298.3 \text{ kN} > N_j$$

2. 基础底面(截面 II-II)承载力验算

截面积及截面抵抗矩

$$A_2 = a_4 b_4 = 13.76 \times 4.8 = 66.05 \text{ m}^2$$

$$W_2 = \frac{1}{6} \times a_4 b_4^2 = \frac{1}{6} \times 13.76 \times 4.8^2 = 52.84 \text{ m}^3$$

竖向力及弯矩

$$N_2 = N_1 + P_5 + P_6 = 24567.19 + 2790.4 = 27357.59 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= M_1 + H_{\max} \times 2 \\ &= 8915.9 + 1022.6 \times 2 \\ &= 10961.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

基底应力验算

$$\begin{aligned} \sigma_{\max/\min} &= \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{W_2} \\ &= \frac{27357.59}{66.05} \pm \frac{10961.1}{52.84} \\ &= \frac{621.63}{206.76} \text{ kPa} \end{aligned}$$

$\frac{\sigma_{\max}}{[\sigma_0]} = \frac{621.63}{600} = 1.036$ 。 $\sigma_{\max} > [\sigma_0]$, 但未超过 5%, 在桥梁中可认为通过, 无需加大基础的尺寸。

(三) 桥墩稳定性验算

1. 抗倾覆验算

水浮力

$$Q = \frac{P_4 + P_5 + P_6}{\gamma} \times \gamma_{\text{水}} = \frac{8782.5 + 2790.4}{23} \times 10 = 5031.7 \text{ kN}$$

各竖向力的总和

$$\Sigma P_i = N_2 - Q = 27357.59 - 5031.7 = 22325.89 \text{ kN}$$

偏心距

$$\begin{aligned} e_0 &= \frac{M_2}{\Sigma P_i} = \frac{10961.1}{22325.89} = 0.491 \text{ m} \\ \gamma &= \frac{b_4}{2} = 2.4 \text{ m} \end{aligned}$$

抗倾覆稳定系数

$$K_0 = \frac{\gamma}{e_0} = \frac{2.4}{0.491} = 4.89 > [K_0] = 1.5$$

2. 抗滑动稳定验算

水平力总和

$$\Sigma T_i = H_{\max} = 1022.6 \text{ kN}$$

抗滑动稳定系数

$$K_o = \frac{\mu \Sigma P_i}{\Sigma T_i} = \frac{0.5 \times 22325.89}{1022.6} = 10.92 > [K_c] = 1.3$$

桥墩稳定性验算符合要求。

例五 中承式钢管混凝土系杆拱桥

本示例上部结构为三跨自锚中承式钢管混凝土系杆拱桥,主孔净跨径 240m。本文重点介绍此类桥型的计算方法、程序和步骤,而对其计算细节、过程和结果不作过多描述。

一、设计资料

(一)设计标准

1.桥面宽度:桥面设六车道,全桥宽组成为:[1.0(检修道)m+0.46(护栏)m+0.5(跨缘带)m+2×3.75(大车道)m+3.5(小车道)m+0.25(路缘带)m+0.58/2(中间护栏)m]×2=27m。

2.荷载等级:汽车-超 20 级,挂车-120

3.设计时速:80km/h,为城市快速路标准

4.桥面纵横坡:纵坡 2%,横坡 1.5%

5.通航标准:内河三级,通航净空 180m×10m

6.设计流量:11200m³/s

7.地震烈度:按 7 度设防

(二)采用规范

1.《公路桥涵设计规范》(合订本),北京:人民交通出版社 1989。

2.《钢管混凝土结构设计与施工规程》(CECS 28:90),北京:中国计划出版社,1992。

3.《钢结构设计规范》(GBJ 17—88),北京:中国计划出版社,1989。

(三)总体设计和构造

1. 总体设计

本桥采用三跨自锚中承式钢管混凝土系杆拱桥,主孔净跨 240m,矢跨比 1/5。主拱肋为钢管混凝土弦杆和钢管腹杆组成的桁架结构。主孔桥面设柔性吊杆、钢横梁、桥面行车道板及平衡主拱推力的预应力系杆,预应力系杆锚固于边跨端部。

边跨净半跨跨径 55m,为实心钢筋混凝土肋式结构。

本类桥型的构架由主孔、边孔、桥墩及系杆这四大部分组成,我们可将其称为“四部件”。这“四部件”四位一体,相互影响、相互依存,密不可分,无论哪一部分都无法独立存在。其中系杆联系、贯穿全桥,构成全桥的“生命线”。这“四部件”之间存在着结构形式、几何尺寸、形状以及内力之间的相互关联、相互影响和相互依存的一体化关系,寻求上述这些因素之间合理而协调的关系即是对这种形式的桥梁进行设计优化,使得本桥各个组成部件之间受力性能更趋合理、构件尺寸更趋协调,使材料用量最少,施工更加方便、快捷,以期设计能达到科学、合理和先进的水平。本桥总体布置见图 5-1。

2. 结构构造

1) 主拱肋

本桥主跨拱肋采用钢管混凝土桁架结构,在上下弦杆钢管内及钢管缀板间泵送灌注 50 号混凝土,腹杆为空钢管,以充分发挥钢管混凝土承压能力强的特点,满足桁架弦杆受轴向压力较大的需要。

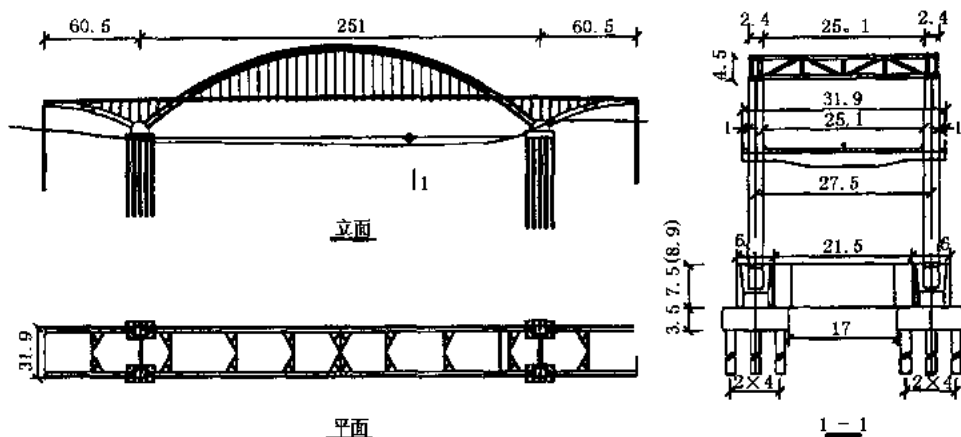


图 5-1 总体布置图(尺寸单位:m)

拱肋轴线经计算比选后采用悬链线,其拱轴系数 $m = 1.5$ 。预拱度在拱顶处取值为 $\Delta f = 0.4\text{m}$,预拱后的拱轴线仍为悬链式,其拱轴系数 $m = 1.4$ 。

拱肋全高 4.5m ,上下弦杆各为两根 $\Phi 1000\text{mm} \times 14\text{mm}$ 的 16Mn 钢管,上、下弦杆两根并列钢管间用 12mm 厚 16Mn 缀板连接;腹杆为 $\Phi 500\text{mm} \times 10\text{mm}$ 的 16Mn 空钢管。

本桥拱脚段拱肋在汛期将有 $7 \sim 8\text{m}$ 高度淹没于水中,考虑到拱肋的防撞和拱肋的构造需要,特将从桥面至拱脚这段拱肋做成钢管混凝土实腹结构,即上、下弦管间以钢腹板连接,腹板间灌注混凝土形成实腹段;另外还在拱脚段可能受船撞范围的中间空心部分用混凝土灌注密实形成实心段,实心段水平投影长 10m 。

两条拱肋间设七道 K 形空间格构横撑,以保证主拱肋的横向稳定。K 形横撑基本上是均匀分布,间距为 33m 。主拱肋横截面构造见图 5-2。

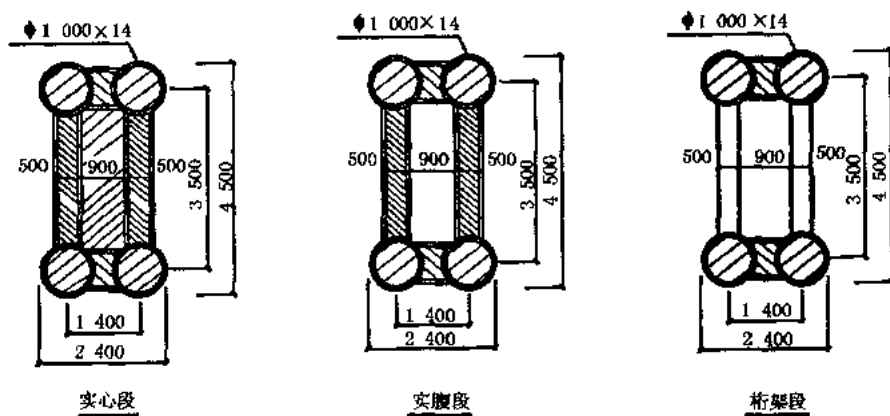


图 5-2 拱肋横断面(尺寸单位:mm)

2) 吊杆

吊杆共 32 对 64 根,纵向间距 6m ,采用 PES7-73 平行钢丝成品拉索(1670MPa),两端配置相应的冷铸锚,上端为张拉端,锚于下弦缀板处(但在最外端长度最短的共四根吊杆锚于上弦缀板处),下端为固定端,锚于钢横梁内。

3) 横梁及纵梁

本桥拱肋横向中到中距离为 27.5m ,此即为吊杆横向间距,因此横梁计算跨径亦为 27.5m 。横梁如用预应力混凝土结构,则重力将超过 800kN ,且预应力需分二次张拉(第二次在桥面加

载后进行),这不仅给吊装带来很大难度、给主拱肋及基础增加很大负担,而且也增加了施工工序和工期。经权衡比较,横梁采用了钢箱梁结构,其重力仅为 290kN,制作、安装都很方便。横梁全长 31.9m,端部梁高 1.2m,跨中梁高 2.15m(计入横坡及预拱),钢材为 16Mn 钢。横梁外形尺寸见图 5-3。

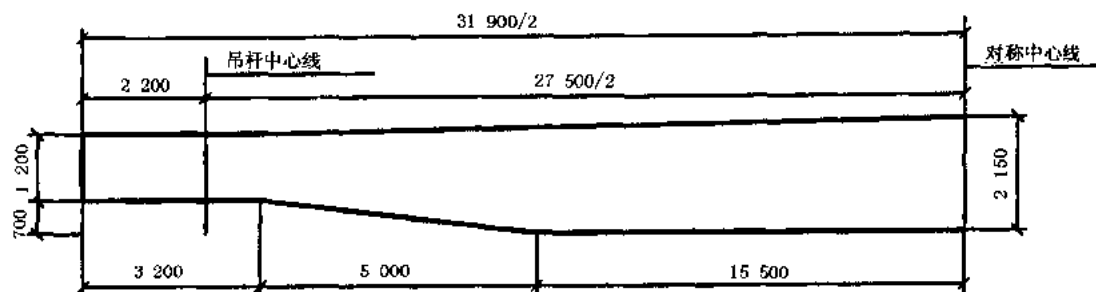


图 5-3 横梁外形尺寸(尺寸单位:mm)

4) 桥面系

桥面系主要由行车道板及系杆保护装置组成。行车道板为跨径 6m 的钢筋混凝土 T 梁,梁高 0.6m,简支搁置于系杆横梁上(横梁上安放橡胶支座)。

系杆保护装置为保护钢箱(内层)和钢筋混凝土 π 形梁,跨径 6m,简支于横梁上。

5) 系杆

系杆为平衡主拱推力而设,采用 OVM 钢绞线成品拉索(外包 PE 防护套),穿过主拱肋并锚于边跨端部。系杆共由 24 束 OVM15-31 低松弛钢绞线($\Phi 15.24$, 1860MPa)组成。

系杆在全桥纵向呈自由滑动状态,相当于无粘结预应力筋或体外预应力束,其端部配套锚具采用具有防腐、防振、重复张拉和可更换的特制夹片式锚具。

6) 边跨

边跨是为系杆提供锚固端平衡主拱推力而设置,可称其为平衡孔,这类似于斜拉桥的边跨。边跨为半跨 55m 半拱形结构,采用肋式钢筋混凝土实心断面,每条肋尺寸为 3.5m \times 2.4m (高 \times 宽)。

边跨端部锚有强大的预应力钢绞线系杆,因此边跨可被认为是具有体外预应力的梁式结构,亦可被认为是一个“人工拱”。

拱上立柱为 $\Phi 800$ mm 的钢筋混凝土圆柱,基于与中跨横梁相同的理由,拱上立柱盖梁采用与主跨横梁相同的钢箱梁结构。

边跨端部支座在系杆张拉过程中某些阶段会产生一些拉力,为此,在边墩帽梁预埋钢筋与边跨端部锚固不使其上抬。边跨构造见图 5-4。

7) 主拱墩及基础

主拱墩及承台为两个分离式实体钢筋混凝土结构,其间用横墙相连。

每个主拱墩基础共采用 30 根 $\Phi 1500$ mm 钻孔灌注桩,桩长 64 ~ 74m,按摩擦桩考虑。

二、全桥结构计算图式

本桥主跨、边跨、主拱墩及系杆为全桥“四位一体”整体结构,这四部分之间相互影响、相互依存,精确的结构计算横式是将主跨、边跨、系杆及主拱墩和桩基横拟为一整体结构进行分析。

桩基的结构计算横式是根据桩基础理论按等效刚度代换原则,模拟地基对桩的水平抗力

拱结构进行力学计算。其结构计算简图见图 5-6。

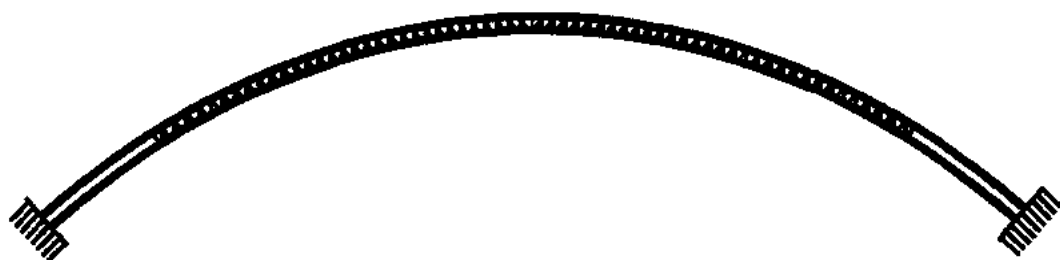


图 5-6 主拱计算图式

相应地边跨结构计算简图可化成如图 5-7 所示结构。

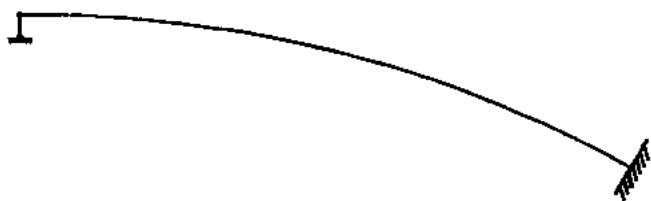


图 5-7 边跨计算图式

三、主拱肋结构静力计算

(一) 计算跨径和计算矢高
拱轴线方程取悬链线：

$$y = \frac{f}{m-1} (\operatorname{ch} k\xi - 1) \quad (5-1)$$

$$k = \ln(m + \sqrt{m+1})$$

$$\xi = \chi/l/2$$

$$l = l_0 + h \sin \varphi_0 \quad (5-2)$$

$$f = f_0 + \frac{h}{2} - \frac{h}{2} \cos \varphi_0 \quad (5-3)$$

φ_0 为拱脚处拱轴线的切线与水平线的夹角。

$$\varphi_0 = \left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=l/2} = \frac{2fk}{l(m-1)} \operatorname{sh} k \quad (5-4)$$

将式(5-4)代入式(5-2)、(5-3), 则式(5-2)、(5-3)组成二元一次方程组, 编一个小程序试算可方便地求出 l 、 f 值。拱轴坐标取向和各参数见图 5-8、5-9。

本桥 $l_0 = 240\text{m}$, $f_0 = l_0/5 = 48\text{m}$, $h = 4.5\text{m}$, $m = 1.5$, 求得: $l = 242.934\text{m}$, $f = 48.545\text{m}$ 。



图 5-8

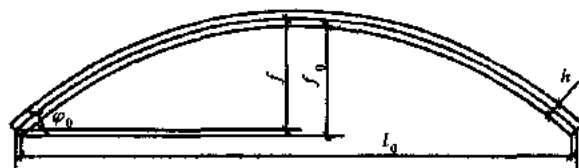


图 5-9

(二) 拱轴线的选取

拱轴线的选取工作即是寻找合理的拱轴线。所谓合理拱轴线就是拱肋各控制截面的杆件内力比较均匀、接近, 且各内力峰值较小。

本桥拱轴线取二次抛物线和悬链线进行比选, 按营运阶段的受力状态进行计算(其计算方法见后面章节), 观察拱肋各控制截面的内力分布及大小。其中悬链线的形状在净矢高和净跨径确定的条件下惟一取决于拱轴系数 m 值, 因此对悬链线拱轴系数 m 值分别取一系列值 $m =$

1.3、1.4、1.5、1.6、1.7 形成不同的拱轴线,对这些不同的拱轴线进行内力计算并作比较和优选后可知:当 $m = 1.5$ 时的悬链线拱肋其内力分布比较理想,从而可确定本桥的拱轴系数 $m = 1.5$ 。

二次抛物线即为悬链线方程中 $m = 1$ 时的特例,从计算可知,二次抛物线不适宜作本桥的拱轴线。

(三)结构单元的选取和划分

主拱肋为典型的平面杆件系统,可用平面杆系有限元程序进行力学计算。取两片拱肋中的一片计算,将恒载平分于两拱肋,将桥面活载按杠杆原理分配于一片拱肋(偏载布置)。

由于拱肋在桥面以上和桥面以下的结构形式不同,结构单元划分时将桥面以上桁架部分的各杆件取为杆单元构成桥架形式;而桥面以下的实腹结构则按整体梁单元处理;杆、梁结合处(桥架与实腹交界处)用径向刚臂衔接处理。横撑、拱上立柱和桥面系等不生成单元,其自重用集中力形式加在拱肋相应节点或单元上。共划分成整体梁单元 18 个,桁架杆单元 263 个,支承元 2 个,结构单元离散图见图 5-10。

(四)施工加载程序

拱式体系桥梁往往由施工阶段控制设计,因此,施工加载程序是拱式体系桥梁设计和施工中的重要控制内容。施工加载程序决定了拱桥在施工过程中的受力状况。合理的施工加载程序应使主拱肋在施工过程中有较均匀的内力分布,保证其强度和稳定性满足要求,并尽量使施工阶段的荷载不控制设计。

钢管混凝土拱桥是借助于先期合拢成拱的空钢管(较轻的空钢管容易成拱)作为空中劲性支承骨架,它承受后续泵送浇灌的管内混凝土重力。管内混凝土的泵送是逐根先后进行,随着管内混凝土渐次达到强度,拱肋的材料性质逐渐由纯钢结构向钢管混凝土混合结构过渡,拱肋的承载能力也随之逐渐提高。当所有管内混凝土都达到设计强度变成钢管混凝土结构时,即完成了本类桥梁施工中的一道关键工序。此时由钢管混凝土构成的拱肋具备了预期的高承载能力。

其后桥面结构部分的吊装施工即是对主拱肋的加载过程,其施工加载程序主要遵循“对称均衡”的基本原则。即:纵向左右半拱加载相对拱顶应基本对称均衡,横向对桥梁中线亦应基本对称。具体的施工加载程序见表 5-1。

(五)施工和营运阶段结构内力和变形计算

1. 杆件单元材料性质和截面特性的处理

在施工过程中,主拱肋弦杆由钢管渐次向钢管混凝土转变,材料性质和截面特性相应发生变化,在用平面杆系有限元程序计算时,做如下处理:

在施工过程中,若该阶段管内混凝土未达到要求强度,则混凝土仅作为荷载作用;当该阶段混凝土凝面达到要求强度时,则将截面特性相应改变成钢管混凝土截面特性后,再将下一阶段浇筑而未达到强度要求的混凝土作为荷载作用,依此类推。为方便计算,在各施工阶段将钢和混凝土两种材料换算成同一种材料,换算公式如下:

$$\begin{aligned}E_a I_a + E_g I_g &= EI \\E_a A_a + E_g A_g &= EA \\ \gamma_a A_a + \gamma_g A_g &= \gamma A\end{aligned}$$

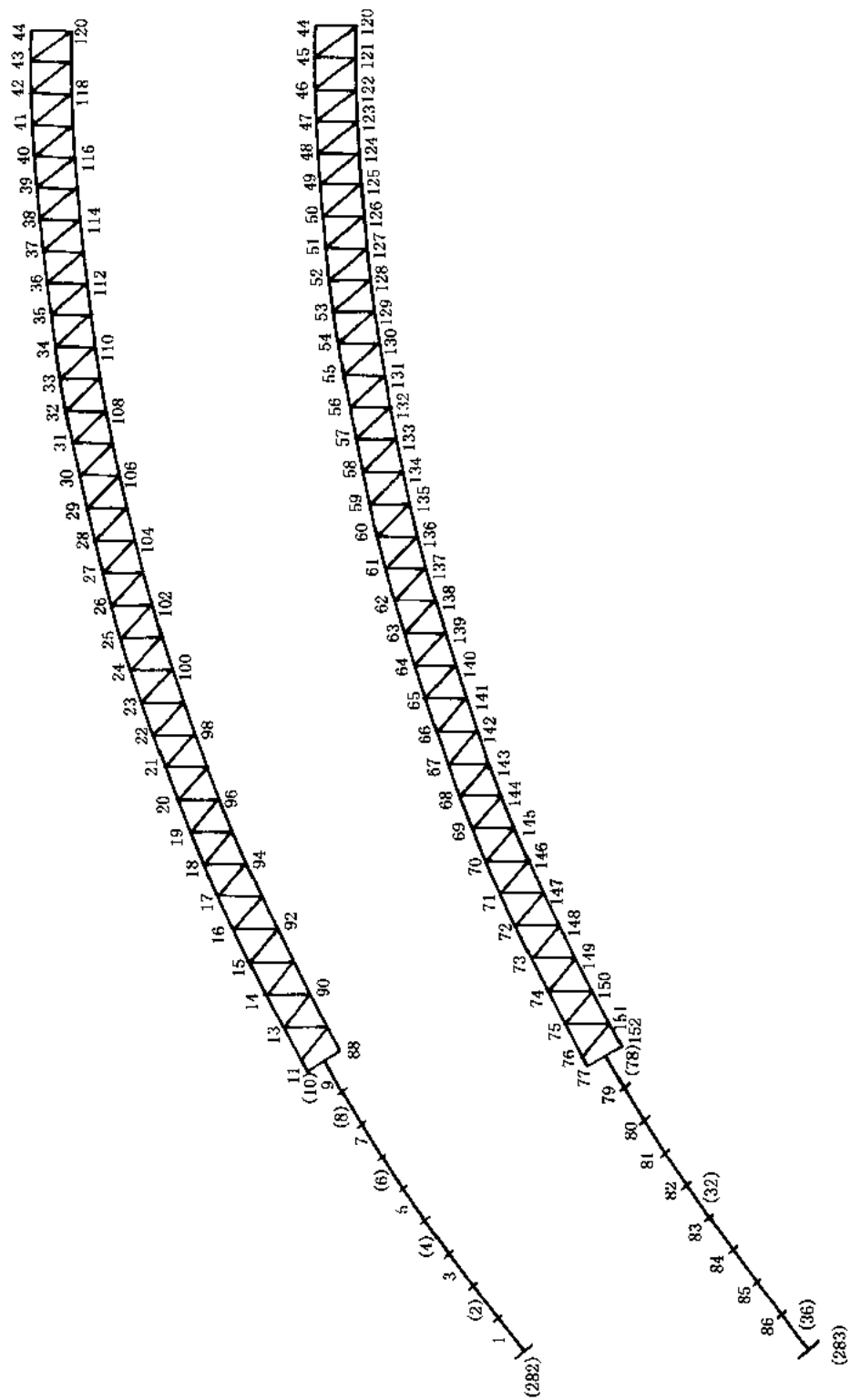


图 5-10 拱肋单元划分

注：不带括号的为节点编号，其余为单元编号，其中(10)、(87)、(77)、(152)单元模拟为刚臂，(282)、(283)单元为支承元。

主拱施工加载程序简表

表 5-1

序号	施 工 内 容
1	钢结构合拢形成无铰拱
2	安装永久横撑及拱上立柱
3	安装吊杆、钢横梁及钢横梁间纵梁
4	安装系杆及系杆保护箱,初次张拉系杆预应力 $F = 32700\text{kN}$
5	灌注下缘板混凝土(仅作荷载)
6	下缘板混凝土形成截面,灌注上缘板混凝土(仅作荷载),第二次张拉系杆预应力 $F = 10150\text{kN}$
7	上缘板混凝土形成截面,灌注下弦杆混凝土(仅作荷载),第三次张拉系杆预应力 $F = 10150\text{kN}$
8	下弦杆混凝土形成截面,灌注上弦杆混凝土(仅作荷载),第四次张拉系杆预应力 $F = 10150\text{kN}$
9	上弦杆混凝土形成截面,灌注拱脚段钢腹板内混凝土(仅作荷载)
10	拱脚段钢腹板内混凝土形成截面,灌注拱脚段防撞实心混凝土,第五次张拉系杆预应力 $F = 10150\text{kN}$
11	吊装人行道板及 π 形梁
12	吊装桥面 T 梁,第六次张拉系杆预应力 $F = 10150\text{kN}$
13	安装护栏、栏杆,铺设桥面铺装,第七、八次分别张拉系杆预应力 $F = 10150\text{kN}$, $\Sigma F = 103750\text{kN}$

式中: E_a ——混凝土弹性模量(50 号); E_g ——钢弹性模量(16Mn);

E ——换算材料弹性模量; A_a ——混凝土面积;

A_g ——钢面积; A ——换算材料面积;

I_a ——混凝土惯矩; I_g ——钢惯矩;

I ——换算材料惯矩; γ_a ——混凝土容重;

γ_g ——钢容重; γ ——换算材料容重;

单根弦管材料和截面特性为:

$$E_a = 3.5 \times 10^4 \text{MPa}, E_g = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}, A_a = \pi/4 d^2 = \pi/4 \times 972^2 = 742032 \text{mm}^2$$

$$A_g = \pi/4 (D^2 - d^2) = \pi/4 \times (1000^2 - 972^2) = 43366 \text{mm}^2$$

$$I_a = \pi/64 d^4 = \pi/64 \times 972^4 = 438162.25 \times 10^5 \text{mm}^4$$

$$I_g = \pi/64 (D^4 - d^4) = \pi/64 \times (1000^4 - 972^4) = 52711.6 \times 10^5 \text{mm}^4$$

$$\gamma_a = 25 \text{kN/m}^3, W_g = 78.5 \text{kN/m}^3$$

取换算材料截面为直径等于弦管外径的圆形截面,则:

$$A = \pi/4 D^2 = \pi/4 \times 1000^2 = 785398 \text{mm}^2$$

$$I = \pi/64 D^4 = \pi/64 \times 1000^4 = 490873.85 \times 10^5 \text{mm}^4$$

$$E = (E_a I_a + E_g I_g) / I = 5.3892 \times 10^4 \text{MPa}$$

$$\gamma = (\gamma_a A_a + \gamma_g A_g) / A = 27.95 \text{kN/m}^3$$

上式中 d 、 D 为拱肋钢管内外直径,见图 5-11。

弦杆由两根并列钢管和连接两根钢管的缀板(内灌混凝土)组成,因此弦杆的截面特性应按两根并列钢管和缀板之和计算(缀板计算略)。

拱脚实腹段按哑铃形截面采用上述换算关系进行截面特性计算。

2. 主拱肋内力和应力

主拱肋空钢管阶段(未灌混凝土)较管内混凝土凝固并达要求强度(钢管混凝土)之后的阶段其材料和截面特性明确且无变化,内力和应力情况也较为简单和明确。而在管内泵送混凝

土阶段,由于拱肋截面由钢管结构渐次转换为钢管混凝土结构,材料和截面特性不断发生变化,截面中各杆件受力先后不一,应力情况较为复杂。

在空钢管和钢管混凝土阶段,可用经典的“内力叠加法”和“应力叠加法”计算拱肋截面内力和应力。

拱肋弦管混凝土灌注顺序为先下弦后上弦,在下弦管内混凝土未凝固时,管内混凝土重力作为荷载作用于图 5-12 所示截面的结构上,此时拱肋截面仍为纯钢结构。

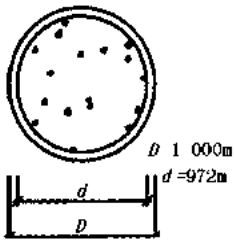


图 5-11 拱肋横断面

当下弦管内混凝土凝固并达强度时,则截面变成图 5-13 所示,即下弦为钢管混凝土,上弦为空钢管。

当灌注上弦管混凝土且混凝土未凝固未达要求强度的这个阶段,上弦管内混凝土仅作为荷载作用于图 5-13 所示截面的结构上。当其管内混凝土凝固且达强度后,则截面变成图 5-14 所示,此时拱肋的上、下弦杆最终完成了从纯钢结构向钢管混凝土结构的转变。

对钢管应考察其应力状况,对钢管混凝土则应考察其内力状况,因此,对钢管用“应力叠加法”计算其应力,而对形成钢管混凝土的杆件则可用“内力叠加法”计算其内力。

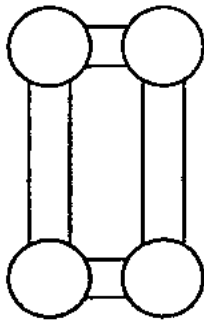


图 5-12 混凝土未凝固

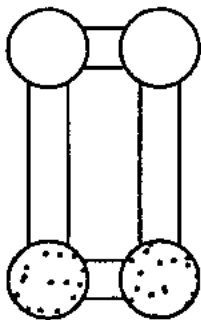


图 5-13 下弦管混凝土凝固

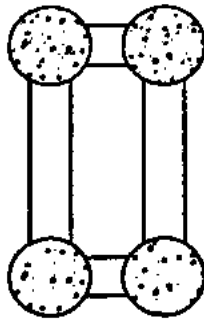


图 5-14 上下弦管混凝土凝固

用“应力叠加法”计算的钢管应力见表 5-2(仅取下弦杆),用“内力叠加法”计算的下弦杆钢管混凝土内力见表 5-3。

各阶段下弦杆应力 (MPa)

表 5-2

施工 序号	截 面 位 置							
	$l/8$	叠加	$l/4$	叠加	$3l/8$	叠加	$l/2$	叠加
1	24.45		20.36		15.89		19.05	
2	3.36	27.81	4.69	25.05	5.54	21.43	4.38	23.43
3	26.92	54.73	21.51	46.56	14.46	35.89	15.18	38.61
4	13.54	68.27	11.38	57.94	8.05	43.94	8.41	47.02
5	13.05	81.32	10.50	68.44	7.05	50.99	7.98	55.00
6	8.31	89.63	7.56	76.00	5.98	56.97	7.44	62.44
7	28.98	118.61	23.41	99.41	15.72	72.69	20.94	83.38
8	13.21	131.82	12.83	112.24	10.72	83.41	13.24	96.62
9	1.77	133.59	0.22	112.46	0.68	84.09	0.96	97.58

线上表

施工 序号	截 面 位 置							
	1/8	叠加	1/4	叠加	31/8	叠加	1/2	叠加
10	0.36	133.95	0.04	112.50	0.22	84.31	0.30	97.88
11	7.25	141.20	6.11	118.61	4.30	88.61	3.40	101.28
12	19.26	160.46	16.23	134.84	11.42	100.03	90.2	110.30
13	13.35	173.81	11.25	146.09	7.92	107.95	6.25	116.55
14	汽	11.99	18.41		15.83		9.56	
	挂	5.68	8.81		8.57		3.92	

各阶段下弦杆钢管混凝土内力 (kN, kN·m)

表 5-3

位置 内 力 工 况	拱 脚		1/8		1/4		31/8		1/2	
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M
一	5136	-1287	2500	19	2214	-11	1794	19	1555	134.51
叠加	5136	-1287	2500	19	2214	-11	1794	19	1555	134.51
二	1682	-5794	143	33	388	-9	448	5	458	99
叠加	6818	-7081	2643	52	2602	-19	2243	24	2013	234
二	4654	2134	2698	29	2272	16	1616	65	1246	105
叠加	11472	-4947	5341	83	4875	-4	3858	89	3259	339
四	2536	447	1370	26	1197	9	888	33	707	54
叠加	14008	-4500	6712	107	6072	6	4746	122	3966	393
五	2335	814	1307	-5	1118	-16	807	6	638	60
叠加	16343	-3686	8019	101	7190	-17	5554	128	4604	453
六	2370	517	1404	7	1324	-3	1077	12	931	66
叠加	18713	-3169	9423	109	8514	-14	6630	141	5535	519
七	8212	2866	4612	-26	3940	-49	2836	8	2233	128
叠加	26924	-303	14035	87	12454	-63	9466	149	7769	647
八	8371	1759	5277	37	5189	-12	4445	35	3989	204
叠加	35296	1456	19312	124	17643	-75	13912	184	11758	851
九	737	-8015	-609	39	-115.6	1	320	-12	322	12
叠加	36032	-6558	18703	167	17528	-74	14231	171	12080	838
十	701	-5343	-169	11	-27	-0.0	62	-3	99	4
叠加	36734	-11901	18534	177	17501	-74	14293	168	12179	835
十一	4673	1393	2607	48	2244	30	1637	59	1290	14
叠加	41406	-10508	21141	222	19744	-44	15931	227	13469	848
十二	12410	3700	6923	127	5959	81	4348	156	3427	37
叠加	53816	-6807	28064	349	25704	37	20278	383	16897	885
十三	8604	2566	4800	88	4132.9	56	3014	108	2376	26
叠加	62419	-4242	32864	437	29836	94	23293	491	19273	911

续上表

位置 内力 工况	拱 脚		l/8		l/4		3l/8		l/2	
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M
降温 25℃	-493	-20656	-425	-149	-885	59	-2597	119	-3303	110
汽车荷载	2402.83	-3080	3991	-94	5867	-220	5325	-170	3407	-71
挂车荷载	1012	-19074	1982	-75	2754	-112	2826	-98	1528	-11

注：拱脚为实腹段全截面内力，其他位置为下弦双排钢管内力。

3. 变形计算

与内力计算相对应，由平面杆系程序可方便地算出拱肋各点的变形。拱顶截面的竖向变形见表 5-4。

拱顶竖向变形 (cm)

表 5-4

施 工 序 号	变 形 值		施 工 序 号	变 形 值	
	单项	叠加		单项	叠加
1	3.265		9	-0.228	18.263
2	0.239	3.504	10	-0.068	18.195
3	3.650	7.154	11	0.983	19.178
4	1.850	9.004	12	2.613	21.791
5	1.793	10.797	13	1.812	23.603
6	1.318	12.115	降温 25℃	9.665	
7	4.051	16.166	汽车荷载	1.233	
8	2.325	18.491	挂车荷载	0.600	

四、主拱肋钢管混凝土弦杆极限承载力计算

钢管混凝土既借助内填的混凝土增强钢管壁的稳定性的，又借助钢管对核心混凝土的套箍作用使混凝土处于三向受压状态，使核心混凝土具有较高的抗压能力和变形能力，从而提高了钢管混凝土的极限承载能力，这是钢管混凝土的基本力学原理。

本桥参照参考文献[10]和参考文献[11]的理论和计算方法计算钢管混凝土弦杆的极限承载力。

1. 由文献[5]第 4.1.2 条，钢管混凝土的承载力按下列公式计算：

$$N_u = \varphi_1 \varphi_e N_0 \quad (5-5)$$

$$N_0 = f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (5-6)$$

$$\theta = \frac{f_a A_a}{f_c A_c} \quad (5-7)$$

式中： N_0 ——钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值；

θ ——钢管混凝土的套箍指标；

f_c ——混凝土的抗压强度设计值；

A_c ——钢管内混凝土的横截面面积；

f_a ——钢管的抗拉、抗压强度设计值；

A_a ——钢管的横截面面积;

φ_l ——考虑长细比影响的承载力折减系数,按文献[11]第4.1.4条确定;

φ_e ——考虑偏心率影响的承载力折减系数,按文献[11]第4.1.3条确定。

2.由文献[11]第4.1.3条,钢管混凝土柱考虑偏心影响的承载力折减系数 φ_e 按下列公式计算:

① 当 $e_o/r_c \leq 1.55$ 时:

$$\varphi_e = 1/(1 + 1.85e_o/r_c) \quad (5-8)$$

$$e_o = M_2/N \quad (5-9)$$

② 当 $e_o/r_c > 1.55$ 时:

$$\varphi_e = 0.4/(e_o/r_c) \quad (5-10)$$

式中: e_o ——柱较大弯矩端的轴向压力对构件截面重心的偏心距;

r_c ——钢管的内半径;

M_2 ——柱两端弯矩设计值之较大者;

N ——轴向压力设计值。

3.由文献[5]第4.1.4条,钢管混凝土柱考虑长细比影响的承载力折减系数 φ_l 应按下列公式计算:

① 当 $l_e/d > 4$ 时:

$$\varphi_l = 1 - 0.115\sqrt{l_e/d - 4} \quad (5-11)$$

② 当 $l_e/d \leq 4$ 时:

$$\varphi_l = 1 \quad (5-12)$$

式中: d ——钢管外径;

l_e ——柱的等效计算长度,按文献[11]第4.1.5条和第4.1.6条确定。

4.由上列各式可计算各项参数和系数如下:

$f_c = 28.5\text{MPa}$ (50号混凝土)

$$A_c = \frac{\pi(1000-28)^2}{4} = 742031\text{mm}^2$$

$$f_a = 345\text{MPa}(16\text{Mn钢})$$

$$A_a = \frac{\pi(1000^2 - 972^2)}{4} = 43366\text{mm}^2$$

$$\theta = \frac{f_a A_a}{f_c A_c} = 345 \times 43366 / (28.5 \times 742031) = 0.707$$

$$N_0 = f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) = 28.5 \times 742031 \times (1 + \sqrt{0.707} + 0.707) = 53881.274\text{kN}$$

由计算书查得,拱肋受力较大的弦杆杆端最大弯矩为 $M = (437 - 94)/2 = 172\text{ kN}\cdot\text{m}$, 其弦杆轴力 $N = (32864 + 3991)/2 = 18430\text{kN}$, $e_o = M/N = 172/18430 = 0.009\text{m} = 9\text{mm}$

$$r_c = 500 - 14 = 486\text{mm}$$

$$e_o/r_c = 9/486 = 0.0185 < 1.55$$

$$\varphi_e = 1/(1 + 1.85 e_o/r_c) = 1/(1 + 1.85 \times 0.0185) = 0.967$$

由文献[11]第4.1.5条, $l_e = K u l_0$

弦杆接近于轴心受压柱,故 $K = 1$ 。

由文献[11]附录一附表 1.1,因拱肋为桁架,弦杆两端可近似按铰接看待,故 $K_1 = 0, K_2 = 0$,可查 $u = 1$ 。

因此, $l_e = 1 \times 1 l_0 = l_0$

拱肋弦杆较长, $l_0 = 3.5\text{m}$,故 $l_e = l_0 = 3.5\text{m} = 3500\text{mm}$

$l_e/d = 3500/1000 = 3.5 < 4$

取 $\varphi_1 = 1$,因此:

$$N_u = \varphi_1 \varphi_e N_0 = 1 \times 0.967 \times 53881.274 = 52103\text{kN}$$

此为单根钢管混凝土极限承载力。弦杆由两根并列的钢管和其间的缀板(内灌混凝土)组成,考虑缀板仅起连接作用,且其与钢管围成的面积很小,为简单计,不考虑其作用,故本桥弦杆的极限承载力为:

$$N_u = 2 \times 52103 = 104206\text{kN}$$

与前述弦杆计算内力对比可知,拱肋弦杆极限承载力比其内力计算值要高出数倍。

五、主拱肋的稳定性分析

大跨径拱桥的稳定性往往是控制设计的主要因素,稳定性分析是拱桥设计中最重要、最复杂的工作,通常作为专题进行分析研究,本文在此仅简要介绍其分析方法和处理原则。

(一)计算模式

因本桥主拱墩有接近刚性的拱座和 30 根 $\phi 1500\text{mm}$ 桩基础,具备一定的抗变形刚度,系杆在施工过程中又随时张拉平衡了绝大部分主拱推力,因此主拱近似视为单孔无铰拱结构来分析其稳定性。本桥采用 ANSYS 程序三维梁单元建立空间有限元模型。主拱肋在桥面以上桁架部分的上、下弦杆和腹杆等效成各自的空间梁单元,而在桥面以下的上、下弦杆组合在一起等效成整体空间梁单元;主拱肋间的横风撑按实际情况生成梁单元;桥面板、钢横梁、吊杆等不生成梁单元,其荷载等效成集中力加在吊杆与主拱肋的连接处;基础按固端约束加在模型上。

在进行稳定性分析时,考虑了不同的荷载组合,即:在施工阶段,设计荷载为恒载和阵风荷载;在成桥以后,设计荷载为恒载和阵风荷载以及车辆荷载。

(二)施工顺序

本桥主拱肋施工的全过程共分 15 个施工阶段,如表 5-5 所示。本文按此施工顺序进行稳定性分析。

施 工 阶 段 详 表

表 5-5

序号	施 工 阶 段
1	钢结构拱肋安装合龙并形成无铰拱,永久横撑已安装
2	安装拱上立柱、立柱顶钢横梁、拱肋间钢横梁,安装吊杆、钢横梁及钢横梁间钢纵梁
3	安装系杆和系杆保护钢箱
4	人工浇筑上、下弦缀板混凝土并达到要求强度
5	灌注下弦杆一根钢管中混凝土,管内混凝土未达到要求强度
6	上阶段管内混凝土已达到要求强度
7	灌注下弦杆另一根钢管中混凝土,管内混凝土未达到要求强度

续上表

序号	施 工 阶 段
8	上阶段管内混凝土已达到要求强度,灌注上弦杆一根钢管中混凝土且管内混凝土未达到要求强度
9	上阶段管内混凝土已达到要求强度,灌注上弦杆另一根钢管中混凝土且管内混凝土未达到要求强度
10	上、下弦杆内的混凝土均灌注完毕,并都达到要求强度
11	浇灌拱脚段钢腹板内混凝土且混凝土未达到要求强度
12	钢腹板内混凝土已达到要求强度,灌注拱脚段水平长 10m 范围内空心部分形成实心段
13	安装人行道板、 π 形梁及桥面 T 梁
14	桥面铺装及护栏
15	使用阶段桥面活载作用

(三)单元计算参数处理方法

因主拱肋在桥面以上和桥面以下的形式不同,且施工又分 15 个阶段,所以材料和截面特性十分复杂。为了便于计算,在各施工阶段均将钢和混凝土两种材料等效成钢,钢的弹性模量取 $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ 。主拱肋的单元参数与施工阶段有关,施工过程详见表 5-1。在施工过程中具体处理方法如下:若该阶段混凝土未达到要求强度,则混凝土仅作为荷载作用,是通过换算材料的密度来实现的,当混凝土达到要求强度后,则截面特性也要相应改变。通过吊杆传递的力都以集中力的形式作用在吊杆与主拱肋的连接处。根据主拱肋的实际情况,将主拱肋分成四种情况,详见表 5-6。

主拱肋的分类代号

表 5-6

主拱肋代号	主拱肋对应的部分	主拱肋代号	主拱肋对应的部分
a 上	主拱肋在桥面以上部分的上弦杆	b	主拱肋在桥面以下的空腹部分
a 下	主拱肋在桥面以上部分的下弦杆	c	主拱肋在桥面以下的实腹部分

在各施工阶段结束后,桥梁进入使用阶段,开始考虑活载作用。将桥梁使用阶段荷载情况按五种工况进行考虑,详见表 5-7。在进行汽车—超 20 级验算分析时,参照文献[3],将汽车荷载等效成均布荷载;而验算挂车—120 时,按《公路桥涵设计通用规范(JTJ021—89)》进行加载。与前文所述方法相同,仍然将荷载等效成吊杆传递的集中力,作用在吊杆与主拱肋的连接处。

桥梁使用阶段荷载情况

表 5-7

加载序号	荷载状态	加载序号	荷载状态
15.1	汽车满跨偏载	15.4	挂车偏载
15.2	汽车半跨偏载	15.5	汽车全桥满跨布置,不考虑车道折减系数
15.2	挂车居中		

(四)风荷载

在分析主拱肋每一个施工阶段的稳定安全系数时,均考虑了风荷载的作用,参考文献[7]采用基于阵风风速的阵风荷载作为设计风荷载。

1. 基本风速

$$V_{10} = 0.836 V_{20} \quad (5-13)$$

$$V_{20} = \sqrt{1.6 W_0} \quad (5-14)$$

式中: W_0 ——从《公路桥涵设计通用规范(JTJ021—89)》中的全国基本风压分布图中查出桥梁所在地区的基本风压, $W_0 = 400 \text{ Pa}$;

2. 设计基准风速

$$V_d = K_1 V_{10} \quad (5-15)$$

式中: K_1 ——考虑不同高度和地表粗糙度的无量纲修正系数, $K = 1.21$ 。

阵风风速

$$V_g = G_v V_d \quad (5-16)$$

式中: G_v ——阵风风速系数, 根据文献[7], 对桥梁所在地区可取为 1.38。

3. 横向风载

$$P_g = \frac{1}{2} \rho V_g^2 C_D H \quad (5-17)$$

式中: ρ ——空气密度(kg/m^3), 一般取值 $\rho = 1.225 \text{kg}/\text{m}^3$;

C_D ——桥梁各构件的阻力系数;

H ——构件投影高度。

综合以上结果, 得到各主要构件的风荷载如表 5-8 所示。

各主要构件的风荷载值

表 5-8

	V_{10} (m/s)	V_d (m/s)	G_v	V_g (m/s)	C_D	H (m)	施工状态 P_g (N/m)	成桥状态 P_g (N/m)
桥面以上 主拱肋	21.15	26	1.38	36	1.2	1	672.6	953.3
桥面以下 主拱肋	21.15	26	1.38	36	2.2	4.5	5549.5	7865
桥面系	21.15	26	1.38	36	1.3	0.7	402.89	571

(五) 弹、塑性稳定分析方法

稳定分析应采用线弹性和非线性两种分析方法, 我国过去在拱桥稳定计算中采用的传统分析方法都是线弹性方法, 对目前正在发展中的大跨径拱桥应主要采用非线性(塑性)分析方法。

所谓线弹性, 是假设材料的应力与应变关系始终保持为线性, 按第一类稳定分析方法可直接得到稳定系数的特征值。非线性稳定分析即塑性稳定分析, 不仅考虑了结构几何非线性, 而且认为当应力达到屈服强度时, 材料的应力与应变关系不再为线性。在稳定研究中, 为了便于计算, 在各工况均将钢和混凝土两种材料等效成钢。由于在各个施工阶段主拱肋的截面特性和材料特性均不同, 所以在进行主拱肋塑性稳定分析时, 采取如下的原则:

1. 在前五个施工阶段, 由于是全钢截面, 所以用钢材的屈服应力控制, 即应力不超过 345MPa;

2. 在钢管内泵送混凝土阶段, 如果混凝土未达要求强度, 则混凝土仅作为荷载考虑; 如该阶段混凝土已达要求强度, 则将钢和混凝土两种材料等效成钢, 仍然用全钢截面的应力控制;

3. 在成桥状态, 因横撑、竖杆是纯钢管, 仍然用钢材的屈服应力控制; 实腹段拱肋将钢和混凝土两种材料等效成钢, 用钢的屈服应力控制; 桥面以上桁架部分拱肋按极限承载力控制, 主拱肋弦杆的极限承载力如前文所述。

各种情况的稳定安全系数见表 5-9。

弹塑性稳定安全系数

表 5-9

工况序号	弹性稳定安全系数	塑性稳定安全系数	弹性失稳状态
1	27.306	3.7	反对称横向失稳
2	14.192	3.6	纵(竖)向失稳
3	8.8295	3.6	纵(竖)向失稳
4	7.6143	2.0	纵(竖)向失稳
5	6.5103	1.8	对称横向失稳
6	9.8046	1.8	反对称横向失稳
7	8.5895	1.8	反对称横向失稳
8	8.9106	2.6	纵(竖)向失稳
9	9.1732	3.5	对称横向失稳
10	10.727	3.9	对称横向失稳
11	10.657	4.2	对称横向失稳
12	12.097	4.2	对称横向失稳
13	9.0834	3.1	对称横向失稳
14	7.7425	2.6	对称横向失稳
15.1	7.266	2.3	纵(竖)向失稳
15.2	7.4525	2.1	对称横向失稳
15.3	7.2360	2.3	对称横向失稳
15.4	7.2193	2.3	对称横向失稳
15.5	6.8472	2.2	纵(竖)向失稳

通过对稳定安全系数的分析比较可知：

1. 考虑几何非线性和材料非线性的影响所得到的稳定安全系数与按线弹性假定计算所得的稳定安全系数特征值相比有很大折减,由此可见几何非线性和材料非线性的影响不容忽略,以此时的稳定安全系数来评价该析的空间稳定性更为恰当。

2. 在整个施工过程中,最容易发生失稳的工况是 5、6、7 三个工况,且均为横向失稳,对应的施工状态为刚开始灌注下弦杆中的混凝土,且混凝土未达到要求强度,详见表 5-9。当下弦杆中的混凝土都达到要求强度后,结构的刚度得到提高,从而安全系数有所增加。

六、边拱结构的静力计算

(一)边拱的施工程序和过程

本桥主拱拱脚的巨大推力依靠桥面系杆的张拉力来平衡,而系杆的巨大张拉力(与主拱推力接近)系通过边拱传递至主拱墩来平衡主拱的推力,因此,边跨可称为主孔的平衡孔。

在成桥后,边拱依靠锚在其端部系杆的巨大张拉力而存在,系杆对边跨相当于体外预应力。

在主拱的加载施工中(包括泵送管内混凝土阶段),与其加载程序相对应需分阶段张拉系杆以随时平衡主拱推力。

边拱安排在枯水期用满堂支架现浇施工,考虑满堂支架在汛期的渡洪和安全问题,应将其

在汛期来临前拆除。此时,边拱端部的系杆尚未张拉完毕(但至少应张拉完第一批系杆),边跨将无法承担自身的重力,为此,在边跨跨内设置两个临时辅助墩,并在系杆张拉到一定程度后逐步拆除。

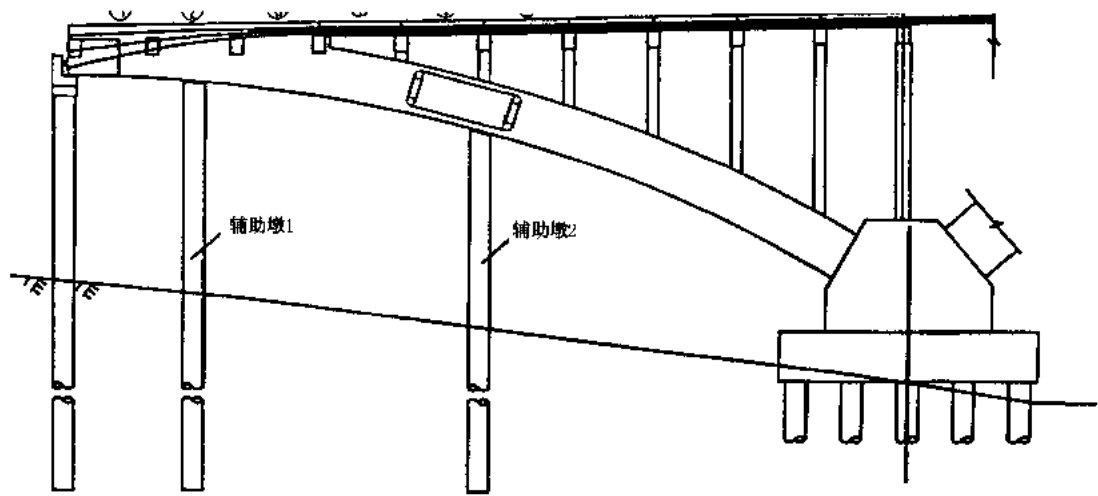


图 5-15 边跨构造

在系杆张拉力逐渐增大的过程中,需与系杆的张拉力相对应地分批安装边跨拱上建筑,使边跨受力均匀,不致产生过大的内力值。

边跨施工程序见表 5-10,边跨构造见图 5-15。

(二)结构计算图式和单元划分

边跨结构计算图式已如第 2 节所述,其加载程序见表 5-10,设置辅助墩后的计算简图如图 5-16。

边跨施工程序简表

表 5-10

施工阶段	施 工 内 容 和 说 明	主跨对应施工阶段
1	搭设满堂支架和辅助墩,现浇拱肋	
2	现浇拱上立柱、安装钢横梁	
3	安装系杆并施初次张拉力 $F = 32700\text{kN}$,拆除满堂支架,辅助墩开始独立起作用	4
4	安装第九、十跨 T 梁,第二次张拉系杆 $F = 10150\text{kN}$	6
5	安装第七、八跨 T 梁,第三次张拉系杆 $F = 10150\text{kN}$	7
6	安装第六跨 T 梁,第四次张拉系杆 $F = 10150\text{kN}$	8
7	安装第五跨 T 梁,第五次张拉系杆 $F = 10150\text{kN}$,拆除辅助墩 1	10
8	安装第四跨 T 梁,第六次张拉系杆 $F = 10150\text{kN}$,拆除辅助墩 2	12
9	安装第三跨 T 梁,第七次张拉系杆 $F = 10150\text{kN}$	13(前)
10	安装第一、二跨 T 梁,第八次张拉系杆 $F = 10150\text{kN}$, $\Sigma F = 103750\text{kN}$	13(后)
11	施工桥面系	

结构所受外力为(不含拱肋自重):

1. 系杆张拉力,作用于边跨端部,可分解为水平向分力和向上的竖直分力。
2. 系杆在边跨近端部一定长度内以圆弧下弯产生的径向分布力,可近似按竖直均布力处理。
3. 边跨拱上的荷载,包括立柱、桥面系与活载。

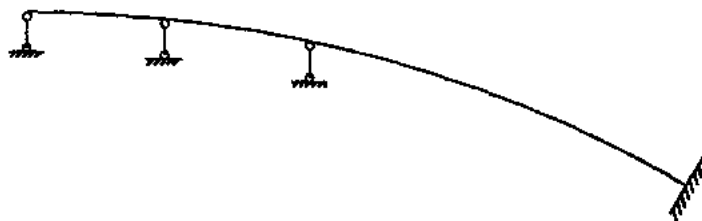


图 5-16 设辅助墩的拱肋计算图式

边跨结构外荷载示意如图 5-17。

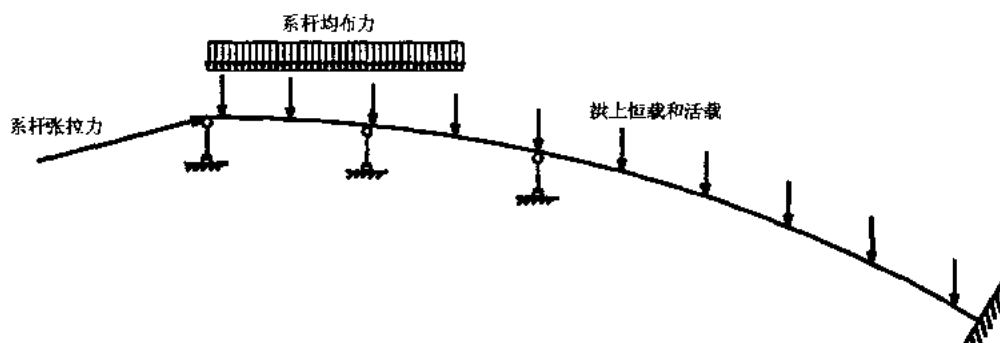


图 5-17 边跨荷载示意图

用平面杆系有限元程序计算拱肋时,将边跨拱肋分为 26 个梁单元、4 个支承元,单元划分见图 5-18。

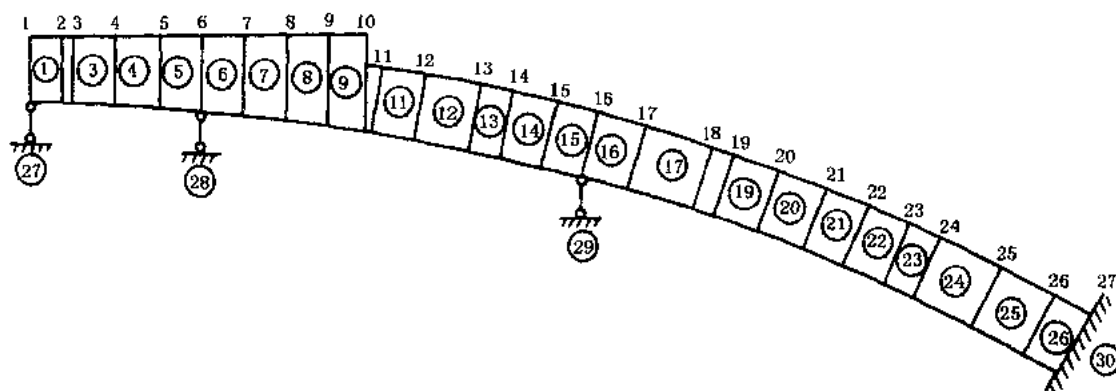


图 5-18 边跨拱肋单元划分图

(三) 施工阶段边跨内力

按边跨施工的步骤共分 16 个阶段进行内力计算,内力计算值见表 5-11。

施工阶段内力计算表 (单位: kN、kN·m)

表 5-11

序号 项目	单元节点号					支承元		施工内容
	6	11	16	22	27	27	30	
1	-12250	13540	-16640	7130	-12060	2820	20550	拱肋、横梁(撑)、拱上立柱、钢横梁及系杆保护箱,第一次张拉系杆,拆除满堂支架
	29580	30120	29720	32250	35900		29580	

续上表

序 号 项 目	单 元 节 点 号					支 承 元		施 工 内 容
	6	11	16	22	27	27	30	
2	- 12070	13450	- 17060	7830	- 14860	2840	21620	第九、十跨 T 梁
	29580	30120	29690	32220	36450		29580	
3	- 10910	14030	13150	4490	- 7010	1780	25260	第二次张拉系杆
	38750	39430	39490	42080	46190		38750	
4	- 9790	13470	- 15770	7380	- 12090	1910	26060	第七、八跨 T 梁
	38750	39460	39300	42240	46610		38750	
5	- 8620	14050	- 11860	4040	- 4240	850	29700	第三次张拉系杆
	47920	48770	49100	52100	56350		47920	
6	- 8300	13890	- 12620	4360	- 4940	890	29790	第六跨 T 梁
	47920	48780	49020	52140	56400		47920	
7	- 7130	14470	- 8700	1010	2910	5600	33430	第四次张拉系杆
	57090	58090	58810	62000	66150		57090	
8	- 7780	14910	- 9240	920	3170	5790	33390	第五跨 T 梁
	57090	58070	58800	61990	66130		57090	
9	21550	27040	- 14190	- 4070	15310	1880	36520	第五次张拉系杆,拆除辅助墩 1
	66250	67660	68470	71750	75620		66250	
10	23050	29900	- 16190	- 4420	16230	2050	36410	第四跨 T 梁
	66250	67690	68440	71610	75570		66250	
11	19550	28570	- 10730	- 7490	23370	470	40130	第六次张拉系杆
	75420	76950	78250	81490	85360		75420	
12	32130	51620	19750	- 14140	- 13760	1890	42750	拆除辅助墩 2,第三跨 T 梁
	75420	76850	78920	82520	86680		75420	
13	22580	37870	4890	- 13260	17180	- 380	44760	第七次张拉系杆
	84590	86220	88300	91750	95620		84590	
14	28230	42500	6980	- 14330	13520	940	44980	第一、二跨 T 梁
	84590	86250	88360	91840	95730		84590	
15	18680	28750	- 7890	- 13460	44460	- 1320	47000	第八次张拉系杆
	93760	95630	97730	101060	104660		91760	
16	31480	48200	9100	- 16060	12860	580	50100	桥面铺装,护栏
	93760	95620	97990	101860	106230		93760	

注:单元节点号横线上方为弯矩值(kN·m),下方为轴力值(kN),27号支承元为竖直反力,30号支承元横线上方为竖直反力,下方为水平反力,其弯矩值同27号节点。

(四)营运阶段边跨内力计算

营运阶段有汽车、挂车和温度力作用,温度力按结构体系升温或降温 20℃考虑,内力值见表 5-12。

(五)截面配筋计算和强度验算

营运阶段内力计算表 (单位: kN·m, kN)

表 5-12

项 目 荷 载	单元节点号 (kN·m)					支承元 (kN)		备 注
	6	11	16	22	27	27	30	
汽车	M _{max}	13940	20200	17340	3700	140	2240	3140
	M _{min}	- 250	- 170	- 80	- 4890	- 28930		
挂车	M _{max}	7360	10420	8920	2210	60	1120	1180
	M _{min}	- 110	- 70	- 30	- 2420	- 11990		
温度 ± 20℃		± 230	± 460	± 750	± 1110	± 1400	± 25	支承元为最大竖直反力
							0	

边拱拱肋截面作用弯矩和轴向力,为典型的偏心受压构件,按常规的方法进行配筋设计和强度验算即可,此处略。

七、桥面系的计算

(一)桥面 T 梁

桥面行车道梁为跨径 6m 的钢筋混凝土 T 梁,简支于钢横梁上,按常规的简支梁方法计算,此处略。

(二)钢横梁

钢横梁为悬吊于吊杆上的钢箱梁结构,为简支梁体系,横桥向两吊点之间距离为 27.5m,此即为钢横梁作为简支梁的计算跨径。钢横梁按常规梁桥下部结构中的盖梁一样进行内力和变形计算,跨中截面计算结果见表 5-13,其它截面计算略。

钢横梁跨中截面数据表

表 5-13

项 目 荷 载	弯矩 M (kN·m)	弯矩叠加 (kN·m)	顶板应力 (MPa)	底板应力 (MPa)	位移 (mm)	吊点拉力 (kN)
横梁自重	936	936	12.4	14.4	5.4	15
桥面恒载	4578	5514	73.0	85.0	26.3	864
汽车	4397	9911	131.3	152.7	25.1	
挂车	3983	9500	125.9	146.4	20.0	

注:应力为累加值,位移为分项值。

钢横梁顶、底板厚度分别为 30mm 和 20mm,均超过 16mm 厚,其屈服点应力应按国标 GB/T1591-94 的规定取值,其容许应力按屈服点下降的比例予以折减, $\sigma_s = 325\text{MPa}$, $[\sigma] = 325/340 \times 210 = 201\text{MPa}$

钢横梁顶、底板应力均小于其容许应力。

桥面汽车和挂车偏载布置时可使吊点拉力最大:

$$P_{汽} = 566 \text{ kN}, P_{挂} = 561 \text{ kN}$$

$$P_{max} = 150 + 864 + 566 = 1580 \text{ kN}$$

(三)吊杆

吊杆采用 PES7-73 平行钢丝成品拉索,标准强度 $R_b = 1670\text{MPa}$,其破断索力 $P_{破} = \pi/4 \times 7^2 \times 73 \times 1670 = 4691646\text{N} = 4692 \text{ kN}$,由前面计算知吊杆的最大计算拉力 $P_{计} = 1580 \text{ kN}$,因此吊杆的安全系数 $K = P_{破}/P_{计} = 4692/1580 = 2.97$ 。

八、系杆的计算

系杆采用 24 束 OVM15-31 低松弛钢绞线,标准强度 $R_y^b = 1860\text{MPa}$, 每条边拱肋端部布置 3 排,每排 4 束钢绞线。

(一)系杆张拉力的确定原则

主拱在营运阶段产生的最大推力约 95000 kN,为使主拱墩仅承担少部分水平推力甚至基本不受水平推力,系杆张拉力的水平分力应接近 95000 kN。

(二)系杆的预应力损失

系杆张拉力暂取 95000 kN 用来计算预应力损失。

1. 温度应力损失

当环境温度比张拉系杆时的温度高时(主要是夏天),系杆将因温差而伸长,而此时两主拱墩固定不动,两边跨的混凝土因其线胀系数与钢绞线不同亦将产生与系杆不同步的伸长,系杆因此产生预应力损失。设温度升高 30°C 计算其预应力损失值。

$$\begin{aligned}\sigma_t &= (372 \times 1.2 \times 10^{-5} - 2 \times 55 \times 1.0 \times 10^{-5}) \times 30 \times 1.9 \times 10^5 / 372 \\ &= 51.3\text{MPa}\end{aligned}$$

式中: 372 为系杆总长(m), 55 为边跨长(m);

1.2×10^{-5} 、 1.0×10^{-5} 为钢绞线、混凝土的线胀系数;

1.9×10^5 为钢绞线的弹性模量(MPa)。

2. 松弛损失

系杆张拉应力初步估算为: $\sigma_k = \frac{95000 \times 10^3}{24 \times 31 \times 140} = 912\text{ MPa}$

钢绞线的松弛率取 2.4%, 则松弛损失 $\sigma_s = 2.4\%$, $\sigma_k = 2.4\% \times 912 = 21.9\text{MPa}$

3. 弹性压缩损失

系杆张拉时将对边跨拱肋结构产生弹性压缩而引起预应力损失。

边跨弹性压缩值:

$$\Delta L = \frac{PL}{EA} = \frac{95000 \times 10^3 \times 55 \times 10^5}{3.5 \times 10^4 \times 2.4 \times 3.5 \times 10^6 \times 2} = 0.0089\text{m} = 8.9\text{mm}$$

系杆产生的缩短应变:

$$\epsilon = \frac{8.9 \times 2}{372 \times 10^3} = 4.78 \times 10^{-5}$$

系杆的应力损失:

$$\sigma_e = \epsilon E = 4.78 \times 10^{-5} \times 1.9 \times 10^5 = 9\text{MPa}$$

4. 预应力损失之和

$$\sigma = 51.3 + 21.9 + 9 = 82.2\text{MPa}$$

$$N = \sigma A = 82.2 \times 140 \times 31 \times 24 = 8561952\text{N} = 856.2\text{kN}$$

(三)系杆的有效张拉力

本桥设计时将系杆锚下张拉力总值取为 $P_K = 103750\text{kN}$, 系杆在边跨端部分三排下弯布置并锚固于端部, 其三排下弯方向与水平线的交角分别为: 2.86° 、 8.30° 和 13.95° , 因此扣除预应力损失后的系杆张拉力的水平分力为:

$$P = (103750 - 8562) / 3 \times (\cos 2.86 + \cos 8.30 + \cos 13.95) = 93880\text{kN}$$

此即为系杆的水平向有效永存力,它基本平衡了主拱的全部推力。

九、主拱墩

主拱墩由两种情况控制设计,一种是最大竖向力,另一种是最大水平力。由前面章节可知,在主拱加载过程中随时张拉系杆平衡了主拱推力,因此主拱墩在施工及以后的营运过程中总是受较小的水平推力作用,主拱墩根据在满布荷载下(此时竖向力最大)主拱和边拱传来的最大竖向力确定桩的长度。

本桥初次张拉系杆的时机是在空钢管合拢成拱、桥面吊杆、钢横梁及系杆和系杆保护钢箱架设完毕后进行的,此时主拱推力达 20000kN,是本桥所有阶段中最大的水平力(此时桩顶有最大剪力和最大弯矩值),因此,主拱墩桩基础即以此种情况确定桩的配筋并验算其强度。

主拱墩桩基础按常规的多排桩计算(此处略)。

例六 悬链线箱形拱桥设计计算示例

第一部分 营运阶段的设计计算

一、设计资料及基本数据

1. 设计标准

设计荷载:汽车-20级,挂车-100,人群荷载 3.5kN/m^2

净跨径: $l_0 = 70\text{m}$

净矢高: $f_0 = 10\text{m}$

桥面净空:净 $7 + 2 \times (0.25\text{m} + 1.50\text{m}$ 人行道)

2. 主要构件材料及其数据

拱顶填土包括桥面的平均高度 $h_d' = 0.5\text{m}$,材料容重 $\gamma_1 = 22\text{kN/m}^3$;

护拱及拱腔为1号石灰砂浆砌片石, $\gamma_2 = 23\text{kN/m}^3$;

腹拱圈为20号混凝土预制圆弧拱, $\gamma_3 = 24\text{kN/m}^3$;

腹拱墩为20号钢筋混凝土矩形截面排架式墩, $\gamma_4 = 25\text{kN/m}^3$;

主拱圈为30号钢筋混凝土组合箱形截面, $\gamma_5 = 25\text{kN/m}^3$ 。

3. 设计依据

(1)交通部标准《公路桥涵设计通用规范(JTJ 021—89)》简称“桥规 021”;

(2)交通部标准《公路砖石及混凝土桥涵设计规范(JTJ 022—85)》简称“桥规 022”;

(3)交通部标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范(JTJ 023—85)》简称“桥规 023”;

(4)《公路设计手册—拱桥》(上、下册)简称“拱桥”。

二、主拱圈截面几何要素的计算

(一)主拱圈横截面设计

拱圈截面高度按经验公式估算

$$H = \left(a + \frac{l_0}{b} \right) K = \left(60 + \frac{7000}{100} \right) \times 1 = 1.3\text{m}$$

拱圈由七个各为 1.4m 宽的拱箱组成,全宽 $B_0 = 9.8\text{m}$ 。箱顶板采用微弯板,拱圈横断面的构造如图6-1所示。整个设计按全宽进行,其横截面的计算顺序为全宽的大矩形减去边箱外腹的凹梯形减去箱内空矩形减去箱内弓形加上箱底板内角。为了使下面各式计算简便,先将微弯板下弓形块的各几何要素求出供计算应用。

(二)箱顶微弯盖板弓形截面的几何性质

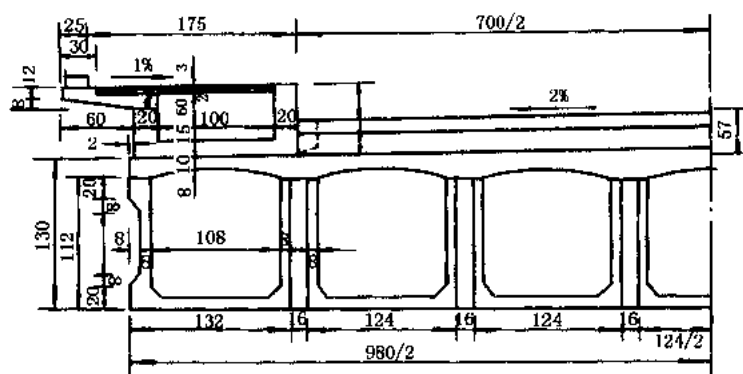


图 6-1 拱圈横断面构造(尺寸单位:cm)

$$\text{净矢跨比: } D_0 = \frac{f_0}{l_0} = \frac{0.08}{1.08} = \frac{1}{13.5}$$

$$\text{净半径: } R_0 = \frac{l_0}{2} \left(\frac{1}{4D_0} + D_0 \right) = \frac{1.08}{2} \times \left(\frac{1.08}{4 \times 0.08} + \frac{0.08}{1.08} \right) = 1.8625\text{m}$$

圆心角及正弦、余弦值:

$$\sin \varphi_0 = \frac{l_0}{2R_0} = 0.2899$$

$$\cos \varphi_0 = 1 - \frac{f_0}{R_0} = 0.9571$$

$$\varphi_0 = \arcsin \varphi_0 = 16^\circ 51' 14.18''$$

$$\text{弓形面积: } A = \frac{1}{2} (2\varphi_0 - \sin 2\varphi_0) R_0^2 = 0.057852\text{m}^2$$

弓形面积的重心到其圆心的距离

$$y = \frac{4}{3} \cdot \frac{\sin^3 \varphi_0}{2\varphi_0 - \sin 2\varphi_0} = 1.81456\text{m}$$

绕重心轴的惯性矩

$$I_0 = \frac{4\varphi_0 - \sin 4\varphi_0}{16} R_0^4 - Ay^2 = 0.000025544\text{m}^4$$

(三)箱形拱圈截面几何性质

截面积

$$\begin{aligned} A &= 9.8 \times 1.30 - 2 \times \frac{1}{2} \times (0.56 + 0.72) \times 0.08 - 7 \times 1.08 \times 1.02 \\ &\quad - 7 \times 0.057852 + 14 \times \frac{1}{2} \times 0.08 \times 0.08 = 4.5662\text{m}^2 \end{aligned}$$

绕箱底边缘的静面矩

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{2} \times 9.8 \times 1.30^2 - 2 \times \frac{0.56 + 0.72}{2} \times 0.08 \left(\frac{0.72}{2} + 0.20 \right) - 7 \times 1.08 \\ &\quad \times 1.02 \times \left(\frac{1.02}{2} + 0.10 \right) - 7 \times 0.057852 \times [(1.12 + 0.08) - (1.8625 - 1.81456)] \\ &\quad + 14 \times \frac{1}{2} \times 0.08 \times 0.08 \times \left(0.10 + \frac{1}{3} \times 0.08 \right) = 3.0590\text{m}^3 \end{aligned}$$

主拱圈截面重心轴

$$y_{\text{下}} = \frac{S}{A} = 0.6699\text{m}$$

$$y_{\text{上}} = 1.30 - y_{\text{下}} = 0.6301\text{m}$$

主拱圈截面绕重心轴的惯性矩

$$\begin{aligned} I_x = & \frac{1}{12} \times 9.8 \times 1.3^3 + 9.8 \times 1.3 \times \left(0.6699 - \frac{1.30}{2}\right)^2 - 2 \times \frac{1}{12} \times 0.08 \times \left(\frac{0.56 + 0.72}{2}\right)^3 \\ & - 2 \times \frac{1}{2} \times 0.08 \times (0.56 + 0.72) \times \left(0.6699 - \frac{0.72}{2} - 0.20\right)^2 - 7 \times \frac{1}{2} \times 1.08 \times 1.02^3 \\ & - 7 \times 1.08 \times 1.02 \times \left(0.6699 - 0.10 - \frac{1.02}{2}\right)^2 - 7 \times 0.000025544 \\ & - 7 \times 0.057852 \times (0.6699 - 1.15206)^2 + 14 \times \frac{1}{36} \times 0.08 \times 0.08^3 + 14 \times \frac{1}{2} \times 0.08^2 \\ & \times (0.6699 - 0.1267)^2 = 1.017212\text{m}^4 \end{aligned}$$

主拱圈截面绕重心轴的回转半径

$$r_w = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 0.4720\text{m}$$

三、确定拱轴系数

(一)上部结构构造布置

上部结构的构造布置如图 6-2 所示。

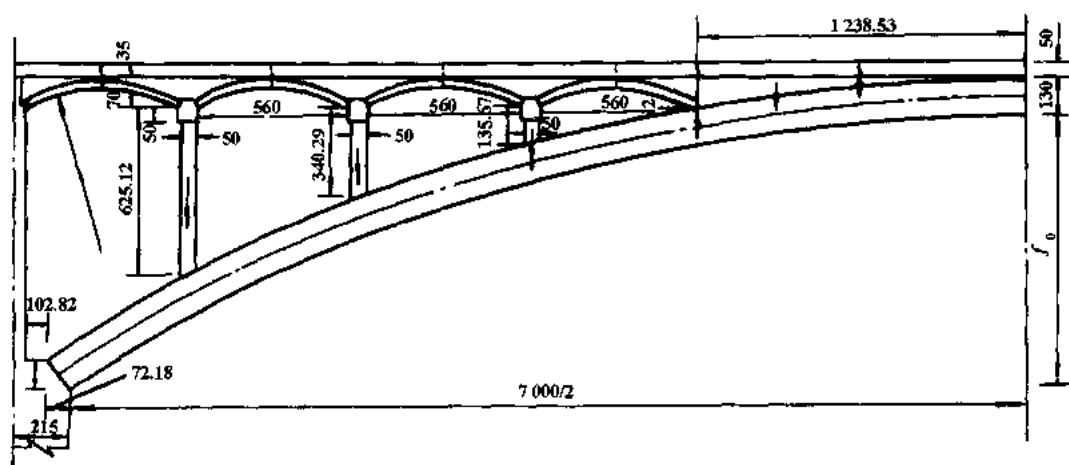


图 6-2 上部结构构造(尺寸单位:cm)

1. 主拱圈

假定 $m = 2.24$, 相应的 $\frac{y_{1/4}}{f} = 0.22$, $\frac{f_0}{l_0} = \frac{1}{7}$, 查《拱桥》(上册)表(III)-20(6)得

$$\sin \varphi_j = 0.55525, \cos \varphi_j = 0.83169, \varphi_j = 33^\circ 43' 38''$$

主拱圈的计算跨径和计算矢高

$$l = l_0 + 2y_{\text{下}} \sin \varphi_j = 70 + 2 \times 0.6699 \times 0.55525 = 70.7439\text{m}$$

$$f = f_0 + y_{\text{下}} (1 - \cos \varphi_j) = 10 + 0.6699 \times (1 - 0.83169) = 10.1128\text{m}$$

拱脚截面的水平投影和竖向投影

$$x = H \sin \varphi_j = 1.3 \times 0.55525 = 0.7218\text{m}$$

$$y = H \cos \varphi_j = 1.3 \times 0.83169 = 1.0812\text{m}$$

将拱轴沿跨径 24 等分, 每等分长 $\Delta l = \frac{l}{24} = 2.9477\text{m}$, 每等分点拱轴线的纵坐标 $y_1 = \{ \text{表 (III) - 1 值} \}^{\text{①}}$, 相应的拱背曲面坐标 $y'_1 = y_1 - \frac{y_{\text{上}}}{\cos \varphi}$, 拱腹曲面坐标 $y''_1 = y_1 + \frac{y_{\text{下}}}{\cos \varphi}$ 。具体数值见表 6-1, 具体位置见图 6-3 所示。

主拱圈几何性质表

表 6-1

截面号	x	$\frac{y_1}{f}$	y_1	$\cos \varphi$	$\frac{y_{\text{上}}}{\cos \varphi}$	$\frac{y_{\text{下}}}{\cos \varphi}$	$y_1 - \frac{y_{\text{上}}}{\cos \varphi}$	$y_1 + \frac{y_{\text{下}}}{\cos \varphi}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	35.3720	1.000000	10.1128	0.83169	0.7576	0.8055	9.3552	10.9183
1	32.4243	0.817929	8.2716	0.86414	0.7292	0.7752	7.5424	9.0468
2	29.4766	0.659458	6.6690	0.89242	0.7061	0.7507	5.9629	7.4197
3	26.5290	0.522284	5.2818	0.91661	0.6874	0.7309	4.5944	6.0127
4	23.5813	0.404416	4.0898	0.93693	0.6725	0.7150	3.4173	4.8048
5	20.6336	0.304140	3.0757	0.95370	0.6607	0.7024	2.4150	3.7781
6	17.6860	0.220000	2.2248	0.96728	0.6514	0.6926	1.5734	2.9174
7	14.7383	0.150774	1.5247	0.97806	0.6442	0.6849	0.8805	2.2096
8	11.7907	0.095456	0.9653	0.98637	0.6388	0.6792	0.3265	1.6445
9	8.8430	0.053243	0.5384	0.99252	0.6349	0.6750	-0.0965	1.2134
10	5.8953	0.023521	0.2379	0.99673	0.6322	0.6721	-0.3943	0.9100
11	2.9477	0.005859	0.0593	0.99919	0.6306	0.6704	-0.5713	0.7297
12	0	0.000000	0	1.00000	0.6301	0.6699	-0.6301	0.6699

注: 第 3 栏查表(III)-1; 第 5 栏查表(III)-20(6)。

2. 拱上腹孔布置

从主拱两端起拱线起向外延伸 2.15m 后向跨中对称布置四对圆弧小拱, 腹拱圈厚 $d' = 0.35\text{m}$, 净跨径 $l'_0 = 5.6\text{m}$, 净矢高 $f'_0 = 0.7\text{m}$, 座落在宽为 0.5m 的钢筋混凝土排架式腹拱墩支承的宽为 0.6m 的钢筋混凝土盖梁上。腹拱拱顶的拱背和主拱拱顶的拱背在同一标高。腹拱墩墩中线的横坐标 l_x 以及各墩中线自主拱拱背到腹拱起拱线

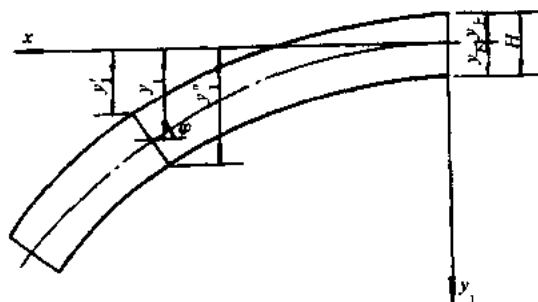


图 6-3 拱轴坐标计算示意图

① 本例中出现的〔表(Δ)-Δ(Δ)值〕或〔表(Δ)-Δ值〕, 均为《拱桥》(上册)相应表格的数值。

的高度 $h = y_1 + y_1 \times \left(1 - \frac{1}{\cos \varphi}\right) - (d' + f'_0)$, 分别计算如表 6-2。

腹拱墩高度计算表 表 6-2

项 目	l_x	$\xi = \frac{2l_x}{l}$	$k\xi$	$y_1 = \frac{f}{m-1} \times (ch k\xi - 1)$	$\lg \varphi = \frac{2fk}{l(m-1)} \operatorname{sh} k\xi$	$\frac{1}{\cos \varphi} = \sqrt{\lg^2 \varphi + 1}$	h
1号立柱	30.85	0.87216	1.2608	7.3875	0.5408	1.1369	6.2512
2号立柱	24.65	0.69688	1.0074	4.5004	0.3955	1.0754	3.4029
3号横墙	18.45	0.52160	0.7540	2.4302	0.2758	1.0373	1.3567
4号腹拱座	12.4677	0.35247	0.5095	1.0816	0.1773	1.0156	0.0218
空、实腹段分界线	12.3853	0.35015	0.5062	1.0674	0.1760	1.0154	0.0077

由 $\frac{f'_0}{l'_0} = \frac{1}{8}$, 查《拱桥》(上册)表 3-1 得

$$\sin \varphi_0 = 0.470588, \cos \varphi_0 = 0.882353, \varphi_0 = 28^{\circ}04'20''$$

腹拱拱脚的水平投影和竖向投影

$$x' = d' \sin \varphi_0 = 0.35 \times 0.470588 = 0.1647\text{m}$$

$$y' = d' \cos \varphi_0 = 0.35 \times 0.882353 = 0.3088\text{m}$$

(二)上部结构恒载计算

恒载计算, 首先把桥面系换算成填料厚度, 然后按主拱圈、横隔板、拱上空腹段、拱上实腹段以及腹拱推力共五个部分进行。

1. 桥面系

桥面系包括栏杆、人行道构造和附设的管路。栏杆每幅长 3.40m, 栅板分三部分预制, 如图 6-4 所示。

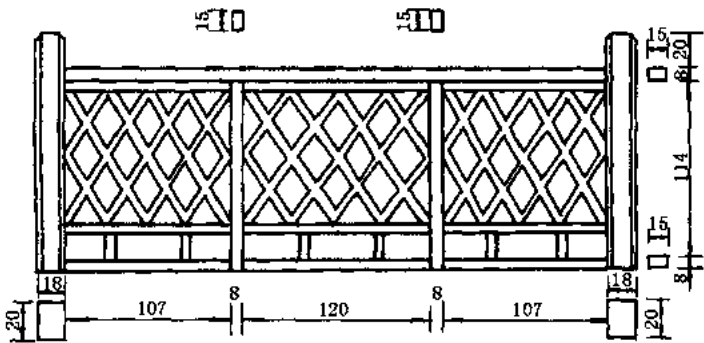


图 6-4 桥面系(尺寸单位:cm)

(1)每侧栏杆的重力

中栅	$0.041 \times 25 = 1.025\text{kN}$
边栅	$2 \times 0.0244 \times 25 = 1.22\text{kN}$
立柱	$0.0852 \times 25 = 2.13\text{kN}$
中底枋	$0.0144 \times 25 = 0.36\text{kN}$
边底枋	$2 \times 0.01284 \times 25 = 0.642\text{kN}$
扶手	$0.042 \times 25 = 1.050\text{kN}$
	$\Sigma = 6.427\text{kN}$

每延米桥长的栏杆重力

$$g = \frac{6.427 \times 2}{3.68} = 3.493 \text{ kN/m}$$

(2) 人行道构件(图 6-1)

a. 人行道块件, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

$$[0.05 \times 0.3 + \frac{1}{2}(0.07 + 0.15) \times 0.6 + 0.2 \times 0.75 + 1.0 \times 0.75 + 0.2 \times 0.8] \times 25 \times 2 \\ = 27.05 \text{ kN/m}$$

b. 人行道板, $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

$$1.50 \times 0.03 \times 24 \times 2 = 2.16 \text{ kN/m}$$

c. 人行道板下填砂层, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$$1.50 \times 0.02 \times 18 \times 2 = 1.08 \text{ kN/m}$$

d. 人行道块件内水管铸铁容重为 78.5 kN/m^3 , 水的容重为 10 kN/m^3 , 水管内径为 $\phi 35 \text{ cm}$, 外径为 $\phi 36 \text{ cm}$ 。

$$[2\pi \times \frac{0.355}{2} \times 0.01 \times 78.5 + \pi \times \frac{0.35^2}{4} \times 10] \times 2 = 3.6752 \text{ kN/m}$$

e. 人行道块件里填砂砾石或装电缆, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$$[1.0 \times 0.60 - \pi \times \frac{0.36^2}{4}] \times 18 \times 2 = 17.9356 \text{ kN/m}$$

