

Qiaoliang Jisuan Shiliji

桥梁计算示例集

吊 桥

徐君兰 主编
姚玲森 主审

人 民 交 通 出 版 社

前 言

《桥梁计算示例集——吊桥》主要是为配合《桥梁工程》课程的教学，根据1985年交通部新颁发的公路桥涵设计规范而编写的。

本书包括吊桥方面的三个计算示例。

例一为柔性吊桥计算示例。以中跨93m钢桥面的柔性吊桥为对象，重点介绍了钢正交异性桥面板的计算、主索和边索的计算、抗风索的计算、吊杆和索夹的计算。对于与其它示例雷同部分未作介绍。

例二为刚性吊桥计算示例(一)。以中跨130m简支加劲桁梁吊桥为对象，较全面地介绍加劲桁梁的横联、纵联的计算、悬索和加劲桁梁的计算(对加劲桁梁的计算，除了采用弹性理论方法外，还补充了挠度理论方法)、吊杆和索夹及索头的计算、索鞍和支座的计算、桥塔和锚碇的计算等。

例三为刚性吊桥计算示例(二)。以200m+700m+200m连续加劲箱梁吊桥为对象，重点介绍按挠度理论方法计算三跨连续加劲梁吊桥的主索和加劲梁内力，以及强度的验算、加劲梁挠度的计算、自振频率的计算等。

为了使读者能完全掌握“示例”中的计算公式和计算方法，本书对某些计算公式作了必要说明。

全书由重庆交通学院徐君兰主编，同济大学姚玲森教授主审。

在本书编写过程中，得到了四川省交通厅公路规划勘察设计院张忠诚高级工程师和原交通部第一公路勘察设计院郭开万高级工程师等的帮助，在此一并致以深切的谢意。

由于编者水平有限，缺点错误在所难免，热忱欢迎读者和同行专家批评指正。

徐 君 兰

1990年7月

(京)新登字091号

内 容 提 要

本书为《桥梁工程》的配套教材，全书由三个比较典型的计算示例组成。示例包括：柔性吊桥计算示例，刚性吊桥计算示例(一)(简支加劲桁梁吊桥)，刚性吊桥计算示例(二)(连续加劲箱梁吊桥)。全书叙述清楚、突出重点、计算详尽，可供吊桥设计时借鉴。

本书是桥梁工程专业钢桥教学的参考书，也可供从事桥梁设计与施工的技术人员使用。

桥梁计算示例集

吊 桥

徐君兰 主编

姚玲森 主审

插图设计：汪 萍 正文设计：周 元 责任校对：尹 静

人民交通出版社出版

(100013 北京和平里东街10号)

新华书店北京发行所发行

各地新华书店经销

人民交通出版社印刷厂印刷

开本：787×1092 $\frac{1}{16}$ 印张：8.75 插页：1 字数：211千

1991年12月 第1版

1991年12月 第1版 第1次印刷

印数：0001—4550册 定价：2.70元

ISBN 7-114-01161-X

U·00762

目 录

例一 柔性吊桥计算示例 (跨径 93m)	1
一、设计资料、主要材料和尺寸	1
二、桥面系的计算	2
三、主索和边索的计算	12
四、柔性吊桥的挠度验算	14
五、抗风索的计算	18
六、吊杆、索夹计算	21
例二 刚性吊桥计算示例(一) (跨径13.0m + 130.0m + 13.0m, 简支加劲桁梁吊桥)	25
一、设计资料、主要材料和尺寸	25
二、桥面系计算	26
三、悬索及加劲桁梁的计算	39
四、桥塔计算	80
五、锚碇计算	104
例三 刚性吊桥计算示例(二) (跨径200m + 700m + 200m, 设边吊杆的连续加劲箱梁吊桥)	107
一、设计资料	107
二、桥面系计算	108
三、悬索及加劲梁计算	108
四、加劲梁挠度计算 (跨中挠度)	126
五、自振频率的计算	129
主要参考文献	134

例一 柔性吊桥计算示例(跨径93m)

- 一、设计资料、主要材料和尺寸
- 二、桥面系的计算
- 三、主索和边索的计算
- 四、柔性吊桥的挠度验算
- 五、抗风索的计算
- 六、吊杆、索夹计算

一、设计资料、主要材料和尺寸

- 1.设计荷载: 汽-15, 挂-80;
- 2.桥面净宽: 净-4.5m + 2 × 0.15m;
- 3.风 力: 九级, 风压强度 0.59kN/m^2 ;
- 4.温度变化: 当地最高温度 + 40℃;
当地最低温度 - 3℃;
安装温度 25℃;
- 5.规 范: 交通部标准《公路桥涵设计通用规范》(JTJ021—89), 人民交通出版社, 1989年;
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》(JTJ023—85), 人民交通出版社, 1985年;
交通部标准《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ025—86), 人民交通出版社, 1986年。
- 6.主要材料: 主索采用 GB362—64 标准的 7 × 19 钢丝绳;
抗风索采用 GB359—64 的有机物芯 6 × 37 + 1 钢丝绳;
钢桥面采用 16Mn 钢板和型钢, 吊杆、索夹等采用 A₃ 号钢, U 形环采用 45 号钢;
桥面铺装采用 0.06m 沥青混凝土。
- 7.桥型布置见图1-1

主跨: $l = 93\text{m}$, 矢高 7.75m, $\frac{f}{l} = \frac{1}{12}$;

吊杆间距: 3.5m;

边跨斜度: 2 : 1 (平距比垂距);

主索中距: 5.5m;

抗风索: 计算跨径 93m;

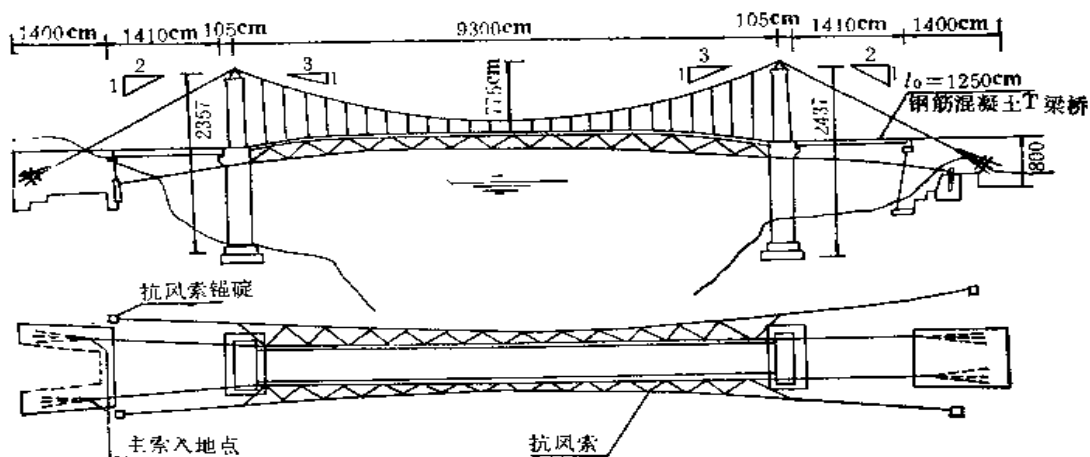


图 1-1

$$\text{矢跨比 } \frac{f_1}{l_1} = \frac{1}{30},$$

水平夹角 30° 。

桥塔高度：左岸桥塔24.57m（包括基础）

右岸桥塔24.37m（包括基础）。

二、桥面系的计算

1. 计算资料

桥面系采用工字型钢横梁，槽型钢纵梁，上加钢板组成的钢桥面。

横梁间距3.5m，采用 I45。

纵梁间距0.35m，采用 [20。

桥面钢板厚 0.01m，上加 0.06m 沥青混凝土铺装。

2. 桥面系横截面布置见图1-2

纵梁共 14 个，14[20；横梁全桥共25个，25I45；栏杆和缘石共宽 0.4m。

纵梁计算跨径为3.5m 的多跨连续梁。

横梁计算跨径为5.5m 的简支梁。

3. 桥面系纵、横梁内力计算

纵梁内力计算

假定钢桥面板宽度为5.5m 的简支无限长板，纵、横梁构造如图 1-3，采用《钢桥》Pelikan—Esslinger 法计算。即第一阶段把纵梁作为以横梁为刚性支承的多跨连续梁，第二阶段考虑横梁的弹性变形对多跨连续纵梁内力进行修正。

a. 截面几何特征值的计算

① 桥面系计算均参照《日》小西一郎编著《钢桥》——编注。

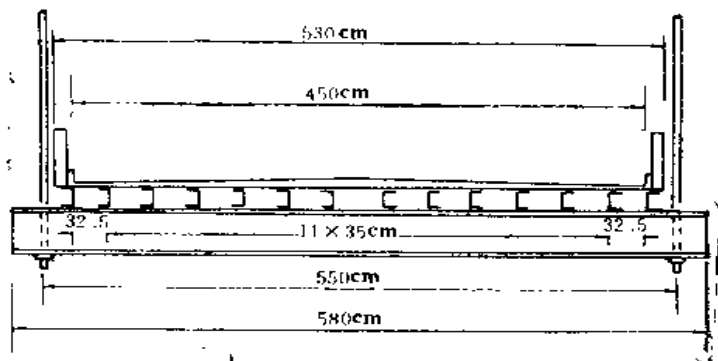


图 1-2

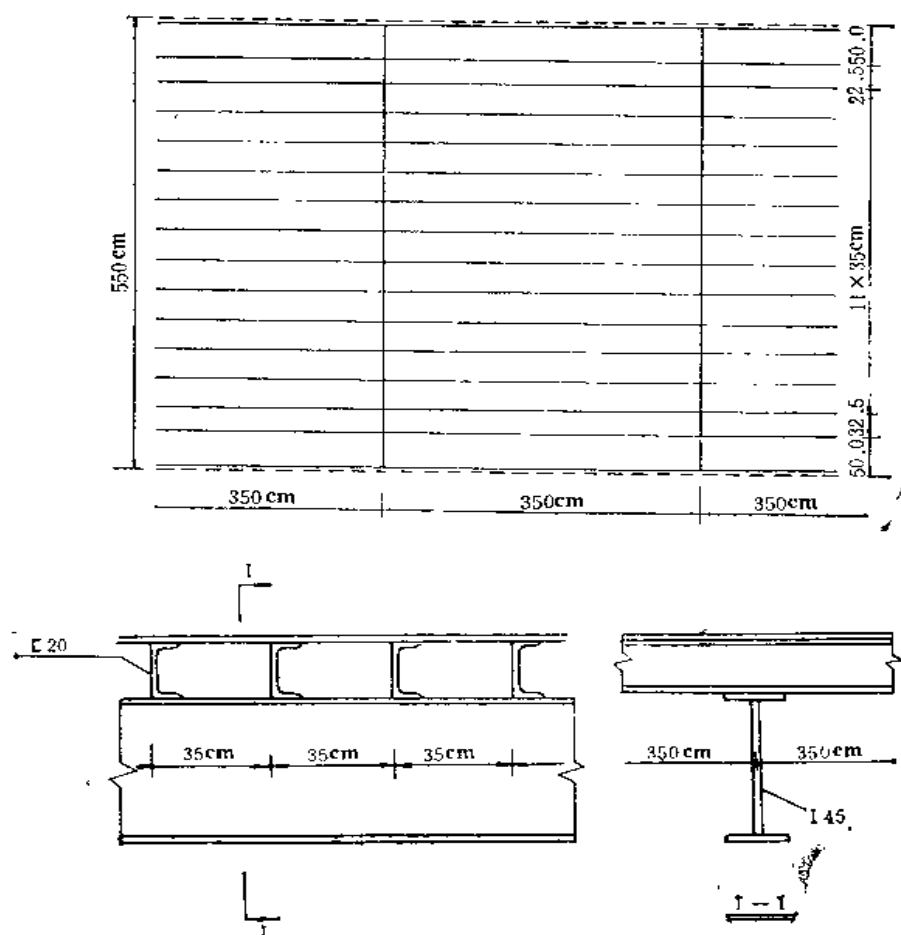


图 1-3

(a) 第一阶段计算时纵梁有效宽度

考虑到车轮承受处桥面板要与纵肋共同工作，应计算纵肋的有效宽度，而纵肋的有效宽度与纵肋间距和纵肋的有效跨径有关。也就是在计算有效宽度前，应确定纵肋有效跨径。纵肋的有效跨径 t_1 ，在第一阶段中，认为纵肋是支承在横肋上的刚性支承连续梁，这样假设的情况下的有效跨径，可取正弯矩部分的平均长度，其值一般为 0.7 倍纵肋跨长，即 $t_1 = 0.7t$ 。

由纵肋跨径 $t = 3.5\text{m}$ （横肋间距）， $t_1 = 0.7 \times 3.5\text{m} = 2.45\text{m}$ ，汽-15 的后轮荷载着地宽度 $2g = 0.5\text{m}$ ，根据 $2g/a = 0.5/0.35 = 1.428$ 在《钢桥》图 1.32(b) 的曲线上查得

$$a_0' = \left(\frac{a_0''}{a} \right) a = 1.7 \times 0.35 = 0.595\text{m}$$

又由 $\frac{a_0'}{t_1} = \frac{0.595}{2.45} = 0.243$ 查《钢桥》图 1.33 得

$$\frac{a_0'}{a_0''} = 0.91, \quad a_0' = \left(\frac{a_0'}{a_0''} \right) a_0'' = 0.91 \times 0.595 = 0.54\text{m}$$

由此可求出图 1-4a) 所示相应于第一阶段的纵梁截面几何特征值。

(b) 第二阶段计算时纵梁有效宽度

在计算第二阶段横肋变形影响时，纵肋有效跨径往往很大，故可近似采用 $t_1 = \infty$ ；纵肋

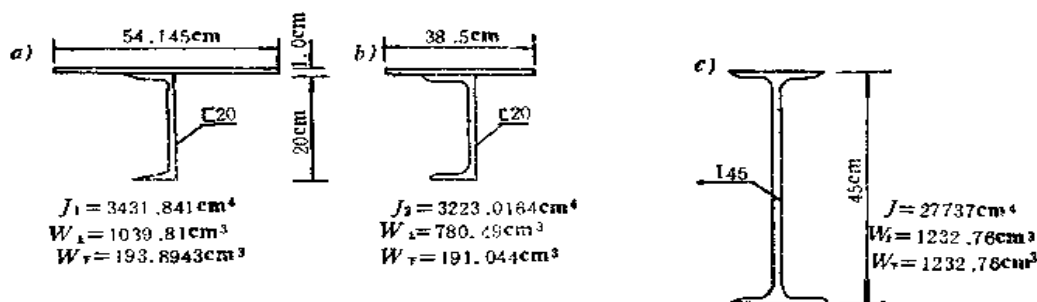


图 1-4

有效间距近似等于纵肋间距, $a^* = a = 0.35\text{m}$, 由此

$$\frac{a^*}{t_1} = 0 \quad \text{查《钢桥》图1.33得} \quad \frac{a'_0}{a^*} = 1.099$$

得纵肋在计算第二阶段时的有效宽度为

$$a'_0 = \frac{a'_0}{a^*} a^* = 1.099 \times 0.35 = 0.385\text{m}$$

由上面的有效宽度, 可求出图1-4b)所示相应于第二阶段纵梁的截面几何特征值。

(c)横梁桥面钢板有效宽度

按纵、横梁重叠的构造处理(图1-3), 横梁翼缘有效宽度为工字钢的翼缘宽, 其截面几何特征值列于图1-4c)。用于第二阶段计算中的相关刚度系数 γ , 可根据《钢桥》公式(1.113b)计算得

$$\gamma = - \frac{b^4 J_{\text{纵}}}{a t^3 \pi^4 J_{\text{横}}} = \frac{550^4 \times 3223.0164}{35 \times 350^3 \times 97.4 \times 27737} = 0.0727$$

b. 第一阶段的计算

(a) 作用于纵梁上的荷载计算

作用于纵梁上的活载

汽-15加重车作用下, 冲击系数 $\mu = 0.3$

$$\text{前轮} \quad P = \frac{70}{2} \times 1.3 = 45.5\text{kN}, \quad \frac{2g}{a} = \frac{0.25}{0.35} = 0.7143$$

从《钢桥》图1.32查得 $A_0 = 0.94 \times 45.5\text{kN} = 42.77\text{kN}$

$$\text{后轮} \quad P = \frac{130}{2} \times 1.3 = 84.5\text{kN}, \quad \frac{2g}{a} = \frac{0.5}{0.35} = 1.4286$$

从《钢桥》图1.32查得 $A_0 = 0.72 \times 84.5 = 60.84\text{kN}$

作用于纵梁上的恒载

纵梁重力: $g_1 = 17.94\text{kg/m} = 0.1794\text{kN/m}$ [见《桥涵基本资料》上册(人民交通出版社, 1976年)表2-99]。

钢板重力: $g_2 = 0.54 \times 0.01 \times 78.5 = 0.4239\text{kN/m}$

(截面几何特性按有效宽度计算, 重力同样按有效板宽度0.54m计算)