每延米桥长人行道构件重力

$$\Sigma = 51.9008 \text{ kN/m}$$

(3) 拱顶填料及沥青表处面层重力

$$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\frac{1}{2}(0.50 + 0.57) \times 2 \times \frac{7}{2} \times 22 = 82.39 \text{ kN/m}$$

以上三部分恒载由拱圈平均分担, 则换算容重为 $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ 的计算平均填料厚度为

$$h_d = (3.4930 + 51.9008 + 82.3900) \div 9.80 \div 22 = 0.6391 \text{ m}$$

2. 主拱圈

$$P_{0.12} = [\text{表(III) - 19(6) 值}] A \gamma_5 l = 0.52764 \times 4.5662 \times 70.7439 \times 25 = 4261.0992 \text{ kN}$$

$$M_{1/4} = [\text{表(III) - 19(6) 值}] \times \frac{A \gamma_5 l^2}{4} = 0.12564 \times 4.5662 \times 70.7439^2 \times 25 \times \frac{1}{4} \\ = 17944.8929 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_j = [\text{表(III) - 19(6) 值}] \times \frac{A \gamma_5 l^2}{4} = 0.51236 \times 4.5662 \times 70.7439^2 \times 25 \times \frac{1}{4} \\ = 73179.2847 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. 横隔板

横隔板的设置受箱肋接头位置的控制, 必须先确定接头位置后再按箱肋轴线等弧长布置横隔板。

(1) 箱肋有关几何要素

a. 箱肋截面积(图 6-5)

$$A' = 2 \times 0.08 \times 1.12 + 1.08 \times 0.1 + 2 \times \frac{1}{2} \times 0.08 \times 0.08 = 0.2936 \text{ m}^2$$

b. 箱肋截面静矩

$$J' = 2 \times 0.08 \times 1.12 \times \frac{1.12}{2} + 1.08 \times 0.10 \times \frac{0.10}{2} + 2 \times \frac{1}{2} \times 0.08 \times 0.08 \times \left(\frac{1}{3} \times 0.08 + 0.10 \right) = 0.10656 \text{m}^3$$

c. 截面重心距箱底的距离

$$y'_{\text{下}} = \frac{J'}{A'} = 0.363 \text{m}$$

d. 箱肋计算跨径

$$l' = l_0 + 2y'_{\text{下}} \sin \varphi_j = 70 + 2 \times 0.363 \times 0.55525 = 70.4031 \text{m}$$

e. 箱肋轴线弧长

$$S' = 2 \times 0.52764 l' = 74.2950 \text{m}$$

(2) 确定箱肋接头、设置横隔板

a. 确定接头位置

箱肋分三段吊装合拢, 接头宜选在箱肋自重作用下弯矩值最小的反弯点附近, 即 $\xi = 0.35 \sim 0.37$ 之间, 此处相应的弧长为(图 6-6)

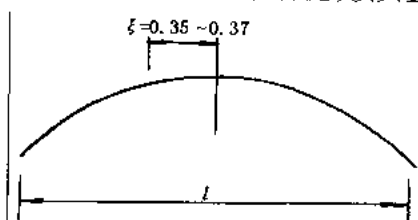


图 6-6 箱肋分段计算示意图

$$S'_x = \int_0^{\xi} \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi} d\xi \times \frac{l'}{2} = (0.35176 \sim 0.37207) \times \frac{l'}{2} = 12.3822 \text{m} \sim 13.0974 \text{m}$$

式中, $\int_0^{\xi} \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi} d\xi$ 值根据 ξ 值从附表 1-1 内插算得。

如 $\xi = 0.35$ 时

$$\int_0^{\xi} \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi} d\xi = \frac{0.377149 - 0.334826}{0.37500 - 0.33333} \times (0.35 - 0.33333) + 0.334826 = 0.35176$$

b. 布置横隔板

横隔板沿箱肋中轴线均匀设置, 取板间间距 $\Delta l' = 2.56 \text{m}$, 中段箱肋设 11 道横隔板, 端横隔板到接头中线的距离为 0.3m , 则中段箱肋弧长之半为

$$S_{\text{II}2} = \frac{1}{2} \times (2.56 \times 10 + 2 \times 0.3) = 13.1 \text{m}$$

则接头位置刚好在 $\xi = 0.37$ 处。

端段箱肋弧长

$$S_{\text{I}} = \frac{1}{2} (S' - S_{\text{II}}) = \frac{1}{2} \times (74.2950 - 26.2) = 24.0475 \text{m}$$

端段箱肋设 10 道横隔板, 则端横隔板距起拱面的长度为

$$\Delta S = S_{\text{I}} - 2.56 \times 9 - 0.3 = 0.7075 \text{m}$$

(3) 横隔板与接头加强部分的重力

横隔板厚均为 0.06m 。靠拱脚的一块为实心板, 其余均为空心板。接头处两相邻横隔板之间以及拱脚截面至第一块横隔板之间的箱底板和两侧板均加厚 0.10m , 加强后的断面尺寸如图 6-7 所示。

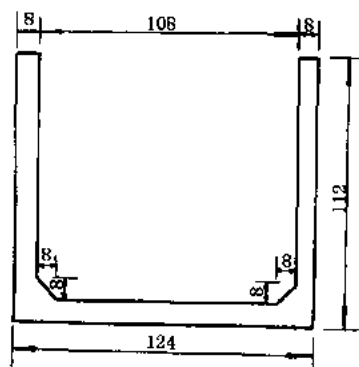


图 6-5 箱肋横截面布置
(尺寸单位: cm)

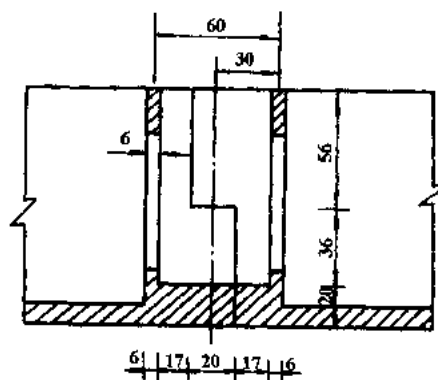


图 6-7 横隔板(尺寸单位: cm)

a. 横隔板重力

空心板

$$P = \left[\left(1.08 \times 1.02 - 0.68 \times 0.62 + 4 \times \frac{1}{2} \times 0.08^2 \right) \times 0.06 + 4 \times \frac{1}{2} \times 0.08^2 \times 1.02 \right] \times 25 \times 7 = 9.5592 \text{ kN}$$

实心板

$$P = \left(1.08 \times 1.02 \times 0.06 + 4 \times \frac{1}{2} \times 0.08^2 \times 1.02 \right) \times 7 \times 25 = 13.8516 \text{ kN}$$

b. 中接头加强部分

$$P = \left[2 \times 0.1 \times 0.54 \times 1.02 + 0.1 \times 0.54 \times (1.08 - 2 \times 0.1) - 4 \times \frac{1}{2} \times 0.08^2 \times 1.02 \right] \times 7 \times 25 = 25.3092 \text{ kN}$$

c. 拱脚加强段

$$P = \left[0.1 \times 2 \times 1.02 \times 0.6775 + 0.1 \times 0.6775 \times (1.08 - 2 \times 0.1) - 2 \times \frac{1}{2} \times 0.08^2 \times 1.02 \right] \times 7 \times 25 = 33.4779 \text{ kN}$$

d. 各集中力作用线的横坐标

各集中力作用线的横坐标 l_x , 可以根据 $k\xi = \int_0^\xi \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi} d\xi = S_x \div \frac{l'}{2}$ 值从书后附表 1

查得 ξ 值, 再由 $l_x = \frac{l'}{2} \times \xi$ 求得。 l_x 的值和各集中力分别对 $\frac{l}{4}$ 和拱脚截面的力臂见表 6-3。

横隔板的横坐标与力臂计算表

表 6-3

集中力编号	S_x	$\int_0^\xi \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi} d\xi = \frac{2S_x}{l_{\text{脚}}}$	ξ	$l_x = \frac{l_{\text{脚}}}{2} \xi$	力 臂	
					$\frac{l}{4} - l_x$	$\frac{l}{2} - l_x$
1 号	2.56	0.072724	0.072706	2.5594	15.1266	32.8126
2 号	5.12	0.145448	0.145326	5.1157	12.5703	30.2563
3 号	7.68	0.218172	0.217755	7.6653	10.0207	27.7067
4 号	10.24	0.290896	0.289925	10.2058	7.4802	25.1662
5 号	12.8	0.363620	0.361680	12.7317	4.9543	22.6403
6 号	13.4	0.380665	0.378447	13.3219	4.3641	22.0501
7 号	15.96	0.453389	0.449578	15.8258	1.8602	19.5462
					$\Sigma = 56.3764$	
8 号	18.52	0.526113	0.520060	18.3069		17.0651
9 号	21.08	0.598837	0.589779	20.7611		14.6109
10 号	23.64	0.671561	0.658557	23.1822		12.1898
11 号	26.20	0.744285	0.726224	25.5642		9.8078
12 号	28.76	0.817010	0.792745	27.9059		7.4661
13 号	31.32	0.889734	0.857742	30.1939		5.1781
14 号	33.88	0.962458	0.921321	32.4319		2.9401
						$\Sigma = 249.4363$

续上表

集中力编号	S_x	$\int_0^{\xi} \sqrt{1+\eta^2} \operatorname{sh} k \xi d\xi$ $= \frac{2S_x}{l_{\text{肋}}}$	ξ	$l_x = \frac{l_{\text{肋}}}{2} \xi$	力臂	
					$\frac{l}{4} - l_x$	$\frac{l}{2} - l_x$
15号	36.44	1.035182	0.983115	34.6072		0.7648
0号	0	0	0	0	17.6860	35.3720
中接头	13.1	0.372143	0.370071	13.0271	4.6589	22.3449
拱脚加强段	36.79375	1.045231	0.991558	34.9044		0.4676

4. 拱上空腹段

(1) 腹孔上部(见图 6-8)

腹拱圈外弧跨径

$$l_{\text{外}} = l'_0 + 2d' \sin \varphi_0 = 5.6 + 2 \times 0.35 \times 0.470588 = 5.9294\text{m}$$

腹拱圈内弧半径

$$R_0 = \frac{l'_0}{2 \sin \varphi_0} = \frac{5.6}{2 \times 0.470588} = 5.9500\text{m}$$

腹拱圈重力

$$\begin{aligned} P_a &= 2\varphi_0 R d' \gamma_3 B_0 = 2 \times 28^\circ 04' 20'' \times \frac{\pi}{180} \times \left(5.95 + \frac{0.35}{2} \right) \times 0.35 \times 24 \times 9.8 \\ &= 494.0781\text{kN} \end{aligned}$$

腹拱上面的护拱重力

$$\begin{aligned} P_b &= (2 \sin \varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 - \varphi_0) R^2 \gamma_2 B_0 \\ &= \left(2 \times 0.470588 - 0.470588 \times 0.882353 - 28^\circ 04' 20'' \times \frac{\pi}{180} \right) \\ &\quad \times \left(5.95 + \frac{0.35}{2} \right)^2 \times 23 \times 9.8 = 304.4046\text{kN} \end{aligned}$$

填料及桥面系重力

$$P_c = l_{\text{拱}} h_d \gamma_1 B_0 = 5.9294 \times 0.6391 \times 22 \times 9.8 = 817.0118\text{kN}$$

腹拱墩起拱线以上部分重力(见图 6-9)

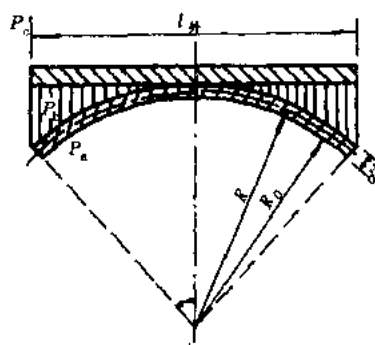


图 6-8 腹孔上部构造

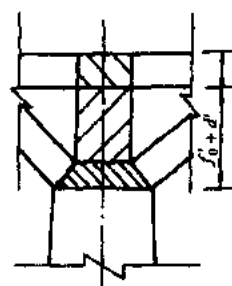


图 6-9 拱脚构造

$$\begin{aligned}
 P_d &= \{ (0.6 - x') y' \gamma_4 + [(f'_0 + d' - y') \gamma_2 + h_d \gamma_1] (0.6 - 2x') \} B_0 \\
 &= \{ (0.6 - 0.1647) \times 0.3088 \times 25 + [(1.05 - 0.3088) \times 23 + 0.6391 \times 22] \\
 &\quad \times (0.6 - 2 \times 0.1647) \} \times 9.8 = 115.4271 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

一个腹拱总重力

$$\begin{aligned}
 P &= \sum_i^d P_i = 494.0781 + 304.4046 + 817.0118 + 115.4271 \\
 &= 1730.9216 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(2) 腹孔下部(见图 6-10)

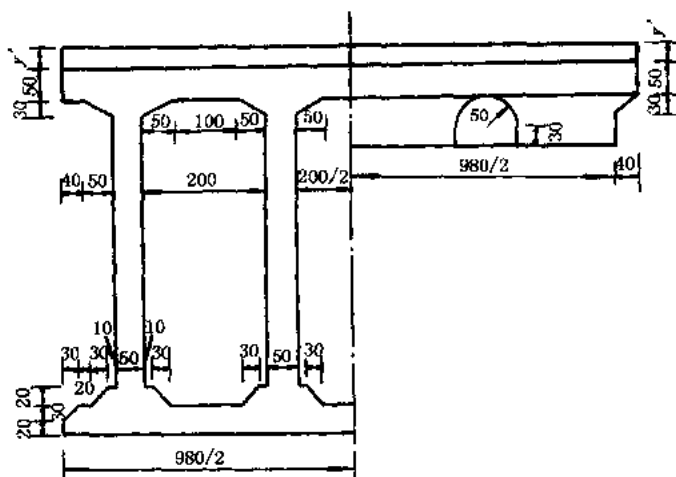


图 6-10 腹孔下部构造(尺寸单位:cm)

盖梁重力

$$P = [0.6 \times 0.5 \times 9.8 + 4 \times (1.5 + 0.5) \times \frac{1}{2} \times 0.5 \times 0.3] \times 25 = 88.5000 \text{ kN}$$

底梁重力

$$\begin{aligned}
 P &= [0.5 \times 0.5 \times 9.8 + 4 \times \frac{1}{2} \times (0.7 + 1.3) \times 0.5 \times 0.3 - 2 \times \frac{1}{2} \times 0.3^2 \times 0.5] \times 25 \\
 &= 75.1250 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

1号立柱重力

$$P = 4 \times (6.2512 - 0.8 \times 2) \times 0.5 \times 0.5 \times 25 = 116.2800 \text{ kN}$$

2号立柱重力

$$P = 4 \times (3.4029 - 1.6) \times 0.5^2 \times 25 = 45.0725 \text{ kN}$$

3号横墙重力

$$\begin{aligned}
 P &= [0.6 \times 9.8 + (1.3567 - 0.5) \times 9 + 2 \times \frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.4 - 2 \times (\frac{\pi \times 0.5^2}{2} + 0.3 \times 1)] \\
 &\quad \times 0.5 \times 24 = 147.8988 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4号腹拱座重力

$$P = (0.0218 + \frac{1}{2} \times 0.3088) \times 0.1647 \times 24 \times 9.8 = 6.8255 \text{ kN}$$

(3) 腹孔集中力

$$P_{13} = 1730.9216 + 88.5000 + 75.1250 + 116.2800 = 2010.8266 \text{ kN}$$

$$P_{14} = 1730.9216 + 88.5000 + 75.1250 + 45.0725 = 1939.6191 \text{ kN}$$

$$P_{15} = 1730.9216 + 147.8988 = 1878.8204 \text{ kN}$$

$$P_{16} = (1730.9216 - 115.4271) \times \frac{1}{2} + 6.8255 = 814.5728 \text{ kN}$$

5. 拱上实腹段(见图 6-11)

(1) 拱顶填料及桥面系重

$$\begin{aligned} P_{17} &= l_x h_d \gamma_1 B_0 \\ &= 12.3853 \times 0.6391 \times 22 \times 9.8 \\ &= 1706.5700 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2) 悬链线曲边三角形

$$\begin{aligned} P_{18} &= \frac{l f_1}{2(m-1)k} (\text{sh} k\xi - k\xi) \gamma_2 B_0 \\ &= \frac{70.7439 \times 9.9853}{2 \times (2.24 - 1) \times 1.445599} \\ &\quad \times (\text{sh} 0.5062 - 0.5062) \times 23 \times 9.8 \\ &= 972.4834 \text{ kN} \end{aligned}$$

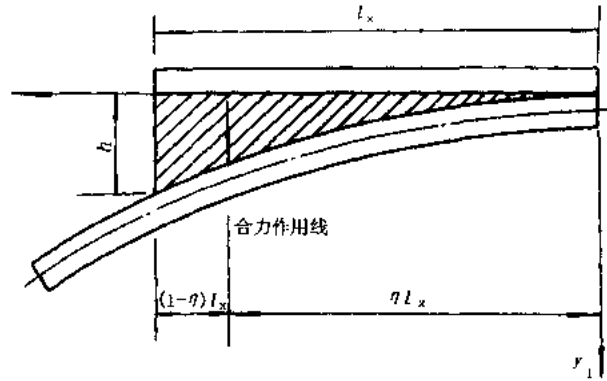


图 6-11 拱上实腹段构造

式中

$$\begin{aligned} f_1 &= f + y_{\perp} \left(1 - \frac{1}{\cos \varphi_j} \right) = 10.1128 + 0.6301 \times \left(1 - \frac{1}{0.83169} \right) \\ &= 9.9853 \text{ m} \end{aligned}$$

其重心距原点(拱顶)的水平距离

$$\begin{aligned} \eta l_x &= \frac{\left(\text{sh} k\xi - \frac{k\xi}{2} \right) - \frac{\text{ch} k\xi - 1}{k\xi}}{\text{sh} k\xi - k\xi} l_x \\ &= 0.7511 l_x = 9.3022 \text{ m} \end{aligned}$$

6. 腹拱推力

靠近主拱拱顶一侧的腹拱,一般多做成两平铰拱,在较大的恒载作用下和考虑到周围的填料等构造的作用,可以折中地按无铰圆弧拱计算其推力,而不计弯矩的影响。

腹拱拱脚的水平推力

$$F = (C_1 g_1 + C_2 g_2 + C_3 g_3) R B_0$$

式中

$$g_1 = \gamma_1 h_d = 22 \times 0.6391 = 14.0602 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} g_2 &= \gamma_2 \left[\left(R + \frac{d'}{2} \right) - \sqrt{\left(R + \frac{d'}{2} \right)^2 - \frac{l^2}{4}} \right] \\ &= 23 \times \left[\left(6.125 + \frac{0.35}{2} \right) - \sqrt{\left(6.125 + \frac{0.35}{2} \right)^2 - \frac{5.7647^2}{4}} \right] = 16.0547 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$g_3 = \gamma_3 d' = 24 \times 0.35 = 8.4 \text{ kN/m}^2$$

由 $\frac{f_0}{l_0} = \frac{1}{8}$ 和 $b = \frac{l}{AR^2} = 0.000272$ 查《拱桥》(上册)表(1)-4 得

$$C_1 = 0.7769488, C_2 = 0.1072884, C_3 = 0.7900976$$

$$F = (0.7769488 \times 14.0602 + 0.1072884 \times 16.0547 + 0.7900976 \times 8.4) \\ \times 6.125 \times 9.8 = 1157.4836 \text{ kN}$$

腹拱拱脚推力作用线的纵坐标见图 6-12 所示。

$$e = d' + f_0' - \frac{1}{2} y' - y_{\perp} = 0.2655 \text{ m}$$

腹拱推力对各截面重心产生的力矩

$$M_i = FX(y_i - e)$$

7. 验算拱轴系数

恒载对 $\frac{l}{4}$ 截面和拱脚截面的力矩见表 6-4。

$$\text{由表 6-4 可知, } \frac{\sum M_{\frac{l}{4}}}{\sum M_j} = \frac{52972.0213}{243212.5808} = 0.2178,$$

该值与 0.22 之差小于半级即 0.0025, 所以可以确定上面拟定的桥跨结构形式的设计拱轴系数 $m = 2.24$ 。

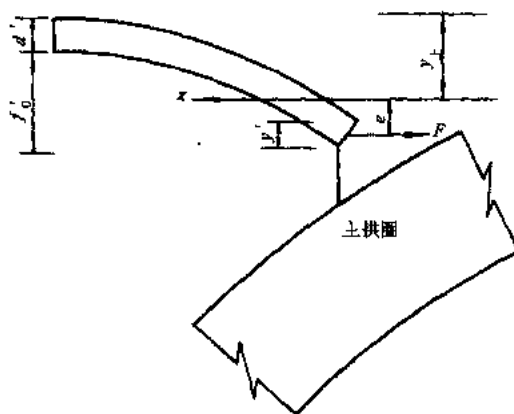


图 6-12 腹拱拱脚受力图

四、拱圈弹性中心及弹性压缩系数

1. 弹性中心

$$y_s = [\text{表(III) - 3 值}] f = 0.327311 \times 10.1128 = 3.3100 \text{ m}$$

2. 弹性压缩系数

$$\frac{r_w^2}{f^2} = \left(\frac{0.4720}{10.1128} \right)^2 = 0.002178$$

$$\mu_1 = [\text{表(III) - 9 值}] \times \frac{r_w^2}{f^2} = 11.3260 \times 0.002178 = 0.02467$$

$$\mu = [\text{表(III) - 11 值}] \times \frac{r_w^2}{f^2} = 10.1984 \times 0.002178 = 0.02221$$

$$\frac{\mu_1}{1 + \mu} = 0.024134$$

五、主拱圈截面内力验算

大跨径拱桥应验算拱顶、拱脚、拱跨 $\frac{1}{8}$ 、 $\frac{1}{4}$ 、 $\frac{3}{8}$ 等截面的内力。本示例为节省篇幅, 只验算拱顶、拱脚、 $\frac{l}{4}$ 截面。

(一) 结构自重内力计算

半拱恒载对拱脚和 $\frac{l}{4}$ 截面产生的弯矩

表 6-4

项目	集中力 编 号	重 力 (kN)	$l/4$ 截 面		拱 脚 截 面	
			力 臂	力 矩 (kN·m)	力 臂	力 矩 (kN·m)
主拱圈	P_{0-12}	4261.0992		17944.8929		73179.2847
横 隔 板 及 加 强 段	P_{1-14}	14×9.5592	$\Sigma\left(\frac{l}{4} - l_x\right) = 56.3764$	538.9133	$\Sigma\left(\frac{l}{2} - l_x\right) = 249.4363$	2384.4115
	P_{15}	13.8516			$\frac{l}{2} - l_x = 0.7648$	10.5937
	P_{16}	4.7796	$\frac{l}{4} - l_x = 17.6860$	84.5320	$\frac{l}{2} - l_x = 35.3720$	169.0640
	中接头	25.3092	$\frac{l}{4} - l_x = 4.6589$	117.9130	$\frac{l}{2} - l_x = 22.3449$	565.5315
	拱脚段	33.4779			$\frac{l}{2} - l_x = 0.4676$	15.6543
拱 上 空 腹 段	P_{13}	2010.8266			$\frac{l}{2} - 30.85 = 4.5220$	9092.9579
	P_{14}	1939.6191			$\frac{l}{2} - 24.65 = 10.7220$	20796.5960
	P_{15}	1878.8204			$\frac{l}{2} - 18.45 = 16.9220$	31793.3988
	P_{16}	814.5728	$\frac{l}{4} - 12.4677 = 5.2183$	4250.6852	$\frac{l}{2} - 12.4677 = 22.9053$	18658.0344
实 腹 段	P_{17}	1706.5700	$\frac{l}{4} - \frac{1}{2} \times 12.3853 = 11.4933$	19614.1210	$\frac{l}{2} - \frac{1}{2} \times 12.3853 = 29.1793$	49796.5180
	P_{18}	972.4834	$\frac{l}{4} - 9.3022 = 8.3838$	8153.1063	$\frac{l}{2} - 9.3022 = 26.0698$	25352.4477
腹拱 推力	F	1157.4836	$\gamma_{1/4} - l = 1.9593$	2267.8576	$f - e = 9.8473$	11398.0883
Σ		13795.2386		52972.0213		243212.5808

在确定 m 系数时,其实算值很难与选定的拱轴系数在“五点”重合,对于大跨径拱桥必须

用“假载法”计入“五点”存在的偏离的影响。

当用“假载法”计入“五点的偏离之后,相应三铰拱的恒载压力线在“五点”以外与选定的拱轴线有偏离。对于大跨径无铰拱桥,这种偏离的影响很大,不可忽视。下面分别计算这两种偏离的影响。

1.用假载法计算确定 m 系数时在“五点”存在的偏差

确定拱轴系数时,恒载压力线在 $\frac{l}{4}$ 截面与拱脚截面的纵坐标之比值是 0.2178,并不等于为应用手册数表进行计算所选用的 $m' = 2.24$ 的拱轴线上相应两点的比值 0.22,两者之间相差 0.0022。这个偏差的影响可以比拟为一层虚设的均布荷载作用在选定的拱轴线上,先单独求出,然后算出所选定的“拱轴线”恒载产生的内力,将两者相加后相当于通过“五点”的恒载压力线内力。

(1)假载内力

a.求假载

由式

$$\frac{\sum M_{\frac{l}{4}} + \frac{q_x l^2}{32}}{\sum M_j + \frac{q_x l^2}{8}} = 0.22$$

得

$$q_x = \frac{\sum M_{\frac{l}{4}} - 0.22 \times \sum M_j}{\left(\frac{0.22}{8} - \frac{1}{32}\right) l^2} = 28.4960 \text{ kN/m}$$

b.假载内力

假载 q_x 产生的内力可以将其直接布置在内力影响线上求得。不考虑弹性压缩的假载内力见表 6-5。

不计弹性压缩的假载内力 表 6-5

项 目		影 响 线 面 积 ω			力或力矩 ($q_x \omega$)
		[表(III)-14(51)值]	乘 数	ω	
拱顶截面	M_1	$0.00665 - 0.00473 = 0.00192$	l^2	9.60902	273.7898
	H_1	$0.06653 + 0.06107 = 0.12760$	l^2/f	63.14766	1799.2663
$l/4$ 截面	M_1	$0.00876 - 0.01001 = -0.00125$	l^2	-6.25587	-178.2485
	H_1	$0.03990 + 0.08770 = 0.12760$	l^2/f	63.14766	1799.2663
拱脚截面	M_1	$0.01959 - 0.01507 = 0.00452$	l^2	22.62124	644.5470
	H_1	$0.09088 + 0.03675 = 0.12763$	l^2/f	63.16251	1799.6894
	V_1	0.5	l	35.37195	1007.8530

c.计入弹性压缩的假载内力

计入弹性压缩的假载内力计算见表 6-6。

计入弹性压缩的假载内力

表 6-6

项 目	拱顶截面	$\frac{l}{4}$ 截面	拱脚截面
$\cos \varphi$	1	0.96728	0.83169
$\sin \varphi$	0	0.25370	0.55525
H_1	1799.2663	1799.2663	1799.6894
V_1			1007.8530
$\frac{\mu_1}{1+\mu} H_1$	43.4235	43.4235	43.4337
$N = \left(1 - \frac{\mu_1}{1+\mu}\right) \times H_1 \cos \varphi + V_1 \sin \varphi$	1755.8428	1815.2374	2020.2707
M_1	273.7898	-178.2485	644.547
$\gamma = \gamma_a - \gamma_1$	3.31	1.0852	-6.8028
$M = M_1 + \frac{\mu_1}{1+\mu} H_1 \gamma$	417.5216	-131.1253	349.0762

注: $\frac{l}{4}$ 截面的轴力以 $N_{1/4} = \left(1 - \frac{\mu_1}{1+\mu}\right) \frac{H_1}{\cos \varphi_{1/4}}$ 作近似计算。

(2)“拱轴线恒载”内力

a. 推力

$$H_g = \frac{\sum M_j + \frac{q_x l^2}{8}}{f} = \frac{243212.5808 + \frac{1}{8} \times 28.4930 \times 70.7439^2}{10.1128} = 25812.5784 \text{ kN}$$

b. 考虑弹性压缩的内力

考虑弹性压缩的“拱轴线恒载”内力见表 6-7。

考虑弹性压缩的拱轴线恒载内力

表 6-7

项 目	拱顶截面	$\frac{l}{4}$ 截面	拱脚截面
$\cos \varphi$	1	0.96728	0.83169
$H'_g = H_g - F$	25812.5784	24655.0948	24655.0948
$\left(1 - \frac{\mu_1}{1+\mu}\right) H'_g$	25189.6176	24060.0687	24060.0687
$N' = \frac{H'_g}{\cos \varphi}$	25812.5784	25489.0981	29644.5729
$\Delta N = \frac{\mu_1}{1+\mu} H'_g \cos \varphi$	622.9608	575.5568	494.8772
$N = N' - \Delta N$	25189.6176	24913.5413	29149.6957
$\gamma = \gamma_a - \gamma_1$	3.31	1.0852	-6.8028
$\Delta M = \frac{\mu_1}{1+\mu} H'_g \gamma$	2062.0001	645.7223	-4047.8433

注: 从拱顶到第 8 截面 $F = 0$, 第七截面到拱脚 $F = 1157.4836 \text{ kN}$ 。

(3) 考虑确定 m 系数偏差影响的恒载内力

考虑 m 系数偏差影响的恒载内力等于“拱轴线 m 的恒载”内力减去“假载”的内力, 计算结果见表 6-8。

考虑“五点”偏差的恒载内力

表 6-8

项 目	拱 顶 截 面			$\frac{l}{4}$ 截 面			拱 脚 截 面		
	拱轴线恒载	假载 q_s	合 计	拱轴线恒载	假载 q_s	合 计	拱轴线恒载	假载 q_s	合 计
水平力	25812.5784	1755.8428	24056.7356	24655.0948	1755.8428	22899.2520	24655.0948	1756.2557	22898.8391
轴 力	25189.6176	1755.8428	23433.7748	24913.5413	1815.2374	23098.3039	29149.6957	2020.2707	27129.4250
弯 矩	2062.0001	417.5216	1644.4785	645.7223	-131.1253	776.8476	-4047.8433	349.0762	-4396.9195

2. “恒载压力线”偏离拱轴线的影 响

“恒载压力线”(指空腹式无铰拱桥不考虑拱轴线的偏离和恒载弹性压缩影响的恒载压力线, 也就是人们所说的“三铰拱恒载压力线”)与拱轴线在“五点”以外的偏离影响可以用一般力学原理进行计算, 参见图 6-13。

(1) “恒载压力线”偏离拱轴线的偏离弯矩 M_p

计算恒载偏离弯矩 M_p , 首先要计算出桥跨结构沿跨径各等分段的分块恒载对各截面的力矩, 再算各截面压力线的纵坐标, 然后才能求得 M_p 。下面按主拱圈、拱上实腹段和各集中力三部分计算各分块恒载对各截面的力矩。

a. 主拱圈自重对各截面产生的力矩 M_1 (图 6-14)

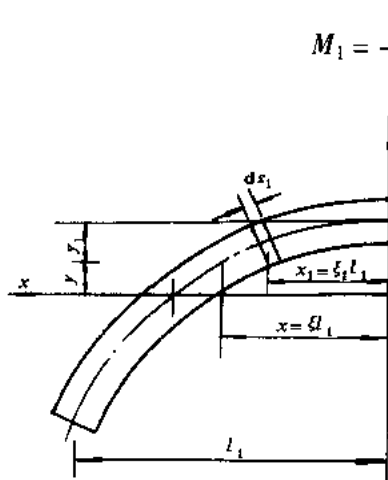


图 6-14

$$M_1 = -A\gamma_s \frac{l^2}{4} \int_0^\xi (\xi - \xi_1) \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_1} d\xi_1$$

$$= -\frac{A\gamma_s l^2}{4} \left[\int_0^\xi \xi \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_1} d\xi_1 - \int_0^\xi \xi_1 \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_1} d\xi_1 \right]$$

在这里, 对于所要求的每一等分点而言, 积分上限 ξ 为常数, 并不计等式前面的负号, 则上式为

$$M_1 = \frac{4\gamma_s l^2}{4} \left[\xi \int_0^\xi \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_1} d\xi_1 - \int_0^\xi \xi_1 \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_1} d\xi_1 \right]$$

$$= \frac{A\gamma_s l^2}{4} \times [\xi \times S_1 - S_2]$$

式中

$$S_1 = \int_0^\xi \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_1} d\xi_1, \text{ 可根据 } \xi \text{ 值从附表 1-1 查得;}$$

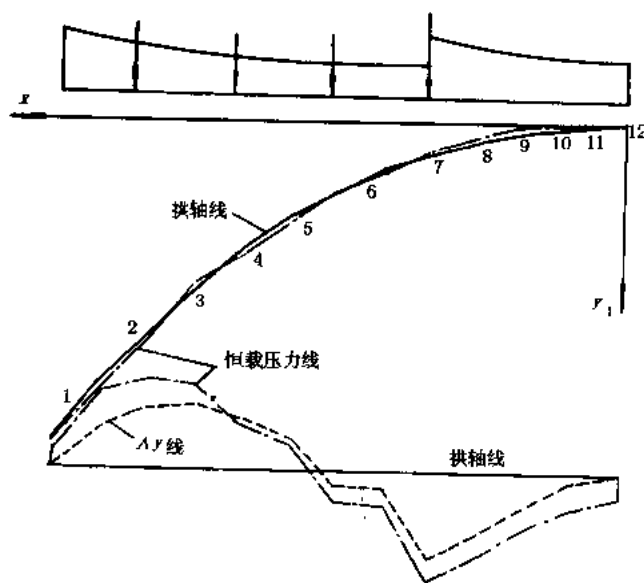


图 6-13 拱轴压力线示意图

$S_2 = \int_0^\xi \xi_1 \sqrt{1 + \eta^2 \operatorname{sh}^2 k \xi_1} d\xi_1$, 可根据 ξ 值从附表 1-2 查得

$$\frac{A\gamma_s l^2}{4} = \frac{1}{4} \times 4.5662 \times 25 \times 70.7439^2 = 142827.8646 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

主拱圈对各截面的力矩 M_1 的值见表 6-9。

主拱圈自重对各截面产生的弯矩

表 6-9

截面号	ξ	S_1	S_2	$\xi \times S_1 - S_2$	M_1 (kN·m)
0	1	2	3	4	5
12	0	0	0	0	0
11	0.08333	0.083355	0.003473	0.00347	495.6127
10	0.16777	0.166847	0.013911	0.01408	2011.0163
9	0.25000	0.250618	0.031366	0.03129	4469.0839
8	0.33333	0.334826	0.055930	0.05568	7925.6555
7	0.41667	0.419652	0.087745	0.08711	12441.7353
6	0.50000	0.505308	0.127010	0.12564	17944.8929
5	0.58333	0.592048	0.174003	0.17136	24474.9829
4	0.66667	0.680179	0.229096	0.22436	32044.8597
3	0.75000	0.770071	0.292783	0.28477	40673.0910
2	0.83333	0.862173	0.365714	0.35276	50383.9575
1	0.91667	0.957026	0.448732	0.42856	61208.8814
0	1.00000	1.055279	0.542917	0.51236	73179.2847

b. 拱上实腹段恒载对各截面产生的弯矩 M_2

计算拱上实腹段的恒载时, 必须将拱顶填料及面层的矩形板块和其下面的悬链线曲边三角形块分开才能准确计算, 否则只能是近似的。

(a) 矩形板块

从拱顶到每个截面的矩形板块的重力

$$P_1 = \gamma_1 B_0 h'_d \frac{l}{2} \xi_1$$

对实腹段里每个截面的力矩

$$M_i = P_i \frac{1}{2} \left(\frac{l}{2} \xi_i \right) = \frac{l^2}{4} \gamma_1 B_0 h'_d \frac{1}{2} \xi_i^2$$

对空腹段里每个截面的力矩

$$M_i = P_k \left(\frac{l}{2} \xi_i - \frac{1}{2} \frac{l}{2} \xi_k \right) = \frac{l^2}{4} \gamma_1 B_0 h'_d \xi_k \left(\xi_i - \frac{1}{2} \xi_k \right) (i < k)$$

式中 k 表示空、实腹段的分界点, 取

$$\frac{l^2}{4} \gamma_1 B_0 h'_d = 172399.3320 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

各截面的力矩见表 6-10。

拱上实腹段恒载对各截面产生的力矩

表 6-10

区 间	截 面 号	ξ	悬链线曲边三角形					矩 形 块		$M_2 = M_{\Delta} + M_{\text{恒}}$
			$k\xi$	P	η	$\frac{l}{2}\xi$ $\times (1 - \eta)$	M_{Δ}	$\frac{1}{2}\xi^2$	$M_{\text{恒}}$	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
实 腹 段	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	11	0.0833	0.1205	12.9609	0.7500	0.7369	9.5509	0.0035	603.3977	612.9486
	10	0.16667	0.2409	103.7825	0.7502	1.4727	152.8405	0.0139	2396.3507	2549.1912
	9	0.25000	0.3614	351.6846	0.7505	2.2056	775.6756	0.0313	5396.0991	6171.7747
	8	0.33333	0.4819	838.0410	0.7510	2.9358	2460.3208	0.0556	9585.4029	12045.7237
	分界点	0.35015	0.5062	972.4832	0.7511	$\frac{1}{2} \times$ $(\xi_1 - 0.263)$		$(\xi_1 - 0.1751)$ $\times \xi_s$		
	7	0.41667		972.4832	0.7511	5.4356	5286.0297	0.0846	14584.9835	19871.0132
空 腹 段	6	0.50000		972.4832	0.7511	8.3832	8152.5212	0.1138	19619.0440	27771.5652
	5	0.58333		972.4832	0.7511	11.3307	11018.9154	0.1430	24653.1045	35672.0199
	4	0.66667		972.4832	0.7511	14.2786	13885.6986	0.1721	29669.9250	43555.6236
	3	0.75000		972.4832	0.7511	17.2261	16752.0929	0.2013	34703.9855	51456.0784
	2	0.83333		972.4832	0.7511	20.1737	19618.5843	0.2305	39738.0460	59356.0784
	1	0.91667		972.4832	0.7511	23.1216	22485.3676	0.2597	44772.1065	67257.4741
	0	1.00000		972.4832	0.7511	26.0691	25351.7618	0.28885	49797.5470	75149.3088

(b)悬链线曲边三角形块
从拱顶到任意截面的重力(参见表 6-11)

$$P_i = \frac{l f_1 \gamma_2 B_0}{2(m-1)k} (\text{sh} k\xi_i - k\xi_i) = 44412.4170 \times (\text{sh} k\xi_i - k\xi_i)$$

每一块 P_i 的重心的横坐标

$$\eta_i = \frac{\left(\text{sh} k\xi_i - \frac{k\xi_i}{2}\right) - (\text{ch} k\xi_i - 1) \div k\xi_i}{\text{sh} k\xi_i - k\xi_i}$$

拱上各集中力对各截面产生的力矩

表 6-11

截面	竖向力	P_0		P_1	P_2	P_3	P_4	$P_{16}(\text{注})$	P_5
	$P =$	4.7796		9.5592	9.5592	9.5592	9.5592	814.5728	9.5592
	$l_x =$	0		2.5594	5.1157	7.6653	10.2058	12.4677	12.7317
	ξ	α	M	M	M	M	M	M	M
12	0	0	0	0					
11	0.08333	2.9475	14.0883	3.7109					
10	0.16667	5.8954	28.1777	31.8895	7.4533				
9	0.250	8.8430	42.2660	60.0662	35.6300	11.2579			
8	0.33333	11.7905	56.3539	88.2419	63.8058	39.4336	15.1485		
7	0.41667	14.7384	70.4437	116.4215	91.9853	67.6132	43.3280	1849.6505	19.1825
6	0.50	17.6860	84.5320	144.5982	120.1620	95.7899	71.5047	4250.6852	47.3591
5	0.58333	20.6335	98.6199	172.7740	148.3378	123.9656	99.6805	6651.6386	75.5349
4	0.66667	23.5814	112.7097	200.9535	176.5173	152.1452	127.8600	9052.9177	103.7145
3	0.750	26.5290	126.7980	229.1302	204.6940	180.3219	156.0367	11453.9525	131.8912
2	0.83333	29.4765	140.8859	257.3059	232.8698	208.4976	184.2125	13854.9058	160.0669
1	0.91667	32.4244	154.9757	285.4855	261.0493	236.6772	212.3920	16256.1850	188.2465
0	1.00000	35.3720	169.0640	313.6622	289.2260	264.8539	240.5687	18657.2198	216.4232
截面	中接头	P_6	P_7	P_8	$P_{15}(\text{注})$	P_9	P_{10}	$P_{14}(\text{注})$	P_{11}
	25.3092	9.5592	9.5592	9.5592	1878.8204	9.5592	9.5592	1939.6191	9.5592
	13.0271	13.3219	15.8258	18.3069	18.45	20.7611	23.1822	24.65	25.5642
	M	M	M	M	M	M	M	M	M
12									
11									
10									
9									
8									
7	43.3116	13.5406							
6	117.9130	41.7173	17.7820						
5	192.5119	69.8930	45.9578	22.2404	4102.4043				
4	267.1209	98.0726	74.1373	50.4200	9640.9790	26.9598	3.8160		
3	341.7223	126.2493	102.3140	78.5967	15178.9900	55.1365	31.9927	3644.5443	9.2227
2	416.3211	154.4251	130.4898	106.7724	20716.8131	83.3123	60.1685	9361.5716	37.3985
1	490.9301	182.6046	158.6693	134.9520	26255.3878	111.4918	88.3480	15079.3747	65.5780
0	565.5315	210.7813	186.8460	163.1287	31793.3988	139.6685	116.5247	20796.5960	93.7547

续上表

截面	P_{12}	P_{13}	$P_{13}(\text{注})$	P_{14}	P_{15}	拱脚加强段	腹拱水平力		合 计
	9.5592	9.5592	2010.8266	9.5592	13.8516	33.4779	$F = 1157.4836$		
	27.9059	30.1939	30.85	32.4319	34.6027	34.9044	$e = 0.2655$		
	M	M	M	M	M	M		M	M_3
12									0
11									17.7993
10									67.5205
9									149.2201
8									262.9837
7							1.5247	1457.5033	3772.9802
6							2.2248	2267.8576	7259.9010
5							3.0757	3252.7604	15056.3192
4							4.0898	4426.5645	24514.8880
3							5.2818	5806.2850	37857.8780
2	15.0137						6.6690	7411.9462	53532.9768
1	43.1932	21.3218	3165.8454				8.2716	9266.9295	72659.6376
0	71.3699	49.4985	9092.9579	28.1050	10.6560	15.6547	10.1128	11398.0883	94883.5779

注：指截面号。

在实腹段里，截面重心到任意截面的力臂为 $\frac{l}{2}(1 - \eta_i)\xi_i$ ，在空腹段里，整块曲边三角形面积的重心到每个截面的力臂为 $\frac{l}{2}(\xi_i - \eta_k\xi_k)$ 。每个截面的力矩见表 6-10。

c. 各集中力对各截面的力矩 M_3

拱上空腹段的腹孔和横隔板等各集中力及其相应的横坐标 l_x 在前面已经求出，各竖向集中力到截面的力臂 $a = \frac{l}{2}\xi_i - l_x$ (取 $a > 0$)，产生的力矩 $M'_3 = Pa$ ；腹拱水平推力 H'_g 作用在第 7 与第 8 截面之间，对 0~7 截面产生的力矩 $M''_3 = H'_g(y_1 - e)$ 。具体计算见表 6-11。

d. 计算偏离弯矩 M_p

上部结构恒载对拱圈各截面重心的弯矩

$$M_i = M_1 + M_2 + M_3$$

压力线的纵坐标

$$y_i = \frac{M_i}{H_g}$$

式中， H_g 为不计弹性压缩的恒载水平推力

$$H_g = \frac{\sum M_j}{f} = 24049.9744 \text{ kN}$$

各截面上“恒载压力线”偏离拱轴线的值

$$\Delta y = y_1 - y_i$$

偏离弯矩

$$M_p = H_g \Delta y$$

具体数值见表 6-12。

偏离弯矩 M_p

表 6-12

截面号	主拱圈 M_1	拱上实腹段 M_2	集中力 M_3	合计 $M_1 = M_1 + M_2 + M_3$	恒载压力线 $y_1 = \frac{M_2}{H_g}$	拱轴线 y_1	偏 心 $\Delta y = y_1 - y_2$	偏离弯矩 $M_p = H_g \Delta y$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
12	0	0	0	0	0	0	0	0
11	495.6127	612.9486	17.7993	1126.3606	0.0468	0.0593	0.0125	300.6247
10	2011.0163	2549.1912	67.5205	4627.7280	0.1924	0.2379	0.0454	1091.8688
9	4469.0839	6171.7747	149.2201	10790.0787	0.4487	0.5384	0.0898	2159.6877
8	7952.6555	12045.7237	262.9837	20261.3629	0.8425	0.9653	0.1228	2953.3369
7	12441.7353	19871.0132	3772.9802	36085.7287	1.5005	1.5247	0.0243	584.4144
6	17944.8929	27771.5652	7259.9010	52976.3591	2.2028	2.2248	0.0220	529.0994
5	24474.9829	35672.0199	15056.3192	75203.3220	3.1270	3.0757	-0.0513	-1233.7637
4	32044.8597	43555.6236	24514.8880	100115.3713	4.1628	4.0898	-0.0730	-1755.6481
3	40673.0910	51456.0784	37857.8780	129987.0474	5.4049	5.2818	-0.1231	-2960.5519
2	50383.9575	59356.6303	53532.9768	163273.5646	6.7889	6.6690	-0.1199	-2883.5919
1	61208.8814	67257.4741	72659.6376	201125.9931	8.3628	8.2716	-0.0912	-2193.3577
0	73179.2847	75149.3088	94883.5779	243212.1714	10.1128	10.1128	0	0

(2) 偏离弯矩 M_p 在弹性中心产生的赘余力

$$\Delta X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = -\frac{\int_s \frac{\overline{M}_1 M_p}{EI} ds}{\int_s \frac{M_1^2}{EI} ds} = -\frac{\sum_{12}^0 \frac{\Delta y}{\cos \varphi} H_g}{\sum_{12}^0 \frac{1}{\cos \varphi}}$$

$$\Delta X_2 = -\frac{\Delta_{2p}}{\delta_{22}} = -\frac{\int_s \frac{\overline{M}_2 M_p}{EI} ds}{\int_s \frac{M_2^2}{EI} ds + \int_s \frac{N_2^2}{EA} ds} = \frac{2 \Delta I \sum_{12}^0 \frac{\Delta y (y_s - y_1)}{\cos \varphi}}{(1 + \mu) [\text{表(III) - 5 值}] l f^2 H_g}$$

赘余力各项的计算见表 6-13。

由表 6-13 得

$$\Delta X_1 = -\frac{-0.18526}{12.6675} H_g = 351.7267 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta X_2 = \frac{2 \times 2.9477 \times 2.0804}{(1 + 0.02221) \times 0.093173 \times 70.7439 \times 10.1128^2} H_g$$

$$= 428.0872 \text{ kN}$$

赘余力 $\Delta X_1, \Delta X_2$ 计算表

表 6-13

截面	Δy	$\cos \varphi$	$\frac{1}{\cos \varphi}$	$\frac{\Delta y}{\cos \varphi}$	$y_s - y_1$	$\frac{y_s - y_1}{\cos \varphi} \Delta y$
1	2	3	4	5	6	7
12	0	1.00000	$1 \times \frac{1}{2}$	0	3.31	0
11	0.0125	0.99919	1.0008	0.01251	3.2507	0.0407
10	0.0454	0.99673	1.0033	0.04555	3.0721	0.1399
9	0.0898	0.99252	1.0075	0.09048	2.7716	0.2508
8	0.1228	0.98637	1.0138	0.12450	2.3447	0.2919
7	0.0243	0.97806	1.0224	0.02485	1.7853	0.0444
6	0.0220	0.96728	1.0338	0.02274	1.0852	0.0247
5	-0.0513	0.95370	1.0486	-0.05379	0.2343	-0.0126
4	-0.0730	0.93693	1.0673	-0.07791	-0.7798	0.0608
3	-0.1231	0.91661	1.0910	-0.13430	-1.9718	0.2648
2	-0.1199	0.89242	1.1206	-0.13435	-3.3590	0.4513
1	-0.0912	0.86414	1.1572	-0.10554	-4.9616	0.5237
0	0	0.83169	$1.2024 \times \frac{1}{2}$	0	-6.8028	0
\sum_{12}^0			12.6675	-0.18526		2.0804

(3)“恒载压力线”偏离拱轴线的附加内力

“恒载压力线”偏离拱轴线在拱圈任意截面中产生的附加内力为

$$\Delta M = \Delta X_1 - \Delta X_2(y_s - y_1) + M_p$$

$$\Delta N = \Delta X_2 \cos \varphi$$

$$\Delta Q = \pm \Delta X_2 \sin \varphi$$

拱顶、 $\frac{l}{4}$ 截面、拱脚三个截面的附加内力见表 6-14。

(4)空腹式无铰拱的恒载压力线

空腹式无铰拱桥在恒载作用下考虑压力线与拱轴线的偏离以及恒载弹性压缩的影响之后,拱中任意截面存在三个内力

$$M_g = \left(\frac{\mu_1}{1 + \mu} H_g - \Delta X_2 \right) (y_s - y_1) + \Delta X_1 + M_p$$

$$N_g = \frac{H_g}{\cos \varphi} - \left(\frac{\mu_1}{1 + \mu} H_g - \Delta X_2 \right) \cos \varphi$$

$$Q_g = \mp \left(\frac{\mu_1}{1 + \mu} H_g - \Delta X_2 \right) \sin \varphi$$

“压力线”偏离拱轴线的附加内力

表 6-14

项 目	拱 顶 截 面	$\frac{l}{4}$ 截面	拱 脚 截 面
$\cos \varphi$	1	0.96728	0.83169
$\sin \varphi$	0	0.25370	0.55525
$y = y_s - y_1$	3.31	1.0852	-6.8028
$\Delta N = \Delta X_2 \cos \varphi$	428.0872	414.0802	356.0358
$\Delta Q = \Delta X_2 \sin \varphi$	0	108.6057	237.6954
M_p	0	529.0994	0
ΔX_1	351.7267	351.7276	351.7267
$\Delta M = \Delta X_1 - \Delta X_2 y + M_p$	-1065.2419	416.2659	3263.9183

这三个力的合力作用点的偏心距为

$$e_i = \frac{M_g}{N_g}$$

所以,空腹式无铰拱桥恒载压力线的纵坐标

$$y = y_1 - \frac{e_i}{\cos \varphi_i}$$

将有关数据代入内力公式中,得

$$M_g = [0.006335(y_s - y_1) + 0.0146248 + \Delta y] H_g$$

$$N_g = \left(\frac{1}{\cos \varphi} - 0.006335 \cos \varphi \right) H_g$$

所以

$$e_i = \frac{[0.006335(y_s - y_1) + 0.0146248 + \Delta y]}{\frac{1}{\cos \varphi} - 0.006335 \cos \varphi}$$

空腹式无铰拱恒载压力线的纵坐标值见表 6-15,其形状见图 6-13。

3. 空腹无铰拱的实际恒载内力

空腹式无铰拱的实际恒载内力等于计入拱轴系数 m 的偏差影响的内力与“压力线”及拱轴线偏离的附加内力之和,其结果见表 6-16。

(二) 活载内力计算

1. 汽车—20 级和人群荷载内力

双车道的汽车等代荷载

$$K_1 = 2 \times K_{20}$$

人群荷载

$$K_2 = 2bg_{\text{人}} = 2 \times 1.5 \times 3.5 = 10.5 \text{ kN}$$

汽车和人群荷载数值见表 6-17。

不计弹性压缩的汽车—20 级及人群荷载内力见表 6-18。

计入弹性压缩的汽车—20 级及人群荷载内力见表 6-19。

空腹式无铰拱的恒载压力线表

表 6-15

截面	y_1	$y_s - y$	Δy	$\frac{M_g}{H_g}$	$\cos \varphi$	$\frac{N_g}{H_g}$	$e_1 = \frac{M_g}{N_g}$	$y_1 = y_1 - \frac{e_1}{\cos \varphi}$
0	1	2	3	4	5	6	7	8
12	0	3.31	3	0.03559	1.0000	0.9937	0.0358	-0.0358
11	0.0593	3.2507	0.0125	0.0477	0.99919	0.9945	0.0480	0.0113
10	0.2379	3.0721	0.0434	0.0795	0.99673	0.9970	0.0797	0.1579
9	0.5384	2.7716	0.0898	0.1220	0.99252	1.0013	0.1218	0.4156
8	0.9653	2.3447	0.1228	0.1523	0.98637	1.0076	0.1512	0.8120
7	1.5247	1.7853	0.0243	0.0502	0.97806	1.0162	0.0494	1.4742
6	2.2248	1.0852	0.0220	0.0435	0.96728	1.0277	0.0423	2.1810
5	3.0757	0.2343	-0.0513	-0.0352	0.95370	1.0425	-0.0338	3.1111
4	4.0898	-0.7798	-0.0730	-0.0633	0.93693	1.0614	-0.0596	4.1535
3	5.2818	-1.9718	-0.1231	-0.1210	0.91661	1.0852	-0.1115	5.1602
2	6.6690	-3.3590	-0.1199	-0.1266	0.89242	1.1149	-0.1136	6.7962
1	8.2716	-4.9616	-0.0912	-0.1080	0.86414	1.1517	-0.0938	8.3801
0	10.1128	-6.8028	0	-0.0285	0.83169	1.1971	-0.0238	10.1414

恒载内力表

表 6-16

截面 项 目	拱 顶 截 面			$\frac{l}{4}$ 截 面			拱 脚 截 面		
	表 6-8	表 6-14	合 计	表 6-8	表 6-14	合 计	表 6-8	表 6-14	合 计
水平力 H_g	24056.7356	428.0872	24484.8228	23899.2520	428.0872	23327.3392	22898.8391	428.0872	23326.9263
轴力 N_g	23433.7748	428.0872	23861.8620	23098.3039	414.0802	23512.3841	27129.4250	356.0888	27485.4608
弯矩 M_g	1644.4785	-1065.2419	579.2366	776.8476	416.2659	1193.1135	-4396.9195	3263.9183	-1133.0012

2. 挂车—100 的内力

挂车—100 的等代荷载为挂车—80 的 1.25 倍。不计弹性压缩的挂车—100 荷载内力见表 6-20。

计入弹性压缩的挂车—100 荷载内力见表 6-21。

(三) 温度变化、混凝土收缩、徐变的内力计算

温度变化为其它可变荷载,混凝土收缩、徐变为永久荷载,似乎要分项计算,但考虑到习惯和可能,还是将三者一起计算。

拱圈合拢温度 7℃

月平均最低气温 2℃

月平均最高气温 30℃

拱圈材料弹性模量 $E = 3.00 \times 10^4 \text{MPa}$

拱圈材料线胀缩系数 $\alpha = 0.000010 = 1 \times 10^{-5}$

汽车—20 级和人群荷载表

表 6-17

截面	项 目	汽车—20 级等代荷载		人群荷载	合 计
		K_{20}	$2K_{20}$		
拱顶截面	M_{\max}	25.8992	51.7984	10.5	62.2984
	相应 H_1	14.1661	28.3322	10.5	38.8322
	M_{\min}	17.9033	35.8066	10.5	46.3066
	相应 H_1	14.3926	28.7852	10.5	39.2852
$\frac{l}{4}$ 截面	M_{\max}	24.9587	49.9174	10.5	60.4174
	相应 H_1	15.4959	30.9918	10.5	41.4918
	M_{\min}	16.9331	33.8662	10.5	44.3662
	相应 H_1	15.5777	31.1554	10.5	41.6554
拱脚截面	M_{\max}	16.4033	32.8066	10.5	43.3066
	相应 H_1	13.8628	27.7256	10.5	38.2256
	相应 V	4.100	8.2000	10.5	
	M_{\min}	21.0256	42.0512	10.5	52.5512
	相应 H_1	17.2545	34.5090	10.5	45.0090
	相应 V	12.6884	25.3768	10.5	

注：汽车—20 级等代荷载由《拱桥》(上册)表 1-5 按直线内插算得。

不计弹性压缩的汽车—20 级及人群荷载内力

表 6-18

截面	项 目	计算荷载	影 响 线 面 积			力或力矩
			表(III)—14(51)值	乘 数	面 积	
拱顶截面	M_{\max}	62.2984	0.00665	l^2	33.2813	2073.3717
	相应 H_1	38.8322	0.06653	l^2/f	32.9249	1278.5463
	M_{\min}	46.3066	-0.00473	l^2	-23.6722	-1096.1791
	相应 H_1	39.2852	0.06107	f^2/f	30.2228	1187.3087
$\frac{l}{4}$ 截面	M_{\max}	60.4174	0.00876	l^2	43.8412	2648.7713
	相应 H_1	41.4918	0.03990	l^2/f	19.7460	819.2971
	M_{\min}	44.3662	-0.01001	l^2	-50.0970	-2222.6135
	相应 H_1	41.6554	0.08770	l^2/f	43.4016	1807.9110
拱脚截面	M_{\max}	43.3066	0.01959	l^2	98.0421	4245.8700
	相应 H_1	38.2256	0.09088	l^2/f	44.9754	1719.2117
	相应 V	汽	8.2000	l	35.3720	290.0504
		人	10.5		11.6848	122.6904
	M_{\min}	52.5512	-0.01507	l^2	-75.4208	-3963.4535
	相应 H_1	45.0090	0.03675	l^2/f	18.1871	818.5832
	相应 V	汽	25.3768	l	35.3720	897.6282
		人	10.5		23.6872	248.7156

注：在求拱脚相应反力 V 值时，以汽车—20 级等代荷载乘以 0.51，即全部反力影响线面积。人群荷载反力则乘以相应的影响线面积。

考虑弹性压缩的汽车和人群荷载内力

表 6-19

项 目	拱 顶 截 面		$\frac{l}{4}$ 截 面		拱 脚 截 面	
	M_{\max}	M_{\min}	M_{\max}	M_{\min}	M_{\max}	M_{\min}
$\cos\varphi$	1		0.96728		0.83169	
$\sin\varphi$	0		0.25370		0.55525	
与 M 相应的 H_1	1278.5463	1187.3087	819.2971	1807.9110	1719.2117	818.5832
与 M 相应的 V					412.7408	1146.3438
$N = H_1 \cos\varphi + V \sin\varphi$	1278.5463	1187.3087	847.0113	1869.0669	1659.0255	1317.3149
$\Delta H = \frac{\mu_1}{1+\mu} H_1$	30.8564	28.6545	19.7729	43.6321	41.4916	19.7557
$\Delta N = \Delta H \cos\varphi$	30.8564	28.6545	19.1259	42.2045	34.5081	16.4306
$N_p = N - \Delta N$	1247.6899	1158.6542	827.8854	1826.8624	1624.5174	1300.8843
M	2073.3717	-1096.1791	2648.7713	-2222.6135	4245.8700	-3963.4535
$y = y_s - y_1$	3.31		1.0852		-6.8028	
$\Delta M = \Delta H y$	102.1347	94.8464	21.4576	47.3496	-282.2591	-134.3941
$M_p = M + \Delta M$	2175.5064	-1001.3327	2670.2289	-2175.2639	3963.6109	-4097.8476

注：拱跨 $\frac{l}{4}$ 截面的轴力近似用 $N = \frac{H_1}{\cos\varphi}$ 计算。

不计弹性压缩的挂车—100 内力

表 6-20

截 面	项 目	挂车—100 等代荷载		影响线面积	力或力矩
		K_{80}	$1.25 K_{80}$		
拱 顶 截 面	M_{\max}	57.9578	72.4473	33.2813	2411.1387
	相应 H_1	37.2653	46.5816	32.9249	1533.6953
	M_{\min}	27.3471	34.1839	-23.6722	-809.2075
	相应 H_1	21.2066	26.5083	30.2228	801.1535
$\frac{l}{4}$ 截 面	M_{\max}	55.2429	69.0536	43.8412	3027.3938
	相应 H_1	33.8439	42.3049	19.7460	835.3521
	M_{\min}	31.3173	39.1466	-50.0970	-1961.1285
	相应 H_1	26.6471	33.3089	43.4016	1445.6585
拱 脚 截 面	M_{\max}	30.2322	37.7903	98.0421	3705.0355
	相应 H_1	24.2768	30.3460	44.9754	1364.8235
	相应 V	6.6405	8.3006	35.3720	293.6097
	M_{\min}	45.4938	56.8673	-75.4208	-4288.9735
	相应 H_1	20.6545	25.8181	18.1871	469.5568
	相应 V	21.2066	26.5083	35.3720	937.6498

注：①等代荷载来源与表 6-17 相同；

②影响线面积见表 6-18。

混凝土收缩作用按下降 10℃温度的影响计入。

混凝土徐变作用的影响，当计算温度内力时以 $\beta = 0.7$ ；当计算混凝土收缩内力时以 $\beta =$

0.45的系数计入。于是

降低温度时 $\Delta t = 0.7 \times (2 - 7) + 0.45 \times (-10) = -8^\circ\text{C}$

升高温度时 $\Delta t = 0.7 \times (30 - 7) + 0.45 \times (-10) = 11.6^\circ\text{C}$

它们在弹性中心产生的水平力

$$H_t = \frac{\alpha EI \Delta t}{[\text{表(III)} - 5 \text{ 值}](1 + \mu)f^2} = \frac{1 \times 10^{-5} \times 3 \times 10^7 \times 1.017212}{0.093173 \times 1.02221 \times 10.1128^2} \Delta t$$

$$= 31.33 \Delta t$$

温度变化、混凝土徐变和收缩的内力见表 6-22。

计入弹性压缩的挂车 - 100 内力

表 6-21

项 目		拱 顶 截 面		$\frac{l}{4}$ 截 面		拱 脚 截 面	
		M_{\max}	M_{\min}	M_{\max}	M_{\min}	M_{\max}	M_{\min}
轴 力	$\cos \varphi$	1	1	0.96728	0.96728	0.83169	0.83169
	$\sin \varphi$	0	0	0.25370	0.25370	0.55525	0.55525
	与 M 相应的 H_1	1533.6953	801.1535	835.3521	1445.6585	1364.8235	469.5568
	与 M 相应的 V					293.6097	937.6498
	$N = H_1 \cos \varphi + V \sin \varphi$	1533.6953	801.1535	863.6094	1494.5605	1298.1368	911.1557
	$\Delta H = \frac{\mu_1}{1 + \mu} H_1$	37.0142	19.3350	20.1604	34.8895	32.9387	11.3323
	$\Delta N = \Delta H \cos \varphi$	37.0142	19.3350	19.5008	33.7479	27.3948	9.4250
	$N_p = N - \Delta N$	1496.6811	781.8200	844.1086	1460.8126	1270.7420	901.7317
弯 矩	M	2411.1387	- 809.2075	3027.3938	- 1961.1285	3705.0355	- 4288.9735
	$\gamma = \gamma_a - \gamma_1$	3.31	3.31	1.0852	1.0852	- 6.8028	- 6.8028
	$\Delta M = \Delta H \gamma$	122.5170	63.9990	21.8781	37.8621	- 224.0754	- 77.0914
	$M_p = M + \Delta M$	2533.6557	- 745.2087	3049.2719	- 1923.2664	3480.9601	- 4366.0649

注释与表 6-19 同。

温度变化、混凝土收缩、徐变内力

表 6-22

项 目	温 度 上 升			温 度 下 降		
	拱顶截面	$\frac{l}{4}$ 截 面	拱脚截面	拱顶截面	$\frac{l}{4}$ 截 面	拱脚截面
Δt	11.6			-8		
H_t	363.4280			-250.6400		
$\cos \varphi$	1	0.96728	0.83169	1	0.96728	0.83169

续上表

项 目	温 度 上 升			温 度 下 降		
	拱顶截面	$\frac{l}{4}$ 截 面	拱脚截面	拱顶截面	$\frac{l}{4}$ 截 面	拱脚截面
$\gamma = \gamma_s - \gamma_1$	3.31	1.0852	-6.8028	3.31	1.0852	-6.8028
$N_i = H_i \cos \varphi$	363.4280	351.5366	302.2594	-250.6400	-242.4391	-208.4548
$M = -H_i \gamma$	-1202.9467	-394.3921	2472.3280	829.6184	271.9945	-1705.0538

六、主拱圈正截面强度验算

根据桥规(JTJ 022—85)的规定,构件按极限状态设计的原则是:荷载效应不利组合的设计值小于或等于结构抗力效应的设计值。即

$$S_d(\gamma_{s0}\psi\Sigma\gamma_{s1}Q) \leq R_d\left(\frac{R_i}{\gamma_m}, \alpha k\right)$$

(一)正截面受压强度验算

1. 荷载组合

根据桥规(JTJ 021—89、JTJ 022—85)的规定,本设计得如下三种组合:

$$S^I = \gamma_{s0}\psi\Sigma\gamma_{s1}S = 1.03 \times 1 \times [\gamma_{恒}S_{恒} + 1.4(S_{汽} + S_{人})]$$

$$S^{II} = \gamma_{s0}\psi\Sigma\gamma_{s1}S = 1.03 \times 0.8 \times \left[\frac{S^I}{1.03} + 1.4S_1\right]$$

$$S^{III} = \gamma_{s0}\psi\Sigma\gamma_{s1}S = 1.03 \times 0.8 \times [\gamma_{恒}S_{恒} + 1.4S_{挂}]$$

每种荷载组合的设计值见表 6-23。

2. 拱圈截面抗力

主拱圈为 30 号钢筋混凝土,抗压极限强度 $R_a^i = 21\text{MPa}$,安全系数 $\gamma_m = 1.54$,根据桥规(JTJ 022—85)第 3.0.2 条规定,拱圈截面抗力效应的设计值

$$R_N = \alpha A \frac{R_a^i}{\gamma_m} = \alpha \times 4.5662 \times 21 \times 10^3 \div 1.54 = 62266.3636\alpha\text{kN}$$

具体数值计算见表 6-24。

表 6-23 和表 6-24 说明,荷载效应的最不利组合设计值 N_j 均小于拱圈截面抗力效应的设计值 R_N ,且轴向力的偏心距 e_0 也都小于桥规(JTJ 022—85)表 3.0.2-1 的规定值。

(二)正截面受剪强度计算

主拱圈的抗剪强度验度,一般只需考虑拱脚截面。桥规(JTJ 022—85)第 3.0.7 条指出,其验算公式为

$$Q_j \leq A \frac{R_i^i}{\gamma_m} + \mu N_j$$

式中: Q_j ——荷载剪力的最不利组合设计值;

N_j ——与 Q_j 相应的设计值。

每种荷载的剪力 Q 和轴力 N 无等代荷载可查,需按下式计算(图 6-15):

$$N = H \cos \varphi_j + V \sin \varphi_j = 0.83169H + 0.55525V$$

$$Q = H \sin \varphi_j - V \cos \varphi_j = 0.55525H - 0.83169V$$

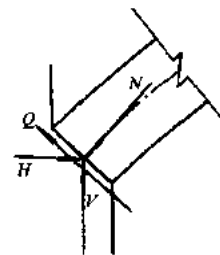


图 6-15 截面受力简图

荷载汇总及荷载组合表

表 6-23

编 号	内 力 汇 总	系 数	拱 顶 截 面		$\frac{l}{4}$ 截 面		拱 脚 截 面	
			M	N	M	N	M	N
①	恒 载	1.2 或 0.9	579.2366	23861.8620	1193.1135	23512.3841	-1133.0012	27485.4608
②	汽车 - 20 级 M_{max}	1.4	2175.5064	1247.6899	2670.2289	827.8854	3963.6109	1624.5174
③	汽车 - 20 级 M_{min}		-1001.3327	1158.6542	-2175.2639	1826.8624	-4097.8476	1300.8843
④	挂车 - 100 级 M_{max}		2533.6557	1496.6811	3049.2719	844.1086	3480.9601	1270.7420
⑤	挂车 - 100 级 M_{min}		-745.2087	781.8200	-1923.2664	1460.8126	-4366.0649	901.7307
⑥	温度 上升		-1202.9467	363.4280	-394.3921	351.5366	2472.3280	302.2594
⑦	温度 下降		829.6184	-250.6400	271.9945	-242.4391	-1705.0538	-208.4548
荷 载 组 合			M_j	N_j	M_j	N_j	M_j	N_j
⑧	恒 + 汽 M_{max}	1.03	3853.0166	31292.4303	5325.1584	30255.1175	4665.2348	27821.5762
⑨	恒 + 汽 M_{min}		-906.9694	23790.7255	-2030.7144	24430.3156	-7309.4857	35847.9047
⑩	恒 + 汽 M_{max} + 温升	0.824	1694.6940	25453.1947	3805.1560	24609.6266	6584.2654	22605.9475
⑪	恒 + 汽 M_{min} + 温降		4039.4612	24744.8059	4573.8995	23924.4171	1765.2377	22016.7797
⑫	恒 + 汽 M_{max} + 温升		-2113.2949	19451.8309	-2079.5422	19949.7851	-2995.7071	29027.0102
⑬	恒 + 汽 M_{min} + 温降		231.4723	18743.4421	-1310.7986	19264.5748	-7814.4896	28437.8503
⑭	恒 + 挂 M_{max}	0.824	3495.5744	25321.1805	4597.3907	24222.8091	3175.4019	21849.1457
⑮	恒 + 挂 M_{min}		-430.1109	18597.8644	-1333.8672	19121.9775	-6157.0040	28217.8602

注：荷载安全系数的取值，当其弯矩与车辆荷载的弯矩同号时取 1.2，异号时取 0.9，轴向力的荷载安全系数取值与其相应的弯矩相同，对于其它荷载均取 1.4

拱圈抗力效应设计值

表 6-24

截 面 编 号	$e_0 = \frac{M_i}{N_i}$	$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{\gamma}\right)^3}{1 + \left(\frac{e_0}{r_w}\right)^2}$	$R_h = \alpha A \frac{R_h^1}{r_m}$
拱 顶 截 面	⑧	0.1231	58299.9962
	⑨	-0.0381	61861.6322
	⑩	0.0666	61052.1696
	⑪	0.1632	55616.3160
	⑫	-0.1086	59140.5922
	⑬	0.0123	62222.7772
	⑭	0.1380	57359.7742
	⑮	-0.0231	62116.9244
1/4 截 面	⑧	0.1760	54663.6406
	⑨	-0.0831	60392.1461
	⑩	0.1546	56232.7530
	⑪	0.1912	53486.8064
	⑫	-0.1042	59377.2044
	⑬	-0.0680	60996.1298
	⑭	0.1939	53268.8741
	⑮	-0.0698	60933.8635
拱 脚 截 面	⑧	0.1677	55286.3043
	⑨	-0.2039	52471.8646
	⑩	0.2913	44999.9010
	⑪	0.0802	60516.6788
	⑫	-0.1032	59427.0175
	⑬	-0.2748	46463.1606
	⑭	0.1453	56874.0966
	⑮	-0.2182	51295.0304

注：①正弯矩的容许偏心距 $[e_0] = 0.6y_{\text{上}} = 0.6 \times 0.6301 = 0.3787\text{m}$ ；

②负弯矩的容许偏心距 $[e_0] = 0.6y_{\text{下}} = 0.6 \times 0.6699 = 0.4019\text{m}$ 。

1. 活载推力 H 和反力 V 的计算

由上式可知,要 Q 为最不利,则推力 H 必须为最大。 H_{\max} 和相应的 V 值计算如表 6-25。

2. 径向受剪验算

拱脚径向截面面积 $A = 4.5662\text{m}^2$,材料抗剪极限强度 $R_j = 4.7 \times 10^3\text{kPa}$,受剪安全系数 $\gamma_m = 2.31$ 。材料的摩擦系数 μ 当无试验数据时,暂时可以采用实心砖实砌体的摩擦系数,即 $\mu = 0.7$,则上式为

活载推力 H_{\max} 与相应反力 V

表 6-25

项 目	影 响 线 面 积			汽车—20级及人群荷载					挂车—100		
	表(III) —14(51)	乘数	ω	K_{20}	$2K_{20}$	人 群	合 计	力	K_{80}	$1.25K_{80}$	力
H_{\max}	0.12763	l^2/f	63.1625	14.0777	28.1554	10.5	38.6554	2441.5717	20.4140	25.5175	1611.7491
相应 V	0.5	l	35.3720	13.4512	26.9024	10.5	37.4024	1322.9977	11.2959	14.1199	499.4491

$$Q_j - 0.7N_j \leq A \frac{R_j}{\gamma_m} = 4.5662 \times \frac{4.7 \times 10^3}{2.31} = 9290.5368\text{kN}$$

荷载剪力与相应轴力及其组合的设计值以及拱圈抗剪效应的设计值的计算见表 6-26。

荷载剪力与相应轴力及其组合表

表 6-26

荷 载		$\left(1-\frac{\mu_1}{1+\mu_1}\right) H$	相 应 V	系 数	Q	N
恒 载		23326.9263	13795.2386	1.2 或 0.9	1478.9138	27060.5776
汽车—20级+人群		2382.6468	1322.9977	1.4	222.6407	2716.2180
挂车—100		1572.8511	499.4491		457.9388	1585.4436
温度上升		363.4002			201.7780	302.2363
温度下降		-250.6208			-139.1572	-208.4388
荷 载 组 合		$Q_j-0.7N_j$			Q_j	N_j
I	恒+汽	-24005.5769		1.03	2148.9853	37363.6602
II	恒+汽+温升	-19215.7522		0.824	1951.9594	30239.5880
	恒+汽+温降	-19196.6748			1558.6565	29650.4733
III	恒+挂	-18019.8987		0.824	1990.6281	28586.4669

注:恒载推力采用表 6-16 中的数值,相应反力为表 6-4 中的数值。

表 6-26 表明,拱圈径向抗剪的能力很大。

3. 纵向抗剪强度的验算

在拱圈的横截面上,微弯盖板与拱箱结合处的水平面最薄弱,应进行抗剪强度验算。在该平面里,每米长度的混凝土面积

$$A = 0.16 \times 6 = 0.96\text{m}^2$$

每米长度箱壁伸出 $3\phi 8$ 的锚筋, $R_g = 240\text{MPa}$,则该截面的抗剪效应设计值为

$$\begin{aligned} R_Q &= 0.96 \times 4.7 \times \frac{10^3}{2.31} + 6 \times 6\pi \times \left(\frac{0.008}{2}\right)^2 \times 240 \times 10^3 \\ &= 2387.5405\text{kN} \end{aligned}$$

计算表明截面的抗剪能力 R_Q 远大于荷载剪力的最不利组合值 Q_j 。

七、主拱圈稳定性验算

本设计拟采用无支架施工,拱上建筑合拢前拱的稳定和强度可根据桥规(JTJ 022—85)第

3.0.2 条和第 3.0.3 条提供的公式计算

$$N_j \leq \varphi \alpha A \frac{R_a^j}{\gamma_m}$$

式中

$$\varphi = \frac{1}{1 + \alpha\beta(\beta - 3) \left[1 + 1.33 \left(\frac{e_0}{r_w} \right)^2 \right]}$$

其中 β 值计算如下:

$$S = \frac{1}{\gamma} l = 1.05528 \times 70.7439 = 74.6546$$

$$l_0 = 0.36S = 26.8757$$

$$\beta = \frac{l_0}{h_w} = \frac{26.8757}{1.30} = 20.6736$$

$$\alpha\beta(\beta - 3) = 0.002 \times 20.6736 \times (20.6736 - 3) = 0.7308$$

主拱圈的稳定性验算如表 6-27。

主拱圈的稳定性验算

表 6-27

截 面	$N_j = 0.77 \times 1.03 \times 1.2 N_k$	$e_0 \frac{M_k}{N_k}$	$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{\gamma} \right)^3}{1 + \left(\frac{e_0}{r_w} \right)^2}$	φ	$R_N = \varphi \alpha A \frac{R_k^j}{\gamma_m}$	$[e_0]$
拱 顶	22709.8113	0.0243	0.9974	0.5769	35828.0694	$0.7\gamma_{\perp} = 0.4411$
$\frac{l}{4}$ 截面	22377.2062	0.0507	0.9886	0.5741	35339.6022	$0.7\gamma_{\perp} = 0.4411$
拱 脚	26158.4628	-0.0412	0.9924	0.5753	35549.5930	$0.7\gamma_{\downarrow} = 0.4689$

注: M_k 和 N_k 的数值来源于表 6-16。

计算表明拱圈的稳定性没有问题。

八、裸拱的强度和稳定性验算

无支架施工的大跨径拱桥应进行裸拱圈的强度和稳定性验算。

1. 裸拱圈自重弹性中心产生的弯矩和推力

$$M_s = [\text{表(III) - 15 值}] \times \frac{A\gamma_s l^2}{4} = 0.17708 \times 142827.8646 = 25291.9583 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_s = [\text{表(III) - 16 值}] \times \frac{A\gamma_s l^2}{4(1 + \mu)f} = 0.52109 \times \frac{142827.8646}{1.02221 \times 10.1128} = 7199.6957 \text{ kN}$$

2. 截面内力

拱顶截面

$$M = M_s - H_s y_k = 25291.9583 - 7199.6957 \times 3.31 = 1460.9655 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = H_s = 7199.6957 \text{ kN}$$

$\frac{l}{4}$ 截面

$$M = M_s - H_s (y_s - y_1) - [\text{表(III) - 19 值}] \frac{A\gamma_s l^2}{4}$$

$$= 25291.9583 - 7199.6957 \times 1.0852 - 0.12564 \times 142827.8646$$

$$= -466.0444 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = H_s \cos \varphi_s + [\text{表(III) - 19 值}] A \gamma_5 l \sin \varphi_6$$

$$= 7199.6957 \times 0.96728 + 0.25265 \times 4.5662 \times 25 \times 70.7439 \times 0.25370$$

$$= 7481.7567 \text{ kN}$$

拱脚截面

$$M = M_s - H_s(\gamma_s - \gamma_1) - [\text{表(III) - 19 值}] \frac{A \gamma_5 l^2}{4}$$

$$= 25291.9583 + 7199.6957 \times 6.8028 - 0.51236 \times 142827.8646$$

$$= 1090.7635 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = H_s \cos \varphi_j + [\text{表(III) - 19 值}] A \gamma_5 l \sin \varphi_j$$

$$= 7199.6957 \times 0.83169 + 0.52764 \times 4.5662 \times 25 \times 70.7439 \times 0.55525$$

$$= 8353.8903 \text{ kN}$$

3. 强度和稳定性验算

裸拱圈的强度与稳定性验算见表 6-28。

裸拱圈的强度与稳定性验算						表 6-28
截 面	$N_j = 0.77 \times 1.05 \times 1.2 N$	$e_0 = \frac{M}{N}$	$\alpha = \frac{1 - (e_0/\gamma)^3}{1 + (e_0/r_w)^2}$	φ	$R_N = \varphi \alpha A R_k / \gamma_m$	$[e_0]$
拱 顶	6985.1448	0.2029	0.8439	0.5748	30203.7766	$0.7\gamma_{\text{上}} = 0.4411$
$\frac{l}{4}$ 截面	7258.8004	-0.0623	0.9829	0.5722	35019.5605	$0.7\gamma_{\text{下}} = 0.4689$
拱 脚	8104.9444	0.1306	0.9289	0.5540	32042.9307	$0.7\gamma_{\text{上}} = 0.4411$

表 6-28 值说明,裸拱圈的强度和稳定性的安全度很大。

九、拱圈竖向刚度验算

桥梁的活载最大挠度一般产生在拱跨的 $\frac{1}{4}$ 截面处,最大正、负挠度绝对值之和总是大于同号挠度的最大绝对值之和。

$\frac{l}{4}$ 截面的最大正、负挠度由车辆荷载直接布置在挠度影响线上得到。挠度影响线利用人民交通出版社 1983 年版《公路双曲拱桥》中的附表进行计算。

1. 绘制挠度影响线

(1) 计算公式

$$\delta = \gamma_0 + \gamma \gamma_H$$

式中:

$$\gamma = 1 - \frac{1 - \mu_a}{1 + \mu} (1 - \mu_p)$$

$$\mu = [\text{附表 5-2a 值}] \times \frac{l}{af^2}$$

$$\mu_u = [\text{附表 5-2}b_4 \text{ 值}] \times \frac{I}{Aef} = \mu_p$$

$$\gamma_0 = [\text{附表 5-2}c_{21} \text{ 值}] \times \frac{l^3}{EI} \times 10^{-5}$$

$$\gamma_H = [\text{附表 5-2}d_{21} \text{ 值}] \times \frac{l^3}{EI} \times 10^5$$

(2) 系数 γ 的计算见表 6-29。

系数 γ 计算表

表 6-29

项 目	μ		$\mu_a(\mu_p)$		$1 - \mu_p$	$(1 - \mu_p)^2$	$1 + \mu$	$\frac{(1 - \mu_p)^2}{1 + \mu}$	γ
	表 值	$\frac{I}{Af^2} \times$ [表值]	表 值	$\frac{I}{Al_f^2} \times$ [表值]					
6	10.1980	0.022211	3.9473	0.0024584	0.99754	0.995089	1.022211	0.97347	0.02653
12	10.1980	0.022211	3.0025	0.00186998	0.99813	0.996264	1.022211	0.97462	0.02538
乘 数	$\frac{I}{Af^2} = \frac{r_w^2}{f^2} = 0.002178; \quad \frac{I}{Al_f^2} = \frac{2r_w^2}{f^2} = 0.00062280713$								

(3) 挠度影响线 δ 及 $|\delta_i| + |\delta'_i|$ 的计算见表 6-30。

2. 求最大挠度(图 6-16)

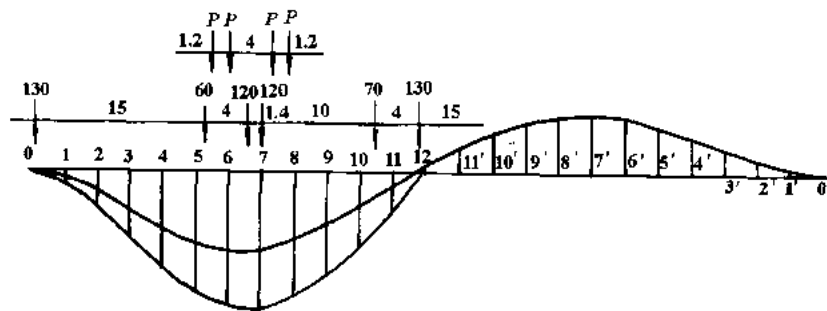


图 6-16 拱圈挠度图(尺寸单位:m)

(1) 对于汽车—20 级,经过试算,重车的一个后轮作用在第 7 截面时, $\frac{l}{4}$ 截面产生的挠度为最大。

$\frac{l}{4}$ 截面挠度影响线表

表 6-30

载位	附表 5-2c	γ_0	附表 5-2d	γ_H	$\gamma\gamma_H$	δ	$ \delta_i + \delta'_i $
0	0	0	0	0	0	0	0
1	4.2898	0.04977	8.5769	0.09951	0.00264	0.05241	0.09609
2	15.4910	0.17973	30.6920	0.35609	0.00945	0.18918	0.33594
3	30.7880	0.35720	61.6930	0.71577	0.01899	0.37619	0.65098
4	46.9910	0.54519	97.7910	1.13458	0.03010	0.57529	0.97690
5	60.5790	0.70284	135.8800	1.57649	0.04182	0.74466	1.25255
6	67.7190	0.78568	173.4400	2.01226	0.05339	0.83907	1.41892
7	65.5210	0.76018	208.4000	2.41787	0.06415	0.82433	1.43295
8	55.7140	0.64640	239.1200	2.77423	0.07360	0.72000	1.30942

续上表

载位	附表 5-2c	γ_0	附表 5-2d	γ_H	$\gamma\gamma_H$	δ	$ \delta_i + \delta'_i $
9	40.8690	0.47416	264.3000	3.06642	0.08135	0.55551	1.07677
10	23.1950	0.26911	282.9600	3.28291	0.08710	0.35621	0.76282
11	4.5744	0.05307	294.4200	3.41587	0.09062	0.14369	0.39487
12	-13.4100	-0.15558	298.2900	3.46077	0.09181	-0.06377	-0.06377
11'	-29.4600	-0.34180				-0.25118	
10'	-42.5540	-0.49371				-0.40661	
9'	-51.9400	-0.60261				-0.52126	
8'	-57.1470	-0.66302				-0.58942	
7'	-57.9870	-0.67277	对 称			-0.60862	
6'	-54.5800	-0.63324				-0.57985	
5'	-47.3800	-0.54971				-0.50789	
4'	-37.2100	-0.43171				-0.40161	
3'	-25.3210	-0.29378				-0.27479	
2'	-13.4640	-0.15621				-0.14676	
1'	-3.9922	-0.04632				-0.04368	
0'	0	0				0	
乘数	$\frac{P^3}{EI} \times 10^{-5} = \frac{70.7439^3}{3 \times 10^7 \times 1.017212} = 1.160203739 \times 10^{-7}$					10^{-5}	

$$\Delta_{\max} = [60 \times 1.2805 + 120 \times (1.42629 + 1.43295) + 70 \times 0.61839 + 130 \times 0.14669] \times 2 \times 10^{-5}$$

$$= 0.965\text{cm} < \frac{l}{1000} = 7.07\text{cm}$$

(2) 对于挂车—100, 第二个轮轴在第 6 截面处挠度最大。

$$\Delta_{\max} = 250 \times (1.35119 + 1.41892 + 1.38885 + 1.33856) \times 10^{-5}$$

$$= 1.374\text{cm} < 1.2 \times \frac{l}{1000}$$

计算表明, 拱圈的刚度很大。

第二部分 施工阶段的验算

一、箱肋吊装配筋验算

(一) 箱肋截面几何要素计算

拱圈上、下游两侧外箱与内箱的截面尺寸有些不同, 本应分别进行计算。本例为节省篇幅, 只对内箱进行计算, 以介绍其步骤。

1. 箱肋横截面几何特性(图 6-17)

(1) 截面面积

$$A = 2 \times 0.08 \times 1.12 + 1.08 \times 0.1 + 2 \times \frac{1}{2} \times 0.08 \times 0.08$$

$$= 0.2936 \text{m}^2$$

(2) 静面矩

$$S = 2 \times 0.08 \times 1.12 \times \frac{1.12}{2} + 1.08 \times 0.1 \times \frac{0.1}{2} + 2 \times \frac{1}{2}$$

$$\times 0.08 \times 0.08 \times \left(\frac{0.08}{3} + 0.1 \right)$$

$$= 0.10656 \text{m}^3$$

(3) 截面重心轴

$$y_{\text{下}} = \frac{S}{A} = \frac{0.10656}{0.2936} = 0.363 \text{m}$$

$$y_{\text{上}} = 1.12 - 0.363 = 0.757 \text{m}$$

(4) 截面对水平轴的惯性矩

$$I_x = 2 \times \frac{1}{12} \times 0.08 \times 1.12^3 + 0.08 \times 1.12 \times 2 \times \left(\frac{1.12}{2} - 0.363 \right)^2$$

$$+ \frac{1}{12} \times 1.08 \times 0.1^3 + 1.08 \times 0.1 \times \left(0.363 - \frac{0.1}{2} \right)^2$$

$$+ 2 \times \frac{1}{36} \times 0.08^4 + 0.08^2 \times \left(0.363 - 0.1 - \frac{0.08}{3} \right)^2$$

$$= 0.036717335 \text{m}^4$$

(5) 截面抵抗矩

$$W_{\text{上}} = \frac{I_x}{y_{\text{上}}} = 0.0485 \text{m}^3$$

$$W_{\text{下}} = \frac{I_x}{y_{\text{下}}} = 0.1012 \text{m}^3$$

(6) 截面回转半径

$$r_w = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 0.353637 \text{m}$$

(7) 截面绕 y 轴的惯性矩

$$I_y = \frac{1}{12} \times 0.10 \times 1.24^3 + 2 \times \frac{1}{12} \times 1.02 \times 0.08^3 + 2 \times 1.02 \times 0.08$$

$$\times \left(\frac{1.24 - 0.08}{2} \right)^2 + 2 \times \frac{1}{36} \times 0.08^4 + 0.08^2$$

$$\times \left(\frac{1.24}{2} - 0.08 - \frac{0.08}{3} \right)^2$$

$$= 0.072564799 \text{m}^4$$

(8) 截面抗扭惯矩

$$I_T = \sum \beta h b^3 = \frac{1}{3} (1.24 \times 0.1^3 + 2 \times 1.02 \times 0.08^3) = 0.00076149333 \text{m}^4$$

(9) 30 号混凝土的弹性模量

$$E_b = 3.0 \times 10^4 \text{MPa} = 3 \times 10^7 \text{kPa}$$

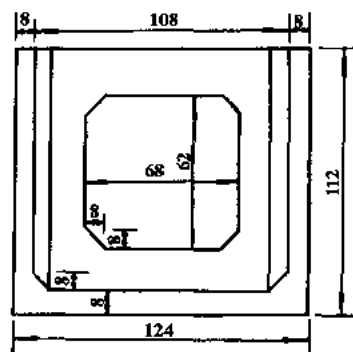


图 6-17 箱肋横截面
(尺寸单位: cm)

接头坐标

$$x_c = 0.37 \times \frac{1}{2} \times 70.4031 = 13.0245\text{m}$$

$$y_c = \frac{f}{m-1} (\text{ch} 0.37k - 1) = 1.1886\text{m}$$

$$\cos \varphi_c = 0.98299, \sin \varphi_c = 0.18366$$

端段弦长

$$l_1 = \sqrt{(10.0611 - 1.1886)^2 + \left(\frac{70.4031 - 26.0491}{2}\right)^2} = 23.886\text{m}$$

拱肋分段之后,每段箱肋两个吊点的位置应该根据该段箱肋在吊运过程中的受力情况和稳定要求来确定。

箱肋在存放和吊运过程中的受力情况相当于双悬臂梁,当吊点负弯矩与跨中正弯矩相等时,悬臂长度与肋段长度的比值为 0.207。但是箱肋在安装过程中,中段拱肋有可能在某一瞬间搁置于端段拱肋的接头上,使中段拱肋处于部分简支的受力状态,此时跨中正弯矩远大于按 0.207 确定的正弯矩。此外,拱肋为预制的开口箱断面,下缘配置的钢筋比上缘多,跨中承受正弯矩的能力比吊点承受负弯矩的能力大得多,所以可以适当缩小悬臂的长度。

稳定要求箱肋在吊运途中不向其弯曲平面之外倾倒。把肋段视为圆弧的一段,要求两吊点的连线必须在该段箱肋弯曲平面的重心之上,即

$$l_a \leq \sqrt{(R + y_c)^2 - \left(\frac{l}{2\theta}\right)^2}$$

但是,本设计是将吊点设在槽形箱肋截面重心轴的两侧壁上,箱宽 1.24m,相当于四点抬吊,稳定性更大。

横隔板间距 2.56m,中段箱肋两吊点拟设在 6 个横隔板间距之外 0.5m 处,则中段箱肋吊点位置(图 6-19):

$$l_a = 6 \times 2.56 + 2 \times 0.5 = 16.36\text{m}$$

$$l_b = \frac{1}{2} \times (26.2 - 16.36) = 4.92\text{m}$$

端段箱肋吊点位置

$$l_b = 4.92\text{m}$$

$$l_a = 6 \times 2.56 + 2 \times 0.5 = 16.36\text{m}$$

$$l_c = 24.0475 + 0.5748 - 4.92 - 16.36 = 3.3423\text{m}$$

5. 箱肋截面坐标

箱肋轴线各截面处的坐标如表 6-31 所示。

(二) 箱肋吊装内力计算

1. 箱肋吊运

为简化计算,作如下假定:

- 箱肋按截面重心弧长展为直线,近似按直梁计算,计算图式为简支双悬臂梁;
- 箱肋自重简化为均布荷载,接头及拱座加厚部分重力简化为集中荷载。

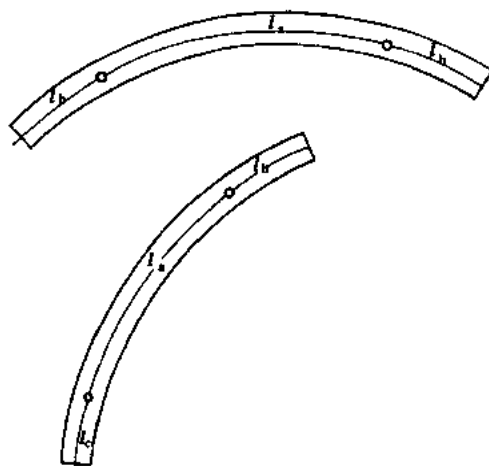


图 6-19

箱肋截面坐标表

表 6-31

截 面	x	y_1/f	y_1	$\cos \varphi$	$\sin \varphi$
0	35.2015	1.0000	10.0611	0.83169	0.55525
1	32.2681	0.817929	8.2293	0.86414	0.50325
2	29.3346	0.659458	6.6349	0.89242	0.45120
3	26.4012	0.522284	5.2548	0.91661	0.39979
4	23.4677	0.404416	4.0689	0.93693	0.34952
5	20.5342	0.304140	3.0600	0.95370	0.30077
6	17.6008	0.22000	2.2134	0.96728	0.25370
7	14.6673	0.150774	1.5170	0.97806	0.20832
接头点	13.0245		1.1886	0.98299	0.18366
8	11.7339	0.095456	0.9604	0.98637	0.16452
9	8.8004	0.053243	0.5357	0.99252	0.12210
10	5.8669	0.023521	0.2366	0.99673	0.08077
11	2.9335	0.005859	0.05895	0.99919	0.04019
12	0	0	0	1.0000	0

(1) 中段箱肋计算(图 6-20)

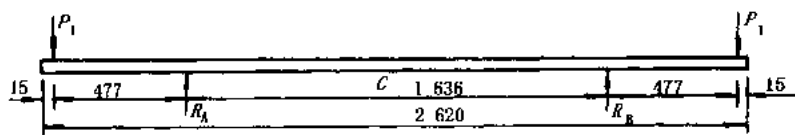


图 6-20 中段箱肋吊装图(尺寸单位:cm)

$$g = \frac{210.9452 - 3.6156}{26.2} = 7.9133 \text{ kN/m}$$

$$P_1 = \frac{3.6156}{2} = 1.8078 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \times 210.9452 \times 1.2 = 126.5671 \text{ kN}$$

$$Q_A = Q_B = 1.2 \times (7.9133 \times 4.92 + 1.8078) = 48.8895 \text{ kN}$$

$$M_A = M_B = -1.2 \times \left(1.8078 \times 4.77 + \frac{1}{2} \times 7.9133 \times 4.92^2 \right) \\ = -125.2794 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = 126.5671 \times \frac{16.36}{2} - 1.2 \times \left(1.8078 \times \frac{26.2 - 2 \times 0.15}{2} + \frac{1}{8} \times 7.9133 \times 26.2^2 \right) \\ = 192.4248 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 端段箱肋计算(图 6-21)

$$P_1 = 1.8078 \text{ kN}, \quad P_2 = 5.3958 \text{ kN}, \quad P_3 = 12.0656 \text{ kN}$$

$$q = (209.4339 - 1.8078 - 5.3958 - 12.0656) \div 24.0475 \\ = 7.9079 \text{ kN/m}$$

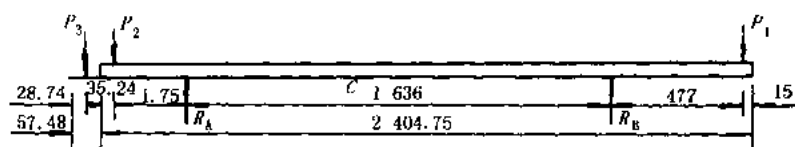


图 6-21 端段箱肋吊装图(尺寸单位:cm)

$$R_A = [5.3958 \times (16.36 + 2.4175) + 12.0656 \times (16.36 + 3.3423 - 0.2874) + 7.9079 \times 24.0475 \times \left(\frac{24.0475}{2} - 4.92 \right) - 1.8078 \times 4.77] \times \frac{1.2}{16.36} = 123.0686 \text{ kN}$$

$$R_B = [1.8078 \times (16.36 + 4.77) + 7.9079 \times 24.0475 \times \left(\frac{24.0475}{2} - 2.7675 \right) - 5.3958 \times 2.4175 - 12.0656 \times (3.3423 - 0.2874)] \times \frac{1.2}{16.36} = 128.2527 \text{ kN}$$

$$Q_A = 1.2 \times (2.7675 \times 7.9079 + 5.3958 + 12.0656) = 47.2158 \text{ kN}$$

$$Q_B = 48.8895 \text{ kN}$$

$$M_A = - \left[5.3958 \times 2.4175 + 12.0656 \times (3.3423 - 0.2874) + \frac{1}{2} \times 7.9079 \times (3.3423 - 0.5748)^2 \right] \times 1.2 = -96.2245 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = - \left[1.8078 \times 4.77 + \frac{1}{2} \times 7.9079 \times 4.92^2 \right] \times 1.2 = -125.2009 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = 128.2527 \times \frac{1}{2} \times 16.36 - 1.2 \times \left[1.8078 \times \left(\frac{16.36}{2} + 4.77 \right) + \frac{1}{2} \times 7.9079 \times \left(\frac{16.36}{2} - 4.92 \right)^2 \right] = 206.7690 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. 端肋悬挂

端段箱肋安装就位后用扣索悬挂固定,肋脚的方形拱座处于铰结状态,肋段自重由肋脚处的水平反力 H 、竖向反力 V 和扣索张力 T 维持平衡。

(1)端肋悬挂位置(图 6-22)

扣点 B 的位置取 $\xi_B = 0.4$

$$\text{横坐标} \quad x_B = 0.4 \times \frac{l}{2} = \frac{1}{2} \times 0.4 \times 70.4031 = 14.0806 \text{ m}$$

$$\text{纵坐标} \quad y_B = \frac{f}{m-1} (\text{ch } k\xi_B - 1) = 1.3947 \text{ m}$$

扣点肋轴水平夹角

$$\eta = \frac{2fk}{l(m-1)} = 0.3332$$

$$\cos \varphi_B = \frac{1}{\sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_B}} = 0.9799$$

$$\sin \varphi_B = 0.1995$$

取扣索的水平夹角 $\alpha = 10^\circ$, 则

$$\sin \alpha = 0.17365, \cos \alpha = 0.98481, \tan \alpha = 0.17633$$

扣点 B 至拱脚 A 的水平距离

$$AF = \frac{l}{2} - x_B = \frac{1}{2} \times 70.4031 - 14.0806 = 21.121\text{m}$$

扣点 B 至拱脚 A 的垂直高度

$$BF = f - y_B = 10.0611 - 1.3947 = 8.6664\text{m}$$

扣点到拱脚的弦 AB 与垂线的夹角

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{AF}{BF} = 2.4371, \gamma = 67^\circ 41' 26'', \sin \gamma = 0.92515$$

弦 AB 与水平线的夹角

$$\beta = 90^\circ - \gamma = 22^\circ 18' 34''$$

弦 AB 与扣索的夹角

$$\alpha + \beta = 32^\circ 18' 34'', \sin(\alpha + \beta) = 0.53449$$

扣点到拱脚的弦 AB 的长

$$AB = \frac{AF}{\sin \gamma} = \frac{21.121}{0.92515} = 22.8289\text{m}$$

拱脚 A 点到扣索的距离

$$AD = AB \sin(\alpha + \beta) = 22.8289 \times 0.53449 = 12.2018\text{m}$$

(2) 支反力计算(图 6-23)

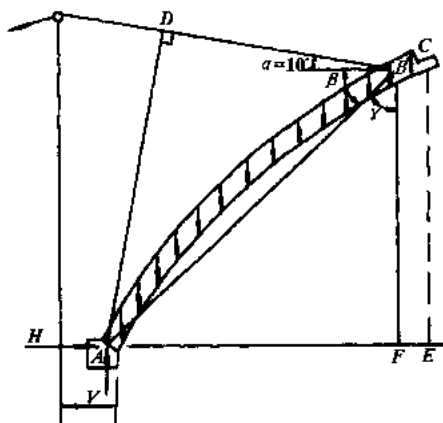


图 6-22 端肋悬挂

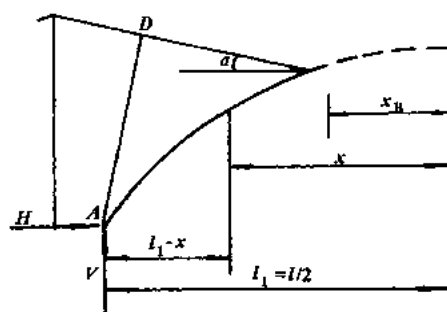


图 6-23 支反力计算图式

由 $\sum M_A = 0$ 得 $T = \frac{\sum M_P}{AD}$

$$\sum H = 0 \quad H = T \cos \alpha$$

$$\sum V = 0 \quad V = \sum P - T \sin \alpha$$

式中

$$\begin{aligned} \sum M_P &= \int_{l_1}^{\frac{l}{2}} \left(\frac{l}{2} - x \right) q ds = \frac{ql^2}{4} \int_{0.37}^1 (1 - \xi) \sqrt{1 + \eta^2 \operatorname{sh}^2 k \xi} d\xi \\ &= \frac{ql^2}{4} \left[\int_0^1 \sqrt{1 + \eta^2 \operatorname{sh}^2 k \xi} d\xi - \int_0^{0.37} \sqrt{1 + \eta^2 \operatorname{sh}^2 k \xi} d\xi \right. \\ &\quad \left. - \int_0^1 \xi \sqrt{1 + \eta^2 \operatorname{sh}^2 k \xi} d\xi + \int_0^{0.37} \xi \sqrt{1 + \eta^2 \operatorname{sh}^2 k \xi} d\xi \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{ql^2}{4} (K_{1_1} + K_{1_{0.37}} - K_{2_1} + K_{2_{0.37}}) \\
&= \frac{1}{4} \times 7.9079 \times 70.4031^2 \times (1.055279 - 0.371972 - 0.542917 + 0.069095) \\
&= 2052.7576 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

其中

$$K_1 = \int \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi} d\xi, \text{其值查附表 1-1}$$

$$K_2 = \int \xi \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi} d\xi, \text{其值查附表 1-2}$$

所以

$$T = \frac{2052.7576}{12.2018} = 168.2334 \text{ kN}$$

$$H = 168.2334 \times 0.98481 = 165.6779 \text{ kN}$$

$$V = 190.1646 - 168.2334 \times 0.17365 = 160.9509 \text{ kN}$$

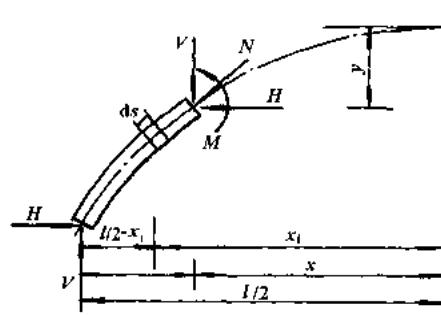


图 6-24 截面内力计算图式

(3) 截面内力计算(图 6-24)

扣点以内的截面

$$\begin{aligned}
M &= V\left(\frac{l}{2} - x\right) - H(f - y) - \int_x^{\frac{l}{2}} g(x_i - x) ds_i \\
&= V\left(\frac{l}{2} - x\right) - H(f - y) - \frac{gl^2}{4} \left[\int_{\xi}^1 \xi_i \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_i} d\xi_i - \xi \int_{\xi}^1 \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi} d\xi_i \right] \\
&= V\left(\frac{l}{2} - x\right) - H(f - y) - \frac{gl^2}{4} \left[\int_0^1 \xi_i \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_i} d\xi_i \right. \\
&\quad \left. - \int_0^1 \xi_i \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_i} d\xi_i - \xi \int_0^1 \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_i} d\xi_i + \xi \int_0^1 \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi_i} d\xi_i \right] \\
&= V\left(\frac{l}{2} - x\right) - H(f - y) - \frac{gl^2}{4} (s_{2_1} - s_{2_\xi} - \xi s_{1_1} + \xi s_{1_\xi}) \\
&= V\left(\frac{l}{2} - x\right) - H(f - y) - \frac{gl^2}{4} (0.542917 - s_{2_\xi} - 1.055279\xi + \xi s_{1_\xi})
\end{aligned}$$

$$H = H$$

$$\begin{aligned}
Q &= V - \sum_x P = V - \frac{ql}{2} \int_{\xi}^1 \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 k\xi} d\xi \\
&= V - \frac{ql}{2} (s_{1_1} - s_{1_\xi})
\end{aligned}$$

$$N = H \cos \varphi + Q \sin \varphi$$

扣点以外的截面

$$M_B = -\frac{1}{2} ql_b^2 = -125.2009 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Q_B = ql_b = 7.9079 \times 4.92 = 38.9069 \text{ kN}$$

$$N_B = Q_B \sin \varphi_B = 7.7619 \text{ kN}$$

各截面的内力见表 6-32。

3. 箱肋合拢

箱肋两端段悬挂之后,吊运中段箱肋至上空就位,循环松索,三段箱肋由悬挂支承状态过渡到合拢成拱状态。

在实际操作中,值箱肋尚未成拱的前一瞬间,有可能发生中段箱肋两端接头搁置在两端段箱肋的接头上而处于简支状态,应当验算这一状态的受力。

在这一瞬间,中段箱肋的起重索并未完全放松,中段箱肋实际处于四点支撑的状态。但是,由于起重索这时所承受中段箱肋的重力很难估计,因此,“双规”规定,中段拱肋的受力按自重力的 30% ~ 50% 简支于端段拱肋上计算,端段箱肋的受力按支承中段拱肋自重力的 15% ~ 25% 的集中反力计算,以保证构件的质量和施工安全。

(1)中段箱肋 40% 简支时的反力和跨中弯矩(图 6-25)。

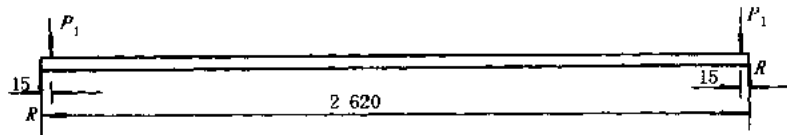


图 6-25 中段箱肋简支计算图式(尺寸单位:cm)

$$R = \left(\frac{1}{2} \times 7.9133 \times 26.2 + 1.8078 \right) \times 0.4 \times 1.2 = 50.6266 \text{ kN}$$

$$M_c = \left[42.1888 \times \frac{26.2}{2} - 1.8078 \times \left(\frac{26.2}{2} - 0.15 \right) \times 0.4 - \frac{0.4}{8} \right. \\ \left. \times 7.9133 \times 26.2^2 \right] \times 1.2 \\ = 326.0506 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2)端段箱肋支承 40% 中段箱肋重力时的内力(图 6-26)

$$AE = \frac{1}{2} \times 70.4031 - 13.0245 = 22.1771 \text{ m}$$

$$T = \frac{AE}{AD} R = 92.0150 \text{ kN}$$

$$H = T \cos \alpha = 90.6173$$

$$V = R - T \sin \alpha = 34.6482$$

扣点以内截面内力

$$M = V \left(\frac{l}{2} - x \right) - H(f - y)$$

$$H = H$$

$$Q = V$$

$$N = H \cos \varphi + Q \sin \varphi$$

扣点以外截面内力

$$M = R(x - x_c)$$

$$H = 0$$

$$Q = R$$

$$N = Q \sin \varphi$$

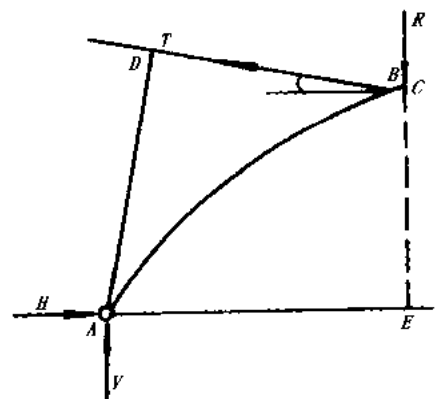


图 6-26 中段搁置于端段上的计算图式

内力的数值见表 6-33。

(3) 端段箱肋承受 40% 中段箱肋重力后的总内力

端肋悬挂截面

项 目	截 面			
	0	1	2	
1 ξ_1	1.0000	0.91667	0.83333	
2 x_1	35.2015	32.2681	29.3346	
3 y_1	10.0611	8.2293	6.6349	
4 $\cos\varphi$	0.83169	0.86414	0.89242	
5 $\sin\varphi$	0.55525	0.50325	0.45120	
6 $\frac{l}{2} - x_1$	0	2.9334	5.8669	
7 $f - y_1$	0	1.8318	3.4262	
8 s_1	1.055279	0.957026	0.862173	
9 s_2	0.542917	0.448732	0.365714	
10 $1.055279\xi_1$	1.055279	0.9673	0.8794	
11 $\xi_1 s_1$	1.055279	0.8773	0.7185	
12 $0.542917 - s_2 - 1.055279\xi_1 + \xi_1 s_1$	0	0.0042	0.0163	
13 $V\left(\frac{l}{2} - x_1\right)$	0	472.1334	944.2828	
14 $H(f - y_1)$	0	303.4888	567.6456	
15 $\frac{1}{4}ql^2[0.542917 - s_2 - 1.055279\xi_1 + \xi_1 s_1]$	0	41.1561	159.7248	
16 $M_1 = V\left(\frac{l}{2} - x_1\right) - H(f - y_1) - \frac{ql^2}{4}[0.542917 - s_2 - 1.055279\xi_1 + \xi_1 s_1]$	0	127.4885	216.9124	
17 $1.055279 - s_1$	0	0.0983	0.1931	
18 $\frac{1}{2}ql(1.055279 - s_1)$	0	27.3638	53.7533	
19 $Q_1 = V - \frac{1}{2}ql(1.055279 - s_1)$	160.9509	133.5871	107.1976	
20 $Q_1 \sin\varphi$	89.3680	67.2277	48.3676	
21 $H_1 \cos\varphi$	137.7927	143.1689	174.8543	
22 $N = Q_1 \sin\varphi + H_1 \cos\varphi$	227.1607	210.3966	196.2219	

内力计算表

表 6-32

3	4	5	6	7	扣点内侧	扣点外侧
0.75000	0.66667	0.58333	0.50000	0.41667	0.40000	0.40000
26.4012	23.4677	20.5342	17.6008	14.6673	14.0806	
5.2548	4.0689	3.0600	2.2134	1.5170	1.3947	
0.91661	0.93693	0.95370	0.96728	0.97806	0.9799	
0.39979	0.34952	0.30077	0.25370	0.20832	0.1995	
8.8003	11.7338	14.6673	17.6007	20.5342	21.1209	
4.8063	5.9922	7.0011	7.8477	8.5441	8.6664	
0.770071	0.680178	0.592048	0.505308	0.419652	0.40269	
0.292783	0.229096	0.174003	0.127010	0.087745	0.08103	
0.7915	0.7035	0.6156	0.5276	0.4397	0.4221	
0.5776	0.4535	0.3454	0.2527	0.1749	0.1611	
0.0362	0.0633	0.0987	0.1410	0.1904	0.2009	
1416.4162	1888.5657	2360.7151	2832.8485	3304.9980	3399.4279	
796.2977	992.7751	1159.9275	1300.1905	1415.5685	1435.8310	
354.7262	625.1805	967.1679	1381.6685	1865.7424	1968.6326	
265.3923	270.6101	233.6197	150.9895	23.6871	-5.0357	-4.4100
0.2852	0.3751	0.4632	0.54997	0.6356	0.6526	
79.3912	104.4167	128.9411	153.0953	176.9322	181.6645	
81.5597	56.5342	32.0098	7.8556	-15.9813	-20.7136	
32.6068	19.7598	9.6276	1.9930	-3.3292	-4.1326	
151.8620	155.2286	158.0070	160.2569	162.0429	162.3478	
184.4688	174.9884	167.6346	162.2499	158.7137	153.2154	1.6661

端段箱肋支承 40% 中段箱肋重力的内力计算表

表 6-33

项 目	截 面 (拱 脚)	1	2	3	4	5	6	7	扣点内侧	扣点外侧
1 ξ_i	1.0000	0.91667	0.83333	0.75	0.66667	0.58333	0.5	0.41667	0.4	0.4
2 x_i	35.2015	32.2681	29.3346	26.4012	23.4677	20.5342	17.6008	14.6673	14.0806	14.0806
3 y_i	10.0611	8.2293	6.6349	5.2548	4.0689	3.0600	2.2134	1.5170	1.3947	1.3947
4 $\cos \varphi_i$	0.83169	0.86414	0.89242	0.91661	0.93693	0.95370	0.96728	0.99806	0.9799	0.9799
5 $\sin \varphi_i$	0.55525	0.50325	0.45120	0.39979	0.34952	0.30077	0.25370	0.20832	0.1995	0.1995
6 $\frac{l}{2} - x_i$	0	2.9334	5.8669	8.8003	11.7338	14.6673	17.6007	20.5342	21.1209	21.1209
7 $f - y_i$	0	1.8318	3.4262	4.8063	5.9922	7.0011	7.8477	8.5441	8.6664	8.6664
8 $V\left(\frac{l}{2} - x_i\right)$	0	101.6370	203.2775	304.9146	406.5551	508.1955	609.8326	711.4731	731.8012	
9 $H(f - y_i)$	0	165.9931	310.4737	435.5349	542.9982	634.4222	711.1390	774.2450	785.3275	
10 $M_i = V\left(\frac{l}{2} - x_i\right) - H(f - y_i)$	0	-64.3561	-107.1962	-130.6203	-136.4431	-126.2267	-101.3064	-62.7719	-53.5263	-53.4668
11 $V \sin \varphi_i$	19.2384	17.4367	15.6333	13.8520	12.1102	10.4211	8.7903	7.2179	6.9123	
12 $H \cos \varphi_i$	75.6357	78.3062	80.8689	83.0609	84.9023	86.4219	87.6525	88.6294	88.7961	
13 $N_i = V \sin \varphi_i + H \cos \varphi_i$	94.6041	95.7429	96.5022	96.9129	97.0125	96.8430	96.4428	95.8473	95.7084	10.1000

端段箱肋在自重和 40% 中肋重力共同作用下各截面的内力汇总于表 6-34。

端肋悬挂支承部分中肋后的截面内力

表 6-34

项 目	端段箱肋自重内力		承受 40% 中段箱肋内力		合 计	
内 力	M	N	M	N	M	N
截 面						
0	0	227.1607	0	94.6041	0	321.7648
1	127.4885	210.3966	-64.3561	95.7429	63.1324	306.1395
2	216.9124	196.2219	-107.1962	96.5022	109.7162	292.7241
3	265.3923	184.4688	-130.6203	96.9129	134.7720	281.3817
4	270.6101	174.9884	-136.4431	97.0125	134.1670	272.0009
5	233.6197	167.6346	-126.2267	96.8430	107.3930	264.4776
6	150.9895	162.2499	-101.3064	96.4428	49.6831	258.6927
7	23.6871	158.7137	-62.7719	95.8473	-39.0848	254.5610
扣点内侧	-5.0357	158.2154	-53.5263	95.7084	-58.5620	253.9238
扣点外侧	-4.4100	1.6661	-53.4668	10.1000	-57.8768	11.7661
接头点	0	0	0	9.2981		

4. 箱肋吊装内力图与验算截面内力值

从表 6-32 ~ 6-34 可得控制截面配筋的内力值为:

(1) 纯弯状态

中肋 40% 简支的跨中弯矩: $M_{\max} = 271.7088 \text{ kN} \cdot \text{m}$

中肋吊运的吊点负弯矩: $M_{\min} = -125.2794 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(2) 压弯状态

端段肋悬挂时第四截面内力

$$M = 270.6101 \text{ kN} \cdot \text{m}, N = 174.9884 \text{ kN}$$

承受 40% 的中肋后扣点外侧截面的内力 $M = -178.6677 \text{ kN} \cdot \text{m}, N = 17.8619 \text{ kN}$

拱肋吊装内力图见图 6-27。

(三) 箱肋吊装截面配筋验算

1. 截面拟配钢筋(图 6-28)

腹板上缘布置 $4\Phi 16, A'_g = 8.04 \text{ cm}^2$

底板设置 $15\Phi 14, A_g = 23.1 \text{ cm}^2$

$$a' = 5.4 \text{ cm}, \alpha = 3.7 \text{ cm}, h_0 = h - a' = 106.6 \text{ cm}$$

查桥规(JTJ 023—85)得

$$R_a^b = 21 \text{ MPa}, R_g^b = 340 \text{ MPa}$$

$$R_l^b = 2.1 \text{ MPa}$$

根据桥规(JTJ 023—85)第四章第三节的规定得

$$[\sigma_{ba}] = 0.8 R_a^b = 16.8 \text{ MPa}, [\sigma_g] = 0.75 R_g^b = 255 \text{ MPa}$$

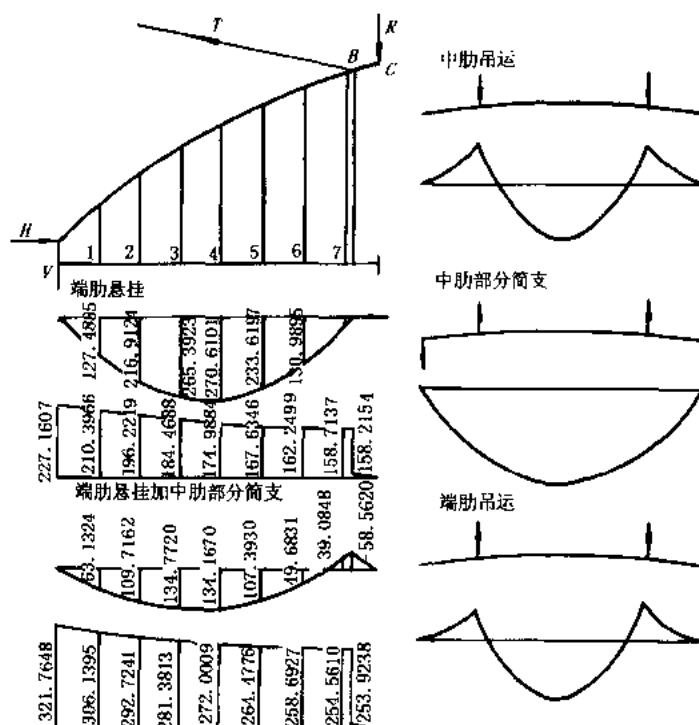


图 6-27 箱肋吊装内力图(单位: kN·m; kN)

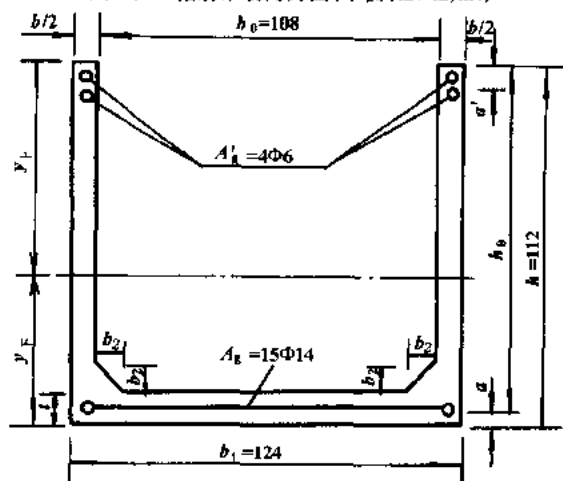


图 6-28 吊装时截面配筋图(尺寸单位: cm)

$$[\sigma_{zl}] = 1.3 R_l^b = 2.73 \text{ MPa}, [\sigma_{zl}] = 0.25 R_l^b = 0.525 \text{ MPa}$$

$$n = 10$$

2. 纯弯验算

(1) 跨中正弯矩应力验算

跨中正弯矩的验算与双筋矩形截面的应力复核相同。

$$M = 27170.88 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

求换算截面中性轴位置 x

$$x = \frac{n}{b} (A_g + A'_g) \left[\sqrt{1 + \frac{2b(A'_g a' + A_g h_0)}{n(A'_g + A_g)^2}} - 1 \right]$$

$$= \frac{10}{16} \times (8.04 + 23.1) \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 16 \times (8.04 \times 5.4 + 23.1 \times 106.6)}{10 \times (8.04 + 23.1)^2}} - 1 \right]$$

$$= 39.7923 \text{cm}$$

求换算截面惯性矩 I_0

$$I_0 = \frac{1}{3} b x^3 + n A'_g (x - a')^2 + n A_g (h_0 - x)^2$$

$$= \frac{1}{3} \times 16 \times 39.7923^3 + 10 \times 8.04 \times (39.7923 - 5.4)^2$$

$$+ 10 \times 23.1 \times (106.6 - 39.7923)^2$$

$$= 1462158.419 \text{cm}^4$$

截面边缘应力

$$\sigma_g = n \frac{M}{I_0} (h_0 - x) = 10 \times \frac{27170.88}{1462158.419} \times (106.6 - 39.7923)$$

$$= 124.147 \text{MPa}$$

$$\sigma'_g = n \frac{M}{I_0} (x - a') = 63.910 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{ha}} = \frac{M}{I_0} x = 7.395 \text{MPa}$$

(2) 吊点负弯矩应力验算

与双筋梯形截面应力复核相同。

$$M = -12527.94 \text{kN} \cdot \text{cm}, Q = 48.8895 \text{kN}$$

$$A_g = 8.04 \text{cm}^2, A'_g = 23.1 \text{cm}^2, a' = 3.7 \text{cm}, a = 5.4 \text{cm}$$

$$n = 10, b = 16 \text{cm}, b_l = 124 \text{cm}, t = 10 \text{cm}$$

$$h_0 = h - a' = 108.3 \text{cm}$$

求换算截面中性轴位置 x

$$r = \frac{1}{b} [n(A_g + A'_g) + t(b_l - b)]$$

$$= \frac{1}{16} [10 \times (8.04 + 23.1) + 10 \times (124 - 16)] = 86.9625$$

$$S = \frac{1}{b} [t^2(b_l - b) + 2n(A_g h_0 + A'_g a')]$$

$$= \frac{1}{16} \times [10^2 \times (124 - 16) + 2 \times 10 \times (8.04 \times 108.3 + 23.1 \times 3.7)]$$

$$= 1870.2525$$

$$x = -r + \sqrt{r^2 + S} = 10.1597 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{1}{3} b_l x^3 - \frac{1}{3} (b_l - b)(x - t)^3 + n A'_g (x - a')^2 + n A_g (h_0 - x)^2$$

$$= \frac{1}{3} \times 124 \times 10.1597^3 - \frac{1}{3} \times (124 - 16) \times (10.1597 - 10)^3$$

$$+ 10 \times 23.1 \times (10.1597 - 3.7)^2 + 10 \times 8.04 \times (108.3 - 10.1597)^2$$

$$= 827358.4506 \text{cm}^4$$

截面边缘应力

$$\sigma_{\text{ha}} = \frac{M}{I_0} x = \frac{12527.94}{827358.4506} \times 10.1597 = 1.538 \text{MPa}$$

$$\begin{aligned}\sigma_g &= n \frac{M}{I_0} (h_0 - x) = 10 \times \frac{12527.94}{827358.4506} \times (108.3 - 10.1597) \\ &= 148.605 \text{MPa}\end{aligned}$$

$$\sigma'_g = n \frac{M}{I_0} (x - a') = 9.781 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{a}} = \frac{Q}{bh_0} = \frac{48.8895}{16 \times 108.3} = 0.282 \text{MPa}$$

3. 压弯验算

(1) 换算截面几何特性(图 6-28)

$$A_0 = A_h + (n - 1)(A_g + A'_g) = 2936 + 9 \times (8.04 + 23.1) = 3216.26 \text{cm}^2$$

$$\begin{aligned}S_0 &= S_h + (n - 1) \times [A_g a + A'_g (h - a')] \\ &= 106562.6666 + 9 \times [23.1 \times 3.7 + 8.04 \times (112 - 5.4)] \\ &= 115045.4726 \text{cm}^3\end{aligned}$$

$$y_{\text{下}} = \frac{S_0}{A_0} = 35.77 \text{cm}, y_{\text{上}} = 112 - y_{\text{下}} = 76.23 \text{cm}$$

$$\begin{aligned}I_0 &= \frac{1}{12} b h^3 + b h \left(\frac{h}{2} - y_{\text{下}} \right)^2 + \frac{1}{12} b_2 t^3 + b_2 t \left(y_{\text{下}} - \frac{t}{2} \right)^2 \\ &\quad + 2 \times \frac{1}{36} b_3 h_3^3 + b_3 h_3 \left(y_{\text{下}} - t - \frac{h_3}{3} \right)^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 16 \times 112^3 + 16 \times 112 \times \left(\frac{112}{2} - 35.77 \right)^2 \\ &\quad + \frac{1}{12} \times 108 \times 10^3 + 108 \times 10 \times \left(35.77 - \frac{10}{2} \right)^2 \\ &\quad + \frac{2}{36} \times 8^4 + 8^2 \times \left(35.77 - 10 - \frac{8}{3} \right)^2 \\ &= 3672543.312 \text{cm}^4\end{aligned}$$

截面核心半径

$$r_{\text{上}} = \frac{I_0}{A_0 y_{\text{下}}} = 31.9225 \text{cm}, r_{\text{下}} = \frac{I_0}{A_0 y_{\text{上}}} = 14.9792 \text{cm}$$

(2) 端肋悬挂第 4 截面应力验算

$$M = 270.6104 \text{kN} \cdot \text{m}, N = 174.9884 \text{kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = 154.6448 \text{cm} > r_{\text{上}}, \text{按大偏心矩形截面计算。}$$

a. 稳定验算

$$\frac{l_0}{h_w} = \frac{23.886}{1.12} = 21.3268$$

查桥规(JTJ 022—85)表 3.0.3-2 得 $\varphi = 0.5602$

$$m = \frac{R_g^b}{R_a^b} = 16.2$$

$$\sigma_a = \frac{N}{\varphi(A_h + mA'_g)} = \frac{174.9884}{0.5602 \times (2936 + 16.2 \times 8.04)} \\ = 1.019 \text{MPa}$$

经验算,在非弯曲平面内考虑稳定的截面应力还要小。

b. 强度验算(图 6-29)

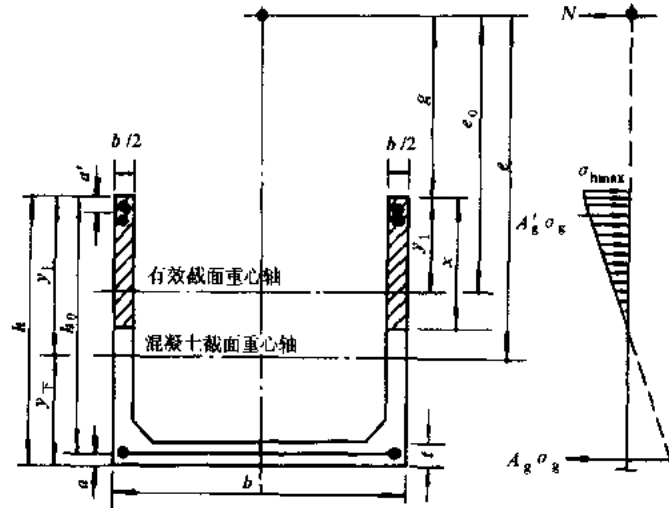


图 6-29 截面应力图式

$$A'_g = 8.04 \text{cm}^2, A_g = 23.1 \text{cm}^2, a' = 5.4 \text{cm}, a = 3.7 \text{cm}$$

$$h_0 = h - a' = 108.3 \text{cm}$$

$$g = e - y_{\text{上}} = 78.9448 \text{cm}$$

$$A = b = 16$$

$$B = 3bg = 3 \times 16 \times 78.9448 = 3789.3504$$

$$C = 6n[A'_g(g + a') + A_g(g + h_0)] \\ = 6 \times 10 \times [8.04 \times (78.9448 + 5.4) + 23.1 \times (78.9448 + 108.3)] \\ = 300209.2243$$

$$D = -6n[A'_ga'(g + a') + A_g h_0(g + h_0)] \\ = -60 \times [8.04 \times 5.4 \times (78.9448 + 5.4) + 23.1 \times 108.3 \times (78.9448 + 108.3)] \\ = -28325870.83$$

$$Ax^3 + Bx^2 + Cx + D = 0$$

$$x^3 + 236.8344x^2 + 18763.07651x - 1770366.926 = 0$$

经试算得

$$x = 52.2650 \text{cm}$$

$$A_0 = bx + n(A'_g + A_g) = 16 \times 52.265 + 10 \times (8.04 + 23.1) \\ = 1147.6400 \text{cm}^2$$

$$y_1 = \left\{ \frac{1}{2}bx^2 + n[A'_ga' + A_g h_0] \right\} \div A_0$$

$$= \left[\frac{1}{2} \times 16 \times 52.265^2 + 10 \times (8.04 \times 5.4 + 23.1 \times 108.3) \right] \div 1147.64$$

$$= 41.2189\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{1}{3} b[y_1^3 + (x - y_1)^3] + n[A'_g(y_1 - a')^2 + A_g(h_0 - y_1)^2]$$

$$= \frac{1}{3} \times 16 \times [41.2189^3 + (52.265 - 41.2189)^3] \\ + 10 \times [8.04 \times (41.2189 - 5.4)^2 + 23.1 \times (108.3 - 41.2189)^2] \\ = 1523309.557\text{cm}^4$$

$$e_0 = y_1 + g = 78.9448 + 40.76896 = 120.1637\text{cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{120.1637}{112} = 1.0729 > 1$$

$$\alpha_e = 0.25$$

截面含筋率

$$\frac{A_g + A'_g}{A_b} = \frac{23.1 + 8.04}{2932} = 0.01062 = 1.0621\% < 3\%$$

取附加组合的安全系数 $K \approx 1.6$, 则纵向弯曲系数

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{KNl_0^2}{10\alpha_e E_b I_b}} = \frac{1}{1 - \frac{1.6 \times 174.9884 \times 24.0475^2}{10 \times 0.25 \times 3671733.5 \times 3 \times 10^3}} = 1$$

截面应力

$$\sigma_{h\max} = \frac{N}{A_0} + \eta \frac{Ne_0}{I_0} y_1 = \frac{174.9884}{1147.64} \\ + 1 \times \frac{174.9884 \times 120.1637}{1523309.557} \times 41.2189 = 7.195\text{MPa}$$

$$\sigma_g = n \cdot \frac{\sigma_{h\max}}{x} (h_0 - x) = 77.12\text{MPa}$$

$$\sigma'_g = n \cdot \frac{\sigma_{h\max}}{x} (x - a') = 66.84\text{MPa}$$

(3) 端段箱肋悬挂承受 40% 中段肋时扣点截面应力验算(图 6-30)

$$A'_g = 23.1\text{cm}^2, A_g = 8.04\text{cm}^2, a' = 3.7\text{cm}, a = 5.4\text{cm}$$

$$h_0 = 112 - 5.4 = 106.6\text{cm}$$

$$M = -57.8768\text{kN} \cdot \text{m}, N = 11.7661\text{kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = -491.8945\text{cm}$$

$$g = e - y_{\text{下}} = 491.8945 - 36.3 = 455.5945\text{cm}$$

由所有内力对外力 N 的力矩平衡求截面中性轴位置

$$x^3 + 3gx^2 + \left\{ \frac{bn}{b} [A'_g(g + a') + A_g(g + h_0)] + \frac{bt}{b} (b_1 - b) \left(g + \frac{t}{2} \right) \right\} x \\ - \left\{ \frac{bn}{b} [A'_g(g + a')a' + A_g(g + h_0)h_0] + \frac{6t^2}{b} (b_1 - b) \left(g + \frac{t}{2} \right) \right\} = 0$$

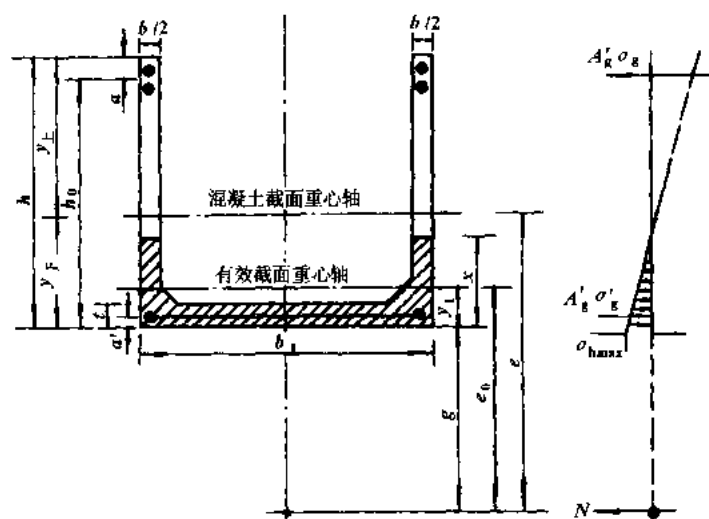


图 6-30 扣点截面应力图式

$$B = 3g = 3 \times 455.5945 = 1366.7835$$

$$\begin{aligned} C &= \frac{bn}{b} [A'_g(g + a') + A_g(g + h_0)] + \frac{6t}{b}(b_1 - b_1)\left(g + \frac{t}{2}\right) \\ &= \frac{6 \times 10}{16} \times [23.1 \times (455.5945 + 3.7) + 8.04 \times (455.5945 + 106.6)] \\ &\quad + \frac{6 \times 10}{16} \times (124 - 16) \times \left(455.5945 + \frac{10}{2}\right) \\ &= \frac{60}{16}(10609.7030 + 4520.0438) + 186540.7725 = 243277.323 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D &= - \left\{ \frac{6n}{b} [A'_g(g + a')a' + A_g(g + h_0)h_0] + \frac{6t^2}{b}(b_1 - b) \times \left(g + \frac{t}{2}\right) \right\} \\ &= - \left\{ \frac{6 \times 10}{16} \times (10609.7030 \times 3.7 + 4520.0438 \times 106.6) + 10 \times 186540.7725 \right\} \\ &= -3819504.853 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x^3 + Bx^2 + Cx + D &= x^3 + 1366.7835x^2 + 243277.232x - 3819504.862 \\ &= 0 \end{aligned}$$

由试算得

$$x = 14.5055\text{cm}$$

$$\begin{aligned} A_0 &= bx + (b_1 - b)t + n(A'_g + A_g) \\ &= 16 \times 14.5055 + (124 - 16) \times 10 + 10 \times (8.04 + 23.1) \\ &= 1623.488\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_1 &= \left[\frac{1}{2}bx^2 + (b_1 - b)\frac{t^2}{2} + n(A'_ga' + A_g h_0) \right] \div A \\ &= \left[\frac{1}{2} \times 16 \times 14.5055^2 + (124 - 16) \times \frac{10^2}{2} + 10 \times (23.1 \times 3.7 + 8.04 \times 106.6) \right] \div 1623.488 \\ &= 10.1686\text{cm} \end{aligned}$$

$$I_0 = \frac{1}{3}b[y_1^3 + (x - y_1)^3] + \frac{1}{12}(b_1 - b)t^3 + (b_1 - b)t\left(y_1 - \frac{t}{2}\right)^2$$

$$\begin{aligned}
& + n[A'_g(y_1 - a')^2 + A_g(h_0 - y_1)^2] \\
& = \frac{1}{3} \times 16 \times [10.1686^3 + (14.5055 - 10.1686)^3] + \frac{1}{12} \\
& \quad \times (124 - 16) \times 10^3 + (124 - 16) \times 10 \times \left(10.1686 - \frac{10}{2}\right)^2 \\
& \quad + 10 \times [23.1 \times (10.1686 - 3.7)^2 + 8.04 \times (106.6 - 10.1686)^2] \\
& = 801200.7768 \text{ cm}^4 \\
e_0 & = g + y_1 = 455.5945 + 10.1686 = 465.7631 \text{ cm} \\
\frac{e_0}{h} & = 4.1586 > 1
\end{aligned}$$

取 $\alpha_e = 0.25$ $K = 1.6$, 截面含筋率为 $1.0621\% < 3\%$, 则纵向弯曲系数

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{KNe_0^2}{10\alpha_e I_h E_h}} = \frac{1}{1 - \frac{1.6 \times 11.7661 \times 24.0475^2}{10 \times 0.25 \times 3671733.5 \times 3000}} = 1$$

截面应力

$$\begin{aligned}
\sigma_{h \cdot \max} & = \frac{N}{A_0} + \eta \frac{Ne_0}{I_0} y_1 = \frac{11.7661}{1623.488} + 1 \times \frac{11.7661 \times 465.7631}{801200.7768} \times 10.1686 \\
& = 0.7680 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\sigma_g = n \frac{\sigma_{h \cdot \max}}{x} (h_0 - x) = 48.760 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_g = n \frac{\sigma_{h \cdot \max}}{x} (x - a') = 5.721 \text{ MPa}$$

强度验算表明,箱肋在吊装过程中的应力均未超过容许值。

(四) 裸肋强度与稳定性验算

预制拱箱吊装合拢成拱后,拱脚还未浇注混凝土,其受力处于铰接状态,应按双铰拱验算裸肋的强度和稳定性。

1. 强度验算

(1) 二铰拱拱脚反力

a. 拱脚水平推力

$$H = [\text{表(IV)-11 值}]^{\text{①}} \times \frac{A\gamma l^2}{4(1+\mu)f}$$

式中

$$\begin{aligned}
\mu & = [\text{表(IV)-9 值}] \times \frac{I}{Af^2} = 1.66543 \times \frac{0.036717335}{0.2936 \times 10.0611^2} \\
& = 0.00205644
\end{aligned}$$

$$\frac{1}{4} A\gamma l^2 = \frac{1}{4} \times 0.2936 \times 25 \times 70.4031^2 = 9095.3546$$

所以

$$H = 0.5021 \times 9095.3546 \times \frac{1}{1.00205644 \times 10.0611} = 452.9729 \text{ kN}$$

① 指《拱桥》(上册)表(IV)-11 查得的数值。

b. 拱脚竖向反力

$$\begin{aligned} V_g &= \sum_9^{12} P_i = [\text{表(III)} - 19 \text{ 值}] A\gamma l = 0.52764 \times 0.2936 \times 25 \times 70.4031 \\ &= 272.6626 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2) 各截面内力

拱顶截面

$$\begin{aligned} M_{12} &= [\text{表(III)} - 19 \text{ 值}] \times \frac{A\gamma l^2}{4} - Hf \\ &= 0.51236 \times 9095.3546 - 452.9729 \times 10.0611 \\ &= 102.6902 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_{12} &= H = 452.9729 \text{ kN} \\ e_0 &= \frac{M}{N} = 0.2267 \text{ m} \end{aligned}$$

接头处 ($\xi = 0.37$)

$$\begin{aligned} M_c &= M_{12} + Hy_c - (\xi_c \times s_{1c} - s_2) \frac{A\gamma l^2}{4} \\ &= 102.6902 + 452.9729 \times 1.1886 - (0.37 \times 0.371972 - 0.069095) \times 9095.3546 \\ &= 17.7469 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_c &= H \cos \varphi_c + \frac{1}{2} s_{1c} A\gamma l \sin \varphi_c \\ &= 452.9729 \times 0.98299 + \frac{1}{2} \times 0.371972 \times 516.7588 \times 0.18366 \\ &= 462.9194 \text{ kN} \\ e_0 &= \frac{M}{N} = 0.0383 \text{ m} \end{aligned}$$

$\frac{l}{4}$ 截面

$$\begin{aligned} M_6 &= M_{12} + Hy_6 - [\text{表(III)} - 19 \text{ 值}] \times \frac{A\gamma l^2}{4} \\ &= 102.6902 + 452.9729 \times 2.2134 - 0.12564 \times 9095.3546 \\ &= -37.4399 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_6 &= H \cos \varphi_6 + [\text{表(III)} - 19 \text{ 值}] A\gamma l \sin \varphi_6 \\ &= 452.9729 \times 0.96728 + 0.25265 \times 516.7588 \times 0.25370 \\ &= 471.2745 \text{ kN} \\ e_0 &= \frac{M}{N} = -0.0794 \text{ m} \end{aligned}$$

拱脚截面

$$\begin{aligned} M_j &= M_{12} + Hf - [\text{表(III)} - 19 \text{ 值}] \frac{A\gamma l^2}{4} \\ &= 102.6902 + 452.9729 \times 10.0611 - 0.51236 \times 9095.3546 \\ &= 0 \\ N_j &= H \cos \varphi_j + [\text{表(III)} - 19 \text{ 值}] A\gamma l \sin \varphi_j \\ &= 452.9729 \times 0.83169 + 0.52764 \times 516.7588 \times 0.55525 \\ &= 528.1289 \text{ kN} \end{aligned}$$

(3) 截面应力

拱顶截面

$$\sigma_{\text{上}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{上}}} = \frac{452.9729}{0.2936} + \frac{102.6902}{0.0485} = 3660.1469 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{下}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{下}}} = \frac{452.9729}{0.2936} - \frac{102.6902}{0.1012} = 528.0979 \text{ kPa}$$

接头处

$$\sigma_{\text{上}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{上}}} = \frac{462.9194}{0.2936} + \frac{17.7469}{0.0485} = 1942.6164 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{下}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{下}}} = \frac{462.9194}{0.2936} - \frac{17.7469}{0.1012} = 1401.3363 \text{ kPa}$$

$\frac{l}{4}$ 截面

$$\sigma_{\text{上}} = \frac{471.2745}{0.2936} + \frac{-37.4399}{0.0485} = 883.2017 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{下}} = \frac{471.2745}{0.2936} - \frac{-37.4399}{0.1012} = 1975.1179 \text{ kPa}$$

拱脚截面

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{528.1289}{0.2936} = 1798.8042 \text{ kPa}$$

计算表明,各截面应力均小于容许值。

2. 稳定验算

(1) 纵向稳定验算

$$N_j \leq 0.8 \varphi \alpha A R_a^b \quad \text{即} \quad N \leq \frac{0.8}{1.2} \alpha A R_a^b$$

$$l_0 = 0.54 \times \frac{1}{\gamma_1} l = 0.54 \times 1.05528 \times 70.4031 = 40.1193$$

$$\beta = \frac{l_0}{h_a} = \frac{40.1193}{1.12} = 35.8208$$

$$\alpha \beta (\beta - 3) = 0.002 \times 35.8208 \times (35.8208 - 3) = 2.3513$$

稳定性验算见表 6-35。

箱肋拱的纵向稳定性计算

表 6-35

项 目 \ 截 面	拱 顶	接 头	$\frac{l}{4}$ 截面	拱 脚
N	452.9729	462.9194	471.2745	528.1289
M	102.6902	17.7469	-37.4399	0
e_0	0.2267	0.0383	-0.0794	0
y	0.757	0.757	0.363	
$\left(\frac{e_0}{r_w}\right)^2$	0.4110	0.0117	0.0504	0
$a = \frac{1 - (e_0/\gamma)^3}{1 + (e_0/r_w)^2}$	0.7087	0.9884	0.9520	1
$\varphi = \frac{1}{1 + \alpha \beta (\beta - 3) [1 + 1.33(e_0/r_w)^2]}$	0.2157	0.2952	0.2850	0.2984
$\frac{2}{3} \varphi \alpha A R_a^b$	628.3428	1199.3148	1115.2338	1226.5433

计算表明纵向稳定没有问题。

(2) 横向稳定性验算

本桥拟采用单箱合拢, 横向稳定性按下式计算:

$$\frac{N_L}{N} \geq 4 \sim 5$$

式中: N ——箱肋的计算平均轴向力;

N_L ——箱肋丧失横向稳定时的临界轴向力, 常近似地用竖向均布荷载作用下等截面抛物线双铰拱的临界平均轴向力。

$$N_L = \frac{H_L}{\cos \varphi_m}$$

其中

$$H_L = K_2 \frac{EI_y}{8fl}$$

式中 K_2 是与 λ 有关的系数。

$$\lambda = \frac{EI_y}{GI_n} = \frac{0.072564799}{0.425 \times 0.00076149333} = 224.2184$$

根据 λ 和 $\frac{f}{l}$ 查《拱桥》(上册)表 9-7 得 $K_2 = 33.14885$

于是

$$\begin{aligned} \frac{N_L}{N} &= \frac{EI_y K_2}{8flH} = \frac{3 \times 10^7 \times 0.072564799 \times 33.14885}{8 \times 10.0611 \times 70.4031 \times 452.9729} \\ &= 28.1136 > 4 \sim 5 \end{aligned}$$

横向稳定性的安全系数很大。

二、箱形肋拱施工加载程序设计

预制拱箱吊装合拢成拱后, 需在其上加盖拱箱顶板、浇注箱间混凝土和修建拱上建筑等后续工作。为了使较为单薄的裸肋的拱轴线与各加载阶段的恒载压力线偏离不致于太大, 既要保证工程质量和施工安全, 又要尽量减少施工工序, 使操作简便, 因此, 必须进行施工加载程序的设计和计算。

(一) 初拟加载程序

根据施工加载的一般原则, 参照已有的经验, 初步拟定以下几个加载阶段。

1. 安砌箱肋盖板;
2. 浇注箱间填缝混凝土;
3. 安装腹拱墩;
4. 安砌腹拱圈与拱腔填料;
5. 腹拱填平;
6. 完成桥面系。

本例为三孔连拱, 边孔坡度不大, 均可作平拱考虑。但是在施工中, 本孔加载要考虑对邻孔的影响。

(二) 绘制验算截面的内力影响线

根据实践经验和理论分析表明, 对于大跨径的拱桥, 在拱脚未封固之前, 在拱脚附近适当长度进行第一阶段加载, 这样能降低裸拱圈拱顶截面的正弯矩和拱脚截面的负弯矩。为此, 需

分别进行二铰拱和无铰拱的加载计算。本例为节省篇幅,只演算无铰拱的加载,二铰拱的加载计算步骤与此相同。下面绘制无铰拱(0、6、12)截面的内力(M 、 N)影响线。

1. 计算资料

$$l = 70.4031\text{m}, f = 10.0611\text{m}, \frac{f}{l} = \frac{1}{7}, m = 2.24$$

$$y_s = 0.327311f = 3.2931\text{m}$$

$$r_w^2 = \frac{I_s}{A} = \frac{0.036717335}{0.2936} = 0.12506\text{m}^2$$

$$\frac{r_w^2}{f^2} = \frac{0.12506}{10.0611^2} = 0.00123545$$

$$\mu_1 = 11.3260 \times 0.00123545 = 0.0139927$$

$$\mu = 10.1984 \times 0.00123545 = 0.0125996$$

$$\frac{\mu_1}{1 + \mu} = 0.01382$$

$$y_j = -6.7680, y_6 = 1.0797, y_{12} = y_s$$

$$\cos\varphi_j = 0.83169, \cos\varphi_6 = 0.96728, \cos\varphi_d = 1$$

$$\sin\varphi_j = 0.55525, \sin\varphi_6 = 0.25370, \sin\varphi_d = 0$$

2. 算式

推力影响线

$$\begin{aligned} H &= [\text{表(III)} - 12(6) \text{ 值}] \left(1 - \frac{\mu_1}{1 + \mu} \right) \frac{l}{f} \\ &= (1 - 0.01382) \times \frac{70.4031}{10.0611} \times [\text{表(III)} - 12(6) \text{ 值}] \\ &= 6.9009 \times [\text{表(III)} - 12(6) \text{ 值}] \end{aligned}$$

剪力影响线

$$Q_0 = [\text{表(III)} - 7(6) \text{ 值}], Q_i^{\pm} = Q_0 - 1, Q_i^{\mp} = Q_0$$

轴力影响线

$$N = H\cos\varphi + Q\sin\varphi$$

弯矩影响线

$$M = [\text{表(III)} - 13 \text{ 值}]l + \frac{\mu}{1 + \mu} \times \frac{l}{f} y [\text{表(III)} - 12(6) \text{ 值}]$$

3. 影响线表

弯矩和轴力的影响线竖坐标见表 6-36;截面之间的弯矩影响线面积如表 6-37;截面之间的轴力影响线面积见表 6-38。

(三)各加载阶段的内力计算

1. 拱肋自重

(1)弹性中心赘余力

$$H_s = [\text{表(III)-16 值}] \times \frac{A\gamma_s l^2}{4(1+\mu)f} = \frac{0.52109 \times 9095.3546}{4 \times 1.0125996 \times 10.0611} \\ = 465.2101\text{kN}$$

箱肋内力(M、N)影响线计算表

表 6-36

		0	1	2	3	4	5	6	7
H	表(III)-12(6)值	0	0.00675	0.02414	0.04853	0.07693	0.10689	0.13644	0.16394
	$6.9009 \times$ [表(III)-12(6)值]	0	0.0466	0.1666	0.3349	0.5309	0.7376	0.9416	1.1313
ΔM	[表(III)-12(6)值]	0	0	-0.0044	-0.0158	-0.0318	-0.0504	-0.0700	-0.0893
	$\times \begin{cases} -0.6545 \\ 0.0975 \\ 0.3184 \end{cases}$	6	0	0.0007	0.0024	0.0047	0.0075	0.0104	0.0133
		12	0	0.0022	0.0077	0.0155	0.0245	0.0340	0.0434
M'	表(III)-13 值	0	0	-0.03343	-0.05280	-0.06121	-0.06127	-0.05516	-0.04473
		6	0	0.00161	0.00649	0.01466	0.02612	0.04085	0.05880
		12	0	-0.00123	-0.00405	-0.00730	-0.01008	-0.01161	-0.01127
	[表(III)-13 值]i	0	0	-2.3536	-3.7173	-4.3094	-4.3136	-3.8834	-3.1491
		6	0	0.1134	0.4569	1.0321	1.8389	2.8760	4.1397
		12	0	-0.0866	-0.2851	-0.5139	-0.7097	-0.8174	-0.7934
$M = M' + \Delta M$		0	0	-2.3580	-3.7331	-4.3412	-4.3640	-3.9534	-3.2384
		6	0	0.1141	0.4593	1.0368	1.8464	2.8864	4.1530
		12	0	-0.0844	-0.2774	-0.4984	-0.6852	-0.7834	-0.7500
$M_{\text{左}} + M_{\text{右}}$		0	0	-2.1653	-3.0688	-3.0586	-2.4220	-1.3903	-0.1553
		6	0	0.0366	0.1836	0.4846	0.9788	1.6978	2.6660
		12	0	-0.1688	-0.5548	-0.9968	-1.3704	-1.5668	-1.5000
Q	表(III)-7(6)值	0	1.00000	0.99456	0.97912	0.95487	0.92291	0.88423	0.83979
	$Q_{\text{左}}^{\text{左}} = Q_0 - 1,$ $Q_{\text{右}}^{\text{右}} = Q_0$	6	0	-0.0054	-0.0209	-0.0451	-0.0771	-0.1158	-0.1602
$Q \sin \varphi$		0	0.55525	0.55223	0.54366	0.53019	0.51245	0.49097	0.46629
		6	0	-0.0014	-0.0053	-0.0114	-0.0196	-0.0294	$\frac{-0.0406}{0.2131}$
$H \cos \varphi$		0	0	0.0388	0.1386	0.2785	0.4415	0.6135	0.7831
		6	0	0.0451	0.1612	0.3239	0.5135	0.7135	0.9108
$N = H \cos \varphi + Q \sin \varphi$		0	0.55525	0.5910	0.6823	0.8087	0.9540	1.1045	1.2494
		6	0	0.0437	0.1559	0.3125	0.4939	0.6841	$\frac{0.8702}{1.1234}$
$N_{\text{左}} + N_{\text{右}}$		0	0.55525	0.6328	0.8325	0.1123	1.4383	1.7823	2.1215
		6	0	0.0902	0.3224	0.6479	1.0270	1.427	$\frac{1.8217}{2.0754}$
		12	0	0.0932	0.3332	0.6698	1.0018	1.4752	1.8832

续上表

		8	9	10	11	12	11'	10'	9'
H	表(III) - 12(6)值	0.18810	0.20791	0.22259	0.23160	0.23464	0.23160	0.22259	0.20791
	$6.9009 \times$ [表(III) - 12(6)值]	1.2981	1.4348	1.5361	1.5983	1.6192	1.5983	1.5361	1.4348
ΔM	[表(III) - 12(6)值]	0	-0.1231	-0.1361	-0.1457	-0.1516	-0.1536	-0.1516	-0.1457
	$\times \begin{cases} -0.6545 \\ 0.0975 \\ 0.3184 \end{cases}$	6	0.0183	0.0203	0.0217	0.0226	0.0229	0.0226	0.0217
		12	0.0599	0.0662	0.0709	0.0737	0.0747	0.0737	0.0709
M'	表(III) - 13 值	0	-0.01689	-0.00192	0.01245	0.02545	0.03646	0.04503	0.05084
		6	0.02067	0.00607	-0.00574	-0.01489	-0.02156	-0.02593	-0.02863
		12	-0.00309	0.00548	0.01739	0.03280	0.05182	0.03280	0.01739
	[表(III) - 13 值] l	0	-1.1891	-0.1352	0.8765	1.7918	2.5669	3.1703	3.5793
		6	1.4552	0.4273	-0.4041	-1.0483	-1.5179	-1.8256	-1.9861
		12	-0.2175	0.3858	1.2243	2.3092	3.6483	2.3092	1.2243
$M = M' + \Delta M$		0	-1.3122	-0.2713	0.7308	1.6402	2.4133	3.0187	3.4336
		6	1.4735	0.4476	-0.3824	-1.0257	-1.4950	-1.8030	-1.9644
		12	-0.1576	0.4520	1.2952	2.3829	3.7230	2.3829	1.2952
$M_{左} + M_{右}$		0	2.3369	3.3733	4.1644	4.6889	2.4133		
		6	-0.4394	-1.5477	-2.3468	-2.8287	-1.4950		
		12	-0.3152	0.9040	2.5904	4.7658	3.7230		
Q	表(III) - 7(6)值	0	0.73714	0.68062	0.62172	0.56126	0.50000	0.43374	0.37828
	$Q_0^A = Q_0 - 1,$ $Q_0^B = Q_0$	6	0.73714	0.68062	0.62172	0.56126	0.50000	0.43874	0.37828
$Q \sin \varphi$		0	0.40930	0.37791	0.34521	0.31164	0.27763	0.24361	0.21004
		6	0.1870	0.1727	0.1577	0.1424	0.12685	0.1113	0.0960
$H \cos \varphi$		0	1.0796	1.1933	1.2776	1.3293	1.3467	1.3293	1.2776
		6	1.2556	1.3879	1.4858	1.5460	1.5662	1.5460	1.4858
$N = H \cos \varphi + Q \sin \varphi$		0	1.4889	1.5712	1.6228	1.6409	1.6243	1.5729	1.4876
		6	1.4426	1.5606	1.6435	1.6884	1.6931	1.6573	1.5818
$N_{左} + N_{右}$		0	2.7145	2.9418	3.1104	3.2138	1.6243		
		6	2.7649	3.0295	3.2253	3.3457	1.6931		
		12	2.5962	2.8696	3.0722	3.1966	1.6192		

续上表

		8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0	
H	表(Ⅲ)-12(6)值	0.18810	0.16394	0.13644	0.10689	0.07693	0.04853	0.02414	0.00675	0	
	6.9009 × 表[(Ⅲ)-12(6)值]	1.2981	1.1313	0.9416	0.7376	0.5309	0.3349	0.1666	0.0466	0	
Δ M	〔表(Ⅲ)-12(6)值〕 × $\begin{cases} -0.6545 \\ 0.0975 \\ 0.3184 \end{cases}$	0	-0.1231	-0.1073	-0.0893	0.0700	-0.0504	-0.0318	-0.0158	-0.0044	0
		6	0.0183	0.0160	0.0133	0.0104	0.0075	0.0047	0.0024	0.0007	0
		12	0.0599	0.0522	0.0434	0.0340	0.0245	0.0155	0.0077	0.0022	0
M	表(Ⅲ)-13 值	0	0.05358	0.05061	0.04506	0.03740	0.02830	0.01867	0.00966	0.00280	0
		6	-0.02743	-0.02489	-0.02131	-0.01703	-0.01243	-0.00791	-0.00395	-0.00111	0
		12	-0.00309	-0.00857	-0.01127	-0.01161	-0.01008	-0.00730	-0.00405	-0.00123	0
	〔表(Ⅲ)-13 值〕l	0	3.7722	3.5631	3.1724	2.6331	1.9924	1.3144	0.6801	0.1971	0
		6	-1.9312	-1.7523	-1.5003	-1.1990	-0.8751	-0.5569	-0.2781	-0.0782	0
		12	-0.2175	-0.6034	-0.7934	-0.8174	-0.7097	-0.5139	-0.2851	-0.0866	0
M = M' + ΔM	0	3.6491	3.4558	3.0831	2.5631	1.9420	1.2826	0.6643	0.1927	0	
	6	-1.9129	-1.7363	-1.4870	-1.1886	-0.8676	-0.5522	-0.2757	-0.0775	0	
	12	-0.1576	-0.5512	-0.7500	-0.7834	-0.6852	-0.4984	-0.2774	-0.0844	0	
M _左 + M _右	0										
	6										
	12										
Q	表(Ⅲ)-7(6)值	0	0.26286	0.20953	0.16021	0.11577	0.07709	0.04513	0.02088	0.00544	0
	$Q_6^{\pm} = Q_0 - 1,$ $Q_6^{\mp} = Q_0$	6	0.26286	0.20953	0.16021	0.11577	0.07709	0.04513	0.02088	0.00544	0
Q sin φ	0	0.14595	0.11634	0.08896	0.06428	0.04280	0.02506	0.01159	0.00302	0	
	6	0.0667	0.0532	0.0407	0.0294	0.0196	0.0115	0.0053	0.0014	0	
H cos φ	0	1.0796	0.9409	0.7831	0.6135	0.4415	0.2785	0.1386	0.0388	0	
	6	1.2556	1.0943	0.9108	0.7135	0.5135	0.3239	0.1612	0.0451	0	
N = H cos φ + Q sin φ	0	1.2256	1.0572	0.8721	0.6778	0.4843	0.3036	0.1502	0.0418	0	
	6	1.3223	1.1475	0.9515	0.7429	0.53331	0.3354	0.1665	0.0465	0	
N _左 + N _右	0										
	6										
	12										

弯矩 M 影响线面积表

表 6-37

截面	0			6			12		
	η_M	$\Sigma\eta = \eta_i + \eta_{i+1}$	$\Delta\omega = \frac{l\eta}{2} \Delta l$	η	$\Sigma\eta$	$\Delta\omega$	η	$\Sigma\eta$	$\Delta\omega$
0	0	-2.1653	-3.1759	0	0.0366	0.0537	0	-0.1688	-0.2476
1	-2.1653	-5.2341	-7.6770	0.0366	0.2202	0.3230	-0.1688	-0.7236	-1.0613
2	-3.0688	-6.1274	-8.9873	0.1836	0.6682	0.9801	-0.5548	-1.5516	-2.2758
3	-3.0586	-5.4806	-8.0386	0.4846	1.4634	2.1464	-0.9968	-2.3672	-3.4721
4	-2.4220	-3.8123	-5.5916	0.9788	2.6766	3.9259	-1.3704	-2.9372	-4.3081
5	-1.3903	-1.5456	-2.2670	1.6978	4.3638	6.4005	-1.5668	-3.0668	-4.4982
6	-0.1553	0.9734	1.4277	2.6660	3.6358	5.3327	-1.5000	-2.6024	-3.8170
7	1.1287	3.4656	5.0831	0.9698	0.5304	0.7780	-1.1024	-1.4176	-2.0792
8	2.3369	5.7102	8.3753	-0.4394	-1.9871	-2.9145	-0.3152	0.5888	-0.8636
9	3.3733	7.5377	11.0558	-1.5477	-3.8945	-5.7122	-0.9040	3.4944	5.1254
10	4.1644	8.8233	12.9414	-2.3468	-5.1755	-7.5911	2.5904	7.3562	10.7896
11	4.6589	7.0722	10.3730	-2.8287	-4.3237	-6.3417	4.7658	8.4888	12.4508
12	2.4133			-1.4950			3.7230		

注: $\frac{\Delta l}{2} = 1.46673125$

轴力 N 影响线面积表

表 6-38

截面	0			6			12		
	η_N	$\Sigma\eta = \eta_i + \eta_{i+1}$	$\Delta\omega = \frac{\Delta l}{2} \Sigma\eta$	η	$\Sigma\eta$	$\Delta\omega$	η	$\Sigma\eta$	$\Delta\omega$
0	0.55525	1.1881	1.7426	0	0.0902	0.1323	0	0.0932	0.1367
1	0.6328	1.4653	2.1492	0.0902	0.4126	0.6052	0.0932	0.4264	0.6254
2	0.8325	1.9448	2.8525	0.3224	0.9703	1.4232	0.3332	1.0030	1.4711
3	1.1123	2.5506	3.7410	0.6479	1.6749	2.4566	0.6698	1.7316	2.5398
4	1.4883	3.2206	4.7238	1.0270	2.4540	3.5994	1.0618	2.5370	3.7211
5	1.7823	3.9038	5.7258	1.4270	3.2487	4.7650	1.4752	3.3584	4.9259
6	2.1215	4.5585	6.6861	1.8217	4.5177	6.6263	1.8832	4.1458	6.0808
7	2.4370	5.1515	7.5559	2.0754	5.2072	7.6376	2.2626	4.8588	7.1266
8	2.7145	5.6563	8.2963	2.4423	5.7944	8.4988	2.5962	5.4658	8.0169
9	2.9418	6.0522	8.8770	2.7649	6.2548	9.1741	2.8696	5.9418	8.7150
10	3.1104	6.3242	9.2759	3.0295	6.5710	9.6379	3.0722	6.2688	9.1947
11	3.2138	4.8381	7.0962	3.2253	5.0388	7.3906	3.1966	4.8158	7.0635
12	1.6243			3.3457			1.6192		

$$M_s = [\text{表(III) - 15 值}] \frac{A\gamma_s l^2}{4} = 0.17708 \times 9095.3546 = 1610.6054 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 截面内力

拱顶截面

$$M_{12} = M_s - H_s y_s = 1610.6054 - 465.2101 \times 3.2931 = 78.6220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{12} = H_s = 465.2101 \text{ kN}$$

$\frac{l}{4}$ 截面

$$\begin{aligned} M_6 &= M_s - H_s(y_s - y_1) - [\text{表(III)—19 值}] \frac{A\gamma l^2}{4} \\ &= 1610.6054 - 465.2101 \times 1.0797 - 0.1254 \times 9095.3546 \\ &= -32.2364 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_6 &= H_s \cos \varphi_6 + [\text{表(III) - 19 值}] A\gamma l \sin \varphi_6 \\ &= 465.2101 \times 0.96728 + 0.25265 \times 516.7588 \times 0.25370 \\ &= 483.1113 \text{ kN} \end{aligned}$$

拱脚截面

$$\begin{aligned} M_j &= M_s - H_s(y_s - y_1) - [\text{表(III) - 19 值}] \frac{A\gamma l^2}{4} \\ &= 1610.6054 + 465.2101 \times 6.7680 - 0.51236 \times 9095.3546 \\ &= 99.0515 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_j &= H_s \cos \varphi_j + [\text{表(III) - 19 值}] A\gamma l \sin \varphi_j \\ &= 465.2101 \times 0.83169 + 0.52764 \times 516.7588 \times 0.55525 \\ &= 538.3065 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. 加载箱肋盖板内力

微弯盖板重量计算

箱肋外弧长

$$S' = 2 \times 0.52764 \times (70 + 2 \times 1.12 \times 0.55525) = 75.107 \text{ m}$$

取微弯板长

$$l' = 2.56 \times \frac{S'}{S_0} - 0.04 = 2.55 \text{ m}$$

其重量近似为:

$$P = [0.18 \times (1.08 - 0.18) - 0.057852] \times 25 \times 2.55 = 6.6394 \text{ kN}$$

接头段盖段重

$$P = 2.6037 \times \left(0.6 \times \frac{S'}{S_0} - 0.04 \right) = 1.4752 \text{ kN}$$

拱脚段盖板重

$$P = 2.6037 \times \left(0.7 \times \frac{S'}{S_0} - 0.02 \right) = 1.7904 \text{ kN}$$

加载盖板的内力见表 6-39, 盖板重心位置及相应影响线竖坐标计算见表 6-41。

3. 浇注箱间填缝混凝土的内力

假设箱间填缝混凝土的重力仍由槽形箱肋承受, 忽略盖板的作用。

箱间填缝混凝土的重力

$$q = [0.16 \times 1.12 + (0.32 + 0.18) \times 0.18] \times 25 = 6.7300 \text{ kN/m}$$

加载箱间填缝混凝土的内力见表 6-40。代换计算槽形箱肋截面内力影响线中的箱肋几何特征, 就得到主拱圈的截面内力影响线如表 6-42 所示。

加载盖板

加载 区间	盖板重	0									
		η_M	M	ΣM	η_N	N	ΣN	$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma N}$	η_M	M	ΣM
拱肋原有内力			99.0515	99.0515		538.3065	538.3065	0.1840		-32.2364	-32.2364
拱脚盖板	1.7904	-0.2194	-0.3928	98.6587	0.5631	1.0082	539.3147	1.1829	0.0037	0.0066	-32.2298
0~1	6.6394	-1.2415	-8.2428	90.4159	0.5997	3.9817	543.2964	0.1664	0.0210	0.1394	-32.0904
1~2	6.6394	-2.4595	-16.3296	74.0863	0.6978	4.6330	547.9294	0.1352	0.0845	0.5610	-31.5294
2~3	6.6394	-3.0678	-20.3684	53.7179	0.8597	5.7079	553.6373	0.0970	0.2128	1.4129	-30.1165
3~4	6.6394	-3.0598	-20.3152	33.4027	1.0805	7.1739	560.8112	0.0596	0.4503	2.9897	-27.1268
4~5	6.6394	-2.6185	-17.3853	16.0174	1.3377	8.8815	569.6927	0.0281	0.8263	5.4861	-21.6407
5~6	6.6394	-1.8959	-12.5876	3.4298	1.6137	10.7140	580.4067	0.0059	1.3455	8.9333	-12.7074
6~7	6.6394	-0.9692	-6.4349	-3.0051	1.8980	12.6016	593.0083	-0.0051	2.0280	13.4647	0.7573
7~8	6.6394	0.0786	0.5219	-2.4832	2.1790	14.4673	607.4756	-0.0041	2.3570	15.6491	16.4064
8~9	6.6394	1.1672	7.7495	-5.2663	2.4459	16.2393	623.7149	0.0084	0.9249	6.1408	22.5472
接头盖板	1.4752	1.8043	2.6617	7.9280	2.5922	3.8240	627.5389	0.0126	0.1818	0.2682	22.8154
10~11	6.6394	2.4306	16.1377	24.0657	2.7350	18.1588	645.6977	0.0373	-0.5396	-3.5826	19.2328
11~12	6.6394	3.3255	22.0793	46.1450	2.9313	19.4621	665.1598	0.0694	-1.4966	-9.9365	9.2963
12~13	6.6394	4.0232	26.7116	72.8566	3.0803	20.4513	685.6111	0.1063	-2.2042	-14.6346	-5.3383
13~14	6.6394	4.5065	29.9205	102.7771	3.1819	21.1259	706.7370	0.1454	-2.6802	-17.7949	-23.1332
14~15	6.6394	3.3929	22.5268	125.3039	2.3177	15.3881	722.1251	0.1735	-2.0768	-13.7887	-36.9219

注：影响线竖坐标值由表 6-36 内插求得。

6				12						
η_N	N	ΣN	e	η_M	M	ΣM	η_N	N	ΣN	e
	483.1113	483.1113	-0.0667		78.6220	78.6220		465.2101	465.2101	0.1690
0.0091	0.0163	483.1276	-0.0667	-0.0171	-0.0306	78.5914	0.0094	0.0168	465.2269	0.1689
0.0517	0.3433	483.4709	-0.0664	-0.0968	-0.6427	77.9487	0.0534	0.3545	465.5814	0.1674
0.1658	1.1008	484.5717	-0.0651	-0.2945	-1.9553	75.9934	0.1714	1.1380	466.7194	1.1628
0.3540	2.3504	486.9221	-0.0619	-0.5977	-3.9684	72.0250	0.3659	2.4294	469.1488	0.1535
0.6109	4.0560	490.9781	-0.0553	-0.9465	-6.2842	65.7408	0.6315	4.1928	473.3416	0.1389
0.9100	6.0419	497.0200	-0.0435	-1.2551	-8.3331	57.4077	0.9408	6.2464	479.5880	0.1197
1.2310	8.1731	505.1931	-0.0252	-1.4706	-9.7639	47.6438	1.2726	8.4493	488.0373	0.0976
1.5616	10.3681	515.5612	-0.0015	-1.5440	-10.2512	37.3926	1.6143	10.7180	498.7553	0.0750
2.1422	14.2229	529.7841	0.0310	-1.4276	-9.4784	27.9142	1.9523	12.9621	511.7174	0.0546
2.4526	16.2838	546.0679	0.0413	-1.0773	-7.1526	20.7616	2.2732	15.0927	526.8101	0.0394
2.6227	3.8690	549.9369	0.0415	-0.6622	-0.9769	19.7847	2.4491	3.6129	530.4230	0.0373
2.7888	18.5160	568.4529	0.0338	-0.2050	-1.3611	18.4236	2.6210	17.4019	547.8249	0.0336
3.0173	20.0331	588.4860	0.0158	0.8478	5.6289	24.0525	2.8570	18.9688	566.7937	0.0424
3.1904	21.1823	609.6683	-0.0088	2.2894	15.2002	39.2527	3.0360	20.1572	586.9509	0.0669
3.3086	21.9671	631.6354	-0.0366	4.0953	27.1903	66.4430	3.1583	20.9692	607.9201	0.1093
2.4140	16.0275	647.6629	-0.0570	4.1779	27.7388	94.1818	2.3073	15.3191	623.2392	0.1511