沥青铺装: $g_3 = 0.35 \times 0.06 \times 23 = 0.483\text{kN/m}$,

$$\Sigma g = 1.0863\text{kN/m}。$$

(b) 纵梁跨中弯矩计算

如图1-5布置活载，纵梁跨中弯矩根据《钢桥》公式(1.39d)计算， $c = 10\text{cm}$ ， $t = 350$ cm。

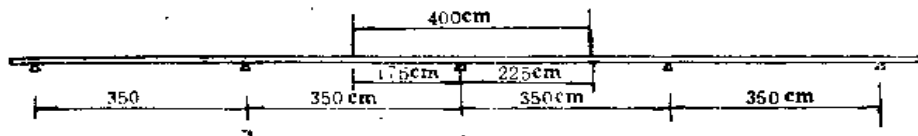


图 1-5

$$\begin{aligned} M_m^{\text{后轮}} &= A_0 t \left[0.1708 - 0.25 \left(\frac{C}{t} \right) + 0.1057 \left(\frac{C}{t} \right)^2 \right] \\ &= 60.84 \times 3.5 \left[0.1708 - 0.25 \left(\frac{10}{350} \right) + 0.1057 \left(\frac{10}{350} \right)^2 \right] \\ &= 34.87 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

同样根据《钢桥》公式(1.39c)计算 $m = 0$ ， $y = 225\text{cm}$

$$\begin{aligned} M_m^{\text{前轮}} &= A_0 t (-0.2679)^m \left[-0.183 \left(\frac{y}{t} \right) + 0.317 \left(\frac{y}{t} \right)^2 \right. \\ &\quad \left. - 0.134 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right] \\ &= 42.77 \times 3.5 \left[-0.183 \left(\frac{225}{350} \right) + 0.317 \left(\frac{225}{350} \right)^2 \right. \\ &\quad \left. - 0.134 \left(\frac{225}{350} \right)^3 \right] \\ &= -3.328857 \text{ kN} \cdot \text{m} = -3.33 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

式中： y ——荷载作用点与左支点的距离；

m ——是加载节间编号中数值较小的那个编号。

活载作用下纵梁跨中弯矩

$$M_{mp} = 34.87 - 3.33 = 31.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

恒载作用下纵梁跨中弯矩

$$M_{mg} = \frac{gt^2}{24} = \frac{1.0863 \times 3.5^2}{24} = 0.555 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(c) 纵梁支点弯矩计算

纵梁支点0的弯矩，按最不利布置时，如图1-6对称0点布置。根据《钢桥》公式(1.38a)计算支点0的弯矩 ($y = 150\text{cm}$ ， $t = 350\text{cm}$)。

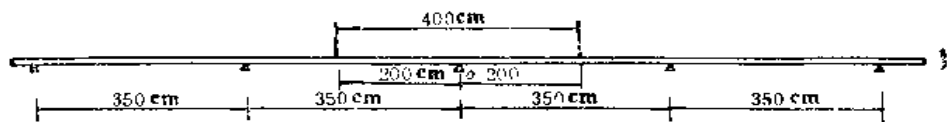


图 1-6

$$M_m^{\text{后轮}} = A_0 t \left[-0.5 \left(\frac{y}{t} \right) + 0.866 \left(\frac{y}{t} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right]$$

$$= 60.84 \times 3.5 \left[-0.5 \left(\frac{150}{350} \right) + 0.866 \left(\frac{150}{350} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{150}{350} \right)^3 \right]$$

$$= -15.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

同样根据《钢桥》公式(1.38b)计算 $y = 200 \text{ cm}$, $t = 350 \text{ cm}$

$$M_{\text{前轮}} = A_0 t (-0.2679)^m \left[-0.5 \left(\frac{y}{t} \right) + 0.866 \left(\frac{y}{t} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right]$$

$$= 42.77 \times 3.5 (-0.2679) \left[-0.5 \left(\frac{200}{350} \right) + 0.866 \right.$$

$$\left. \times \left(\frac{200}{350} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{200}{350} \right)^3 \right]$$

$$= -10.6628 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

活载作用下纵梁支点弯矩

$$M_{op} = -15.168 + (-10.6628)$$

$$= -25.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

恒载作用下纵梁支点弯矩

$$M_{og} = -\frac{gt^2}{12} = -\frac{1.0863 \times 3.5^2}{12} = -1.1089 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(d) 横梁内力计算

将后轮布置在所计算横梁处, 如图1-7a)得横梁最大反力, 按《钢桥》公式(1.40b)计算前轮对所计算横梁反力($y = 50 \text{ cm}$, $t = 350 \text{ cm}$)。

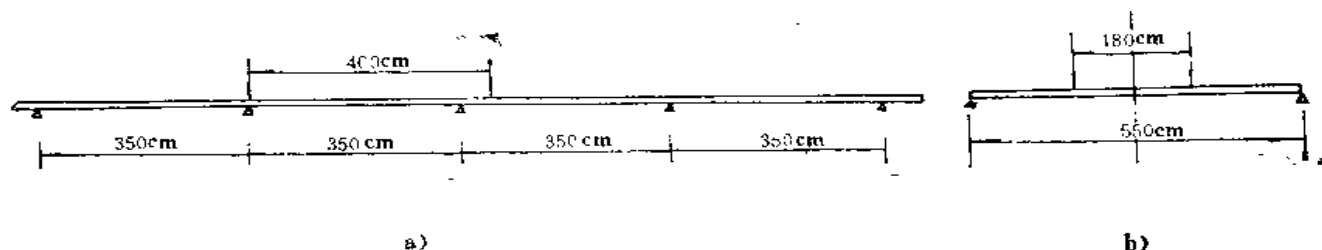


图 1-7

$$A_0 = P_{\text{后轮}} + P_{\text{前轮}} \left[-0.8038 \left(\frac{y}{t} \right) + 1.3923 \left(\frac{y}{t} \right)^2 - 0.5885 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right] (-0.2679)^{m-1}$$

$$= 84.5 + 45.5 \left[-0.8038 \left(\frac{50}{350} \right) + 1.3923 \left(\frac{50}{350} \right)^2 - 0.5885 \left(\frac{50}{350} \right)^3 \right] (-0.2679)^{1-1}$$

$$= 80.49 \text{ kN}$$

横梁跨中弯矩

活载作用下横梁跨中弯矩, 按对称布置为最不利, 如图1-7b)。

$$\begin{aligned}
 M_p &= A_0 \frac{l}{2} - A_0 \times 0.9 \\
 &= 80.49(2.75 - 0.9) \\
 &= 148.91 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

恒载作用下横梁跨中弯矩 ($l = 5.5\text{m}$)

工字钢横梁重力: $g_1 = 0.6547 \text{ kN/m}$ (据《桥涵基本资料》下册表2-100查得)

桥面铺装: $g_2 = \frac{5.0 \times 3.5 \times 0.06 \times 23}{5.5} = 4.391 \text{ kN/m}$

钢桥面板: $g_3 = \frac{5.0 \times 3.5 \times 0.01 \times 78.5}{5.5} = 2.498 \text{ kN/m}$

纵梁重量 (横桥共14根): $g_4 = \frac{0.1794 \times 3.5 \times 14}{5.5} = 1.598 \text{ kN/m}$

$$\sum g = 8.4869 \text{ kN/m}$$

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{8.4869 \times 5.5^2}{8} = 32.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

c. 第二阶段的计算 (考虑横梁的弹性变形的修正)

根据前面求得的相关刚度系数 $\gamma = 0.0727$, 从《钢桥》图1.58~图1.60求出等跨弹性支承上的无限长连续梁的跨中弯矩、支点弯矩和支点反力影响线纵距 η_m 、 η_s 、 δ_s 等值列于表1-1。

表1-1

支 点 编 号	0	1	2	3	4
η_m/t	0.036	-0.033	0.07	0.001	0.00
η_s/t	0.123	-0.05	-0.013	0.003	0.003
δ_s	0.65	0.205	-0.002	-0.002	

(a) 纵梁弯矩修正值计算

首先假定横梁为刚性支承, 按图1-5和图1-6布载情况下各支点反力, 根据《钢桥》公式(1.40)进行计算:

当荷载作用在所求支点节间时

$$\frac{K_m}{P} = 1 - 2.1962 \left(\frac{y}{l} \right)^2 + 1.1962 \left(\frac{y}{l} \right)^3$$

当荷载作用在其他节间时

$$\frac{K_m}{P} = (-0.2679)^{m-1} \left[0.8038 \left(\frac{y}{l} \right) + 1.3923 \left(\frac{y}{l} \right)^2 - 0.5885 \left(\frac{y}{l} \right)^3 \right]$$

纵梁跨中弯矩修正值

按图1-5荷载作用于节间中时各支点反力值(列于表1-2)计算纵梁跨中弯矩修正值。

计算横梁挠曲影响时, 为了求出作用于纵梁上的计算荷载, 应把作用于桥面的荷载按富里哀级数展开成正弦分布荷载(取 $n = 1$)。

只有一辆车时, 按《钢桥》公式(1.34)计算

对于图1-5荷载位置的支点反力

表1-2

支 点 m		0	1	2	3	4	5	6	7
K_m/P	后 轮	0.6015	-0.1274	0.03413	-0.00914	0.00245	-0.000636	0.0002	0
	前 轮	-0.41016	0.7744	-0.13629	0.036512	-0.00978	0.00262	-0.0007	0.0002
	合 计	0.19134	0.647	-0.10216	0.0274	-0.00733	0.001964	-0.0005	0.0002
支 点 m		0	1	2	3	4	5	6	7
K_m/P	后 轮	0.6015	-0.1274	0.03413	-0.00914	0.00245	-0.000636	0.0002	0
	前 轮	-0.09768	0.026169	-0.007011	0.00188	-0.0005	0.0001	0	0
	合 计	0.5038	-0.10123	0.027119	-0.00726	0.00195	-0.00056	0.0002	0

$$-\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{4}{\pi} \cos \frac{\pi Z}{b} \sin \frac{\pi g}{b} \left(1 + \cos \frac{\pi Z}{b} \right)$$

将 $Z = 90\text{cm}$, $g = 25\text{cm}$, $b = 550\text{cm}$ 代入上式得:

$$\begin{aligned}
 -\frac{Q_{1x}}{Q_0} &= \frac{4}{\pi} \cos \frac{\pi \times 90}{550} \sin \frac{\pi 25}{550} \left(1 + \cos \frac{\pi 90}{550} \right) \\
 &= \frac{4}{\pi} 0.870746077 \times 0.142314838 \times (1 + 0.870746077) \\
 &= 0.295166231
 \end{aligned}$$

纵梁跨中弯矩修正值按《钢桥》公式(1.116a)计算(见表1-3),

 $\sum \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_m}{t}$ 的计算

表1-3

支 点 m	0	1	2	3	4	5	6	7
K_m/P	0.19134	0.647	-0.10216	0.0274	-0.00733	0.001964	-0.0005	0.0002
$\bar{\eta}_m/t$	0.036	-0.033	0.007	0.001	0	0	0	0
$(\frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_m}{t})$	0.0069	-0.0214	-0.00072	0.000027	0	0	0	0
支 点 m	0	1	2	3	4	5	6	7
K_m/P	0.5038	-0.10123	0.02712	-0.00726	0.00195	-0.00056	0.0002	0
$\bar{\eta}_m/t$	0.036	-0.033	0.007	0.001	0	0	0	0
$(\frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_m}{t})$	0.01814	0.00334	0.00019	-0.000007	0	0	0	0

$$\sum \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_m}{t} = 0.0064704, \quad Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{65 \times 1.3}{0.5} = 169\text{kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta M_m &= Q_0 t a \frac{Q_{1x}}{Q_0} \sum \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_m}{t} \\
 &= 169 \times 3.5 \times 0.35 \times 0.295166231 \times 0.0064704
 \end{aligned}$$

$$= 0.395385 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

纵梁支点弯矩修正值

纵梁支点弯矩修正值同纵梁跨中弯矩修正值一样计算。首先按图1-6对称于所求支点布载，然后求出各支点反力。计算公式同样采用《钢桥》公式(1.40)计算，现将结果列于表1-4。

对于图1-6荷载位置的支点反力

表1-4

支 点 m		0	1	2	3	4	5	6	7
$\frac{K_m}{P}$	后 轮	-0.7485	0.4409	-0.1034	0.0277	-0.00742	0.00199	-0.0005	0.0001
	前 轮	0.1235	0.5704	0.63013	-0.13049	0.03496	-0.0094	0.00251	-0.00067
	合 计	0.6248	1.0113	0.5267	-0.10279	0.02754	-0.00741	0.00052	-0.00057
支 点 m		1	2	3	4	5	6	7	
$\frac{K_m}{P}$	后 轮	-0.1367	0.0366	-0.0098	0.00263	-0.0007	0.0002	0	
	前 轮	0.3315	-0.0089	0.00233	-0.00064	0.0002	-0.0001	0	
	合 计	0.0355	0.0277	-0.00742	0.00199	-0.0005	0.0001	0	

$$-\frac{Q_{1x}}{Q_0} \text{ 同前计算为 } \frac{Q_{1x}}{Q_0} = 0.295166231$$

纵梁支点弯矩修正值，同样按《钢桥》公式(1.116a)计算（见表1-5）。

$\sum \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_s}{t}$ 的计算

表1-5

支 点 m	0	1	2	3	4	5	6	7
K_m/P	0.6248	1.0113	0.5267	-0.10279	0.02754	-0.00741	0.00052	-0.00057
$\bar{\eta}_s/t$	0.123	-0.05	-0.013	0.003	0.003	0	0	0
$(\frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_s}{t})$	0.07685	-0.0506	-0.00635	-0.00031	0.000083	0	0	0
支 点 m	1	2	3	4	5	6	7	
K_m/P	-0.10355	0.0277	-0.00742	0.00199	-0.0005	0.0001	0	
$\bar{\eta}_s/t$	-0.05	-0.013	0.003	0.003	0	0	0	
$(\frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_s}{t})$	0.00518	-0.00036	-0.000022	0.000006	0	0	0	

$$\Delta M_s = Q_0 t a - \frac{Q_{1x}}{Q_0} \sum \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_s}{t}$$

$$\sum \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_s}{t} = 0.023977, \quad Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{65 \times 1.3}{0.5} = 169 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\Delta M_s &= Q_0 t a - \frac{Q_{1x}}{Q_0} \cdot \sum \frac{K_m}{P} - \frac{\bar{\eta}_s}{t} \\ &= 169 \times 3.5 \times 0.35 \times 0.295166231 \times 0.023977 \\ &= 1.465 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

(b) 横梁弯矩修正值的计算

横梁弯矩修正值的计算，同样按前面的假设，把纵梁看成刚性支承连续梁，求出布载下各支点反力，然后计算纵梁弯矩修正值。现按图1-7情况求各支点反力(见表1-6)。

对于(图1-7) 荷载位置的支点反力

表1-6

支 点	<i>m</i>	0	1	2	3	4	5	6	7
$\frac{K_m}{P}$	后 轮	+1.00	0	0	0	0	0	0	0
	前 轮	-0.088	+0.6897	+0.1399	-0.0367	0.0098	-0.0026	+0.0007	-0.00019
	合 计	0.912	0.6897	0.1399	-0.0367	0.0098	-0.0026	0.0007	-0.00019
支 点	<i>m</i>	$\bar{0}$	$\bar{1}$	$\bar{2}$	$\bar{3}$	$\bar{4}$	$\bar{5}$	$\bar{6}$	$\bar{7}$
$\frac{K_m}{P}$	后 轮	0	0	0	0	0	0	0	0
	前 轮	0.024	-0.063	0.0017	-0.00045	0.00012			
	合 计	0.024	-0.063	0.0017	-0.00045	0.00012			

用《钢桥》公式(1.120)计算

$$\Delta M = Q_0 \left(\frac{b}{\pi} \right)^2 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left[\frac{K_0}{P} - \sum \frac{K_m}{P} \bar{\eta}_0 \right]$$

为此须先计算出 $\frac{Q_{1x}}{Q_0}$ ， $\frac{Q_{1x}}{Q_0}$ 的计算同样按一辆车对称布载时(图1-7b)进行计算，采用《钢桥》公式(1.33)。

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \sin \frac{\pi d}{b} \cos \frac{\pi z}{b} \sin \frac{\pi g}{b} \sin \frac{\pi x}{b}$$

式中： b ——横梁计算跨径， $b = 5.5\text{m}$ ；

d ——两轮中心线至横梁支点距离，由于对称布载， $d = \frac{b}{2}$ ；

z ——两个车轮中心线的二分之一， $z = 0.9\text{m}$ ；

x ——横梁弯矩位置，跨中弯矩 $x = \frac{b}{2}$ 。

代入上式计算得

$$\begin{aligned}\frac{Q_{1x}}{Q_0} &= \frac{8}{\pi} \sin \frac{\pi}{2} \cos \frac{\pi \times 0.9}{5.5} \sin \frac{\pi \times 0.25}{5.5} \sin \frac{\pi}{2} \\ &= \frac{8}{\pi} \times 1 \times 0.870746077 \times 0.142314838 \times 1 \\ &= 0.315559\end{aligned}$$

然后根据表1-1和表1-6计算 $\sum \frac{K_m}{P}$ ，见表1-7。

$\sum \frac{K_m}{P} \bar{\vartheta}_0$ 的计算

表1-7

支 点 m	0	1	2	3	4
K_m/P	0.912	0.6897	0.1399	-0.0367	0.0098
$\bar{\vartheta}_0$	0.65	0.205	-0.002	-0.002	0
$(\frac{K_m}{P} \cdot \bar{\vartheta}_0)$	0.5928	0.1414	-0.1419	0.0000734	0
支 点 m	$\bar{0}$	$\bar{1}$	$\bar{2}$	$\bar{3}$	$\bar{4}$
K_m/P	0.024	-0.063	0.0017	-0.00045	0.00012
$\bar{\vartheta}_0$	0.205	-0.002	-0.002	0	0
$(\frac{K_m}{P} \cdot \bar{\vartheta}_0)$	0.00492	0.000126	-0.0000037	0	0

$$\sum \frac{K_m}{P} \times \bar{\vartheta}_0 = 0.597$$

$$Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{84.5}{0.5} = 169 \text{ kN/m}, \quad b = 5.5 \text{ m}$$