加载 顺序	q_i	0						
		$\Delta\omega_M$	ΔM	$\Sigma\Delta M$	$\Delta\omega_N$	ΔN	$\Sigma\Delta N$	$e = \frac{\Sigma\Delta M}{\Sigma\Delta N}$
肋内原有内力				125.3039			722.1251	0.1735
0 ~ 1	7.9401	- 3.1759	- 25.2170	100.0869	1.7426	13.8364	735.9615	0.1360
1 ~ 2	7.6647	- 7.6770	- 58.8419	41.2450	2.1492	16.4730	752.4345	0.0548
2 ~ 3	7.4418	- 8.9873	- 66.8817	- 25.6367	2.8525	21.2277	773.6622	- 0.0331
3 ~ 4	7.2627	- 8.0386	- 58.3819	- 84.0186	3.7410	27.1698	800.8320	- 0.1049
4 ~ 5	7.1199	- 5.5916	- 39.8116	- 123.8302	4.7238	33.6330	834.4650	- 0.1484
6 ~ 7	6.9194	1.4277	9.8788	- 113.9514	6.6861	46.2638	880.7288	- 0.1294
5 ~ 7	7.0072	- 2.2670	- 15.8853	- 129.8367	5.7258	40.1218	920.8506	- 0.1410
7 ~ 8	6.8520	5.0831	34.8294	- 95.0073	7.5559	51.7730	972.6236	- 0.0977
8 ~ 9	6.8019	8.3753	56.9680	- 38.0393	8.2963	56.4306	1029.0542	- 0.0370
9 ~ 10	6.7664	11.0558	74.8080	36.7687	8.8770	60.0653	1089.1195	- 0.0338
10 ~ 11	6.7438	12.9414	87.2742	124.0429	9.2759	62.5548	1151.6743	0.1077
11 ~ 12	6.7328	10.3730	69.8393	193.8822	7.0962	47.7773	1199.4516	0.1616

6						
$\Delta\omega_M$	ΔM	$\Sigma\Delta M$	$\Delta\omega_N$	ΔN	$\Sigma\Delta N$	e
		-36.9219			647.6629	-0.0570
0.0537	0.4264	-36.4955	0.1323	1.0505	648.7134	-0.0563
0.3230	2.4757	-34.0198	0.6052	4.6387	653.3521	-0.0521
0.9801	7.2937	-26.7261	1.4232	10.5912	663.9433	-0.0403
2.1464	15.5887	-11.1374	2.4566	17.8416	681.7849	-0.0163
3.9657	28.2354	17.0980	3.5994	25.6274	707.4123	0.0242
5.3327	36.8991	53.9971	6.6263	45.8500	753.2623	0.0717
6.4005	44.8496	98.8467	4.7650	33.3893	786.6516	0.1257
0.7780	5.3309	104.1776	7.6376	52.3328	838.9844	0.1242
-2.9145	-19.8241	84.3535	8.4988	57.8080	896.7924	0.0941
-5.7122	-38.6510	45.7025	9.1741	62.0756	958.8680	0.0477
-7.5911	-51.1929	-5.4904	9.6379	64.9961	1023.8641	-0.0054
-6.3417	-42.6974	-48.1878	7.3906	49.7594	1073.6235	-0.0449

续上表

加载 顺序	12						
	$\Delta\omega_M$	ΔM	$\Sigma\Delta M$	$\Delta\omega_N$	ΔN	$\Sigma\Delta N$	e
肋内原有内力			94.1818			623.2392	0.1511
0~1	-0.2476	-1.9660	92.2158	0.1367	1.0854	624.3246	0.1477
1~2	-1.0613	-8.1346	84.0812	0.6254	4.7935	629.1181	0.1337
2~3	-2.2758	-16.9361	67.1451	1.4711	10.9476	640.0657	0.1049
3~4	-3.4721	-25.2168	41.9283	2.5398	18.4458	658.5115	0.0637
4~5	-4.3081	-30.6732	11.2551	3.7211	26.4939	685.0054	0.0164
6~7	-3.8170	-26.4114	-15.1563	6.0808	42.0755	727.0809	-0.0209
5~6	-4.4982	-31.5198	-46.6761	4.9259	34.5168	761.5977	-0.0613
7~8	-2.0792	-14.2467	-60.9228	7.1266	48.8315	810.4292	-0.0752
8~9	-0.8636	-5.8741	-66.7969	8.0169	54.5302	864.9594	-0.0772
9~10	5.1254	34.6805	-32.1164	8.7150	58.9692	923.9286	-0.0348
10~11	10.7896	72.7629	40.6465	9.1947	62.0072	985.9358	0.0412
11~12	12.4508	83.8288	124.4753	7.0635	47.5571	1033.4929	0.1204

盖板重心处的内力影响线竖坐标

表 6-41

横隔板序号	横隔板 横坐标	盖板重心 横坐标	影 响 线 竖 坐 标					
			0 截 面		6 截 面		12 截 面	
			η_M	η_N	η_M	η_N	η_M	η_N
拱脚处盖板	34.9044	34.9044	-0.2194	0.5631	0.0037	0.0091	-0.0171	0.0094
0	34.6072							
1	32.4319	33.5196	-1.2415	0.5997	0.0210	0.0517	-0.0968	0.0534
2	30.1939	31.3129	-2.4595	0.6978	0.0845	0.1658	-0.2945	0.1714
3	27.9059	29.0499	-3.0678	0.8597	0.2128	0.3540	-0.5977	0.3659
4	25.5642	26.7351	-3.0598	1.0805	0.4503	0.6109	-0.9465	0.6315
5	23.1822	24.3732	-2.6185	1.3377	0.8263	0.9100	-1.2551	0.9408
6	20.7611	21.9717	-1.8959	1.6137	1.3455	1.2310	-1.4706	1.2726
7	18.3069	19.5340	-0.9692	1.8980	2.0280	1.5616	-1.5440	1.6143
8	15.8258	17.0664	0.0786	2.1790	2.3570	2.1422	-1.4276	1.9523
9	13.3219	14.5739	1.1672	2.4459	0.9249	2.4526	-1.0773	2.2732
接头处盖板	13.0271	13.0271	1.8043	2.5922	0.1818	2.6227	-0.6622	2.4491
10	12.7317							
11	10.2058	11.4688	2.4306	2.7350	-0.5396	2.7888	-0.2050	2.6210
12	7.6653	8.9356	3.3255	2.9313	-1.4966	3.0173	0.8478	2.8570
13	5.1157	6.3905	4.0232	3.0803	-2.2042	3.1904	2.2894	3.0360
14	2.5594	3.8376	4.5065	3.1819	-2.6802	3.3086	4.0953	3.1583
15	0	1.2797	3.3929	2.3177	-2.0768	2.4140	4.1779	2.3073

注：①各影响线竖坐标值由表 6-36 直线内插求得，其中 $\Delta l = 2.9335\text{m}$ ；

②每块盖板的重心近似取其水平投影长的中点。

4. 加载拱上建筑的内力

拱上建筑的砌筑，要待箱间填缝混凝土达到 60% 的强度后再进行，因此，加载时的承力结构是主拱圈而不再是槽形箱肋截面，应按主拱圈的几何特性重新绘制各截面的内力影响线后再进行后续加载阶段的内力计算。

用主拱圈的几何特征

$$l = 70.7439\text{m}, f = 10.1128\text{m}, y_s = 3.3100\text{m}$$

$$\frac{\mu_1}{1 + \mu} = 0.024134$$

$$y_j = -6.8028, y_6 = 1.0853, y_{12} = y_s$$

主拱圈内力

截 面		0	1	2	3	4	5	6	7
H	[表(III) - 12(6)值] \times	0	0.00675	0.02414	0.04853	0.07693	0.10689	0.13644	0.16394
	$6.8267 \times$ [表(III) - 12(6)值]	0	0.0461	0.1648	0.3313	0.5252	0.7297	0.9314	1.1192
ΔM	[表(III) - 12(6)值]	0	0	-0.0078	-0.0277	-0.0557	-0.0884	-0.1228	-0.1567
	$\times \begin{cases} -1.1485 \\ 0.1832 \\ 0.5588 \end{cases}$	6	0	0.0012	0.0044	0.0089	0.0141	0.0196	0.0250
		12	0	0.0038	0.0135	0.0271	0.0430	0.0596	0.0762
M'	[表(III)	0	0	-0.03343	-0.05280	-0.06121	-0.06127	-0.05516	-0.04473
	$-13 \begin{Bmatrix} 42 \\ 39 \\ 36 \end{Bmatrix}$ 值]	6	0	0.00161	0.00649	0.01466	0.02612	0.04085	0.05880
		12	0	-0.0123	-0.00405	-0.00730	-0.01008	-0.01161	-0.01127
	[表(III) - 13 值] l	0	0	-2.3650	-3.7353	-4.3302	-4.3345	-3.9022	-3.1644
		6	0	0.1139	0.4591	1.0371	1.8478	2.8899	4.1597
		12	0	-0.8702	-0.2865	-0.5164	-0.7131	-0.8213	-0.7973
$M = M' + \Delta M$		0	0	-2.3728	-3.7630	-4.3859	-4.4229	-4.0250	-3.3211
		6	0	0.1151	0.4635	1.0460	1.8619	2.9095	4.1847
		12	0	-0.8664	-0.2730	-0.4893	-0.6701	-0.7616	-0.7211
$M_{左} + M_{右}$		0	0	-2.1825	-3.1073	-3.1208	-2.5092	-1.5020	-0.2901
		6	0	0.0378	0.1885	0.4953	0.9966	1.7243	2.7021
		12	0	-1.7328	-0.5460	-0.9786	-1.3402	-1.5232	-1.4422
Q	$Q_0 =$ [表(III) - 7(6)值]	0	1.00000	0.99456	0.97912	0.95487	0.92291	0.88423	0.83979
	Q_6	6	0	-0.0054	-0.0209	-0.0451	-0.0771	-0.1158	-0.1602
$Q \times \begin{cases} 0.55525 \\ 0.25370 \end{cases}$		0	0.55525	0.55223	0.54366	0.53019	0.51245	0.49097	0.46629
		6	0	-0.0014	-0.0053	-0.0114	-0.0196	-0.0294	$\frac{0.2131}{-0.0406}$
$H \times \begin{cases} 0.83169 \\ 0.96728 \end{cases}$		0	0	0.0383	0.1371	0.2755	0.4368	0.6069	0.7746
		6	0	0.0446	0.1594	0.3205	0.5080	0.7058	0.9009
$N = H \cos \varphi + Q \sin \varphi$		0	0.55525	0.5905	0.6808	0.8057	0.9493	1.0979	1.2409
		6	0	0.0432	0.1541	0.3091	0.4884	0.6764	$\frac{1.1140}{0.8603}$
$N_{左} + N_{右}$		0	0.55525	0.6318	0.8295	1.1063	1.4289	1.7691	2.1046
		6	0	0.0892	0.3188	0.6411	1.0160	1.4116	$\frac{2.0556}{1.8019}$
		12	0	0.0922	0.3296	0.6626	1.0504	1.4594	1.8628

影响线计算表

表 6-42

8	9	10	11	12	11'	10'	9'	8'	7'
0.18810	0.20791	0.22259	0.23160	0.23464					
1.2841	1.4193	1.5196	1.5811	1.6018					
-0.2160	-0.2388	-0.2557	-0.2660	-0.2695					
0.0345	0.0381	0.0408	0.0424	0.0430					
0.1051	0.1162	0.1244	0.1294	0.1311					
-1.01689	-0.00192	0.01245	0.02545	0.03646	0.04503	0.05084	0.05370	0.05358	0.05061
0.02067	0.00602	-0.00574	-0.01489	-0.02156	-0.02593	-0.02821	-0.02863	-0.02743	-0.02489
-0.00309	0.00548	0.01739	0.03280	0.05182					
-1.1949	-0.1358	0.8808	1.8004	2.5793	3.1856	3.5966	3.7990	3.7905	3.5804
1.4623	0.4294	-0.4061	-1.0534	-1.5252	1.8344	-1.9957	-2.0254	1.9405	-1.7608
-0.2186	0.3877	1.2302	2.3204	3.6660					
-1.4109	-0.3746	0.6251	1.5344	2.3098	2.9196	3.3409	3.5602	3.5745	3.3921
1.4968	0.4675	0.0002	-1.0110	-1.4822	-1.7920	-1.9549	-1.9873	1.9060	-1.7308
-0.1135	0.5039	1.3546	2.4498	3.7971					
2.1636	3.1856	3.9660	4.4540	2.3098					
-0.4092	-1.5198	-1.9547	-2.8030	-1.4822					
-0.2270	1.0078	2.7092	4.8996	3.7971					
0.73714	0.68062	0.62172	0.56126	0.50000	0.43874	0.37828	0.31938	0.26286	0.20953
0.40930	0.37791	0.34521	0.31164	0.27763	0.24361	0.21004	0.17734	0.1495	0.16634
0.1870	0.1727	0.1577	0.1424	0.12685	0.1113	0.0960	0.0810	0.0667	0.0532
1.0680	1.1804	1.2638	1.3150	1.3322					
1.2421	1.3729	1.4699	1.5294	1.5494					
1.4773	1.5583	1.6090	1.6266	1.6098	1.5586	1.4738	1.3577	1.2140	1.0471
1.4291	1.5456	1.6276	1.6718	1.6763	1.6407	1.5659	1.4539	1.3088	1.1356
2.6913	2.9160	3.0828	3.1852	1.6098					
2.7379	2.9995	3.1935	3.3125	1.6763					
2.5682	2.8386	3.0392	3.1622	1.6018					

续上表

截 面		7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0'
II	$\begin{aligned} &[\text{表(III)12(6)值}] \times \\ &6.8267 \times \\ &[\text{表(III)} - 12(6)\text{值}] \end{aligned}$								
ΔM	$\begin{aligned} &[\text{表(III)} - 12(6)\text{值}] \\ &\times \begin{cases} -1.1485 \\ 0.1832 \\ 0.5588 \end{cases} \end{aligned}$	0 6 12							
M'	$\begin{aligned} &\text{表[(III)]} - 13 \\ &\begin{cases} 42 \\ 39\text{值} \\ 36 \end{cases} \end{aligned}$	0 6 12	0.0450 -0.02131	0.03740 -0.01703	0.02830 -0.01243	0.01867 -0.00791	0.00966 -0.00395	0.00280 -0.00111	0 0
	$\begin{aligned} &[\text{表(III)} - 13\text{值}] \\ &\begin{cases} 42 \\ 39\text{值} \\ 36 \end{cases} \end{aligned}$	0 6 12	3.1877 -1.5076	2.6458 -1.2048	2.0021 -0.8794	1.3208 -0.5596	0.6834 -0.2794	0.1981 -0.0785	0 0
$M = M' + \Delta M$		0 6 12	-1.7308 -1.4826	2.523 -1.1852	1.9137 -0.8653	1.2651 -0.5508	0.6557 -0.2750	0.1903 -0.0773	0 0
$M_{\text{左}} + M_{\text{右}}$		0 6 12							
Q	$\begin{aligned} &Q_0 = (\text{表(III)} - 7(6) \\ &\text{值})Q_6 \end{aligned}$	0 6	0.16021	0.11577	0.07709	0.04513	0.02088	0.00544	0
	$Q \times \begin{cases} 0.55525 \\ 0.25370 \end{cases}$	0 6	0.08896 0.0407	0.06428 0.0294	0.04280 0.0196	0.02506 0.0115	0.01159 0.0053	0.0030 0.0014	0 0
	$H \times \begin{cases} 0.83169 \\ 0.96728 \end{cases}$	0 6							
$N = H \cos \varphi + Q \sin \varphi$		0 6	0.8636 0.9416	0.6712 0.7352	0.4796 0.5276	0.3006 0.3320	0.1487 0.1647	0.0413 0.0460	0 0
$N_{\text{左}} + N_{\text{右}}$		0 6 12							

每段箱间填缝混凝土重力见表 6-43,由表可见,按照计算的顺序加载,内力的偏心距都小于截面核心半径。

各截面之间填缝混凝土重力计算

表 6-43

截 面	$\cos\varphi$	$g_i = \frac{g_i}{\cos\varphi}$	$\bar{g}_i = \frac{g_i + g_{i+1}}{2}$
0	0.83169	8.0920	7.9401
1	0.86414	7.7881	7.6647
2	0.89242	7.5413	7.4418
3	0.91661	7.3423	7.2627
4	0.93693	7.1830	7.1199
5	0.95370	7.0567	7.0072
6	0.96728	6.9577	6.9194
7	0.97806	6.8810	6.8520
8	0.98637	6.8230	6.8019
9	0.99252	6.7807	6.7664
10	0.99673	6.7521	6.7438
11	0.99919	6.7355	6.7328
12	1.00000	6.7300	

上部构造各部分的加载重力,可以由第一部分计算中查得:

1 号立柱 $P = 75.125 + 88.50 + 116.28 = 279.9050\text{kN}$

2 号立柱 $P = 75.125 + 88.50 + 45.0725 = 208.6975\text{kN}$

3 号横墙 $P = 147.8988\text{kN}$

4 号拱座 $P = 6.8255\text{kN}$

拱腔填料 $P = 972.4834\text{kN}$

腹拱圈 $P = 494.0781\text{kN}$

护拱 $P = 304.4046 + [(0.6 - 0.1647) \times 0.3088 \times 25 + (1.05 - 0.3088) \times 23 \times (0.6 - 2 \times 0.1647)] \times 9.8 = 382.5458\text{kN}$

加载拱上结构的内力见表 6-44。

拱顶填料和桥面的施工,只要均匀对称地进行铺砌就可以了,不必进行加载验算。

从整个加载计算表明:箱盖板可以从拱脚依次砌筑到拱顶合拢,各截面的内力都很小,其偏心距都在截面核心内;浇注箱间填缝混凝土时,绝大部分可以从拱脚向拱顶依次进行,只是在第 5 截面与第 6 截面之间这一段混凝土要等到浇完第 7 截面之后再浇注。这样,这一阶段的加载各截面内力偏心距都在截面核心之内。显然,若本例将槽形箱改为闭合箱形截面,则填缝混凝土的加载可以从拱脚一直浇到拱顶,不必交错进行。

主拱圈形成之后,其承载能力提高了,拱上建筑的安装砌筑可以按照计算的顺序进行。

加载拱上结构的内力

表 6-44

加载部位	加载顺序	X	P	0 截 面						
				η_M	M	ΣM	η_N	N	ΣN	$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma N}$
原有内力						$7 \times$ 193.8822			8396.1612	0.1616
立 柱	1号	30.85	279.9050	-2.6764	-749.1377	608.0377	0.7374	206.4020	8602.5632	0.0707
	2号	24.65	208.6975	-2.7309	-569.9320	38.1057	1.3119	273.7903	8876.3535	0.0043
	3号	18.45	147.8988	-0.6042	-89.3605	-51.2548	2.0176	298.4006	9174.7541	-0.0056
	4号	12.3853	6.8255	1.9235	13.1289	-38.1259	2.6359	17.9913	9192.7454	-0.0042
拱腔填料		9.3022	486.2417	3.0264	1471.5619	1433.4360	2.8810	1400.8623	10593.6077	0.1353
腹 拱 圈	1号	30.85	247.0391	-2.6764	-661.1755	772.2605	0.7374	182.1666	10775.7743	0.0717
	1号	30.85	247.0391	-2.6764	-661.1755	111.0850	0.7374	182.1666	10957.9409	0.0101
	2号	24.65	247.0391	-2.7309	-674.6391	-563.5541	1.3119	324.0906	11282.0315	-0.0500
	2号	24.65	247.0391	-2.7309	-674.6391	-1238.1932	1.3119	324.0906	11606.1221	-0.1067
	3号	18.45	247.0391	-0.6042	-149.2610	-1387.4542	2.0176	498.4261	12104.5482	-0.1146
	3号	18.45	247.0391	-0.6042	-149.2610	-1536.7152	2.0176	498.4261	12602.9743	-0.1219
	4号	12.3853	247.0391	1.9235	475.1797	-1061.5355	2.6359	651.1704	13254.1447	-0.0801
拱腔填料		9.3022	486.2417	3.0264	1471.5619	410.0264	2.8810	1400.8623	14655.0070	0.0280
护 拱	1号	30.85	382.5458	-2.6764	-1023.8456	-613.8192	0.7374	282.0893	14937.0963	-0.0411
	2号	24.65	382.5458	-2.7309	-1044.6943	-1658.5135	1.3119	501.8618	15438.9581	-0.1074
	3号	18.45	382.5458	-0.6042	-231.1342	-1889.6477	2.0176	771.8244	16210.7825	-0.1166
	4号	12.3853	150.3124	1.9235	289.1259	-1600.5218	2.6359	396.2085	16606.9910	-0.0964

注：影响线竖坐标值由表 6-41 内插而得。

续上表

加载部位	加载顺序	6 截 面						
		η_M	M	ΣM	η_N	N	ΣN	e
原有内力				- 337.3146			7515.3645	- 0.0449
立 柱	1号	0.1183	33.1128	- 304.2018	0.2118	59.2839	7574.6484	- 0.0402
	2号	0.8149	170.0676	- 134.1342	0.8801	183.6747	7758.3231	- 0.0173
	3号	2.4487	362.1598	228.0256	1.7007	251.5315	8009.8546	0.0285
	4号	- 0.1245	- 0.8498	227.1758	2.6735	18.2480	8028.1026	0.0283
拱腔填料		- 1.3468	- 654.8703	- 427.6945	2.9588	1438.6919	9466.7945	- 0.0452
腹 拱 圈	1号	0.1183	29.2247	- 398.4698	0.2118	52.3229	9519.1174	- 0.0419
	1号	0.1183	29.2247	- 369.2451	0.2118	52.3229	9571.4403	- 0.0385
	2号	0.8149	201.3122	- 167.9329	0.8801	217.4191	9788.8594	- 0.0172
	2号	0.8149	201.3122	33.3793	0.8801	217.4191	10006.2785	0.0006
	3号	2.4487	247.0391	280.4184	1.7007	420.1394	10426.4179	0.0269
	3号	2.4487	247.0391	527.4575	1.7007	420.1394	10846.5573	0.0486
	4号	- 0.1245	- 30.7564	496.7011	2.6735	660.4590	11507.0163	0.0432
拱腔填料		- 1.3468	- 654.8703	- 158.1692	2.9588	1438.6919	12945.7082	- 0.0122
护 拱	1号	0.1183	45.2552	- 112.9140	0.2118	81.0232	13026.7314	- 0.0087
	2号	0.8149	311.7366	198.8226	0.8801	336.6786	13363.4100	0.0149
	3号	2.4487	936.7399	1135.5625	1.7007	650.5956	14014.0056	0.0810
	4号	- 0.1245	- 18.7139	1116.8486	2.6735	401.8602	14415.8658	0.0775

续上表

加载部位	加载顺序	12 截 面						
		η_N	M	ΣM	η_N	N	ΣN	e
原有内力				871.3271			7234.4503	0.1204
立 柱	1号	-1.0990	-307.6156	563.7115	0.2190	61.2992	7295.7495	0.0773
	2号	-1.2091	-252.3362	311.3753	0.9098	189.8730	7485.6225	0.0416
	3号	-1.4632	-216.4055	94.9698	1.7582	260.0357	7745.6582	0.0123
	4号	-0.3889	-2.6544	92.3154	2.5017	17.0754	7762.7336	0.0119
拱腔填料		0.8154	396.4815	488.7969	2.7965	1359.7749	9122.5085	0.0536
腹 拱 圈	1号	-1.0990	-271.4960	217.3009	0.2190	54.1016	9176.6101	0.0237
	1号	-1.0990	-271.4960	-54.1951	0.2190	54.1016	9230.7117	-0.0059
	2号	-1.2091	-298.6950	-352.8901	0.9098	224.7562	9455.4679	-0.0373
	2号	-1.2091	-298.6950	-651.5851	0.9098	224.7562	9680.2241	-0.0673
	3号	-1.4632	-361.4676	-1013.0527	1.7582	434.3442	10114.5683	-0.1002
	3号	-1.4632	-361.4676	-1374.5203	1.7582	434.3442	10548.9125	-0.1303
	4号	-0.3889	-96.0735	-1470.5938	2.5017	618.0177	11166.9302	-0.1317
拱腔填料		0.8154	396.4815	-1074.1123	2.7965	1359.7749	12526.7051	-0.0858
护 拱	1号	-1.0990	-420.4178	-1494.5301	0.2190	83.7775	12610.4826	-0.1185
	2号	-1.2091	-462.5361	-1957.0662	0.9098	348.0402	12958.5228	-0.1510
	3号	-1.4632	-559.7410	-2516.8072	1.7582	672.5920	13631.1148	-0.1846
	4号	-0.3889	-58.4565	-2575.2637	2.5017	376.0365	14007.1513	-0.1839

需要注意的是,立柱、横墙砌好之后,安砌腹拱和填料的工作不能大意。在砌筑腹拱之前,要先把实腹段拱腔两侧的侧墙砌到腹拱拱顶的高度,并在其间压上适当填料,然后再安砌腹拱。安砌腹拱时,腹拱圈纵向分条合拢,横向逐条加宽,同时拱腔进行填料,配合腹拱圈的进度,齐头并进,则主拱圈各截面的受力更佳。

(四)截面强度验算

将各加载阶段中产生的最大弯矩求出,汇总于表 6-45。

各加载阶段中产生的最大弯矩汇总表 表 6-45

加载阶段		0				6	
		M	N	e	加载位置	M	N
拱肋		99.0515	538.3065	0.1840		-32.2364	483.1113
盖板	正	125.3039	722.1251	0.1735	合拢	22.8154	549.9369
	负	-3.0051	593.0083	-0.0051	6~7节	-36.9219	647.6629
填混凝土	正	193.8822	1197.4516	0.1616	合拢	104.1776	838.9844
	负	-129.8367	920.8506	-0.1484	5~6节	-48.1878	1073.6235
拱建上筑	正	1433.4360	10593.6077	0.1353	拱腔侧墙	1135.5625	14014.0056
	负	-1889.6477	16210.7825	-0.1166	3#护拱	-427.6945	1438.6919
加载阶段		6		12			
		e	加载位置	M	N	e	加载位置
拱肋		-0.0667					
盖板	正	0.0415	接头盖板	94.1818	623.2392	0.1511	合拢
	负	-0.0570	合拢				
填混凝土	正	0.1242	7~8节	124.4753	1033.4929	0.1204	合拢
	负	-0.0449	合拢	-66.7969	864.9594	-0.0772	8~9节
拱建上筑	正	0.0810	3#护拱				
	负	-0.0452	拱腔侧墙	-2575.2637	14007.1513	-0.1839	4#护拱

从表 6-45 可以看出,各阶段的施工加载内力均在截面核心之内,所以不需要作截面强度验算。

如果在设计中遇到要进行截面应力验算时,要将验算内力中加该部分荷载的内力乘以 1.2 的冲击系数与原有内力相加后的值来验算应力。

(五)绘制施工加载程序详图

为了简单明了,将计算确定下来的加载程序示于图 6-31,在施工中按照本程序进行加载。

(六)施工加载挠度计算

加载时各点的挠度,可以用挠度影响线进行计算。

1. 拱度影响线

计算公式

$$\delta = y_0 + \gamma y_H$$

式中

$$\gamma = 1 - \frac{1 - \mu_a}{1 + \mu} (1 - \mu_p)$$

$$\mu = [\text{附表 5-2a 值}] \frac{I}{Af^2}$$

$$\mu_a(\mu_p) = [\text{附表 5-2b}_4 \text{ 值}] \times \frac{I}{Al_1 f}$$

$$y_0 = [\text{附表 5-2c}_{21} \text{ 值}] \times \frac{l^3}{EI} 10^{-5}$$

$$y_H = [\text{附表 5-2d}_{21} \text{ 值}] \times \frac{l^3}{EI} \times 10^{-5}$$

系数 γ 的计算见表 6-46。

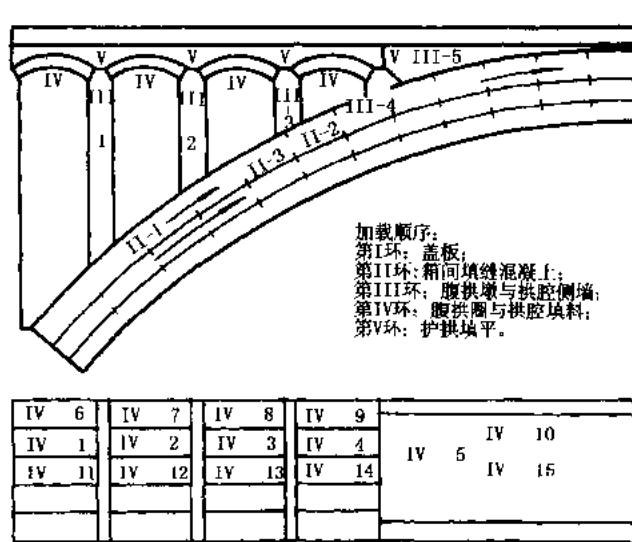


图 6-31

系数 γ 计算表

表 6-46

项 目	μ		$\mu_a(\mu_p)$		$1 - \mu_p$	$(1 - \mu_p)^2$	$1 + \mu$	$\frac{(1 - \mu_p)^2}{1 + \mu}$	γ
	表 值	$\frac{I}{Af^2}$ [表值]	表 值	$\frac{I}{Al_1 f}$ [表值]					
6	10.1980	0.01260	3.9473	0.00179	0.99861	0.99722	1.01260	0.98481	0.01519
12	10.1980	0.01260	3.0025	0.00106	0.99894	0.99788	1.01260	0.98546	0.01454
乘数	$\frac{I}{Af^2} = \frac{r_w^2}{f^2} = 0.00123545; \quad \frac{I}{Al_1 f} = \frac{2r_w^2}{lf} = 0.00035310823$								

各截面间的挠度影响线面积见表 6-47, 挠度影响线的竖坐标见表 6-48。

2. 加载挠度计算

加载盖板的挠度见表 6-49。

挠度影响线面积表

表 6-47

区 间	$\frac{1}{2}(\delta_i + \delta_{i+1})$		$\Delta\omega_\delta = \frac{1}{2}(\delta_i + \delta_{i+1})\Delta l$	
	6	12	6	12
0~6	0.0885	-0.8695	0.2596	-2.5507
1~2	0.5573	-3.4658	1.6348	-10.1669
2~3	1.6317	-6.7693	4.7866	-19.8577
3~4	3.1828	-9.1187	9.3367	-26.7497
4~5	4.7645	-9.4979	13.9767	-27.8621
5~6	5.6605	-7.4265	16.6051	-21.7856
6~7	5.1121	-2.8812	14.9964	-8.4520
7~8	3.1200	3.7571	9.1525	11.0215
8~9	0.4419	11.7553	1.2963	34.4842
9~10	-2.1866	20.4023	-6.4144	59.8502
10~11	-4.2299	27.2271	-12.4084	79.8707
11~12	-3.9316	23.3998	-11.5334	68.6433

注: $\Delta l = 2.9335\text{m}$ 。

挠度影响线表

载 位	附表 5-2 c_{21} 值			$y_0 = \left[\frac{\text{表值}}{EI} \right] 10^{-5}$			附表 5-2 d_{21} 值			$y_H = \left[\frac{\text{表值}}{EI} \right] \times 10^{-5}$			γy_H			δ			
	6	12		6	12		6	12		6	12		6	12		6	12		
0+0'	0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		
1+1'	0.2976	-5.9180		0.0943	-1.8748		17.1538	29.502		5.4343	9.3462		0.0826	0.1359		0.1769	-1.7389		
2+2'	2.027	-17.9256		0.6422	-5.6788		61.3840	105.568		19.4465	33.4439		0.2954	0.4862		0.9376	-5.1926		
3+3'	5.467	-29.4300		1.7320	-9.3234		123.3860	212.20		39.0887	67.2250		0.5938	0.9775		2.3258	-8.3459		
4+4'	9.781	-36.1140		3.0986	-11.4409		195.582	336.36		61.9604	106.5589		0.9412	1.5494		4.0398	-9.8915		
5+5'	13.199	-35.5340		4.1814	-11.2572		271.76	467.38		86.0936	148.0660		1.3078	2.1529		5.4892	-9.1043		
6+6'	13.139	-26.820		4.1624	-8.4966		346.88	596.58		109.8916	188.9965		1.6693	2.7480		5.8317	-5.7486		
7+7'	7.534	-10.4664		2.3868	-3.3158		416.80	716.84		132.0422	227.0949		2.0057	3.3020		4.3925	-0.0138		
8+8'	-1.433	11.8032		-0.4540	3.7393		478.24	822.48		151.5064	260.5617		2.3014	3.7886		1.8474	7.5279		
9+9'	-11.071	37.2320		-3.5073	11.7951		528.60	909.08		167.4605	287.9965		2.5437	4.1875		-0.9636	15.9826		
10+10'	-19.359	61.9280		-6.1329	19.6188		565.92	973.26		179.2835	308.3288		2.7233	4.4831		-3.4096	24.1019		
11+11'	-24.8856	81.0840		-7.8838	25.6874		588.84	1012.7		186.544	320.8234		2.8336	4.6648		-5.0502	30.3522		
12	-13.410	44.4580		-4.2483	14.0843		298.29	512.99		94.4983	162.5152		1.4354	2.3630		-2.8129	16.4473		
乘 数	$\frac{l^3}{EI} \times 10^{-5} = \frac{70.4031^3}{0.036717335 \times 3 \times 10^7} \times 10^{-5} = 0.3168 \times 10^{-5}$																		10^{-5}

加载盖板的挠度

表 6-49

加载 顺序	盖板重心 横 坐 标	盖 板 重	6 截 面			12 截 面		
			δ	f	Σf	δ	f	Σf
拱脚	34.9044	1.7904	0.0179	0.0321	0.0321	-0.1758	-0.3148	-0.3148
0~1	33.5196	6.6394	0.1012	0.6719	0.7040	-0.9949	-6.6055	-6.9203
1~2	31.3129	6.6394	0.4226	2.8058	3.5098	-2.8585	-18.9787	-25.8990
2~3	29.0499	6.6394	1.0723	7.1194	10.6292	-5.4986	-36.5074	-62.4064
3~4	26.7351	6.6394	2.1678	14.3929	25.0221	-7.9870	-53.0289	-115.4353
4~5	24.3732	6.6394	3.5107	23.3089	48.3310	-9.4144	-62.5060	-177.9413
5~6	21.9717	6.6394	4.7790	31.7297	80.0607	-9.4901	-63.0086	-240.9499
6~7	19.5340	6.6394	5.6060	37.2205	117.2812	-7.9601	-52.8503	-293.8002
7~8	17.0664	6.6394	5.5696	36.9781	154.2593	-4.7039	-31.2311	-325.0313
8~9	14.5739	6.6394	4.3115	28.6258	182.8851	0.2263	1.5025	-323.5288
接头	13.0271	1.4752	2.9694	4.3805	187.2656	4.2031	6.2004	-317.3284
10~11	11.4688	6.6394	1.5934	10.5792	197.8448	8.2920	55.0539	-262.2745
11~12	8.9356	6.6394	-0.8341	-5.5379	192.3069	15.5929	103.5275	-158.7470
12~13	6.3905	6.6394	-2.9730	-19.7389	172.5680	22.6527	150.4003	-8.3467
13~14	3.8376	6.6394	-4.5449	-30.1734	142.3946	28.4258	188.7303	180.3836
14~15	1.2797	6.6394	-3.7889	-25.1560	117.2386	22.5131	149.4735	329.8571
乘 数			10^{-5}					

注：挠度值 δ 由表 6-48 内插算得。

加载箱间填缝混凝土的挠度见表 6-50,主拱圈截面的挠度影响线竖坐标见表 6-51,加载拱上建筑的挠度见表 6-52。

加载箱间填缝混凝土的挠度

表 6-50

加载 顺序	$-g_1$	6 截 面			12 截 面		
		$\Delta\omega_\delta$	f	Σf	$\Delta\omega_\delta$	f	Σf
加载板的 挠度				117.2386			329.8571
0~1	7.9401	0.2596	2.0613	119.2999	-2.5570	-20.2528	309.6043
1~2	7.6647	1.6348	12.5303	131.8302	-10.1669	-77.9262	231.6781
2~3	7.4418	4.7866	35.6209	167.4511	-19.8577	-147.7770	83.9011
3~4	7.2627	9.3367	67.8097	235.2608	-26.7497	-194.2751	-110.374
4~5	7.1199	13.9767	99.5127	334.7735	-27.8621	-198.3754	-308.7494
6~7	6.9194	14.9964	103.7661	438.5396	-8.4520	-58.4828	-367.2322
5~6	7.0072	16.6051	116.3553	554.8949	-21.7856	-152.6561	-519.8883
7~8	6.8520	9.1525	62.7129	617.6078	11.0215	75.5193	-444.3690
8~9	6.8019	1.2963	8.8173	626.4251	34.4842	234.5581	-209.8109
9~10	6.7664	-6.4144	-43.4024	583.0227	59.8502	404.9704	195.1595
10~11	6.7438	-12.4084	-83.6798	499.3429	79.8707	538.6320	733.7915
11~12	6.7328	-11.5334	-77.6521	421.6908	68.6433	462.1616	1195.9531
乘 数		10^{-5}					

表 6-51

主拱圈挠度影响线表

载 位	附表 5-2 e_{21} 值		$\gamma_0 = \left[\frac{l^3}{EI} \right] \times 10^{-5}$		附表 5-2 d_{21} 值		$\gamma_H = \left[\frac{l^3}{EI} \right] \times 10^{-5}$		γ_H		$\delta = \gamma_0 + \gamma_H$		
	6	12	6	12	6	12	6	12	6	12	6	12	
0+0'	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
1+1'	0.2976	-5.9180	0.00345	-0.06866	17.1538	29.502	0.19902	0.34228	0.00528	0.00869	0.0087	-0.0600	
2+2'	2.027	-17.9256	0.02352	-0.20797	61.3840	105.568	0.71218	1.22480	0.01889	0.03109	0.0424	-0.1769	
3+3'	5.467	-29.4300	0.06343	-0.34145	123.3860	212.20	1.43153	2.46195	0.03798	0.06248	0.1014	-0.2790	
4+4'	9.781	-36.1140	0.11348	-0.41900	195.582	336.36	2.26915	3.90246	0.06020	0.09904	0.1737	-0.3200	
5+5'	13.199	-35.5340	0.15314	-0.41227	271.76	467.38	3.15297	5.42256	0.08365	0.13763	0.2368	-0.2746	
6+6'	13.139	-26.820	0.15244	-0.31117	346.88	596.58	4.02452	6.92154	0.10677	0.17567	0.2592	-0.1355	
7+7'	7.534	-10.4664	0.08741	-0.12143	416.80	716.84	4.83573	8.31681	0.12829	0.21108	0.2157	0.0897	
8+8'	-1.433	11.8032	-0.01663	0.13694	478.24	822.48	5.54856	9.54244	0.14720	0.24219	0.1306	0.3791	
9+9'	-11.071	37.2320	-0.12845	0.43197	528.60	909.08	6.13284	10.154718	0.16270	0.26769	0.0343	0.6997	
10+10'	-19.359	61.9280	-0.22460	0.71849	565.92	973.26	6.56583	11.29180	0.17419	0.28659	-0.0504	1.0051	
11+11'	-24.8856	81.0840	-0.28872	0.94074	588.84	1012.7	6.83174	11.74938	0.18125	0.29820	-0.1075	1.2389	
12	-13.410	44.4580	-0.15558	0.51580	298.29	512.99	3.46077	5.95173	0.09181	0.15106	-0.0638	0.6669	
乘 数	$\frac{l^3}{EI} \times 10^{-5} = \frac{70.7439^3}{3 \times 10^7 \times 1.017212} = 1.160203739 \times 10^{-7}$												10^{-5}

注: 系数 γ 值见表 6-29。

表 6-52

加载拱上建筑的挠度

加载部位	加载顺序	z	P	6 截 面			12 截 面		
				δ	f	Σf	δ	f	Σf
原有挠度									
腹拱墩	1号	30.85	279.9050	0.0267	7.4735	429.1643	-0.1224	-34.2604	1161.6927
	2号	24.65	208.6975	0.1475	30.7829	459.9472	-0.3051	-63.6736	1098.0191
	3号	18.45	147.8988	0.2534	37.4776	497.4248	-0.1716	-25.3794	1072.6397
	4号	12.3853	6.8225	0.1478	1.0084	498.4332	0.3207	2.1880	1074.8277
拱腔填料		9.3022	486.2417	0.0495	23.9717	522.4049	0.6498	315.9599	1390.7876
	1号	30.85	247.0391	0.0267	6.5959	529.008	-0.1224	-30.2376	1360.5500
	1号	30.85	247.0391	0.0267	6.5959	535.5967	-0.1224	-30.2376	1330.3124
	2号	24.65	247.0391	0.1475	36.4383	572.0350	-0.3051	-75.3716	1254.9408
腹拱圈	2号	24.65	247.0391	0.1475	36.4383	608.4733	-0.3051	-75.3716	1179.5692
	3号	18.45	247.0391	0.2534	62.5997	671.0730	-0.1716	-42.3919	1137.1773
	3号	18.45	247.0391	0.2534	62.5997	733.6727	-0.1716	-42.3919	1094.7854
	4号	12.3853	247.0391	0.1478	36.5124	770.1851	0.3207	79.2254	1174.0108
拱腔填料		9.3022	486.2417	0.0493	23.9717	794.1568	0.6498	315.9599	1489.9707
	1号	30.85	382.5458	0.0267	10.2140	804.3708	-0.1224	-46.8236	1443.1471
	2号	24.65	382.5458	0.1475	56.4255	860.7963	-0.3051	-116.7147	1326.4324
	3号	18.45	382.5458	0.2534	96.9371	957.7334	-0.1716	-65.6449	1260.7875
拱	4号	12.3853	105.3124	0.1478	15.5652	973.2986	0.3207	33.7737	1294.5612
	乘 数			10 ⁻⁵					

注：挠度 δ 值由表 6-51 内插算得。

3. 各加载阶段相应最大弯矩的挠度和最大挠度

将各加载阶段的最大挠度和与最大弯矩相应的挠度汇总于表 6-53。

各加载阶段相应最大弯矩的挠度和最大挠度

表 6-53

加载阶段	产生最大弯矩时的挠度 (mm)					最大挠度 (mm)				
	弯矩 正负号	6		12		挠度 正负号	6		12	
		f	加载位置	f	加载位置		f	加载位置	f	加载位置
加载盖板	+	1.87	接头处盖板	3.3	合拢	+	1.98	10~11 节	3.3	合拢
	-	1.17	合拢			-			-3.25	7~8 节
浇注填缝 混凝土	+	6.18	7~8 节	11.96	合拢	+	6.26	8~9 节	11.96	合拢
	-	4.22	合拢	-2.10	8~9 节	-			-5.20	5~6 节
安 装 拱上建筑	+	9.58	3 号立柱顶	12.95	护拱完成	+	9.73	护拱完成	14.9	填料填满
	-	5.22	上护拱拱 腔侧墙			-				

注：挠度下降为正，上升为负。

以上计算的挠度值供施工观测时参考。如果观测值与计算值相差较大，或出现不对称变形等异常现象时，应立即停止加载，分析原因，及时采取措施，或调整加载程序。

值得注意的是有时观测的挠度值与计算值相差较大，这往往由于在施工过程中拱肋产生了裂缝和材料的弹性模量与计算采用值不符等因素引起的，因此还要在实测中校核修正。

此外，温度变化引起的挠度也干扰施工观测的数值，因此，必须考虑温度的影响。

三、缆索吊装计算

(一) 吊装系统的布置及吊具的受力计算

该桥为三孔净跨 70m 箱形拱桥，拱箱分三段预制吊装合拢成拱，端段箱肋重力 209.4339 kN，中段箱肋重力 210.9452 kN。显然中段箱肋重力控制吊装设计。

单跨缆索的跨度 $l = 258\text{m}$ ，塔高 30m，两岸塔顶高度相同（即 $\beta = 0$ ）。主索、牵引索、起重索和扣索的布置如图 6-32 所示。

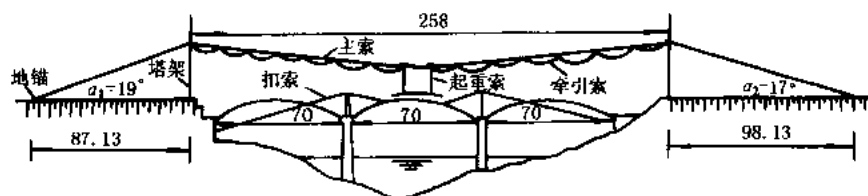


图 6-32 起重索、扣索布置(尺寸单位:m)

缆索的型号和主要规格性能见表 6-54。

索具规格表

表 6-54

名称	单位	主 索	起 重 索	牵 引 索	扣 索
项 目					
型 号	股 × 丝 + 蕊	6 × 37 + 1	6 × 37 + 1	6 × 37 + 1	6 × 19 + 1
根数一直径	根 - mm	6 - φ43.5	2 - φ19.5	1 - φ24	1 - φ37
单位长度重力	N/m	65.72	13.26	19.91	48.82
横 截 面 积	mm ²	697.08	141.16	210.87	515.46
钢 丝 直 径	mm	2.0	0.9	1.1	2.4
破 断 拉 力	kN	971.50	208.00	311	788.500
钢丝绳极限抗拉强度	MPa	1700	1800	1800	1800
钢丝绳弹性模量	MPa	75600	75600	75600	79.800

(二) 主索计算

1. 主索荷载

(1) 均布荷载

主索为 6 根 φ43.5 的钢丝绳。在行车两边主索上每 20m 间距设置一个分索器支承起重索和牵引索,分索器重力按平均 8N/m 计算。显然,作用于主索上的均布荷载由下面的三部分组成:

a. 主索重力: $q_1 = 6 \times 65.72 = 394.32 \text{ N/m}$

b. 起重索重力: $q_2 = 2 \times 13.26 = 26.52 \text{ N/m}$

c. 牵引索重力: $q_3 = 19.91 \text{ N/m}$

d. 分索器重力: $q_4 = 8 \text{ N/m}$

$$q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 = 448.75 \text{ N/m}$$

$$G = ql = 448.75 \times 258 = 115.7775 \text{ kN}$$

(2) 集中荷载

作用主索上的集中荷载 P 由四部分组成:

行车及定滑轮重力 $P_1 = 30 \text{ kN}$

吊点动滑轮及配重重力 $P_2 = 30 \text{ kN}$

起重索(走 6 布置)重 $P_3 = \frac{2 \times (6 \times 10 \times 13.26)}{1000} = 1.5912 \text{ kN}$

拱肋重 $P_4 = 211 \text{ kN}$

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 272.5912 \text{ kN}$$

2. 主索的最大张力和相应的垂度

当跑车吊重位于跨中时,主索张力为最大,控制主索的设计。取控制主索张力的安全系数 $K = 3.5$ (不考虑冲击系数),求主索的容许张力 T_{\max} 和相应的跨中垂度 f 。

$$T_{\max} = \frac{T_0}{K} = \frac{6 \times 971.50}{3.5} = 1665.4286 \text{ kN}$$

取 $H \approx T_{\max}$, 则

$$f = \frac{Gl}{8H} + \frac{Pl}{4H} = \frac{l}{4H} \left(\frac{G}{2} + P \right) = \frac{258}{4 \times 1665.4286} \times \left(\frac{1}{2} \times 115.7775 + 272.5912 \right)$$

$$= 12.7991\text{m}$$

相对垂度

$$\frac{f}{l} = \frac{12.7991}{258} = \frac{1}{20.16} = 0.04961$$

3. 主索的安装张力及安装垂度

为了保证架设的主索在吊重时的最大张力不超过容许值,则需求出主索的安装张力 H_0 及安装垂度 f_0 ,以便用 f_0 控制主索的张力和标高。

这时,作用于主索上的集中荷载为不计拱肋重力的跑车空载重力 P_0 ,位于跨中的主索张力由张力方程求得

$$H_0^3 + H_0^2 \left\{ \frac{E_k A_n \cos^2 \beta}{24 H^2} [3P(P+G) + G^2] - H \right\} - \frac{x(l-x)}{2l^2} \times P_0(P_0+G) E_k A_n \cos^2 \beta - \frac{G^2 E_k A_n \cos^2 \beta}{24} = 0$$

式中:主索弹性模量 $E_k = \xi E = 0.36 \times 2.1 \times 10^5 = 75600\text{MPa}$

主索截面积 $A_n = 6 \times 697.08 = 4182.48\text{mm}^2$

主索容许拉力 $H = T_{\max} = 1665.4286\text{kN}$

$$P_0 = P_1 + P_2 + P_3 = 30 + 30 + 1.5912 = 61.5912\text{kN}$$

$$\cos \beta = 1, x = \frac{l}{2}$$

代入上式得

$$\begin{aligned} & \frac{E_k A_n}{24 H^2} [3P(P+G) + G^2] - H \\ &= \frac{75.6 \times 4182.48}{24 \times 1665.4286^2} \times [3 \times 272.5912 \times (272.5912 + 115.7775) + 115.7775^2] - 1665.4286 \\ &= -93.1730 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{x(l-x)}{2l^2} P_0(P_0+G) E_k A_n = \frac{1}{8} E_k A_n P_0(P_0+G) \\ &= \frac{1}{8} \times 61.5912 \times (61.5912 + 115.7775) \times 75.6 \times 4182.48 \\ &= 431778814.6 \end{aligned}$$

$$\frac{G^2 E_k A_n}{24} = \frac{115.7775^2 \times 75.6 \times 4182.48}{24} = 176600838.5$$

代入张力方程得

$$H^3 - 93.173H^2 - 608379653.1 = 0$$

经试算得

$$H_0 = 879.5648\text{kN}$$

相应的跨中安装垂度

$$\begin{aligned} f_0 &= \frac{l}{4H_0} \left(\frac{G}{2} + P_0 \right) = \frac{258}{4 \times 879.5648} \left(\frac{1}{2} \times 115.7775 + 61.5912 \right) \\ &= 8.7617\text{m} \end{aligned}$$

4. 靠近塔架安装拱肋时主索的张力和垂度

安装边孔端段拱肋时,设跑车离塔顶的最小水平距离 $x = 13\text{m}$,根据张力方程

$$H_x^3 + H_x^2 \left\{ \frac{E_k A_n \cos^2 \beta}{24 H^2} [3P(P+G) + G^2] - H \right\} - \frac{x(l-x)}{2l^2} \\ \times P(P+G) E_k A_n \cos^2 \beta - \frac{G^2 E_k A_n}{24} \cos^2 \beta = 0$$

由 $x = 13\text{m}$, 得

$$\frac{x(l-x)}{2l^2} P(P+G) E_k A_n \cos^2 \beta = \frac{13 \times (258-13)}{2 \times 258^2} \\ \times 272.5912 \times (272.5912 + 115.7775) \times 75.6 \times 4182.48 = 800851050.9$$

则方程为

$$H_x^3 - 93.173 H_x^2 - 977451889.4 = 0$$

解方程得

$$H_x = 1024.4766\text{kN}$$

相应垂度

$$f_x = \frac{x(l-x)}{H_x} \left(\frac{g}{2} + \frac{p}{l} \right) = \frac{13 \times (258-13)}{1024.4766} \times \left(\frac{1}{2} \times 0.44875 + \frac{272.5912}{258} \right) \\ = 3.9823\text{m}$$

主索升角

$$\lg \gamma = \frac{l-2x}{2H_x} \left(\frac{p}{l} + g \right) = \frac{258-2 \times 13}{2 \times 1024.4766} \times \left(\frac{272.5912}{258} + 0.44875 \right) \\ = 0.1704413 \\ \gamma = 9^\circ 40' 21.42'', \cos \gamma = 0.985784, \sin \gamma = 0.1680183$$

5. 温度改变对主索的影响

设主索在二月份架设,五月份吊装,这段期间温度升高最大值约 15°C 。求温度升高时,跑车吊重于跨中,主索的张力和垂度。

根据张力普遍方程

$$H_l^3 + H_l^2 \left\{ \frac{E_k A_n \cos^2 \beta}{24 H^2} [3P(P+G) + G^2] - H + \epsilon \Delta t E_k A_n \cos^2 \beta \right\} \\ - \frac{1}{8} P(P+G) E_k A_n \cos^2 \beta - \frac{G^2 E_k A_n \cos^2 \beta}{24} = 0$$

式中,钢丝的线膨胀系数 $\epsilon = 0.000012$, $\Delta t = 15^\circ\text{C}$,其他符号的意义及数值如前,分别求得

$$\frac{E_k A_n}{24 H^2} [3P(P+G) + G^2] - H + \epsilon \Delta t E_k A_n \\ = -93.1730 + 1.2 \times 10^{-5} \times 15 \times 75.6 \times 4182.48 = -36.2578 \\ \frac{1}{8} P(P+G) E_k A_n = \frac{1}{8} \times 272.5912 \times (272.5912 + 115.7775) \times 75.6 \times 4182.48 \\ = 4184289587$$

代入张力普遍方程得

$$H_l^3 - 36.2578 H_l^2 - 4360890425 = 0$$

得

$$H_l = 1645.94882\text{kN}$$

相应的跨中垂度

$$f_t = \frac{l}{4H_t} \left(\frac{G}{2} + P \right) = \frac{258}{4 \times 1645.94882} \times \left(\frac{1}{2} \times 115.7775 + 272.5912 \right) \\ = 12.9506\text{m}$$

6. 塔顶位移对主索的影响

当跑车吊重位于跨中时,允许两塔顶向索跨内位移 $\left(\frac{1}{400} \sim \frac{1}{600}\right)$ 塔高,取 $\Delta = 0.08\text{m}$,计算主索的张力和垂度。

有张力普遍方程

$$H_{\Delta}^3 + H_{\Delta}^2 \left[\frac{E_k A_n \cos^2 \beta}{24 H^2} [3P(P+G) + G^2] - H + \Delta \cos^2 \beta \frac{E_k A_n}{l} \right] \\ - \frac{1}{8} P(P+G) E_k A_n \cos^2 \beta - \frac{G^2 E_k A_n}{24} \cos^2 \beta = 0$$

其中

$$\frac{E_k A_n \cos^2 \beta}{24 H^2} [3P(P+G) + G^2] - H + \Delta \cos^2 \beta \frac{E_k A_n}{l} \\ = -93.1730 + 0.08 \times 75.6 \times \frac{4182.48}{258} = 4.872$$

则方程为

$$H_{\Delta}^3 + 4.872 H_{\Delta}^2 - 4360890425 = 0$$

解得

$$H_{\Delta} = 1632.15620\text{kN}$$

相应垂度

$$f_{\Delta} = \frac{l}{4H_{\Delta}} \left(\frac{G}{2} + P \right) = 13.060\text{m}$$

7. 主索应力计算

跑车满载位于跨中时主索应力最大,应验算主索与车轮处考虑弯曲影响的应力和主索与平滚接触处接触作用在内的应力,要求满足

$$\sigma_{\max} \leq \frac{[\sigma]}{K}$$

式中: $[\sigma]$ ——钢丝绳的极限抗拉强度, $[\sigma] = 1700\text{MPa}$;

K ——抗拉安全系数,取 $K \geq 2$ 。

(1) 考虑弯曲作用的应力

$$\sigma = \frac{T_{\max}}{A_n} + \frac{P}{n} \sqrt{\frac{E_k}{T_{\max} A_n}} = \frac{1665.4286}{4182.48} + \frac{272.5912}{6 \times 4} \\ \times \sqrt{\frac{75.6}{1665.4286 \times 4182.48}} \\ = 435.6\text{MPa} \\ K = \frac{[\sigma]}{\sigma} = \frac{1700}{435.6} = 3.9 > 2$$

(2) 考虑接触作用的应力

$$\sigma = \frac{T_{\max}}{A_n} + \frac{E_k d}{D_{\min}}$$

$$= \frac{1665.4286}{4182.48} + \frac{75.6 \times 2}{350} = 830 \text{MPa}$$

$$K = \frac{[\sigma]}{\sigma} = \frac{1700}{830} = 2.05 > 2$$

式中: n ——跑车车轮个数, $n = 4 \times 6 = 24$ 个;

d ——主索钢丝直径, $d = 2.0 \text{mm}$;

D_{\min} ——索鞍平滚的最小直径, 选用 $D_{\min} = 350 \text{mm}$ 。

(3) 主索最大弯曲应力(图 6-33)

跑车吊重后, 位于塔架前时主索的弯曲最利害, 一般在这种情况下, 考虑主索弯曲作用的应力为最大, 应进行验算。

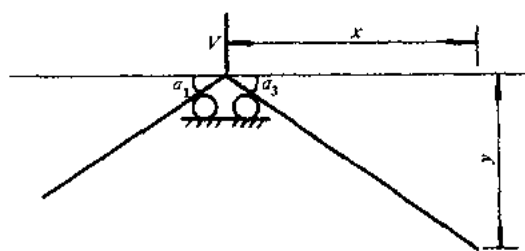


图 6-33 主索内力计算图式

$$\tan \alpha_3 = \frac{y}{x} = \frac{4.3}{13} = 0.33077$$

$$\alpha_3 = 18^\circ 18' 9.45'', \sin \alpha_3 = 0.31404, \cos \alpha_3 = 0.94940$$

$$T = \frac{H_x}{\cos \alpha_3} = \frac{1024.4766}{0.9494} = 1079.0653 \text{kN}$$

$$V = T(\sin \alpha_1 + \sin \alpha_3) = 1079.0653 \times (0.3256 + 0.31404) = 690.2133 \text{kN}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{T}{A_n} + \frac{V}{n} \sqrt{\frac{E_k}{TA_n}} = \frac{1079.0653}{4182.48} \\ &+ \frac{690.2133}{2 \times 6} \cdot \sqrt{\frac{75.6}{1079.0653 \times 4182.48}} \\ &= 493.4 \text{MPa} \end{aligned}$$

$$K = \frac{[\sigma]}{\sigma_{\max}} = \frac{1700}{493.4} = 3.4455 > 2$$

式中: α_1 ——靠近吊点主索锚固段的水平倾角;

n ——索鞍上平滚个数, $n = 2 \times 6 = 12$ 个。

以上计算表明, 所选主索型号、跑车车轮个数、平滚直径等符合受力要求。

(三) 起重索计算

起重索采用“走 6”布置, 起重和转向滑轮均采用滚珠轴承滑轮, 滑轮系数 $\eta = 0.98$ 。在起重索各段上的拉力值如图 6-34 所示。

起重卷扬机收紧拉力

$$F = \mu \frac{P_F}{\alpha}$$

式中 μ 为考虑拱肋两点起吊的不均匀受力和起吊时的冲击影响, 取 $\mu = 1.5$ 。

$$P_c = \frac{1}{2}(P_2 + P_3 + P_4) = \frac{1}{2} \times (30 + 1.5912 + 211)$$

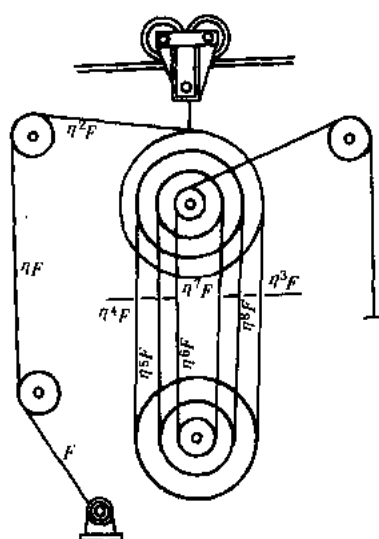


图 6-34 起重索受力图式

$$= 121.2956 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\alpha &= \eta^3 + \eta^4 + \eta^5 + \eta^6 + \eta^7 + \eta^8 \\ &= 0.98^3 + 0.98^4 + 0.98^5 + 0.98^6 + 0.98^7 + 0.98^8 \\ &= 5.3722\end{aligned}$$

所以

$$F = 1.5 \times \frac{121.2956}{5.3722} = 33.8676 \text{ kN} < 0.7 \times 50 = 35 \text{ kN}$$

可以选用 50kN 卷扬机作起重动力。

起重索的安全系数

$$K = \frac{T_n}{F} = \frac{208}{33.8676} = 6.1416 > 5$$

应力安全系数

选用起重滑轮和转向滑轮的直径 $D_{\min} = 300 \text{ mm}$ 。

起重索的接触应力

$$\sigma_{\max} = \frac{F}{A} + \frac{E_k d}{D_{\min}} = \frac{33.8676}{141.16} + \frac{75.6 \times 0.9}{300} = 466.7 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{[\sigma]}{\sigma_{\max}} = \frac{1.8}{0.4667} = 3.86 > 3$$

固端锚固力

$$R = \mu \eta^{10} F = 1.5 \times 0.98^{10} \times 33.8676 = 41.5084 \text{ kN}$$

计算表明,选用 $\phi 19.5$ 的钢索作起重索是安全的。

(四) 牵引索计算

1. 牵引力

牵引索的总牵引力由三部分组成(图 6-35)。

(1) 跑车的运行阻力

$$W_1 = P(f \cos \gamma + \sin \gamma)$$

式中: P ——跑车所负载重,即集中力

$$P = 272.5912 \text{ kN};$$

f ——跑车运行阻力系数,取 $f = 0.01$ 。

所以

$$\begin{aligned}W_1 &= 272.5912 \times (0.16802 + 0.01 \times 0.98578) \\ &= 48.4879 \text{ kN}\end{aligned}$$

(2) 起重索运行阻力

$$W_2 = 2(1 - \eta^7) \frac{P_F}{\alpha}$$

式中

$$\alpha = \eta + \eta^2 + \eta^3 + \eta^4 + \eta^5 + \eta^6 = 5.5937$$

则

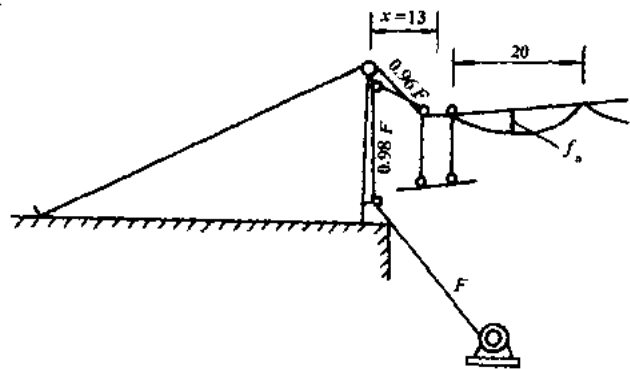


图 6-35 牵引索受力计算图式(尺寸单位:m)

$$W_2 = 2 \times \frac{121.2956}{5.5937} \times (1 - 0.98^7) = 5.7192 \text{ kN}$$

(3)后牵引索的松弛张力

$$W_3 = \frac{g_2 x_0^2}{8 f_x}$$

式中: x_0 ——跑车后方的第一个分索器离跑车的距离, 设 $x_0 = 20 \text{ m}$;

f_x ——牵引索在上述区间里的自然垂度, 设 $f_x = 0.4 \text{ m}$ 。

则

$$W_3 = \frac{19.91 \times 20^2}{8 \times 0.4} = 2.4888 \text{ kN}$$

所以总牵引力为

$$W = W_1 + W_2 + W_3 = 56.6959 \text{ kN}$$

2. 牵引卷扬机的选择

由图 6-35 可知, 牵引卷扬机与吊点之间有两个转向滑轮, 故收紧拉力 F 与总牵引力 W 之间的关系为

$$0.96 F = W$$

$$F = \frac{W}{0.96} = \frac{56.6959}{0.96} = 59.0582 \text{ kN} < 0.7 \times 90 = 63 \text{ kN}$$

故要用 90kN 卷扬机。如果要利用 50kN 卷扬机, 牵引索可以采用双线布置的方案。

3. 牵引索安全系数

拉力安全系数

$$K = \frac{T_n}{F} = \frac{311}{59.0582} = 5.266 > 5$$

考虑接触应力的安全系数

$$\sigma = \frac{F}{A} + \frac{E_k d}{D_{\min}} = \frac{59.0582}{210.87} + \frac{75.6 \times 1.1}{300} = 557.3 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{[\sigma]}{\sigma} = \frac{1.8}{0.5573} = 3.23 > 3$$

(五) 扣索计算

桥墩墩顶宽 3.6m, 墩顶上扣索排架高(参见图 6-23)

$$\begin{aligned} H &= \left(BF + \frac{y_{\perp}}{\cos \varphi_j} \right) + \left(AF + \frac{3.6}{2} \right) \tan \alpha \\ &= \left(8.6664 + \frac{0.6301}{0.83169} \right) + \left(21.121 + \frac{3.6}{2} \right) \times 0.17633 \\ &= 13.4657 \text{ m} \end{aligned}$$

扣索最不利拉力由三部分组成:

(1)端肋自重悬挂拉力(图 6-23)

$$T_1 = 168.2334 \text{ kN}$$

(2)接头上搁置中段拱肋引起的拉力(图 6-26)

$$T_2 = 92.0152 \text{ kN}$$

(3)拱肋接头处缆风索产生的扣索拉力

二根缆风索的上端栓在扣点上,下端分别锚于桥墩上、下游两侧的墩身上。设缆风张力在拱肋弯曲平面上的分力 $P = 40\text{kN}$,且缆风索在该面上的投影距肋脚 A 点的距离为 $a = 2\text{m}$ (如图 6-36 所示),则

$$T_3 = \frac{a}{h} P = 40 \times \frac{2}{12.2018} = 6.556\text{kN}$$

所以扣索最大张力

$$T = T_1 + T_2 + T_3 = 266.7046\text{kN}$$

扣索拉力安全系数

$$K = \frac{T_n}{T} = \frac{788.500}{266.7046} = 3 > 3$$

扣索的收紧索用一对四门滚珠滑轮按“走 8”布置

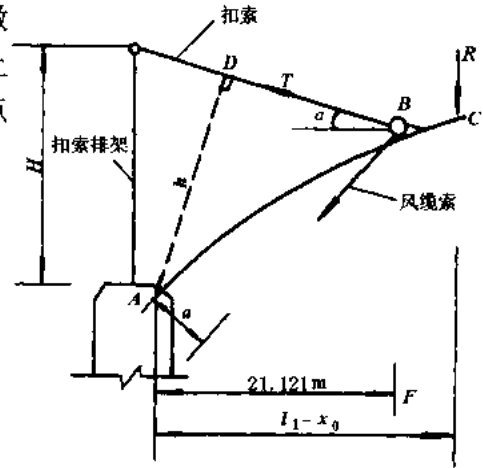


图 6-36 扣索受力计算图式

$$\alpha = 1 + \eta^1 + \eta^2 + \eta^3 + \eta^4 + \eta^5 + \eta^6 + \eta^7 + \eta^8 = 8.3126$$

收紧力

$$F = \frac{T}{\alpha} = \frac{266.7046}{8.3126} = 31.5\text{kN} < 0.7 \times 50 = 35\text{kN}$$

收紧动力可以用 50kN 卷扬机。

例七 拱桥转体施工计算示例

一、基本资料

(一) 桥址概况

某桥位于一山区专用公路上行线上,跨越一深谷,深谷两岸地质较好。通过方案比较,决定采用净跨为 70m 的上承式箱肋拱桥,如图 7-1 所示。

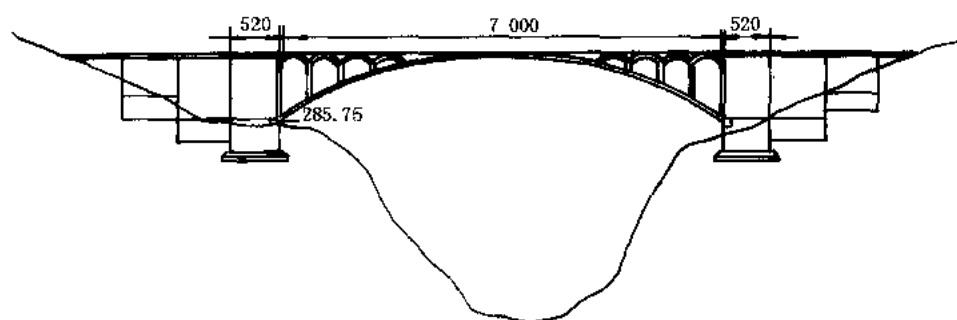


图 7-1 桥梁总体布置(尺寸单位:cm)

(二)设计资料、技术指标

设计荷载:汽车-20级,挂车-100

桥面净宽:净 8+2×0.5m 防撞栏,全宽 9m

桥梁净跨为 70m, 全长 86m

主拱圈由两条宽 2.6m、高 1.5m 的双室箱肋组成,肋间中距 5.9m。箱肋断面(标准部分)如图 7-2。箱肋采用 C40 钢筋混凝土。肋间设置横系梁。主拱截面为等截面,拱轴线形采用悬链线,拱轴系数为 $m = 2.514$ 。

拱上采用拱式空腹结构。

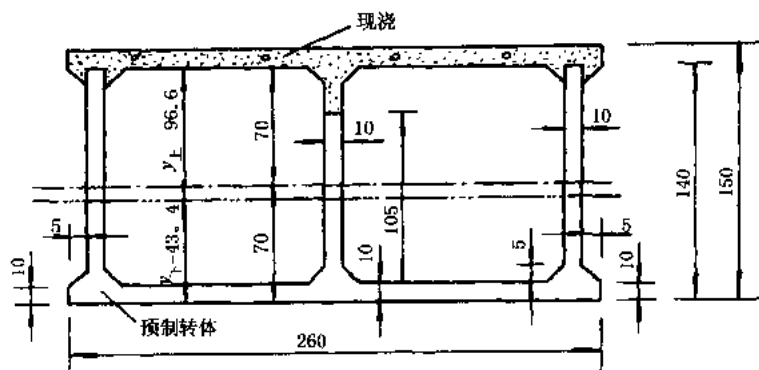


图 7-2 主拱单肋截面(尺寸单位:cm)

(三) 施工方法

根据桥址地形,通过比较,采用平转施工法施工。即将 70m 拱圈分为两个半跨,利用两岸地形搭设简单支架(或土牛拱胎),在支架上预制拱圈(通过横系梁联系的两箱肋)。本桥由于考虑到转体重量问题,在两岸支架上预制拱圈为无箱肋顶板的开口形式(在转动能力足够时,最好采用一次完成方式),预制完成后,用钢索自拱顶经肋上支架锚固于桥台尾,用普通千斤顶收紧钢索,使开口箱肋脱架。借助于拱脚处预设的环形钢滑道与聚四氟乙烯滑块的摩擦转动,用卷扬机牵引,转动 140° 就位。然后合拢拱肋、封固转盘。最后进行箱肋顶板现浇施工以及拱上结构施工。

二、转盘尺寸拟定

转盘由下盘、上盘、轴心、中心支承和环道组成。

(一) 下盘

将墩身砌筑到一定高度后作为下盘,下盘顶面的标高以方便施工为准。本桥下盘标高定为 283.75m,见图 7-3。

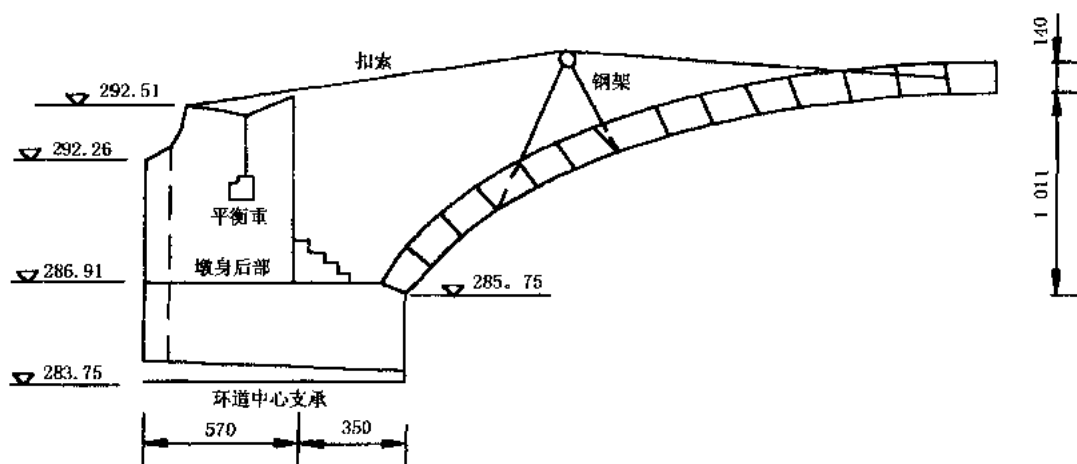


图 7-3 转动体系(尺寸单位:cm)

(二) 上盘

上盘为能转动的墩身。上盘砌筑的方向(墩身纵面)应顺两条箱肋拱圈方向。本桥砌筑方向与桥轴线成 140° 角,如图 7-4 所示。

(三) 环道

此例在下盘和上盘之间设圆形环道,环道内径 5.8m,宽 0.5m。环道由上下两部分组成。混凝土上环道宽 50cm,高 40cm,埋入桥墩上部石砌体中 20cm,下露 20cm。其底面做成凸形,两边微斜,中部水平部分预埋宽 10cm、厚 1cm 的钢滑道,其内径 6.15m,外径 6.35cm,见图 7-5 和图 7-6。

混凝土下环道宽 50cm、高 60cm,埋入桥墩下部石砌体中 30cm,上露 30cm。其顶面也做成凸形,在中部 10cm 宽的水平部分安放宽为 9cm 的四氟乙烯滑道块。上下环道空间高度 50cm,见图 7-5。

(四) 轴心与中心支承

轴心与中心支承中,轴心的作用是控制转动体系的水平位置。轴心位置将影响全桥跨径

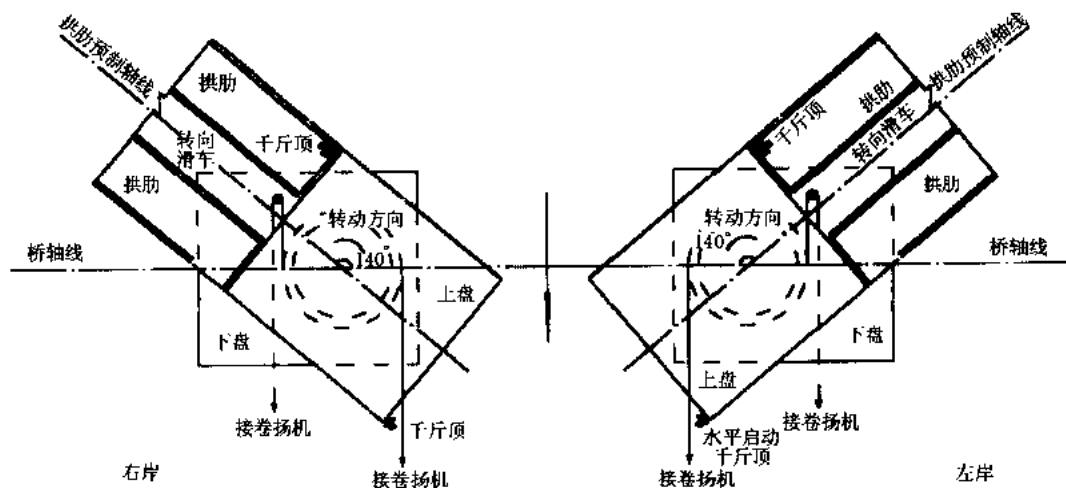


图 7-4 上盘砌筑方向

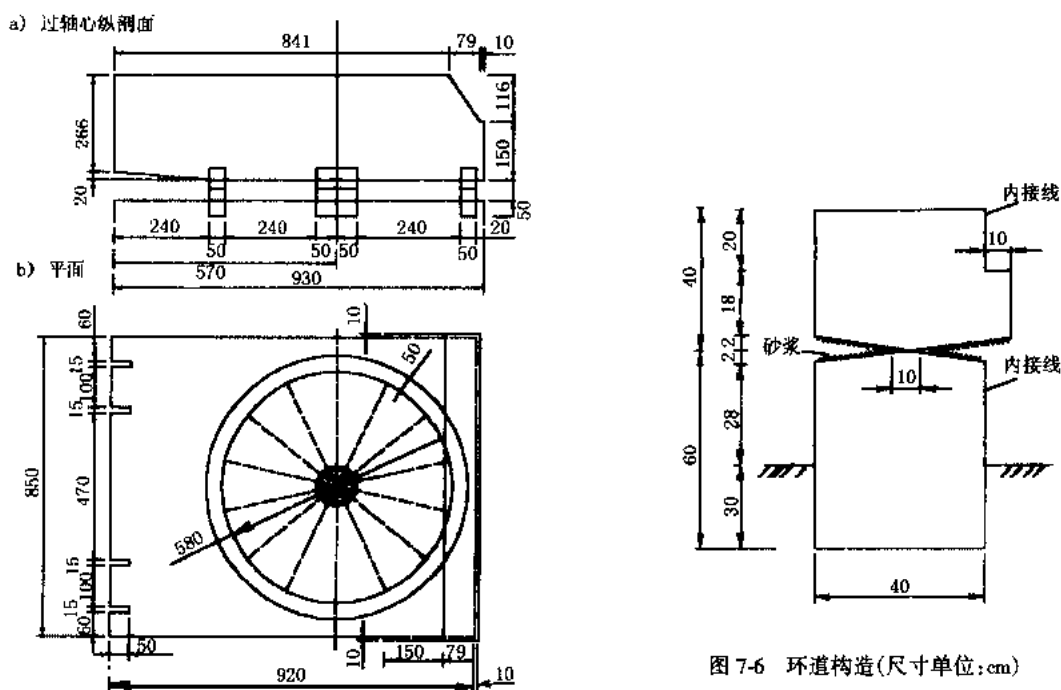


图 7-5 转盘构造(尺寸单位:cm)

图 7-6 环道构造(尺寸单位:cm)

与拱肋合拢,故必须定位准确且轴应垂直。轴心用直径 87mm,长 80cm 的圆钢制成。将钢轴定位后,浇筑轴心下座混凝土(直径 100cm,高 60cm 的圆柱)。钢轴埋入混凝土 60cm,外露 20cm,车光镀铬。将直径为 60cm 的不锈钢或和普通钢板(其中心开 $\phi 100\text{mm}$ 的孔)穿套在钢轴上放于下座混凝土之上作为中心支承钢板(不锈钢板在下,普通钢板在上,并检查不锈钢板与混凝土表面是否密合)。然后,钢轴外套长 20cm、厚 10mm 的四氟乙烯管。四氟乙烯管外再套长 22cm 的钢管。钢管内壁亦车光镀铬。钢管顶部用钢板盖上并焊接密封。钢管下口与中心支承钢板接触,并用环氧树脂密封接缝。焊接钢管与中心支承钢板的固定斜筋及轴心上座的钢筋,立上座外模,浇上座混凝土(直径 100cm、高 40cm 的圆柱)。待混凝土达到强度后,起顶上座,安四氟乙烯板于不锈钢板与下座混凝土表面之间,作为中心支承。

图 7-7 墩身上部构造(尺寸单位:cm)

根据图 7-7 的尺寸列表计算如表 7-1。

将半跨拱及悬扣体系划分成 34 个单元, 图 7-7 墩身上部构造(尺寸单位: cm)

根据各节点的坐标及各杆单重 D_1 , 计算各杆件元的长度 ΔL , 重力 ΔP 及对墩尾的弯矩 M_B , 计算过程列于表 7-2。

表 7-1

编号	重力(kN)(体积×容重)	距墩尾距离(m)	弯矩(kN·m)
P_1	$2.66 \times 9.2 \times 8.5 \times 25 = 5200.3$	$9.2/2 = 4.6$	23921.38
P_2	$-2.4 \times 0.2 \times 8.5 \times 25/2 = -51$	$2.4/3 = 0.8$	-40.8
P_3	$-0.79 \times 1.16 \times 8.5 \times 25/2 = -97.37$	$9.2 - \frac{0.79}{3} = 8.94$	-870.47
P_4	$5.7 \times 5.35 \times 8.5 \times 23 = -5961.77$	$5.7/2 = 2.85$	16991.05
P_5	$5.2 \times 0.978 \times 8.5 \times 25/2 = 540.35$	$0.5 + \frac{2}{3} \times 5.2 = 3.96$	2139.77
P_6	$-0.5 \times (5.35 + 2.46) \times 4 \times 0.15 \times 23 = -53.89$	0.25	-13.47
P_7	$0.3 \times 1.6 \times 1.5 \times 3 \times 23 = 49.68$	$5.7 + 0.8 = 6.5$	322.90
P_8	$0.3 \times 1.35 \times 1.5 \times 3 \times 23 = 41.92$	6.375	267.24
P_9	$0.3 \times 1.1 \times 1.5 \times 3 \times 23 = 34.16$	6.25	213.50
P_{10}	$0.3 \times 0.85 \times 1.5 \times 3 \times 23 = 26.39$	6.125	181.60
P_{11}	$0.3 \times 0.6 \times 1.5 \times 3 \times 23 = 18.63$	6.0	111.80
合计	11670.94	43204.5	

注: P_6 算式中乘数 4 指横向四个索槽; $P_7 \sim P_{11}$ 算式中乘数 3 指横向三个台阶; $P_1 \sim P_{11}$ 算式中的乘数 25 或 23 指容量。

表 7-2

杆件(单元)		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
项 目	单 位								
Δx	m	1.325	1.475	1.475	1.475	1.475	1.475	1.475	0.601
Δy	m	0.885	0.918	0.855	0.793	0.735	0.689	0.627	0.25
ΔL	m	1.593	1.737	1.705	1.675	1.648	1.628	1.603	0.651
单重 D_L	kN/m	38.80	32.93	26.55	26.55	26.55	30.03	30.03	30.03
$P = \Delta L D_L$	kN	61.82	57.21	45.26	44.46	43.75	48.89	48.13	19.55

续上表

杆件(单元)		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
项 目	单 位								
拱脚距离 x_0	m	0.663	2.063	3.538	5.013	6.488	7.963	9.438	10.476
墩尾距离 x_B	m	9.639	11.039	12.514	13.989	15.464	16.939	18.414	19.452
墩尾弯矩 M'_B	kN·m	595.91	631.55	566.44	621.98	676.61	828.12	886.27	380.23
杆件(单元)		⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯
项 目	单 位								
Δx	m	0.874	1.475	1.475	1.475	1.475	1.475	1.475	1.475
Δy	m	0.326	0.535	0.49	0.448	0.408	0.369	0.332	0.296
ΔL	m	0.933	1.569	1.554	1.542	1.530	1.520	1.512	1.504
单重 D_L	kN/m	30.03	26.55	26.55	26.55	26.55	26.55	26.55	26.55
$P = \Delta L D_L$	kN	28.01	41.66	41.27	40.93	40.63	40.37	40.14	39.94
拱脚距离 x_0	m	11.214	12.388	13.863	15.338	16.813	18.288	19.763	21.238
墩尾距离 x_B	m	20.190	21.365	22.840	24.315	25.790	27.265	28.740	30.215
墩尾弯矩 M'_B	kN·m	565.57	890.00	942.49	995.14	1047.87	1100.62	1153.63	1206.83
杆件(单元)		⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔
项 目	单 位								
Δx	m	1.475	1.475	1.475	1.475	1.475	1.475	1.475	1.325
Δy	m	0.262	0.229	0.196	0.164	0.134	0.103	0.074	0.014
ΔL	m	1.498	1.493	1.488	1.484	1.481	1.479	1.477	1.325
单重 D_L	kN/m	38.15	38.15	38.15	38.15	38.15	38.15	61.75	38.15
$P = \Delta L D_L$	kN	57.15	56.95	56.77	56.62	56.50	56.41	91.20	50.55
拱脚距离 x_0	m	22.713	24.188	25.663	27.138	28.613	30.088	31.563	34.438
墩尾距离 x_B	m	31.690	33.165	34.640	36.115	37.590	39.065	40.540	43.415
墩尾弯矩 M'_B	kN·m	1811.12	1888.57	1966.34	2044.73	2123.92	2203.56	3697.03	2194.67
杆件(单元)		㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚	㉛	㉜
项 目	单 位								
Δx	m	8.849	0	14.747	2.075	1.475	0	17.177	0.7
Δy	m	0	0.85	0	3.538	5.104	0.3	3.24	0.55
ΔL	m	8.849	0.850	14.747	4.102	5.313	0.300	17.480	0.890
单重 D_L	kN/m	0.630	20.3	0.63	3.14	3.14	3.14	0.63	3.14
$P = \Delta L D_L$	kN	5.57	17.26	9.29	12.88	16.68	0.94	11.1	2.80
拱脚距离 x_0	m	27.875	23.425	16.073	9.737	7.962	8.699	0.111	-8.128
墩尾距离 x_B	m	36.852	32.402	25.050	18.714	16.939	17.676	9.088	0.849
墩尾弯矩 M'_B	kN·m	205.44	559.09	232.73	241.01	282.57	16.65	100.07	2.37
$\Sigma P = 1301.94 \text{ kN},$		$\Sigma M'_B = 35026.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$							

注: x_0 ——为各杆件重心至拱脚截面形心的水平距离; x_B ——各杆件重心至墩尾 B 点的水平距离;

$$x_B = x_0 + 8.9765$$

 Δx 、 Δy ——为杆件两端节点的坐标差,取自表 7-3; ΔL ——杆件单位长重力,见后计算。

(三)转动体系重心位置确定及环道强度验算

纵向力 $N = 11670.94 + 1301.94 = 12972.88\text{kN}$

弯矩值 $M_B = 43204.5 + 35026.24 = 78230.74\text{kN}\cdot\text{m}$

转动体系重心距墩尾 B 点的距离:

$$x = \frac{M_B}{N} = \frac{78230.74}{12972.88} = 6.03\text{m}$$

实际转盘轴心位置距墩尾的距离为 5.7m(见图 7-7),则偏心值

$$e = 6.03 - 5.7 = 0.33\text{m}$$

偏心弯矩值: $M = 12972.88 \times 0.33 = 4281.05\text{kN}\cdot\text{m}$

转盘承压面积: $A = \frac{1}{4}\pi(0.6^2 - 0.1^2) + \pi \times 6.25 \times 0.09$
 $= 2.042\text{m}^2 = 20420\text{cm}^2$

转盘(环)截面模量(略去中心支承部分)

$$W = \frac{\pi}{32 \times 6.34}(6.34^4 - 6.16^4) = 2.72\text{m}^3 = 2720000\text{cm}^3$$

聚四氟乙烯材料的抗压极限强度、安全系数等值,公路桥涵设计规范中没有规定,根据试验值,聚四氟乙烯材料的工作应力不宜大于 8MPa。

求得四氟环道应力为:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \\ &= \frac{12972.88 \times 10}{20420} \pm \frac{4281.05 \times 1000}{2720000} \\ &= 6.353 \pm 1.574\end{aligned}$$

环道前缘 $\sigma = 7.927\text{MPa}$

环道后缘 $\sigma = 4.779\text{MPa}$

环道四氟板的应力在容许范围内。

四、拱肋安装内力计算

(一)计算图式

计算可采用常用的平面杆系有限元程序计算,将半跨拱肋和扣索分成 32 个节点,34 个单元,计算图式如图 7-8 所示。拱肋节点的划分除第 9 节点外,其余节点均为半跨拱肋的等分点。钢索的扣点位置在第 24 节点。扣索的支点 27、31、33 杆视为连杆,上下端均为铰接,其 $EI = 0$,计算时⑨杆不能省略。设计时可通过调整 27、28、30 三个节点之高程使拱肋内弯矩值最小,使拱肋处于较好受力状态。本桥调整试算后采用的高程如图 7-8 所示。为了合拢时方便,拱肋预制时缩短了 15cm,故 25 单元的水平长度为 1.325m。因为拱肋的坐标以拱顶轴线为坐标原点换算为以拱脚形心轴为坐标原点,故①单元的水平长度减短了 14.99cm,其长度为 1.325m。计算时假设钢索不承受弯矩,其惯矩取极小值,截面积取拱肋截面积的 100 倍,即不考虑钢索之伸长。节点、单元、荷载均从 1 起依次编号。

(二)截面特性计算

单肋可根据图 7-2 尺寸计算如下:

截面积: $A = 260 \times 10 + 130 \times 10 \times 2 + 105 \times 10 + 6 + \frac{1}{2} \times 5 \times 5$

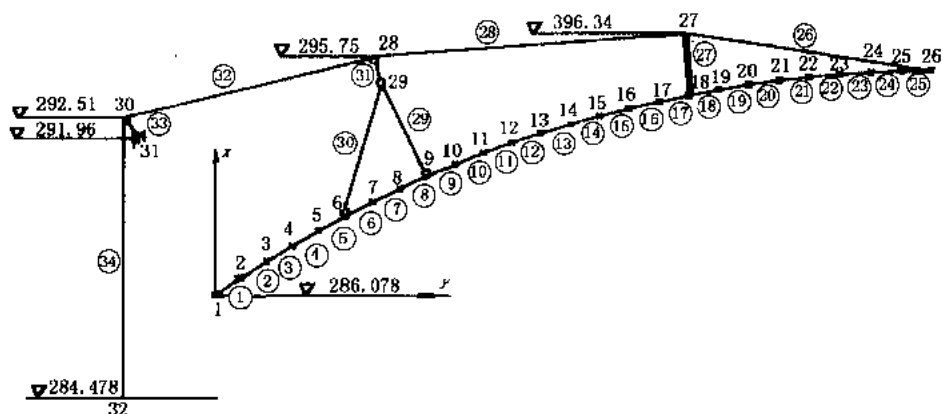


图 7-8 计算图式及单元划分

$$= 2600 + 2600 + 1050 + 75 = 6325 \text{ cm}^2$$

对底边静矩:

$$S = 2600 \times \frac{10}{2} + 2600 \times \left(10 + \frac{130}{2}\right) + 1050 \times \left(10 + \frac{105}{2}\right) + 75 \times \left(10 + \frac{5}{3}\right) \\ = 274500.25 \text{ cm}^3$$

形心位置:

$$y_{\text{上}} = \frac{S}{A} = \frac{274500.25}{6325} = 43.40 \text{ cm}$$

$$y_{\text{下}} = 140 - 43.40 = 96.6 \text{ cm}$$

截面惯矩:

$$I = \frac{1}{12} \times 260 \times 10^3 + (43.4 - 5)^2 \times 2600 + \frac{1}{12} \times 130^3 \times 20 + (75 - 43.4)^2 \times 2600 + \\ \frac{1}{12} \times 10 \times 105^3 + (62.5 - 43.4)^2 \times 1050 + 6 \times \frac{1}{36} \times 5 \times 5^3 + (43.4 - 11.67)^2 \times 75 \\ = 11536796.98 \text{ cm}^4$$

双肋 $A = 6325 \times 2 = 12650 \text{ cm}^2 = 1.265 \text{ m}^2$

$$I = 11536796.98 \times 2 = 23073594 \text{ cm}^4$$

(三) 节点坐标计算

将以拱轴线拱顶处为坐标原点及水平轴以向左为正的 $x' - y'$ 坐标系转换成以拱脚处为坐标原点及水平轴以向右为正的 $x - y$ 坐标系(加预拱度), 如图 7-9 所示。

拱脚截面:

$$\Delta x' = (70 - 43.4) \sin \varphi; \\ = 26.6 \times 0.5634 \\ = 14.99 \text{ cm}$$

$$\Delta y' = (70 - 43.4) \cos \varphi; \\ = 26.6 \times 0.8262 \\ = 21.98 \text{ cm}$$

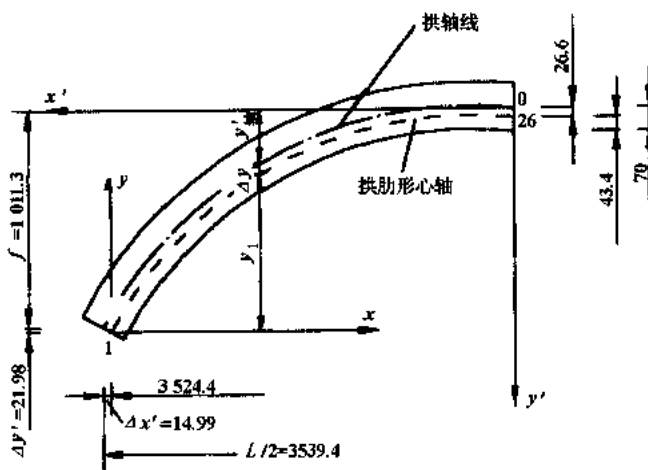


图 7-9 节点坐标计算(尺寸单位: cm)

在 $x' - y'$ 坐标系中,拱脚截面形心位置:

$$\begin{aligned}x'_{\text{轴}} &= 35.394 - 0.1499 = 35.244\text{m} \\ y'_{\text{轴}} &= 10.113 + 0.2198 = 10.3328\text{m}\end{aligned}$$

在 $x - y$ 坐标系中,拱顶截面形心位置:

$$\begin{aligned}x &= 35.244 - 0.15 = 35.094\text{m}(\text{减短 } 15\text{cm 预制}) \\ y &= 10.3328 - (0.7 - 0.434) = 10.3328 - 0.266 = 10.0668\text{m}\end{aligned}$$

在 $x - y$ 坐标系中,任意截面形心位置,除第 9 点外,其它点的 x 坐标仍用等分点位置,而 y_1 坐标按下式计算:

$$\begin{aligned}y_1 &= f + \Delta y' - (y'_{\text{轴}} + \Delta y) = 103.113 + 0.2198 - (y'_{\text{轴}} + \Delta y) \\ &= 10.3328 - (y'_{\text{轴}} + \Delta y)\end{aligned}$$

式中:

$$\Delta y = \frac{70 - 43.4}{70}(y'_{\text{下}} - y'_{\text{轴}}) = 0.38(y'_{\text{下}} - y'_{\text{轴}})$$

$y'_{\text{下}}$ —— $x' - y'$ 坐标系中拱圈下缘坐标;

$y'_{\text{轴}}$ —— $x' - y'$ 坐标系中拱圈轴线坐标。

节点坐标计算结果见表 7-3。

节点坐标计算表 表 7-3

以拱顶轴线为原点的分点坐标						以拱脚形心为坐标原点的节点坐标(加预拱度)				
节点	x'	$y'_{\text{轴}}$	$y'_{\text{下}}$	Δy	$\Delta y'_{\text{轴}} + \Delta y$	节点	x	y_1	预拱度 δ	$y = y_1 + \delta$
0 (拱顶)	0	0	0.700	0.266	0.266	1 (拱脚)	0	0	0	0
1	1.475	0.014	0.715	0.266	0.280	2	1.325	0.876	0.009	0.885
2	2.950	0.057	0.758	0.266	0.323	3	2.800	1.785	0.018	1.803
3	4.424	0.130	0.831	0.266	0.396	4	4.274	2.632	0.026	2.658
4	5.899	0.232	0.934	0.267	0.499	5	5.749	3.417	0.034	3.451
5	7.374	0.363	1.067	0.268	0.631	6	7.224	4.145	0.041	4.186
6	8.849	0.525	1.231	0.268	0.793	7	8.699	4.827	0.048	4.875
7	10.323	0.718	1.425	0.269	0.987	8	10.173	5.447	0.055	5.502
8	11.798	0.943	1.653	0.270	1.213	9 (加点)	10.774	5.694	0.058	5.752
9	13.273	1.201	1.913	0.271	1.472	10	11.648	6.017	0.061	6.078
10	14.748	1.492	2.208	0.272	1.764	11	13.123	6.546	0.067	6.613
11	16.222	1.819	2.538	0.273	2.092	12	14.598	7.030	0.073	7.103
12	17.697	2.182	2.905	0.275	2.457	13	16.072	7.473	0.078	7.551
13	19.172	2.583	3.311	0.277	2.860	14	17.547	7.876	0.083	7.959
14	20.647	3.024	3.757	0.279	3.303	15	19.022	8.241	0.087	8.328
15	22.121	3.506	4.246	0.281	3.787	16	20.497	8.569	0.091	8.660
16	23.596	4.032	4.779	0.284	4.316	17	21.971	8.861	0.095	8.956

续上表

以拱顶轴线为原点的分点坐标						以拱脚形心为坐标原点的节点坐标(加预拱度)				
节点	x'	y' 轴	y' 下	Δy	$\Delta y'$ 轴 + Δy	节点	x	y_1	预拱度 δ	$y = y_1 + \delta$
17	25.071	4.603	5.348	0.283	4.886	18	23.446	9.120	0.098	9.218
18	26.546	5.223	5.967	0.283	5.506	19	24.921	9.346	0.101	9.447
19	28.020	5.893	6.668	0.295	6.188	20	26.396	9.540	0.103	9.643
20	29.495	6.617	7.403	0.299	6.916	21	27.870	9.702	0.105	9.807
21	30.970	7.398	8.196	0.303	7.701	22	29.345	9.834	0.107	9.941
22	32.445	8.238	9.052	0.309	9.547	23	30.820	9.936	0.108	10.044
23	33.919	9.142	9.971	0.315	9.457	24	32.295	10.009	0.109	10.118
24	35.394	10.113	10.960	0.2198	10.3328	25	33.769	10.052	0.110	10.162
(拱脚)						26	35.244 - 0.15			
形心	35.094					(拱顶)	= 35.094	10.066	0.110	10.176
注: ①节点坐标计算为电算数据准备之一, 见后; ②拱顶预拱度 δ 值及其它各点的分配计算可按一般无支架施工的拱桥要求进行。						27	23.446			10.269
						28	8.699			9.640
						29	8.699			9.290
						30	-8.478			6.400
						31	-7.778			5.850
						32	8.478			1.632

(四)各杆件单位长度重力计算

两片拱肋系采用薄壁钢筋混凝土构件组成, 两片拱肋之间用钢筋混凝土横系梁连接成整体。预制拱肋全高 1.4m, 侧板厚 10cm, 底板厚 10cm, 两肋间横隔板厚 10cm, 箱肋内横隔板厚 5cm。横隔板开 0.6m × 0.6m 的孔。横隔板间距 2.5m。横隔板的重力由拱肋均匀分担。

半跨拱肋横隔板的全部重力(包括倒角)为 165.9kN

半跨拱肋弧长 $S = 1.0559 \times 35.094 = 37.056\text{m}$ (系数 1.0559 可由公路桥涵设计手册《拱桥》(上册)表 III-8 查得)

平均每米拱肋分得横隔板的重力为:

$$\frac{165.9}{37.056} = 4.48\text{kN/m}$$

①号单元(拱脚段)底板, 侧板均加厚至 20cm, 加厚部分的重力为 23.6kN/m;

②号单元底板加厚至 20cm, 加厚部分重力为 11.6kN/m;

⑥、⑦、⑧、⑨号单元底板加厚至 15cm, 加厚部分的重力为 5.8kN/m;

③号单元底板和侧板加厚至 20cm, 加厚部分的重力为 23.6kN/m。

除①、②、⑥、⑦、⑧、⑨、③单元外, 其余各单元的单位长度重力为:

$$1.265 \times 25 + 4.48 = 36.11\text{kN/m}$$

①号单元 $36.11 + 23.6 = 59.71\text{kN/m}$

②号单元 $36.11 + 11.6 = 47.71\text{kN/m}$

⑥⑦⑧⑨号单元 $36.11 + 5.8 = 41.91\text{kN/m}$

③号单元 $36.11 + 23.6 = 59.71\text{kN/m}$

用单位长重力复核全部拱肋重力

$$G = 1.593 \times 59.71 + 1.737 \times 47.71 + (1.628 + 1.603 + 0.651 + 0.933) \times 41.91 \\ + 1.477 \times 59.71 + [37.056 - (1.593 + 1.737 + 1.628 + 1.603 + 0.651 + 0.933)] \times 36.11 \\ = 95.12 + 82.87 + 201.80 + 88.19 + 1043.98 = 1511.96\text{kN}$$

按控制预制件超重 5% = 75.60kN 计

$$\text{每米单位重增量} = \frac{75.60}{37.056} = 2.04\text{kN/m}$$

则拱肋各单元单位长重为:

$$\text{①号杆} \quad D_L = 59.71 + 2.04 = 61.75\text{kN/m}$$

$$\text{②号杆} \quad D_L = 47.71 + 2.04 = 49.75\text{kN/m}$$

$$\text{⑥、⑦、⑧、⑨号杆} \quad D_L = 41.91 + 2.04 = 43.95\text{kN/m}$$

$$\text{⑬号杆} \quad D_L = 59.71 + 2.04 = 61.75\text{kN/m}$$

$$\text{其余各杆} \quad D_L = 36.11 + 2.04 = 38.15\text{kN/m}$$

$$\text{扣索 26、28、32、34 号杆} \quad D_L = 0.63\text{kN/m} (10 \text{ 根 } \phi 43.5\text{mm 钢索})$$

$$\text{立柱 27 号杆} \quad D_L = 20.30\text{kN/m}$$

$$\text{支架 29、30、31、33 号杆} \quad D_L = 3.14\text{kN/m}$$

(五) EA 、 EI 值

拱肋(C40 混凝土):

$$E = 3.3 \times 10^4 \text{MPa}$$

$$A = 12650\text{cm}^2$$

$$I = 23073594\text{cm}^4$$

$$EA = 33.0 \times 12650 = 417450$$

$$EI = 33.0 \times 2307.3594 = 76142.86$$

扣索($6 \times 37 + 1$ 的钢索):

$$E = 0.756 \times 10^5 \text{MPa}$$

$$A = 1256000\text{cm}^2 (\text{取拱肋面积的 100 倍, 钢索之伸长由张拉工艺消除})$$

$$I = 10^{-20}\text{m}^4 (\text{趋于零, 不承受弯矩})$$

$$EA = 75.6 \times 125600 = 94953600$$

$$EI = 75.6 \times 10^{-20} = 7.56 \times 10^{-19}$$

立柱:

$$E = 3.3 \times 10^{-6} \text{MPa}$$

$$A = 6000\text{cm}^2$$

$$I = 10^{-20}\text{m}^4$$

$$EA = 33.0 \times 6000 = 198000$$

$$EI = 33.0 \times 10^{-20}$$

支架(近似取钢索的数据):

$$EA = 94953600$$

$$EI = 7.56 \times 10^{-19}$$

(六) 数据准备

第一次计算杆件自重产生的内力;

第二次计算拱顶加载 10kN 集中力产生的内力；
 第三次计算杆件自重和拱顶 10kN 集中力同时作用产生的内力。
 根据程序执行要求依次输入需要的数据：
 (1)主控数据。本算例有 10 个,如表 7-4。

表 7-4

变 量	第一次计算	第二次计算	第三次计算	意 义
M	32	32	32	节点总数
N	34	34	34	杆元总数
H	34	0	34	杆上荷载总数
V	0	1	1	节点荷载总数
Z	6	6	6	支点约束总数
EE	1	1	1	弹性模量
TT	0	0	0	温度变化摄氏度数
AL	0	0	0	线胀系数
XI	2	2	2	不打印原始数据 $X(I)=1$ 时打印
LO	0	0	0	杆件单位重力

(2)节点坐标。输入各节点在整体坐标系中的坐标,规定 x 轴向右为正, y 轴向上为正,转角逆时针为正。尽量将计算图式放在第一象限内,使得坐标值均为正值,见表 7-5。

表 7-5

节点号	$X(I)$ (m)	$Y(I)$ (m)	节点号	$X(I)$ (m)	$Y(I)$ (m)
1	0	0	17	21.971	8.956
2	1.325	0.885	18	23.446	9.218
3	2.800	1.803	19	24.921	9.447
4	4.274	2.658	20	26.396	9.643
5	5.749	3.451	21	27.870	9.807
6	7.224	4.186	22	29.345	9.941
7	8.699	4.875	23	30.820	10.044
8	10.173	5.502	24	32.295	10.118
9	10.774	5.752	25	33.769	10.162
10	11.648	6.078	26	35.094	10.176
11	13.123	6.613	27	23.466	10.230
12	14.598	7.103	28	8.699	10.640
13	16.072	7.551	29	8.699	9.290
14	17.547	7.959	30	-8.478	6.400
15	19.022	8.328	31	-7.778	5.850
16	20.497	8.660	32	8.478	1.632

注: $X(I)$ = 第 I 个节点的 X 坐标; $Y(I)$ = 第 I 个节点的 Y 坐标。

(3)材料特性。
 (4)边界条件。

(5)单元荷载。

(6)节点荷载。输入各节点荷载特性。当 $U=0$ 时不准备。本例考虑到拱肋合拢时承受接头混凝土、模板和操作人员重力,在拱顶(26节点)加载 10kN 集中力,计算拱肋内力。

上述(3)、(4)、(5)、(6)项数据准备见表 7-6、7-7、7-8、7-9。

(七)内力计算结果

将准备好的数据输入计算机,可分别算得杆件自重作用和拱顶作用 10kN 集中力时的节点变位和内力,以及在以上二种荷载作用下节点的变位和内力。现将计算结果整理后列于下表 7-10~表 7-12。

表 7-6

单元 I	I(I)	J(I)	H(I)	JJ(I)	单元 I	I(I)	J(I)	H(I)	JJ(I)
①	1	2	417450	76142.86	⑮	18	19		
②	2	3			⑯	19	20		
③	3	4			⑰	20	21		
④	4	5			⑱	21	22		
⑤	5	6			⑳	22	23	↓	↓
⑥	6	7			㉑	23	24		
⑦	7	8			㉒	24	25		
⑧	8	9			㉓	25	26		
⑨	9	10			㉔	24	27	94953600	7.56E-19
⑩	10	11			㉕	18	27	198000	3.3E-19
⑪	11	12			㉖	27	28	94953600	7.56E-19
⑫	12	13			㉗	9	29		
⑬	13	14			㉘	6	29		
⑭	14	15			㉙	28	29		
⑮	15	16			㉚	28	30		
⑯	16	17	↓	↓	㉛	30	31	↓	↓
⑰	17	18			㉜	30	32		

注:① $I(I)$ = 第 I 号杆件的起点节点号, $J(I)$ = 第 I 号杆件的终点节点号, $H(I)$ = 第 I 号单元的 EA , $JJ(I)$ = 第 I 号单元的 EI , $I=1,2,\dots,N$ 。

②一般 $I(I) < J(I)$

表 7-7

支承约束序号	$Z_1(I)$	$Z_2(I)$	支承约束序号	$Z_1(I)$	$Z_2(I)$
1	0	1	4	0	92
2	0	2	5	0	94
3	0	91	6	0	95

注:①每一节点有三个位移,依次为水平位移、竖直位移和转角。位移的正负号以整体坐标为准,线位移以坐标轴方向为正,转角以逆时针为正。

② $Z_1(I)$ = 第 I 个边界条件的已知位移值(转角以 rad 计), $Z_2(I)$ = 第 I 个边界条件在总刚中之序号。如第 31 节点之水平位移在总刚中之序号为 $(31-1) \times 3 + 1 = 91$

表 7-8

荷载号 I	$H_1(I)$	$H_2(I)$	$H_3(I)$	$H_4(I)$	荷载号 I	$H_1(I)$	$H_2(I)$	$H_3(I)$	$H_4(I)$
1	-61.75	1	1	1	18	-38.15	1	18	1
2	-49.75	1	2	1	19	-38.15	1	19	1
3	-38.15	1	3	1	20	-38.15	1	20	1
4	-38.15	1	4	1	21	-38.15	1	21	1
5	-38.15	1	5	1	22	-38.15	1	22	1
6	-43.95	1	6	1	23	-61.75	1	23	1
7	-43.95	1	7	1	24	-38.15	1	24	1
8	-43.95	1	8	1	25	-38.15	1	25	1
9	43.95	1	9	1	26	0.63	1	26	1
10	-38.15	1	10	1	27	-17.26	0	27	4
11	-38.15	1	11	1	28	0.63	1	28	1
12	-38.15	1	12	1	29	3.14	1	29	1
13	-38.15	1	13	1	30	-3.14	1	30	1
14	-38.15	1	14	1	31	0.94	0	31	4
15	-38.15	1	15	1	32	0.63	1	32	1
16	-38.15	1	16	1	33	-3.14	1	33	1
17	-38.15	1	17	1	34	4.05	1	34	4

注：①荷载符号，以局部坐标为准，即以 I 端向 J 作 x 轴，逆时针转动 90° 为 y 轴，且以逆时针方向为正。

② $H_1(I)$ = 第 I 个荷载的值，本例为杆件自重。

$H_2(I)$ = 第 I 个荷载距 I 端的距离，当作用方式为 1 或 2 时，可任取一数。

$H_3(I)$ = 第 I 个荷载作用杆件号。

$H_4(I)$ = 第 I 个荷载的作用方式，分别为：均布荷载：1，三角形荷载（ I 端荷载强度为零）：2，垂直于杆的集中力：3，平行于杆的集中力：4， $I = 1, 2, 3, \dots, H$ 。

表 7-9

节点号 I	$J_1(I)$	$J_2(I)$
26	-10	77

注：①确定节点荷载符号时，以整体坐标为准；

② $J_1(I)$ = 第 I 个节点荷载的值；

$J_2(I)$ = 第 I 个节点荷载在总刚度矩阵中的序号。

五、拱肋强度验算

从表 7-10，表 7-11，表 7-12 可知，拱肋在悬挂状态下，最大正弯矩产生在第 6 截面；最大负弯矩产生在第 9 截面，最大剪力产生在第 7 截面。将以上内力值摘录于下：

杆件自重作用内力与变形

表 7-10

节点或 杆件号	弯矩 M (kN·m)	轴力 N (kN)	剪力 T (kN)	水平位移 U (cm)	挠度 V (cm)	转角 C_k (rad)	
1	0.0	3678.0	119.0	0.000	0.000	-0.001	
2	111.2	3675.0	138.9	0.065	0.122	0.001	
3	277.4	3672.0	166.7	0.128	-0.253	-0.001	
4	506.0	3667.0	220.3	0.181	-0.374	-0.001	
5	821.4	3660.0	270.0	0.219	-0.476	-0.001	
6	1241.0	3107.0	-356.0	0.240	-0.551	0.000	
7	460.1	3125.0	-459.2	0.246	-0.591	0.000	
8	-275.4	3129.0	-434.2	0.243	-0.616	0.000	
9	-532.3	3102.0	1.6	0.243	-0.627	0.000	
10	-530.9	3102.0	29.6	0.243	-0.488	0.000	
11	-531.4	3102.0	54.2	0.248	-0.695	0.000	
12	-493.2	3101.0	74.5	0.256	-0.757	0.000	
13	-423.7	3099.0	93.9	0.268	-0.834	-0.001	
14	-324.8	3098.0	112.1	0.280	-0.923	-0.001	
15	-198.4	3095.0	127.6	0.293	-1.020	-0.001	
16	-49.1	3093.0	141.8	0.305	-1.123	-0.001	
17	121.0	3090.0	153.6	0.314	-1.227	-0.001	
18	308.3	3056.0	-39.3	0.321	-1.326	-0.001	
19	207.2	3057.0	-29.2	0.324	-1.418	-0.001	
20	121.5	3059.0	-20.8	0.324	-1.503	-0.001	
21	48.6	3059.0	-15.6	0.322	-1.584	-0.001	
22	-16.3	3060.0	-8.3	0.318	-1.663	-0.001	
23	-70.3	3061.0	-4.7	0.313	-1.742	-0.001	
24	-149.5	1.0	106.8	0.306	-1.823	-0.001	
25	-33.4	0.0	50.5	0.309	-1.906	-0.001	
26	5.0	-3065.0	-3.1	0.310	-1.982	-0.001	
27	0.0	205.4	0.0				
28	2.3	-3067.0	-2.7				
29	-25.7	-321.3	15.2				
30	-26.6	853.3	20.0				
31	31.8	528.4	-372.0				
32	-0.1	-3498.0	-4.2				
33	17.9	4388.0	-18.7				
34	5.0	-3368.0	-0.6				

拱顶 10kN 集中力时内力与变形

表 7-11

节点或杆件号	弯矩 M (kN·m)	轴力 N (kN)	剪力 T (kN)	水平位移 U (cm)	挠度 V (cm)	转角 C_E (rad)
1	0.0	46.7	-9.1	0.000	0.000	0.000
2	14.5	47.0	7.6	0.003	0.005	0.000
3	-27.6	47.2	-6.1	-0.006	0.009	0.000
4	-38.1	47.3	-4.6	-0.009	0.013	0.000
5	-45.7	47.5	-3.1	-0.011	0.016	0.000
6	-52.0	62.7	16.5	-0.011	0.017	0.000
7	-25.1	62.1	18.7	-0.011	0.017	0.000
8	4.8	62.0	19.2	-0.011	0.016	0.000
9	15.7	65.7	-10.8	-0.011	0.015	0.000
10	5.7	65.8	-10.2	-0.011	0.015	0.000
11	-10.3	66.0	-8.4	-0.011	0.014	0.000
12	-23.3	66.2	-6.7	-0.011	0.013	0.000
13	-33.5	66.4	-5.0	-0.011	0.011	0.00
14	-41.2	66.5	-3.3	-0.010	0.008	0.000
15	-46.2	66.5	-1.8	0.009	0.004	0.000
16	-48.9	66.6	-0.2	-0.008	-0.001	0.000
17	-49.3	66.6	1.3	-0.007	-0.008	0.000
18	-47.4	65.9	-1.3	-0.006	-0.016	0.000
19	-49.3	65.9	0.1	-0.005	-0.026	0.000
20	-49.1	65.9	1.5	-0.004	-0.037	0.000
21	-46.8	65.8	2.9	-0.003	-0.049	0.000
22	-42.5	65.8	4.2	-0.002	-0.063	0.000
23	-36.3	65.7	5.5	-0.001	-0.078	0.000
24	-28.0	0.2	10.0	0.000	-0.094	0.000
25	-13.3	0.0	10.0	0.000	-0.110	0.000
26	-0.1	-65.4	0.1	0.001	-0.126	0.000
27	0.0	4.1	0.0			
28	0.5	-65.5	-0.1			
29	1.6	32.5	-1.2			
30	1.1	-23.9	-0.7			
31	-1.9	5.5	21.4			
32	1.0	-44.8	-0.1			
33	-0.5	55.5	0.6			
34	0.0	-42.2	0.0			

杆件自重+拱顶 10kN 集中力时内力与变形

表 7-12

节点或 杆件号	弯矩 M (kN·m)	轴力 N (kN)	剪力 T (kN)	水平位移 U (cm)	挠度 V (cm)	转角 C_E (rad)	
1	0.0	3725.0	109.9	0.000	0.000	-0.001	
2	96.7	3722.0	131.3	0.061	0.118	0.001	
3	249.8	3719.0	160.6	0.122	-0.244	-0.001	
4	468.0	3714.0	215.7	0.172	-0.360	-0.001	
5	775.6	3708.0	266.8	0.209	-0.460	-0.001	
6	1189.0	3170.0	-339.5	0.229	-0.534	0.000	
7	435.0	3187.0	-440.5	0.234	-0.575	0.000	
8	-270.7	3191.0	-415.1	0.232	-0.600	0.000	
9	-516.6	3168.0	-9.3	0.231	-0.612	0.000	
10	-525.3	3168.0	19.5	0.232	-0.633	0.000	
11	-541.7	3168.0	45.9	0.237	-0.681	0.000	
12	-516.5	3167.0	67.9	0.245	-0.745	0.000	
13	-457.2	3166.0	88.8	0.257	-0.823	-0.001	
14	-365.9	3164.0	108.7	0.270	-0.915	-0.001	
15	-244.7	3162.0	125.9	0.284	-1.016	-0.001	
16	-98.0	3160.0	141.5	0.296	-1.124	-0.001	
17	71.7	3157.0	154.9	0.307	-1.235	-0.001	
18	260.9	3122.0	-40.6	0.314	-1.342	-0.001	
19	157.9	3123.0	-29.1	0.319	-1.443	-0.001	
20	72.4	3124.0	-19.3	0.320	-1.540	-0.001	
21	1.8	3125.0	-12.8	0.320	-1.633	-0.001	
22	-59.0	3126.0	-4.0	0.317	-1.726	-0.001	
23	-106.5	3127.0	0.8	0.312	-1.820	-0.001	
24	-177.5	1.2	116.9	0.306	-1.917	-0.001	
25	-46.8	0.0	60.6	0.309	-2.017	-0.001	
26	4.9	-3130.0	-3.0	0.310	-2.108	-0.001	
27	0.0	209.5	0.0				
28	2.8	-3132.0	-2.8				
29	-24.1	-288.8	14.1				
30	-25.5	829.4	19.3				
31	29.8	533.9	-350.6				
32	0.8	-3543.0	-4.3				
33	17.4	4444.0	-18.1				
34	5.0	-3410.0	-0.6				

$$\begin{aligned}
\text{第 6 截面:} \quad & M = 1241.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
& N = 3107.0 \text{ kN} \\
\text{第 9 截面:} \quad & M = -532.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
& N = 3102.0 \text{ kN} \\
\text{第 7 截面:} \quad & T = -459.2 \text{ kN} \\
& N = 3125.0 \text{ kN}
\end{aligned}$$

1. 拱肋正截面强度和稳定验算(按混凝土截面验算)

根据《公路砖石及混凝土桥涵设计规范(JTJ022—85)》第 3.0.2 规定,偏心受压构件必须满足下式要求:

$$N_j \leq \varphi \alpha A R_g^j / \gamma_m$$

式中: N_j ——按规范(JTJ022—85)第 3.0.1 条公式(3.0.1)等号左边计算的纵向力。

根据拱肋内力计算结果(见表 2-4),正截面强度和稳定性验算选择在 6 号和 9 号截面进行。

9 号截面进行:

6 号截面计算纵向力: $N_j = \gamma_{so} \varphi_s \gamma_s Q$, 根据规范(JTJ022—85)第 3.0.1 条: $\gamma_{so} = 1.03$; $\varphi = 0.77$ (荷载组合 V); $\gamma_s = 1.4$;

$$Q = N = 3103.0 \text{ kN}$$

则 $N_j = 1.03 \times 0.77 \times 1.4 \times 3107.0 = 3449.8 \text{ kN}$

同样,求得 9 号截面计算纵向力为:

$$N_j = 1.03 \times 0.77 \times 1.4 \times 3102.0 = 3444.3 \text{ kN}$$

计算式子右边的数值:

$$\gamma_m = 2.31 [\text{查规范(JTJ022—85) 表 3.0.1-2}]$$

$$A = 12650 \text{ cm}^2$$

$$R_g = 23.0 \text{ MPa} \quad (40 \text{ 号混凝土})$$

$$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^m}{1 + \left(\frac{e_0}{r_w}\right)^2}$$

式中: $m = 8$, 近似取箱形截面系数;

e_0 ——纵向力偏心距

$$6 \text{ 号截面} \quad e_0 = \frac{1241.0}{3107.0} = 0.4 \text{ m}$$

$$9 \text{ 号截面} \quad e_0 = \frac{532.3}{3102.0} = 0.17 \text{ m}$$

y ——截面重心至偏心方向外缘距离

$$6 \text{ 号截面} \quad y = 96.6 \text{ cm}$$

$$9 \text{ 号截面} \quad y = 43.4 \text{ cm}$$

$$r_w = \text{截面回转半径} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{23073594}{12650}} = 42.7 \text{ cm}$$

α 计算得:

$$\text{6号截面} \quad \alpha = \frac{1 - \left(\frac{40}{96.6}\right)^2}{1 + \left(\frac{40}{42.7}\right)^2} = 0.53$$

$$\text{24号截面} \quad \alpha = \frac{1 - \left(\frac{17}{96.6}\right)^2}{1 + \left(\frac{17}{42.7}\right)^2} = 0.85$$

$$\varphi = \text{纵向弯曲系数} = \frac{1}{1 + 0.002\beta(\beta - 3) \left[1 + 1.33 \times \left(\frac{e_0}{r_w} \right)^2 \right]}$$

$$\text{计算 } \beta = \frac{l_0}{h_w}$$

悬挂状态下拱脚为铰,而拱肋悬臂端系扣索拴住,近似按双铰拱计算自由长度 l_0 :

$$l_0 = 0.54S = 0.54 \times 1.0559 \times 35.094 = 20.01 = 2001\text{cm}$$

$$\frac{l_0}{r_w} = \frac{2001}{42.7} = 47$$

查规范表 3.0.3-2,得对应于 $\frac{l_0}{r_w}$ 的 $\frac{l_0}{h_w}$ 值于下:

$$\beta = \frac{l_0}{h_w} = 13.4$$

计算 φ 值如下:

$$\text{6号截面} \quad \varphi = \frac{1}{1 + 0.002 \times 13.4 \times (13.4 - 3) \times \left[1 + 1.33 \times \left(\frac{40}{42.7} \right)^2 \right]} = 0.62$$

$$\text{24号截面} \quad \varphi = \frac{1}{1 + 0.002 \times 13.4 \times (13.4 - 3) \times \left[1 + 1.33 \times \left(\frac{18}{42.7} \right)^2 \right]} = 0.74$$

将以上各数值代入原式的右边得:

$$\begin{aligned} \text{6号截面} \quad \varphi \alpha R_a^j / \gamma_m &= 0.62 \times 0.53 \times 12650 \times 2.3 / 2.31 \\ &= 4138.8\text{kN} > N_j = 3449.8\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{24号截面} \quad \varphi \alpha R_a^j / \gamma_m &= 0.74 \times 0.85 \times 12650 \times 2.3 / 2.31 \\ &= 8015.6\text{kN} > N_j = 3444.3\text{kN} \end{aligned}$$

结论:拱肋的强度和稳定性在转体阶段是安全的。

2. 抗剪强度验算

按规范(JTJ022—85)第 3.0.7 条规定,拱肋正截面直接受剪时,按下式验算:

$$Q_j \leq A \frac{R_j}{\gamma_m} + \mu N_j$$

上式左边为按第 3.0.1 条公式(3.0.1)等号左边计算的剪力。根据表 7-10,选择 7 号截面进行正截面抗剪强度验算: $Q_j = \gamma_{so} \varphi \sum \gamma_{s1} Q = 1.03 \times 0.77 \times 1.4 \times 459.2$

$$= 509.9\text{kN}$$

计算上式右边数值:

$$A = 12650\text{cm}^2$$

$$\gamma_m = 2.31$$

$$R_j = 4.7\text{MPa}[\text{规范(JTJ022—85) 表 2.0.5—2}]$$

$$\mu = 0.7(\text{摩擦系数})$$

将以上各数代入原式右边,计算得:

$$A \frac{R_j}{\gamma_m} + \mu N_j = 12560 \frac{0.47}{2.31} + 0.7 \times 3125.0 = 4761\text{kN} > Q_j = 509.9\text{kN}(\text{安全})$$

六、起动力及转动牵引力计算

转动体系的转动一般用千斤顶水平启动,启动后再用卷扬机牵引转动,此时主要克服摩擦力。为了计算起动力和牵引力,在无可靠资料的情况下,摩擦系数可考虑按图 7-10 取用。

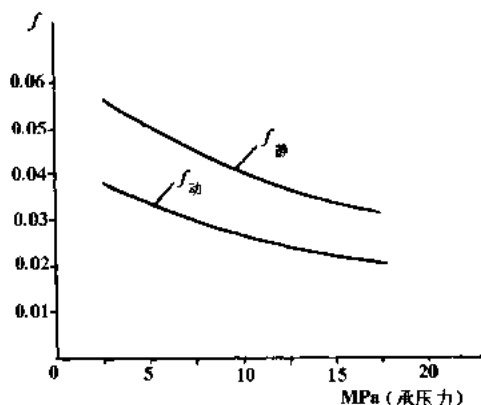


图 7-10 聚四氟乙烯与钢板转动摩擦系数曲线
($f_{\text{静}}$ = 静摩擦系数; $f_{\text{动}}$ = 动摩擦系数)

起动力计算:

$$\text{转动体系总重力 } 11670.94 + 1301.94 = 12972.88\text{kN}$$

$$\text{转盘四氟板平均工作应力 } 6.353\text{MPa}$$

$$\text{查图 7-10 曲线得静摩擦系数 } f_{\text{静}} = 0.048$$

$$\text{起动力 } 12972.88 \times 0.048 = 623\text{kN}$$

在上盘的前后缘两侧各布置一台千斤顶进行水平启动(见图 7-3),每台千斤顶的水平启动吨位为 262.5kN。

$$\text{动摩擦系数查图 7-10 相应曲线得: } f_{\text{动}} = 0.033$$

$$\text{牵引力 } 12972.88 \times 0.033 = 428\text{kN}$$

用两台卷扬机牵引转动,每个牵引力为 214kN(见图 7-3)。

例八 箱形拱桥悬臂施工验算示例

一、设计资料与基本构造

1. 设计荷载

汽车 - 20 级; 挂车 - 100

2. 主要尺寸

桥面: 净 7m

净跨径: $l_0 = 92\text{m}$

净矢高: $f_0 = 10.22\text{m}$

矢跨比: $f_0/l_0 = \frac{1}{9}$

拱轴系数: $m = 1.347$

变厚系数: $n = 0.5$

主拱为单箱三室箱形截面; 宽度为 5.5m

主拱圈拱顶高度: $H_d = 1.6\text{m}$

主拱圈拱脚高度: $H_j = 2.0\text{m}$

预制箱肋外侧腹板厚度: $b_1 = 15\text{cm}$

预制箱肋内侧腹板厚度: $b_2 = 5\text{cm}$

箱肋内侧加厚腹板厚度: $b_3 = 30\text{cm}$

箱肋顶、底板厚度: $t = 15\text{cm}$

两箱肋间横隔板厚度: $t' = 15\text{cm}$

3. 构造特点

由于桥面标高限制, 本例在拱顶区段拱上建筑中采用浇筑侧梁、横铺桥面板的布置形式。

4. 材料容重及弹性模量

箱肋、主柱及横隔板均采用 C40 钢筋混凝土: $\gamma_1 = 25\text{kN/m}^3$, $E_h = 3.3 \times 10^5 \text{MPa}$

5. 箱肋拱立面构造见图 8-1。

6. 箱肋拱横面形式见图 8-2。

7. 箱肋截面形式见图 8-3。

8. 拱片分段情况见图 8-4。

二、施工方法简述

本桥采用桁架悬臂法施工, 将箱形拱肋、立柱、临时工具式斜压杆、上弦临时挂杆、剪力撑组合成桁架式拱片。全桥分七段预制安装, 待拱片安装好后, 用托板滚筒拖运或驳船浮运至桥孔, 采用人字钢扒杆起吊, 将各段拱片自墩台向跨中逐段悬臂桥装 (见图 8-5)。待各拱片安装就位后, 安装箱肋间横隔板和浇筑箱肋内腹板加厚部分混凝土 (在起吊能力足够时, 可在预制

时使箱肋腹板一次形成);现浇部分混凝土需达到规定强度才能进行下一段拱片的吊装及浇筑。必要时,拱箱肋内腹板厚度补足部分混凝土也可在拱片全桥合拢后再浇筑,此时现浇部分混凝土在拱桁架中产生的内力及变形计算可参照后面的肋间顶、底板安装阶段的计算。

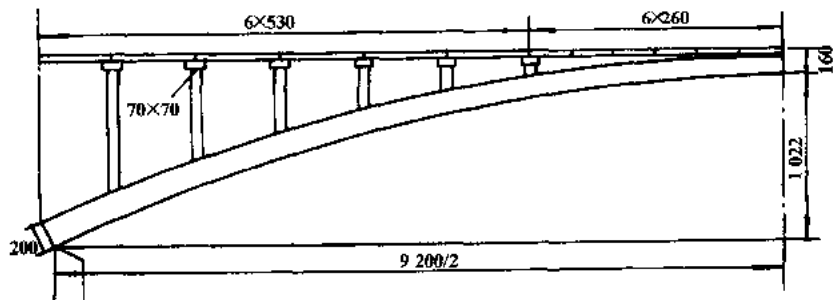


图 8-1 箱肋拱立面形式(尺寸单位:cm)

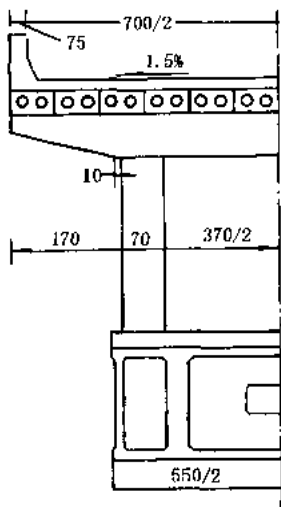


图 8-2 箱肋拱截面形式(尺寸单位:cm)

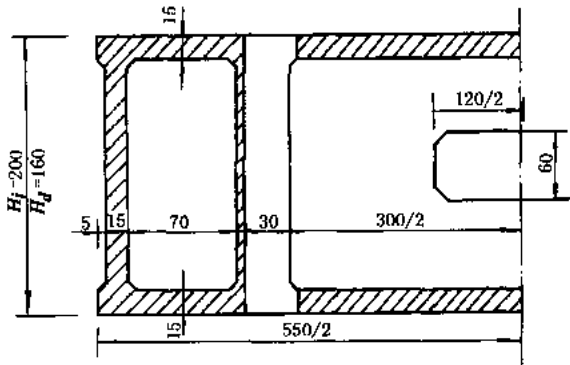


图 8-3 箱肋横截面形式(尺寸单位:cm)



图 8-4 拱片分段

安装第一段框构时,人字钢扒杆定位在临时设置的牛腿上或台座上;安装第二段框构时,则将八字钢扒杆移置在第一段框构前沿端部;起吊中段拱肋时,在左右两端已安装框构的前沿端部各设人字钢扒杆,两边同时起吊中段拱肋的两头(见图 8-6)。

在施工过程中,结构体系由悬臂桁架转化为桁架拱,再转化为无铰拱。当悬臂拼装时,按悬臂桁架计算;当拱肋合拢成拱,安装顶、底板时,按桁架拱计算;当主拱圈形成后,按无铰拱计算。

三、设计依据和参考资料

1. 采用规范:

《公路桥涵设计通用规范(JTJ021—89)》

《公路砖石及混凝土桥涵设计规范(JTJ022—85)》

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范(JTJ023—85)》

2. 参考公路设计手册《拱桥》(上、下册),人民交通出版社,1997。

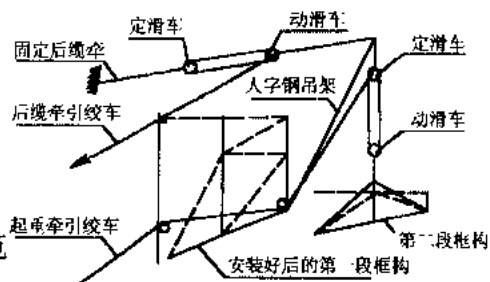


图 8-5 拱片悬拼吊装图

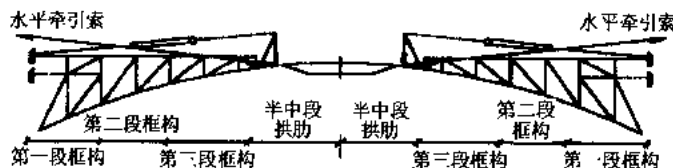


图 8-6 拱片拼装图

四、验算程序

根据悬臂施工方法的特点,应验算在悬臂安装阶段与合拢阶段悬臂桁架各杆件的挠度与强度,以及安装顶、底板时桁架拱各杆件的强度和稳定。

1. 安装中段拱肋时中段拱肋托架的设计与计算。
2. 中段拱肋两端部搭接处悬臂牛腿的计算。
3. 拱桁架段在自重及拱箱肋内腹板的厚度不足部分混凝土浇筑后拱桁架的内力及挠度计算。
4. 起吊框构时,已成拱桁架的内力及挠度计算。
5. 施工安装过程中,墩、台立墙截面强度验算。
6. 悬臂拼装桁架的连接件的设计与计算。
7. 安装顶、底板过程中拱桁架的内力与强度验算。
8. 安装顶、底板过程中拱桁架的稳定验算。

五、安装中段拱肋时托架的设计与计算

为了减小中段拱肋在起吊和安装时的内力,在中段拱肋的下部设置托架,形成组合式结构(见图 8-7)。

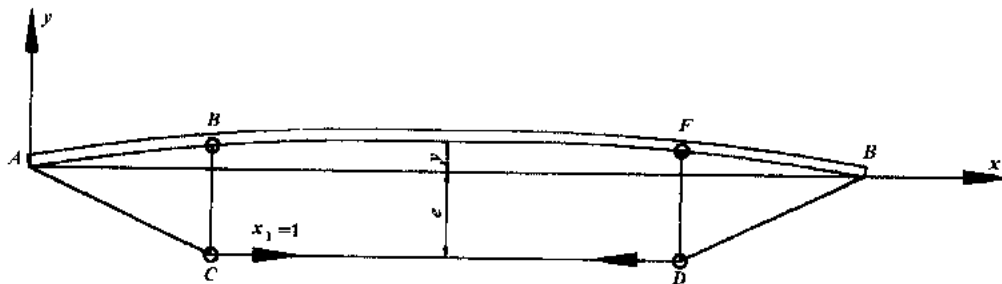


图 8-7 拱肋与托架形成组合结构

(一) 计算假定

1. 拱肋轴线近似按抛物线计算, 坐标原点取左端 A 点, 则轴线方程为:

$$y = \frac{4f}{l}x\left(l - \frac{x}{l}\right)$$

式中: f ——中段拱肋内弧矢高, $f = 0.7\text{m}$;

l ——中段拱肋自由搁置时计算长度, $l = 23.32\text{m}$ 。

2. 因中段拱肋较为平坦, 故自重按均布荷载考虑。为简化计算, 在积分式中近似用 $dx \approx ds$, $\cos\varphi \approx 1$ (φ 为拱弧切线倾角)。

3. 拱肋 AB 兼有曲梁和链杆的作用, 既承受弯矩, 又承受轴力及剪力, 而杆件 AC、BD、EC、FD、CD 则只受轴力作用。

4. 计算荷载变位时, Δ_{1p} 仅考虑弯曲变形影响; 计算主变位时, δ_{11} 需考虑杆件轴向变形。

5. 动力系数采用 1.3 (规范规定为 1.2, 但可视具体情况确定)。

(二) 基本公式

此组合式结构为外部静定、内部一次超静定结构。

切断链杆 CD, 在切口处代以未知轴力 x_1 (设为拉力), 力法方程为:

$$x_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} = 0$$

则

$$x_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}$$

1. 主变位 δ_{11} 及载变位 Δ_{1p} 计算

$$\delta_{11} = \int \frac{\bar{M}_1^2}{EI} ds + \sum \frac{\bar{N}_1^2 l}{EA}$$
$$\Delta_{1p} = \int \frac{\bar{M}_1 M_p}{EI} ds$$

2. 基本体系在切口处作用单位力, 即 $x_1 = 1$ 时, 各杆轴力及拱肋段弯矩为:

各杆轴力由平衡条件求得:

EF 段: $\bar{N}_{EF} = -\cos\varphi = -1$ (轴力以拉力为正)

AE 段: $\bar{N}_{AE} = -\bar{N}_{EF} + \bar{N}_{CD}\sin\varphi = 1$ ($\sin\varphi \approx 0$)

\bar{N}_{AC} 、 \bar{N}_{CE} 等杆件的轴力由结点法求得。

拱肋段弯矩 (弯矩以拱内缘受拉为正):

EF 段: $\bar{M}_{EF} = x_1(e + y + G) = 1 \times (e + y + G)$

AE 段: $\bar{M}_{AE} = x_1(e + y + G) = -\bar{N}_{CE}(k - x)$

式中: e ——杆件 CD 到 x 轴距离, $e = 1.0\text{m}$;

y ——拱肋各底面到 x 轴距离;

y_F ——拱肋跨中断面的重心到下缘的距离。

3. 基本体系在自重作用下的内力

在拱肋自重作用下, 各杆内无轴力 (CE、DF 杆自重作用作为节点附加内力考虑), 仅拱肋内有弯矩:

$$M_p = \frac{1}{2}(glx - gx^2)$$

(三) 中段拱肋自由搁置时内力计算

1. 中段拱肋几何性质

①中段拱肋计算长度 $l = 23.32\text{m}$, 其拱肋底弧方程为:

$$y = \frac{4f}{l}x\left(1 - \frac{x}{l}\right) = \frac{4 \times 70}{2332}x\left(1 - \frac{x}{2332}\right) \\ = 0.1201x - 0.00005x^2$$

②拱肋截面几何性质

拱肋跨中截面如图 8-8 所示。

截面上、下对称, 则重心距下缘距离为:

$$y_{\text{下}} = \frac{H_d}{2} = \frac{160}{2} = 80\text{cm}$$

截面抗弯惯矩: $I_{\text{中}} = I_{\text{①}} + I_{\text{②}} + I_{\text{③}} - I_{\text{④}}$

$$I_{\text{中}} = 791250 + 300937 + 30720000 - 12815833 \\ = 1.8996 \times 10^7 \text{cm}^4$$

截面面积:

$$A_{\text{中}} = 2 \times 5 \times 15 + 6 \times \frac{1}{2} \times 5^2 + 90 \times 160 - 70 \times 130 \\ = 5525 \text{cm}^2$$

计算抗弯刚度:

$$\frac{1}{1.5}EI_{\text{中}} = \frac{1}{1.5} \times 3.3 \times 10^4 \text{MPa} \times 1.8996 \times 10^7 \text{cm}^4 \\ = 4.1791 \times 10^6$$

计算抗压刚度:

$$EA = 3.3 \times 10^4 \times 5525 = 1.8233 \times 10^7$$

截面模量:

$$W_{\text{下}} = \frac{1}{y_{\text{下}}} = \frac{1.8996 \times 10^7}{80} = 2.3745 \times 10^5 \text{cm}^3$$

③中段拱肋自重力

中段拱肋长:

$$l' = 25.55\text{m}$$

单根拱肋自重力:

$$Q = 321.9608\text{kN}$$

单位重:

$$q = \frac{Q}{l'} = \frac{321.9608}{25.55} = 12.6012\text{kN/m}$$

2. 其它杆件几何性质

①杆件 AC、CD、DB 均采用 4Φ32 钢筋

$$A_g = 4 \times \frac{\pi}{4} p^2 = 32.17\text{cm}^2$$

$$E_y = 2 \times 10^5 \text{MPa}$$

②杆件 CE、DE 采用 C40 钢筋混凝土构件

$$A_b = 30 \times 40 = 1200\text{cm}^2$$

③各杆件长度及倾角

$$\text{杆件 AC: 倾角 } \tan \alpha = \frac{1.676}{4.96} = 0.3378$$

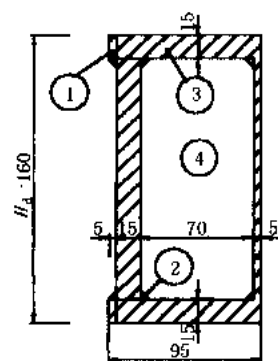


图 8-8 拱肋跨中截面 (尺寸单位: cm)

则: $\alpha = 18^\circ 40'$, $\sin \alpha = 0.3200$, $\cos \alpha = 0.9474$

长度: $l_{AC} = \frac{1.675}{0.32} = 5.23\text{m} = 523\text{cm}$

杆件 CE: 长度 $l_{CE} = 100 + y_E = 100 + 47.6 = 147.6\text{cm}$

式中: y_E ——E 点矢高。

3. 主变位及载变位计算

①在多余未知力 $X_1 = 1$ 作用下各杆件轴力

$$N_{EF} = -1, N_{AE} = -1$$

$$\bar{N}_{AC} = \frac{1}{\cos \alpha} = \frac{1}{0.9474} = 1.0555 (\text{受拉})$$

$$\bar{N}_{CE} = -\bar{N}_{AC} \sin \alpha = -1.0555 \times 0.32 = -0.3378 (\text{受压})$$

②在多余未知力 $X_1 = 1$ 作用下拱肋段产生的弯矩

$$EF \text{ 段: } \bar{M}_{EF} = -1 \times (e + y + y_F) = -(100 + 80 + y) = -(180 + y)$$

AE 段:

$$\begin{aligned} \bar{M}_{AE} &= -[1 \times (e + y + y_F) - \bar{N}_{CE}(k - x)] \\ &= -[(100 + 80 + y) - 0.3378(496 - x)] \\ &= -[y + 0.3378x - 24] \end{aligned}$$

③基本体系在自重作用下的内力

在自重力作用下, 各杆内无轴力, 仅在拱肋 AB 内有弯矩:

$$\begin{aligned} \bar{M}_{AB} &= \frac{1}{2}(qlx - qx^2) \\ &= \frac{1}{2}(12.6012 \times 2332 \times x - 12.6012 \times x^2) \\ &= 14693x - 6.3006x^2 \end{aligned}$$

④主变位及载变位计算

主变位: 将 $y = 0.1201x - 0.00005x^2$ 代入积分式得:

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \int \frac{M^2}{EI} ds + \sum \frac{\bar{N}^2 l}{EA} \\ &= \int_{AE} \frac{M^2}{EI} ds + \int_{EF} \frac{\bar{M}^2}{EI} ds + \int_{FB} \frac{\bar{M}^2}{EI} ds + \sum \frac{\bar{N}^2 l}{EA} \\ &= 2 \left[\int_0^{496} \frac{1}{4.1791 \times 10^{12}} (y + 0.3378 - 24)^2 dx \right. \\ &\quad \left. + \int_{496}^{\frac{2332}{2}} \frac{1}{4.1791 \times 10^{12}} (y + 180)^2 dx \right] \\ &\quad + \left[\frac{-1^2 \times 2332}{1.8233 \times 10^9} + \frac{1^2 \times 1338}{2 \times 10^6 \times 32.17} + 2 \times \frac{1.0555^2 \times 496}{2 \times 10^6 \times 32.17} \right. \\ &\quad \left. - 2 \times \frac{0.3378^2 \times 147.6}{3.3 \times 10^5 \times 1200} \right] \\ &= 5.052 \times 10^{-5} + 1.8988 \times 10^{-5} + 3.9252 \times 10^{-5} \\ &= 1.0876 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

载变位:

$$\begin{aligned}
\Delta_{1p} &= \int \frac{\bar{M}M_p}{EI} ds \\
&= 2 \left[\int_0^{496} \frac{-1}{4.1791 \times 10^{12}} (y + 0.3378x - 24)(14693x - 6.3006x^2) dx \right. \\
&\quad \left. + \int_{496}^{\frac{2332}{2}} \frac{-1}{4.1791 \times 10^{12}} (180 + y)(14693x - 6.3006x^2) dx \right] \\
&= -2[0.013 + 0.225] \\
&= -0.476
\end{aligned}$$

4. 各杆内力

① 杆 CD 内力

$$N_{CD} = x_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = -\left(\frac{0.476}{1.0876 \times 10^{-4}}\right) = 43.77 \text{ kN}$$

② 杆 AC 内力

$$N_{AC} = 1.0555 \times N_{CD} = 1.0555 \times 43.77 = 46.1992 \text{ kN (受拉)}$$

③ 杆 CE 内力

$$N_{CE} = -0.3378 N_{CD} = -0.3378 \times 43.77 = -15 \text{ kN}$$

杆 CE 自重产生内力

$$2.5 \times (-0.3 \times 0.4 \times 1.4763) = -0.4429 \text{ t} = -4.4289 \text{ kN}$$

则:

$$N'_{CE} = -(15 + 4.4289) = -19.4289 \text{ kN}$$

④ 拱肋 AB 内弯矩

$$\begin{aligned}
\text{跨中: } M_0 &= \frac{1}{2} \times 12.6012 \times \left[\frac{2332^2}{2} - 1166^2 \right] - 4377 \times (100 + 70 + 80) \\
&= 7.4718 \times 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
E \text{ 点: } M_E &= \frac{1}{2} \times 12.6012 \times [2332 \times 496 - 496^2] - 4377 \times (147.6 + 80) \\
&= 4.7415 \times 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

5. 杆件强度验算及连接验算

① AC 杆: 按规范(JTJ023-85)第 4.1.5 条, 钢筋混凝土轴心受拉构件正截面强度计算公式:

$$N_j \leq \frac{1}{\gamma_s} R_g A_g$$

$$\text{式中: } N_j = 1.25 N_{AC} = 1.25 \times 46.1992 = 55.439 \text{ kN}$$

$$R_g = 340 \text{ MPa}$$

$$A_g = 32.17 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.25$$

$$\therefore \frac{1}{\gamma_s} R_g A_g = \frac{1}{1.25} \times 340 \times 3217 = 875.024 \text{ kN} > N_j = 55.439 \text{ kN}$$

② 拱肋跨中截面验算

拱肋下缘钢筋截面积为 $10\Phi 20$, $A_g = 3140 \text{ mm}^2$

$$\gamma_c = 1.25$$

$$R_g A_g = 340 \times 3140 = 1.0676 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$R_a b' h' = 23.0 \times 95 \times 15 = 3.2775 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\therefore R_g A_g < R_a b' h'$$

作为受弯验算(不计轴向力影响),按规范(JTJ023-85)第4.1.6条:

$$M_j \leq \frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_s} R'_g A'_g (h_0 - a'_g)$$

此处验算不考虑受压钢筋 A'_g , 则:

$$M_j \leq \frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$\text{式中: } M_j = 1.2 \times 6.4198 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{m} = 7.7038 \times 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_a = 23.0 \text{ MPa (C40 混凝土)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

中性轴位置按规范(JTJ023-85)式(4.1.6-2)计算:

$$R_g A_g = R_a b x$$

$$\therefore x = \frac{R_g A_g}{R_a b} = \frac{1.0676 \times 10^6}{23.0 \times 950} = 48.86 \text{ mm} = 4.886 \text{ cm}$$

$$\text{有效高度: } h_0 = 160 - 6 = 146 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{则: } & \frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \\ &= \frac{1}{1.25} \times 23.0 \times 950 \times 48.86 \times \left(1460 - \frac{48.86}{2} \right) \\ &= 1.2261 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_j = 0.7704 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

③拉杆连接验算(略)

④节点 A、C、E 连接计算(略)。

六、中段拱肋搭接处悬臂牛腿的计算

中段拱肋搭接处设计成凹角式的台阶,类似钢筋混凝土悬臂梁桥“牛腿”的构造(见图8-9)。

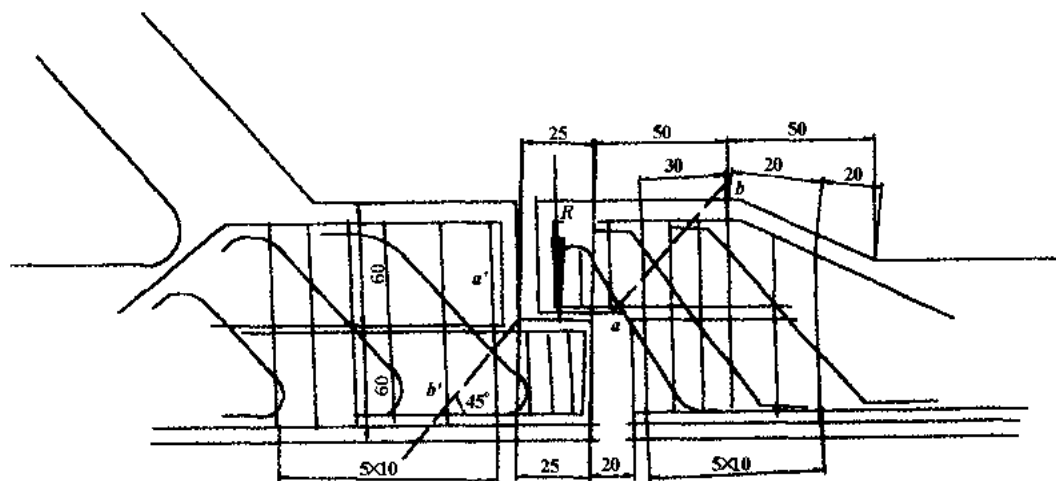


图 8-9 牛腿构造图(尺寸单位:cm)

1. 验算 $\alpha = 45^\circ$ 的斜截面 $a - b$ 的抗拉强度

总拉力: $Z = R / \cos 45^\circ$

式中: R ——中段拱肋对牛腿处的反力, 包括中段拱肋自重引起的端部反力为 159.41kN, 中段拱肋托架自重产生的反力为 8kN, 施工荷载(按 1kN/m 计)的反力为 13.0kN, 合计为 $R = 180.41\text{kN}$

$$\therefore Z = \frac{180.41}{0.707} = 255.178\text{kN}$$

考虑全部拉力由钢筋承受, 近似按轴心受拉构件验算:

$$kZ \leq R_g (\sum A_{gW} + \sum A_{gH} \cos 45^\circ + \sum A_{gV} \cos 45^\circ)$$

式中: k ——安全系数, 取 $k = 1.65$;

R_g ——钢筋抗拉计算强度, $R_g = 340\text{MPa}$

$\sum A_{gW}$ ——斜钢筋总面积;

$\sum A_{gH}$ ——水平钢筋有效面积;

$\sum A_{gV}$ ——箍筋的有效面积。

①对于中肋

$$\sum A_{gW} = 1570\text{mm}^2 \quad (5\Phi 20)$$

$$\sum A_{gH} = 942\text{mm}^2 \quad (3\Phi 20)$$

$$\sum A_{gV} = 314\text{mm}^2 \quad (2 \times 4\Phi 10)$$

$$\begin{aligned} \therefore R_g (\sum A_{gW} + \sum A_{gH} \cos 45^\circ + \sum A_{gV} \cos 45^\circ) \\ = 340 \times (1570 + 942 \times 0.707 + 314 \times 0.707) \\ = 835.717\text{kN} \\ 835.717\text{kN} > kZ = 1.65 \times 255.178 = 421.044\text{kN} \end{aligned}$$

②对于第三段框构($a' - b'$)

$$\sum A_{gW} = 942\text{mm}^2 \quad (3\Phi 20)$$

$$\sum A_{gH} = 628\text{mm}^2 \quad (2\Phi 20)$$

$$\sum A_{gV} = 314\text{mm}^2 \quad (2 \times 4\Phi 10)$$

$$\begin{aligned} \therefore R_g (\sum A_{gW} + \sum A_{gH} \cos 45^\circ + \sum A_{gV} \cos 45^\circ) \\ = 340 \times (942 + 628 \times 0.707 + 314 \times 0.707) \\ = 546.717\text{kN} \end{aligned}$$

$$546.717\text{kN} > kZ = 421.044\text{kN}$$

2. 验算牛腿根部竖直截面 $a - c$ 抗弯强度

按受弯构件进行验算, 即:

$$M_j \leq \frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} \text{式中: } M_j &= 1.2M = 1.2Re = 1.2 \times 180.41 \times \left[\left(\frac{0.25}{2} \right) + 0.2 \right] \\ &= 70.3598\text{kN} \cdot \text{m} \\ \gamma_c &= 1.25; \end{aligned}$$

$$R_a = 23.0\text{MPa (C40 混凝土)}$$

$$b = 95.0\text{cm}$$

$$h_0 = 60.0 - 3.5 = 56.5\text{cm}$$

中性轴位置按公式: $R_g A_g = R_a b x$

$$\therefore x = \frac{R_g A_g}{R_a b} = \frac{340 \times 942}{23.0 \times 95.0 \times 10} = 1.466\text{cm}$$

$$\begin{aligned} \therefore & \frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \\ &= \frac{1}{1.25} \times 23.0 \times 95.0 \times 1.466 \times \left(56.5 - \frac{1.466}{2} \right) \\ &= 142.907\text{kN} \cdot \text{m} > M_j = 70.3598\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

七、安装阶段拱桁架自重产生的内力及挠度计算

(一)拱桁片的几何性质及节点荷载计算

1. 桁拱各杆件倾角函数值见表 8-1。

桁拱各种斜杆倾角函数值

表 8-1

节点	A		C		E		G	
角	ϕ_A	θ_A	ϕ_C	θ_C	ϕ_E	θ_E	ϕ_G	θ_G
函数值	tg	1.9936	0.4474	1.2542	0.3936	1.4172	0.3349	1.0823
	sin	0.8943	0.4084	0.7819	0.3662	0.8171	0.3176	0.7345
	cos	0.4475	0.9128	0.6234	0.9305	0.5765	0.9482	0.6786
节点	I		K		M	N	B	
角	ϕ_I	θ_I	ϕ_K	θ_K	θ_M	θ_N	ϕ_B	
函数值	tg	0.8040	0.2245	0.5794	0.1725	0.1358	0.6781	0.5566
	sin	0.6266	0.2191	0.5014	0.1699	0.1346	0.5612	0.4863
	cos	0.7794	0.9769	0.8652	0.9855	0.9909	0.8277	0.8738

注: 各杆件函数值见图 8-10。

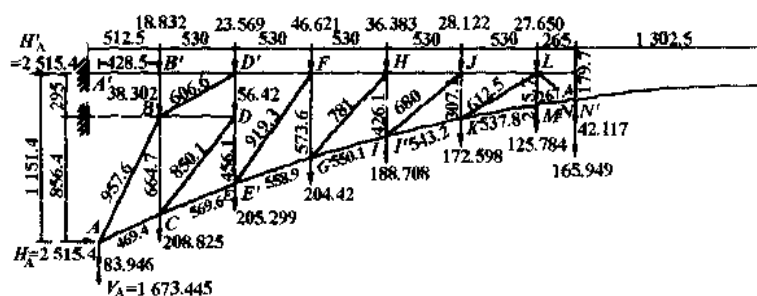


图 8-10 拱肋杆件内力计算图式

(尺寸单位: cm, 力单位: kN)

2. 各杆件截面尺寸

①拱肋截面见图 8-3 示, 拱肋高度变化及截面面积见表 8-2。

拱肋高度变化及截面面积表(cm)

表 8-2

部位 项目	桁 构 段						中 肋 段		
	C	E	G	I	K	M	1	2	3
肋高 H	193.28	185.36	180.06	175.71	169.18	166.62	165.06	160.29	160.0
形心坐标 y	889.5	623.31	441.1	302.84	126.29	711.2	450.1	121.4	0.0
安装阶段拱肋 面积 A_0	6190.6	6032	5926	5839	5709	5657	5626	5571	5525
桁拱拱肋截面 面积 A	12164	11768	11503	11286	10959	10831	10753	10614	10500
横隔板面积 G_h	20892	19704	18909	18256	17277	16893	16659	16244	15900

②临时斜压杆

截面面积: $A = 25 \times 25 = 625\text{cm}^2 = 62500\text{mm}^2$

配筋面积: $A_g = 5028\text{mm}^2 (10\Phi 20)$

③上弦临时拉杆

均由槽钢[40c两根组成:

截面面积 $A = 2 \times 91.04 = 182.08\text{cm}^2 = 18208\text{mm}^2$

双层拉杆 BD 由[14a两根组成:

截面面积 $A = 2 \times 18.51 = 37.02\text{cm}^2 = 3702\text{mm}^2$

(见公路桥涵设计手册《基本资料》)

④立柱

截面尺寸: $A = 70 \times 70 = 4900\text{cm}^2$

钢筋面积: $A_g = 2514\text{mm}^2 (8\Phi 20)$

⑤第三段框构与中段拱肋接头处的 LN 杆件

截面面积: $A = 40 \times 40 = 1600\text{cm}^2$

钢筋面积: $A_g = 2514\text{mm}^2 (8\Phi 20)$

3. 节点荷载计算

桁拱片吊装时拱肋面积为预制部分箱肋面积 A_0 , 吊装之后进行箱肋内腹板厚度不足部分混凝土的浇筑, 浇筑完成后的截面面积为 A , 横隔板与加厚腹板浇筑完成后形成空间框构, 据比较, 此时悬臂桁架受力最为不利, 将此时的静荷载作用于各节点, 按均匀分配计算各节点荷载。

中段拱肋吊装就位瞬时传递到 N 点的荷载考虑动力影响系数 1.3(规范(JTJ021—85)第 2.1.2 条规定为 1.2, 考虑安装时具体情况增大为 1.3)。

①节点 A (图 8-11):

AC 杆: 截面面积平均值 $\frac{12164 + 12500}{2} = 12332\text{cm}^2$

重力: $1.2332 \times 4.694 \times 25 = 144.716\text{kN}$

AB 杆: 截面面积 $0.25 \times 0.25 = 0.0625\text{m}^2$,

重力: $0.0625 \times 9.576 \times 25 = 14.963\text{kN}$

横隔板重力:

$G_h = A_h \times 0.15 \times 0.25 = 2.19 \times 0.15 \times 0.25$

$= 8.2125\text{kN}$

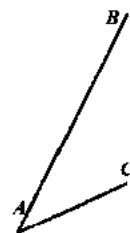


图 8-11 A 节点受力图式

A 节点荷载: $\frac{1}{2}(144.716 + 14.963 + 8.2125) = 83.946\text{kN}$

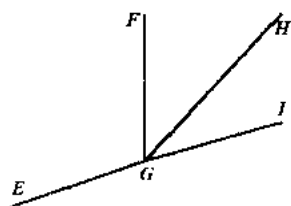


图 8-12 G 节点受力图式

②节点 G(图 8-12):

EG 杆重力: $\frac{1}{2}(1.1768 + 1.1503) \times 5.589 \times 25 = 162.578\text{kN}$

GI 杆重力: $\frac{1}{2}(1.1503 + 1.1286) \times 5.501 \times 25 = 156.703\text{kN}$

FG 立柱重力: $0.49 \times 25 \times 5.736 = 70.266\text{kN}$

GH 斜杆重力: $0.0625 \times 25 \times 7.81 = 12.203\text{kN}$

横隔板重力: $1.8909 \times 0.15 \times 25 = 7.091\text{kN}$

节点 G 荷载: $\frac{1}{2}(162.577 + 156.703 + 70.266 + 7.091 + 12.203) = 204.42\text{kN}$

其余各节点的计算方法同,计算过程略,计算所得各节点荷载标于图 8-10。

(二)第一段桁构形成后各杆内力及端部自重挠度

1. 各杆内力

按悬臂桁架体系,通过静力平衡条件:

$\sum M_A = 0$, 得 $H'_A = 268.447\text{kN}$, $H_A = H'_A$

$\sum Y = 0$, 得 $V_A = 553.425\text{kN}$

①节点 A(图 8-13)

$\sum X = 0$, $S_{AC}\cos\theta_A + S_{AB}\cos\phi_A = H_A$

$\sum Y = 0$, $S_{AC}\sin\theta_A + S_{AB}\sin\phi_A = V_A - 83.946$

将 $\cos\theta_A = 0.9128$, $\cos\phi_A = 0.4475$, $\sin\theta_A = 0.4084$, $\sin\phi_A = 0.8943$ 代入,可得:

$S_{AC} = -48.093\text{kN(压)}$, $S_{AB} = -502.952\text{kN(压)}$

②类似此法,可依次求得其余各节点及各杆件的受力,计算过程略,计算结果见图 8-14。

2. 端部 E 点在自重作用下的挠度

求第一段框构端部 E 点的挠度,可利用虚功原理求位移的方法,在 E 点作用一竖直向下的单位荷载 $P = 1$,求出此时桁构各杆内力(见图 8-15)。则 E 点挠度:

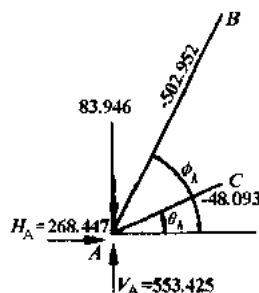


图 8-13 A 节点受力图(单位: kN)

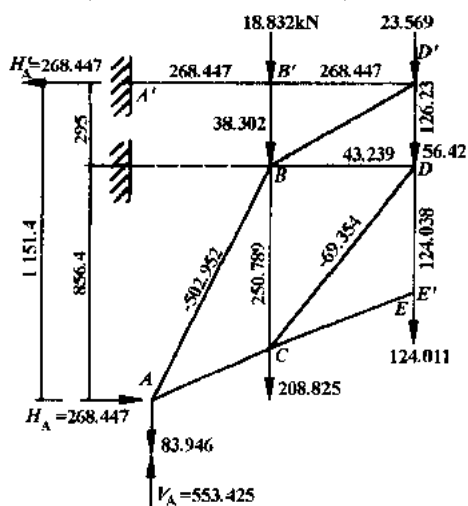


图 8-14 各节点受力图(单位: kN)

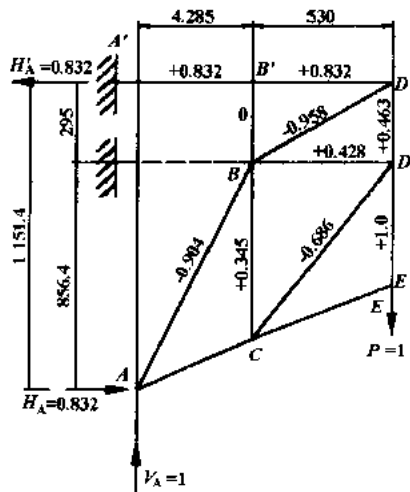


图 8-15 单位力作用下内力计算图

$$f_{EI} = \sum \frac{\bar{N}_1 N_P l}{EA}$$

式中: \bar{N}_1 ——虚拟荷载 $P=1$ 作用下各杆内力;

N_P ——实际自重力作用下各杆内力;

l ——各杆计算长度;

E ——材料弹性模量;

A ——各杆截面面积(拉杆取钢筋截面面积)。

E 点挠度计算见表 8-3。

E 点挠度 $f_{EI} = \sum \frac{N_1 N_P l}{EA}$ 计算表

表 8-3

杆件	杆件长度 $l(\text{mm})$	截面积 $A(\text{mm}^2)$	自重下内力 $N_P(\text{N})$	$P=1$ 作用下 内力 \bar{N}_1	弹性模量 $E(\text{MPa})$	$\frac{\bar{N}_1 N_P l}{EA}$
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
AC	4694	1233200	-48093	-0.4690	3.3×10^4	0.002602
CE	5696	1196600	-35	0	3.3×10^4	0
AB	9576	62500	-502952	-0.9040	3.3×10^4	2.110985
CD	8501	62500	-69354	-0.6860	3.3×10^4	0.196097
BD'	6066	62500	-307245	-0.9530	3.3×10^4	0.861165
BC	6647	5028	250789	0.3450	2×10^5	0.571910
D'D	2950	5028	126230	0.4630	2×10^5	0.171451
DE	4561	5028	124038	1	2×10^5	0.562587
B'B	2950	5028	-307245	0	3.3×10^4	0
BD	5390	3702	43239	0.4280	2×10^5	0.134723
A'B'	5125	18208	268447	0.8320	2×10^5	0.314328
B'D'	5300	18208	268447	0.8320	2×10^5	0.325061

$$f_{EI} = 5.250909 \text{mm}$$

(三)第二段桁构形成后各杆内力及 E 、 I 点自重挠度

安装毕第二段桁构,在自重力作用下用节点法逐一计算可得各杆内力,计算方法同前,结果见图 8-16。

第二段悬臂端部 I 点在竖向单位荷载作用下各杆内力见图 8-17。 E 点和 I 点的自重挠度计算方法同前,其过程分别列入表 8-4 与表 8-5。

I 点挠度 $f_I = \sum \frac{\bar{N}_1 N_P l}{EA}$ 计算表

表 8-4

杆件	杆件长度 $l(\text{mm})$	截面积 $A(\text{mm}^2)$	自重下内力 $N_P(\text{N})$	$P=1$ 作用下 内力 \bar{N}_1	弹性模量 $E(\text{MPa})$	$\frac{\bar{N}_1 N_P l}{EA}$
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
AC	4694	1233200	-570188	-1.7681	3.3×10^4	0.116284
CE	5696	1196600	-326943	-1.5166	3.3×10^4	0.071524
AB	9576	62500	-896648	-0.3107	3.3×10^4	1.293461
CD	8501	62500	-122987	-0.3252	3.3×10^4	0.164849
BD'	6066	62500	-706659	-0.3912	3.3×10^4	0.813050
BC	6647	5028	191862	0.0876	2×10^5	0.111095
D'D	2950	5028	320092	0.1902	2×10^5	0.178600

续上表

杆件	杆件长度 $l(\text{mm})$	截面积 $A(\text{mm}^2)$	自重下内力 $N_p(\text{N})$	$P=1$ 作用下 内力 \bar{N}_1	弹性模量 $E(\text{MPa})$	$\frac{\bar{N}_1 N_p l}{EA}$
DE	4561	5028	359836	0.4444	2×10^5	0.725293
B'B	2950	5028	18832	0	3.3×10^4	0
BD	5390	3702	76677	0.2027	2×10^5	0.1131247
A'B'	5125	18208	921637	1.7530	2×10^5	2.273754
B'D'	5300	18208	921637	1.7530	2×10^5	2.351394
EG	5589	1163550	-145042	-0.9745	3.3×10^4	0.020574
GI	5501	1135450	149	-0.0008	3.3×10^4	0
EF	9193	62500	-289095	-0.8450	3.3×10^4	1.088831
GH	7810	62500	-202680	-1.3605	3.3×10^4	1.044159
FG	5736	5028	307213	0.6904	2×10^5	1.209830
HI	4261	5028	112854	0.9993	2×10^5	0.477858
D'F	5300	18208	304213	1.4112	2×10^5	0.624813
FH	5300	18208	137542	0.9240	2×10^5	0.185026

$$f_n = 12.863542\text{mm}$$

二段桁构悬臂时 E 点挠度 $f_E = \sum \frac{\bar{N}_1 N_p l}{EA}$ 计算表

表 8-5

杆件	杆件长度 $l(\text{mm})$	截面积 $A(\text{mm}^2)$	自重下内力 $N_p(\text{N})$	$P=1$ 作用下 内力 \bar{N}_1	弹性模量 $E(\text{MPa})$	$\frac{\bar{N}_1 N_p l}{EA}$
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
AC	4694	1233200	-570188	-0.4690	3.3×10^4	0.030845
CE	5696	1196600	-326943	0	3.3×10^4	0
AB	9576	62500	-896648	-0.9040	3.3×10^4	3.763402
CD	8501	62500	-122987	-0.6860	3.3×10^4	0.483090
BD'	6066	62500	-706659	-0.9530	3.3×10^4	1.980666
BC	6647	5028	191862	0.3450	2×10^5	0.437531
D'D	2950	5028	320092	0.4630	2×10^5	0.434763
DE	4561	5028	359836	1	2×10^5	1.632072
B'B	2950	5028	18832	0	3.3×10^5	0
BD	5390	3702	76677	0.4280	2×10^5	0.238908
A'B'	5125	18208	921637	0.8320	2×10^5	1.079158
B'D'	5300	18208	921637	0.8320	2×10^5	1.116007

$$f_E = 11.196442\text{mm}$$

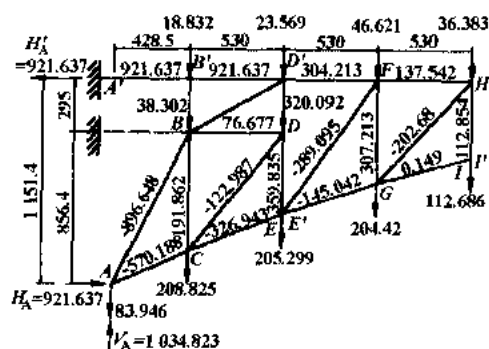


图 8-16 第二段桁构形成后, 自重作用下各杆内力(力单位: kN, 尺寸单位: cm)

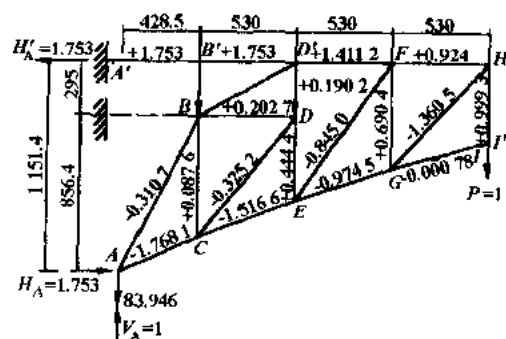


图 8-17 单位荷载作用在悬臂端 1 时各杆内力(力单位: kN, 尺寸单位: cm)

(四)第三段桁构形成后各杆内力及 E 、 I 、 N 各点自重挠度

安装毕第三段桁构计算所得自重力作用下各杆内力如图 8-18 所示, N 点在单位荷载作用下各杆所产生的内力如图 8-19 所示。 E 点、 I 点、 M 点的挠度计算分别列入表 8-6、8-7、8-8。