代入 ΔM 式计算

$$\begin{aligned} \Delta M &= Q_0 \left(-\frac{b}{\pi} \right)^2 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left[-\frac{K_0}{P} - \sum \frac{K_m}{P} \bar{\vartheta}_0 \right] \\ &= 169 \left(-\frac{5.5}{\pi} \right)^2 \times 0.315559 [0.912 - 0.597] \\ &= 51.4877 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

d. 弯矩和弯曲应力的计算

(a) 纵梁跨中弯矩

恒载弯矩:	0.555 kN·m
活载弯矩 (包括冲击影响):	31.54 kN·m
横梁弹性变形的附加弯矩: (纵梁弯矩修正值)	0.39538 kN·m
合计	32.49 kN·m

(b) 纵梁支点弯矩

恒载弯矩:	-1.1089 kN·m
活载弯矩 (包括冲击影响):	-25.8306 kN·m
横梁弹性变形的附加弯矩:	+1.465 kN·m
合计:	-25.4745 kN·m (-26.9395 kN·m)

括号内数字为不加修正时的支点弯矩, 下同。

(c) 横梁跨中弯矩

恒载弯矩:	31.2 kN·m
活载弯矩 (包括冲击影响):	148.91 kN·m

横梁弹性变形的附加弯矩:

-51.4877kN·m

合计:

128.62kN·m

(180.11kN·m)

(d)纵、横梁的截面应力计算

计算纵梁的截面应力时,对第一阶段的弯矩,截面几何特征值应采用图1-4a)的数值;对于第二阶段的弯矩,则应采用图1-4b)的数值。

纵梁跨中截面应力

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{上}} &= -\frac{M_1}{W_1} - \frac{M_2}{W_2} \\ &= -\frac{32.095}{1039.81} - \frac{0.39538}{780.49} \\ &= -3.0866 - 0.05065 \\ &= -3.13727\text{kN/cm}^2 \\ &= -31.3727\text{MPa} < [\sigma] = 212\text{MPa} \\ \sigma_{\text{下}} &= \frac{32.095}{103.8943} + \frac{0.39538}{191.044} \\ &= 16.5528 + 0.20695 \\ &= 16.75978\text{kN/cm}^2 = 167.5978\text{MPa} < [\sigma]\end{aligned}$$

纵梁支点截面应力

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{上}} &= \frac{26.9395}{1039.81} - \frac{1.165}{780.49} \\ &= 2.5908 - 0.1877 \\ &= 2.4031\text{kN/cm}^2 = 24.031\text{MPa} < [\sigma] \\ \sigma_{\text{下}} &= -\frac{26.9395}{103.8943} + \frac{1.165}{191.044} \\ &= -13.8939 + 0.76683 \\ &= -13.12708\text{kN/cm}^2 = -131.2708\text{MPa} < [\sigma]\end{aligned}$$

横梁跨中截面应力

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{180.11}{1032.8} = 17.439\text{kN/cm}^2 = 174.39\text{MPa} < [\sigma]$$

三、主索和边索的计算

1. 基本数据 (见图1-1)

主跨: $l = 93\text{m}$, 取 $n = \frac{1}{12}$, $f = 7.75\text{m}$;

计算跨径: $l_1 = l = 93\text{m}$;

计算矢高: $f_1 = f = 7.75\text{m}$;

计算矢跨比: $n_1 = \frac{1}{12}$;

主索在桥塔顶倾角: $\text{tg}\varphi = \frac{1}{3}$;

边索在桥塔顶倾角: $\lg \varphi_c = \frac{1}{2}$ 。

2. 主索内力计算

(1) 恒载计算

桥道恒载 (按横梁间距 3.5m 内计算)

纵梁: $0.179 \text{ kN/m} \times 3.5 \text{ m} \times 14 = 8.7936 \text{ kN}$

横梁: $0.6547 \text{ kN/m} \times 5.8 \text{ m} = 3.7973 \text{ kN}$

钢桥面板: $5 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} \times 0.01 \text{ m} \times 78.5 \text{ kN/m}^3 = 13.7 \text{ kN}$

桥面铺装: $5 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} \times 0.06 \text{ m} \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 24.15 \text{ kN}$

沿桥半边重力: $q_1 = \frac{\Sigma g}{3.5 \text{ m} \times 2} = \frac{50.478 \text{ kN}}{3.5 \text{ m} \times 2} = 7.2 \text{ kN/m}$

主索重力: $7 \times 833.1 \text{ kg/100m} = 0.58 \text{ kN/m}$ (半桥)

吊杆重力 (约): 1.3 kN/m (半桥)

抗风索: 0.26 kN/m (半桥)

合计 $\Sigma g = 9.34 \text{ kN/m}$

(2) 恒载作用下主索水平拉力

$$H_g = \frac{gl_1^2}{8f_1} = \frac{9.34 \times 93^2}{8 \times 7.75} = 1302.93 \text{ kN}$$

(3) 活载内力计算

最不利偏载时的横向分布系数计算。桥面净宽为 4.5m (横梁计算跨径为 5.5m), 偏载车轮距车道边 0.5m, 由此, 车轮距横梁支点距离为 1m, 如图 1-8 所示。

$$\eta = \frac{1}{2} \frac{2.7 + 4.5}{5.5} = 0.655$$

冲击系数

$$1 + \mu = 1 + \frac{50}{70 + L_1} = 1 + \frac{50}{70 + 93} = 1.31$$

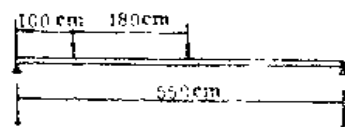


图 1-8

等代荷载查公路设计手册《桥涵基本资料》上册 P41, 汽-15 $K = 10.06 \text{ kN/m}$ 。

$$P = \eta(1 + \mu)K = 0.655 \times 1.31 \times 10.06 = 8.632 \text{ kN/m}$$

汽-15作用下主索的水平拉力

$$H_p = \frac{Pl_1^2}{8f_1} = \frac{8.632 \times 93^2}{8 \times 7.75} = 1204.16 \text{ kN}$$

主索总水平拉力

$$H = H_g + H_p = 1302.93 + 1204.16 = 2507.09 \text{ kN}$$

(4) 主索在索鞍处最大内力

$$T_{g+p} = \frac{(g+P)l}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{l_1}{4f_1} \right)^2} = \frac{9.34 + 8.632}{2} \times 93 \sqrt{1 + \frac{93^2}{16 \times 7.75^2}} = 835.698 \times 3.162278$$

$$= 2642.71 \text{ kN}$$

3. 边索内力计算

边索倾角: $\operatorname{tg} \varphi_0 = -\frac{1}{2}, \cos \varphi_0 = 0.8944$

由 $T_{g+p} = -\frac{H_{g+p}}{\cos \varphi_0} = -\frac{2507.09}{0.8944} = 2803.997 \text{ kN}$

4. 索的强度验算

主索采用七根 $\phi 45$, 抗拉强度 1.6 kN/mm^2 , 整条钢丝绳破断拉力为 1275 kN (公路设计手册《桥涵基本资料》下册 P487), 以边索最大内力进行验算。

安全系数 $K = \frac{7 \times 1275}{2803.997} = 3.1873$ 安全

边索由于左岸总体布置, 使边索在平面内偏移 $\frac{1}{12}$ 的倾角, 其水平力 H' 为

$$\operatorname{tg} \varphi' = -\frac{1}{12}, \cos \varphi' = 0.9965$$

$$H' = -\frac{2507.09}{0.9965} = 2515.8956 \text{ kN}$$

偏移后的边索最大拉力

$$T = \frac{H'}{\cos \varphi} = \frac{2515.8956}{0.8914} = 2812.94 \text{ kN}$$

此时的安全系数

$$K = \frac{7 \times 1275}{2812.94} = 3.17 > 3 \quad \text{安全。}$$

四、柔性吊桥的挠度验算

1. 主索因温度及荷载作用下的挠度计算:

(1) 主索在温度变化下的伸长

$$\Delta S_t = \alpha t S$$

建桥地区最高温度: $t_1 = 40^\circ \text{C}$

建桥地区最低温度: $t_2 = -3^\circ \text{C}$

安装完毕时的温度: $t_0 = 25^\circ \text{C}$

主索长度 $\left(\frac{f}{l} = \frac{1}{12}\right)$

$$\begin{aligned} S &= l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{f}{l} \right)^4 \right] \\ &= 93 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{1}{144} \right) - \frac{32}{5} \left(\frac{1}{12^4} \right) \right] \\ &= 94.692 \text{ m} \end{aligned}$$

温度上升 $\Delta S_t = \alpha t S = 0.000012(40 - 25)94.692$

$$= 0.017\text{m}$$

温度下降 $\Delta S_t = \alpha t S = 0.000012(-28)94.692$
 $= -0.032\text{m}$

(2) 荷载作用下主索弹性伸长

$$\Delta S_e = \frac{\sigma_k}{E} S$$

$$\sigma_k = \frac{1}{S} \int_0^l \frac{T}{F} ds = \frac{1}{FS} \int_0^l \frac{H}{\cos \varphi} ds = \frac{H}{FS} \int_0^l \frac{1}{\cos^2 \varphi} dx$$

$$= \frac{H}{FS} \int_0^l (1 + y')^2 dx$$

$$y = \frac{4f}{l^2} x(l-x); \quad y' = \frac{4f}{l} - \frac{8f}{l^2} x.$$

代入上式

$$\sigma_k = \frac{H}{FS} \int_0^l \left[1 + \left(\frac{4f}{l} - \frac{8f}{l^2} x \right)^2 \right] dx$$

$$= \frac{H}{FS} \int_0^l \left[1 + \frac{16f^2}{l^2} - \frac{64f^2}{l^3} x + \frac{64f^2}{l^4} x^2 \right] dx$$

$$= \frac{H}{FS} \left[l + \frac{16f^2}{3l} \right]$$

$F = 7 \times 9.4\text{cm} = 65.8\text{cm}^2$ (查公路设计手册《桥涵基本资料》下册P487, 直径45mm的全部钢丝的断面积)

a. 汽-15全跨布载时弹性伸长

$$H_p = 1204.16\text{kN}, \quad E = 1.3 \times 10^5 \text{MPa} = 1.3 \times 10^8 \text{kN/m}^2$$

代入上式进行计算

$$F = 0.00658\text{m}^2$$

$$\Delta S_{ep} = \frac{\frac{H_p}{FS} \left[l + \frac{16f^2}{3l} \right]}{E} \cdot S$$

$$= \frac{1204.16 \left(93 + \frac{16 \times 7.75^2}{3 \times 93} \right)}{0.00658 \times 1.3 \times 10^8}$$

$$= 0.1357663\text{m}$$

b. 恒载作用时弹性伸长

$$H_g = 1302.93\text{kN}, \quad E = 1.3 \times 10^8 \text{kN/m}^2, \quad F = 0.00658\text{m}^2$$

同样采用上面公式进行计算

$$\Delta S_{eg} = \frac{\frac{H_g}{FS} \left[l + \frac{16f^2}{3l} \right]}{E} \cdot S$$

$$= \frac{1302.93 \left(93 + \frac{16 \times 7.75^2}{3 \times 93} \right)}{0.00658 \times 1.3 \times 10^8}$$

$$= 0.1489\text{m}$$

(3) 主索伸长引起跨中矢高 f 的变化

由 E.E. 吉勃施曼所著《公路钢桥》P229 公式可得:

$$\Delta f = \frac{15\Delta S}{16\frac{f}{l}\left[5 - 24\left(\frac{f}{l}\right)^2\right]} \quad \frac{f}{l} = \frac{1}{12}$$

$$= \frac{15\Delta S}{\frac{58}{9}}$$

得 $\Delta f = \frac{135\Delta S}{58}$

升温时 $\Delta f = \frac{135}{58} \Delta S_t = \frac{135}{58} 0.017 = 0.0396\text{m}$

降温时 $\Delta f = \frac{135}{58} \Delta S_t = \frac{135}{58} (-0.032) = -0.0745\text{m}$

活载作用时

$$\Delta f = \frac{135}{58} \Delta S_{lp} = \frac{135}{58} \times 0.1357663 = 0.316\text{m}$$

恒载作用时

$$\Delta f = \frac{135}{58} \Delta S_{lg} = \frac{135}{58} 0.1489 = 0.3466\text{m}$$

最不利情况:

活载作用和升温时

$$\Delta f_{\text{主}} = 0.316 + 0.0396 = 0.3556\text{m}$$

2. 边索因温度及荷载作用下引起主索跨中挠度的计算

同主索一样的公式进行计算。

(1) 边索因温度变化和荷载作用下的伸长

a. 左岸边索伸长

左岸边索长度 $S = 25.7855\text{m}$, 减去套筒长度 0.3m , 实际长度为 $S = 25.4855\text{m}$

升温时 $\Delta S_t = \alpha t S = 0.000012 \times 15^\circ\text{C} \times 25.4855\text{m}$
 $= 0.0046\text{m}$

降温时 $\Delta S_t = \alpha t S = 0.000012 \times (-28^\circ\text{C}) \times 25.4855\text{m}$
 $= -0.0086\text{m}$

活载作用时

由主索传来的边索活载拉力, 可将主索传来的恒载和活载的拉力除掉恒载引起的边索拉

力, 边索恒载拉力应考虑水平偏移 $\frac{1}{12}$ 时的影响

$$H'_s = \frac{1302.93}{0.9963} = 1307.7687\text{kN}$$

$$T_g = \frac{H'_s}{\cos\varphi} = \frac{1307.7687}{0.8944} = 1462.1743\text{kN}$$

$$T_p = T_{p+g} - T_g = 2803.097 - 1462.1743$$

$$= 1340.9227 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{sp} = \frac{T_p}{EF} S = \frac{1340.9227}{0.00658 \times 1.3 \times 10^8} \times 25.4855 \text{ m}$$

$$= 0.03995 \text{ m}$$

恒载作用时

$$\Delta S_{sg} = \frac{T_g}{EF} S = \frac{1462.1743}{0.00658 \times 1.3 \times 10^8} \times 25.4855$$

$$= 0.04355 \text{ m}$$

b. 右岸边索伸长

从图1-1查 $S = 26.3111 \text{ m}$, 扣除套筒长 0.3 m , 边索实际长 26.0111 m 。

升温时 $\Delta S_t = 0.000012 \times 15^\circ\text{C} \times 26.0111 = 0.0047 \text{ m}$

降温时 $\Delta S_t = 0.000012 \times (-28^\circ\text{C}) \times 26.011 = -0.0087 \text{ m}$

边索恒载拉力

$$T_g = \frac{1302.93}{0.8944} = 1456.76 \text{ kN}$$

活载作用时

$$T_p = T_{p+g} - T_g = 2803.097 - 1456.76$$

$$= 1346.337 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{sp} = \frac{T_p}{EF} S = \frac{1346.337}{0.00658 \times 1.3 \times 10^8} \times 26.0111$$

$$= 0.0409 \text{ m}$$

恒载作用时

$$\Delta S_{sg} = \frac{T_g}{EF} S = \frac{1456.76}{0.00658 \times 1.3 \times 10^8} \times 26.0111$$

$$= 0.0443 \text{ m}$$

c. 边索因温度和荷载作用下伸长组合

左岸 $\Delta S_{左} = 0.0046 + 0.03995 = 0.0446 \text{ m}$

右岸 $\Delta S_{右} = 0.0047 + 0.0409 = 0.0456 \text{ m}$

(2) 边索因温度及弹性伸长引起主索跨中矢高 f 的变化

计算公式按《公路钢桥》P229①式

$$\Delta f = \frac{15 - 40\left(\frac{f}{l}\right)^2 - 288\left(\frac{f}{l}\right)^4}{16\frac{f}{l}\left[5 - 21\left(\frac{f}{l}\right)^2\right]} \cdot \Delta S_1$$

$$\Delta S_1 = -\frac{\Delta S_{左} + \Delta S_{右}}{\cos \varphi_0}$$

将 $\frac{f}{l} = \frac{1}{12}$ 代入上式, Δf 式简化为

$$\Delta f = \frac{15 - 40\left(\frac{1}{12}\right)^2 - 288\left(\frac{1}{12}\right)^4}{16 \times \frac{1}{12} \left[5 - 24\left(\frac{1}{12}\right)^2 \right]} \cdot \Delta S_1$$

$$= -\frac{132.375}{58} \cdot \Delta S_1$$

$$\Delta S_1 = \frac{0.0446 + 0.0456}{0.8944} = 0.10085\text{m}$$

$$\Delta f = \frac{132.375}{58} \times 0.10085 = 0.23\text{m}$$

3. 主索及边索在荷载作用下及温度升高最不利情况下, 跨中矢高变化值为

$$\Delta f = \Delta f_{\text{主}} + \Delta f_{\text{边}} = 0.3556 + 0.23$$

$$= 0.5856\text{m}$$

$$\frac{\Delta f}{l} = \frac{1}{158.8} < \frac{1}{150} \quad \text{安全}$$

五、抗风索的计算

1. 抗风索的形式及主要尺寸

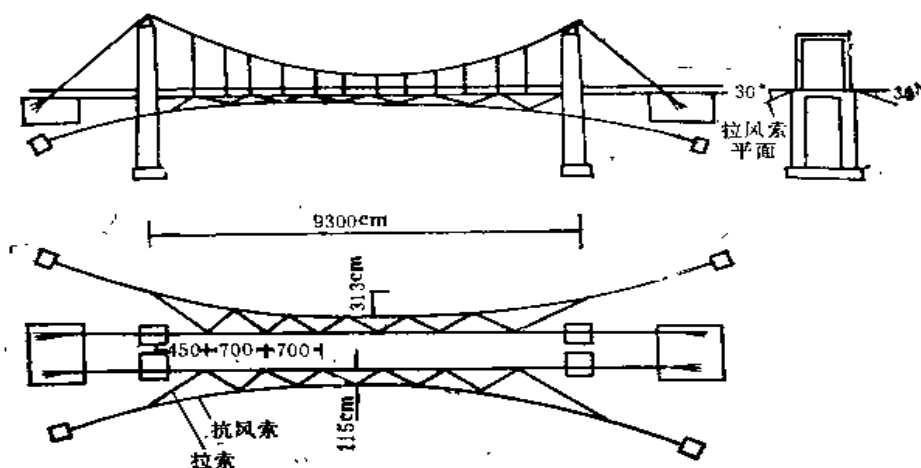


图 1-9

抗风索曲线方程 $y = \frac{4f}{l^2} x^2$ (跨中为坐标原点)

抗风索平面与水平面成 30° 角, 如图1-9所示。

抗风索矢高 $f = \frac{l}{30} = 3.1\text{m}$ ($l = 93\text{m}$, 按主跨范围内为曲线, 曲线范围外为直线)

抗风索在跨端处的切线倾角

$$\text{tg}\theta = \frac{dy}{dx} = y' = \left(\frac{4f}{l^2} x^2 \right)' = \frac{8f}{l^2} x$$

将 $\frac{f}{l} = \frac{1}{30}$ 代入上式

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{8 \times 1}{30 \times l} \cdot \frac{l}{2} = \frac{4}{30} = 0.13333$$

$$\theta = 7^{\circ}36'$$

抗风索的边索与水平面夹角 φ

取图1-9右边索为例，推算各边索夹角。

边索实际长度（抗风索直线段）

$$a' = \frac{22.04}{\cos 7^{\circ}36'} = \frac{22.04}{0.9912} = 22.2\text{m}$$

a' 对应直角边长

$$b = 22.04 \times \operatorname{tg} 7^{\circ}36' = 2.94\text{m}$$

b 在垂直方向的投影高

$$b' = b \sin 30^{\circ} = 1.47\text{m}$$

边索倾角

$$\sin \varphi = \frac{1.47}{22.2} = 0.0662162$$

$$\varphi = 3^{\circ}48'$$

拟使边索垂直于锚碇桩，因而锚碇桩与垂直方向夹角 $3^{\circ}48'$ ，见图1-10。

2. 抗风索的设计

(1) 抗风索风力计算

a. 横桥向迎风面积计算

$$\begin{aligned} \text{栏杆 } S_1 &= (1.2 - 0.25) \times 90.2 \times 0.2 \\ &= 17.1\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{桥面系 } S_2 &= l(0.25 + 0.07 + 0.2) \\ &= 90.2 \times 0.52 = 46.904\text{m}^2 \end{aligned}$$

式中：1.2——栏杆高（m）；

0.25——缘石高（m）；

90.2——计算跨径去掉桥塔宽（m）；

0.2——迎风面折减系数（见《公路桥涵设计通用规范》附录三）；

0.07——桥面铺装高（m）。

$$\text{横梁： } S_3 = 25 \times 0.00834 = 0.2085\text{m}^2 \text{ (25根)}$$

$$\text{吊杆： } S_4 = 8.12\text{m}^2$$

$$\Sigma S = 72.3325\text{m}^2$$

b. 风压强度

桥位处最大风力九级，风压强度 0.59kN/m^2 风压力

$$\begin{aligned} \omega &= 0.59 \times 72.3325 \div 90.2 \\ &= 0.473\text{kN/m} \end{aligned}$$

(2) 抗风主索的设计

主索的水平拉力

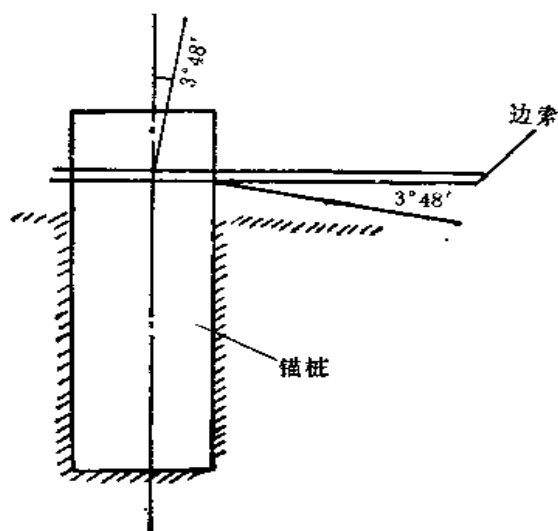


图 1-10

$$H = \frac{\omega l^2}{8f \cos 30^\circ} = \frac{0.473 \times 93^2}{8 \frac{93}{30} \times 0.866} = \frac{0.473 \times 93 \times 30}{8 \times 0.866} = 190.48 \text{ kN}$$

主索最大拉力

$$T = \frac{H}{\cos 7^\circ 36'} = \frac{190.48}{0.991} = 192.18 \text{ kN}$$

主索强度验算

采用 6×37 有机芯的 $\phi 32.5$ 钢绳, 破断拉力为 514.00 kN 。

$$\text{安全系数 } K = \frac{514.00}{192.18} = 2.67$$

风力为次要的可变荷载, 对此已属安全。

(3) 抗风拉索强度验算

如图1-11, 取跨中节点, 作用于节点上的力为

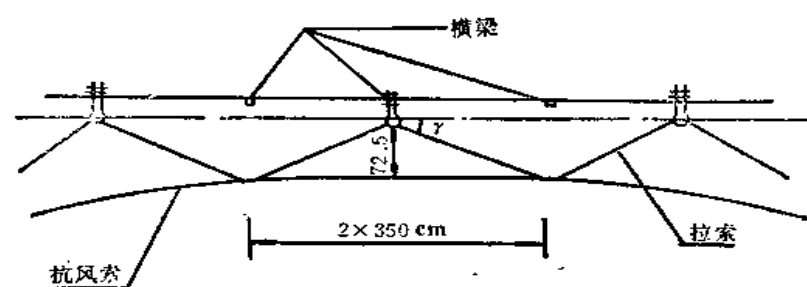


图 1-11

$$F = \frac{0.473}{\cos 30^\circ} \times 3.5 \times 2 = 2.868 \text{ kN}$$

从图1-11得 $\text{tg} \gamma = \frac{0.725}{3.5} = 0.20714$

$$\gamma = 11^\circ 40'$$

$$\sin 11^\circ 40' = 0.202836$$

$$T_{\max} = \frac{2.868}{2 \times 0.202836} = 7.0694 \text{ kN}$$

按公路设计手册《桥涵基本资料》P498, 取 $\phi 8.7$ 钢丝绳 (带一有机芯) 破断拉力为 $4730 \text{ kg} = 47.3 \text{ kN}$ 。

$$\text{安全系数 } K = \frac{47.3}{7.0698} = 6.69 \quad \text{安全}$$

3. 锚碇设计

(1) 重力式锚碇验算

见图1-12, 抗风主索水平抗力

$$\begin{aligned} T_H &= 192.183 \times \cos 3^\circ 48' \\ &= 191.761 \text{ kN} \end{aligned}$$

a. 滑动稳定验算

重力式锚台体积 $V = 29.3 \text{ m}^3$, $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$, $f = 0.6$

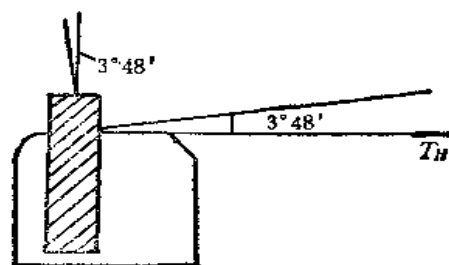


图 1-12

$$\text{安全系数 } K = \frac{29.3 \times 23 \times 0.6}{191.761} = 2.11 > 1.4 \text{ (安全)}$$

b. 锚碇拉杆设计

采用2φ32圆钢拉杆，其面积为

$$2\pi R^2 = 2\pi 1.5^2 = 14.14\text{cm}^2 \text{ (有效面积半径15mm)}$$

$$\sigma = \frac{192.183}{14.14} = 13.59\text{kN/cm}^2 = 135.9\text{MPa} < [\sigma]$$

(2) 锚碇桩设计

锚碇桩：25号混凝土，尺寸0.6×0.6×2.7m

按最低配筋率配筋：0.15%

钢筋总面积应为

$$F_a = 0.15\% \times 0.6 \times 0.6 = 0.00054\text{m}^2$$

选用8φ20光圆钢筋的总面积

$$A_g = 25.14\text{cm}^2 = 0.002514\text{m}^2$$

锚碇拉力 $Q_1 = 192.183\text{kN}$

由《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.12条

$$0.051\sqrt{R}bh_0 = 0.051\sqrt{25} \times 60 \times 52 = 795.6\text{kN} > Q_1$$

$$m_1 = 192.183\text{kN} \times 0.2\text{m} = 38.4366\text{kN}\cdot\text{m}$$

式中：0.2m 为缆索锚碇拉力作用点至锚台顶的距离。

受弯正截面强度，按平衡条件计算中性轴

$$R_a b x = R_g A_g$$

$$R_g = 240\text{MPa}; R_a = 14.5\text{MPa} \text{ 代入上式}$$

$$x = \frac{240 \times 0.002514}{0.6 \times 14.5}$$

$$= 0.0694\text{m}$$

正截面强度公式

$$a = 4\text{cm}; h_0 = 60 - 4 = 56\text{cm}$$

$$\frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \frac{1}{1.25} 14.5\text{MPa} \times 0.6 \times \frac{0.0694}{2}$$

$$\times \left(0.56 - \frac{0.0694}{2} \right)$$

$$= 253.73\text{kN}\cdot\text{m} > M_1$$

六、吊杆、索夹计算

1. 基本数据

吊杆间距：d = 3.5m;

设计荷载：挂-80;

吊杆构造见图1-13。

2. 吊杆承受的恒载内力

桥道恒载 $7.2 \times 3.5 = 25.2 \text{ kN}$ (半桥)

抗风索恒重 0.26 kN (半桥)

最大吊杆自重估计 3.0 kN

一根吊杆承受恒重为

$$R_g = 25.2 + 0.26 + 3.0 \\ = 28.46 \text{ kN}$$

3. 吊杆承受的活载内力

由于桥容 (如图1-2), 不能偏载布置, 只能对称布置, 横向分布系数 $\eta = 0.5$

对任一吊杆, 最不利位置为挂-80车轮作用于一吊杆处, 见图1-14。

$$R_p = \left(200 + \frac{2.3 \times 200}{3.5} \right) \times 0.5 = 165.71 \text{ kN}$$

吊杆承受恒、活载内力

$$R = R_g + R_p = 28.46 + 165.71 \\ = 194.17 \text{ kN}$$

4. 吊杆及连接块设计

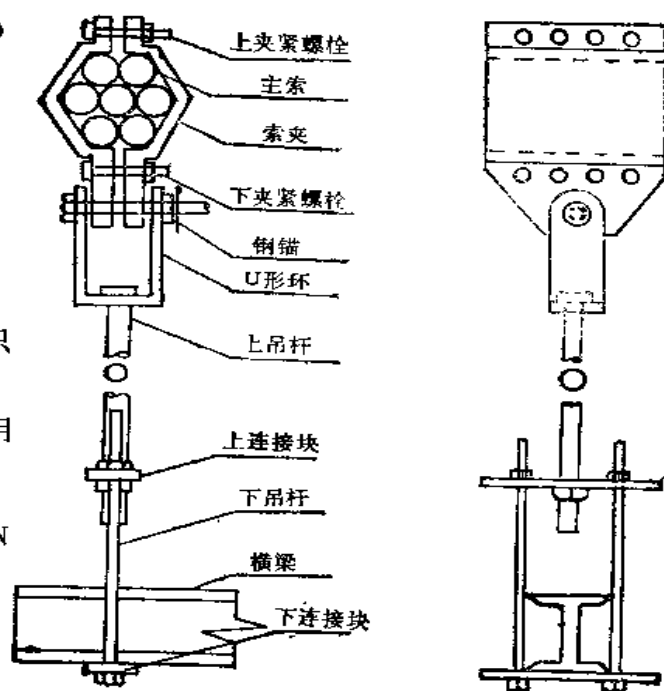


图 1-13

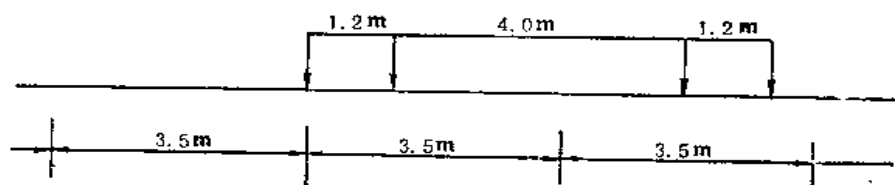


图 1-14

吊杆由上、下两段组成, 上段由一根轧制圆钢通过上连接块连接, 下段用两根轧制圆钢与横梁连接, 以便在安装和使用过程中适当调节吊杆长度, 如图1-15。

(1) 下吊杆设计

选用 $2\phi 40$ 的下吊杆, 螺纹深度 $h = 3.5 \text{ mm}$, 以螺杆最小净截面验算实际应力。

$$\sigma = \frac{Q}{F_{\text{净}}} = \frac{Q}{2 \times \frac{\pi}{4} (d - h)^2} = \frac{194.17}{2 \times \frac{3.1416}{4} (4 - 0.35)^2} = 9.28 \text{ kN/cm}^2 \\ = 92.8 \text{ MPa} < [\sigma]$$

按 A3 钢 $[\sigma] = 140 \text{ MPa}$

(2) 上吊杆设计

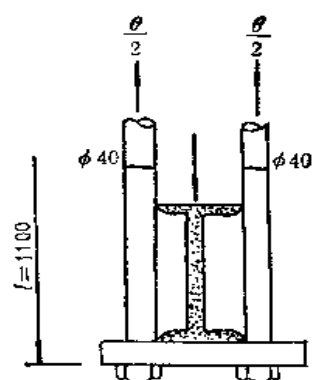
选用 $\phi 52$ 的上吊杆, 螺纹深度 $h = 4.5 \text{ mm}$ 。

$$\sigma = \frac{Q}{\frac{3.1416}{4} (5.2 - 0.45)^2} = \frac{194.17}{17.7} = 10.97 \text{ kN/cm}^2 = 109.7 \text{ MPa} < [\sigma]$$

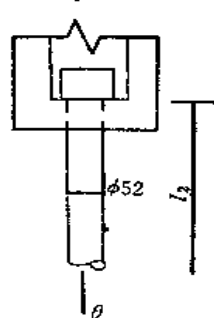
(3) 连接块验算 (见图1-16)

a. 上连接块验算

$$\tau = \frac{Q}{F} = \frac{194.17}{[(12 - 5.25) \times 4]} = 7.17 \text{ kN/cm}^2 = 71.7 \text{ MPa} < [\tau]$$