三段框构悬臂时 E 点挠度 $f_E = \sum \frac{\bar{N}_1 N_P l}{EA}$ 计算表

表 8-6

杆件	杆件长度 $l(\text{mm})$	截面积 $A(\text{mm}^2)$	自重下内力 $N_p(\text{N})$	$P=1$ 作用下 内力 \bar{N}_1	弹性模量 $E(\text{MPa})$	$\frac{\bar{N}_1 N_P l}{EA}$
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
AC	4694	1233200	-1927634	-0.4690	3.3×10^4	0.104278
CE	5696	1196600	-1506091	0	3.3×10^4	0
AB	9576	62500	-711435	-0.9040	3.3×10^4	2.986028
CD	8501	62500	-221054	-0.6860	3.3×10^4	0.625027
BD'	6066	62500	-760076	-0.9530	3.3×10^4	2.130386
BC	6647	5028	153323	0.3450	2×10^5	0.349645
D'D	2950	5028	346035	0.4630	2×10^5	0.470000
DE	4561	5028	462459	1	2×10^5	2.097529
B'B	2950	5028	18833	0	3.3×10^4	0
BD	5390	3702	137818	0.4280	2×10^5	0
A'B'	5125	18208	2077879	0.8320	2×10^5	2.433017
B'D'	5300	18208	2077879	0.8320	2×10^5	2.516096

$$f_E = 13.712006\text{mm}$$

二段框构悬臂时 I 点挠度 $f_I = \sum \frac{\bar{N}_1 N_P l}{EA}$ 计算表

表 8-7

杆件	杆件长度 $l(\text{mm})$	截面积 $A(\text{mm}^2)$	自重下内力 $N_p(\text{N})$	$P=1$ 作用下 内力 \bar{N}_1	弹性模量 $E(\text{MPa})$	$\frac{\bar{N}_1 N_P l}{EA}$
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
AC	4694	1233200	-1927634	-1.7681	3.3×10^4	0.393122
CE	5696	1196600	-1506091	-1.5166	3.3×10^4	0.329480
AB	9576	62500	-711435	-0.3107	3.3×10^4	1.026282
CD	8501	62500	-221054	-0.3252	3.3×10^4	0.296295
BD'	6066	62500	-760076	-0.3912	3.3×10^4	0.874509
BC	6647	5028	153323	0.0876	2×10^5	0.088779
D'D	2950	5028	346035	0.1902	2×10^5	0.193076
DE	4561	5028	462459	0.4444	2×10^5	0.932140
B'B	2950	5028	18833	0	3.3×10^4	0
BD	5390	3702	137818	0.2027	2×10^5	4.917201
A'B'	5125	18208	2077879	1.7530	2×10^5	5.126297
B'D'	5300	18208	2077879	1.7530	2×10^5	5.301342
EG	5589	1163550	-1147104	-0.9745	3.3×10^4	0.162712
GI	5501	1135450	-792462	-0.0008	3.3×10^4	0.000093
EF	9193	62500	-543939	-0.8450	3.3×10^4	2.048662
GH	7810	62500	-477858	-1.3605	3.3×10^4	2.461810
FG	5736	2058	397796	0.6904	2×10^5	1.566553
HI	4261	5028	314577	0.9993	2×10^5	1.332015
D'F	5300	18208	1413845	1.4112	2×10^5	2.903849
FH	5300	18208	1100250	0.9240	2×10^5	1.479609

$$f_I = 31.433826\text{mm}$$

二段框构悬臂时 N 点挠度 $f_N = \sum \frac{N_1 N_P l}{EA}$ 计算表

表 8-8

杆件	杆件长度 $l(\text{mm})$	截面积 $A(\text{mm}^2)$	自重下内力 $N_p(\text{N})$	$P=1$ 作用下 内力 N_1	弹性模量 $E(\text{MPa})$	$\frac{N_1 N_P l}{EA}$
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
AC	4694	1233200	-1927634	-3.3924	3.3×10^4	0.754271
CE	5696	1196600	-1506091	-3.4124	3.3×10^4	0.741341
AB	9576	62500	-711435	0.4309	3.3×10^4	-1.423318
CD	8501	62500	-221054	0.1262	3.3×10^4	-0.114983
BD'	6066	62500	-760076	0.3107	3.3×10^4	-0.694555
BC	6647	5028	153323	-0.2342	2×10^5	-0.237353
D'D	2950	5028	346035	-0.1511	2×10^5	-0.153384
DE	4561	5028	462459	-0.2497	2×10^5	-0.523753
B'B	2950	5028	18833	0	3.3×10^4	0
BD	5390	3702	137818	-0.0786	2×10^4	-0.078859
A'B'	5125	18208	2077879	2.9038	2×10^5	8.491582
B'D'	5300	18208	2077879	2.9038	2×10^5	8.781538
EG	5589	1163550	-1147104	-3.4105	3.3×10^4	0.569450
GI	5501	1135450	-792462	-3.2278	3.3×10^4	0.375530
EF	9193	62500	-543939	0.1017	3.3×10^4	-0.246567
GH	7810	62500	-477858	-0.1832	3.3×10^4	0.331498
FG	5736	5028	397796	-0.0831	2×10^5	-0.188558
HI	4261	5028	314577	0.1346	2×10^5	0.179415
D'F	5300	18208	1413845	3.1573	2×10^5	6.496827
FH	5300	18208	1100250	3.2339	2×10^5	5.178472
IK	5432	1116350	-381136	-2.6532	3.3×10^4	0.149106
KM	5378	108950	-44486	-1.2467	3.3×10^4	0.082595
MN	2674	107920	-44238	-1.2398	3.3×10^4	0.041181
IJ	6800	62500	-502472	-0.6683	3.3×10^4	1.107129
KL	6125	62500	-379095	-1.5720	3.3×10^4	1.769753
LN	3202	5028	69315	1.4844	2×10^5	0.327623
JK	3071	5028	286734	0.4187	2×10^5	0.366637
LM	2157	5028	124179	-0.0450	2×10^5	-0.011986
HJ	5300	18208	776064	3.1096	2×10^5	3.512252
JL	5300	18208	384431	2.5887	2×10^5	1.448384

$$f_N = 37.031268\text{mm}$$

(五)中段拱肋安装后各杆内力及 N 、 I 、 E 各点自重挠度

中段拱肋自重为 $2 \times 165.949\text{kN}$, 作用一半于 N' , N' 至第三段桁构端部节点 N 的距离为 0.25m 。为方便计算, 将作用点 N' 移至点 N , 则移动后的力 P 应为:

$$P \times 2.65 = 165.949 \times (2.65 + 0.25)$$

$$\therefore P = 181.605\text{kN} \downarrow$$

同时节点 M 处应有 $(181.625 - 165.949) = 15.656\text{kN} \uparrow$ 的力的作用。

根据中段拱肋自重作用在 N 点同时各节点在自重作用下各杆内力的计算结果如图 8-20 示, N 、 I 、 E 各点挠度计算列入表 8-9。

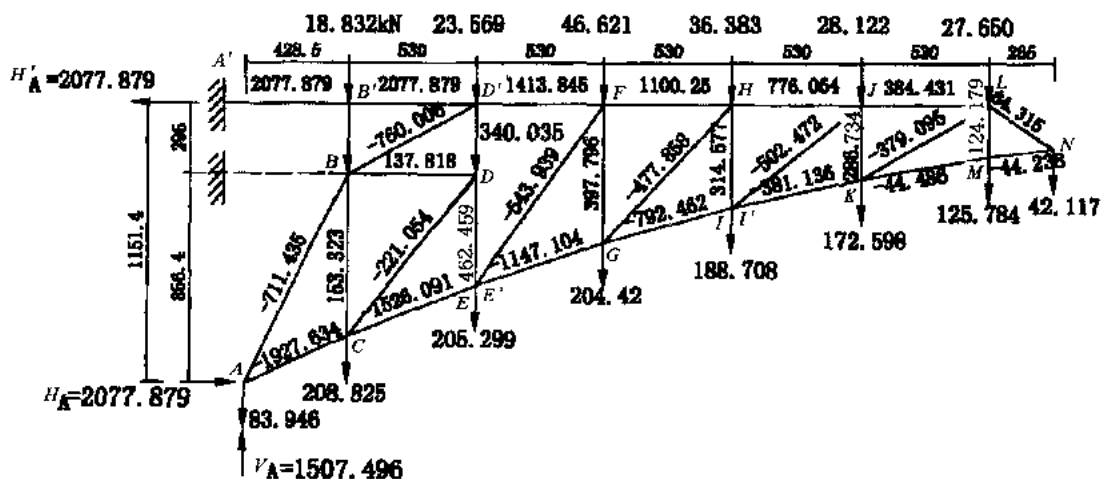


图 8-18 第三段桁构形成后, 自重作用下各杆内力 (力单位: kN, 尺寸单位: cm)

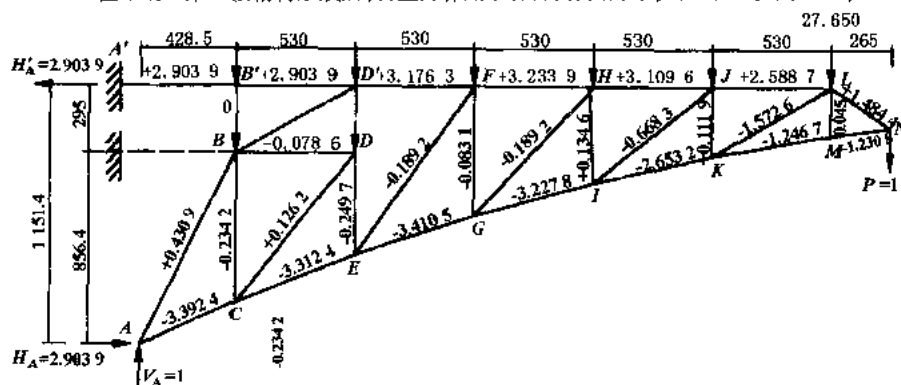


图 8-19 单位荷载作用在悬臂端 N 时各杆内力 (尺寸单位: cm)

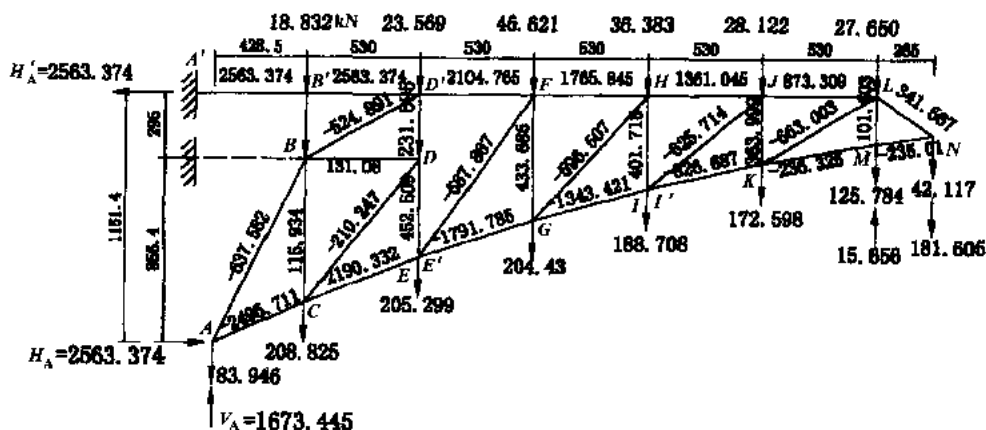


图 8-20 中段拱肋安装后各杆内力

(力单位: kN, 尺寸单位: cm)

中段拱肋安装完毕 N 、 I 、 E 各点挠度计算表

表 8-9

材 料 特 性				节 点 N		节 点 I		节 点 E		
杆件	$l(\text{mm})$	$A(\text{mm}^2)$	$E(\text{MPa})$	$N_p(N)$	\bar{N}_1	f_{N2}	\bar{N}_1	f_B	\bar{N}_1	f_{E2}
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
AC	4694	1233200	3.3×10^4	-2495711	-3.3924	0.97656	-1.7681	0.33876	-0.4690	0.13501
CE	5696	1196600	3.3×10^4	-2190332	-3.4124	1.07814	-1.5166	0.47917	0	0
AB	9576	62500	3.3×10^4	-637582	0.4309	-1.27557	-0.3107	0.91975	-0.9040	2.67606

续上表

杆件	材料特性				节点 N		节点 I		节点 E	
	$l(\text{mm})$	$A(\text{mm}^2)$	$E(\text{MPa})$	$N_p(\text{N})$	N_1	f_{N2}	\bar{N}_1	f_B	\bar{N}_1	f_{E3}
CD	8501	62500	3.3×10^4	-210247	0.1262	0.10936	-0.3252	0.28181	-0.6860	0.59446
BD'	6066	62500	3.3×10^4	-524891	0.3107	-0.47964	-0.3912	0.60391	-0.9530	1.47118
BC	6647	5028	2×10^5	115934	-0.2342	-0.17947	0.0876	0.06712	0.3450	0.26438
D'D	2950	5028	2×10^5	231695	-0.1511	-0.10270	0.1902	0.12928	0.4630	0.31469
DE	4561	5028	2×10^5	452509	-0.2497	-0.51248	0.4444	0.91209	1	2.05238
B'B	2950	5028	3.3×10^4	38202	0	0	0	0	0	0
BD	5390	3702	2×10^5	131080	-0.0786	-0.07500	0.2027	0.19342	0.4280	0.40840
A'B'	5125	18208	2×10^5	2563374	2.9038	10.4756	1.7530	6.32403	0.8320	3.00148
B'D'	5300	18208	2×10^5	2563374	2.9038	10.8333	1.7530	6.53999	0.8320	3.10397
EG	5589	1163550	3.3×10^4	-1791785	-3.4105	0.88949	-0.9745	0.25416		
GI	5501	1135450	3.3×10^4	-1343421	-3.2278	0.63662	-0.0008	0.00016		
EF	9193	62500	3.3×10^4	-587867	0.1017	-0.26648	-0.8450	2.21412		
GH	7810	62500	3.3×10^4	-596507	-0.1832	0.41381	-1.3605	3.07308		
FG	5736	5028	2×10^5	433686	-0.0831	-0.00021	0.6904	0.00174		
HI	4261	5028	2×10^5	401718	0.1346	0.22911	0.9993	1.70096		
D'F	5300	18208	2×10^5	2104765	3.1573	9.67171	1.4112	4.32291		
FH	5300	18208	2×10^5	1765845	3.2339	8.31118	0.9240	2.37470		
IK	5432	1116350	3.3×10^4	-826687	-2.6532	0				
KM	5378	108950	3.3×10^4	-236325	-1.2467	0.44071				
MN	2674	107920	3.3×10^4	-235010	-1.2398	0.21877				
IJ	6800	62500	3.3×10^4	-625774	-0.6683	1.37881				
KL	6125	62500	3.3×10^4	-6643003	-1.5720	3.09573				
LN	3202	5028	2×10^5	341667	1.4844	1.61492				
JK	3071	5028	2×10^5	363999	0.4187	0.46543				
LM	2157	5028	2×10^5	101603	-0.0450	-0.00981				
HJ	5300	18208	2×10^5	1361045	3.1096	6.15972				
JL	5300	18208	2×10^5	873309	2.5887	3.29028				
各节点挠度					$f_{N2} = 57.16917\text{mm}$		$f_B = 30.73116\text{mm}$		$f_{E3} = 14.02201\text{mm}$	

(六) 安装中段拱肋各杆瞬时内力

此时考虑动力系数为 1.3, 中段拱肋自重力作用在 N 点的力为 181.605kN, 吊架自重力为 38kN, 即作用在 N 点的中段拱肋重力为:

$$1.3 \times (181.605 + 38) = 285.487\text{kN} \downarrow$$

按此力作用在 N 点和桁构各节点自重力作用下计算各杆件内力, 结果如图 8-21 所示。

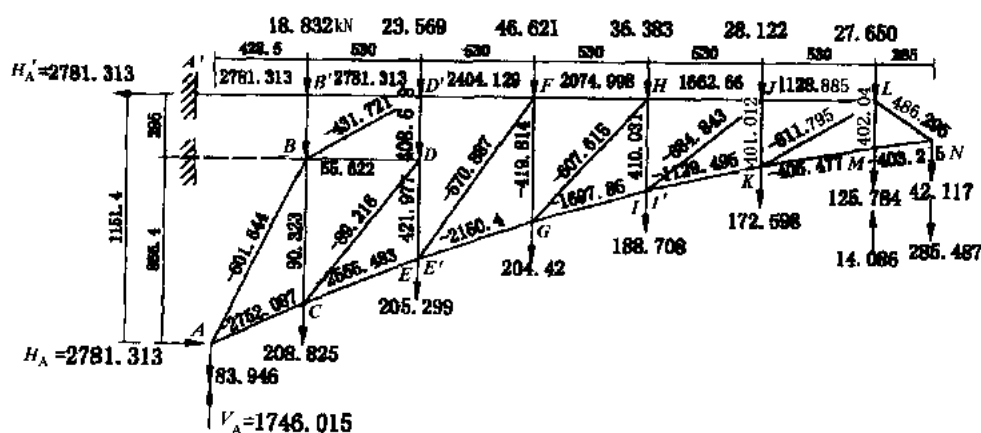


图 8-21 中段拱肋安装施工时各杆内力
(力单位: kN, 尺寸单位: cm)

1. 最大内力杆件

可按不同截面找出最大内力杆件。最大内力杆件,除斜杆 AB (压)发生在第二段桁构完成时并浇筑完加厚腹板及横隔板时,其余杆件的最大内力阶段均发生在安装中段拱肋瞬时内力状态时,见表 8-10。

2. 安装阶段 E 、 I 、 N 各点累计自重挠度列于表 8-11。

安装阶段最大内力杆件表

表 8-10

杆 件	最大内力(kN)	截面面积(mm ²)	材 料
$A'B'$ (拉)	2781.333	18208	45 号钢
AC (压)	2752.087	1233200	40 号混凝土
AB (压)	896.648	62500	40 号混凝土
LN (拉)	486.295	5028	II 级钢

安装阶段 E 、 I 、 N 各点累计自重挠度

表 8-11

安 装 阶 段	挠 度 计 算 值 (mm)		
第一段桁构	$f_{E1} = 5.251$		
第一、二段桁构	$f_{E2} = 11.196$	$f_{I1} = 12.864$	
第一、二、三段桁构	$f_{E3} = 13.712$	$f_{I2} = 31.434$	$f_{N1} = 37.031$
中肋就位未形成拱时	$f_{E4} = 14.022$	$f_{I3} = 30.731$	$f_{N2} = 57.169$

3. 中段拱肋拱顶挠度

在未形成拱作用时,中段拱肋拱顶挠度可按下列公式计算:

$$f_V = \int_s \frac{M_1 M_g}{EI} ds$$

中段拱肋在自重力作用下,水平拉杆中的内力 $X_1 = 85.85\text{kN}$,受力图式如图 8-22 所示。自重近似按均布荷载 $g = 12.6\text{kN/m}$ 计算。

(1) 自重力作用下的弯矩 M_g

此时假定中肋为直杆。

$$\begin{aligned}
 EF \text{ 段: } M_g &= \frac{gl}{2}x - \frac{1}{2}gx^2 - x_1(e + y + G) \\
 &= \frac{1}{2} \times 12.60 \times 2332 \times x - \frac{1}{2} \times 12.60 \times x^2 - 8585 \times 180 \\
 &= 13663x - 5.87x^2 - 1545300
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 AE \text{ 段: } M_g &= \frac{gl}{2}x - \frac{1}{2}gx^2 - x_1(e + y + G) + N_{CE}(496 - x) \\
 &= 13663x - 5.87x^2 - 1545300 + 2900 \times (496 - x) \\
 &= 10763x - 5.87x^2 - 106900
 \end{aligned}$$

(2) 单位力作用产生的弯矩 M_1

计算中段拱肋拱顶挠度,将单位力 $P = 1$ 作用于拱顶(见图 8-23)。

$$X'_1 \delta_{11} + \Delta_{1P} = - \frac{X'_1 l_{CD}}{E_{CD} A_{CD}}$$

$$X'_1 = - \frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11} + \frac{l_{CD}}{E_{CD} A_{CD}}}$$

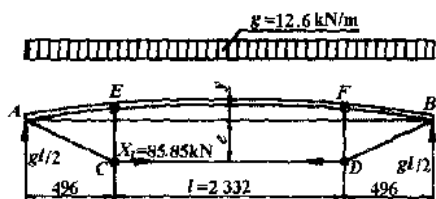


图 8-22 拉杆受力图式(尺寸单位:cm)

式中: $\delta_{11} = 1.0876 \times 10^{-4}$ (见前面计算)

$$\Delta_{1P} = \int \frac{\bar{M}_1 M_P}{EI} ds$$

由于多余力 $X'_1 = 1$ 产生的弯矩

$$\left. \begin{aligned} EF \text{ 段: } \bar{M}_{EF} &= -(180 + y) \\ AE \text{ 段: } \bar{M}_{AE} &= -(y + 0.3378x - 24) \end{aligned} \right\} \quad (\text{见前面计算})$$

由 $P = 1$ 产生的弯矩:

$$M_P = \frac{1}{2}x$$

$$\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \int \frac{\bar{M}_1 M_P}{EI} ds \\ &= -2 \left[\int_0^{496} \frac{1}{4.1791 \times 10^{12}} (y + 0.3378x - 24) \frac{x}{2} dx \right. \\ &\quad \left. + \int_{496}^{1166} \frac{1}{4.1791 \times 10^{12}} (180 + y) \frac{x}{2} dx \right] \\ &= -2 [0.2764 \times 10^{-4} + 0.7258 \times 10^{-4}] \\ &= -1.0024 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

又: $l_{CD} = 2332 \text{ cm}$, $E_{CD} = 2 \times 10^4 \text{ MPa}$, $A_{CD} = 32.17 \text{ cm}^2$

$$\frac{l_{CD}}{E_{CD} A_{CD}} = \frac{2332}{2.0 \times 10^6 \times 32.17} = 0.036 \times 10^{-3}$$

$$\text{则: } X'_1 = \frac{1.0022 \times 10^{-4}}{1.0876 \times 10^{-4} + 0.036 \times 10^{-3}}$$

$$= \frac{0.10022}{0.10876 + 0.036} = 0.6923$$

$$\bar{N}_{AC} = \frac{X'_1}{\cos \alpha} = \frac{0.6923}{0.9474} = 0.7308$$

$$\bar{N}_{CE} = -\bar{N}_{AC} \sin \alpha = 0.7308 \times 0.32 = 0.2338$$

因此,拱肋段由于 $P = 1$ 产生的弯矩 M_1 为:

$$EF \text{ 段} \quad M_{EF} = -0.6923(180 + y)$$

$$\begin{aligned} AE \text{ 段} \quad M_{AE} &= -[X'_1(e + y + y_F) - \bar{N}_{CE}(k - x)] \\ &= -[0.6923 \times (180 + y) - 0.2338 \times (496 - x)] \\ &= -[0.6923y + 0.2338x + 8.6492] \end{aligned}$$

(3) 中段拱肋拱顶挠度

$$f_V = \int \frac{\bar{M} M_P}{EI} ds$$

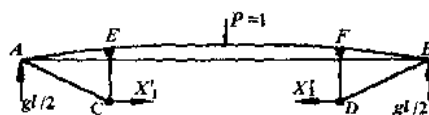


图 8-23 挠度计算图式

$$\begin{aligned}
&= -\frac{2}{EI} \left[\int_0^{496} (0.6923y + 0.2338x + 8.6494)(10763x - 5.87x^2 - 106900)dx \right. \\
&\quad \left. + \int_{496}^{1166} (124.614 + 0.6923y)(13663x - 5.87x^2 - 1545300)dx \right] \\
&= -(0.0499 + 0.1722) \\
&= -0.22\text{cm} = -2.2\text{mm}
\end{aligned}$$

(4)中段拱肋拱顶累计自重挠度

$$\sum f_V = f_{V2} + 2.2 = 58.1447 + 2.2 = 60.3447\text{mm}$$

4. 悬臂拼装时施工拱度的控制

由悬臂拼装到箱壁合拢成拱,结构体系由悬臂桁架转化成拱式桁架状态,设计中除了考虑预留拱度外,还应考虑施工拱度。预留拱度是考虑拱肋合拢成拱后,预留在安装顶、底板及拱上建筑等时的结构弹、塑性下沉值。这个数值在构件施工放样制作时已予以考虑。而施工拱度是考虑在悬臂拼装时控制标高用。即安装时各段悬臂端点的控制标高值:

$$\text{控制标高} = (\text{设计拱轴线标高}) + (\text{预拱度}) + (\text{施工拱度})$$

施工拱度包括在悬臂拼装时构件自重力产生的挠度(弹性变形);另外,应考虑在接头处插销孔眼的预留孔隙及孔眼的局部变形等非弹性变形影响。

八、起吊桁构时拱桁架产生的内力及挠度计算

因竖杆的内力是在起吊桁构时受控制的,而且作为施工时的观测内容,也必须计算在起吊桁构时拱桁架产生的内力及挠度。

吊架自重:50kN,除第一段桁构作用于桥墩、台上外,其余都作用在各段桁构的悬臂端节点上。

人字扒杆起吊的仰角: $\cos\alpha = \frac{5}{9} = 0.5555$, $\tan\alpha = 1.4966$ 。

起吊构件考虑动力影响系数为1.3。

1. 起吊第二段桁构时各杆内力及E点挠度

按第二段桁构自重力的一半作用于一片桁构计算,仍采用节点法,逐一计算各杆内力及作用于E点的推力(见图8-24)。

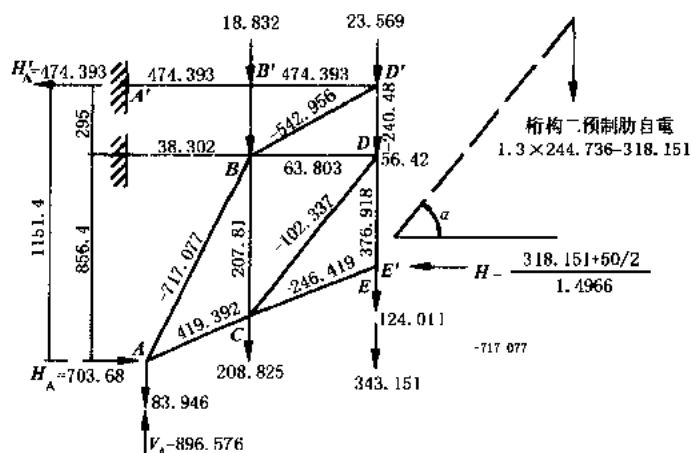


图 8-24 吊装第二段桁构时受力计算图式(力单位:kN)

E点挠度计算见表8-12。

起吊第二段桁构悬臂时 E 点挠度 $f'_{E3} = \sum \frac{\bar{N}_1 N_P l}{EA}$ 计算表

表 8-12

杆件	杆件长度 $l(\text{mm})$	截面积 $A(\text{mm}^2)$	自重下内力 $N_P(\text{N})$	$P=1$ 作用下 内力 \bar{N}_1	弹性模量 $E(\text{MPa})$	$\frac{\bar{N}_1 N_P l}{EA}$
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
AC	4694	1233200	-419392	-0.4690	3.3×10^4	0.022688
CE	5696	1196600	-246419	0	3.3×10^4	0
AB	9576	62500	-717017	-0.9040	3.3×10^4	1.790086
CD	8501	62500	-102337	-0.6860	3.3×10^4	0.289356
BD'	6066	62500	-542956	-0.9530	3.3×10^4	1.521829
BC	6647	5028	207810	0.3450	2×10^5	0.473899
D'D	2950	5028	240480	0.4630	2×10^5	0.326630
DE	4561	5028	376918	1	2×10^5	1.709550
B'B	2950	5028	18832	0	3.3×10^4	0
BD	5390	3702	63803	0.4280	2×10^5	0.198796
A'B'	5125	18208	474393	0.8320	2×10^5	0.555473
B'D'	5300	18208	74393	0.8320	2×10^5	0.090082

$$f'_{E3} = 6.978389\text{mm}$$

2. 起吊第三段桁构时各杆内力及 I、E 点挠度

按第三段桁构自重的一半作用于一半桁构计算,仍采用节点法逐一计算各杆内力及作用于 I 点的推力(见图 8-25)。

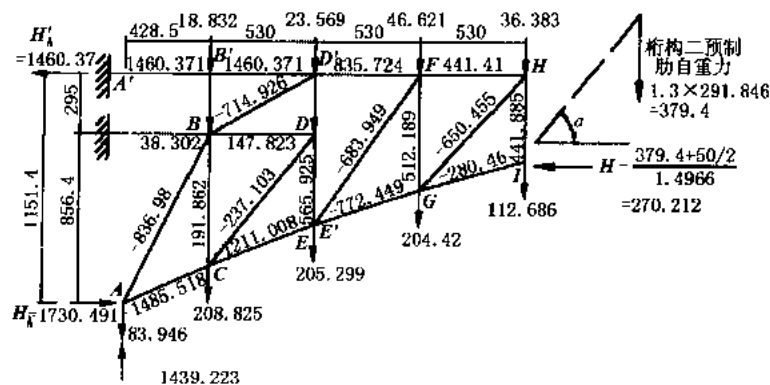


图 8-25 吊装第三段桁构时受力计算图式

(力单位:kN,尺寸单位:cm)

I、E 点挠度计算见表 8-13。

起吊第三段框构时 I、E 各点挠度计算表

表 8-13

材 料 特 性					节 点 I		节 点 E	
杆件	$l(\text{mm})$	$A(\text{mm}^2)$	$E(\text{MPa})$	$N_P(\text{N})$	\bar{N}_1	f'_{I1}	\bar{N}_1	f'_{E2}
	①	②	③	④	⑦	⑧	⑨	⑩
AC	4694	1233200	3.3×10^4	-1485518	-1.7681	0.302957	-0.4690	0.080361
CE	5696	1196600	3.3×10^4	-1211008	-1.5166	0.264926	0	0
AB	9576	62500	3.3×10^4	-836980	-0.3107	1.207387	-0.9040	3.512964
CD	8501	62500	3.3×10^4	-237103	-0.3252	0.317807	0.6860	0.670405
BD'	6066	62500	3.3×10^4	-714926	-0.3912	1.687085	-0.9530	4.109899

续上表

材 料 特 性					节 点 I		节 点 E	
杆件	$l(\text{mm})$	$A(\text{mm}^2)$	$E(\text{MPa})$	$N_p(\text{N})$	\bar{N}_1	f'_{II}	\bar{N}_1	f'_{E2}
BC	6647	5028	2×10^5	231040	0.0876	0.133780	0.3450	0.526874
D'D	2950	5028	2×10^5	324112	0.1902	0.180843	0.4630	0.440223
DE	4561	5028	2×10^5	565925	0.4444	1.140690	1	2.566810
B'B	2950	5028	3.3×10^4	18832	0	0	0	0
BD	5390	3702	2×10^5	147823	0.2027	0.218131	0.4280	0.460583
A'B'	5125	18208	2×10^5	1460371	1.7530	3.602855	0.8320	1.709969
B'D'	5300	18208	2×10^5	1460371	1.7530	3.725879	0.8320	1.768358
EG	5589	1163550	3.3×10^4	-772449	-0.9745	0.109569		
GI	5501	1135450	3.3×10^4	-280460	-0.0008	0		
EF	9193	62500	3.3×10^4	-683949	-0.8450	2.575987		
GH	7810	62500	3.3×10^4	-650455	-1.3605	3.350988		
FG	5736	5028	2×10^5	512189	0.6904	2.017042		
HI	4261	5028	2×10^5	44885	0.9993	0.190057		
D'F	5300	18208	2×10^5	835724	1.4112	1.716465		
FH	5300	18208	2×10^5	441410	0.9240	0.593605		
各节点挠度					$f'_{II} = 23.336053\text{mm}$		$f'_{E2} = 15.846446\text{mm}$	

3. 起吊中段拱肋时各杆内力及 N 、 I 、 E 点挠度计算

计算方法同前,各杆内力见图 8-26, N 、 I 、 E 各点挠度计算见表 8-14。

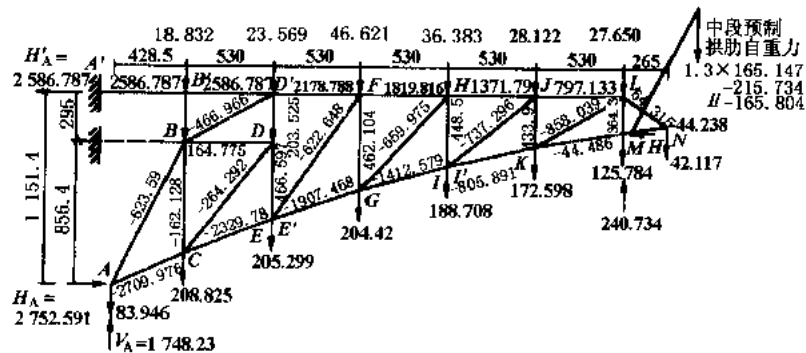


图 8-26 吊装拱肋时受力计算图式

(力单位: kN, 尺寸单位: cm)

起吊中段拱肋时 N 、 I 、 E 各点挠度计算表

表 8-14

材 料 特 性					节 点 N		节 点 I		节 点 E	
杆件	$l(\text{mm})$	$A(\text{mm}^2)$	$E(\text{MPa})$	$N_p(\text{N})$	N_1	f'_{NI}	N_1	f'_{I2}	N_1	f'_{E3}
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
AC	4694	1233200	3.3×10^4	-2709976	-3.3924	1.06040	-1.7681	0.55267	-0.4690	0.1466
CE	5696	1196600	3.3×10^4	-2329780	-3.4124	1.14678	-1.5166	0.50967	0	0
AB	9576	62500	3.3×10^4	-623590	0.4309	-1.24757	-0.3107	0.89956	-0.9040	2.61733
CD	8501	62500	3.3×10^4	-264792	0.1262	-0.13773	-0.3252	0.35492	-0.6860	0.74870
BD'	6066	62500	3.3×10^4	-466966	0.3107	-0.42671	-0.3912	0.53727	-0.9530	1.30884
BC	6647	5028	2×10^5	-162128	-0.2342	0.25098	0.0876	0.09388	0.3450	0.36971
D'D	2950	5028	2×10^5	203525	-0.1511	-0.09022	0.1902	0.11356	0.4630	0.27644
DE	4561	5028	2×10^5	466597	-0.2497	-0.52844	0.4444	0.94048	1	2.11630

续上表

材 料 特 性					节 点 N		节 点 I		节 点 E	
杆件	$l(\text{mm})$	$A(\text{mm}^2)$	$E(\text{MPa})$	$N_p(\text{N})$	\bar{N}_1	f'_{N1}	N_1	f'_{I2}	N_1	f'_{E3}
$B'B$	2950	5028	3.3×10^4	-18230	0	0	0	0	0	0
BD	5390	3702	2×10^5	164775	-0.0786	-0.09428	0.2027	0.24315	0.4280	0.51340
$A'B'$	5125	18208	2×10^5	2586787	2.9038	10.57131	1.7530	6.38182	0.8320	3.02890
$B'D'$	5300	18208	2×10^5	2586787	2.9038	10.93228	1.7530	6.59974	0.8320	3.1323
EG	5589	1163550	3.3×10^4	-1907468	-3.4105	0.94691	-0.9745	0.27057		
GI	5501	1135450	3.3×10^4	-1412579	-3.2278	0.66939	-0.0008	0.00017		
EF	9193	62500	3.3×10^4	-622648	0.1017	-0.28225	-0.8450	2.34511		
GH	7810	62500	3.3×10^4	-659975	-0.1832	0.45784	-1.3605	3.40003		
FG	5736	5028	2×10^5	462.04	-0.0831	-0.02190	0.6904	0.17405		
HI	4261	5028	2×10^5	448500	0.1346	0.25580	0.9993	1.89909		
$D'F$	5300	18208	2×10^5	2178788	3.1573	10.01185	1.4112	4.47494		
FH	5300	18208	2×10^5	1819816	3.2339	8.56520	0.9240	2.44728		
IK	5432	1116350	3.3×10^4	-805891	-2.6532	0.31528				
KM	5378	108950	3.3×10^4	-44486	-1.2467	0.08296				
MN	2674	107920	3.3×10^4	-44238	-1.2398	0.04137				
IJ	6800	62500	3.3×10^4	-737296	-0.6683	1.62453				
KL	6125	62500	3.3×10^4	-858039	-1.5720	4.00564				
LN	3202	5028	2×10^5	64315	1.4844	0.30399				
JK	3071	5028	2×10^5	433889	0.4187	0.55480				
LM	2157	5028	2×10^5	364313	-0.0450	-0.03517				
HJ	5300	18208	2×10^5	1371790	3.1096	6.20834				
JL	5300	18208	2×10^5	797133	2.5887	3.00328				
各节点挠度					$f'_{N1} = 58.14466\text{mm}$		$f'_{I2} = 32.23796\text{mm}$		$f'_{E3} = 14.25852\text{mm}$	

4. 起吊桁构各阶段最大内力杆件及 N 、 I 、 E 各点挠度汇总

(1) 最大内力杆件列于表 8-15。

起吊桁构各阶段最大内力杆件 表 8-15

杆 件	最大内力(kN)	截面面积(mm^2)	材 料
$A'B'$ (拉)	2586.787	18208	45 号钢
DE (拉)	446.597	5028	40 号混凝土
KL (压)	858.039	490000	40 号混凝土
AB (压)	623.59	62500	40 号混凝土
AC (压)	2709.976	1233200	40 号混凝土
LN (拉)	64.315	5028	II 级钢

(2) 根据安装阶段最大内力杆件(表 8-10)和起吊桁构各阶段最大内力杆件(表 8-15)比较, 可得下列几种杆件作为控制内力杆件:

压杆: $AC = 2752.087\text{kN}$ (安装阶段)
 $AB = 896.648\text{kN}$ (安装阶段)
 $KL = 858.039\text{kN}$ (起吊阶段)
拉杆: $A'B' = 2781.333\text{kN}$ (安装阶段)
 $LN = 486.295\text{kN}$ (安装阶段)

(3) 各控制内力杆件强度验算

① AC 杆: 按轴心受压构件验算

$$N_j \leq \varphi \gamma_b \left(\frac{1}{\gamma_c} R_a A + \frac{1}{\gamma_s} R'_g A'_g \right)$$

式中: $N_j = 1.2 \times 2752.087 = 3302.504 \text{ kN}$

φ ——纵向弯曲系数, $\varphi = 0.95$;

(规范(JTJ023-85)表 4.1.3)

γ_b ——工作条件系数, $\gamma_b = 0.95$;

γ_c ——混凝土安全系数, $\gamma_c = 1.25$;

γ_s ——钢筋安全系数, $\gamma_s = 1.25$;

R_a ——23.0MPa——C40 混凝土;

A ——截面面积: 12332 cm^2 ;

$R'_g = 340 \text{ MPa}$;

$A'_g = 6158 \text{ mm}^2 (10\Phi 28)$

$$\begin{aligned} \therefore N_{j\max} &= 0.95 \times 0.95 \times \left(\frac{1}{1.25} \times 23 \times 1233200 + \frac{1}{1.25} \times 340 \times 6158 \right) \\ &= 21990.185 \text{ kN} \\ &= 21990.185 \text{ kN} > N_j = 3302.504 \text{ kN} \end{aligned}$$

当考虑到加厚部分腹板未参与整体工作时, $A = 6258 \text{ cm}^2$, 则:

$$\begin{aligned} N'_{j\max} &= 0.95 \times 0.95 \times \left(\frac{1}{1.25} \times 23 \times 625800 + \frac{1}{1.25} \times 340 \times 6158 \right) \\ &= 11903.70 \text{ kN} \\ &= 11903.7 \text{ kN} > N_j = 3302.504 \text{ kN} \end{aligned}$$

可见,在不考虑现浇部分腹板的共同作用时,拱肋受压仍能满足要求。

② AB 杆: 按轴心受压构件验算

$$N_j = 1.2 \times 896.648 = 1075.98 \text{ kN}$$

$$\varphi = 0.5; A = 62500 \text{ mm}^2; A'_g = 5028 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \therefore \varphi \gamma_b \left(\frac{1}{\gamma_c} R_a A + \frac{1}{\gamma_s} R'_g A'_g \right) \\ &= 0.5 \times 0.95 \times \left(\frac{1}{1.25} \times 23 \times 62500 + \frac{1}{1.25} \times 340 \times 5028 \right) \\ &= 1195.87 \text{ kN} > N_j = 1075.98 \text{ kN} \end{aligned}$$

③ KL 杆: 按轴心受压构件计算

$$N_j = 1.2 \times 858.039 = 1029.647 \text{ kN}$$

$$\varphi = 0.89; A = 62500 \text{ mm}^2; A'_g = 5028 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \therefore \varphi \gamma_b \left(\frac{1}{\gamma_c} R_a A + \frac{1}{\gamma_s} R'_g A'_g \right) \\ &= 0.89 \times 0.95 \times \left(\frac{1}{1.25} \times 23 \times 62500 + \frac{1}{1.25} \times 340 \times 5028 \right) \\ &= 2128.644 \text{ kN} > N_j = 1029.647 \text{ kN} \end{aligned}$$

④ A'B' 杆(拉杆): A'B' 杆是上弦工具式拉杆,采用槽钢制作成可拆式的杆件,在连接设计与计算时考虑。

⑤ *LN* 拉杆:第二段桁构与中段拱肋接头处的斜拉杆,截面尺寸为 40cm×40cm 的钢筋混凝土构件,钢筋为 8Φ20, $A_g = 2514\text{mm}^2$ 。

按规范(JTJ023-85)第 4.1.5 条轴心受拉杆件的规定:

$$N_j \leq \frac{1}{\gamma_s} R_g A_g$$

式中: $N_j = 1.2 \times 486.295 = 583.554\text{kN}$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_s} R_g A_g &= \frac{1}{1.25} \times 340 \times 2514 \\ &= 683.808\text{kN} > N_j = 583.554\text{kN} \end{aligned}$$

(4)起吊阶段 *E*、*I*、*N* 各点挠度汇总表,见表 8-16。

从表中可知起吊阶段与安装阶段各点挠度汇总值相差较小,可取其中最大值作为施工挠度控制值。

起吊桁构各阶段 <i>E</i> 、 <i>I</i> 、 <i>N</i> 各点挠度值			表 8-16
起吊阶段	挠度计算值 (mm)		
起吊第二段桁构时	$f_{\text{II}} = 5.978$		
起吊第三段桁构时	$f_{\text{I2}} = 15.846$	$f_{\text{II}} = 23.336$	
起吊中肋阶段时	$f_{\text{I3}} = 14.259$	$f_{\text{I2}} = 23.238$	$f_{\text{NI}} = 58.145$

九、安装过程中墩、台立墙截面强度装算

在安装过程中,不但临时拉杆锚于墩、台立墙顶部,而且在中墩悬拼拱桁架时,固定人字钢扒杆的后缆索也锚于中墩立墙的顶部,因此,对于立墙的底截面必须进行强度验算(见图 8-27)。

1. 安装第二阶段桁构时立墙截面受力验算

(1)后缆索的张力计算

第二段桁构自重:291.846kN

动荷载系数: $K = 2.0$

起重滑车组重力: $Q = 5.0\text{kN}$

起吊时总荷载: $KP + Q = 588.692\text{kN}$

人字钢扒杆底部到锚碇的距离: $a = 13.2\text{m}$

钢扒杆的长度: $l_3 = 12.0\text{m}$

钢扒杆的水平倾距: $l_1 = 5.3\text{m}$

钢扒杆的倾角: $\theta = 63.8^\circ$

$$\cos \theta = 0.4415, \sin \theta = 0.8973$$

扒杆车心至扒杆底的距离:

$$h = l_3 \sin \theta = 12 \times 0.8973 = 10.767\text{m}$$

后缆索锚碇的标高:23.90m

扒杆脚的标高:17.281m

扒杆车心标高: $17.281 + 10.767 = 28.048\text{m}$

锚碇与扒杆车心高差:

$$\Delta h = 28.048 - 23.90 = 4.148\text{m}$$

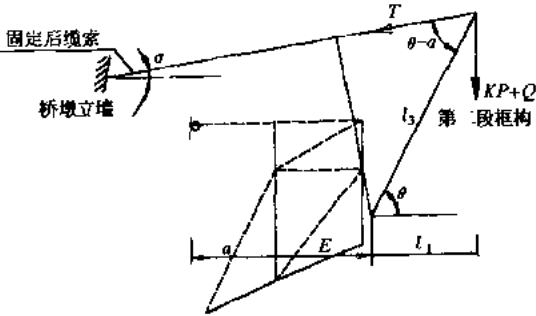


图 8-27 立墙受力图式

后缆索倾角:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\Delta h}{a + l_1} = \frac{4.148}{13.2 + 5.3} = 0.2242$$

$$\alpha = 12^{\circ}31', \sin \alpha = 0.2167, \cos \alpha = 0.9762$$

后缆索张力(对八杆底脚取矩):

$$T' = \frac{(KP + Q)l_1}{l_y \sin(\theta + \alpha)} = \frac{588.692 \times 5.3}{12 \times \sin(63.8 - 12.5)} = 333.157 \text{ kN}$$

附加后缆索滑车重力 4.0kN, 得:

$$T = T' + 4.0 = 333.157 + 4 = 337.157 \text{ kN}$$

(2) 作用于扒杆的力

① 荷载作用下每根扒杆所受的压力

人字钢扒杆脚系支撑在两片拱桁的节点前端, 故作用在每根扒杆上的压力为:

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{[T \sin \alpha + (KP + Q)]l_3}{2h} \\ &= \frac{[337.157 \times 0.2167 + 588.692] \times 12}{2 \times 10.767} = 380.041 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 起重滑车组绕出绳对扒杆的压力

$$N'_2 = S_K = \frac{f-1}{f^n-1} F f^k$$

式中: F ——作用于滑车组上的荷载,

$$F = KP + Q = 588.692 \text{ kN}$$

f ——滑车转动阻力系数, $f = 1.04$;

k ——引到卷扬机的支线数, $k = 11$;

n ——滑车组的工作线数, $n = 10$;

$$f^n = 1.04^{10} = 1.48;$$

$$f^k = 1.04^{11} = 1.539;$$

$$N'_2 = \frac{1.04-1}{1.48-1} \times 588.692 \times 1.539 = 75.5 \text{ kN}$$

人字扒杆的夹角: $2\gamma = 24^{\circ}30'$

$$\sin \gamma = 0.2129, \cos \gamma = 0.9772$$

$$\therefore N_2 = \frac{N'_2}{2 \cos \gamma} = \frac{75.5}{2 \times 0.9772} = 38.63 \text{ kN}$$

③ 钢扒杆自重力

$$N_3 = \frac{49.2}{2} = 24.6 \text{ kN}$$

故作用于扒杆的力为:

$$\begin{aligned} \sum N &= N_1 + N_2 + N_3 = 380.041 + 38.63 + 24.6 \\ &= 443.27 \text{ kN} \end{aligned}$$

(3) 作用于 E 点的垂直力和水平力

$$V = \sum N \cos \gamma \sin \theta = 443.27 \times 0.9772 \times 0.8973 = 388.68 \text{ kN}$$

$$H = \sum N \cos \gamma \cos \theta = 443.27 \times 0.9772 \times 0.4415 = 191.24 \text{ kN}$$

(4) 起吊时上弦杆拉力

如图 8-28 所示,对节点 A 取矩 $\sum M_A = 0$:

$$H_A = \frac{1}{11.514} \times [(18.832 + 38.202 + 208.825) \times 4.285 + (23.569 + 56.42 + 388.68 + 124.001) \times 9.885 - 191.24 \times (11.514 - 7.511 + 1)]$$

$$= 507.502 \text{ kN}$$

(5) 中墩立墙受力验算

① 拉杆在中墩的不平衡拉力:

$$\Delta H = 507.502 - 268.774 = 238.728 \text{ kN}$$

(式中 268.774 见前计算图 8-14c)

② 后缆索拉力: $T = 337.157 \text{ kN}$

$$T \cos \alpha = 337.157 \times 0.9762 = 329.133 \text{ kN}$$

$$T \sin \alpha = 337.157 \times 0.2167 = 73.062 \text{ kN}$$

③ 中墩立墙 A-A 截面的验算

因立墙底部至 A-A 截面配置了钢筋, A-A 截面以上为素混凝土,因而需对最不利截面 A-A 进行验算(图 8-29)。

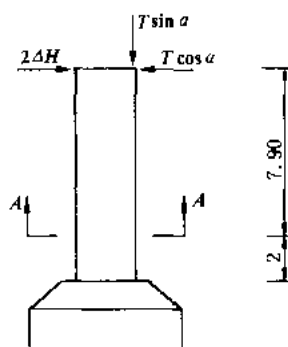


图 8-29 立墙 A-A 截面验算
(尺寸单位: m)

a. A-A 截面几何性质:

$$\text{截面积: } A = 7.0 \times 2.8 = 19.6 \text{ m}^2$$

$$\text{截面模量: } W = \frac{1}{6} \times 7 \times 2.8^2 = 9.147 \text{ m}^3$$

b. A-A 截面内力:

A-A 截面以上中墩立墙自重: 3871 kN

$$\text{轴向力: } N_{A-A} = 3871 - 73.062 = 3798 \text{ kN}$$

$$\text{弯矩: } M_{A-A} = (2\Delta H + T \cos \alpha) \times 7.9$$

$$= (2 \times 238.728 + 329.133) \times 7.9 = 6372.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

c. A-A 截面强度验算: 按规范(JTJ022-85)第 3.0.2 条规定:

$$N_j \leq \alpha A R'_a / \gamma_m$$

式中:

$$N_j = \gamma_{s0} \psi \gamma_{sl} N_{A-A}$$

$$= 1 \times 1 \times 1.2 \times 3798 = 4557.6 \text{ kN}$$

$$A = 19.6 \text{ m}^2 = 19.6 \times 10^4 \text{ cm}^2$$

$$R'_a = 28 \text{ MPa}$$

$$\gamma_m = 2.31$$

$$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^m}{1 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^2}$$

$$e_0 \text{——纵向力偏心距, } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6372.05}{3798} = 1.678 \text{ m}$$

$$0.5y = 0.5 \times \frac{2.8}{2} = 0.7 \text{ m} < e_0$$

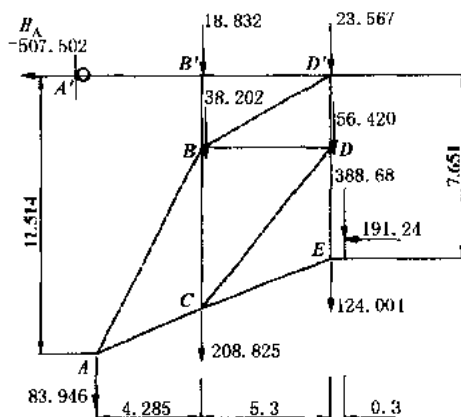


图 8-28 上弦杆拉力计算图式
(力单位: kN, 尺寸单位: m)

根据规范(JTJ022—85)第 3.0.4 条规定,当 $e_0 >$ 表 3.0.2-1 的容许值时,应按下式验算:

$$N_j \leq \frac{AR'_{w1}}{\left(\frac{Ae_0}{W} - 1\right) \gamma_m}$$

式中: R'_{w1} ——受拉边边缘弯曲抗拉极限强度, C40 混凝土 $R'_{w1} = 4.27\text{MPa}$

$$\therefore \frac{AR'_{w1}}{\left(\frac{Ae_0}{W} - 1\right) \gamma_m} = \frac{19.6 \times 10^4 \times 4.27 \times 10^{-1}}{\left(\frac{19.6 \times 10^4 \times 167.8}{9147000} - 1\right) \times 2.31} = 13958.44\text{kN}$$

$$> N_j = 4557.60\text{kN}$$

2. 安装第三段框构时中墩立墙截面受力验算

计算方法同上, 计算过程从略。

3. 安装中段拱肋时, 采用二节钢扒杆起吊, 钢扒杆的长度 $L_3 = 8.93\text{m}$ 。

计算方法同上, 计算得结果为:

在中墩立墙上的不平衡拉力值:

$$S = 534.424\text{kN}$$

A-A 截面轴向力: $N_{A-A} = 3789\text{kN}$

A-A 截面弯矩: $M_{A-A} = (2 \times 534.424 + 521.71) \times 7.9$
 $= 12565.41\text{kN} \cdot \text{m}$

偏心距: $e_0 = \frac{M}{N} = 3.316\text{m}$

$$\therefore \frac{AR'_{w1}}{\left(\frac{Ae_0}{W} - 1\right) \gamma_m} = \frac{19.6 \times 10^4 \times 4.27 \times 10^{-1}}{\left(\frac{19.6 \times 10^4 \times 3.316}{9147000} - 1\right) \times 2.31} = 59334.91\text{kN}$$

$$N_j = 1.2 \times 3789 \times 100 = 454680\text{kN}$$

故在安装中段拱肋时中墩立墙截面强度仍然满足要求。

十、悬臂拼装拱桁架的连接件设计与计算

上弦拉杆可根据桁片悬出长度, 以及承受拉力大小来设计。对于大跨径拱桥, 当拱片悬出长度较大, 上弦拉杆承受拉力较大时, 为使上弦成为工具或拉杆, 采用型钢(槽钢)作为可拆式的杆件。各段桁构之间、上弦拉杆采用销接(图 8-30)。为使受力明确, 插销个数愈少愈好。销径与型钢上的孔眼相差 3mm, 以使安装插销时比较方便。上弦拉杆与桥台或墩上立墙使用螺杆及螺帽锚固连接(图 8-31)。为了使节点刚度大些, 结构的非弹性变形尽可能小些, 使安装易于控制, 上弦拉杆与立柱预制时首先整体浇筑在一起, 以后再凿除(或采用销接)。

1. 墩台锚固区的局部补强及强度验算

上弦拉杆高程为 23.8m(中心), 墩台顶高程为 23.96m, 考虑该部受力不利, 在施工期间均局部(拉杆锚固区间 80cm 宽范围内)加高 42cm, 安装毕再予凿除(图 3-32)。

(1) 桥墩立墙顶部强度验算

上弦拉杆施加于桥墩立墙顶部的力为局部承压, 在局部承压范围内配有螺旋式钢筋。

螺旋圈直径 $d_{he} = 66\text{cm}$, 螺距 $S = 10\text{cm}$

钢筋直径 $\phi = 12\text{mm}$, 截面面积 $a_j = 1.131\text{cm}^2$

上弦拉杆的最大拉力以其中一孔中段起吊, 而邻孔中段未起吊时的拉力值作为控制, 其中

一孔合拢前瞬时的拉力值为:

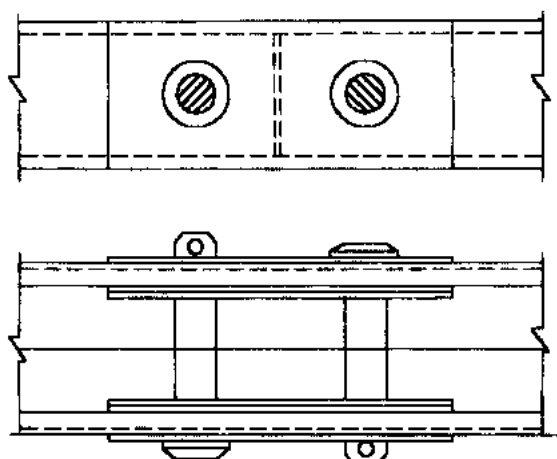


图 8-30 销接头

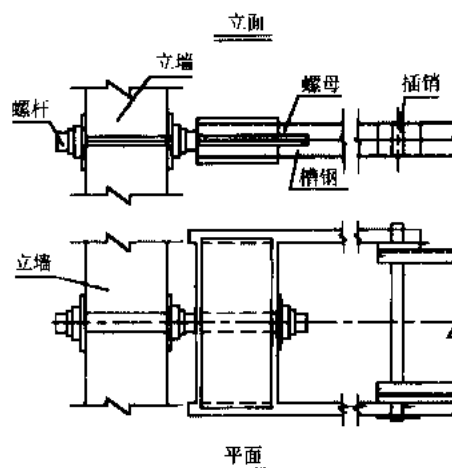


图 8-31 锚栓接头

$$N_1 = 2586.79 \text{ kN}$$

邻孔中段未起吊时的拉力值:

$$N_2 = 1460.37 \text{ kN}$$

$$N_0 = N_1 - N_2 = 2586.79 - 1460.37 = 1126.42 \text{ kN}$$

上弦拉杆支承垫板的尺寸: $d = 50 \text{ cm}$

孔洞直径: $d_0 = 25 \text{ cm}$

$$\text{支承面积: } A_0 = \frac{\pi}{4} (d^2 - d_0^2) = 1472 \text{ cm}^2$$

局部承压时的计算底面积:

$$A_d = \frac{\pi}{4} (d_d^2 - d_0^2) = \frac{3.14}{4} \times (116^2 - 25^2) = 10077 \text{ cm}^2$$

包罗在螺旋形配筋范围内的混凝土核心面积:

$$A_{he} = \frac{\pi}{4} (110^2 - 25^2) = 9012 \text{ cm}^2$$

根据规范(JTJ023-85)第 4.1.24 条规定:

$$N_C \leq 0.6 (\beta R_a + 2\mu_t \beta_{he}^2 R_g) A_0$$

式中: $N_C = 1126.42 \text{ kN}$ (局部承压时的纵向力);

β ——混凝土局部承压强度的提高系数;

$$\beta = \sqrt{\frac{A_d}{A_c}} = \sqrt{\frac{10077}{1472}} = 2.616$$

β_{he} ——配置间接钢筋时局部承压强度提高系数;

$$\beta_{he} = \sqrt{\frac{A_{he}}{A_c}} = \sqrt{\frac{9012}{1472}} = 2.474$$

μ_t ——间接钢筋的体积配筋率;

$$\mu_t = \frac{4a_i}{d_{he} S} = \frac{4 \times 1.131}{110 \times 10} = 4.1127 \times 10^{-3}$$

$$R_a = 23 \text{ MPa (C40 混凝土)}$$



图 8-32 锚固区局部补强
(尺寸单位: cm)

$R_g = 240\text{MPa}$ (I 级钢筋抗拉设计强度);

d_{he} ——螺旋筋内混凝土核心半径。

$$\begin{aligned} \therefore & 0.6(\beta R_a + 2\mu_t \beta_{he}^2 R_g) A_c \\ & = 0.6 \times (2.616 \times 230 + 2 \times 4.1127 \times 10^{-3} \times 2.474^2 \times 2400) \times 1472 \\ & = 5420.75\text{kN} > N_c = 1126.42\text{kN} \end{aligned}$$

(2) 桥台胸墙顶部锚着区的强度验算

上弦拉杆的最大拉力为:

$$H = N_c = 2586.79\text{kN}$$

$$\begin{aligned} \text{验算公式同上: } N_c & \leq 0.6(\beta R_a + 2\mu_t \beta_{he}^2 R_g) A_c \\ & = 5420.75\text{kN} > N_c \end{aligned}$$

以上计算表明墩上立墙及桥台胸墙在顶部锚着区强度已能满足要求,为加强安全计,施工时在核心半径 $d_{he} = 110\text{cm}$ 内还可酌量配置内层螺旋筋加强。

2. 墩、台锚固区抗剪强度验算

支承垫板直径: $d = 50\text{cm}$

$$\text{剪切周长: } u = \pi d = 3.14159 \times 50 = 157.1\text{cm}$$

$$\text{剪切厚度: } l = 203\text{cm}$$

$$\text{剪切面积: } A = 157.1 \times 203 = 31891.31\text{cm}^2$$

根据规范(JTJ022—85)第 3.0.7 条规定:

$$Q_j \leq A \frac{R_j}{\gamma'_m} + \mu N_j$$

式中: Q_j ——剪力;

$$\text{对于桥墩: } Q_j = 1.2 \times 1126.42 = 1351.71\text{kN}$$

$$\text{对于桥台: } Q_j = 1.2 \times 2586.79 = 3104.15\text{kN}$$

R_j ——混凝土抗剪极限强度, $R_j = 4.7\text{MPa}$;

γ_m ——材料安全系数, $\gamma_m = 2.31$;

μ ——摩擦系数, $\mu = 0.7$;

N_j ——计算纵向力, $N_j \approx 0$ 。

对于桥墩:

$$A \frac{R_j}{\gamma_m} + \mu N_j = 31891.3 \times \frac{47}{2.31} = 6488.70\text{kN} > Q_j = 1351.71\text{kN}$$

对于桥台:

$$A \frac{R_j}{\gamma_m} = 6488.70\text{kN} > Q_j = 3104.15\text{kN}$$

3. 上弦拉杆连接螺杆直径的选择

选择普通粗牙螺纹,公称直径 $d = 100\text{mm}$,螺距: $t = 6\text{mm}$, $H = 0.866t = 5.196\text{mm}$

$$\text{中径: } d_2 = d - 0.6495t = 140 - 0.6495 \times 6 = 136.103\text{mm}$$

$$\text{内径: } d_1 = d - 1.0825t = 140 - 1.0825 \times 6 = 133.505\text{mm}$$

$$d_3 = d_1 - \frac{H}{6} = 133.505 - \frac{5.196}{6} = 132.639\text{mm}$$

强度计算时,螺栓螺纹部分的计算面积:

$$A_3 = \frac{\pi}{4} \left(\frac{d_2 + d_3}{2} \right)^2 = \frac{3.14159}{4} \times \left(\frac{136.103 + 132.639}{2} \right)^2 \\ = 14180.81 \text{ mm}^2$$

选用 45 号钢:

极限抗拉强度: $\sigma_1 = 610 \text{ MPa}$;

屈服极限强度: $\sigma_s = 360 \text{ MPa}$;

安全系数: $K = 2.0$;

容许应力: $[\sigma] = \frac{\sigma_s}{K} = 180 \text{ MPa}$

螺杆承受最大轴向拉力:

$$P = 2586.79 \text{ kN}$$

则螺杆应力:

$$\sigma = \frac{P}{A_3} = \frac{258679}{14180.81} = 182.4 \text{ MPa} \approx [\sigma] = 180 \text{ MPa}$$

4. 连接螺杆的螺母尺寸选择

查《机械零件手册》(冶金工业出版社),六角螺母, $S = 145 \text{ mm}$, $D = 145 \times 1.153 = 167.2 \text{ mm}$

螺母厚度: $H = 80 \text{ mm}$

5. 拉杆槽钢与螺杆的连接板计算

拉杆槽钢与螺杆的连接如图 8-33 所示。

选择板厚 $t = 3 \text{ cm}$, 材料采用 A_3 钢。

焊缝容许应力:

$$[\tau'] = 0.6[\sigma_1] = 0.6 \times \frac{\sigma_s}{n}$$

屈服强度: $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$

$n = 1.6$, 则:

$$[\sigma_1] = \frac{24}{1.6} = 150 \text{ MPa}$$

$$[\tau'] = 0.6[\sigma_1] = 0.6 \times 15 = 90 \text{ MPa}$$

焊接连接板尺寸: $70 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$, 板厚 5 cm , 每条焊缝长度以 36 cm 计(去头尾各 2 cm), 受力焊缝共计 4 条。

焊缝应力

$$\tau' = \frac{9}{0.7 \times 8 \sum l} = \frac{258679}{0.7 \times 3 \times 4 \times 36} \\ \approx 85.54 \text{ MPa} < [\tau'] = 90 \text{ MPa}$$

6. 拉杆连接件计算

(1) 搭接连接的插销计算(B' 点节点连接, 见图 8-31)

采用单根插销连接, 插销直径选用 $d = 140 \text{ mm}$ 。

受剪面积: $A_s = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{3.14}{4} \times 140^2 = 1539.4 \text{ mm}^2$

受剪面数: $m = 2$

插销的承剪应力: $\tau = \frac{P}{mA_s} = \frac{258679}{2 \times 15394} = 84 \text{ MPa}$

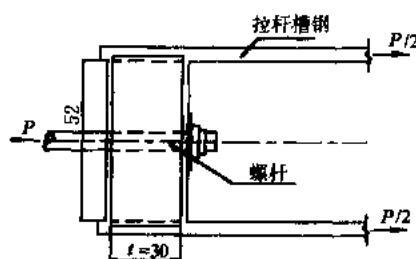


图 8-33 槽钢与螺杆连接
(尺寸单位: mm)

插销容许抗剪强度:

$$[\tau] = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{2.4}{2.5} = 96\text{MPa}$$

$\therefore \tau < [\tau]$, 能满足要求, 故采用插销直径为 140mm, 长度为 120cm。

(2) 对接连接的插销计算(参见图 8-30)

采用插销直径: $d = 100\text{mm}$

受剪面积: $A_s = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{3.14}{4} \times 100^2 = 7850\text{mm}^2$

受剪面数: $m = 4$

插销的承剪应力:

$$\tau = \frac{P}{4A_s} = \frac{258679}{4 \times 7850} = 82.4\text{MPa} < [\tau] = 96\text{MPa}$$

故采用插销直径为 100mm, 长度为 80cm。

(3) 搭接连接盖板计算

两块盖板厚度各为 3mm, 外贴盖板尺寸为 40mm × 50mm × 3mm, 内贴盖板尺寸为 35mm × 50mm × 3mm; 孔眼削弱面积为 12.5cm × 3cm = 37.5cm², 则传递受拉静截面积:

$$A_j = (40 \times 3 + 35 \times 3) - 12.5 \times 3 = 187.5\text{cm}^2 > F_0 = 182.08\text{cm}^2$$

式中: F_0 ——拉杆 2[40C 的截面面积。

(4) 节点销子的孔壁承压应力验算

孔壁承压容许应力:

$$[\sigma_c] = 2[\sigma] = 2 \times 150 = 300\text{MPa}$$

孔壁承压计算应力:

$$\sigma_c = \frac{N_c}{d \sum \delta}$$

式中: $\sum \delta$ ——对于 140mm 销孔, $\sum \delta = 3 + 3 + 0.9 = 6.9\text{cm}$

$$\therefore \sigma_c = \frac{258679}{3 \times 14 \times 6.9} = 89.26\text{MPa} < [\sigma_c] = 300\text{MPa}$$

对于 100mm 销孔, $\sum \delta = 1.0 + 0.9 = 2.9\text{cm}$

$$N'_{DF} = 2178.788\text{kN}$$

$$\therefore \sigma_c = \frac{2178.788}{3 \times 1.0 \times 1.9} = 382.2\text{MPa} > [\sigma_c] = 300\text{MPa}$$

考虑插销前方的钢板受挤压而发生塑性变形, 钉孔伸长, 另外由于承压应力分布情况十分复杂, 沿孔周及板厚的分布都是不均匀的, 因此, 100mm 直径销孔需局部加厚 $\delta = 1.0\text{cm}$, 则

$$\sum \delta = 2.9\text{cm}$$

$$\therefore \sigma_c = \frac{217878.8}{3 \times 1.0 \times 2.9} = 250.44\text{MPa} < [\sigma_c]$$

十一、拱箱顶、底板加载过程中拱桁架的内力及强度验算

当箱肋安装合拢后, 即可浇筑箱肋内腹板厚度不足部分混凝土, 待完成并达到规定强度后, 即可安装底板、顶板。但应先放松 $A'B'$ 、 $B'D'$ 及 $B'B$ 各杆的连接, 使不参与结构受力。此时的基本受力状态是在考虑拱上立柱、临时斜压杆及上弦拉杆的作用, 呈桁架拱的受力状态。

因此在加载过程中作为拱桁架进行分析。

(一)基本假定

1. 安装底板及顶板阶段,考虑桁构和墩、台连接的上弦杆放松,此时桁架两支承端与墩、台的连接假定为铰接,桁架拱为外部一次超静定结构,支点处仅有水平和竖向反力,不产生弯矩。

2. 拱桁片中各杆件的连接假定为理想铰接,因此,桁架杆件只计轴向力,不考虑弯矩,所以,桁架片为一个内部静定结构。

3. 实腹段只考虑弯矩,不计轴向力影响。

4. 安装顶板时,不考虑底板参与受力作用。

(二)水平推力计算

1. 计算公式

以水平推力作为静定赘余反力,这时根据力法准则方程式,水平推力 H 为:

$$H = - \frac{\delta_{HP}}{\delta_{HH}}$$

式中: δ_{HP} ——基本结构在外荷载 $P=1$ 作用下支点的水平变位;

$$\delta_{HP} = \sum \frac{N_P N_H l}{EA} + \sum \frac{M_P M_H \Delta l}{EI}$$

δ_{HH} ——基本结构在赘余反力 $H=1$ 作用下支点的水平变位:

$$\delta_{HH} = \sum \frac{N_H^2 l}{EA} + \sum \frac{M_H^2 \Delta l}{EI}$$

N_H 、 N_P ——分别为 $H=1$ 、 $P=1$ 作用于基本结构时,桁架杆件的轴向力;

M_H 、 M_P ——分别为 $H=1$ 、 $P=1$ 作用于基本结构时,中段拱肋的截面弯矩;

l 、 A ——桁架杆件的长度和截面积;

Δl 、 I ——用分段总和法计算中段变位时,中段各分段的长度和截面惯矩;

E ——钢筋混凝土的弹性模量。

2. $H=1$ 作用于支点时桁架拱片各杆内力计算

当 $H=1$ 作用于节点 A 时, $V_A=0$,各杆内力按节点平衡法求算,计算过程从略,计算结果如图 8-34 所示。

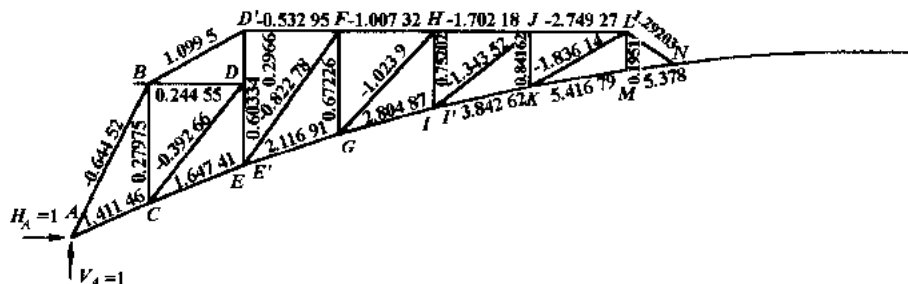


图 8-34 $H=1$ 作用于节点 A 时各杆内力

3. 形常数 δ_{HH} 的计算

中段形常数计算列于表 8-17,桁架杆件形常数计算列于表 8-18。由计算结果得:

$$\delta_{HH} = 2 \times 11.47973 \times 10^{-4} + 11.702536 \times 10^{-4} = 34.662 \times 10^{-4}$$

中段拱肋形常数计算表

表 8-17

中段 分段号	分段长 $\Delta l(\text{m})$	平均惯性矩 $I(\text{m}^4)$	弹性模量 $E(\text{MPa})$	EI 10^4	中间切面 重心 $y(\text{m})$	$\frac{\Delta l}{EI}$ (10^{-4})	$\frac{\Delta l}{EI}y$ (10^{-4})	$\frac{\Delta l}{EI}y^2$ (10^{-4})
N-O	4.105	0.35167	3.3×10^4	116.0511	9.5339	0.03537	0.33721	3.21459
O-P	4.460	0.33895	3.3×10^4	111.8535	9.8288	0.03987	0.39187	3.85161
P-Q	4.460	0.32447	3.3×10^4	107.0764	10.054	0.04165	0.41875	4.41362
Σ								11.47973
全桥总和								22.95946

桁架各杆件形常数计算表

表 8-18

杆件号	杆件长 $l(\text{m})$	截面面积 (m^2)	弹性模量 (MPa)	EA (10^6)	$\frac{l}{EA}$ (10^{-4})	N_H	N_H^2	$\frac{N_H^2 l}{EA}$ (10^{-4})
AB	9.576	0.0625	3.3×10^4	0.20625	0.46429	-0.6445	0.41541	0.19287
AC	4.694	1.2332	3.3×10^4	4.06956	0.01154	1.41146	1.99221	0.02299
BC	6.647	0.4900	3.3×10^4	1.6170	0.04111	0.27975	0.07826	0.00322
BD'	6.066	0.625	3.3×10^4	0.20625	0.29411	-0.6100	0.37203	0.10942
BD	5.300	0.00370	2.0×10^5	0.07404	0.71583	0.24455	0.05980	0.04281
CD	8.501	0.0625	3.3×10^4	0.20625	0.41217	-0.3823	0.15387	0.06342
CE	5.696	1.1966	3.3×10^4	3.94878	0.01443	1.64741	2.71397	0.03915
DD'	2.950	0.4900	3.3×10^4	1.6170	0.1824	0.29664	0.08780	0.00160
DE	4.561	0.4900	3.3×10^4	1.6170	0.02821	0.60334	0.36402	0.01027
D'F	5.300	0.01821	2.0×10^5	0.36416	0.14554	-0.5330	0.28404	0.04134
EF	9.193	0.0625	3.3×10^4	0.20625	0.44572	-0.8228	0.67697	0.30174
EG	5.589	1.1636	3.3×10^4	3.83988	0.01455	2.1169	4.48129	0.06520
FG	5.736	0.4900	3.3×10^4	1.6170	0.03547	0.67226	0.45194	0.01603
FH	5.300	0.01821	2.0×10^5	0.36416	0.14554	-1.0073	1.01470	0.14768
GH	7.810	0.0625	3.3×10^4	0.20625	0.37867	-1.0239	1.04837	0.39699
GI	5.501	1.1395	3.3×10^4	3.76035	0.01463	2.80487	7.86732	0.11510
HI	4.261	0.4900	3.3×10^4	1.6170	0.02635	0.75202	0.56564	0.01490
HJ	5.300	0.01821	2.0×10^5	0.36416	0.14554	-1.7022	2.89742	0.42169
IJ	6.800	0.0625	3.3×10^4	0.20625	0.32970	-1.3435	1.80504	0.59512
IK	5.432	1.1123	3.3×10^4	3.67125	0.01480	3.84262	14.7657	0.21853
JL	5.300	0.01821	2.0×10^5	0.36416	0.14554	-2.7493	7.55847	1.10006
KL	6.125	0.0625	3.3×10^4	0.20625	0.29697	-1.8361	3.37139	1.00120
KM	5.378	1.0895	3.3×10^4	3.59535	0.01496	5.41679	29.3362	0.43887
LM	2.157	0.4900	3.3×10^4	1.6170	0.01334	0.19541	0.03819	0.00051
LN	3.202	0.0625	3.3×10^4	0.20625	0.15525	1.29203	1.66933	0.25916
MN	2.674	1.0792	3.3×10^4	3.56136	0.00751	5.38702	29.0200	0.21794
JK	3.071	0.4900	3.3×10^4	1.6170	0.01899	0.84182	0.70865	0.01346
Σ					5.25127			
全拱总和					11.7025			

4. 载常数 δ_{HP} 的计算

桁架杆件载常数 δ_{HP} 的计算列于表 8-19, 中段载常数 δ_{HP} 的计算列于表 8-20。

桁架杆件载函数 δ_{HP} 计算表

表 8-19

杆件号	$\frac{l}{EA}$ (10^{-4})	N_H	$P=1$ 作用于 C 节点			
			左半拱		右半拱	
			N_P^C	$\frac{N_H N_P^C}{EA} l \times 10^{-4}$	N_P^C	$\frac{N_H N_P^C}{EA} l \times 10^{-4}$
AB	0.46429	-0.6445	1.37424	-0.41123	0.06644	-0.01988
AC	0.01154	1.41146	-0.67366	-0.01097	-0.03257	-0.00053
BC	0.04111	0.27975	-0.94420	-0.01086	-0.02666	-0.00031
BD'	0.29411	-0.6100	0.58556	-0.10505	0.05735	-0.01208
BD	0.71583	0.24455	0.10328	0.01808	-0.02912	-0.00510
CD	0.41217	-0.3823	-0.16566	0.02678	0.04671	-0.00755
CE	0.01443	1.64741	-0.54985	-0.01307	-0.06324	-0.00150
DD'	0.01824	0.29664	-0.28478	-0.00154	-0.03276	-0.00018
DE	0.02821	0.60334	-0.15526	-0.00264	-0.06928	-0.00118
D'F	0.14554	-0.5330	0.51165	-0.00397	0.05885	-0.00046
EF	0.44572	-0.8228	0.20071	-0.07361	0.10549	-0.03869
EG	0.01455	2.1169	0.66162	0.02038	0.12620	0.00389
FG	0.03547	0.67226	-0.16399	-0.00391	-0.08619	-0.00206
FH	0.14554	-1.0073	0.62736	-0.09197	0.11967	-0.01754
GH	0.37867	-1.0239	0.23549	-0.09130	0.14556	-0.05644
GI	0.01463	2.80487	-0.81709	-0.03353	-0.22676	-0.00931
HI	0.02635	0.75202	-0.17296	-0.00343	-0.10691	-0.00212
HJ	0.14554	-1.7022	0.78718	-0.19501	0.21845	-0.05412
IJ	0.32970	-1.3435	0.28927	-0.12813	-0.21073	-0.09334
JK	0.01480	3.84262	-1.03783	-0.05902	0.39222	-0.2231
JL	0.14554	-2.7493	1.01262	-0.40518	0.38259	-0.15309
KL	0.29697	-1.8361	0.36496	-0.19900	0.31837	-0.17360
KM	0.01496	5.41679	-1.34801	-0.10924	-0.66788	-0.05412
LM	0.01334	0.19541	-0.04803	-0.00013	-0.02409	-0.00006
LV	0.15525	1.29203	-0.23937	-0.00480	-0.24147	-0.00484
MN	0.00751	5.38702	-1.34060	-0.05424	-0.66420	-0.02687
JK	0.01899	0.84182	-0.18125	-0.00290	-0.13204	-0.00211
Σ			-2.69184	-1.99025	-6.52100	-0.76297
全拱总和			-5.38368	-3.98050	-13.0420	-1.52594

续上表

杆件号	$P=1$ 作用于 E 节点				$P=1$ 作用于 G 节点		
	左半拱		右半拱		左半拱		右半拱
	N_P^E	$\frac{N_H N_P^E}{EA} l \times 10^{-4}$	N_P^E	$\frac{N_H N_P^E}{EA} l \times 10^{-4}$	N_P^G	$\frac{N_H N_P^G}{EA} l \times 10^{-4}$	$\frac{N_H N_P^G}{EA} l \times 10^{-4}$
AB	1.29207	-0.38664	0.14861	-0.04447	1.20989	-0.36205	-0.76297 \times 3.47375
AC	-0.63338	-0.01031	-0.07285	-0.00119	-0.59309	-0.00966	
BC	-0.51847	-0.00596	-0.05963	-0.00069	-0.48549	-0.00558	
BD'	1.30983	-0.23498	0.15066	-0.02703	1.22652	-0.22004	
BD	-0.56634	-0.09914	-0.06514	-0.01140	-0.53032	-0.09283	
CD	0.90842	-0.14685	0.10448	-0.01689	0.85065	-0.13751	
CE	-1.22995	-0.02924	-0.14147	-0.00336	-1.15173	-0.02738	
DD'	-0.63703	-0.00344	-0.07327	-0.00396	-0.59651	-0.00323	
DE	-1.34730	-0.06437	-0.15496	-0.00740	-1.26161	-0.06027	
D'F	1.4449	-0.00888	0.13164	-0.00102	1.07170	-0.00832	
EF	0.00896	-0.16466	0.23597	-0.08654	1.92111	-0.70456	
EG	-1.47995	-0.04559	-0.28230	-0.00870	-2.29829	-0.07079	
FG	-0.36683	-0.00875	-0.19280	-0.00460	-1.56967	-0.03743	
FH	1.40334	-0.20573	0.26769	-0.03924	2.17931	-0.31948	
GH	0.52675	-0.20422	0.32560	-0.12634	0.81802	-0.31715	
GI	-1.32773	-0.07500	-0.50723	-0.02081	-2.83838	-0.11678	
HI	-0.38688	-0.00767	-0.23915	-0.00474	-0.60081	-0.01191	
HJ	1.76082	-0.43621	0.48865	-0.12105	2.73446	-0.67741	
IJ	0.64705	-0.28661	0.47139	-0.20880	1.00484	-0.44509	
IK	-2.32150	-0.13202	-0.87735	-0.04989	-3.60517	-0.20502	
JL	2.26510	-0.90634	0.85603	-0.34252	3.51759	-1.40749	
KL	0.81635	-0.44513	0.71216	-0.38832	1.26776	-0.69127	
KM	-3.01531	-0.24435	-1.49896	-0.12107	-4.68262	-0.37947	
LM	-0.10878	-0.00029	-0.05389	-0.00015	-0.16893	-0.00046	
LN	-0.53543	-0.01074	-0.54014	-0.01083	-0.83149	-0.01667	
MN	-2.99873	-0.12133	-1.48575	-0.06011	-4.65689	-0.18842	
JK	-0.40543	-0.00649	-0.29536	-0.00473	-0.62961	-0.01007	
Σ		-4.17275	——	-1.71575	——	-6.52679	-2.65067
全拱总和			-5.85850		——	-9.17716	

续上表

杆件号	$P=1$ 作用于 I 节点			$P=1$ 作用于 K 节点		
	左半拱		右半拱	左半拱		右半拱
	N_P^I	$\frac{N_H N_P^I}{EA} l \times 10^{-4}$	$\frac{N_H N_P^I}{EA} l \times 10^{-4}$	N_P^K	$\frac{N_H N_P^K}{EA} l \times 10^{-4}$	$\frac{N_H N_P^K}{EA} l \times 10^{-4}$
AB	1.12772	-0.33769	0.26297 × 4.71081	1.04555	-0.31304	0.76297 × 5.94750
AC	-0.55281	-0.00900		-0.51253	-0.00834	
BC	-0.45252	-0.00520		-0.41954	-0.00482	
BD'	1.14322	-0.20508		1.05991	-0.19014	
BD	-0.49430	-0.08653		-0.45828	-0.08022	
CD	0.79287	-0.12818		0.73510	-0.11885	
CE	-1.07350	-0.02551		0.99528	-0.02365	
DD'	-0.55600	-0.00301		-0.51548	-0.00279	
DE	-1.17592	-0.02001		-1.09024	-0.01855	
D'F	0.99892	-0.07748		0.92613	-0.07183	
EF	1.79063	-0.65668		1.66015	-0.60893	
EG	2.14219	0.06598		1.98610	0.06117	
FG	-1.46306	-0.03515		-1.35645	-0.03259	
FH	02.03130	-0.29780		1.88328	-0.21610	
GH	2.47082	-0.95798		2.29078	-0.88818	
GI	-3.84902	-0.15795		-3.56855	-0.14644	
HI	-1.81475	-0.03596		-1.68251	-0.03334	
HJ	3.70810	-0.91863		3.43790	-0.85169	
IJ	1.36260	-0.60358		3.31639	-1.46901	
IK	-4.88884	-0.27803		-6.17251	-0.35103	
JL	4.77007	-1.90864		6.02256	-2.40980	
KL	1.71917	-0.93143		2.17057	-1.18357	
KM	-6.34994	-0.51457		-8.01725	-0.64968	
LM	-0.22907	-0.00060		-0.28922	-0.00076	
LN	-1.12756	-0.22617		-1.42363	-0.28556	
MN	-6.31504	-0.25548		-7.97319	-0.32256	
JK	-0.85373	-0.01365		-2.07707	-0.03322	
Σ		-9.54070	-3.59405	—	-10.37576	-4.53776
全拱总和		-13.13475		—	-14.91352	

续上表

杆件号	$P=1$ 作用于 M 节点			$P=1$ 作用于 N 节点		
	左半拱		右半拱	左半拱		右半拱
	N_P^M	$\frac{N_H N_P^M}{EA} l \times 10^{-4}$	$\frac{N_H N_P^M}{EA} l \times 10^{-4}$	N_P^N	$\frac{N_H N_P^N}{EA} l \times 10^{-4}$	$\frac{N_H N_P^N}{EA} l \times 10^{-4}$
AB	0.92719	-0.27760	0.76297 × 7.18436 × 3.47375	0.92229	-0.27614	0.76297 × 7.80279
AC	-0.45451	-0.00740		-0.45211	-0.00736	
BC	-0.38657	-0.00444		-0.37008	-0.00425	
BD'	0.97661	-0.17520		0.93496	-0.16772	
BD	-0.42226	-0.07391		-0.40425	-0.07076	
CD	0.67732	-0.10951		0.64843	-0.10484	
CE	-0.91706	-0.02179		-0.87794	-0.02086	
DD'	-0.47497	-0.00257		-0.45471	-0.00296	
DE	-1.00455	-0.01709		-0.96171	-0.01636	
D'F	0.85334	-0.06618		0.81694	-0.06336	
EF	1.52967	-0.56098		1.46443	-0.53705	
EG	-1.83000	-0.05636		-1.75195	-0.05396	
FG	-1.24984	-0.03003		-1.19654	-0.02875	
FH	1.73527	-0.25440		1.66126	-0.24355	
GH	2.11074	-0.81837		2.02072	-0.78347	
GI	-3.28809	-0.13493		-3.14785	-0.12918	
HI	-1.55028	-0.03076		-1.48416	-0.02944	
HJ	3.16770	-0.78475		3.03260	-0.75128	
IJ	3.05574	-1.35355		2.92541	-1.29582	
IK	-5.68738	-0.32344		-6.44462	-0.30965	
JL	5.54992	-2.22040		5.31255	-2.21570	
KL	2.62197	-1.42971		2.84768	-1.55279	
KM	-9.68457	-0.78479		-9.27153	-0.75132	
LM	-0.34937	-0.00092		-0.33447	-0.00088	
LN	-1.71969	-0.34495		-1.94786	-0.69071	
MN	-9.63134	-0.38964		-9.22057	-0.37302	
JK	-1.91465	-0.03061		-1.83300	-0.02930	
Σ		-10.30428	-5.48142	—	-10.20998	-5.95329
全拱总和		-15.78570		—	-16.16327	

注: $P=1$ 作用于 G 点、 N 点其右半拱计算可根据拱的对称原理,以 $P=1$ 作用于 C 点为基础,按比例计算。如:作用于 C 点时,横距 $a=4.285\text{m}$;作用于 G 点时,横距 $a=14.885\text{m}$,则其增大比例为: $\frac{14.885}{4.285}=3.47375$,其余各点同此。

中肋段载常数 δ_{HP} 计算表

表 8-20

分段号	$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$	荷载作用 C 点	荷载作用 E 点	荷载作用 G 点	荷载作用 I 点	荷载作用 K 点
		$a = 4.285m$	$a = 9.585m$	$a = 14.885m$	$a = 20.185m$	$a = 25.485m$
		$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$	$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$	$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$	$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$	$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$
N—Q	0.33721	-1.44494	-3.23250	-5.01937	-6.80658	-8.59380
O—P	0.39187	-1.67916	-3.75607	-5.83298	-7.90990	-9.98681
P—Q	0.41875	-1.79434	-4.01372	-6.23309	-8.45241	-10.67184
Σ	—	-4.91845	-11.00195	-17.08545	-23.16895	-29.25245

分段号	$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$	荷载作用 C 点	荷载作用 E 点	荷载作用 G 点	荷载作用 I 点	荷载作用 K 点
		$a = 30.785m$	$a = 33.435m$			
		$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$	$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$	$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$	$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$	$\frac{\Delta l}{EI} ya (10^{-4})$
N—Q	0.33721	-10.38101	-11.27462	$a' = 35.435m$ -11.94904	$a' = 35.435m$ -11.94904	$a' = 35.435m$ -11.94904
O—P	0.39187	-12.06372	-13.10217	-13.88591	$a' = 39.770m$ -15.58467	$a' = 39.770m$ -15.58467
P—Q	0.41875	-12.89122	-14.00091	-14.59556	-16.65369	$a' = 44.230m$ -18.52131
Σ	—	-35.33595	-38.37770	-40.67336	-44.18740	-46.05502