上吊桥计算图



下吊桥计算图

图 1-15

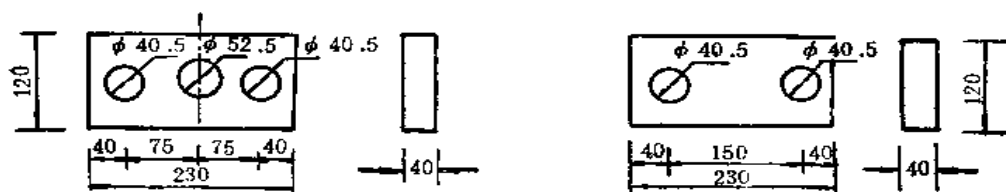


图 1-16

A₃ 钢 $[\tau] = 85.0 \text{ MPa}$ 。

b. 下连接块最小净截面比上连接块大，可不验算。

5. 索夹连接构件设计

(1) U 形环强度验算，见图 1-17。

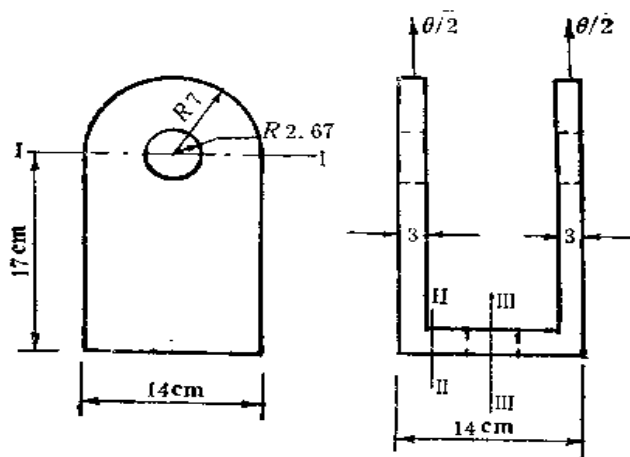


图 1-17

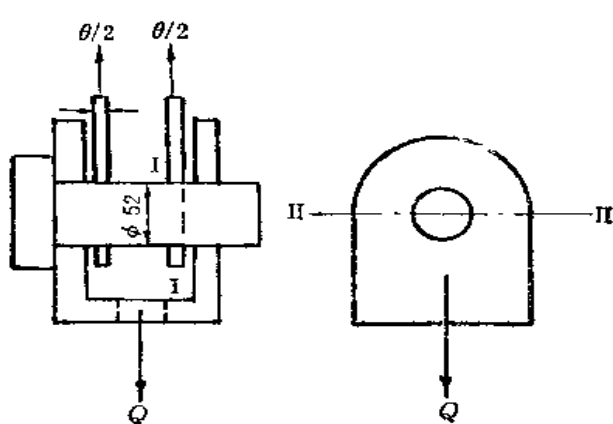


图 1-18

U 形环采用 45 号铸钢， $[\sigma] = 170 \text{ MPa}$ ； $[\tau] = 100 \text{ MPa}$

a. I - I 截面拉应力验算

$$\sigma = \frac{Q/2}{F} = \frac{194.17/2}{[(14 - 5.25) \times 3]} = \frac{194.17/2}{26.25} = 3.698 \text{ kN/cm}^2$$

$$= 36.98 \text{ MPa} < [\sigma]$$

b. II - II 截面剪应力验算

$$\tau = \frac{Q}{F} = \frac{194.17}{(14 \times 3)} = \frac{194.17}{42} = 4.62 \text{ kN/cm}^2$$

$$= 46.2 \text{ MPa} < [\tau]$$

c. III-III 截面剪应力

$$\sigma = \frac{Q}{F} = \frac{194.17}{[(14 - 5.25) \times 3]} = \frac{194.17}{26.25} = 7.39 \text{ kN/cm}^2$$

$$= 73.9 \text{ MPa} < [\sigma]$$

(2) U 形环上钢销验算, 见图 1-18。

a. I-I 截面剪应力验算

$$\tau = \frac{Q/2}{F} = \frac{194.17}{2 \times \frac{\pi \times 5.2^2}{4}} = 2.286 \text{ kN/cm}^2 = 22.86 \text{ MPa} < [\tau]$$

b. II-II 截面钢销对 U 形环的挤压应力

$$\sigma = \frac{Q/2}{F} = \frac{194.17/2}{3 \times 5.2} = 6.224 \text{ kN/cm}^2 = 62.24 \text{ MPa} < [\sigma]$$

容许挤压应力为 $[\sigma] = 255 \text{ MPa}$ (查《公路桥涵钢结构及木结构规范》表 1.2.5)

例二 刚性吊桥计算示例(一)

(跨径13.0m+130.0m+13.0m, 简支加劲桁梁吊桥)

- 一、设计资料、主要材料和尺寸
- 二、桥面系计算
- 三、悬索及加劲桁梁的计算
- 四、桥塔计算
- 五、锚碇计算

一、设计资料、主要材料和尺寸

- 1.设计荷载: 汽-15, 挂-80, 人群 3 kN/m^2 ;
 - 2.桥面净宽: 净7 + $2 \times 0.75\text{m}$;
 - 3.风力(基本风压值): $W_0 = 0.9 \text{ kN/m}^2$;
 - 4.温度变化: 当地最高温度 $+47^\circ\text{C}$;
当地最低温度 -7°C ;
安装温度 20°C 。
 - 5.规范: 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023—85), 人民交通出版社, 1985年;
《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ025—86), 人民交通出版社, 1986年。
 - 6.主要材料: 主索采用 GB362-64 标准的 7×19 钢丝绳;
加劲梁采用 16Mn 钢;
垫圈采用 45 号优质炭素钢; 铸件、锻件、套筒、索夹及索鞍采用 ZG45II, 其容许应力为:
弯曲应力 $[\sigma_w] = 180 \text{ MPa}$;
剪应力 $[\tau] = 100 \text{ MPa}$;
紧密接触的局部承压力 $[\sigma] = 85 \text{ MPa}$ 。
套筒销子和支座销子采用 45 号钢, 其容许应力为:
剪应力 $[\tau] = 125 \text{ MPa}$;
节点销子的弯应力 $[\sigma_w] = 360 \text{ MPa}$ 。
 - 7.桥型布置(图2-1)
- 主跨: $l = 130.00\text{m}$;

加劲梁跨径: $l = 126.00\text{m}$;

桥塔: 根据矢跨比 $\frac{f}{l} = \frac{1}{9}$ 和跨中吊杆最小长度 (按索夹、套筒、调节拉杆和预拱度

所需长度考虑, 初步估计为 $1.9\text{m} + 0.6\text{m}$), 选定桥塔高度为 15.95m (为塔顶至桥面高度, 也为塔顶至第一道横梁顶的高度)。

锚索跨度: 塔顶至锚固点的水平距离, 按主索和锚索在桥塔处的倾角相等的原则布置锚索的倾角, 得 $l_{\text{锚}} = 58.54\text{m}$ 。

悬索中距: 根据车道宽为净 7m 考虑两边人行道和吊杆的构件尺寸以及桥塔塔柱横向宽度, 采用中距为 9.5m 。

8. 加劲梁主要尺寸及杆件截面形式:

(1) 加劲梁高

根据刚度要求, 桁架高度不宜小于 $\frac{l}{60} = \frac{126}{60} = 2.1\text{m}$, 又因桥下净空能满足要求, 梁高取为 3.0m 。

(2) 加劲梁的节间长度和吊杆间距

为保持斜杆夹角为 45° , 取节间长度为 3.0m , 结合车道板考虑 (车道板为双跨连续板) 吊杆间距定为 $2 \times 3\text{m} = 6.0\text{m}$, 全桥共二十一对吊杆。

(3) 加劲梁各杆件截面形式

弦杆、腹杆均采用焊接 H 形截面, 纵向、横向联结系杆件采用角钢组成的 L 形截面。

二、桥面系计算

行车道梁采用五块钢筋混凝土 T 形梁, 间距 1.45m , 梁高 0.28m , 为 $2 \times 3\text{m}$ 的双跨连续板, 当吊装就位后, 用 30 号水泥砂浆填缝 (图 2-2)。按铰接板进行计算, 计算过程从略。

桥面铺装采用 $0.02\text{m} \sim 0.075\text{m}$ 钢丝网混凝土防水层, 并铺有 0.02m 沥青砂磨耗层, 形成 1% 的双向横坡。

1. 横向联结系计算图式及截面型式

为了增加加劲梁抗扭刚度, 在加劲梁节点的竖杆平面内设横向联结系, 如图 2-3 所示。由于端横向联结系承受风力最大, 由此, 风荷载按端横向联结系承受的风力进行杆件内力的验算, 从而提高全桥横向稳定的安全度。

由图 2-3 中几何尺寸可得:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{300}{317} = 0.9464; \quad \alpha = 43^\circ 25';$$

$$\sin \alpha = 0.6873; \quad \cos \alpha = 0.7263。$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{300}{158} = 1.8987; \quad \beta = 62^\circ 13';$$

$$\sin \beta = 0.8848; \quad \cos \beta = 0.466。$$

斜杆轴线长度

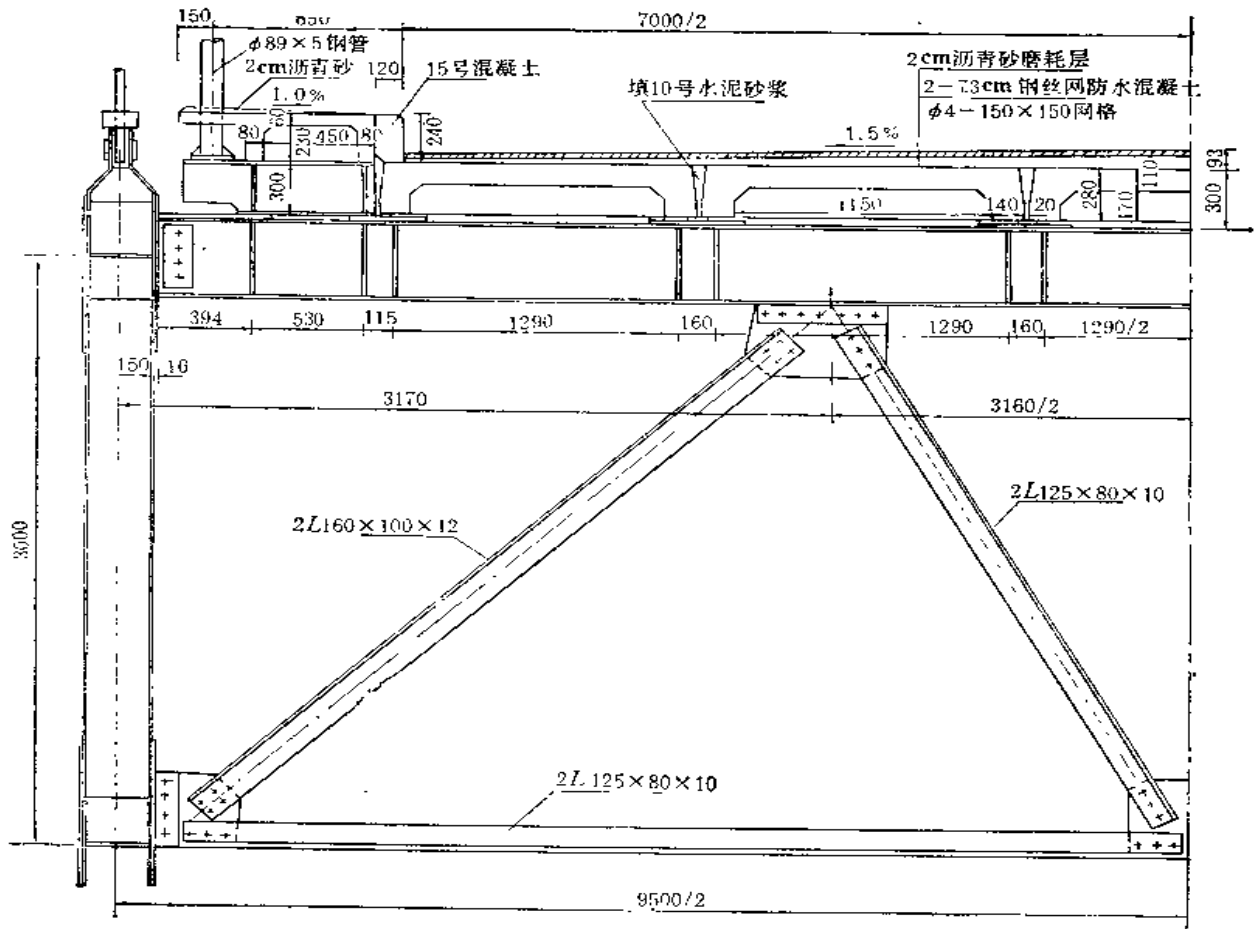


图2-2 (尺寸单位: mm)

$$l_{BE} = \frac{317}{\cos \alpha} = \frac{317}{0.7263} = 436.46 \text{ m}$$

$$l_{EG} = \frac{300}{\sin \beta} = \frac{300}{0.8848} = 339.05 \text{ m}$$

根据草算, 设各杆件尺寸为

上弦杆

$\overline{AC}$ 2- $\square 240 \times 16$ 和1- $\square 388 \times 10$ 组

成工字形截面;

下弦杆:

$\overline{BD}$ 2-L125 $\times$ 80 $\times$ 10 止形截面;

斜杆:

$\overline{BE}$ 2-L160 $\times$ 100 $\times$ 12 工形截面;

$\overline{EG}$ 2-L125 $\times$ 80 $\times$ 10 工形截面。

各杆件的惯性矩及截面面积分别为

$\overline{AC}$ $I_x = 0.00036221 \text{ m}^4$, $A = 0.01156 \text{ m}^2$;

$\overline{BD}$ $I_x = 0.000006241 \text{ m}^4$, $A = 0.003942 \text{ m}^2$;

$\overline{BE}$ $I_x = 0.0000157 \text{ m}^4$, $A = 0.006011 \text{ m}^2$;

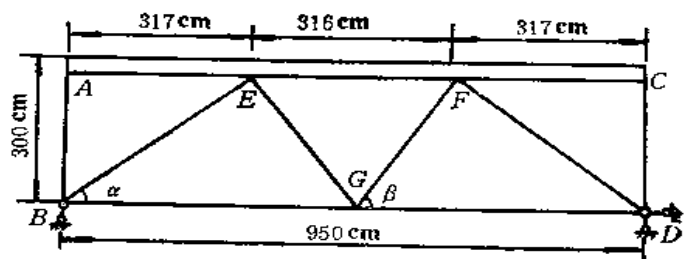


图 2-3

$$\frac{EG}{AB} \quad I_x = 0.000006241 \text{m}^4, \quad A = 0.0039424 \text{m}^2$$

$$A = 0.0076 \text{m}^2。$$

由于横联的上弦杆不仅承受轴向压力，而且还承受由车道和人行道传给集中荷载引起的局部弯矩，所以上弦杆采用钢板组成的高0.42m工字形钢板梁，按组合桁架计算，基本体系可取如图2-4。

这是两次超静定结构，在对称荷载作用下是一次超静定结构。对于各杆件内力可用影响线上布载计算或在布载下直接求出未知力，然后代入杆件内力方程进行计算的两种方法。

本例考虑活载（竖直）和风荷载（横向）的作用方向不同，活载内力采用影响线布载计算，风荷载采用后一种方法计算。

超静定准则方程是

$$\delta_{11}x_1 + \delta_{12}x_2 + \Delta_{1p} = 0$$

$$\delta_{22}x_2 + \delta_{21}x_1 + \Delta_{2p} = 0$$

当 $x_1 = 1$ 或 $x_2 = 1$ 作用时，基本体系的内力为 N_1 ; N_2 ; M_1 ; M_2 (图2-5)

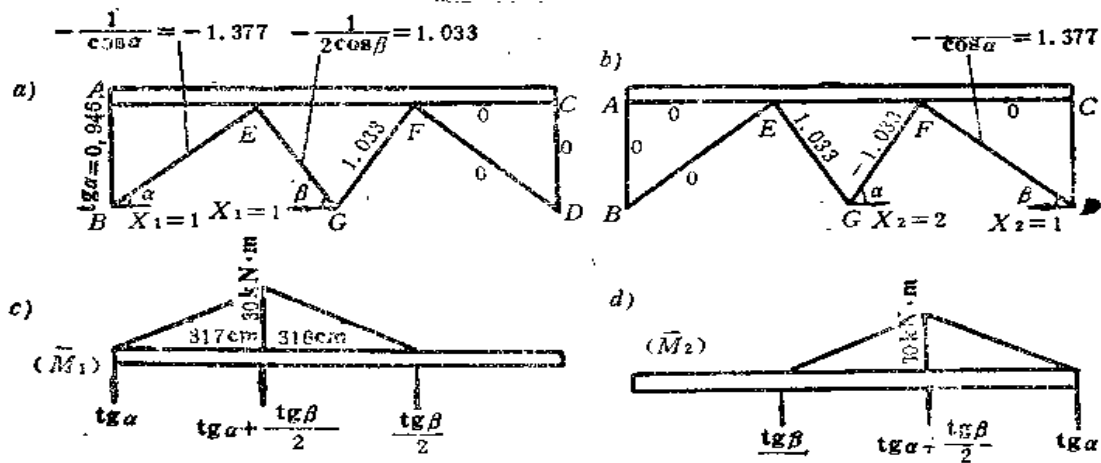


图 2-5

2. 横向联结系内力计算

(1) δ_{11} (δ_{22}) 及 δ_{12} (δ_{21}) 的计算

$\sum \frac{N_1^2 l}{A}$ 和 $\sum \frac{N_1 N_2 l}{A}$ 列表计算，如表2-1。

图乘法求

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \sum \int \frac{M_1^2}{EI} dx + \sum \frac{N_1^2 l}{EA}$$

$$= \frac{(300)^2}{3E} (317 + 316) - \frac{1}{36221} + \frac{37.781}{E}$$

表2-1

杆 件	L (cm)	A (cm ²)	L/A ($\frac{1}{\text{cm}}$)	$\bar{N}_1$	$\bar{N}_2$	$\frac{\bar{N}_1 l}{A}$	$\frac{\bar{N}_1 \bar{N}_2 l}{A}$
A—B	300.00	76.00	3.917	0.946	0	3.533	0
B—E	436.40	60.108	7.266	-1.377	0	13.765	0
E—G	339.05	39.42	8.601	-1.073	+1.073	9.90	-9.90
G—F	339.05	39.42	8.601	+1.073	-1.073	9.90	-9.90
F—D	316.00	115.60	2.734	0.946	0	3.533	0
合 计						37.781	-19.117

$$= \frac{524.281}{E} + \frac{37.781}{E}$$

$$= \frac{562.062}{E}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \sum \int \frac{\bar{M}_1 \bar{M}_2}{EI} dx + \sum \frac{\bar{N}_1 \bar{N}_2 l}{EA}$$

$$= \frac{316}{2E} \cdot 300 \times \frac{300}{3} \cdot \frac{1}{26221} - \frac{19.117}{E}$$

$$= \frac{130.86}{E} - \frac{19.117}{E} = \frac{111.743}{E}$$

(2) 横联各杆内力影响线
由前准则方程解得

$$X_2 = \frac{-(\Delta_{2P} \delta_{11} - \delta_{12} \Delta_{1P})}{\delta_{22} - \delta_{11}^2}$$

$$X_1 = \frac{-(\delta_{12} X_2 + \Delta_{1P})}{\delta_{11}}$$

先求得 x_1 、 x_2 影响线 (两影响线对称相等)，然后求得各杆内力影响线如图 2-7。为了减少篇幅，仅列出各杆零点和第七点影响线坐标值 (0 点和 7 点分别在人行道荷载合力作用点) 如图 2-6。当 $P=1$ 作用于 0 点时， Δ_{1P} 和 Δ_{2P} 的计算：

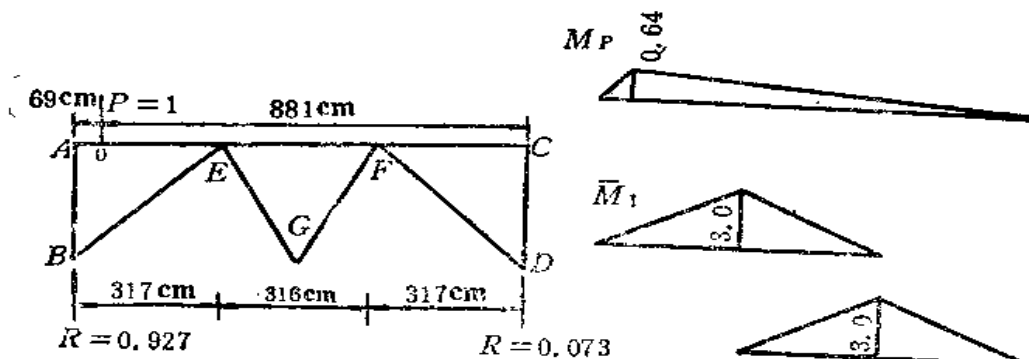


图 2-6

$$\Sigma \int \frac{\bar{M}_1 M_p}{EI} dx = - \left[-\frac{1}{2} \times 0.64 \times 0.69 \times \frac{2}{3} \times 0.653 + \frac{0.64 + 0.46}{2} \right. \\ \left. \times 2.48 \times 1.76 + \frac{0.46}{2} \times 3.16 \times \frac{2}{3} \times 3 + \frac{0.23}{2} \right. \\ \left. \times 3.16 \times \frac{1}{3} \times 3 \right] \frac{1}{0.00036221}$$

$$= -\frac{11908.1}{E} (\text{m}^{-1}) = -\frac{119.081}{E} (\text{cm}^{-1})$$

$$\Sigma \int \frac{\bar{M}_2 M_p}{EI} dx = - \left[\frac{0.40}{2} \times 3.10 \times \frac{1}{3} \times 3 + 0.23 \times 3.16 \times \frac{2}{3} \right. \\ \left. \times 3 + \frac{0.23}{2} \times 3.17 \times \frac{2}{3} \times 3 \right] \frac{1}{0.00036221}$$

$$= -\frac{6026.2}{E} (\text{m}^{-1}) = -\frac{60.262}{E} (\text{cm}^{-1})$$

$$\frac{\bar{N}_1 N_p l}{EA} = -0.946 \times 0.927 \frac{l}{A} \frac{1}{E}$$

$$= -0.946 \times 0.927 \times 3.947 \frac{1}{E} (\text{m}^{-1})$$

$$= -\frac{3.461}{E} (\text{cm}^{-1})$$

$$\frac{\bar{N}_2 N_p l}{EA} = -0.946 \times 0.073 \times 3.947 \frac{1}{E}$$

$$= -\frac{0.273}{E} (\text{cm}^{-1})$$

$$\Delta_{1p} = \Sigma \int \frac{\bar{M}_1 M_p}{EI} dx + \frac{\bar{N}_1 N_p l}{EA} = -\frac{122.542}{E} (\text{cm}^{-1}),$$

$$\Delta_{2p} = \Sigma \int \frac{\bar{M}_2 M_p}{EI} dx + \frac{\bar{N}_2 N_p l}{EA} = -\frac{60.535}{E} (\text{cm}^{-1})$$

代入 x_2 和 x_1 公式得

$$x_2 = \frac{-(\Delta_{2p} \delta_{11} - \delta_{12} \Delta_{1p})}{\delta_{12}^2 - \delta_{11}^2} = -\frac{-60.535 + 562.062 - 111.743(-122.542)}{303427.2}$$

$$= 0.067; \quad (x_2 \text{ 影响线 } 0 \text{ 点坐标, 也是 } x_1 \text{ 影响线 } 7 \text{ 点坐标})$$

$$x_1 = \frac{-(\delta_{12} x_2 + \Delta_{1p})}{\delta_{11}} = \frac{-[111.743 \times 0.067 + (-122.542)]}{562.062}$$

$$= 0.205 \quad (x_1 \text{ 影响线 } 0 \text{ 点坐标, 也是 } x_2 \text{ 影响线 } 7 \text{ 点坐标})$$

按照上面方法可得出 x_1 的其他点影响线坐标值, 绘出 x_1 影响线如图2-7a)。

再按图2-5将各杆件 $\bar{N}_1$ 或 $\bar{N}_2$ 乘上相应的 X_1 或 X_2 , 得各杆件相应内力影响线的该点坐标值 (仅求出各杆件 0 点和 7 点影响线坐标值)。

$$N_{A-B}^0 = -0.927 + x_1 \times 0.946 = -0.733;$$

$$N_{A-B}^7 = -0.073 + x_2 \times 0.946 = -0.01;$$

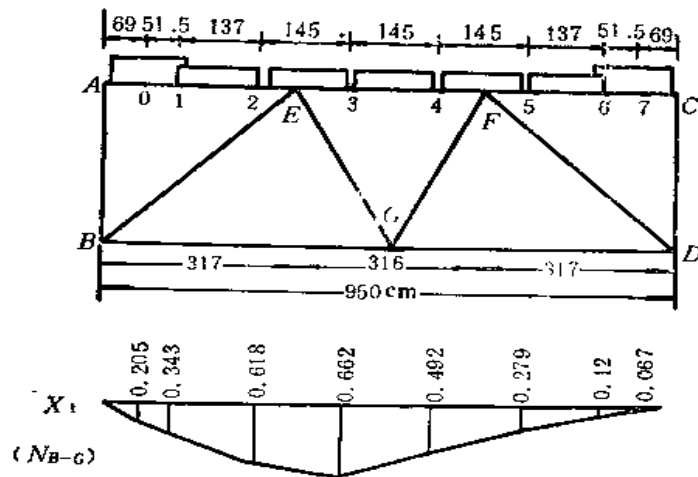


图2-7a) (尺寸单位: cm)

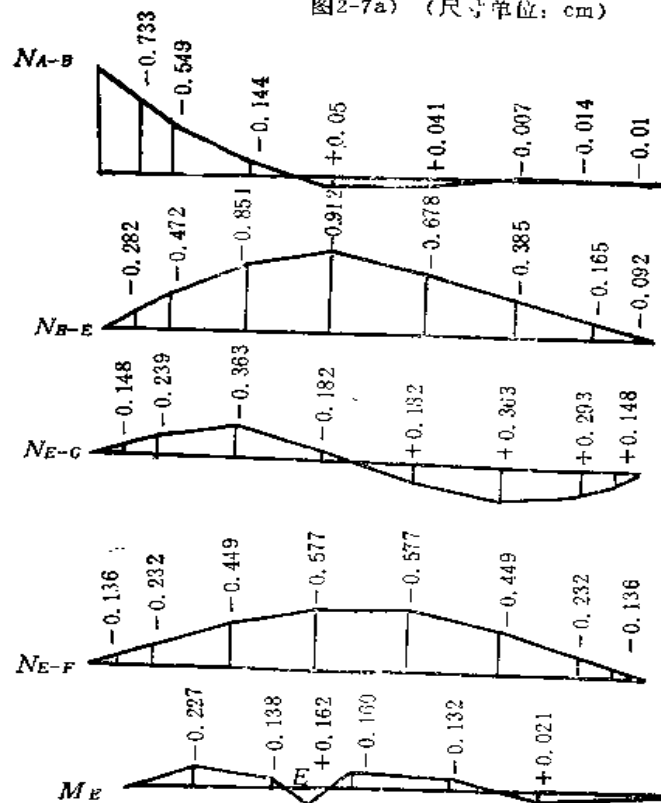


图 2-7b)

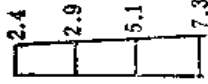
$$\begin{aligned}
 N_{B-E}^0 &= x_1(-1.377) = -0.282; \\
 N_{B-E}^I &= x_2(-1.377) = -0.092; \\
 N_{E-G}^0 &= -(x_1 - x_2)1.073 = -0.148; \\
 N_{E-G}^I &= (x_1 - x_2)1.073 = 0.148; \\
 N_{E-F}^0 &= -(x_1 + x_2)0.5 = -0.136; \\
 N_{E-F}^I &= -(x_1 + x_2)0.5 = -0.136.
 \end{aligned}$$

按照上面同样方法, 求出各杆件其他点影响线坐标值, 绘出各杆件内力影响线如图 2-7b)。

(3) 恒载内力计算

从图2-2中计算行车道及人行道块件, 恒载编号为 P_0 至 P_7 , 列于表2-2。

表2-2

荷载作用位置	$P_1 = P_6$	$P_2 = P_5$	$P_3 = P_4$
门形梁重力	$\frac{16.67\text{kN}}{2} = 8.34\text{kN}$	13.67kN	16.67kN
混凝土铺装 	$\frac{1}{2} (0.02 + 0.029) \times 0.6$ $\times 23 \times 3 = 1.014\text{kN}$	$\frac{1}{2} (0.029 + 0.051) \times 1.45$ $\times 23 \times 3 = 4.0\text{kN}$	$\frac{1}{2} (0.051 + 0.073) \times 1.45$ $\times 23 \times 3 = 6.2\text{kN}$
2 cm 沥青砂	$0.02 \times 0.6 \times 20 \times 3 = 0.72\text{kN}$	$0.02 \times 1.45 \times 20 \times 3 = 1.74\text{kN}$	$0.02 \times 1.45 \times 20 \times 3 = 1.74\text{kN}$
缘 石	$0.66 \times 3 = 1.98\text{kN}$		
合 计	$P_1 = P_6 = 12.05\text{kN}$	$P_2 = P_5 = 22.41\text{kN}$	$P_3 = P_4 = 24.61\text{kN}$

a. 行车道部分的恒载

b. 人行道部分的恒载

栏杆及扶手: 0.55kN;

人行道门形板: $2.08\text{kN/m} \times 3\text{m} = 6.24\text{kN}$;

沥青砂磨耗层: $0.28\text{kN/m} \times 3\text{m} = 0.78\text{kN}$;

人行道工字垫块: 0.34kN。

由上得出: $P_6 = P_7 = 0.55\text{kN} + 6.24\text{kN} + 0.78\text{kN} + 0.34\text{kN} = 7.91\text{kN}$ 。

c. 横联重力

按假定截面求得横联重力每米为:

$$g = 170\text{kg/m} = 1.7\text{kN/m}$$

汇总上面恒重作用在各点上如图2-8。

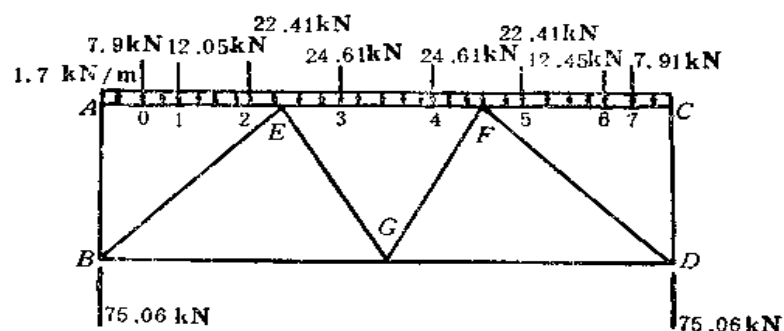


图 2-8

杆件恒载内力计算:

(圆括号内的数值是影响线坐标值, 方括号内的数值是影响线面积总和, 括号前为荷载值)。

$$N_{A-B}^{\text{恒}} = 7.91(-0.733) + 12.05(-0.549) + 22.41(-0.144) + 24.61(0.065) + 24.61(0.041) + 22.41(-0.007)$$

$$\begin{aligned}
& +12.05(-0.014) + 7.91(-0.01) + 1.7[-1.405] = -16.19\text{kN} \\
N_{B-E}^{\text{恒}} &= 7.91(-0.282) + 12.05(-0.472) + 22.41(-0.851) \\
& + 24.61(-0.912) + 24.61(-0.678) + 22.41(-0.385) \\
& + 12.05(-0.165) + 7.91(-0.092) + 1.7[-4.873] = -85.75\text{kN} \\
N_{B-G}^{\text{恒}} &= 7.91(0.205) + 12.05(0.343) + 22.41(0.618) + 24.61(0.662) \\
& + 24.61(0.492) + 22.41(0.279) + 12.05(0.12) \\
& + 7.91(0.067) + 1.7[3.538] = 62.25\text{kN} \\
M_E^{\text{恒}} &= 7.91(-0.156) + 12.05(-0.227) + 22.41(-0.138) \\
& + 24.61(-0.16) + 24.61(-0.132) + 22.41(0.021) \\
& + 12.05(0.043) + 7.91(0.03) + 1.7[-0.67] = -14.16\text{kN}\cdot\text{m}
\end{aligned}$$

根据上弦杆各点弯矩值, 比较E和F点最大值,
于是上面仅列出E点弯矩的计算值。

(4) 活载内力计算

汽-15和人群荷载作用下, 各杆件内力计算:

人群荷载通过人行道板传给 P_0 和 P_7

$$P_0 = P_7 = 3\text{kN/m}^2 \times 0.75\text{m} \times 3\text{m} = 6.75\text{kN}$$

汽-15荷载通过II形车道板传给横联的集中力如图2-9(按加重车布载)。

轮重: $R = 65\text{kN}$

$$\text{荷载冲击系数: } 1 + \mu = 1 + \frac{15}{37.5 + l} = 1 + \frac{15}{37.5 + 9.5} = 1.319$$

汽-15重车后轮作用时:

$$65\text{kN} \times 1.319 = 85.74\text{kN}$$

车轮靠边布置后得(图2-9):

$$\begin{aligned}
P_1 &= \frac{0.825}{1.37} \times 85.74 = 51.63\text{kN} \\
P_2 &= \frac{0.545}{1.37} \times 85.74 + \frac{0.475}{1.45} \times 85.74 = 62.2\text{kN} \\
P_3 &= \frac{0.975}{1.45} \times 85.74 + \frac{0.625}{1.45} \times 85.74 = 94.61\text{kN} \\
P_3' &= \frac{0.975}{1.45} \times 85.74 = 57.65\text{kN} \\
P_4 &= \frac{0.825}{1.45} \times 85.74 + \frac{0.275}{1.45} \times 85.74 = 65.04\text{kN} \\
P_6 &= \frac{1.175}{1.45} \times 85.74 = 69.48\text{kN}
\end{aligned}$$

(只布置一辆时)

杆件活载内力计算:

$$\begin{aligned}
N_{A-B}^{\text{活}} &= 6.75(-0.733) + 51.63(-0.549) + 62.2(-0.144) + 57.65(0.05) \\
&= -39.669\text{kN}
\end{aligned}$$

(布置一辆)

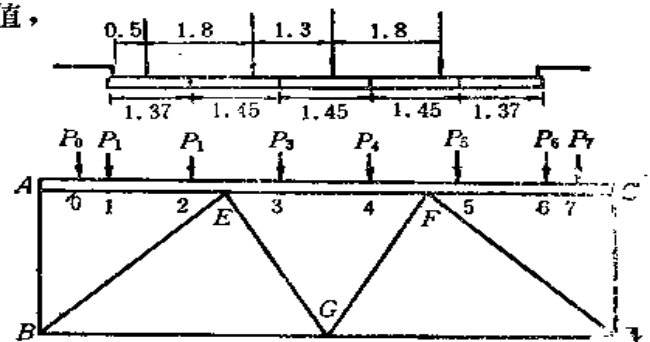


图2-9 (尺寸单位: m)

$$\begin{aligned}
 N_{B-E}^{\text{活}} &= 6.75(-0.282) + 51.63(-0.472) + 62.2(-0.851) \\
 &\quad + 94.61(-0.912) + 65.04(-0.678) \\
 &\quad + 69.48(-0.385) + 6.75(-0.092) \\
 &= -236.957\text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{B-G}^{\text{活}} &= 6.75(0.205) + 51.63(0.343) + 62.2(0.618) + 94.61(0.662) \\
 &\quad + 65.04(0.492) + 69.48(0.279) + 6.75(0.067) \\
 &= 172.00\text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{E-G}^{\text{活}} &= 6.75(-0.148) + 51.63(-0.239) + 62.2(-0.363) + 57.65(-0.182) \\
 &= -46.4095\text{kN} \quad (\text{布置一辆})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{E-F}^{\text{活}} &= 6.75(-0.136) + 51.63(-0.232) + 62.2(-0.449) + 94.61(-0.577) \\
 &\quad + 65.04(-0.577) + 69.48(-0.449) + 6.75(-0.136) \\
 &= -16.505\text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_E^{\text{活}} &= 6.75(-0.156) + 51.63(-0.227) + 62.2(-0.138) \\
 &\quad + 94.61(-0.16) + 65.04(-0.132) + 69.48(0.021) \\
 &= -43.62\text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