注：中间段 $\delta_{HP} = \Sigma \frac{M_H M_P}{EI} \Delta L$ ，式中： $M_H = y_1$ ， $M_P = -a_1$

5. 水平推力 H 影响线纵坐标计算

水平推力 H 影响线纵坐标计算列于表 8-21。

水平推力 H 影响线纵坐标计算表

表 8-21

节点	A	C	E	G	I	K
项目						
桁架杆件 δ_{HP}	0	-6.52100	-14.17334	-21.68441	-28.58400	-34.46377
中段 δ_{HP}	0	-77.15604	-172.58927	-268.02050	-363.45273	-458.88495

续上表

节点 项目	A	C	E	G	I	K
合计 δ_{HP}	0	-83.67704	-186.76161	-289.70491	-392.03672	-493.34872
$H = -\frac{\delta_{HP}}{\delta_{HH}}$	0	0.21362	0.47679	0.73960	1.00085	1.25949

节点 项目	M	N	O	P	Q
桁架杆件 δ_{HP}	-36.43628	-36.98196	-36.98196	-36.98196	-36.98196
中段 δ_{HP}	-554.31717	-602.03328	-638.04544	-692.24660	-720.88930
合计 δ_{HP}	-590.75345	-639.01524	-675.02740	-729.22856	-757.37126
$H = -\frac{\delta_{HP}}{\delta_{HH}}$	1.50816	1.63137	1.72331	1.86168	1.93353

注: $\delta_{HH} = 364.86458 + 26.839416 = 391.704$

(三)桁拱内力影响线

- 1.垂直反力 V 影响线纵坐标计算列于表 8-22。
- 2.桁架各杆内力影响线纵坐标计算列于表 8-23。
- 3.绘制影响线如图 8-35 所示。

垂直反力 V 影响线纵坐标表 表 8-22

节点	A(A')	C(C')	E(E')	G(G')	I(I')	K(K')
左半拱	1.0	0.95389	0.89685	0.83981	0.78277	0.72573
右半拱	0	0.04611	0.10315	0.16019	0.21723	0.27427

节点	M(M')	N(N')	O(O')	P(P')	Q(Q')
左半拱	0.66869	0.64017	0.59600	0.54800	0.5
右半拱	0.33131	0.35983	0.40400	0.45200	0.5

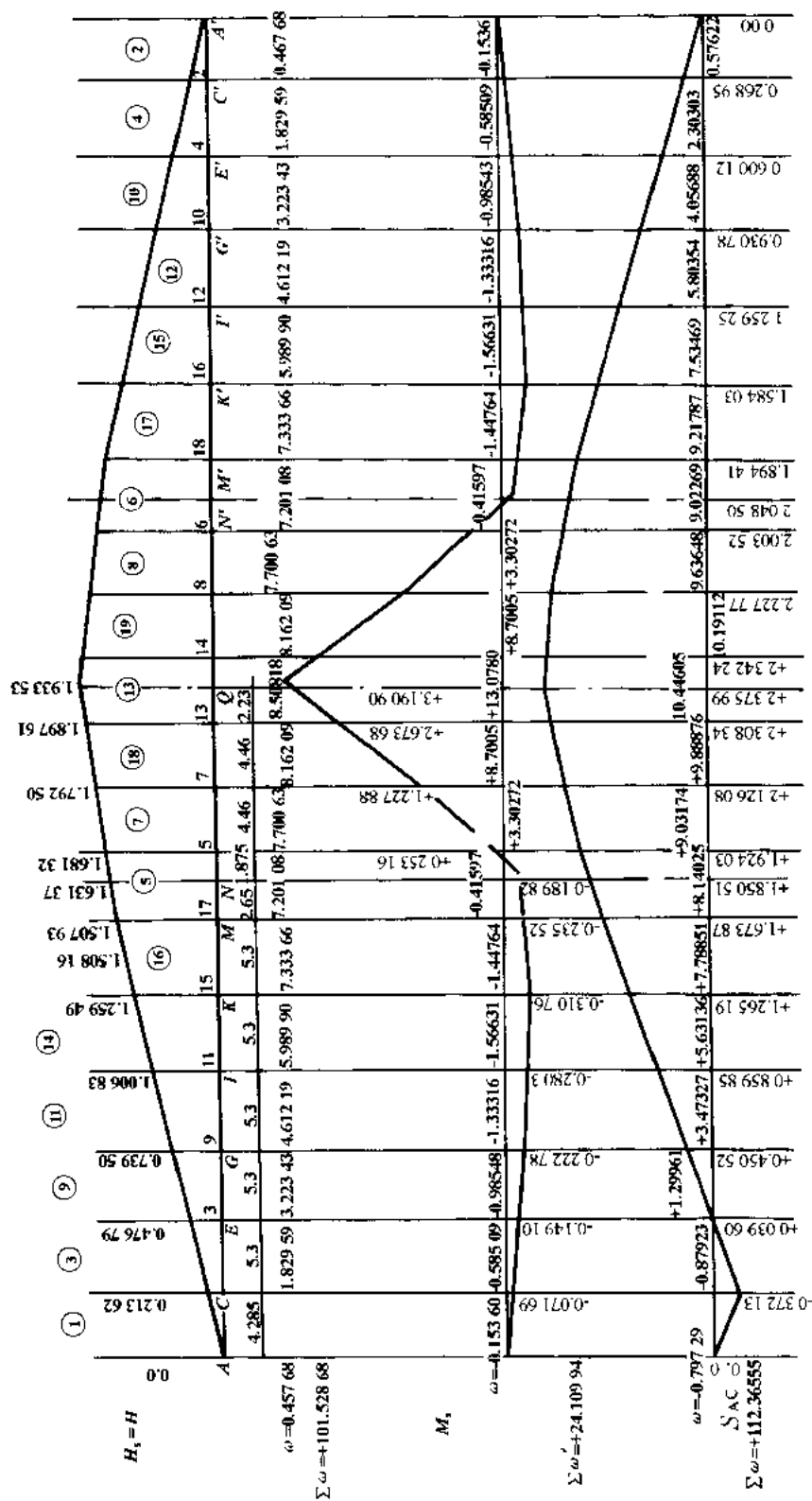
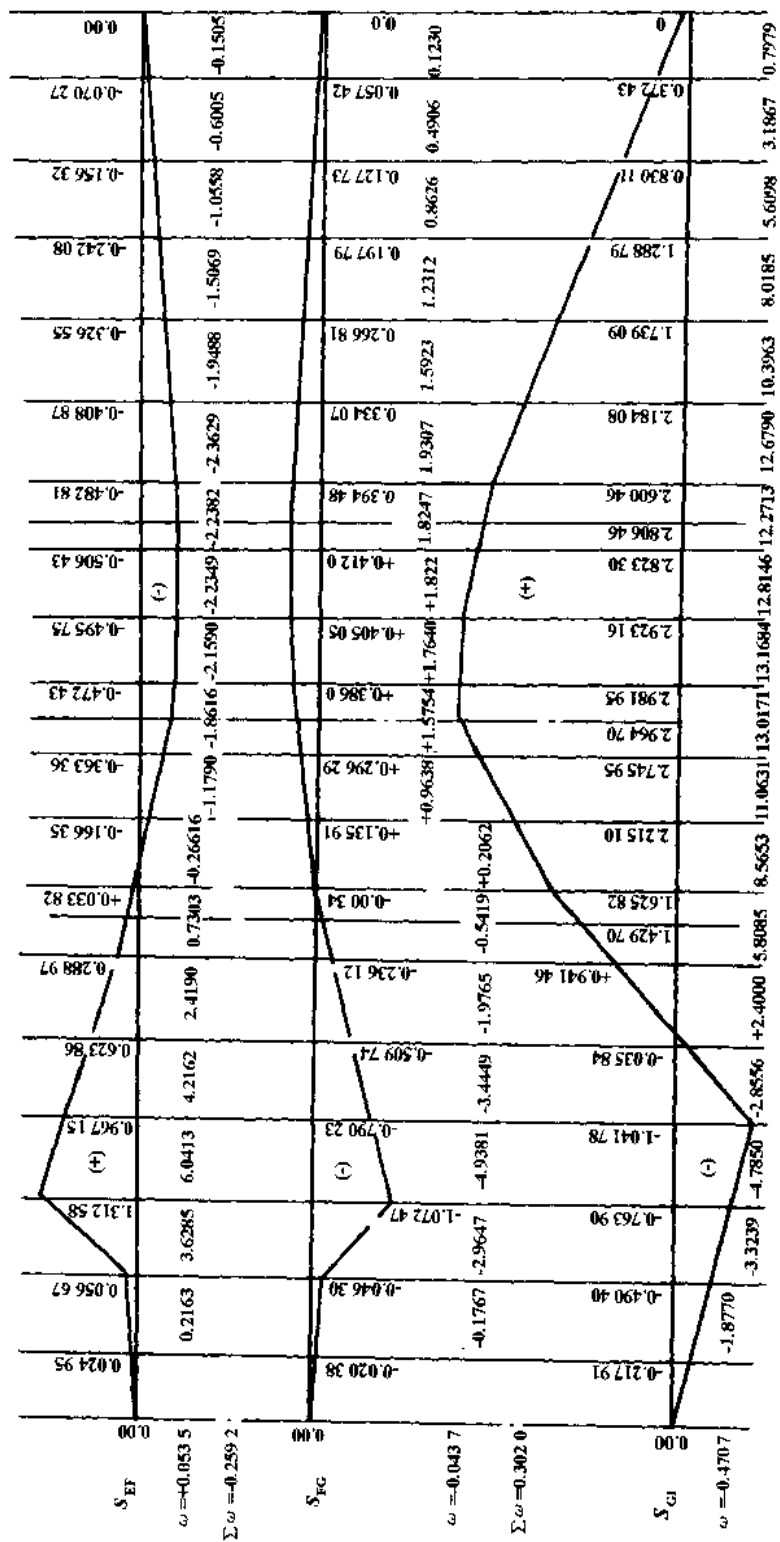


图 8-35

S_{AB}	0.00	+1.236 36	+0.984 77	4.552 6	+0.733 20	3.222 0	+0.482 65	1.898 5	+0.233 78	0.501 2	+0.035 27	-0.523	+0.109 56	+0.170 14	+0.227 15	+0.251 85	+0.256 00	-2.4073	-2.3956	+0.248 52	+0.230 32	-2.4146	+0.193 74	-1.9841	-1.5317	+0.114 29	+0.073 75	+0.033 10	-0.6093	-0.1526	0.00
$\omega = +2.649 3$																															
$\Sigma \omega = 2.336 1$																															
S_{BC}	0.00	-0.884 44	-0.385 09	-0.278 58	-0.172 53	-0.067 20	-0.035 27	-0.523	+0.109 56	+0.170 14	+0.227 15	+0.251 85	+0.256 00	-2.4073	-2.3956	+0.248 52	+0.230 32	-2.4146	+0.193 74	-1.9841	-1.5317	+0.114 29	+0.073 75	+0.033 10	-0.6093	-0.1526	0.00				
$\omega = -1.894 9$																															
$\Sigma \omega = 0.996 1$																															
S_{BF}	0.00	0.397 8	0.890 38	0.677 53	0.465 52	0.254 88	0.049 69	-0.052 50	-0.101 35	-0.226 24	-0.343 10	-0.392 41	-0.404 18	-0.410 02	-0.407 62	-0.380 87	-0.321 24	-0.256 19	-0.189 75	-0.122 46	-0.055 00	-0.005 00	0.00								
$\omega = +0.852 3$																															
$\Sigma \omega = -1.034 4$																															

b)

图 8-35



c)

Fig. 8-35

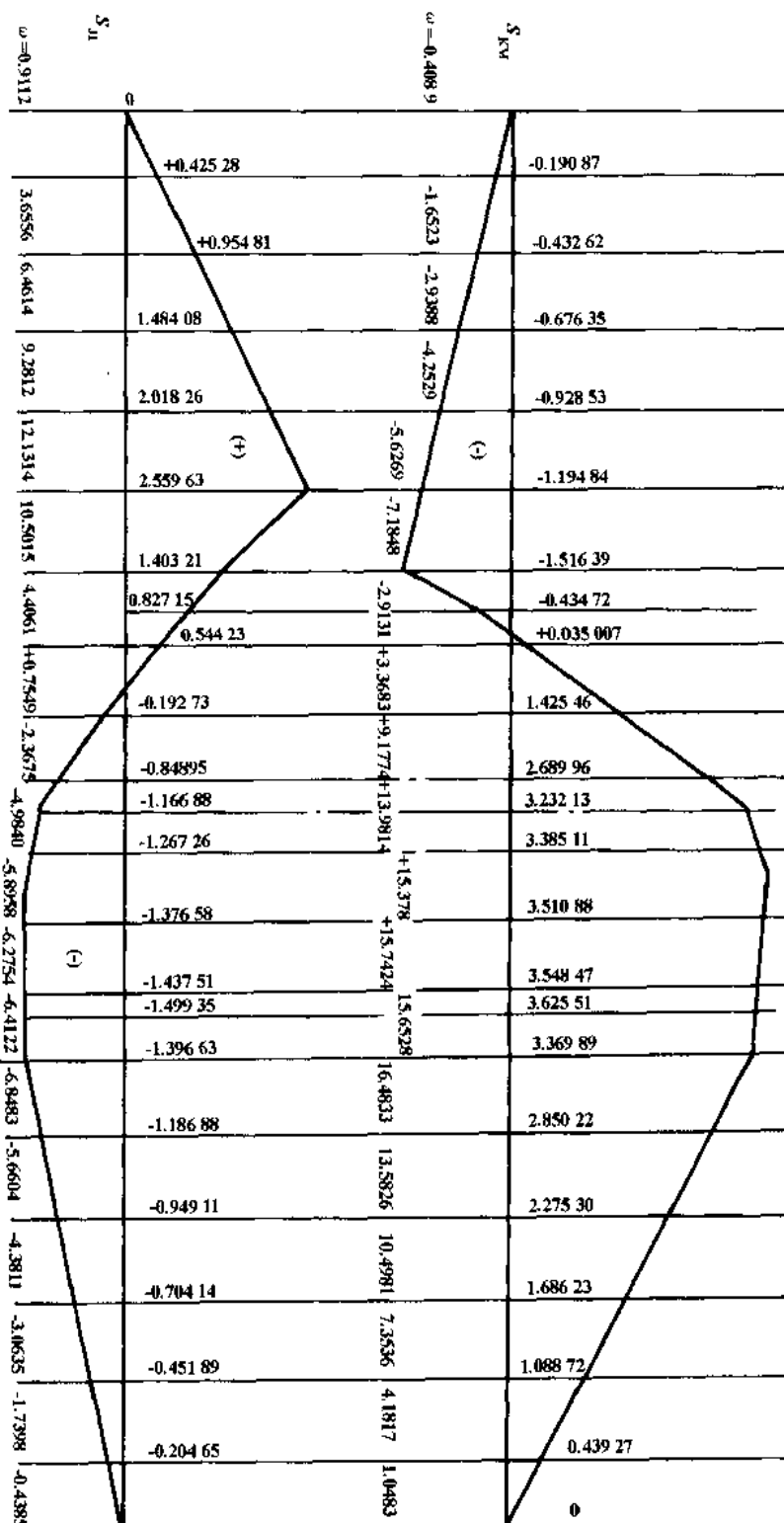


图 8-35 影响线纵标及影响线面积(按 19 块底板分段计算)

d)

节 点	A	C	E	G	I	K	M
节点至 A 点横距	0	4.285	9.585	14.885	20.185	25.485	30.785
H	0	0.21362	0.47679	0.73960	1.00085	1.25949	1.50816
V	1	0.95389	0.89685	0.83981	0.78277	0.72573	0.66869
$N = H$	0	0.21362	0.47679	0.73960	1.00085	1.25949	1.50816
拱顶内力							
$-H \times 10.364$	0	-2.21396	-4.94145	-7.66521	-10.37281	-13.05333	-15.62818
$V_E \times 46.46$	0	2.14227	4.79235	7.44243	10.09250	12.74258	15.39266
$M = -H \times 10.364 + V_E \times 46.46$	0	-0.07169	-0.14910	-0.22278	-0.28031	-0.31075	-0.23552
AC 杆							
多余力 H 影响值 (1.41146 H)	0	0.30152	0.67297	1.04391	1.41266	1.77772	2.12838
基本结构影响值	0	-0.67365	-0.63337	-0.59309	-0.55281	-0.51253	-0.45451
S_{AC}	0	-0.37213	0.03960	0.45082	0.85985	1.26519	1.67387
AB 杆							
多余力 H 影响值 (-0.64452 H)	0	-0.13768	-0.30730	-0.47669	-0.64507	-0.81177	-0.97189
基本结构影响值	0	1.37424	1.29207	1.20989	1.12772	1.04555	0.92719
S_{AB}	0	1.23656	0.98477	0.73320	0.48265	0.23378	-0.4470
BC 杆							
多余力 H 影响值 (0.27975 H)	0	0.05976	0.13338	0.20690	0.27999	0.35234	0.42184
基本结构影响值	0	-0.94420	-0.51847	-0.48549	-0.45252	-0.41954	-0.38657
S_{BC}	0	-0.88444	-0.38509	-0.27859	-0.17253	-0.06720	0.03527
D'E 杆							
多余力 H 影响值 (-0.53295 H)	0	-0.11385	-0.25410	-0.39417	-0.53340	-0.67124	-0.80365
基本结构影响值	0	0.51165	1.14449	1.07170	0.99892	0.92613	0.85334
S'_{DE}	0	0.39780	0.89039	0.67753	0.46552	0.25489	0.04969
EF 杆							
多余力 H 影响值 (-0.82278 H)	0	-0.17576	-0.39229	-0.60853	-0.82348	-1.03628	-1.24069
基本结构影响值	0	0.20071	0.44896	1.92111	1.79063	1.66015	1.52967
S_{EF}	0	0.02495	0.05667	1.31258	0.96715	0.62387	0.28898
FG 杆							
多余力 H 影响值 (0.67226 H)	0	0.14361	0.32053	0.49720	0.67283	0.84670	1.01372
基本结构影响值	0	-0.16399	-0.36683	-1.56967	-1.46306	-1.35645	-1.24984
S_{FG}	0	-0.02038	-0.04630	-1.07247	-0.79023	-0.50975	-0.23612
GI 杆							
多余力 H 影响值 (2.80487 H)	0	0.59918	1.33733	2.07448	2.80725	3.53270	4.22955
基本结构影响值	0	-0.81709	-1.82773	-2.83838	-3.84902	-3.56855	-3.28809
S_{GI}	0	-0.21791	-0.49040	-0.76390	-1.04177	-0.03585	0.94146
KM 杆							
多余力 H 影响值 (5.41680 H)	0	1.15714	2.58268	4.00626	5.42140	6.82241	8.16815
基本结构影响值	0	-1.34801	-3.01531	-4.68262	-6.34994	-8.01725	-9.68455
S_{KM}	0	-0.19087	-0.43263	-0.67636	-0.92854	-1.19484	-1.51640
JL 杆							
多余力 H 影响值 (-2.74927 H)	0	-0.58734	-1.31092	-2.03351	-2.75181	-3.46293	-4.14601
基本结构影响值	0	1.01262	2.26510	3.51759	4.77007	6.02256	7.24922
S_{JL}	0	0.42528	0.95418	1.48408	2.01826	2.55963	3.140321

注: H 值见表 8-21; V 值见表 8-22; 各杆件多余力 H 影响值见图 8-34

坐标值

表 8-23

N	O	P	Q	P'	O'	N'	M'
33.435	37.540	42.000	46.46	50.920	55.380	59.485	62.135
1.63137	1.72331	1.86168	1.93353	1.86168	1.72331	1.63137	1.50816
0.64017	0.59600	0.54800	0.5	0.45200	0.40400	0.35983	0.33131
1.63137	1.72331	1.86168	1.93353	1.86168	1.72331	1.63137	1.50816
-16.90752	-17.86038	-19.29445	-20.03910	-19.29445	-17.86038	-16.90752	-15.62818
16.71770	18.76984	20.99992	23.23000	20.99992	18.76984	16.71770	15.39266
-0.18982	0.90946	1.70547	3.19090	1.70547	0.90946	-0.18982	-0.23552
2.30261	2.43238	2.62769	2.72910	2.62769	2.43238	2.30261	2.12838
-0.45210	-0.42091	-0.38701	-0.35311	-0.31921	-0.28532	-0.25411	-0.23397
1.85051	2.01147	2.24068	2.37599	2.30848	2.14706	2.04850	1.89441
-1.05145	-1.11070	-1.19989	-1.24620	-1.19989	-1.11070	-1.05145	-0.97189
0.92228	0.85864	0.78949	0.72034	0.65118	0.58203	0.51842	0.47733
-0.12917	-0.25206	-0.41040	-0.52586	-0.54871	-0.52867	-0.53303	-0.49456
0.45637	0.48209	0.52080	0.54090	0.52080	0.48209	0.45637	0.42184
-0.37008	-0.34454	-0.31780	-0.28905	-0.26129	-0.23354	-0.20801	-0.19152
0.08629	0.13755	0.20300	0.25185	0.25951	0.24855	0.24836	0.23032
-0.86944	-0.91844	-0.99218	-1.03050	-0.99218	-0.91844	-0.86944	-0.80365
0.81694	0.76057	0.69932	0.63806	0.57681	0.51555	0.45918	0.42278
-0.05250	-0.15787	-0.29286	-0.39244	-0.41537	-0.40289	-0.41026	-0.38087
-1.34226	-1.41790	-1.53175	-1.59087	-1.53175	-1.41790	-1.34226	-1.24069
1.46443	1.36337	1.25358	1.14378	1.03398	0.92418	0.82312	0.75788
0.12217	-0.05453	-0.27817	-0.44709	-0.49777	-0.49372	-0.51914	-0.48281
1.09670	1.15851	1.25153	1.29983	1.25153	1.15851	1.09670	1.01372
-1.19654	-1.11396	-1.02425	-0.93454	-0.84483	-0.755119	-0.67255	-0.61924
-0.09984	0.04455	0.22728	0.36529	0.40670	0.40339	0.42415	0.39448
4.57578	4.83366	5.22177	5.42330	5.22177	4.83366	4.57578	4.22955
3.14785	-2.93062	-2.69460	-2.45859	-2.22257	-1.98655	-1.76932	-1.62909
1.42973	1.90304	2.52717	2.96471	2.99920	2.84711	2.80646	2.60046
8.83680	9.33482	10.08434	10.47354	10.08434	9.33482	8.83680	8.16815
-9.27153	-8.63170	-7.93655	-7.24141	-6.54626	-5.85112	-5.21129	-4.79826
-0.43472	0.70312	2.14779	3.23213	3.53808	3.48370	3.62551	3.36989
-4.48540	-4.73819	-5.11863	-5.31618	-5.11863	-4.73819	-4.48540	-3.14601
5.31255	4.94594	4.54762	4.14930	3.75098	3.35267	2.98605	2.74938
0.82715	0.20775	-0.57101	-1.16688	-1.36765	-1.38552	-1.49935	-1.39663

续上表

节 点		K'	I'	G'	E'	C'	A'	附注
节点至 A 点横距		67.435	72.735	78.035	83.335	88.635	92.920	
H		1.25949	1.00085	0.73960	0.47679	0.21362	0	
V		0.27427	0.21723	0.16019	0.10315	0.04611	0	$V_E = 1 - V_{12}$
拱 顶 内 力	$N = H$	1.25949	1.00085	0.73960	0.47679	0.21362	0	
	$-H \times 10.364$	-13.05335	-10.37281	-7.66521	-4.94145	-2.21396	0	
	$V_E \times 46.46$	12.74258	10.09250	7.44243	4.79235	2.14227	0	
	$M = -H \times 10.364 + V_E \times 46.46$	-0.31077	-0.28031	-0.22278	-0.14910	-0.07169	0	下缘受拉为(+)
AC 杆	多余力 H 影响值 (1.41146 H)	1.77772	1.41266	1.04391	0.67297	0.30152	0	
	基本结构影响值	-0.19369	-0.15341	-0.11313	-0.07285	-0.03257	0	
	S_{AC}	1.58403	1.25925	0.93078	0.60012	0.26895	0	
AB 杆	多余力 H 影响值 (-0.64452 H)	-0.81177	-0.64507	-0.47669	-0.30730	-0.13768	0	
	基本结构影响值	0.39515	0.31297	0.23079	0.14861	0.06644	0	
	S_{AB}	-0.41662	-0.33210	-0.24590	-0.15869	-0.07124	0	
BC 杆	多余力 H 影响值 (0.27975 H)	0.35234	0.27999	0.20690	0.13338	0.05976	0	
	基本结构影响值	-0.15860	-0.12558	-0.09261	-0.05963	-0.02666	0	
	S_{BC}	0.19374	0.15441	0.11429	0.07375	0.03310	0	
D'F 杆	多余力 H 影响值 (-0.53295 H)	-0.67124	-0.53340	-0.39417	-0.25410	-0.11385	0	
	基本结构影响值	0.35000	0.27721	0.20442	0.13164	0.05885	0	
	S'_{DF}	-0.32124	-0.25619	-0.18975	-0.12246	-0.05500	0	
EF 杆	多余力 H 影响值 (-0.82278 H)	-1.03628	-0.82348	-0.60753	-0.39229	-0.17576	0	
	基本结构影响值	0.62741	0.49693	0.36645	0.23597	0.10549	0	
	S_{EF}	-0.40887	-0.32655	-0.24208	-0.15632	-0.07027	0	
FG 杆	多余力 H 影响值 (0.67226 H)	0.84670	0.67283	0.49720	0.32053	0.14361	0	
	基本结构影响值	-0.51263	-0.40602	-0.29941	-0.19280	-0.08619	0	
	S_{FG}	0.33407	0.26681	0.19779	0.12773	0.05742	0	
GI 杆	多余力 H 影响值 (2.80487 H)	3.53270	2.80725	2.07448	1.33733	0.59918	0	
	基本结构影响值	-1.34862	-1.06816	-0.78769	-0.50722	-0.22675	0	
	S_{GI}	2.18408	1.73909	1.28679	0.83011	0.37243	0	
KM 杆	多余力 H 影响值 (5.41680 H)	6.82241	5.42140	4.00626	2.58268	1.15714	0	
	基本结构影响值	-3.97219	-3.14610	-2.32003	-1.49396	-0.66787	0	
	S_{KM}	2.85022	2.27530	1.68623	1.08872	0.48927	0	
JL 杆	多余力 H 影响值 (-2.74927 H)	-3.46293	-2.75181	-2.03351	-1.31092	-0.58734	0	
	基本结构影响值	2.27605	1.80270	1.32937	0.85603	0.38269	0	
	S_{JL}	-1.18688	-0.94911	-0.70414	0.45489	-0.20465	0	

(四)成拱的内力计算与强度验算

当箱壁合拢成拱后,即呈桁架拱的受力状态,结构体系由悬臂桁架转化为桁架拱,恒载内力将进行重分布。此时,恒载节点荷载重新按桁架拱计算。

1.内力计算详见表 8-24。表中桁架部分各节点荷载见图 8-10;中段拱肋按均布荷载计算 $q = 12.6\text{kN/m}$ (成拱时移去人字吊架,故不计吊架自重)。

影响线坐标:桁架部分见表 8-23;

影响线面积:中段拱肋见图 8-35。

2.强度验算

①拱顶截面

轴向力: $N_s = 2948.8874\text{kN}$

弯矩: $M_s = 1.17328\text{kN}\cdot\text{m}$

按混凝土构件偏心受压状态验算截面强度。规范(JTJ023-85)第 3.0.2 条规定:

$$N_j \leq \alpha A R_s^j / \gamma_m$$

式中: $N_j = \gamma_{so} \psi \gamma_{sl} Q = 1.03 \times 1.0 \times 1.2 \times 2948.8874$

$$= 3644.8248\text{kN}$$

内 力 计 算 表

表 8-24

节点号	节点荷载 $P(\text{kN})$ 或 $q(\text{kN/m})$	H 或 N_s		M_s	
		影响线坐标 y 或面积 ω	H 或 N_s	y 或面积 ω	$M_s(\text{kN}\cdot\text{m})$
A	83.946	0	0	0	0
C	208.825	0.21362	44.6092	-0.07169	-14.97066
E	205.299	0.47679	97.86603	-0.14910	-30.61008
G	204.420	0.73960	151.18903	-0.22278	-45.54069
I	188.708	1.00085	188.8684	-0.28030	-52.89485
K	172.598	1.25949	217.38546	-0.31076	-53.63483
M	125.784	1.50816	189.7024	-0.23552	-29.62465
N	42.117	1.63137	68.70841	-0.18982	-7.99465
$Q_{\text{左}}$	12.602	23.10068	291.11477	18.62274	234.68377
$Q_{\text{右}}$	12.6012	23.10068	291.11477	18.62274	234.68377
N'	42.117	1.63137	68.70841	-0.18982	-7.99465
M'	125.784	1.50816	189.7024	0.23552	29.62465
K'	172.598	1.25949	217.38546	-0.31076	-53.63483
I'	188.708	1.00085	188.8684	-0.28030	-52.89485
G'	204.420	0.73960	151.18903	-0.22278	-45.54069
E'	205.299	0.47679	97.86603	-0.14910	-30.61008
C'	208.825	0.21362	44.6092	-0.07169	-14.97066
A'	83.946	0	0	0	0
Σ			2498.8874		1.17328
杆件截面面积 A					

续上表

节点号	节点荷载 $P(\text{kN})$ 或 $q(\text{kN/m})$	S_{AC}		S_{AB}	
		影响线坐标 y 或面积 ω	H 或 N_s	y 或面积 ω	$M_s(\text{kN}\cdot\text{m})$
A	83.946	0	0	0	0
C	208.825	-0.37213	77.71005	1.23656	258.04640
E	205.299	0.03960	8.12984	0.98477	202.17230
G	204.420	0.45082	92.15662	0.73320	149.88074
I	188.708	0.85985	162.26057	0.48265	91.07992
K	172.598	1.26519	218.36926	0.23378	40.34996
M	125.784	1.67387	210.54606	-0.04470	-5.62254
N	42.117	1.85051	77.93793	-0.12917	-5.44025
Q_K	12.602	27.68216	348.85058	4.34782	-54.79123
Q_L	12.6012	27.68216	364.62324	-6.99014	-88.08974
N'	42.117	2.04850	86.27667	-0.53303	-22.44962
M'	125.784	1.89441	333.00697	-0.49456	-62.20774
K'	172.598	1.58403	273.36873	-0.41662	-71.89945
I'	188.708	1.25925	237.63055	-0.33210	-62.66993
G'	204.420	0.93078	190.27005	-0.24590	-50.26688
E'	205.299	0.60012	123.20404	-0.15869	-32.57890
C'	208.825	0.26895	56.16348	-0.07124	-14.87669
A'	83.946	0	0	0	0
Σ		2860.50464		270.81459	
杆件截面面积 A					
节点号	节点荷载 $P(\text{kN})$ 或 $q(\text{kN/m})$	S_{BK}		S_{DF}	
		影响线坐标 y 或面积 ω	H 或 N_s	y 或面积 ω	$M_s(\text{kN}\cdot\text{m})$
A	83.946	0	0	0	0
C	208.825	-0.88444	-184.69318	0.39780	83.07059
E	205.299	-0.38509	-79.05859	0.89038	182.79412
G	204.420	-0.27858	-56.94732	0.67753	138.50068
I	188.708	-0.17253	-32.55779	0.46552	87.84735
K	172.598	-0.06720	-11.59859	0.25488	43.99178
M	125.784	0.03527	4.43640	0.04969	6.25021
N	42.117	0.08629	3.63428	-0.5250	-2.21114
Q_K	12.602	2.22740	28.06969	-2.96447	-37.35825
Q_L	12.6012	3.26822	41.18611	5.22896	65.89535
N'	42.117	0.24836	10.46018	-0.41026	-17.27892
M'	125.784	0.23023	28.95925	-0.38087	-47.90735

续上表

节点号	节点荷载 $P(\text{kN})$ 或 $q(\text{kN/m})$	S_{BK}		S_{BF}	
		影响线坐标 y 或面积 ω	H 或 N_s	y 或面积 ω	$M_s(\text{kN}\cdot\text{m})$
K'	172.598	0.19374	33.43914	-0.32124	-55.43896
I'	188.708	0.15441	29.13840	-0.25619	-48.34510
G'	204.420	0.11429	23.13840	-0.18975	-38.78870
E'	205.299	0.07375	15.14006	-0.12246	-25.14092
C'	208.825	0.03310	6.91211	-0.05500	-11.48538
A'	83.946	0	0	0	0
Σ		-140.11669		192.60466	
杆件截面面积 A					
节点号	节点荷载 $P(\text{kN})$ 或 $q(\text{kN/m})$	S_{KF}		S_{FG}	
		影响线坐标 y 或面积 ω	S_{KF}	y 或面积 ω	S_{FG}
A	83.946	0	0	0	0
C	208.825	0.02495	5.21018	-0.02038	-4.25385
E	205.299	0.05667	11.63033	-0.04630	-9.50534
G	204.420	1.31258	268.3176	-1.07247	-219.23432
I	188.708	0.96715	182.50894	-0.79023	-149.12272
K	172.598	0.62386	107.67699	-0.50974	-87.98010
M	125.784	0.28897	36.34780	-0.23612	-29.70012
N	42.117	0.12217	5.14543	-0.09983	-4.20454
$Q_{\text{左}}$	12.602	-2.17435	-27.40116	1.81078	22.81945
$Q_{\text{右}}$	12.6012	-6.38068	-80.40933	5.20758	65.62592
N'	42.117	-0.51914	-21.86462	0.42415	17.86393
M'	125.784	-0.48281	-60.72977	0.39448	49.61927
K'	172.598	-0.40887	-70.56197	0.33407	57.65981
I'	188.708	-0.32655	-61.62260	0.26681	50.34918
G'	204.420	-0.24208	-49.4860	0.19779	40.43223
E'	205.299	-0.15632	-32.09234	0.12773	26.22184
C'	208.825	-0.07027	-14.67413	0.05742	11.99073
A'	83.946	0	0	0	0
Σ		197.99535		-161.41863	
杆件截面面积 A					

续上表

节点号	节点荷载 $P(\text{kN})$ 或 $q(\text{kN/m})$	S_{GI}		S_{KM}	
		影响线坐标 y 或面积 ω	S_{GI}	y 或面积 ω	S_{KM}
A	83.946	0	0	0	0
C	208.825	-0.21791	-45.50506	-0.19087	-39.85843
E	205.299	-0.49040	-100.67863	-0.43263	-88.81851
G	204.420	-0.76390	-156.15644	-0.67635	-138.25947
I	188.708	-1.04176	-196.58845	-0.92853	-175.22104
K	172.598	-0.03584	-6.18591	-1.19484	-206.22700
M	125.784	0.94146	118.4206	-1.51639	-190.73760
N	42.117	1.42973	60.21594	-0.43472	-18.30910
Q_K	12.602	28.87951	363.93595	18.82101	237.18237
$Q_{右}$	12.6012	37.89140	477.50742	45.22428	569.91638
N'	42.117	2.80646	244.55068	3.62551	152.69560
M'	125.784	2.60046	327.09626	3.36989	423.87824
K'	172.598	2.18408	376.96784	2.85022	391.94227
I'	188.708	1.73909	328.18020	2.27530	429.36831
G'	204.420	1.28679	263.04561	1.68623	344.69914
E'	205.299	0.83011	170.42075	1.08872	223.51313
C'	208.825	0.37243	77.77269	0.48927	102.17181
A'	83.946	0	0	0	0
Σ			2302.99945		2117.9351
杆件截面面积 A					
节点号	节点荷载 $P(\text{kN})$ 或 $q(\text{kN/m})$	S_{JL}			
		影响线坐标 y 或面积 ω	S_{JL}		
A	83.946	0	0		
C	208.825	0.42528	88.80910		
E	205.299	0.95418	195.89220		
G	204.420	1.48408	303.37563		
I	188.708	2.01826	380.86181		
K	172.598	2.55963	441.78702		
M	125.784	1.40321	176.50137		
N	42.117	0.82715	34.83708		

续上表

节点号	节点荷载 P(kN)或 q(kN/m)	S _{JL}			
		影响线坐标 γ 或面积 ω	S _{JL}		
Q _左	12.602	-2.59697	-32.72702		
Q _右	12.6012	-17.63850	-222.28038		
N'	42.117	-1.49935	-63.14812		
M'	125.784	-1.39663	-175.67371		
K'	172.598	-1.18038	-204.85311		
I'	188.708	-0.94911	-179.10465		
G'	204.420	-0.70414	-143.94030		
E'	205.299	-0.45180	-92.77267		
C'	208.825	-0.20455	-42.73604		
A'	83.946	0	0		
Σ			464.82821		
杆件截面面积 A					

$$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{\gamma}\right)^m}{1 + \left(\frac{e_0}{r_m}\right)^2}$$

式中: $e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.1738}{2948.8874} = 3.98 \times 10^{-4} < 0.5\gamma = 0.4\text{m};$

$$m = 8;$$

$$\gamma_m = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.32447}{1.05}} \approx 0.55589\text{m}$$

$$\therefore \alpha = \frac{1 - (9.9468 \times 10^{-4})^8}{1 + \left(\frac{3.97872 \times 10^{-4}}{0.55589}\right)^2} \approx 1$$

$$R_a^i = 23\text{MPa}, \gamma_m = 1.54$$

故: $aAR_a^i/\gamma_m = \frac{1}{1.54} \times 1 \times 1.05 \times 10^6 \times 23 = 15681818\text{N}$
 $\approx 15681.818\text{kN} > N_j = 3644.825\text{kN}$

②杆件 AC

由前面安装阶段的验算知, AC 杆的极限承载力达 21990.1375kN, 故可不必再作验算(此处, 杆 AC 内力 $S_{AC} = 2860.5046\text{kN}$)。

③杆件 AB: $S_{AB} = 270.8146\text{kN}$

由前面计算知, AB 杆的极限承载力为 1195.8676kN

④杆件 BC(受拉)

按规范(JTJ023—85)第 4.1.5 条规定

$$N_j \leq \frac{1}{\gamma_s} R_s A_s$$

$$N_j = 1.2 \times 140.11669 = 168.14003\text{kN};$$

$$R_g = 340\text{MPa};$$

$$A_g = 5028\text{mm}^2;$$

$$\begin{aligned}\therefore \frac{1}{\gamma_s} R_g A_g &= \frac{1}{1.25} \times 340 \times 5028 = 1367616\text{N} \\ &= 1367.616\text{kN} > N_j\end{aligned}$$

⑤杆件 JL(拉杆)

槽钢 2[40C:

$$A = 18208\text{mm}^2$$

$$S_{JL} = 464.82821\text{kN}$$

屈服极限强度 $\sigma_s = 360\text{MPa}$

安全系数: $K = 2.0$;

则杆件 JL 的极限抗拉力为:

$$\begin{aligned}\frac{1}{K} A_g \sigma_s &= \frac{1}{2} \times 18208 \times 360 = 3277440\text{N} \\ &= 3277.44\text{kN} > S_{JL} = 464.82821\text{kN}\end{aligned}$$

⑥其余杆件强度验算同上。可以看出,一般情况下,在此阶段的杆件是在安全状态下工作的,因此,对此阶段各杆内力验算可以省略。

3. 底板、顶板安装时桁架拱内力计算

考虑安全,安装底板、顶板的顺序如图 8-36 所示。先安装底板、后安装顶板,在安装顶板时不考虑底板参与结构的共同作用。鉴于本桥底、顶板重占拱圈自重比例不大,因此在计算时将底、顶板安装同时计算。

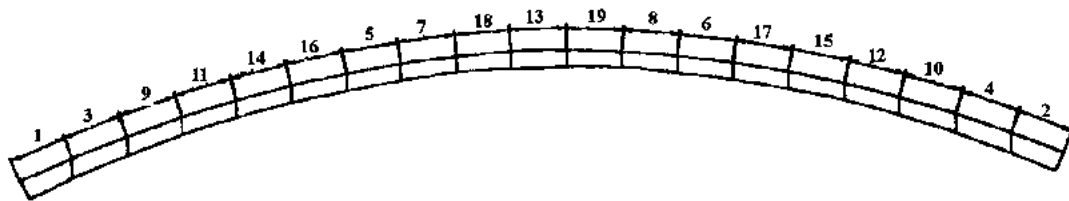


图 8-36 顶底板安装顺序

安装底板及顶板是采用上弦杆滑行的轨道小吊车,考虑施工需要,安装顶板时,构件是对称地从 3 号及 4 号口入口,因此,3 号、4 号顶底板般后才安装,尔后即合拢成主拱圈。

单片桁拱片分担底板自重 $q_{底}$ 以及顶板自重 $q_{顶}$,均按均布荷载考虑。

$$\text{底板截面积: } 2.9 \times 0.15 = 0.435\text{m}^2$$

$$\text{顶板截面积: } 2.9 \times 0.15 = 0.435\text{m}^2$$

40 号混凝土容重: 25kN/m^3 ;

考虑超载系数为 1.1;

则:

$$\begin{aligned}q &= q_{底} + q_{顶} \\ &= 2 \left[\frac{1}{2} (0.435 \times 25 \times 1.1) \right] = 11.9625\text{kN/m}\end{aligned}$$

轨道吊车的设备重力为 25kN ,吊车设备荷载按加载最后阶段顶板加载时计入。

加载底、顶板时的内力计算见表 8-25。

4. 成拱阶段与底、顶板加载阶段内力汇总

此两阶段内力汇总见表 8-26。

加载顶、底板内力计算表

表 8-25

加载 区间	Q (底板+顶板)	H 或 N _s		M _s		S _{AC}		S _{DF}		
		$\sum \omega$	H	$\sum \omega$	M _s	$\Delta \omega$	ΔS_{AC}	$\Delta \omega$	ΔS_{DF}	$\sum \Delta S_{DF}$
1	11.9625	101.5287	1214.537kN	24.1099	312.5246kN·m	-0.7973	-9.5377	0.8523	11.0479	11.0479
2	11.9625					0.5762	7.4690	-0.1178	-1.5270	9.5210
5	11.9625					8.1403	105.5186	-0.1463	-1.8964	7.6245
6	11.9625					9.0227	116.9567	-1.7840	-23.1251	-15.5006
7	11.9625					9.0317	117.0734	-0.7305	-9.2691	-24.9697
8	11.9625					9.6365	124.9131	-1.7583	-22.7920	-47.7616
9	11.9625					1.2996	16.8461	4.1550	53.8592	6.0976
10	11.9625					4.0569	52.5876	-0.8274	-10.7252	-4.6276
11	11.9625					3.4733	45.0221	3.0291	39.2647	34.6371
12	11.9625					5.8035	75.2279	-1.1817	-15.3178	19.3193
13	11.9625					10.4461	135.4076	-1.7083	-22.1438	-2.8245
14	11.9625					6.6314	72.9970	1.9091	24.7467	21.9222
15	11.9625					7.5347	97.6685	-1.5302	-19.8352	2.0870
16	11.9625					7.7885	100.9584	0.8071	10.4620	12.5490
17	11.9625					9.2179	119.4859	-1.8606	-24.1219	-11.5729
18	11.9625					9.8888	128.1836	-1.2696	-16.4572	-28.0301
19	11.9625					10.1911	132.1021	-1.8157	-23.5360	-51.5661
4 或 3	11.9625					2.3030	29.8526	3.4137	44.2501	-7.3160
3 或 4	11.9625					-0.8792	-11.3966	-0.4703	-6.0963	-13.4123

加载 区间	Q (底板+顶板)	S _{BC}			S _{JL}			S _{EF}		
		$\Delta\omega$	ΔS_{BC}	$\Sigma\Delta S_{BC}$	$\Delta\omega$	ΔS_{JL}	$\Sigma\Delta S_{JL}$	$\Delta\omega$	ΔS_{EF}	$\Sigma\Delta S_{EF}$
1	11.9625	-1.8949	-24.5626	-24.5626	0.9112	11.8113	11.8113	0.0535	0.6935	0.6935
2	11.9625	0.0709	0.9091	-23.6434	-0.4385	-5.6841	6.1272	-0.1505	-1.9508	-1.2573
5	11.9625	0.3277	4.2478	-19.3456	4.4061	57.1137	63.2409	0.7303	9.4665	8.2092
6	11.9625	1.0829	4.0369	-5.3587	-6.4122	-83.1177	-19.8790	-2.2382	-29.0125	-20.8033
7	11.9625	0.6237	8.0847	2.7260	0.7549	9.7853	-10.0915	-0.2662	-3.4507	-24.2540
8	11.9625	1.1210	14.5310	17.2570	-6.2754	-81.3445	-91.4360	-2.2349	-28.9697	-53.2237
9	11.9625	-1.7587	-22.7970	-5.5400	6.4614	83.7554	-7.6806	3.6285	47.0341	-6.1853
10	11.9625	0.4983	6.4591	0.9141	-3.0635	-39.7103	-47.3910	-1.0558	-13.6856	-9.8710
11	11.9625	-1.1954	-15.4953	-14.5763	9.2812	120.3069	72.9160	6.0413	78.3099	58.4284
12	11.9625	0.7121	9.2306	-5.3457	-4.3811	-56.7898	16.1263	-1.5069	-19.5332	38.9058
13	11.9625	1.0774	3.9657	8.6201	-4.9840	-64.6047	-48.4784	-1.8616	-24.1308	14.7749
14	11.9625	-0.6353	-8.2351	0.3850	12.1314	157.2525	108.7738	4.2162	54.6522	69.4270
15	11.9625	0.9853	2.7718	13.1568	-5.6604	-73.3726	35.4014	-1.9488	-25.2613	44.1658
16	11.9625	-0.0858	-1.1122	12.0446	10.5015	136.1249	171.5263	2.4190	31.3560	75.5218
17	11.9625	1.1238	14.5672	26.6118	-6.8483	-88.7706	82.7557	-2.3629	-30.6288	44.8930
18	11.9625	0.8860	11.4846	38.0965	-2.3675	-30.6886	52.0671	-1.1790	-15.2826	29.6104
19	11.9625	1.1381	14.7525	52.8490	-5.8958	-76.4238	-24.3567	-2.1590	-27.9858	1.6244
4或3	11.9625	-3.3642	-43.6083	9.2407	3.6556	47.3854	23.0287	0.2163	2.8037	4.4281
3或4	11.9625	0.2832	3.6710	12.9117	-1.7398	22.5521	0.4766	-0.6005	-7.784	-3.3559

注:加载区间1~19及各杆件各区间影响线面积见图8-35。

内 力 汇 总 表

表 8-26

编号	荷载及组合	拱 圈		S_{AC}	S_{DF}	S_{BC}	S_{BL}	S_{EF}
		H	M_S					
①	成拱内力	2948.8874	1.17328	2860.5096	192.6047	-140.1167	464.8282	198.0154
②	加顶、底板 最大压力	1214.537	312.5246	1468.7330	34.6371	52.8490	171.5263	75.5218
③	加顶、底板 最大拉力	—	—	-9.5377	-51.5661	-24.5626	-91.436	-53.2237
④	①+②	4163.4244	313.7000	4329.2376	227.2418	-87.2677	636.3545	273.5372
⑤	①+③	—	—	2850.9669	141.0386	-164.6793	373.3922	144.7917
⑥	杆件截 面面积	1.05m ²		1.2332m ²	18208mm ²	5028mm ²	18208mm ²	0.0625m ²

5. 主拱圈合拢加载阶段各杆件强度验算

根据各阶段出现的最大内力进行强度验算,把轨道吊车的设备重力 25kN 按加载底、顶板最后阶段在影响线上加载计入其影响。

(1) 拱顶截面

轴向力:

$$N_S = 4163.4244 + 25 \times 0.4768 = 4175.3444 \text{ kN}$$

弯矩:

$$M_S = 313.7 + 25 \times (-0.1491) = 309.9725 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M_S}{N_S} = \frac{309.9725}{4175.3444} = 0.0742 \text{ m} < 0.5y = 0.4 \text{ m}$$

按公式: $N_j \leq \alpha AR_a^i / \gamma_m$ 进行验算

式中:

$$\begin{aligned} N_j &= \gamma_{s0} \psi \sum \gamma_{si} Q \\ &= 1.03 \times 0.77 \times 1.2 \times 4175.3444 = 3973.759 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{\gamma} \right)^m}{1 + \left(\frac{e_0}{r_m} \right)^2} \approx \frac{1}{1 + \left(\frac{0.0742}{0.4} \right)^2} = 0.9667$$

$$\begin{aligned} \therefore \alpha AR_a^i / \gamma_m &= \frac{1}{1.54} \times 0.9667 \times 1.05 \times 10^6 \times 23 \\ &= 15160 \text{ kN} > N_j = 3973.759 \text{ kN} \end{aligned}$$

在上述计算过程中,不考虑已加载部分顶底板的共同作用,以保证构件更为安全。

(2) 杆件 AC(拱脚段拱肋)

$$S_{AC} = 4329.2376 + 25 \times 2.3422 = 4387.7926 \text{ kN}$$

$$N_j = 1.2 S_{AC} = 1.2 \times 4387.7926 = 5265.3511 \text{ kN}$$

由前面计算知:AC 杆的极限承载力达 21990.125kN,故可知 AC 杆件满足强度要求。

比较其余杆件各阶段内力,可知加载顶、底板过程中,各杆件内力均不控制设计,即内力小于悬臂桁架状态,故在此不作重复验算。

6. 拱上建筑加载过程中主拱圈的内力及强度验算

当主拱圈合拢成拱后,即可考虑拆除斜杆,此时拱上建筑的加载可按无铰拱计算。拱上建筑施工时对称均衡地进行,一般可不作验算。

十二、顶、底板加载过程中拱桁架的稳定验算

拱的稳定性验算分纵向稳定和横向稳定验算。对于拱桁架在加载过程中的稳定验算,目前尚无合理的计算方法。本例采用简便近似地实用法作为一般性验算。由于拱桁架是由两片箱肋、横隔板、立柱、斜撑与上弦杆等组成一个空间整体结构,作纵向稳定性验算时,采用单根拱肋的受力情况;作横向稳定性验算时,采用平面桁架假定,按组合压杆的受力情况。

本例拱肋为变截面,但截面变化不大,因此在作纵、横向稳定验算时,对截面的面积、惯性矩、平均轴向力等的计算,均采用 $\frac{l}{4}$ 处截面作为计算截面。

1. 纵向稳定性验算

根据规范(JTJ022—85)第3.0.2条规定,计算稳定性时,按公式:

$$N_j \leq \varphi \alpha A R_a^j / \gamma_m$$

式中: N_j ——平均纵向力,按 $l/4$ 处截面验算;

$$\begin{aligned} N_j &= \gamma_{s0} \psi \sum \gamma_{s1} Q = \gamma_{s0} \psi \sum \gamma_{s1} \frac{H}{\cos \theta_G} \\ &= 1.03 \times 0.77 \times 1.2 \times \frac{4163.4244}{0.9634} = 4112.9482 \text{ kN} \end{aligned}$$

φ ——纵向弯曲系数,按桁架部分杆件中心受压时的情况考虑;其杆件计算长度 l_0 采

用 $\frac{l}{4}$ 处的 GI 杆件长,即 $l = 5.5\text{m}$;两端固结则 $l_0 = 0.5l = 2.75\text{m}$,则 $\frac{l_0}{h} = \frac{2.75}{0.6} = 4.5833$,查规范(JTJ022—85)表3.0.3-2,得 $\varphi = 0.98$;

α ——纵向力的偏心影响系数,偏安全计,采用拱顶段的 α 值作为 $\frac{l}{4}$ 截面处的计算值,则 $\alpha = 0.9667$;

A ——构件截面面积,取用 $\frac{l}{4}$ 截面处,则 $A = 1.1503\text{m}^2$ (见表8-2);

R_a^j ——23.0MPa(40号混凝土);

γ_m ——材料安全系数, $\gamma_m = 1.54$ 。

此公式适用于一般的板拱、肋拱和箱形拱等。对于桁架拱未作说明,此处利用该公式作近似计算。即将桁架拱的两肋与横隔板、立柱等分开,仅单独考虑一根拱肋的情况,不计横向联系的作用,也不计立柱、斜撑等的作用。

则: $\varphi \alpha A R_a^j / \gamma_m$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{1.54} \times 0.98 \times 0.9667 \times 1.15031 \times 10^6 \times 23 \\ &= 1.62757 \times 10^7 \text{ N} = 16275.7 \text{ kN} > N_j = 4112.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

以上计算按照单片拱肋单独受力的情况来计算。但是拱桁架本身是一个整体的空间结构,若考虑横向联系与拱上结构的整体作用,将完全能够保证其纵向稳定性。

2. 拱的横向稳定性验算

考虑桁架拱的整体空间结构形式,按照两拱肋以横向联系联结的肋拱计算横向稳定性,不考虑立柱、斜撑和上弦拉杆的联合作用。其计算方法是将拱展开成一个与拱轴等长的平面桁架,按组合压杆计算其稳定性(如图8-37示),采用拱跨 $\frac{l}{4}$ 截面处的轴力作为整个平面桁架弦

杆的压力(此处为 GI 杆的轴力), 即 $N = \frac{H}{\cos\theta}$, 用铁摩辛柯公式计算其临界力。

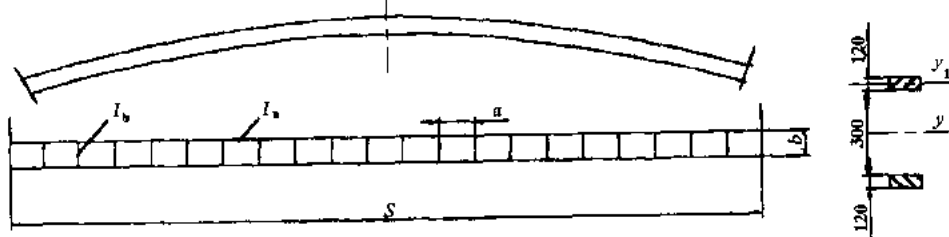


图 8-37 桁架拱稳定计算图式(尺寸单位: cm)

拱的横向稳定性应满足公式:

$$N_j \leq N_L / \gamma_m, \text{ 或者: } N_L / N_j \geq \gamma_m$$

式中: N_j ——拱桁架的平均轴向力, 采用节点 G 处的轴向力作为平均轴向力(两拱肋之和);

$$\begin{aligned} N_j &= \gamma_{\phi} \psi \sum \gamma_{st} Q \\ &= 1.03 \times 0.77 \times 1.2 \times 2 \times \frac{H}{\cos\theta_G} \\ &= 1.03 \times 0.77 \times 1.2 \times 2 \times \frac{4163.4244}{0.9634} \\ &= 8225.897 \text{ kN} \end{aligned}$$

γ_m ——横向稳定安全系数, 一般为 4~5;

N_L ——拱丧失横向稳定时的临界轴向力, 按铁摩辛柯公式计算:

$$N_L = \frac{\pi^2 E_a I_y}{l_0^2}$$

其中: E_a ——拱肋材料的弹性模量 $E_a = 3.3 \times 10^4 \text{ MPa}$;

I_y ——两拱肋对桥纵轴($y-y$ 轴)的惯性矩, 采用拱跨 $l/4$ 附近的拱肋计算(图 3-39);

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{1}{12} \times (1.8006 \times 1.2^3 - 1.5006 \times 0.7^3) + (1.8006 \times 1.2 - 1.5006 \times 0.7) \times 2.2^2 \\ &= 0.216394 + 5.373852 = 5.590246 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

l_0 ——组合压杆的计算长度: $l_0 = \rho \alpha S$;

α ——计算长度系数, 两铰拱时 $\alpha = 1$;

S ——拱轴弧长, $S = 95.53 \text{ m}$;

ρ ——考虑剪力对稳定的影响系数。

$$\rho = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 E_a I_y}{l_j^2} \left(\frac{ab}{12 E_b I_b} + \frac{a^2}{24 E_a I_a} \right)}$$

其中: $l_j = \alpha S = 1 \times S = 95.53 \text{ m}$

a ——横系梁间距 $a = 5.3 \text{ m}$;

b ——两拱肋中距 $b = 4.4 \text{ m}$;

I_a ——单根拱肋对自身竖轴的惯矩(y_1-y_1 轴与 $y-y$ 轴平行), 即: $I_a = I_{y1} = 0.004533 \text{ m}^4$;

I_b ——单根横系梁对竖轴的惯矩;

$$I_b = \frac{1}{12} \times 1.5006 \times 3.00^3 - \frac{1}{12} \times 0.6 \times 1.2^3 = 3.27267 \text{m}^4$$

E_b ——横系梁的弹性模量；

$$E_b = E_a = 3.3 \times 10^4 \text{MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{则: } \rho &= \sqrt{1 + \frac{\pi^2 I_y}{l_j^2} \left(\frac{ab}{12I_b} + \frac{a^2}{24I_a} \right)} \\ &= \sqrt{1 + \frac{3.14^2 \times 5.590246}{95.53^2} \left(\frac{5.3 \times 4.4}{12 \times 3.27267} \right) + 5.3^2 / (24 \times 0.216394)} \\ &= 1.018 \end{aligned}$$

$$\therefore l_0 = \rho \alpha S = 1.018 \times 1 \times 95.53 = 97.2479 \text{m}$$

$$\begin{aligned} N_L &= \frac{\pi^2 E_a I_y}{l_0^2} \\ &= \frac{3.1416^2 \times 3.3 \times 10^7 \times 5.590246}{97.2479^2} = 192523.7 \text{kN} \end{aligned}$$

$$\therefore \frac{N_L}{N_j} = \frac{192523.7}{8225.897} = 23.404 > (\gamma_m = 4 \sim 5)$$

可见在顶、底板加载过程中,桁架拱的横向稳定性是完全可以得到保证的。为安全计,在安装过程中,还必须加设侧翼缆风索及斜向联结系($\phi 20$ 的钢筋风钩),以增强横向稳定。

附录一 悬链线拱轴任意段(自拱顶至任意截面) 拱弧长度及重心计算

(一)悬链线拱弧长度计算

由文献[5]式(3-4-27)积分得拱弧长度 S_x 为:

$$S_x = \int_0^x ds = \int_0^\xi \sqrt{1 + \eta^2 \operatorname{sh}^2 K\xi} d\xi l_1 = K_1 l_1 \quad (\text{附 1-1})$$

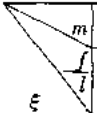
式中: l_1 ——拱轴计算跨径之半;

K_1 ——悬链线弧长系数,由附表 1-1 查得,

$$K_1 = \int_0^\xi \sqrt{1 + \eta^2 \operatorname{sh}^2 K\xi} d\xi \quad (\text{附 1-2})$$

悬链线弧长系数 K_1 值表

附表 1-1

	1.167					1.347				
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.05002	0.05001	0.05001	0.05001	0.05000	0.05002	0.05001	0.05001	0.05001	0.05000
0.10	0.10016	0.10010	0.10007	0.10005	0.10004	0.10015	0.10010	0.10007	0.10005	0.10004
0.15	0.15053	0.15034	0.15024	0.15017	0.15013	0.15050	0.15032	0.15022	0.15017	0.15013
0.20	0.20126	0.20081	0.20056	0.20041	0.20032	0.20120	0.20077	0.20053	0.20039	0.20030
0.25	0.25246	0.25158	0.25110	0.25081	0.25062	0.25234	0.25150	0.25104	0.25077	0.25059
0.30	0.30423	0.30272	0.30190	0.30139	0.30107	0.30403	0.30259	0.30181	0.30133	0.30102
0.35	0.35671	0.35432	0.35301	0.35222	0.35170	0.35641	0.35412	0.35287	0.35211	0.35162
0.40	0.40999	0.40644	0.40449	0.40331	0.40254	0.40956	0.40617	0.40430	0.40317	0.40243
0.45	0.46418	0.45916	0.45640	0.45472	0.45362	0.46362	0.45880	0.45614	0.45453	0.45347
0.50	0.51939	0.51256	0.50878	0.50647	0.50497	0.51868	0.51209	0.50845	0.50623	0.50479
0.55	0.57752	0.56669	0.56168	0.55863	0.55663	0.57486	0.56613	0.56129	0.55833	0.55640
0.60	0.63327	0.62164	0.61517	0.61121	0.60862	0.63228	0.62100	0.61472	0.61087	0.60836
0.65	0.69214	0.67748	0.66929	0.66427	0.66097	0.69105	0.67677	0.66879	0.66390	0.66069
0.70	0.75242	0.73428	0.72410	0.71785	0.71373	0.75129	0.73353	0.72357	0.71745	0.71343
0.75	0.81421	0.79210	0.77965	0.77198	0.76693	0.81310	0.79137	0.77914	0.77160	0.76663
0.80	0.87760	0.85102	0.83600	0.82671	0.82059	0.87662	0.85038	0.83554	0.82638	0.82033
0.85	0.94267	0.91111	0.89319	0.88209	0.87475	0.94195	0.91064	0.89287	0.88185	0.87457
0.90	1.00953	0.97243	0.95129	0.93815	0.92946	1.00922	0.97226	0.95118	0.93808	0.92940
0.95	1.07824	1.03506	1.01034	0.99495	0.98473	1.07855	1.03531	1.01055	0.99511	0.98487
1.00	1.14891	1.09906	1.07041	1.05252	1.04062	1.15006	1.09991	1.07107	1.05303	1.04103

续上表

ε	1.543					1.756				
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.05002	0.05001	0.05001	0.05001	0.05000	0.05002	0.05001	0.05001	0.05001	0.05000
0.10	0.10014	0.10009	0.10006	0.10005	0.10004	0.10013	0.10009	0.10006	0.10004	0.10003
0.15	0.15048	0.15031	0.15021	0.15016	0.15012	0.15045	0.15029	0.15020	0.15015	0.15011
0.20	0.20113	0.20073	0.20051	0.20037	0.20028	0.20107	0.20069	0.20048	0.20035	0.20027
0.25	0.25222	0.25142	0.25099	0.25073	0.25056	0.25210	0.25135	0.25094	0.25069	0.25053
0.30	0.30384	0.30247	0.30172	0.30126	0.30097	0.30365	0.30234	0.30163	0.30120	0.30092
0.35	0.35611	0.35393	0.35274	0.35202	0.35155	0.35582	0.35375	0.35261	0.35192	0.35147
0.40	0.40915	0.40590	0.40411	0.40303	0.40232	0.40874	0.40563	0.40393	0.40289	0.40222
0.45	0.46306	0.45884	0.45589	0.45434	0.45333	0.46252	0.45808	0.45564	0.45416	0.45319
0.50	0.51798	0.51163	0.50813	0.50600	0.50460	0.51729	0.51118	0.50781	0.50576	0.50442
0.55	0.57402	0.56558	0.56090	0.55805	0.55618	0.57318	0.56503	0.56052	0.55776	0.55596
0.60	0.63131	0.62035	0.61426	0.61054	0.60810	0.63034	0.61972	0.61381	0.61020	0.60784
0.65	0.68997	0.67606	0.66829	0.66352	0.66040	0.68890	0.67535	0.66779	0.66315	0.66011
0.70	0.75016	0.73279	0.72305	0.71706	0.71313	0.74903	0.73204	0.72252	0.71667	0.71283
0.75	0.81200	0.79064	0.77862	0.77121	0.76634	0.81089	0.78991	0.77811	0.77083	0.76604
0.80	0.87563	0.84974	0.83509	0.82604	0.82007	0.87465	0.84909	0.83464	0.82571	0.81981
0.85	0.94122	0.91018	0.89254	0.88161	0.87439	0.94049	0.90971	0.89222	0.88138	0.87421
0.90	1.00891	0.97208	0.95107	0.93801	0.92935	1.00861	0.97192	0.95097	0.93794	0.92930
0.95	1.07887	1.03558	1.01077	0.99529	0.98502	1.07921	1.03587	1.01100	0.99548	0.98517
1.00	1.15126	1.10081	1.07175	1.05356	1.04145	1.15249	1.10173	1.07254	1.05411	1.04189

ε	1.988					2.240				
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.05002	0.05001	0.05001	0.05001	0.05000	0.05001	0.05001	0.05001	0.05000	0.05000
0.10	0.10013	0.10008	0.10006	0.10004	0.10003	0.10012	0.10008	0.10005	0.10004	0.10003
0.15	0.15043	0.15027	0.15019	0.15014	0.15011	0.15040	0.15026	0.15018	0.15013	0.15010
0.20	0.20101	0.20065	0.20045	0.20033	0.20025	0.20096	0.20061	0.20043	0.20031	0.20024
0.25	0.25199	0.25128	0.25089	0.25065	0.25050	0.25189	0.25121	0.25084	0.25062	0.25047
0.30	0.30346	0.30223	0.30155	0.30114	0.30087	0.30328	0.30211	0.30147	0.30108	0.30083
0.35	0.35554	0.35356	0.35248	0.35183	0.35140	0.35527	0.35339	0.35236	0.35174	0.35133
0.40	0.40834	0.40537	0.40375	0.40276	0.40211	0.40795	0.40512	0.40357	0.40263	0.40201
0.45	0.46199	0.45774	0.45540	0.45398	0.45305	0.46147	0.45740	0.45516	0.45380	0.45292
0.50	0.51661	0.51074	0.50750	0.50553	0.50425	0.51595	0.51031	0.50720	0.50531	0.50407
0.55	0.57236	0.56449	0.56014	0.55748	0.55574	0.57155	0.56396	0.55976	0.55720	0.55553
0.60	0.62938	0.61909	0.61337	0.60988	0.60759	0.62843	0.61847	0.61293	0.60955	0.60734
0.65	0.68784	0.67465	0.66730	0.66279	0.65983	0.68678	0.67396	0.66681	0.66242	0.65955
0.70	0.74791	0.73131	0.72200	0.71629	0.71253	0.74680	0.73057	0.72148	0.71590	0.71223
0.75	0.80978	0.78919	0.77759	0.77045	0.76575	0.80868	0.78846	0.77708	0.77007	0.76546
0.80	0.87366	0.84845	0.83418	0.82537	0.81956	0.87268	0.84780	0.83373	0.82503	0.81930
0.85	0.93976	0.90924	0.89190	0.88114	0.87403	0.93903	0.90878	0.89157	0.88090	0.87385
0.90	1.00831	0.97175	0.95087	0.93787	0.92925	1.00802	0.97159	0.95077	0.93781	0.92921
0.95	1.07956	1.03617	1.01124	0.99567	0.98533	1.07994	1.03648	1.01150	0.99588	0.98550
1.00	1.15378	1.10269	1.07319	1.05468	1.04235	1.15509	1.10367	1.07394	1.05528	1.04283

续上表

$\begin{matrix} m \\ \epsilon \end{matrix}$	2.514					2.814				
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.05001	0.05001	0.05001	0.05000	0.05000	0.05001	0.05001	0.05001	0.05000	0.05000
0.10	0.10011	0.10007	0.10005	0.10004	0.10003	0.10010	0.10007	0.10005	0.10003	0.10003
0.15	0.15038	0.15024	0.15027	0.15012	0.15009	0.15036	0.15023	0.15016	0.15012	0.15009
0.20	0.20090	0.20058	0.20040	0.20030	0.20023	0.20085	0.20055	0.20038	0.20028	0.20021
0.25	0.25178	0.25114	0.25079	0.25058	0.25045	0.25168	0.25108	0.25075	0.25055	0.25042
0.30	0.30311	0.30200	0.30139	0.30102	0.30078	0.30294	0.30189	0.30131	0.30097	0.30074
0.35	0.35500	0.35322	0.35224	0.35165	0.35126	0.35474	0.35305	0.35212	0.35156	0.35120
0.40	0.40757	0.40488	0.40340	0.40250	0.40192	0.40720	0.40464	0.40323	0.40238	0.40182
0.45	0.46096	0.45707	0.45493	0.45363	0.45278	0.46046	0.45674	0.45470	0.45346	0.45266
0.50	0.51530	0.50989	0.50690	0.50509	0.50390	0.51466	0.50947	0.50661	0.50487	0.50374
0.55	0.57075	0.56344	0.55940	0.55693	0.55532	0.56997	0.56293	0.55904	0.55667	0.55512
0.60	0.62750	0.61786	0.61250	0.60923	0.60709	0.62658	0.61725	0.61208	0.60892	0.60685
0.65	0.68574	0.67327	0.66632	0.66207	0.65928	0.68470	0.67259	0.66584	0.66171	0.65900
0.70	0.74569	0.72984	0.72097	0.71552	0.71194	0.74459	0.72912	0.72046	0.71514	0.71165
0.75	0.80759	0.78774	0.77657	0.76969	0.76516	0.80649	0.78702	0.77606	0.76931	0.76487
0.80	0.87170	0.84716	0.83328	0.82470	0.81904	0.87071	0.84651	0.83282	0.82436	0.81878
0.85	0.93831	0.90831	0.89125	0.88067	0.87367	0.93757	0.90784	0.89093	0.88043	0.87349
0.90	1.00773	0.97144	0.95068	0.93775	0.92917	1.00745	0.97129	0.95059	0.93769	0.92913
0.95	1.08032	1.03680	1.01176	0.99609	0.98567	1.08073	1.03714	1.01204	0.99632	0.98585
1.00	1.15645	1.10469	1.07473	1.05590	1.04332	1.15786	1.10575	1.07554	1.05654	1.04384

$\begin{matrix} m \\ \epsilon \end{matrix}$	3.142					3.500				
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.05001	0.05001	0.05001	0.05000	0.05000	0.05001	0.05001	0.05001	0.05000	0.05000
0.10	0.10010	0.10006	0.10004	0.10003	0.10002	0.10009	0.10006	0.10004	0.10003	0.10002
0.15	0.15033	0.15021	0.15015	0.15011	0.15008	0.15031	0.15020	0.15014	0.15010	0.15008
0.20	0.20080	0.20051	0.20036	0.20026	0.20020	0.20075	0.20048	0.20033	0.20025	0.20019
0.25	0.25158	0.25102	0.25071	0.25052	0.25040	0.25149	0.25096	0.25066	0.25049	0.25037
0.30	0.30278	0.30178	0.30124	0.30091	0.30070	0.30262	0.30168	0.30117	0.30086	0.30066
0.35	0.35449	0.35289	0.35201	0.35148	0.35113	0.35425	0.35273	0.35190	0.35140	0.35107
0.40	0.40684	0.40440	0.40307	0.40226	0.40173	0.40649	0.40418	0.40291	0.40214	0.40164
0.45	0.45997	0.45643	0.45448	0.45330	0.45253	0.45949	0.45612	0.45427	0.45314	0.45241
0.50	0.51403	0.50906	0.50632	0.50466	0.50358	0.51341	0.50866	0.50604	0.50445	0.50342
0.55	0.56919	0.56242	0.55868	0.55640	0.55492	0.56843	0.56193	0.55833	0.55615	0.55472
0.60	0.62566	0.61665	0.61166	0.60861	0.60661	0.62476	0.61606	0.61124	0.60830	0.60637
0.65	0.68368	0.67192	0.66537	0.66136	0.65873	0.68266	0.67125	0.66489	0.66101	0.65486
0.70	0.74349	0.72839	0.71994	0.71476	0.71135	0.74239	0.72767	0.71944	0.71438	0.71106
0.75	0.80539	0.78629	0.77555	0.76895	0.76458	0.80430	0.78557	0.77504	0.76856	0.76429
0.80	0.86972	0.84586	0.83287	0.82403	0.81852	0.86873	0.84522	0.83191	0.82369	0.81826
0.85	0.93684	0.90737	0.89060	0.88020	0.87331	0.93611	0.90691	0.89028	0.87996	0.87313
0.90	1.00717	0.97114	0.95050	0.93763	0.92909	1.00689	0.97099	0.95041	0.93758	0.92905
0.95	1.08116	1.03750	1.01232	0.99655	0.98604	1.08160	1.03786	1.01262	0.99679	0.98624
1.00	1.150931	1.10685	1.07638	1.05720	1.04437	1.16080	1.10797	1.07725	1.05788	1.04492

(二)悬链线拱弧重心计算

任意段拱弧重心点与 y 轴(原点在拱顶截面)的距离 x_0 , 由下式求得:

$$x_0 = \frac{\int_0^x x ds}{\int_0^x ds} = \frac{l_1 \int_0^\xi \xi \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 K \xi} d\xi}{\int_0^\xi \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 K \xi} d\xi} = \frac{l_1 K_2}{K_1} \quad (\text{附 1-3})$$

式中: K_2 ——计算悬链线拱弧重心的系数, 由附表 1-2 查得,

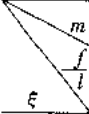
$$K_2 = \int_0^\xi \xi \sqrt{1 + \eta^2 \text{sh}^2 K \xi} d\xi \quad (\text{附 1-4})$$

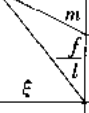
悬链线拱弧重心系数 K_2 值表

附表 1-2

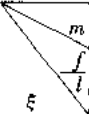
ξ	1.167					1.347				
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125
0.10	0.00501	0.00501	0.00501	0.00500	0.00500	0.00501	0.00501	0.00500	0.00500	0.00500
0.15	0.01131	0.01129	0.01128	0.01127	0.01126	0.01131	0.01129	0.01128	0.01127	0.01126
0.20	0.02019	0.02012	0.02008	0.02006	0.02005	0.02018	0.02012	0.02008	0.02006	0.02005
0.25	0.03171	0.03155	0.03146	0.03140	0.03137	0.03169	0.03153	0.03145	0.03139	0.03136
0.30	0.04595	0.04561	0.04543	0.04531	0.04524	0.04591	0.04558	0.04541	0.04530	0.04523
0.35	0.06301	0.06238	0.06204	0.06183	0.06170	0.06293	0.06233	0.06200	0.06181	0.06168
0.40	0.08299	0.08193	0.08135	0.08099	0.08076	0.08287	0.08185	0.08129	0.08095	0.08073
0.45	0.10603	0.10434	0.10341	0.10284	0.10247	0.10585	0.10422	0.10333	0.10278	0.10242
0.50	0.13226	0.12971	0.12829	0.12743	0.12687	0.13200	0.12954	0.12818	0.12734	0.12680
0.55	0.16183	0.15813	0.15607	0.15481	0.15399	0.16151	0.15791	0.15592	0.15470	0.15390
0.60	0.19493	0.18973	0.18683	0.18505	0.18388	0.19453	0.18947	0.18664	0.18491	0.18377
0.65	0.23173	0.22463	0.22066	0.21821	0.21661	0.23127	0.22433	0.22044	0.21805	0.21648
0.70	0.27243	0.26298	0.25766	0.25438	0.25222	0.27193	0.26265	0.25742	0.25420	0.25209
0.75	0.31723	0.30490	0.29793	0.29363	0.29079	0.31675	0.30459	0.29771	0.29346	0.29066
0.80	0.36636	0.35057	0.34160	0.33605	0.33238	0.36598	0.35032	0.34143	0.33592	0.33228
0.85	0.42006	0.40015	0.38879	0.38174	0.37707	0.41989	0.40004	0.38872	0.38169	0.37703
0.90	0.47856	0.45381	0.43963	0.43080	0.42493	0.47876	0.45396	0.43975	0.43089	0.42501
0.95	0.54213	0.51174	0.49426	0.48333	0.47607	0.54290	0.51229	0.49467	0.48365	0.47632
1.00	0.61104	0.57415	0.55284	0.53947	0.53056	0.61263	0.57529	0.55368	0.54012	0.53108

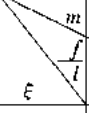
续上表

	1.543					1.756				
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125
0.10	0.00501	0.00501	0.00500	0.00500	0.00500	0.00501	0.00501	0.00500	0.00500	0.00500
0.15	0.01130	0.01128	0.01127	0.01127	0.01126	0.01130	0.01128	0.01127	0.01127	0.01126
0.20	0.02017	0.02011	0.02008	0.02006	0.02004	0.02016	0.02010	0.02007	0.02005	0.02004
0.25	0.03167	0.03152	0.03144	0.03139	0.03135	0.03164	0.03150	0.03143	0.03138	0.03135
0.30	0.04586	0.04556	0.04539	0.04528	0.04522	0.04582	0.04553	0.04537	0.04527	0.04521
0.35	0.06286	0.06228	0.06197	0.06178	0.06166	0.06278	0.06224	0.06194	0.06176	0.06164
0.40	0.08275	0.08177	0.08124	0.08091	0.08070	0.08263	0.08170	0.08118	0.08087	0.08067
0.45	0.10567	0.10410	0.10324	0.10272	0.10238	0.10549	0.10399	0.10316	0.10266	0.10233
0.50	0.13175	0.12938	0.12806	0.12726	0.12673	0.13151	0.12922	0.12795	0.12717	0.12667
0.55	0.16118	0.15770	0.15577	0.15459	0.15381	0.16086	0.15749	0.15562	0.15447	0.15373
0.60	0.19413	0.18920	0.18645	0.18477	0.18367	0.19373	0.18894	0.18627	0.18463	0.18356
0.65	0.23080	0.22402	0.22022	0.21789	0.21636	0.23034	0.22371	0.22000	0.21773	0.21623
0.70	0.27143	0.26232	0.25719	0.25403	0.25195	0.27093	0.26198	0.25695	0.25386	0.25182
0.75	0.31627	0.30427	0.29748	0.29329	0.29053	0.31579	0.30395	0.29726	0.29312	0.29040
0.80	0.36560	0.35007	0.34125	0.33579	0.33218	0.36521	0.34981	0.34107	0.33565	0.33208
0.85	0.41971	0.39994	0.38865	0.38164	0.37699	0.41954	0.39983	0.38858	0.38159	0.37695
0.90	0.47895	0.45411	0.43987	0.43098	0.42509	0.47915	0.45427	0.43999	0.43108	0.42516
0.95	0.54367	0.51286	0.49510	0.48398	0.47658	0.54446	0.51343	0.49553	0.48431	0.47684
1.00	0.61426	0.57646	0.55455	0.54079	0.53161	0.61593	0.57765	0.55545	0.54148	0.53215

	1.988					2.240				
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125
0.10	0.00501	0.00501	0.00500	0.00500	0.00500	0.00501	0.00501	0.00500	0.00500	0.00500
0.15	0.01130	0.01128	0.01127	0.01127	0.01126	0.01130	0.01128	0.01127	0.01126	0.01126
0.20	0.02015	0.02010	0.02007	0.02005	0.02004	0.02014	0.02009	0.02006	0.02005	0.02004
0.25	0.03162	0.03149	0.03142	0.03137	0.03134	0.03160	0.03148	0.03141	0.03137	0.03134
0.30	0.04578	0.04550	0.04535	0.04526	0.04520	0.04574	0.04548	0.04533	0.04524	0.04519
0.35	0.06271	0.06219	0.06190	0.06173	0.06162	0.06264	0.06214	0.06187	0.06171	0.06160
0.40	0.08251	0.08162	0.08113	0.08083	0.08064	0.08240	0.08155	0.08108	0.08079	0.08061
0.45	0.10532	0.10388	0.10308	0.10260	0.10229	0.10515	0.10377	0.10301	0.10254	0.10224
0.50	0.13127	0.12906	0.12784	0.12709	0.12661	0.13103	0.12890	0.12773	0.12701	0.12654
0.55	0.16054	0.15728	0.15547	0.15437	0.15364	0.16022	0.15707	0.15532	0.15426	0.15356
0.60	0.19333	0.18868	0.18608	0.18450	0.18346	0.19294	0.18842	0.18590	0.18436	0.18335
0.65	0.22987	0.22341	0.21979	0.21757	0.21611	0.22941	0.22310	0.21957	0.21741	0.21599
0.70	0.27043	0.26165	0.25672	0.25368	0.25168	0.26993	0.26132	0.25648	0.25351	0.25155
0.75	0.31530	0.30362	0.29703	0.29295	0.29027	0.31481	0.30330	0.29680	0.29278	0.29014
0.80	0.36481	0.34955	0.34089	0.33552	0.33197	0.36441	0.34929	0.34071	0.33538	0.33187
0.85	0.41935	0.39972	0.38851	0.38153	0.37691	0.41916	0.39960	0.38843	0.38148	0.37687
0.90	0.47935	0.45442	0.44011	0.43118	0.42542	0.47954	0.45458	0.44023	0.43127	0.42532
0.95	0.54526	0.51401	0.49597	0.48465	0.47711	0.54607	0.51460	0.49641	0.48500	0.47739
1.00	0.61763	0.57888	0.55637	0.54219	0.53272	0.61937	0.58013	0.55731	0.54292	0.53329

续上表

	2.514					2.814				
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125
0.10	0.00501	0.00501	0.00500	0.00500	0.00500	0.00501	0.00501	0.00500	0.00500	0.00500
0.15	0.01129	0.01128	0.01127	0.01126	0.01126	0.01129	0.01128	0.01127	0.01126	0.01126
0.20	0.02014	0.02009	0.02006	0.02004	0.02003	0.02013	0.02008	0.02006	0.02004	0.02003
0.25	0.03158	0.03146	0.03140	0.03136	0.03133	0.03157	0.03145	0.03139	0.03135	0.03133
0.30	0.04570	0.04545	0.04531	0.04523	0.04518	0.04567	0.04543	0.04530	0.04522	0.04517
0.35	0.06257	0.06210	0.06184	0.06169	0.06158	0.06250	0.06206	0.06181	0.06166	0.06157
0.40	0.08229	0.08147	0.08103	0.08076	0.08058	0.08218	0.08140	0.08098	0.08072	0.08055
0.45	0.10498	0.10366	0.10293	0.10249	0.10220	0.10482	0.10355	0.10286	0.10243	0.10216
0.50	0.13079	0.12875	0.12762	0.12693	0.12648	0.13056	0.12860	0.12751	0.12685	0.12642
0.55	0.15991	0.15687	0.15518	0.15415	0.15348	0.15961	0.15667	0.15504	0.15405	0.15340
0.60	0.19255	0.18816	0.18572	0.18423	0.18325	0.19216	0.18791	0.18554	0.18409	0.18315
0.65	0.22896	0.22280	0.21936	0.21725	0.21586	0.22850	0.22250	0.21915	0.21709	0.21574
0.70	0.26943	0.26099	0.25625	0.25333	0.25141	0.26893	0.26066	0.25602	0.25316	0.25128
0.75	0.31431	0.30297	0.29657	0.29261	0.29000	0.31382	0.30264	0.29633	0.29244	0.28987
0.80	0.36401	0.34903	0.34052	0.33525	0.33176	0.36360	0.34876	0.34033	0.33511	0.33165
0.85	0.41897	0.39949	0.38835	0.38142	0.37683	0.41877	0.39937	0.38827	0.38137	0.37679
0.90	0.47973	0.45473	0.44036	0.43137	0.42540	0.47993	0.45489	0.44048	0.43147	0.42548
0.95	0.54689	0.51520	0.49686	0.48535	0.47767	0.54773	0.51582	0.49733	0.48571	0.47795
1.00	0.62114	0.58141	0.55827	0.54366	0.53389	0.62295	0.58272	0.55925	0.54443	0.53450

	3.142					3.500				
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125	0.00125
0.10	0.00501	0.00500	0.00500	0.00500	0.00500	0.00501	0.00500	0.00500	0.00500	0.00500
0.15	0.01129	0.01127	0.01127	0.01126	0.01126	0.01129	0.01127	0.01127	0.01126	0.01126
0.20	0.02012	0.02008	0.02005	0.02004	0.02003	0.02011	0.02007	0.02005	0.02004	0.02003
0.25	0.03155	0.03144	0.03138	0.03135	0.03132	0.03153	0.03143	0.03138	0.03134	0.03132
0.30	0.04563	0.04540	0.04528	0.04521	0.04516	0.04559	0.04538	0.04526	0.04519	0.04515
0.35	0.06244	0.06201	0.06178	0.06164	0.06155	0.06237	0.06197	0.06175	0.06162	0.06153
0.40	0.08207	0.08133	0.08093	0.08068	0.08053	0.08197	0.08127	0.08088	0.08065	0.08050
0.45	0.10465	0.10345	0.10278	0.10238	0.10212	0.10450	0.10335	0.10271	0.10233	0.10208
0.50	0.13034	0.12845	0.12741	0.12678	0.12636	0.13011	0.12830	0.12731	0.12670	0.12631
0.55	0.15930	0.15647	0.15490	0.15394	0.15332	0.15900	0.15627	0.15476	0.15384	0.15324
0.60	0.19178	0.18766	0.18536	0.18396	0.18304	0.19140	0.18741	0.18519	0.18383	0.18294
0.65	0.22804	0.22220	0.21893	0.21693	0.21562	0.22759	0.22190	0.21872	0.21678	0.21550
0.70	0.26842	0.26033	0.25578	0.25298	0.25114	0.26792	0.25999	0.25554	0.25281	0.25101
0.75	0.31331	0.30231	0.29610	0.29226	0.28974	0.31281	0.30198	0.29586	0.29209	0.28960
0.80	0.36318	0.34849	0.34014	0.33496	0.33154	0.36276	0.34821	0.33994	0.33482	0.33143
0.85	0.41857	0.39924	0.38819	0.38131	0.37675	0.41836	0.39911	0.38810	0.38125	0.37670
0.90	0.48012	0.45504	0.44060	0.43157	0.42556	0.48031	0.45520	0.44073	0.43167	0.42564
0.95	0.54858	0.51644	0.49780	0.48608	0.47825	0.54943	0.51707	0.49828	0.48645	0.47855
1.00	0.62479	0.58407	0.56027	0.54522	0.53512	0.62667	0.58544	0.56130	0.54602	0.53577