(5) 风荷载作用下 x_1 和 x_2 的计算

风压: 由《公路桥涵通用规范》第2.3.8条

横向风压: $W = K_1 K_2 K_3 K_4 W_0$ (Pa)

取 $K_1 = 0.85$, $K_2 = 1.3$, $K_3 = 1.13$, $K_4 = 0.8$

代入上式: $W = 0.85 \times 1.3 \times 1.13 \times 0.8 \times 0.9$
 $\approx 0.9\text{kN/m}^2$

各部分受风面积:

悬索长 $l_s = 134.162\text{m}$ (见后)

27根 $\phi 42$ 钢丝绳的高度 $h = 0.224\text{m}$

主索 $A_1 = 134.162 \times 0.224 = 30.1\text{m}^2$

吊杆 平均高度 7.6m , 迎风宽度考虑连接件宽, 取平均宽为 0.1m (共二十一付吊杆)

$$A_2 = 7.6 \times 0.1 \times 21 = 16.0\text{m}^2$$

桥面系 高 0.55m

$$A_3 = 0.55 \times 126 = 69.3\text{m}^2$$

桁梁 $A_4 = 126 \times 3 \times 0.4 = 151.2\text{m}^2$ (0.4为折减系数)

栏杆 $A_5 = 126 \times 1 \times 0.2 = 25.2\text{m}^2$ (0.2为折减系数)

根据以上计算汇总于表2-3, 并进行计算。

作用在主索上的风力

$$W_2 = (27.09 + 14.4) \frac{1}{130} = 0.319 \approx 0.32\text{kN/m}$$

作用在加劲桁梁上弦风力

风力计算汇总表 表2-3

项 目	受风面积 (m^2)	风 力 (kN)
主 索	30.1	$30.1 \times 0.9 = 27.09$
吊 杆	16.0	$16 \times 0.9 = 14.4$
桥 面 系	69.3	$69.3 \times 0.9 = 62.37$
桁 梁	151.2	$151.2 \times 0.9 = 136.08$
栏 杆	25.2	$25.2 \times 0.9 = 22.68$

$$W' = \left(62.37 + \frac{136.08}{2} + 22.68 \right) \frac{1}{126} \approx 1.22 \text{ kN/m}$$

作用在加劲桁梁下弦风力

$$W_1 = \frac{136.08}{2} \cdot \frac{1}{126} = 0.54 \text{ kN/m}$$

考虑加劲桁架上弦还要承受部分风力（见“悬索及加劲梁的计算”中风力计算，风荷载在主索和加劲梁间的分配荷载 q 的计算），于是

$$\begin{aligned} W'_1 &= 1.22 + q \\ &= 1.22 + 0.13 \\ &= 1.35 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

作用于端横联的集中风力为

$$W_{\text{上}} = 1.35 \times 126 \times \frac{1}{2} = 80.05 \text{ kN}$$

$$W_{\text{下}} = 0.54 \times 126 \times \frac{1}{2} = 34.02 \text{ kN}$$

由 $W_{\text{上}}$ 和 $W_{\text{下}}$ 引起端横联内力 N_w 、 M_w ，如图 2-10。

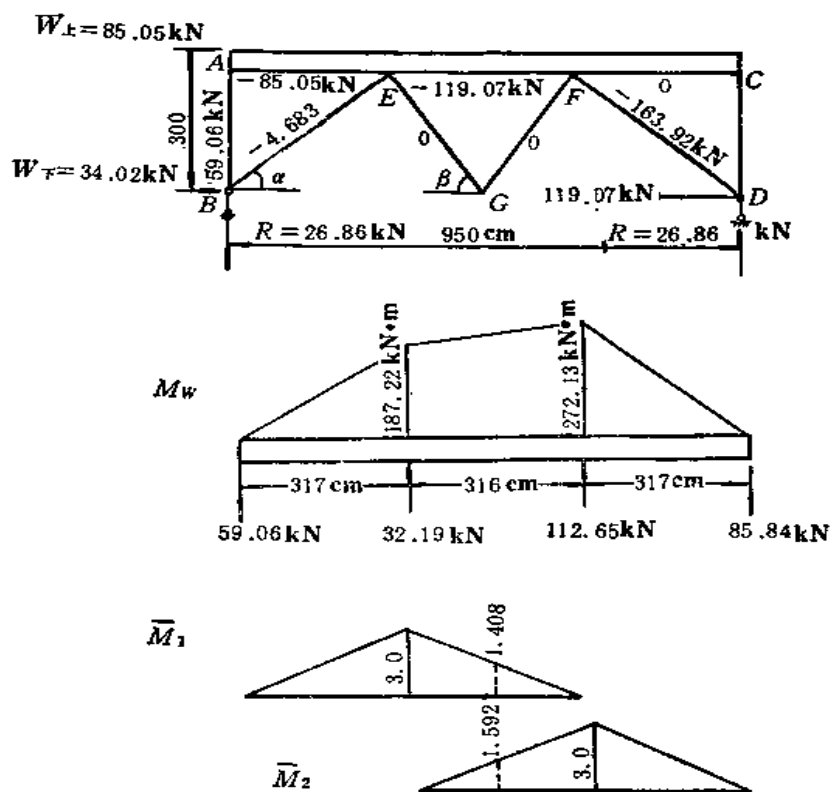


图 2-10

Δ_{1w} 和 Δ_{2w} 的计算:

Δ_{1w} 的计算 $\Sigma \frac{\bar{N}_1 \bar{N}_w l}{A}$ 项的计算如表 2-4。

表2-4

杆 件	L(cm)	A(cm ²)	I/A($\frac{1}{\text{cm}}$)	$\bar{N}_i$	N _w (kN)	$\frac{\bar{N}_i N_w l}{A}$
A—B	300.00	76.0	3.9474	0.946	59.00	220.54
B—E	436.40	60.108	7.26	-1.377	-46.83	468.16
E—F	316.00	115.60	2.734	-\frac{1}{3}	-111.907	162.77
Σ						851.47

$$\begin{aligned}\Sigma \int \frac{M_1 M_w}{I} ds &= \frac{1}{2 \times 0.00036221} \left[3.17 \times 3 \times \frac{2}{3} \times 187.22 \right. \\ &\quad \left. + (187.22 + 272.13) \times 3.16 \times 1.408 \right] \\ &= \frac{1}{2 \times 0.00036221} [1186.97 + 2083.78] \\ &= 44598.978 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\Delta_{1w} = \frac{851.47}{E} + \frac{44598.978}{E} = \frac{45450.44}{E}$$

Δ_{2w} 的计算 $\Sigma \frac{\bar{N}_2 N_w l}{A}$ 的计算见下表2-5。

表2-5

杆 件	L(cm)	A(cm ²)	I/A($\frac{1}{\text{cm}}$)	$\bar{N}_i$	N _w (kN)	$\frac{\bar{N}_i N_w l}{A}$
C—D	300.00	76.0	3.9494	0.946	85.8	320.4
D—F	436.40	60.108	7.26	-1.377	-163.92	1638.71
E—F	316.00	115.60	2.734	-\frac{1}{3}	-119.07	162.77
Σ						2121.88

$$\begin{aligned}\Sigma \int \frac{M_2 M_w}{I} ds &= \frac{1}{2 \times 0.00036221} \left[3.17 \times 3 \times \frac{2}{3} \times 272.13 \right. \\ &\quad \left. + (187.22 + 272.13) \times 3.16 \times 1.592 \right] \\ &= 55717.3 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\Delta_{2w} = \frac{2121.88}{E} + \frac{55717.3}{E} = \frac{57839.18}{E}$$

$$x_2 = \frac{-(\Delta_{2w} \delta_{11} - \delta_{12} \Delta_{1w})}{\delta_{11}^2 - \delta_{12}^2} = \frac{-(57839.18 \times 562.06 - 111.743 \times 45450.44)}{303427.2}$$

$$= -90.4 \text{ kN}$$

$$x_1 = \frac{-(\delta_{12} x_2 + \Delta_{1w})}{\delta_{11}} = \frac{-[111.743(-90.4) + 45450.44]}{562.062}$$

$$= -62.88 \text{ kN}$$

(C) 内力汇总

各杆风力内力的算式

$$N = x_1 \bar{N}_1 + x_2 \bar{N}_2 + N_P$$

各杆件轴向内力 N 的汇总表见表2-6, 由于挂-80的内力不控制设计, 未列出。

表2-6

杆件	汽-15和人群荷载作用 (kN)	活载作用 (kN)	合 计 (kN)	风 荷 载 作 用					
				$x_1 = -62.88\text{kN}$			$x_2 = -90.4\text{kN}$		
				$\bar{N}_1$	$\bar{N}_2$	$x_1 \bar{N}_1$	$x_2 \bar{N}_2$	N_w	$N(\text{kN})$
A—B	-39.37	-16.19	-55.56	0.946	0	-59.48	0	59.48	-0.42
D—C	-39.37	-16.19	-55.56	0	0.946	0	-85.52	85.80	0.28
B—E	-236.957	-85.75	-322.707	-1.377	0	86.59	0	-46.83	39.76
F—D	-236.957	-85.75	-322.707	0	-1.377	0	124.48	-163.92	-39.44
B—G	172.00	62.25	234.25	1	0	-62.88	0	0	-62.88
G—D	172.00	62.25	234.25	0	1	0	-90.4	0	-90.4
E—G	-46.41	0	-46.41	-1.073	1.073	67.47	-97.00	0	-29.53
G—F	46.41	0	46.41	1.073	-1.073	-67.47	97.00	0	29.53
A—E	0	0	0	0	0	0	0	-85.05	-85.05
F—C	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E—F	-165.05	-62.29	-227.34	-0.5	-0.5	31.44	45.20	-119.07	-42.43

3. 横向联结系杆件截面的验算

由于风荷载引起内力小, 不控制设计, 现仅考虑汽-15和人群荷载作用下的截面验算, 计算结果列于表2-7中。其横向联结系杆件截面如图2-11。

横联上弦杆与加劲梁的连接计算 (图2-12) :

$$M = 0.7 \times 57.78 = 40.446\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} Q_{A-B} &= Q_{A-B}^{\text{恒}} + Q_{A-B}^{\text{活}} \quad (\text{此处 } Q_{A-B} = N_{A-B}) \\ &= -39.37 + (-16.19) \\ &= -55.56\text{kN} \end{aligned}$$

$$N_{A-E} = -85.05\text{kN} \quad (\text{风荷载引起})$$

$$\text{计算公式} \quad R = \sqrt{\left(\frac{Q}{n}\right)^2 + \left(\frac{N}{n} + \frac{M l_{\max}}{n_1 \sum l_i^2}\right)^2}$$

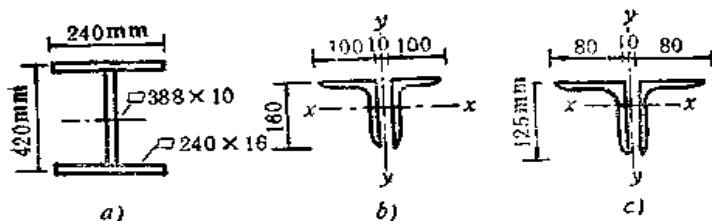


图2-11 (尺寸单位: mm)

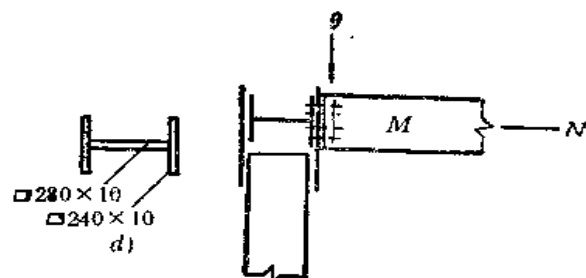


图 2-12

表2-7

杆件	N (kN)	M_E (kN·m)	$A(\text{cm}^2)$	$I_x(\text{cm}^4)$	W_x (cm^3)	I_y (cm^4)	$r(\text{cm})$	l (cm)
$E-F$	-227.34	-57.78	115.6	36221	1725			
$B-E$	-322.707		60.108			969.8	$r_y = \sqrt{\frac{969.8}{60.108}} = 4.02$	436
$E-G$	-46.41		2×19.712 $= 39.424$			432.36	$r_y = \sqrt{\frac{432.36}{39.424}} = 3.31$	339
$G-D$	234.25		2×19.712 $2.3 \times 1 \times 2$ $= 34.824$					
$A-B$	-55.56		$2 \times 24 \times 1$ $+ 28 \times 1 = 76$	$2 \times \frac{1}{12} \times 1 \times 24^3 + \frac{1}{12}$ $\times 28 \times 1^3 = 2300$			$r = \sqrt{\frac{2300}{76}} = 5.5$	300
杆件	λ	φ	$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$ 或 $\sigma = \frac{N}{A}$		$\sigma = \frac{N}{\varphi A}$		备 注	
$E-F$			$\frac{-227.34}{115.6} \pm \frac{-57.78}{1725} = \frac{-53.162\text{MPa}}{+13.83\text{MPa}}$				见 图 2-11a)	
$B-E$	$\frac{436}{4.02} = 108.4$ $< [\lambda]$	0.363	$\frac{-322.707}{60.108} = -53.688\text{MPa}$		$\frac{-322.707}{0.363 \times 60.108} = -147.9\text{MPa}$		见 图 2-11b)	
$E-G$	$\frac{339}{3.31} = 102.4$ $< [\lambda]$	0.404	$\frac{-46.41}{39.424} = -11.772\text{MPa}$		$\frac{-46.41}{0.404 \times 39.424} = -29.139\text{MPa}$		见 图 2-11c)	
$G-D$			$\frac{234.25}{34.824} = 67.27\text{MPa}$				见 图 2-11d)	
$A-B$	$\frac{0.9 \times 300}{5.5} = 49.1$	0.811	$\frac{-55.56}{76} = -7.311\text{MPa}$		$\frac{-55.56}{0.811 \times 76} = -9.0143\text{MPa}$		见 图 2-11d)	

注：横向联结系各杆件仍采用16Mn钢，以上计算均小于容许应力，安全。

式中： $n = 4$ ， $l_{\max} = 10 + 13 + 10 = 33\text{cm}$

$n_1 = 2$ ， $\sum l_i^2 = 13^2 + 33^2 = 1258\text{cm}^2$

代入公式计算

$$R = \sqrt{\left(\frac{55.56}{4}\right)^2 + \left(\frac{35.05}{4} + \frac{4044.6 \times 33^2}{2 \times 1258}\right)^2} = 75.5987\text{kN}$$

一个 $\phi 22$ 高强螺栓的承载力为

$$N_1 = \frac{P \cdot \mu \cdot n}{k} \quad (\text{见《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》1.2.6条})$$

式中: P ——高强螺栓的预拉力, 查表 $P = 190\text{kN}(\phi 22)$;

μ ——连接钢材摩擦系数, 查表 16Mn $\mu = 0.55$;

n ——连接处的摩擦面数, 取 $n = 2$;

k ——安全系数, 采用 1.7。

代入上式计算

$$N_1 = \frac{190 \times 0.55 \times 2}{1.7} = 122.91\text{kN} > R = 75.599\text{kN}$$

三、悬索及加劲桁梁的计算

1. 基本数据 (参见图2-1)

主跨 $l = 130\text{m}$, 取 $n = \frac{f}{l} = \frac{1}{9}$, 矢高 $f = \frac{130}{9} = 14.444\text{m}$

加劲桁梁计算跨径 $l_1 = 126\text{m}$

以塔顶作为坐标原点, 在加劲桁梁支座中心处 (离坐标原点 2 m) 的悬索纵坐标为:

$$y_1 = \frac{4f(l-x)x}{l^2} = \frac{4 \times \frac{130}{9}(130-2)2}{130^2} = 0.875\text{m}$$

于是以加劲桁梁跨径作为悬索跨径时的矢高为:

$$f_1 = 14.444 - 0.875 = 13.569\text{m}$$

计算矢跨比为 $n_1 = \frac{f_1}{l_1} = \frac{13.569}{126} = \frac{1}{9.29}$

悬索在加劲梁支座中心处的倾角为 φ , 则

$$\operatorname{tg} \varphi = 4 \frac{f_1}{l_1} = 4 \frac{1}{9.29} = 0.4306, \quad \varphi = 23^\circ 17.4'$$

悬索在塔顶 A 处的倾角 φ_0 (本桥锚索倾角 $\varphi_1 = \varphi_0$)

$$\operatorname{tg} \varphi_0 = 4 \frac{f}{l} = 4 \times \frac{1}{9} = 0.444, \quad \varphi_0 = 23^\circ 58'$$

锚索跨径: $l_{\text{锚}} = 58.54\text{m}$

锚索长度: $S_0 = \frac{l_{\text{锚}}}{\cos \varphi_1} = \frac{58.54\text{m}}{0.9137} = 64.069\text{m}$

主索长度: $S_1 = \widehat{AA'} = \left[1 + \frac{8}{3}n^2 - \frac{32}{5}n^4 + \frac{256}{7}n^6 \right] l$
 $= \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{1}{9} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{1}{9} \right)^4 + \frac{256}{7} \left(\frac{1}{9} \right)^6 \right] 130$
 $= 1.032015 \times 130$
 $= 134.162\text{m}$