附录二 悬链线拱上侧墙面积及重心计算表^①

(一)悬链线拱上侧墙面积计算

$$\begin{aligned}
 A &= \int_0^l y dx = \int_0^1 \frac{f_1}{m-1} (ch k\xi - 1) dx \\
 &= \frac{f_1 l_1}{K(m-1)} \int_0^{\xi_0} (ch k\xi - 1) dk\xi = \frac{f_1 l_1}{K(m-1)} (sh k\xi_0 - k\xi_0) \\
 &= \beta \times l \times h
 \end{aligned} \tag{附 2-1}$$

式中: $h = \frac{f_1}{m-1} (ch k\xi_0 - 1)$ (附 2-2)

$$\beta = \frac{sh k\xi_0 - k\xi_0}{k\xi_0 (ch k\xi_0 - 1)} \tag{附 2-3}$$

根据式(附 2-3)算得不同 ξ_0 和 m 的 β 值见附表 2-1, f 、 ξ_0 、 h 、 l 的意义见附图 2-1。

计算拱上侧墙面积的系数 β 值表

附表 2-1

$\begin{matrix} m \\ \xi_0 \end{matrix}$	1.347	1.756	2.240	2.814	3.500	4.324	5.321	6.536
0.24	0.33201	0.33247	0.33200	0.33151	0.33098	0.33042	0.32982	0.32918
0.26	0.33284	0.33232	0.33177	0.33119	0.33058	0.32992	0.32922	0.32847
0.28	0.33276	0.33216	0.33152	0.33085	0.33014	0.32938	0.32857	0.32771
0.30	0.33268	0.33199	0.33126	0.33049	0.32967	0.32880	0.32788	0.32689
0.32	0.33259	0.33180	0.33097	0.33010	0.32917	0.32819	0.32714	0.32603
0.34	0.33249	0.33161	0.33067	0.32969	0.32865	0.32754	0.32636	0.32511
0.36	0.33239	0.33140	0.33035	0.32925	0.32809	0.32685	0.32554	0.32414
0.38	0.33228	0.33118	0.33002	0.32870	0.32750	0.32613	0.32468	0.32313
0.40	0.33217	0.33095	0.32966	0.32831	0.32688	0.32537	0.32377	0.32206
0.42	0.33205	0.33070	0.32929	0.32781	0.32624	0.32458	0.32288	0.32096
0.44	0.33193	0.33045	0.32890	0.32728	0.32556	0.32375	0.32184	0.31980
0.46	0.33179	0.33019	0.32850	0.32673	0.32486	0.32289	0.32081	0.31860
0.48	0.33166	0.32991	0.32808	0.32615	0.32413	0.32200	0.31975	0.31736
0.50	0.33152	0.32962	0.32764	0.32556	0.32337	0.32107	0.31865	0.31608
0.52	0.33137	0.32932	0.32718	0.32494	0.32259	0.32011	0.31751	0.31476
0.54	0.33122	0.32901	0.32671	0.32430	0.32178	0.31913	0.31634	0.31339
0.56	0.33106	0.32869	0.32622	0.32364	0.32094	0.31811	0.31513	0.31199
0.58	0.33089	0.32836	0.32572	0.32296	0.32008	0.31706	0.31389	0.31056
0.60	0.33072	0.32801	0.32520	0.32226	0.31919	0.31598	0.31262	0.30909
1.00	0.32619	0.31900	0.31174	0.30441	0.29701	0.28953	0.28197	0.27431

① 详见:王国鼎,悬链线拱上侧墙面积及重心的计算,东北公路,1983年第2期。

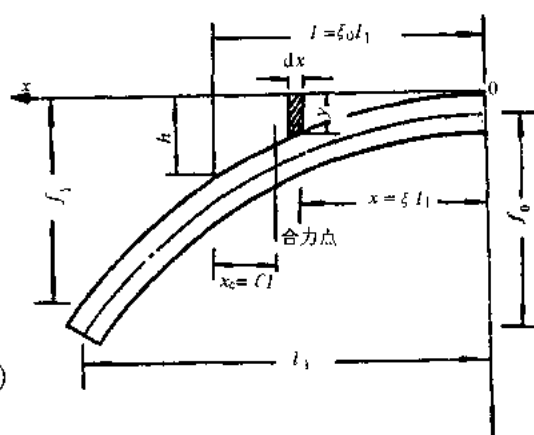
(二)悬链线拱上侧墙面积的重心位置计算

重心位置 x_c (见附图 2-1)

$$x_c = \frac{\int_0^1 y(1-x)dx}{\int_0^1 ydx} = \frac{l_1}{K}$$

$$\times \frac{\int_0^{\xi_0} (\text{ch} k\xi - 1)(k\xi_0 - k\xi)dk\xi}{\text{sh} k\xi_0 - k\xi_0}$$

$$= \frac{\text{ch} k\xi_0 - 1 - \frac{k^2 \xi_0^2}{2}}{k\xi_0(\text{sh} k\xi_0 - k\xi_0)} l = C \times l \quad (\text{附 2-4})$$



式中: $C = \frac{\text{ch} k\xi_0 - 1 - \frac{k^2 \xi_0^2}{2}}{k\xi_0(\text{sh} k\xi_0 - k\xi_0)} \quad (\text{附 2-5})$

附图 2-1

根据式(附 2-5)算得不同 ξ_0 和 m 的 β 值见附表 2-2。

计算拱上侧墙重心的系数 C 值表

附表 2-2

$\xi_0 \backslash m$	1.347	1.756	2.240	2.814	3.500	4.324	5.321	6.536
0.24	0.24984	0.24968	0.24950	0.24931	0.24911	0.24890	0.24867	0.24843
0.26	0.24982	0.24962	0.24941	0.24919	0.24896	0.24871	0.24845	0.24816
0.28	0.24979	0.24956	0.23932	0.24906	0.24879	0.23851	0.24820	0.24787
0.30	0.24975	0.24949	0.24922	0.24893	0.24862	0.24829	0.24793	0.24755
0.32	0.24972	0.24942	0.24911	0.24878	0.24843	0.24805	0.24765	0.24722
0.34	0.24968	0.24935	0.24900	0.24862	0.24823	0.24780	0.24735	0.24687
0.36	0.24965	0.24927	0.24888	0.24846	0.24801	0.24754	0.24703	0.24649
0.38	0.24960	0.24919	0.24875	0.24828	0.24779	0.24726	0.24670	0.24610
0.40	0.24956	0.24910	0.24861	0.24810	0.24755	0.24697	0.24635	0.24568
0.42	0.24952	0.24901	0.24847	0.24790	0.24730	0.24666	0.24598	0.24535
0.44	0.24947	0.24891	0.24832	0.24770	0.24704	0.24634	0.24559	0.24479
0.46	0.24942	0.24881	0.24817	0.24749	0.24677	0.24600	0.24519	0.24431
0.48	0.24937	0.24871	0.24801	0.24727	0.24649	0.24565	0.24477	0.24382
0.50	0.24932	0.24860	0.24784	0.24704	0.24619	0.24529	0.24433	0.24331
0.52	0.24926	0.24848	0.24766	0.24680	0.24588	0.24491	0.24388	0.24278
0.54	0.24920	0.24837	0.24748	0.24655	0.24557	0.24452	0.24341	0.24222
0.56	0.24914	0.24825	0.24730	0.24630	0.14524	0.24412	0.24293	0.24165
0.58	0.24908	0.24812	0.24710	0.24603	0.24490	0.24370	0.24242	0.24107
0.60	0.24902	0.24798	0.24690	0.24576	0.24455	0.24327	0.24191	0.24046
1.00	0.24729	0.24447	0.24155	0.23851	0.23535	0.23206	0.22862	0.22503

附录三 拱圈弹性常数计算表

不考虑拱的弹性压缩时,拱的弹性常数按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} \text{拱的抗推刚度} \quad K' &= F_K \frac{EI}{lf^2} \\ \text{拱的相干系数} \quad T' &= F_T \frac{EI}{lf} \\ \text{拱的抗弯刚度} \quad S' &= F_S \frac{EI}{l} \\ \text{拱的传递抗弯刚度} \quad CS' &= F_{CS} \frac{EI}{l} \end{aligned} \right\} \quad (\text{附 3-1})$$

式中: F_K 、 F_T 、 F_S 、 F_{CS} ——系数。

等截面悬链线无铰拱, F_K 、 F_T 、 F_S 、 F_{CS} 的值见附表 3。其他情况(变截面悬链线无铰拱、等截面圆弧拱、各种拱轴线的两铰拱)时,上述系数值可由文献[6]表 2-2~表 2-6 查得。

等截面悬链线无铰拱 F_K 、 F_T 、 F_S 、 F_{CS} 值表

附表 3

$\frac{f}{l}$	F_K 值							
	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$
1.347	76.094	149.34	247.48	369.89	516.11	685.82	878.80	1094.9
1.756	76.066	149.80	248.93	372.85	521.04	693.16	889.00	1108.4
2.240	75.997	150.20	250.30	375.71	525.90	700.50	899.24	1122.0
2.814	75.889	150.52	251.58	378.48	530.70	707.81	909.55	1135.7
3.500	75.740	150.77	252.75	381.16	535.42	715.10	919.90	1149.6
4.324	75.552	150.94	253.83	383.72	540.06	722.36	930.31	1163.7
5.321	75.325	151.011	254.80	386.18	544.61	729.59	940.77	1177.9

$\frac{f}{l}$	F_T 值							
	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$
1.347	15.785	23.863	32.139	40.426	48.663	56.835	64.942	72.993
1.756	15.893	24.134	32.613	41.127	49.599	58.006	66.350	74.635
2.240	15.993	24.394	33.080	41.825	50.538	59.192	67.780	76.309
2.814	16.084	24.644	33.539	42.520	51.482	60.390	69.233	78.016
3.500	16.167	24.883	33.988	43.210	52.430	61.602	70.711	79.757
4.324	16.242	25.111	34.427	43.896	53.381	62.827	72.212	81.536
5.321	16.309	25.327	34.856	44.577	54.335	64.065	73.739	83.352

续上表

$\frac{f}{l}$ m	F_s 值							
	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$
1.347	6.1547	7.0440	7.6224	8.0080	8.2731	8.4610	89.5980	8.7006
1.756	6.1766	7.09977	7.0742	8.1122	8.3946	8.5958	8.7431	8.8536
2.240	6.1968	7.1501	7.7855	8.2171	8.5179	8.7334	8.8918	9.0109
2.814	6.2154	7.2010	7.8663	8.3226	8.6430	8.8738	9.0442	9.1728
3.500	6.2322	7.2503	7.9464	8.4287	8.7696	9.0172	9.2005	9.3394
4.324	6.2473	7.2980	8.0258	8.5352	8.8986	9.1635	9.3608	9.5109
5.321	6.2605	7.3441	8.1044	8.6421	9.0290	9.3128	9.5254	9.6877

$\frac{f}{l}$ m	F_{cs} 值							
	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$
1.347	1.9961	2.3214	2.5433	2.6959	2.8031	2.8801	2.9369	2.9798
1.756	2.0624	2.4135	2.6566	2.8258	2.9455	3.0322	3.0963	3.1449
2.240	2.1274	2.5050	2.7705	2.9573	3.0906	3.1878	3.2601	3.3149
2.814	2.1911	2.5958	2.8847	3.0904	3.2385	3.3470	3.4282	3.4901
3.500	2.2535	2.6860	2.9994	3.2250	3.3893	3.5101	3.6010	3.6707
4.324	2.3146	2.7753	3.1142	3.3612	3.5423	3.6769	3.7787	3.8569
5.321	2.3743	2.8638	3.2292	3.4988	3.6984	3.8478	3.9614	4.0491

附录四 桥墩常变位计算公式表

桥墩弹性常数按下式计算：

$$\bar{K} = \frac{\delta_{11}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2}$$

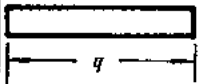
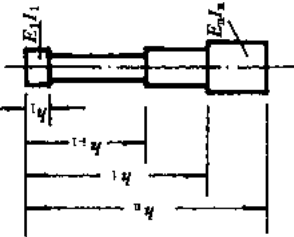

$$\bar{T} = \frac{\delta_{12}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2} \quad (\text{附 4-1})$$

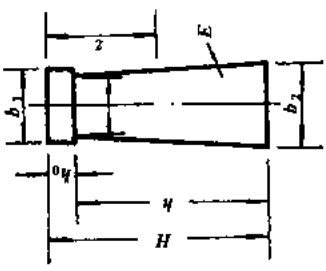
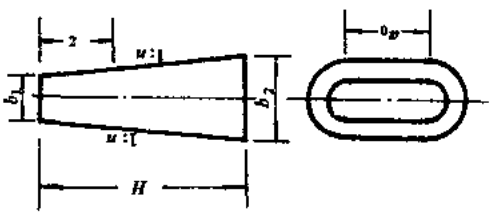
$$\bar{S} = \frac{\delta_{22}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2}$$

式中： δ_{11} 、 δ_{12} 、 δ_{22} ——桥墩的常变位，各种截面桥墩常变位的计算公式见附表 4。

桥墩常变位 δ_{11} 、 δ_{12} 、 δ_{22} 计算公式表

附表 4

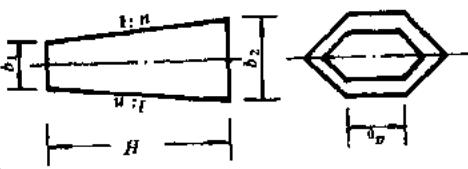
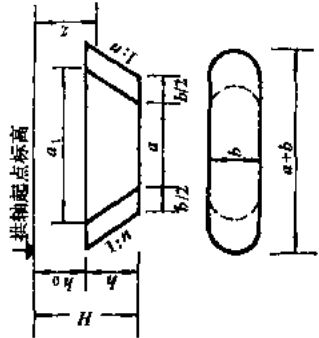
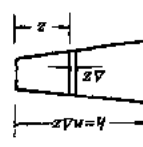
类别	截面及图式	δ_{11}	δ_{12}	δ_{22}
等截面墩		$\frac{b}{EI}$	$\frac{b^2}{2EI}$	$\frac{b^2}{3EI}$
阶梯形墩		$\sum_{i=1}^n \frac{b_i - b_{i-1}}{E_i I_i}$	$\sum_{i=1}^n \frac{b_i^2 - b_{i-1}^2}{2 E_i I_i}$	$\sum_{i=1}^n \frac{b_i^2 - b_{i-1}^2}{3 E_i I_i}$
变宽矩形截面墩		$\frac{H b_1}{2 E I_1} (1 + \eta)$	$\frac{\eta^2 H_2}{2 E I_1}$	$\frac{H^2 \eta^2}{2 E I_1 (1 - \eta)^2} (4\eta - \eta^2 - 3 - 2 \ln \eta)$
		式中: $\eta = \frac{b_1}{b_2}$ $I_1 = \frac{ab_1^3}{12}$		

类 别	截 面 及 图 式	δ_{11}	δ_{12}	δ_{22}
截面 3 上面有弯帽		$\int_0^{h_0} \frac{dz}{E_0 I_0} + \frac{h\eta}{2EI_1} (1+\eta)$	$\int_0^{h_0} \frac{z dz}{E_0 I_0} + \frac{1}{2EI_1} [h^2 \eta^2 + \eta(1+\eta)h_0 h]$	$\int_0^{h_0} \frac{z^2 dz}{E_0 I_0} + \frac{1}{2EI_1} \left[\left(\frac{h\eta}{1-\eta} \right)^2 (4\eta - \eta^2) - 3 - 2\ln\eta \right] + 2\eta^2 h_0^2 + \eta(1+\eta)hb_0^2$
		式中: $\eta = \frac{b_1}{b_2}$ $I_1 = \frac{ab_1^3}{12}$		
变截面圆端形 矩形截面墩		$\frac{4}{E\pi n^2} [F_1(z) + F_2(z) + F_3(z)]_0^H$	$-\frac{4}{\pi n^4} E [vF_1(z) + uF_2(z) + wF_3(z)]_0^H$	$-\frac{4}{\pi n^4} E [v^2 F_1(z) + u^2 F_2(z) + w(2v-u)F_3(z)]_0^H$
		式中: $F_1(z) = \frac{1}{(u-v)^3} \ln \frac{v+z}{u+z}$, $F_2(z) = \frac{1}{2(u-v)} \cdot \frac{1}{(u+z)^2}$ $F_3(z) = \frac{1}{(u-v)^2} \cdot \frac{1}{u+z}$, $u = \frac{b_1}{2n}$, $v = \frac{b_2 - b_1}{2H}$, $w = u + \frac{8a_0}{3\pi n}$		

续上表

类别	截面及图式	δ_{11}	δ_{12}	δ_{22}
截面 S 上面 有墩帽		$\int_0^{h_1} \frac{dx}{E_0 I_0} + \frac{4}{\pi n^4 E} [F_1(z) + F_2(z) + F_3(z)] \Big _0^{h_1}$	$\int_0^{h_1} \frac{z dx}{E_0 I_0} - \frac{4}{\pi n^4 E} \times [v_1 F_1(z) + u_1 F_2(z) + v_1 F_3(z)] \Big _0^{h_1}$	$\int_0^{h_1} \frac{z^2 dx}{E_0 I_0} + \frac{4}{\pi n^4 E} (v_1^2 F_1(z) + u_1^2 F_2(z) + u_1(2v_1 - u_1) F_3(z)) \Big _0^{h_1}$
		<p>式中: $F_1(z) = \frac{1}{(u_1 - v_1)^3} \left[\ln \frac{v_1 + z}{u_1 + z} \right], F_2(z) = \frac{1}{2(u_1 - v_1)} \left[\frac{1}{(u_1 + z)^2} \right]$</p> <p>$F_3(z) = \frac{1}{(u_1 - v_1)^2} \left[\frac{1}{u_1 + z} \right], u_1 = \frac{b_1}{2n} - h_0, v_1 = \frac{b_2 - b_1}{2h}, v_1 = u_1 + \frac{8a_0}{3\pi n}$</p>		
截面 S 两侧 坡度不同		$\frac{64}{\pi(m+n)^4 E} [F_1(z) + F_2(z) + F_3(z)] \Big _0^{h_1}$	$-\frac{64}{\pi(m+n)^4 E} [v_2 F_1(z) + u_2 F_2(z) + v_2 F_3(z)] \Big _0^{h_1}$	$-\frac{64}{\pi(m+n)^4 E} (v_2^2 F_1(z) + u_2^2 F_2(z) + u_2(2v_2 - u_2) F_3(z)) \Big _0^{h_1}$
		<p>式中: $F_1(z) = \frac{1}{(u_2 - v_2)^3} \left[\ln \frac{v_2 + z}{u_2 + z} \right], F_2(z) = \frac{1}{2(u_2 - v_2)} \left[\frac{1}{(u_2 + z)^2} \right],$</p> <p>$F_3(z) = \frac{1}{(u_2 - v_2)^2} \left[\frac{1}{u_2 + z} \right], u_2 = \frac{b_1}{m+n} - h_0, v_2 = u_2 + \frac{16a_0}{3\pi(m+n)}$</p>		

续上表

类 别	截 面 及 图 式	δ_{11}	δ_{12}	δ_{22}
尖形截面桥墩		$-\frac{8}{n^4 E} [F_1(z) + F_2(z) + F_3(z)]_0^H$	$-\frac{8}{n^4 E} [WF_1(z) + uF_2(z) + WF_3(z)]_0^H$	$\frac{8}{n^4 E} [W^2 F_1'(z) + u^2 F_2'(z) + u(2W - u) F_3'(z)]_0^H$
		式中: $F_1(z) = \frac{1}{(u-W)^3} \left[\ln \frac{W+z}{u+z} \right], F_2(z) = \frac{1}{2(u-W)} \left[\frac{1}{(u+z)^2} \right]$ $F_3(z) = \frac{1}{(u-W)^2} \left[\frac{1}{u+z} \right], u = \frac{b_1}{2n}, W = \frac{4a_0 + b_1}{2n}$		
桥墩横向往下收缩		$-\frac{6}{nb^3} E [\ln(A-z)]_0^H$	$-\frac{6}{nb^3} E [z + A \ln(A-z)]_0^H$	$-\frac{6}{nb^3} E \left[\frac{z^3}{2} + Az + A^2 \ln(A-z) \right]_0^H$
		式中: $A = \frac{a_1}{2n} + h_0 + \frac{3\pi b}{32n}$		
任意截面		$\sum_{i=1}^n \frac{\Delta z}{EI_i}$	$\sum_{i=1}^n \frac{z_i \Delta z}{EI_i}$	$\sum_{i=1}^n \frac{z_i^2 \Delta z}{EI_i}$

附录五 无铰连拱(含固定拱)等代荷载 及影响线面积

在多孔拱桥中,当桥墩的刚度很大,在荷载作用下墩顶不产生变位时,多孔拱桥则按单孔拱(固定拱)计算。因而,固定拱可视为连拱的特例。下面所列的等代荷载和相应影响线面积,既可以计算连拱,也可以计算固定拱。

(一)无铰连拱等代荷载表(摘录)^①

附表 5-1(1)为拱顶 M_{\max} 及相应的 H 等代荷载表(汽车—20 级)

附表 5-1(2)为拱顶 M_{\max} 及相应的 H 等代荷载表(挂车—100)

附表 5-1(3)为 $\frac{3}{8}l$ 截面 M_{\max} 及相应的 H 等代荷载表(汽车—20 级)

附表 5-1(4)为 $\frac{3}{8}l$ 截面 M_{\max} 及相应的 H 等代荷载表(挂车—100)

附表 5-1(5)为拱脚 M_{\min} 及相应的 H 、 V 等代荷载表(汽车—20 级)

附表 5-1(6)为拱脚 M_{\min} 及相应的 H 、 V 等代荷载表(挂车—100)

附表 5-1(7)为 H_{\max} 及相应的 M_j^F 、 V 等代荷载表(汽车—20 级)

附表 5-1(8)为 H_{\max} 及相应的 M_j^F 、 V 等代荷载表(汽车—20 级无重车)

附表 5-1(9)为 H_{\max} 及相应的 M_j^F 、 V 等代荷载表(挂车—100)

等代荷载的单位均为 kN/m 。

(二)无铰连拱影响线面积表(摘录)^①

附表 5-2(1)为拱顶 M_{\max} 及相应的 H 影响线面积表($\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$)

附表 5-2(2)为 $\frac{3}{8}l$ 截面 M_{\max} 及相应的 H 影响线面积表($\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$)

附表 5-2(3)为拱脚 M_{\min} 及相应的 H 、 V 影响线面积表($\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$)

附表 5-2(4)为 H_{\max} 及相应的 M_j^F 影响线面积表($\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$)

拱顶 M_{\max} 及相应的 H 等代荷载表(汽车—20 级)

附表 5-1(1)

ξ_d	0	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36
跨 径 (m)	M_{\max}									
16	70.246	64.857	58.945	53.570	49.113	45.752	43.399	41.684	40.379	39.352
20	63.134	57.206	51.409	46.372	42.264	39.208	37.071	35.513	34.328	33.395
25	56.294	50.068	44.465	39.771	36.037	33.290	31.388	30.002	28.947	28.117
30	50.753	44.511	39.180	34.824	31.436	29.081	27.434	26.234	25.321	24.603
35	46.130	40.026	35.001	30.964	28.017	26.006	24.599	23.574	22.868	22.331
40	42.211	36.342	31.617	27.863	25.469	23.763	22.631	21.853	21.260	20.794
45	38.863	33.262	28.817	26.541	23.553	22.158	21.213	20.524	19.999	19.586
50	35.987	30.653	26.467	23.854	22.155	20.944	20.105	19.495	19.030	18.664

① 附表 5-1、5-2 录自文献[7]。

续上表

ξ_d	0	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36
跨 径 (m)	M_{\max}									
60	31.310	26.473	23.378	21.559	20.130	19.158	18.473	17.974	17.594	17.296
70	27.678	23.433	21.575	19.816	1.736	17.889	17.302	16.873	16.547	16.291
80	24.789	22.010	20.070	18.702	17.662	16.942	16.431	16.059	15.775	15.552
90	22.686	20.753	18.870	17.788	16.859	16.209	15.759	15.431	15.182	14.985
100	21.700	19.620	18.138	16.998	16.202	15.629	15.227	14.934	14.711	14.535
110	20.763	18.590	17.480	16.412	15.677	15.155	14.790	14.524	14.321	14.162
120	19.877	18.031	16.857	15.918	15.243	14.761	14.427	14.184	13.998	13.853
130	19.041	17.546	16.272	15.460	14.866	14.429	14.122	13.899	13.729	13.595
140	18.257	17.063	15.907	15.127	14.555	14.146	13.862	13.655	13.497	13.374
150	17.810	16.586	15.551	14.822	14.276	13.900	13.636	13.443	13.295	13.181
170	17.127	15.766	14.914	14.298	13.832	13.497	13.265	13.096	12.967	12.865
200	16.044	14.988	14.261	13.725	13.326	13.046	12.849	12.705	12.596	12.510
跨 径 (m)	相 应 的 H									
16	59.001	47.584	39.696	34.417	31.453	30.752	30.752	30.752	30.752	30.752
20	49.085	39.583	33.028	28.635	26.166	25.583	25.583	25.583	25.583	25.583
25	40.288	32.493	27.110	23.504	21.478	21.166	21.166	21.166	21.166	21.166
30	34.065	26.465	22.214	19.867	19.010	18.586	18.586	18.586	18.586	18.586
35	29.441	23.744	19.811	17.175	17.424	17.036	17.036	17.036	17.036	17.036
40	25.906	20.892	17.432	15.113	16.492	16.190	16.891	16.891	16.891	16.891
45	23.116	18.643	15.554	17.122	15.646	16.131	16.131	16.131	16.131	16.131
50	20.862	16.825	14.038	16.210	15.344	15.601	15.601	15.601	15.601	15.601
60	17.448	14.071	17.140	14.860	15.120	14.793	14.793	14.793	14.793	14.793
70	14.988	18.271	15.255	15.552	14.211	14.144	14.144	14.144	14.144	14.144
80	13.133	16.378	13.665	14.496	13.994	13.685	13.685	13.685	13.685	13.685
90	18.354	14.802	15.537	13.543	13.470	13.341	13.341	13.341	13.341	13.341
100	16.717	13.482	14.505	12.576	12.878	13.066	13.066	13.066	13.066	13.066
110	15.332	12.365	13.496	13.414	13.015	12.828	12.828	12.828	12.828	12.828
120	14.419	15.091	12.591	12.740	12.615	12.632	12.632	12.632	12.632	12.632
130	13.129	14.122	13.947	12.092	12.673	12.475	12.475	12.475	12.475	12.475
140	12.242	13.257	13.241	12.826	12.385	12.336	12.336	12.336	12.336	12.336
150	15.477	12.482	12.581	12.326	12.061	12.214	12.214	12.214	12.214	12.214
170	13.836	13.668	13.111	12.429	11.967	12.016	12.016	12.016	12.016	12.016
200	11.912	11.926	11.656	12.164	11.952	11.790	11.790	11.790	11.790	11.790

拱顶 M_{max} 及相应的 H 等代荷载表 (挂车—100)

附表 5-1(2)

ξ_d	0	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36
跨 径 (m)	M_{max}									
16	131.706	128.344	123.102	117.350	111.169	106.066	102.458	99.828	97.826	96.250
20	109.457	115.096	112.274	106.692	100.812	96.034	92.658	90.198	88.325	86.852
25	107.851	108.588	103.608	97.117	90.956	86.079	82.652	80.155	78.254	76.758
30	106.310	103.034	96.320	89.132	82.743	77.815	74.353	71.830	69.910	68.399
35	103.538	97.503	89.709	82.163	75.710	70.821	67.393	64.895	62.993	61.497
40	99.890	92.114	83.710	76.034	69.656	64.877	61.529	59.089	57.231	55.770
45	95.835	86.987	78.285	70.640	64.415	59.782	56.541	54.178	52.380	50.966
50	91.695	82.208	73.408	65.891	59.856	55.389	52.266	49.990	48.258	46.895
60	83.734	73.728	65.084	57.961	52.345	48.222	45.343	43.245	41.647	40.391
70	76.571	66.601	58.325	51.647	46.447	42.651	40.001	38.070	36.600	35.433
80	70.313	60.616	52.770	40.532	41.714	38.210	35.766	33.984	32.628	31.561
90	64.869	55.551	48.142	42.312	37.839	34.594	32.331	30.682	29.426	28.439
100	60.139	51.228	44.238	38.781	34.612	31.596	29.492	27.959	25.792	25.874
110	56.004	47.507	40.907	35.784	31.887	29.071	27.108	25.677	24.588	23.731
120	52.375	44.275	38.032	33.212	29.555	26.917	25.078	23.737	22.717	21.915
130	49.167	41.444	35.529	30.981	27.539	25.058	23.329	22.069	21.110	20.355
140	46.318	38.947	33.332	29.028	25.778	23.438	21.807	20.619	19.714	19.002
150	43.770	36.728	31.387	27.305	24.227	22.013	20.471	19.346	18.491	17.818
170	39.417	32.963	28.102	24.404	21.623	19.626	18.234	17.220	16.448	15.841
200	34.279	28.559	24.282	21.045	18.618	16.878	15.665	14.782	14.109	13.580
跨 径 (m)	相 应 的 H									
16	135.135	108.986	107.222	92.961	84.958	83.062	83.062	83.062	83.062	83.062
20	142.966	115.291	96.198	83.402	76.211	74.515	74.515	74.515	74.515	74.515
25	123.231	99.386	82.923	71.893	65.696	64.233	64.233	64.233	64.233	64.233
30	106.961	86.264	71.971	62.398	57.019	55.748	55.748	55.748	55.748	55.748
35	93.951	75.771	63.221	54.810	50.085	48.968	48.968	48.968	48.968	48.968
40	83.526	67.361	56.203	48.726	44.526	43.533	43.533	43.533	43.533	43.533
45	75.065	60.532	50.504	43.786	40.011	39.119	39.119	39.119	39.119	39.119
50	68.077	54.903	45.808	39.714	36.291	35.481	35.481	35.481	35.481	35.481
60	57.308	46.218	38.561	33.432	30.550	29.868	29.868	29.868	29.868	29.868
70	49.421	39.857	33.255	28.831	26.345	25.758	25.758	25.758	25.758	25.758
80	43.415	35.013	29.213	25.327	23.144	22.627	22.627	22.627	22.627	22.627
90	38.695	31.207	26.038	22.574	20.628	20.168	20.168	20.168	20.168	20.168
100	34.893	28.141	23.480	20.356	18.601	18.186	18.186	18.186	18.186	18.186
110	31.767	25.619	21.375	18.532	16.934	16.556	16.556	16.556	16.556	16.556
120	29.151	23.510	19.615	17.006	15.540	15.193	15.193	15.193	15.193	15.193
130	26.932	21.720	18.122	15.711	14.357	14.036	14.036	14.036	14.036	14.036
140	25.025	20.182	16.839	14.599	13.340	13.043	13.043	13.043	13.043	13.043
150	23.369	18.847	15.725	13.633	12.458	12.180	12.180	12.180	12.180	12.180
170	20.637	16.643	13.886	12.039	11.001	10.755	10.755	10.755	10.755	10.755
200	17.555	14.158	11.812	10.241	9.358	9.49	9.149	9.149	9.149	9.149

$\frac{3}{8}l$ 截面 M_{\max} 及相应的 H 等代荷载表 (汽车—20 级)

附表 5-1(3)

$\xi_{3/8}$	0	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36
跨 径 (m)	M_{\max}									
16	65.572	64.729	58.482	53.760	50.212	46.767	43.759	41.891	40.504	39.419
20	61.817	55.197	50.031	49.560	43.226	40.162	37.505	35.501	34.232	33.246
25	52.731	47.077	43.110	39.813	36.860	34.134	31.766	30.135	28.917	27.964
30	46.322	41.482	37.995	34.914	32.129	29.659	28.069	26.857	25.943	25.227
35	41.440	37.238	33.938	31.069	28.586	26.716	25.492	24.551	23.842	23.286
40	37.614	33.757	30.754	28.244	25.957	24.570	23.534	22.733	22.129	21.656
45	34.386	30.915	28.291	25.979	23.873	22.873	21.929	21.198	20.646	20.214
50	31.801	28.779	26.377	24.249	22.493	21.563	20.620	19.902	19.369	18.957
60	28.209	25.714	23.590	21.840	20.454	19.499	18.647	18.043	17.586	17.234
70	25.724	23.451	21.585	20.001	18.994	18.131	17.416	16.939	16.579	16.298
80	23.851	21.684	20.005	18.784	17.902	17.144	16.589	16.171	15.855	15.608
90	22.271	20.271	18.664	17.891	17.031	16.432	15.915	15.534	15.246	15.022
100	20.930	19.089	17.944	17.101	16.374	15.838	15.359	15.017	14.759	14.558
110	19.765	18.086	17.261	16.471	15.809	15.295	14.882	14.568	14.332	14.151
120	18.843	17.487	16.652	16.004	15.382	14.891	14.500	14.212	13.997	13.829
130	18.046	16.967	16.170	15.559	15.007	14.552	14.194	13.936	13.740	13.588
140	17.362	16.502	15.790	15.144	14.667	14.275	13.939	13.697	13.516	13.374
150	16.916	16.065	15.438	14.848	14.385	14.014	13.708	13.478	13.304	13.170
170	16.215	15.449	14.814	14.321	13.920	13.586	13.316	13.114	12.964	12.847
200	15.344	14.700	14.154	13.754	13.403	13.120	12.899	12.728	12.599	12.500
跨 径 (m)	相 应 的 H									
16	48.368	38.084	33.695	36.894	32.288	28.645	27.788	30.553	30.553	30.553
20	37.149	32.612	34.655	30.433	26.635	24.312	23.126	23.126	25.189	25.189
25	31.747	27.869	28.210	24.773	22.493	19.955	18.981	20.177	20.177	20.177
30	27.629	27.033	23.915	21.001	18.996	20.374	19.379	19.379	19.379	19.379
35	24.394	23.436	20.733	18.207	16.597	19.708	18.746	18.746	18.746	18.746
40	21.654	20.670	19.277	16.928	14.815	18.703	17.790	17.790	17.790	17.790
45	19.573	20.023	17.714	15.556	13.614	17.543	16.687	16.687	16.687	16.687
50	18.952	18.837	16.665	14.634	18.234	16.176	15.470	15.470	15.592	15.592
60	19.295	16.938	14.985	14.166	15.911	14.115	14.318	14.318	14.358	14.358
70	17.607	15.456	14.482	12.718	14.310	14.034	13.998	13.998	13.998	13.998
80	16.068	14.105	13.158	14.955	13.545	13.025	13.589	13.589	13.589	13.589
90	14.791	13.657	15.749	13.829	13.625	13.520	13.184	13.184	13.184	13.184
100	13.632	12.833	14.598	12.819	12.736	12.821	12.908	12.808	12.908	12.908
110	13.081	12.154	13.632	13.772	13.679	12.135	12.631	12.631	12.672	12.672
120	13.216	14.504	12.831	13.045	12.980	12.321	12.419	12.457	12.457	12.457
130	12.603	13.802	13.747	12.359	12.383	12.588	12.341	12.341	12.341	12.341
140	12.067	13.171	13.075	11.769	11.826	12.207	12.184	12.219	12.219	12.219
150	14.389	12.631	12.812	12.940	12.295	11.818	12.060	12.060	12.060	12.078
170	13.271	13.116	11.864	11.922	12.450	12.133	11.872	11.892	11.892	11.892
200	13.506	12.149	12.253	11.806	12.041	11.327	11.675	11.675	11.689	11.689

$\frac{3}{8}l$ 截面 M_{\max} 及相应的 H 等代荷载表 (挂车—100)

附表 5-1(4)

$\xi_{3/8}$	0	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36
跨 径 (m)	M_{\max}									
16	157.598	140.480	127.876	119.936	112.003	110.118	107.502	105.376	103.770	102.514
20	133.686	123.407	116.111	108.832	102.576	100.160	97.092	94.661	92.825	91.389
25	119.867	112.582	105.519	98.607	92.938	89.630	86.086	83.336	81.259	79.634
30	112.357	104.390	97.044	90.234	84.735	80.870	77.062	74.139	71.942	70.232
35	105.587	97.276	89.906	83.167	77.761	73.631	69.738	66.771	64.529	62.777
40	99.322	90.864	83.661	77.014	71.646	67.433	63.570	60.638	58.423	56.690
45	93.196	84.806	77.700	71.415	66.160	61.996	58.241	55.398	53.251	51.572
50	87.714	79.428	72.545	66.519	61.512	57.405	53.755	50.997	48.915	47.286
60	78.584	70.590	64.081	58.489	53.831	49.957	46.571	44.021	42.094	40.588
70	70.681	63.184	57.158	52.031	47.734	44.118	40.993	38.643	36.869	35.481
80	64.338	57.249	51.614	46.863	42.880	39.516	36.629	34.462	32.825	31.544
90	58.821	52.195	46.960	42.570	38.878	35.742	33.068	31.061	29.545	28.360
100	54.263	48.012	43.103	39.008	35.566	32.640	30.153	28.289	26.881	25.780
110	50.244	44.375	39.786	35.970	32.754	30.013	27.691	25.951	24.637	23.610
120	46.842	41.289	36.963	33.379	30.361	27.787	25.612	23.983	22.753	21.791
130	43.799	38.559	34.487	31.121	28.282	25.856	23.811	22.280	21.123	20.219
140	41.174	36.195	32.338	29.155	26.475	24.183	22.255	20.811	19.721	18.869
150	38.795	34.074	30.423	27.415	24.878	22.705	20.881	19.515	18.484	17.678
170	34.806	30.515	27.209	24.493	22.201	20.237	18.591	17.360	16.430	15.703
200	30.155	26.382	23.485	21.115	19.114	17.399	15.966	14.894	14.085	13.452
跨 径 (m)	相 应 的 H									
16	93.919	82.442	93.613	82.205	71.943	96.980	92.249	92.249	92.249	92.249
20	85.495	95.648	84.615	74.306	94.391	83.737	79.651	79.651	79.651	79.651
25	95.658	85.122	75.305	66.131	78.636	69.762	66.356	66.356	66.356	66.356
30	85.465	75.023	66.371	58.908	66.478	58.976	56.096	56.096	56.257	56.257
35	76.712	67.341	59.575	52.315	57.416	50.937	48.449	48.449	48.449	48.449
40	69.324	60.856	53.838	47.277	50.402	44.714	42.531	42.531	42.531	42.531
45	63.095	55.387	49.000	43.029	44.851	39.789	37.846	37.846	37.846	37.846
50	57.499	50.750	44.897	39.426	40.260	35.176	33.972	33.972	33.972	33.972
60	49.196	43.186	38.206	33.550	33.507	29.725	28.273	28.273	28.273	28.273
70	42.915	37.672	33.227	29.266	28.602	25.374	24.135	24.135	24.135	24.135
80	37.905	33.274	29.437	25.850	24.980	22.161	21.079	21.079	21.079	21.079
90	34.021	29.864	26.420	22.201	22.126	19.629	18.670	18.670	18.670	18.670
100	30.775	27.015	23.900	20.988	19.884	17.640	16.778	16.778	16.778	16.778
110	28.150	24.711	21.361	19.197	18.025	15.991	15.210	15.210	15.210	15.210
120	25.884	22.722	20.102	17.652	16.505	14.642	13.927	13.927	13.927	13.927
130	23.996	21.065	18.635	16.365	15.200	13.484	12.826	12.826	12.826	12.826
140	22.327	19.599	17.339	15.225	14.103	12.511	11.900	11.900	11.900	11.900
150	20.905	18.351	16.235	14.257	13.137	11.655	11.086	11.086	11.086	11.086
170	18.517	16.255	14.381	12.628	11.566	10.261	9.760	9.760	9.760	9.760
200	15.798	13.868	12.269	10.774	9.810	8.703	8.278	8.278	8.278	8.278

拱脚 M_{\min} 及相应的 H 、 V 等代荷载表(汽车—20级)

附表 5-1(5)

ξ	0	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	-0.30	-0.35	-0.40	-0.45	-0.50
跨 径 (m)	M_{\min}									
16	57.848	50.438	46.752	45.580	42.867	40.102	37.479	35.329	33.555	32.347
20	47.382	43.756	41.357	38.807	36.198	33.635	31.270	29.277	27.790	26.731
25	41.578	37.226	34.885	32.495	30.122	27.849	25.784	24.062	22.781	23.090
30	36.371	32.169	29.994	27.818	25.693	23.682	21.871	20.450	19.458	18.710
35	32.147	28.214	26.225	24.257	22.351	20.561	19.065	18.225	17.537	20.094
40	28.711	25.073	23.255	21.471	19.573	18.147	20.593	19.807	19.194	18.744
45	25.991	22.531	20.866	19.241	21.070	20.336	19.427	18.613	18.027	17.583
50	23.547	20.439	18.910	20.865	20.219	19.283	18.302	17.637	17.138	16.755
60	19.898	17.344	20.178	19.330	18.340	17.282	16.791	16.269	15.842	15.598
70	17.566	19.514	18.644	17.654	16.645	16.268	15.771	15.335	15.032	14.798
80	19.699	18.110	17.148	16.322	16.040	15.532	15.026	14.696	14.409	14.191
90	18.523	16.767	16.176	15.902	15.396	14.815	14.511	14.147	13.883	13.679
100	17.351	16.067	15.805	15.321	14.674	14.416	14.008	13.711	13.476	23.364
110	16.246	15.737	15.284	14.667	14.359	13.985	13.627	13.383	13.232	13.114
120	15.231	15.268	14.691	14.310	14.005	13.578	13.362	13.166	13.008	12.886
130	15.649	14.731	14.255	14.034	13.602	13.404	13.151	12.956	12.802	12.690
140	15.268	14.190	14.054	13.695	13.442	13.170	12.971	12.771	12.628	12.528
150	14.824	14.058	13.777	13.316	13.268	13.005	12.774	12.609	12.482	12.384
170	14.049	13.607	13.370	13.168	12.907	12.664	12.504	12.348	12.225	12.150
200	16.607	13.199	12.889	12.749	12.527	12.328	12.175	12.062	11.969	11.899
跨 径 (m)	相 应 的 H									
16	27.358	22.788	21.014	27.271	24.325	21.990	20.544	20.876	21.771	22.714
20	21.730	26.471	23.495	21.396	18.984	17.457	16.199	16.325	17.289	18.279
25	25.169	19.969	18.099	16.304	14.697	13.410	12.889	13.098	13.968	18.206
30	19.661	16.271	14.600	13.038	11.913	10.997	10.646	12.081	12.324	12.709
35	16.428	13.376	12.185	11.025	10.162	9.292	13.159	12.488	12.568	16.722
40	14.084	11.554	10.431	9.538	8.707	8.155	14.994	14.564	14.901	15.119
45	12.314	10.162	9.270	8.397	17.225	14.582	13.333	13.730	13.814	14.001
50	10.932	9.066	8.207	17.653	14.466	12.876	11.860	13.483	13.523	13.643
60	8.921	10.273	14.828	13.055	11.445	10.331	13.389	12.875	13.528	13.642
70	10.459	13.698	11.978	10.612	15.404	13.512	12.284	12.836	12.832	12.877
80	14.409	11.372	10.080	15.387	13.293	11.713	12.970	12.312	12.333	12.416
90	12.186	9.724	15.245	13.180	11.449	13.410	12.015	11.973	11.965	12.003
100	10.503	15.093	13.082	11.418	10.006	12.160	10.986	11.711	12.415	12.448
110	9.265	13.124	11.430	10.020	12.562	10.998	11.825	12.154	12.125	12.148
120	8.274	11.522	10.122	13.048	11.286	12.778	11.446	11.864	11.864	11.896
130	13.176	10.300	13.600	11.752	10.202	11.752	12.043	11.710	11.679	11.909
140	11.783	14.135	12.241	10.616	12.353	10.801	11.421	11.520	11.697	11.714
150	10.669	12.766	11.093	9.681	11.325	11.992	11.846	11.591	11.560	11.570
170	13.835	10.667	12.770	11.039	12.021	10.577	10.967	11.355	11.326	11.611
200	10.742	17.577	10.108	11.313	11.864	11.805	11.584	11.307	11.294	11.396

续上表

ξ	0	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	-0.30	-0.35	-0.40	-0.45	-0.50
跨 径 (m)	相 应 的 V									
16	41.800	36.326	39.566	36.961	34.405	32.271	30.680	29.460	28.901	28.351
20	40.243	35.045	32.582	30.156	28.162	26.345	25.135	24.179	23.748	23.220
25	32.730	28.491	26.443	24.563	22.896	21.506	20.371	21.974	21.636	21.476
30	27.554	23.905	22.234	20.702	19.274	22.212	21.221	20.673	20.412	20.167
35	23.722	20.639	19.173	17.828	22.151	20.730	19.850	19.200	18.907	18.626
40	20.821	18.111	16.849	21.750	20.251	19.004	18.365	17.750	17.462	17.239
45	18.550	16.133	21.460	19.945	18.608	17.784	16.911	16.642	16.436	16.179
50	16.724	21.357	19.859	18.438	17.559	16.641	15.641	16.017	15.832	15.601
60	21.187	18.435	17.519	16.260	15.175	14.214	15.274	14.711	14.897	14.719
70	18.569	16.481	15.341	14.250	15.680	14.642	14.358	14.335	14.210	14.097
80	16.830	14.620	13.592	15.857	14.778	13.857	14.123	13.766	13.632	13.477
90	15.094	13.114	15.677	14.565	13.583	14.143	13.494	13.301	13.180	13.070
100	13.678	15.551	14.458	13.424	12.509	13.423	12.770	12.944	13.033	12.935
110	12.491	14.378	13.370	12.420	13.499	12.675	12.857	12.886	12.810	12.721
120	15.377	13.358	12.414	13.681	12.752	13.191	12.592	12.648	12.563	12.464
130	14.337	12.447	13.898	12.912	12.040	12.671	12.667	12.451	12.386	12.377
140	13.415	14.140	13.139	12.212	12.926	12.136	12.341	12.281	12.259	12.192
150	12.593	13.385	12.440	13.269	12.366	12.550	12.457	12.195	12.123	12.076
170	13.935	12.100	13.071	12.145	12.484	11.667	11.882	11.959	11.882	11.914
200	12.068	12.370	11.490	12.054	12.203	12.079	11.911	11.761	11.711	11.695

拱脚 M_{\min} 及相应的 H 、 V 等代荷载表(挂车—100)

附表 S-1(6)

ξ 或 $\bar{\xi}$	0	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	-0.30	-0.35	-0.40	-0.45	-0.50
跨 径 (m)	M_{\min}									
16	122.637	106.461	108.917	110.703	109.884	107.205	103.551	99.867	96.970	94.898
20	104.759	109.824	108.956	106.316	102.358	97.590	92.607	88.136	84.729	82.307
25	109.081	104.719	100.775	96.005	90.675	85.138	79.828	75.261	71.834	69.398
30	103.798	95.793	90.845	85.491	79.932	74.438	69.332	65.020	61.801	59.518
35	96.078	86.797	81.630	76.275	70.894	65.696	60.943	56.965	54.008	51.910
40	88.261	78.710	73.637	68.499	63.426	58.588	54.207	50.561	47.857	45.937
45	81.081	71.688	66.834	61.984	57.246	52.765	48.731	45.387	42.909	41.151
50	74.690	65.647	61.053	56.501	52.088	47.936	44.214	41.137	38.858	37.242
60	64.138	55.949	51.870	47.873	44.029	40.438	37.236	34.597	32.645	31.260
70	55.970	48.608	44.981	41.447	38.065	34.918	32.121	29.819	28.118	26.912
80	49.544	42.906	39.657	36.502	33.493	30.700	28.222	26.186	24.681	23.615
90	44.389	38.367	35.433	32.591	29.886	27.379	25.158	23.334	21.987	21.032
100	40.176	34.678	32.008	29.426	26.971	24.699	22.688	21.038	19.819	18.955
110	36.676	31.626	29.178	25.814	24.569	22.493	20.657	19.150	18.038	17.249
120	33.727	29.060	26.802	24.623	22.556	20.646	18.957	17.572	16.549	15.824
130	31.209	26.875	24.780	22.761	20.846	19.078	17.514	16.233	15.287	14.616
140	29.036	24.992	23.040	21.159	19.376	17.729	16.725	15.083	14.202	13.578
150	27.143	23.354	21.526	19.766	18.095	16.658	15.198	14.084	13.261	12.678
170	24.006	20.643	19.023	17.464	15.987	14.625	13.422	12.436	11.709	11.193
200	20.452	17.577	16.194	14.863	13.604	12.443	11.418	10.679	9.959	9.520

续上表

ξ_1 或 ξ	0	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	-0.30	-0.35	-0.40	-0.45	-0.50
跨 径 (m)	相 应 的 H									
16	56.694	47.354	132.955	112.737	97.846	84.836	77.513	75.323	77.215	78.265
20	146.138	112.021	95.256	82.642	73.413	64.932	59.476	58.891	61.397	63.148
25	103.164	79.280	70.392	61.047	54.214	48.820	46.205	45.644	48.177	50.135
30	77.170	61.825	54.732	48.295	42.746	39.031	37.349	37.291	29.181	41.630
35	61.774	49.190	44.268	39.636	35.541	32.777	31.156	31.372	33.586	35.461
40	52.188	41.985	37.559	33.454	30.320	28.186	26.973	27.315	29.048	30.823
45	44.236	35.957	32.551	29.296	26.756	24.689	23.483	23.914	25.796	27.458
50	38.961	31.878	28.684	26.041	23.631	21.946	20.986	21.449	22.989	24.553
60	30.920	25.602	23.128	21.031	19.327	17.929	17.289	17.769	19.131	20.508
70	25.932	21.620	19.569	17.798	16.336	15.274	14.806	15.158	16.268	17.198
80	22.324	18.708	16.957	15.568	14.262	13.300	12.854	13.211	14.225	15.252
90	19.595	16.486	14.958	13.719	12.558	11.777	11.354	11.705	12.635	13.555
100	17.460	14.735	13.380	12.262	11.295	10.566	10.224	10.506	11.364	12.229
110	15.896	13.320	12.196	11.083	10.197	9.580	9.299	9.530	10.324	11.083
120	14.462	12.153	11.126	10.176	9.348	8.762	8.486	8.718	9.422	10.168
130	13.265	11.174	10.229	9.350	8.629	8.073	7.838	8.066	8.695	9.392
140	12.346	10.340	9.466	8.697	8.013	7.484	7.251	7.466	8.073	8.701
150	11.464	9.623	8.808	8.086	7.443	6.974	6.773	6.968	7.533	8.126
170	10.094	8.496	7.772	7.124	6.572	6.163	5.962	6.151	6.644	7.160
200	8.537	7.211	6.593	6.032	5.570	5.221	5.077	5.224	5.645	6.095
跨 径 (m)	相 应 的 V									
16	87.179	75.759	120.205	112.144	104.121	98.308	93.251	90.140	88.261	87.344
20	127.429	110.138	102.858	95.611	88.629	83.321	79.414	76.590	74.797	73.615
25	105.574	91.777	85.097	79.334	73.891	69.350	65.619	63.604	62.082	60.947
30	89.849	77.862	72.380	67.352	62.906	58.975	55.788	53.999	52.939	51.628
35	77.890	67.725	62.889	58.450	54.517	51.065	48.468	46.870	45.712	44.746
40	68.547	59.589	55.420	51.595	48.077	45.004	42.684	41.243	40.352	39.467
45	61.305	53.296	49.521	46.054	42.877	40.218	38.232	36.924	35.992	35.174
50	55.338	48.104	44.742	41.581	38.773	36.346	34.526	33.327	32.571	31.816
60	46.373	40.310	37.504	34.868	32.472	30.468	28.912	27.887	27.231	26.574
70	39.849	34.635	32.225	29.969	27.927	26.177	24.819	23.970	23.439	22.861
80	34.931	30.357	28.246	26.241	24.461	22.943	21.773	21.015	20.536	20.057
80	34.931	30.357	28.246	26.241	24.461	22.943	21.773	21.015	20.536	20.057
90	31.090	27.018	25.140	23.363	21.786	20.419	19.392	18.708	18.272	17.854
100	28.010	24.340	22.648	21.053	19.616	18.394	17.458	16.857	16.456	16.055
110	25.464	22.144	20.688	19.158	17.857	16.735	15.874	15.339	14.969	14.618
120	23.359	20.311	18.885	17.560	16.371	15.350	14.569	14.071	13.744	13.400
130	21.575	18.758	17.443	16.222	15.114	14.176	13.449	12.984	12.691	12.369
140	20.032	17.426	16.205	15.061	14.036	13.169	12.499	12.064	11.787	11.498
150	18.705	16.270	15.131	14.065	13.111	12.296	11.666	11.265	11.004	10.731
170	16.508	14.356	13.352	14.415	11.569	10.848	10.300	9.941	9.712	9.476
200	14.039	12.206	11.352	10.559	9.840	9.228	8.753	8.453	8.258	8.052

汽车—20级 H_{\max} 及相应的 M_j^F 、 V 等代荷载

附表 5-1(7)

行 车 前 方 支 承 截 面												
跨径 (m)	H_{\max}	相 应 的 M_j^F										相应的 V
		1.167	1.347	1.543	1.756	1.988	2.240	2.514	2.814	3.142	3.500	
16	30.7607	554.8865	291.0115	202.4723	158.1794	131.5605	113.8450	101.1996	91.6684	84.2424	78.3064	19.0599
20	25.5944	509.2639	265.7239	184.0074	143.1274	118.5593	102.2086	90.5372	81.7400	74.8858	69.4068	15.0261
25	21.2280	335.3754	176.9648	123.8090	97.2145	81.2298	70.5899	61.0552	55.5830	51.3185	47.9083	13.2098
30	19.3833	69.7549	44.5527	33.1405	29.6759	25.8586	24.7792	22.7947	22.3787	21.1301	20.9735	15.1031
35	18.7597	135.3881	77.0186	54.9080	45.7584	40.2609	36.6030	33.9927	32.0258	29.6788	28.5412	13.7780
40	17.7897	191.1044	104.1395	74.9614	60.3658	51.5951	45.7588	40.6622	37.6438	35.2925	33.4132	12.2218
45	16.7019	224.4081	120.0550	83.1274	66.0978	55.8638	49.0532	44.1920	40.5282	37.6737	35.3922	10.9989
50	15.6915	177.8271	96.0973	68.6725	54.9528	46.7075	41.2193	37.3140	34.3600	32.0765	30.2355	14.1951
60	14.8588	112.2563	63.2906	47.5197	39.1408	34.1065	31.0909	28.6547	26.8194	25.3902	24.4531	12.1614
70	14.1633	69.5495	40.7149	31.6102	26.6380	23.9851	21.9464	20.7257	19.6045	18.9105	18.1979	12.0088
80	13.8103	83.9197	48.6702	36.8438	30.9282	27.3738	25.0087	23.3210	21.8306	20.8653	20.0940	11.0486
90	13.3500	88.9717	50.8941	38.2273	31.8080	27.9500	25.3824	23.5495	22.2108	21.1296	20.2653	12.2047
100	13.0808	71.9297	42.7010	32.6303	27.5928	24.7262	22.6857	21.2296	20.2341	19.3685	18.6770	11.3428
110	12.8381	51.2984	31.8729	25.3543	21.9198	19.9946	18.7130	17.7980	17.0236	16.4956	16.0068	11.3745
120	12.6704	61.1052	36.7341	28.5573	24.4671	22.0093	20.3739	19.2067	18.2214	17.5484	17.0106	10.6952
130	12.4747	55.1160	33.5522	26.3583	22.7307	20.5734	19.1202	18.0976	17.3151	16.7158	16.2284	12.2820
140	12.3410	53.9547	32.9951	26.1097	22.5551	20.5082	19.0719	18.1113	17.3308	16.7736	16.2827	11.0254
150	12.2208	42.7577	27.1460	22.0413	19.4873	17.9522	16.8653	16.1452	15.6022	15.1791	14.8025	11.0855
170	12.0161	42.8245	27.3030	22.0826	19.4813	17.9095	16.8711	16.1231	15.5658	15.1258	14.7797	11.6122
200	11.7966	43.3344	27.4654	22.1411	19.4777	17.8773	16.8123	16.0522	15.4795	14.9934	14.6409	10.4274

行 车 后 方 支 承 截 面

跨径 (m)	H_{\max}	相 应 的 M_j^F										相应的 V
		1.167	1.347	1.543	1.756	1.988	2.240	2.514	2.814	3.142	3.500	
16	30.7607	542.1145	284.6558	198.2681	155.0507	129.0773	111.7908	99.4510	90.1497	82.9023	77.1087	18.4401
20	25.5944	485.9415	254.0723	176.2702	137.3471	113.9541	98.3845	87.2700	78.8918	72.3635	67.1443	14.9739
25	21.2280	352.3123	185.2895	129.2449	101.2059	84.3536	73.1368	65.8703	519.7461	54.9740	51.1590	16.3902
30	19.3833	89.0034	53.9724	42.5335	36.5992	33.2864	30.8878	29.4009	28.0956	27.2864	26.4638	18.2303
35	18.7597	142.1286	80.3199	61.3713	50.5583	44.0622	39.7408	36.6577	34.3353	33.1323	31.6295	14.7934
40	17.7897	196.0376	106.5785	76.5641	61.5507	52.5294	46.5265	43.0560	39.7261	37.1324	35.0600	12.7782
45	16.7019	223.2170	119.4473	86.3945	68.5343	57.8017	50.6596	45.5622	41.7207	38.7281	36.3364	11.2233
50	15.6915	172.3836	93.4806	67.0045	52.6534	44.9186	39.7702	35.4740	32.7840	30.2108	28.5850	11.0049
60	14.8588	106.2873	60.3800	43.8907	36.4634	32.0003	28.4964	26.4561	24.9185	23.7208	22.4505	11.1719
70	14.1633	70.7757	42.0578	32.4675	27.6455	24.7668	22.8417	21.4745	20.4440	19.6419	19.0037	13.7055
80	13.8103	87.0570	50.2147	37.8540	31.6713	27.9565	25.4848	23.7211	22.5712	21.5165	20.6739	11.4514
90	13.3500	88.5485	50.7073	37.5112	31.2857	27.5444	25.0546	23.2774	21.7544	20.7318	19.9144	10.6841
100	13.0808	70.5655	41.0054	31.5266	26.7851	23.6789	21.8269	20.5052	19.3509	18.5935	17.9881	10.6572
110	12.8381	52.1961	32.3057	25.6311	22.3240	20.3102	18.9695	18.0123	17.3086	16.7441	16.3083	12.2619
120	12.6704	62.5089	37.4241	29.0078	24.7978	22.2681	20.5848	19.3835	18.5660	17.8512	17.2800	10.9715
130	12.4747	54.3332	32.8904	25.9308	22.2762	20.2187	18.7357	17.7747	16.9662	16.4113	15.9013	10.7949
140	12.3410	52.9105	32.4892	25.5430	22.1394	20.0395	18.6879	17.6855	16.9634	16.3727	15.9261	11.4032
150	12.2208	42.9699	27.5200	22.2845	19.6650	18.0904	17.0688	16.3167	15.7497	15.3078	14.9709	11.5811
170	12.0161	42.3344	26.8458	21.7869	19.1544	17.6539	16.5884	15.8851	15.3055	14.8980	14.5332	10.7408
200	11.7966	43.9322	27.7593	22.3336	19.6193	17.9883	16.9030	16.1284	15.5447	15.1249	14.7580	10.5726

附表 5-1(8)

汽车-20 级 H_{\max} 及相应的 M_1^I 、 V 等代荷载(无重车)

跨 径 (m)	H_{\max}	行 车 前 方 支 承 截 面										相应的 V
		M_1^I 的										
		1.167	1.347	1.543	1.756	1.988	2.240	2.514	2.814	3.142	3.500	
16	20.5842	359.1117	188.7258	131.5550	102.9542	85.7656	74.3259	66.1600	60.0648	55.2090	51.3752	12.6702
20	17.1251	340.4709	177.6723	123.0474	95.7203	79.2973	68.3672	60.5652	54.6845	50.1025	46.4399	9.9808
25	14.0443	292.8297	152.4073	105.2900	81.7184	67.5520	58.1235	51.3932	46.3200	42.3671	39.2071	7.9921
30	11.8612	253.7408	131.8819	90.9931	70.5373	58.2434	50.0610	44.2201	39.8173	36.3867	33.6442	6.6629
35	10.8073	-120.6085	-54.0600	-31.7266	-20.5509	-13.8321	-9.3586	-6.1636	-3.7539	-1.8750	-0.3720	11.4923
40	11.2506	-19.1255	-3.4302	1.8396	4.4785	6.0664	7.1249	7.8819	8.4538	8.9004	9.2584	9.9973
45	11.1874	46.8542	29.2419	23.3349	20.3818	18.6086	17.4297	16.5892	15.9566	15.4645	15.0718	8.8872
50	10.8733	88.4429	49.6646	36.6550	30.1481	26.2387	23.6378	21.7819	20.3838	19.2949	18.4250	7.9989
60	10.7416	-12.1476	-0.5270	3.3740	5.3270	6.5019	7.2848	7.8445	8.2672	8.5972	8.8616	9.9992
70	10.6501	51.0905	30.9189	24.1525	20.7689	18.7365	17.3849	16.4209	15.6950	15.1301	14.6791	8.5710
80	10.6228	-2.8965	3.9350	6.2283	7.3763	8.0670	8.5272	8.8562	9.1049	9.2986	9.4540	9.9996
90	10.5777	36.5626	23.6048	19.2586	17.0855	15.7805	14.9128	14.2942	13.6971	13.3496	13.0724	8.9116
100	10.5796	2.6430	6.6474	7.9916	8.6645	9.0692	9.3389	9.5318	9.6774	9.7910	9.8821	9.9998
110	10.5496	46.7888	18.6914	14.9755	14.6177	13.8024	13.2603	12.8738	12.5830	12.3568	12.1763	9.2041
120	10.5594	5.9932	8.2975	9.0711	9.4583	9.6913	9.8466	9.9576	10.0414	10.1069	10.1594	9.9999
130	10.5370	22.6354	16.6015	14.5777	13.5659	12.9584	12.5545	12.1896	11.9827	11.8217	11.6933	9.3751
140	10.5484	8.1308	9.3536	9.7642	9.9698	10.0936	10.1761	10.2351	10.2798	10.3147	10.3427	9.9999
150	10.5307	20.1068	15.3297	13.7274	12.9264	12.4454	12.1257	11.8977	11.7262	11.5927	11.4863	9.5004
170	10.5272	18.7777	14.6608	13.2800	12.5897	12.1752	11.8996	11.7031	11.5553	11.4403	11.3486	9.5840
200	10.5344	11.3021	10.9247	10.7982	10.7351	10.6973	10.6723	10.6646	10.6413	10.6310	10.6229	10.0000

续上表

跨 径 (m)	H_{max}	行 车 后 方 支 承 截 面										相应的 V
		相 应 的 M^j										
		1.167	1.347	1.543	1.756	1.988	2.240	2.514	2.814	3.142	3.500	
16	20.5842	368.6220	193.4838	134.7190	105.3212	87.6539	75.8960	67.5032	61.1773	56.2486	52.3088	12.3298
20	17.1251	327.2801	171.0795	118.6675	92.4469	76.6882	66.1999	58.7127	53.0689	48.6713	45.1556	10.0192
25	14.0443	287.4374	149.7120	103.4992	80.3799	66.4850	57.2371	50.6355	45.6592	41.7816	38.6817	8.0079
30	11.8612	251.1431	130.5833	90.1303	69.8924	57.7293	49.6339	43.8550	39.4989	36.1045	33.3910	6.6705
35	108.0732	-121.7877	-54.6433	-32.1099	-20.8342	-14.0553	-9.5418	-6.3182	-3.8870	-1.9914	-0.4749	11.3649
40	11.2506	-21.0017	-4.3668	1.2181	4.0146	5.6972	0.8186	7.6205	8.2261	8.6990	9.0780	10.0027
45	11.1874	45.7139	28.6730	22.9577	20.1004	18.3847	17.2440	16.4308	15.8188	15.3426	14.9627	8.8905
50	10.8733	87.7093	49.2987	36.4124	29.9671	26.0947	23.5184	21.6801	20.2951	19.2166	18.3549	8.0011
60	10.7416	-12.7161	-0.8120	3.1842	5.1847	6.3882	7.1901	7.7634	8.1963	8.5342	8.8050	10.0008
70	10.6501	50.7955	30.7714	24.0545	20.6956	18.6782	17.3364	16.3795	15.6599	15.0981	14.6504	8.5719
80	10.6228	-3.1382	3.8137	6.1473	7.3155	8.0183	8.4866	8.8213	9.0741	9.2714	9.4296	10.0004
90	10.5777	36.2463	23.4452	19.1515	17.0047	15.7154	14.8582	14.2469	13.7785	13.4213	13.1363	10.4217
100	10.5796	2.5188	6.5850	7.9499	8.6332	9.0441	9.3180	9.5138	9.6616	9.7770	9.8695	10.0002
110	10.5496	26.9399	18.7635	16.6210	14.6499	13.8265	13.2790	12.8887	12.5949	12.3663	12.1839	10.2504
120	10.5594	5.9211	8.2613	9.0469	9.4402	9.6767	9.8344	9.9471	10.0323	10.0987	10.1520	10.0001
130	10.5370	22.6079	16.5845	14.5642	13.5541	12.9476	12.5443	12.2763	12.0574	11.8871	11.7512	10.1634
140	10.5484	8.0854	9.3308	9.7490	19.9584	10.0844	10.1684	10.2285	10.2740	10.3095	10.3380	10.0001
150	10.5307	20.3775	15.4626	13.8141	12.9899	12.4950	12.1659	11.9313	11.7547	11.6173	11.5077	10.0996
170	10.5272	19.0106	14.7753	13.3548	12.6445	12.2180	11.9345	11.7323	11.5801	11.4618	11.3673	10.0630
200	10.5344	11.2865	10.9168	10.7930	10.7312	10.6942	10.6697	10.6523	10.6393	10.6292	10.6212	10.0000

挂车-100 H_{max} 及相应的 M_f^f 、 V 等代荷载

附表 5-1(9)

行 车 前(后) 方 支 承 截 面												
跨 径 (m)	H_{max}	相 应 的 M_f^r										相应的 V
		1.167	1.347	1.543	1.756	1.988	2.240	2.514	2.814	3.142	3.500	
16	92.2493	1133.5828	610.8833	435.5082	347.7808	295.0639	259.9836	234.9464	216.0778	201.3792	189.6318	62.5000
20	80.0011	1298.6148	685.7138	480.0660	377.1893	315.3639	274.2185	244.8492	222.7130	205.4665	191.6805	50.0000
25	67.2885	1253.9482	656.5848	456.1470	355.8741	295.6116	255.5047	226.8753	205.2957	188.4818	175.0409	40.0000
30	57.5923	1146.2148	597.9760	414.0200	321.9913	266.6827	229.8721	203.5952	183.7884	168.3554	156.0180	33.3333
35	50.1584	1035.9354	539.3754	372.7590	289.4044	239.3084	205.9668	182.1659	164.2252	150.2461	139.0707	28.5714
40	44.3423	937.2045	487.3832	336.4492	260.9399	215.5587	185.3548	163.7937	147.5412	134.8773	124.7533	25.0000
45	39.6931	851.9773	442.7118	305.3856	236.6839	195.3940	167.9129	148.2955	133.5079	121.9855	112.7740	22.2222
50	35.9032	779.0220	404.5803	278.9386	216.0823	178.3054	153.1624	135.2139	121.6844	111.1422	102.7143	20.0000
60	30.1146	662.5511	343.8520	236.9145	183.4154	151.2622	129.8620	114.5853	103.0699	94.0967	86.9233	16.6667
70	25.9137	574.8437	298.2112	205.3888	158.9513	131.0420	112.4664	99.2061	89.2103	81.4216	75.1949	14.2857
80	22.7320	506.9433	262.9177	181.0364	140.0724	115.4527	99.0666	87.3691	78.5516	71.6809	66.1881	12.5000
90	20.2414	453.0315	234.9155	161.7279	125.1133	103.1075	88.4612	78.0057	70.1243	63.9831	59.0734	11.1111
100	18.2399	409.2856	212.2046	146.0752	112.9916	93.1081	79.8742	70.4270	63.3057	57.3567	53.3205	10.0000
110	16.5969	373.1262	193.4389	133.1458	102.9820	84.8533	72.7874	64.1740	57.6811	52.6218	48.5772	9.0909
120	15.2245	342.7639	177.6857	122.2946	94.5833	77.9285	66.8435	58.9304	52.9654	48.3174	44.6016	8.3333
130	14.0610	316.9233	164.2812	113.0629	87.4392	72.0391	61.7892	54.4722	48.9566	44.6387	41.2228	7.6923
140	13.0622	294.6736	152.7411	105.1165	81.2905	66.9709	57.4402	50.6365	45.5079	41.5116	38.3168	7.1429
150	12.1957	275.3206	142.7048	98.2062	75.9442	62.5645	53.6594	47.3024	42.5104	38.7764	35.7913	6.6667
170	10.7665	243.3157	126.1093	86.7813	67.1061	55.2811	47.4107	41.7923	37.5571	34.2570	31.6188	5.8824
200	9.1561	207.1384	107.3534	73.8710	57.1203	47.0529	40.3524	35.5691	31.9634	29.1538	26.9077	5.0000

拱顶 M_{\max} 及相应的 H 影响线面积表 $\left(\frac{f}{l} = \frac{1}{6}\right)$

附表 5-2(1)

ξ_H	0	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36
m	$M_{\max}(\omega_M = \text{表值} \times l^2)$									
1.167	0.00573	0.00846	0.01183	0.01585	0.02044	0.02539	0.03041	0.03543	0.04045	0.04546
1.347	0.00591	0.00369	0.01210	0.01618	0.02081	0.02578	0.03082	0.03586	0.04089	0.04592
1.543	0.00610	0.00893	0.01240	0.01650	0.02118	0.02619	0.03124	0.03629	0.04134	0.04639
1.756	0.00629	0.00916	0.01269	0.01685	0.02157	0.02659	0.03166	0.03673	0.04180	0.04686
1.988	0.00648	0.00941	0.01298	0.01720	0.02195	0.02700	0.03209	0.03717	0.04226	0.04734
2.240	0.00669	0.00967	0.01329	0.01755	0.02235	0.02742	0.03252	0.03762	0.04272	0.04782
2.514	0.00690	0.00993	0.01361	0.01792	0.02275	0.02784	0.03296	0.03807	0.04319	0.04831
2.814	0.00712	0.01019	0.01392	0.01829	0.02315	0.02827	0.03340	0.03853	0.04366	0.04880
3.142	0.00735	0.01047	0.01425	0.01865	0.02357	0.02870	0.03385	0.03900	0.04414	0.04929
3.500	0.00757	0.01076	0.01459	0.01905	0.02398	0.02914	0.03430	0.03946	0.04463	0.04979
m	相应的 $H(\omega_H = \text{表值} \times \xi_H \times l^2/f)$									
1.167	0.06058	0.07614	0.09242	0.10818	0.12057	0.12540	0.12543	0.12543	0.12543	0.12543
1.347	0.06171	0.07735	0.09369	0.10933	0.12143	0.12548	0.12586	0.12586	0.12586	0.12586
1.543	0.06288	0.07861	0.09495	0.11051	0.12228	0.12628	0.12628	0.12628	0.12628	0.12628
1.756	0.06406	0.07986	0.09623	0.11166	0.12311	0.12670	0.12670	0.12670	0.12670	0.12670
1.988	0.06525	0.08115	0.09751	0.11280	0.12391	0.12711	0.12711	0.12711	0.12711	0.12711
2.240	0.06648	0.08241	0.09878	0.11394	0.12468	0.12752	0.12752	0.12752	0.12752	0.12752
2.514	0.06769	0.08372	0.10007	0.11506	0.12543	0.12792	0.12792	0.12792	0.12792	0.12792
2.814	0.06859	0.08500	0.10133	0.11615	0.12615	0.12831	0.12831	0.12831	0.12831	0.12831
3.142	0.07021	0.08633	0.10262	0.11726	0.12684	0.12870	0.12870	0.12870	0.12870	0.12870
3.500	0.07149	0.08764	0.10390	0.11834	0.12750	0.12908	0.12908	0.12908	0.12908	0.12908

 $\frac{3}{8}l$ 截面 M_{\max} 及相应的 H 影响线面积表 $\left(\frac{f}{l} = \frac{1}{6}\right)$

附表 5-2(2)

	0	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36
m	$M_{\max}(\omega_M = \text{表值} \times l^2)$									
1.167	0.00804	0.01068	0.01367	0.01705	0.02092	0.02534	0.03023	0.03525	0.04027	0.04528
1.347	0.00811	0.01078	0.01379	0.01720	0.02111	0.025 6	0.03047	0.03551	0.04054	0.04558
1.543	0.00820	0.01088	0.01392	0.01736	0.02129	0.02578	0.03072	0.03577	0.04082	0.04587
1.756	0.00828	0.01093	0.01405	0.01752	0.02148	0.02600	0.03097	0.03604	0.04111	0.04618
1.988	0.00837	0.01110	0.01418	0.01768	0.02168	0.02623	0.03123	0.03631	0.04140	0.04648
2.240	0.00846	0.01121	0.01432	0.01785	0.02188	0.02647	0.03149	0.03659	0.04169	0.04679
2.514	0.00856	0.01133	0.01426	0.01820	0.02209	0.02671	0.03175	0.03687	0.04198	0.04710
2.814	0.00866	0.01145	0.01461	0.01820	0.02230	0.02695	0.03202	0.03715	0.04228	0.04742
3.142	0.00876	0.01158	0.01477	0.01839	0.02252	0.02720	0.03229	0.03744	0.04259	0.04774
3.500	0.00887	0.01171	0.01492	0.01857	0.02274	0.02746	0.03257	0.03773	0.04290	0.04806
m	相应的 $H(\omega_H = \text{表值} \times \xi_H \times l^2/f)$									
1.167	0.06185	0.07031	0.07940	0.09040	0.10340	0.11723	0.12536	0.12543	0.12543	0.12543
1.347	0.06231	0.07086	0.08004	0.09113	0.10424	0.11805	0.12582	0.12586	0.12586	0.12586
1.543	0.06278	0.07143	0.08070	0.09188	0.10507	0.11887	0.12627	0.12628	0.12628	0.12628
1.756	0.06325	0.07200	0.08136	0.09264	0.1059	0.11968	0.12670	0.12670	0.12670	0.12670
1.988	0.06374	0.07258	0.08202	0.09340	0.10676	0.12049	0.12711	0.12711	0.12711	0.12711
2.240	0.06423	0.07316	0.08270	0.09418	0.10761	0.12130	0.12752	0.12752	0.12752	0.12752
2.514	0.06473	0.07376	0.08339	0.09496	0.10846	0.12209	0.12792	0.12792	0.12792	0.12792
2.814	0.06525	0.07437	0.08408	0.09575	0.10933	0.12288	0.12831	0.12831	0.12831	0.12831
3.142	0.06578	0.07498	0.08479	0.09655	0.11019	0.12366	0.12870	0.12870	0.12870	0.12870
3.500	0.06631	0.07560	0.08550	0.09735	0.11107	0.12443	0.12908	0.12908	0.12908	0.12908

拱脚 M_{\min} 及相应的 H 影响线面积表 $\left(\frac{f}{l} = \frac{1}{6}\right)$

附表 5-2(3)

ξ_l	0	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	-0.30	-0.35	-0.40	-0.45	-0.50
m	$M_{\min}(\omega_H = \text{表值} \times l^2)$									
1.67	-0.01636	-0.02105	-0.02411	-0.02778	-0.03217	-0.03733	-0.04320	-0.04944	-0.05571	-0.06198
1.347	-0.01607	-0.02071	-0.02373	-0.02735	-0.03169	-0.03680	-0.04263	-0.04887	-0.05516	-0.06146
1.543	-0.01579	-0.02036	-0.02335	-0.02693	-0.03121	-0.03627	-0.04206	-0.04830	-0.05462	-0.06093
1.756	-0.01550	-0.02002	-0.02297	-0.02651	-0.03074	-0.03575	-0.04150	-0.04773	-0.05406	-0.06040
1.988	-0.01522	-0.01968	-0.02259	-0.02609	-0.03028	-0.03523	-0.04093	-0.04715	-0.05351	-0.05986
2.240	-0.01494	-0.01935	-0.02222	-0.02567	-0.02981	-0.03471	-0.04037	-0.04658	-0.05295	-0.05933
2.514	-0.01467	-0.01901	-0.02185	-0.02526	-0.02935	-0.03420	-0.03981	-0.04600	-0.05239	-0.05879
2.814	-0.01439	-0.01868	-0.02148	-0.02486	-0.02890	-0.03370	-0.03926	-0.04542	-0.05183	-0.05824
3.142	-0.01412	-0.01835	-0.02112	-0.02445	-0.02845	-0.03319	-0.03871	-0.04484	-0.05126	-0.05769
3.500	-0.01385	-0.01803	-0.02076	-0.02405	-0.02800	-0.03270	-0.03816	-0.04427	-0.05069	-0.05714
m	相应的 $H(\omega_H = \text{表值} \times \xi_H \times l^2 / f)$									
1.167	0.03926	0.05578	0.06691	0.08023	0.09544	0.11095	0.12263	0.12544	0.12544	0.12544
1.347	0.03874	0.05509	0.06609	0.07928	0.09439	0.10996	0.12220	0.12586	0.12586	0.12586
1.543	0.03824	0.05440	0.06529	0.07834	0.09334	0.10895	0.12168	0.12628	0.12629	0.12629
1.756	0.03773	0.05372	0.06449	0.07741	0.09230	0.10793	0.12110	0.12663	0.12670	0.12670
1.988	0.03723	0.05305	0.06370	0.07650	0.09127	0.10690	0.12044	0.12689	0.12712	0.12712
2.240	0.03673	0.05238	0.06292	0.07559	0.09024	0.10587	0.11972	0.12704	0.12752	0.12752
2.514	0.03624	0.05172	0.06215	0.07469	0.08923	0.10484	0.11898	0.12709	0.12792	0.12792
2.814	0.03574	0.05107	0.06139	0.07381	0.08823	0.10380	0.11817	0.12704	0.12832	0.12832
3.142	0.03526	0.05042	0.06064	0.07294	0.08723	0.10277	0.11734	0.12688	0.12870	0.12870
3.500	0.03477	0.04978	0.05989	0.07207	0.08625	0.10173	0.11647	0.12664	0.12908	0.12908
m	相应的 $V(\omega_V = \text{表值} \times l)$									
1.167	0.34528	0.38946	0.41387	0.43905	0.46350	0.48439	0.49738	0.50000	0.50000	0.50000
1.347	0.34312	0.38726	0.41187	0.43690	0.46148	0.48274	0.49655	0.50000	0.50000	0.50000
1.543	0.34095	0.38508	0.40949	0.43474	0.45945	0.48106	0.49563	0.49999	0.50000	0.50000
1.756	0.33877	0.38288	0.40731	0.43259	0.45742	0.47935	0.49463	0.49994	0.50000	0.50000
1.988	0.33660	0.38069	0.40511	0.43045	0.45539	0.47760	0.49365	0.49981	0.50000	0.50000
2.240	0.33442	0.37851	0.40294	0.42830	0.45335	0.47586	0.49241	0.49960	0.50000	0.50000
2.514	0.33224	0.37632	0.40077	0.42617	0.45132	0.47409	0.49122	0.49930	0.50000	0.50000
2.814	0.33005	0.37414	0.39860	0.42403	0.44929	0.47231	0.48996	0.49892	0.50000	0.50000
3.142	0.32786	0.37195	0.39643	0.42191	0.44724	0.47050	0.48867	0.49845	0.50000	0.50000
3.500	0.32567	0.36977	0.39426	0.41978	0.44522	0.46870	0.48732	0.49789	0.50000	0.50000

H_{\max} 及相应的 M_j^T 影响线面积表

附表 5-2(4)

m	1.167	1.347	1.543	1.756	1.988	2.240	2.514	2.814	3.142	3.500
项目 f/l	$H_{\max}(\omega_H = \text{表值} \times \xi_H \times l^2/f)$									
$\frac{1}{2}$	0.12530	0.12588	0.12585	0.12611	0.12636	0.12659	0.12680	0.12701	0.12719	0.12737
$\frac{1}{3}$	0.12536	0.12571	0.12605	0.12638	0.12670	0.12701	0.12731	0.12759	0.12787	0.12813
$\frac{1}{4}$	0.12540	0.12579	0.12617	0.12654	0.12691	0.12726	0.12761	0.12794	0.12827	0.12858
$\frac{1}{5}$	0.12542	0.12583	0.12624	0.12664	0.12703	0.12742	0.12780	0.12817	0.12853	0.12888
$\frac{1}{6}$	0.12544	0.12586	0.12629	0.12670	0.12712	0.12752	0.12792	0.12832	0.12870	0.12908
$\frac{1}{7}$	0.12545	0.12588	0.12632	0.12675	0.12718	0.12760	0.12801	0.12842	0.12883	0.12922
$\frac{1}{8}$	0.12545	0.12590	0.12634	0.12678	0.12722	0.12765	0.12807	0.12850	0.12891	0.12933
$\frac{1}{9}$	0.12546	0.12591	0.12636	0.12680	0.12725	0.12769	0.12812	0.12855	0.12898	0.12940
$\frac{1}{10}$	0.12546	0.12592	0.12637	0.12682	0.12727	0.12771	0.12815	0.12859	0.12903	0.12946
$\frac{1}{12}$	0.12547	0.12593	0.12639	0.12684	0.12730	0.12775	0.12820	0.12865	0.12910	0.12954
项目 f/l	相应的 $M_j^T(\omega_M = \text{表值} \times l^2)$									
$\frac{1}{2}$	0.00067	0.00132	0.00198	0.00263	0.00327	0.00391	0.00454	0.00517	0.00579	0.00641
$\frac{1}{3}$	0.00070	0.00139	0.00208	0.00276	0.00345	0.00413	0.00480	0.00547	0.00614	0.00680
$\frac{1}{4}$	0.00072	0.00143	0.00214	0.00285	0.00356	0.00427	0.00497	0.00568	0.00638	0.00707
$\frac{1}{5}$	0.00073	0.00146	0.00218	0.00291	0.00364	0.00437	0.00509	0.00582	0.00654	0.00726
$\frac{1}{6}$	0.00074	0.00147	0.00221	0.00295	0.00370	0.00444	0.00517	0.00592	0.00666	0.00740
$\frac{1}{7}$	0.00075	0.00149	0.00223	0.00298	0.00373	0.00448	0.00523	0.00599	0.00674	0.00750
$\frac{1}{8}$	0.00075	0.00150	0.00225	0.00300	0.00376	0.00452	0.00528	0.00604	0.00681	0.00757
$\frac{1}{9}$	0.00075	0.00150	0.00226	0.00302	0.00378	0.00455	0.00531	0.00608	0.00685	0.00762
$\frac{1}{10}$	0.00076	0.00151	0.00227	0.00303	0.00380	0.00457	0.00533	0.00611	0.00689	0.00767
$\frac{1}{12}$	0.00076	0.00152	0.00228	0.00305	0.00382	0.00459	0.00537	0.00615	0.00694	0.00772

参 考 文 献

- [1] 顾懋清、石绍甫.公路桥涵设计手册—拱桥(上册).北京:人民交通出版社,1997.
- [2] 顾安邦、孙国柱.公路桥涵设计手册—拱桥(下册).北京:人民交通出版社,.1997.
- [3] 中华人民共和国交通部部标准.公路桥涵设计规范(合订本).北京:人民交通出版社.
- [4] 交通部科学研究院等.公路双曲拱桥.北京:人民交通出版社,1980.
- [5] 姚玲森主编.桥梁工程.北京:人民交通出版社,1985.
- [6] 王国鼎.拱桥连拱计算(第二版).北京:人民交通出版社,1998.
- [7] 王国鼎.拱桥等代荷载.北京:人民交通出版社,1988.
- [8] 交通部第二公路勘察设计院.公路标准车辆等代荷载.北京:人民交通出版社,1981.
- [9] 王国鼎、王昌武.拱桥计算截面的合理选定.中国公路学会桥梁和结构工程学会 1996 年桥梁学术讨论会论文集.人民交通出版社,1996.
- [10] 蔡绍怀编著.钢管混凝土结构的计算与应用.北京:中国建筑工业出版社,1989.
- [11] 中国工程建设标准化协会标准.钢管混凝土结构设计与施工规程.北京:中国计划出版社,1992.
- [12] 李国豪主编.桥梁结构的稳定与振动.北京:中国铁道出版社,1996.
- [13] 《公路桥梁抗风设计指南》编写组.公路桥梁抗风设计指南.北京:人民交通出版社,1996.
- [14] 毛瑞祥、程翔云主编.公路桥涵设计手册—基本资料.北京:人民交通出版社,1993.
- [15] 中华人民共和国国家标准.钢结构设计规范.北京:中国计划出版社,1989.