悬索全长: $S = S_1 + 2S_0 = 134.162 + 2 \times 64.069 = 262.30\text{m}$

加劲梁跨径对应悬索长度

$$\begin{aligned}
 S'_1 = \widehat{OO'} &= \left[1 + \frac{8}{3}n_1^2 - \frac{32}{5}n_1^4 - \frac{256}{7}n_1^6 \right] l_1 \\
 &= \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{1}{9.29} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{1}{9.29} \right)^4 \right. \\
 &\quad \left. - \frac{256}{7} \left(\frac{1}{9.29} \right)^6 \right] 126 \\
 &= 1.03009 \times 126 \\
 &= 129.792\text{m}
 \end{aligned}$$

2. 恒载计算

在计算内力以前，必须先假定各杆件的尺寸，通常是先用近似公式（可参看 C.A. 查普林著《吊桥》中 P204 表 8）计算出内力，再根据该内力初步估计杆件的截面。

或者按以下近似公式计算：

$$\text{悬索水平拉力 } H_g + H_p = \frac{l^2}{8f}(g + P)$$

$$\begin{aligned}
 \text{加劲梁 } M_{\max} &\approx 0.02Pl^2 \\
 M_{\min} &\approx 0.016Pl^2
 \end{aligned}$$

式中：P——等代荷载；

g——沿桥每米恒重（参考已成桥的资料估计）。

悬索按近似公式计算出水平拉力，确定采用 27 根 $\phi 42$ 钢丝绳，按 GB-362-64 标准，其规格如下：

钢丝直径 2.8mm，钢丝根数 7 股 19 丝，组成钢丝绳直径为 $\phi 42$ 。

100m 涂油钢丝绳的计算重量 7.247kN。

加劲梁桁梁上弦杆、下弦杆、斜杆、竖杆均采用焊接的 H 形截面。

弦杆采用 $2\text{I}420 \times 16 + 1\text{I}268 \times 16$

$$A_{\text{弦}} = 2 \times 42 \times 1.6 + 26.8 \times 1.6 = 177.28\text{cm}^2$$

斜杆采用 $2\text{I}240 \times 10 + 1\text{I}280 \times 10$

$$A_{\text{斜}} = 2 \times 24 \times 1 + 28 \times 1 = 76.0\text{cm}^2$$

竖杆截面与斜杆截面相同，各部分恒载计算见表 2-8。

3. 风力计算：根据横联风力计算（表 2-3）结果直接引用于表 2-9 中，由于主索通过吊杆与桁架的连接，可得出各自承担的风力。

作用在主索上的风力

$$W_2 = (27.09 + 14.4) \frac{1}{130} = 0.319\text{kN/m} \approx 0.32\text{kN/m}$$

作用在桁梁上弦的风力

$$W_1 = \left(62.37 + \frac{136.08}{2} + 22.68 \right) \frac{1}{126} \approx 1.22\text{kN/m}$$

作用在桁梁下弦的风力

表2-8

项 目	计 算 式	每米恒重 (kN/m)
2cm 沥青砂层	$0.02 \times 7 \times 20$	2.8
2cm~7.3cm 钢丝网片 混凝土防水层	$\frac{1}{2} (0.02 + 0.073) \times 7 \times 23$	7.49
行车道 II形板	$5 \left[(0.11 \times 1.45 + 2 \times 0.17 \times 0.15) + \frac{2}{8} \times 0.06 \times 0.17 \times 1.5 \right] 25$	27.59
人行道 II形板	$2 \left[(0.88 \times 0.06 + 2 \times 0.08 \times 0.17) + \frac{2}{8} \times 0.06 \times 0.17 \times 0.45 \right] 25$	4.15
1.5cm 人行道沥青砂	$2 \times 0.015 \times 0.88 \times 20$	0.53
缘 石	$2 \times 0.24 \times 0.12 \times 23$	1.32
加劲梁(包括纵、横 联、栏杆)	$\frac{2760}{126}$	21.90
主 索	$54 \times 0.07247 \times 1.0329$ (1.0329为 l_n 与 l 之比值)	4.04
吊杆(包括连接件)	根据已成桥估计	1.40
伸 缩 缝	$\frac{35.9}{2} \times \frac{1}{126}$	0.14
合 计		71.36
全桥宽重力		35.68 $\approx$ 36.00

$$W'_1 = \frac{136.08}{2} \frac{1}{126} = 0.54 \text{ kN/m}$$

表2-9

项 目	风 力 (kN)	风力作用情况
主 索	27.09	平均分布在桥塔间
吊 杆	14.40	平均分布于悬索上
桥面系	62.37	作用于桁梁上弦
桁 梁	136.08	平均分布于桁梁上、下弦
栏 杆	22.68	作用于桁梁上弦

由于横向风力的作用,主索和桁架位移的差值便导致吊杆倾斜,由此吊杆的倾斜产生一个水平分力 q ,这个水平分力使得风荷载在主索和桁梁上弦(水平联结系)间进行分配。所以,我们要先求得这个水平分力 q ,见E.E.吉勃施曼著《公路钢桥》P234公式(25)。

$$q = \frac{\frac{0.8w_2f}{P_1 + P_2} - \frac{w_1l^4}{60EI}}{1.6 \frac{h-f}{P_1} + \frac{f}{P_1 + P_2} + \frac{l^4}{60EI}}$$

式中: $f = 14.444\text{m}$, $l = 126\text{m}$

$h = 17.44\text{m}$ (加劲梁上弦杆顶至桥塔顶的高度)

$$P_1 = \frac{71.36 - 5.44}{2} = 32.96 \text{ kN/m (扣除主索和吊杆后的重力)}$$

$$P_2 = \frac{5.44}{2} = 2.72 \text{ kN/m (主索和吊杆延米重)}$$

H形弦杆对 $y' - y'$ 轴的惯矩 (见图2-13)

$$I_{y'-y'} = \left[\frac{1}{12} 42 \times 1.6^3 + 42 \times 1.6 \left(15 - \frac{1.6}{2} \right)^2 \right] + \frac{1}{12} 1.6 \times 26.8^3$$

$$= 29695 \text{ cm}^4$$

两弦杆对 $y - y$ 轴的惯矩

$$A = 177.28 \text{ cm}^2, E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$I_{y-y} = 2 \left[29695 + 177.28 \left(\frac{950}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 80056990 \text{ cm}^4 = 0.80057 \text{ m}^4$$

代入公式得

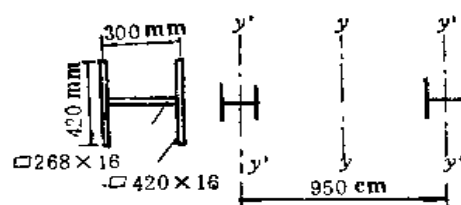


图2-13 (尺寸单位: mm)

$$q = \frac{\frac{0.8 \times 0.32 \times 14.444}{32.96 + 2.72} - \frac{1.22 \times 126^4}{60 \times 2.1 \times 10^5 \text{ MPa} \times 0.80057}}{1.6 \frac{17.44 - 14.444}{32.96} + \frac{14.444}{32.96 + 2.72} + \frac{126^4}{60 \times 2.1 \times 10^5 \text{ MPa} \times 0.80057}}$$

$$= 0.1272 \text{ kN/m} \approx 0.13 \text{ kN/m}$$

由此作用在桥上各部分的横向风力应为:

$$\text{主索 } W_2 - q = 0.32 - 0.13 = 0.19 \text{ kN/m}$$

$$\text{桁梁上弦 } W_1 + q = 1.22 + 0.13 = 1.35 \text{ kN/m}$$

$$\text{桁梁下弦 } W_3 = 0.54 \text{ kN/m}$$

恒载与风力共同作用时, 主索水平拉力

$$g_{\text{恒+风}} = \sqrt{(W_2 - q)^2 + (P_1 + P_2)^2} = \sqrt{0.19^2 + 35.68^2}$$

$$= 35.68 \text{ kN/m} \approx 36 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{恒+风}} = \frac{gl_1^2}{8f_1} = \frac{36 \times 126^2}{8 \times 13.569} = 5265.0895 \text{ kN}$$

4. 主索验算

(1) 恒载水平拉力 $g_{\text{恒}} = 36 \text{ kN/m}$

$$H_g = \frac{gl_1^2}{8f_1} = \frac{36 \times 126^2}{8 \times 13.569} = 5265.095 \text{ kN}$$

(2) 加劲桁梁惯性矩计算

a. 换算惯性矩

加劲桁梁的惯性矩影响整个吊桥的挠度大小, 从而影响内力变化。在加劲桁梁惯性矩的计算中, 是将桁梁换算为等代的梁, 也就是计算出加劲桁梁的换算惯性矩。过去在计算换算惯性矩时, 往往仅考虑桁梁的弦杆, 而忽略腹杆变形的影响, 多田安夫、米长泰在《关于对称斜杆桁构的换算惯性矩的研究》一文(《桥梁译丛》1965年1月)中, 提出考虑腹杆影响的换算惯性矩计算公式。由于该式仅考虑一个节间, 而未考虑跨径大小的影响, 看来有不妥之处。现参考交通部第二公路勘察设计院有关人员按全跨简支梁分别推导出在跨中集中力和全跨均布荷载作用时的换算惯性矩公式, 采用的是在全跨均布荷载作用时的换算公式, 即:

$$I_{\text{换}} = \frac{I_v}{1 + \frac{32}{5n^2 \cos^2 \alpha} \cdot \frac{3I_v}{A_2 \lambda^2 \sin \alpha}}$$

式中: A_2 ——加劲桁梁斜杆截面积, $A_2 = 76 \text{ cm}^2$;

λ ——吊杆间距, $\lambda = 6.0 \text{ m}$;

n ——吊杆对数, $n = 21$ 对。

$$I_r = \frac{A_1 h_1^3}{2}$$

式中: A_1 ——加劲桁梁弦杆截面积, $A_1 = 177.28 \text{ cm}^2$;

h_1 ——加劲桁梁高度, $h_1 = 3.00 \text{ m}$ 。

$$I_{\text{换}} = \frac{\frac{177.28 \times 300^2}{2}}{1 + \frac{32}{5 \times 21^2 \times 0.707^2} \cdot \frac{3 \times \frac{177.28 \times 300^2}{2}}{76 \times 600 \times 0.707}} = 7700386 \text{ cm}^4$$

b. 主索拉力计算

由于刚性吊桥为一次超静定结构, 并假定水平拉力 H 为多余未知力。

$$H = -\frac{\delta_{PH}}{\delta_{HH}}$$

当集中荷载 $P = 1$ 作用于跨中 Kl 处时, 其 δ_{HH} 和 δ_{PH} 可用下面公式进行计算:

$$\begin{aligned} \delta_{HH} &= \int_0^{l_1} \frac{M_{11}^2}{EI} dx + \sum \frac{T_{11}^2 S}{E_1 A} \\ &= \frac{1}{EI} \int_0^{l_1} \left[\frac{4f_1}{l^2} x(l-x) \right]^2 dx \\ &\quad + \frac{1}{E_1 A} \int_0^{l_1} \frac{dl_s}{\cos^2 \varphi_0} + \frac{2l_{s0}}{E_1 A \cos^2 \varphi_0} \\ &= \frac{16f_1^2}{EI l_1^4} \int_0^{l_1} (lx - x^2)^2 dx + \frac{1}{E_1 A} \int_0^{l_1} \frac{dx}{\cos^2 \varphi_0} \\ &\quad + \frac{2l_{s0}}{E_1 A \cos^2 \varphi_0} \\ &= \frac{8}{15} \frac{f_1^2 l_1}{EI} + \frac{1}{E_1 A} (1 + 8n^2) + \frac{2l'}{E_1 A \cos^2 \varphi_0} \end{aligned}$$

由弹性荷载求得加劲桁梁 x 处的挠度方程

$$\delta_{PH} = \frac{8f_1}{l_1^2} \frac{l_1^4 x}{24EI} \left[1 - 2\left(\frac{x}{l_1}\right)^2 + \left(\frac{x}{l_1}\right)^3 \right]$$

$$\text{命 } K = \frac{x}{l_1}, \quad \delta_{PH} = \frac{f_1 l_1^2}{3EI} [K - 2K^3 + K^4]$$

代入 H 式得

$$H = \frac{\frac{f_1 l_1^3}{3EI} [K - 2K^3 + K^4]}{\frac{8}{15} \frac{f_1^2 l_1}{EI} + \frac{1}{E_1 A} (1 + 8n^2) + \frac{2l'}{E_1 A \cos^3 \varphi_0}}$$

通乘 $\frac{3EI}{f_1^2 l_1}$ 得

$$H = \frac{1}{n_1 N} B_{(K)}$$

$$\text{式中: } N = \frac{8}{5} + \frac{3I}{A f_1^2} \frac{E}{E_1} \frac{l}{l_1} (1 + 8n^2) + \frac{6I}{A f_1^2} \frac{E}{E_1} \sec^3 \varphi_0$$

$$B_{(K)} = K - 2K^3 + K^4, \quad n_1 = \frac{f_1}{l_1}, \quad n = \frac{f}{l}$$

自主跨一端至 Kl_1 点布置荷载 p 时:

$$\begin{aligned} H &= \int_0^{l_1} p H dx = \int_0^{l_1} p \frac{1}{n_1 N} B_{(K)} d(Kl_1) \\ &= -\frac{pl_1}{n_1 N} \int_0^{l_1} (K - 2K^3 + K^4) d_{(K)} \\ &= -\frac{pl_1}{5n_1 N} F_{(K)} \end{aligned}$$

$$\text{式中: } F_{(K)} = \frac{5}{2} K^2 - \frac{5}{2} K^4 + K^5$$

当加劲桁梁满布活载时, $K = 1$, $F_{(K)} = 1$ 。

$$H_{\max} = \frac{pl_1}{5n_1 N}$$

根据上面公式可进行主索拉力计算。

N 的计算

$$l = 130\text{m}, \quad l_1 = 126\text{m}, \quad l' = 58.54\text{m}, \quad \cos \varphi_0 = \cos 23^\circ 58' = 0.9137$$

$$n = \frac{1}{9}, \quad f_1 = 13.569\text{m}, \quad A = 27 \times 8.1854\text{cm}^2 = 221.01\text{cm}^2$$

$$I_{\text{换}} = 7700386\text{cm}^4, \quad E = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}$$

$$\begin{aligned} N &= \frac{8}{5} + \frac{3 \times 7700386 \times 2.1 \times 10^5}{221.01 \times 1356.9^2 \times 1.3 \times 10^5} \left\{ \left[1 \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + 8 \left(\frac{1}{9} \right)^2 \right] \frac{130}{120} + \frac{2 \times 58.54}{126 \times 0.9137} \right\} \\ &= 1.6 + 0.215675 \\ &= 1.815675 \end{aligned}$$

H 影响线面积的计算

$$n_1 = \frac{1}{9.29} = 0.1076426$$

$$\omega = \frac{l_1}{5n_1N} = \frac{126}{5 \times 0.1076426 \times 1.815675} = 128.937\text{m}^2$$

由公路设计手册《拱桥》上册P14, 查 $K_A = 9.94\text{kN/m}$, 并利用P21换算公式计算曲线形等代荷载。

$$K = \mu K_A + (1 - \mu) K_C$$

式中: μ ——换算系数 $\mu = \frac{\omega_A}{\omega}$

ω_A ——表列三角形影响线面积;

ω ——计算等代荷载的影响线面积;

K_C ——均匀荷载系数, 对于汽-15级,

$$K_C = 0.81\text{T/m} = 8.1\text{kN/m}$$

μ 的计算: $\omega = 128.937\text{m}^2$, ω_A 的计算应先计算出对应 ω 影响线面积的跨中坐标。

由公式:

$$H = \frac{1}{n_1N} B_{(K)} = \frac{1}{n_1N} (K - 2K^3 + K^4)$$

跨中 H 的纵坐标 ($K = 0.5$)

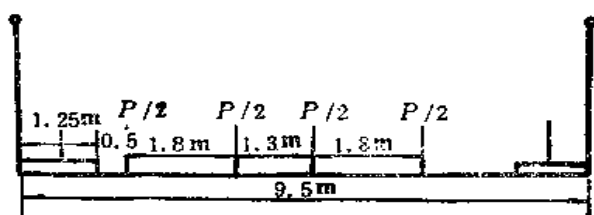
$$H = \frac{1}{0.1076426 \times 1.815675} (0.5 - 2 \times 0.5^3 + 0.5^4) = 1.599$$

$$\omega_A = \frac{1}{2} \times 126 \times 1.599 = 100.737\text{m}^2$$

$$\mu = \frac{\omega_A}{\omega} = \frac{100.737}{128.937} = 0.781$$

代入换算公式计算

$$\begin{aligned} K &= \mu K_A + (1 - \mu) K_C \\ &= 0.781 \times 9.94 + (1 - 0.781) \times 8.1 \\ &= 9.54\text{kN/m} \end{aligned}$$



横向分布系数按杠杆原理法计算 (图2-14)。

图 2-14

$$\eta_{汽} = \frac{1}{2} \frac{7.75 + 5.95 + 4.65 + 2.85}{9.5} = \frac{21.2}{2 \times 9.5} = 1.1158$$

冲击系数:

$$1 + \mu = 1 + \frac{50}{70 + 126} = 1.255$$

$$p = K \eta (1 + \mu) = 9.54 \times 1.1158 \times 1.255 = 13.36\text{kN/m}$$

$$H_{汽} = \frac{pl_1}{5n_1N} = \frac{13.36 \times 126}{5 \times 0.1076426 \times 1.815675} = 1722.6\text{kN}$$

$$H_{人群} \approx q_{人} \omega = 3 \times 0.75 \times 128.937 = 290.108\text{kN}$$

c. 温度水平力

由于温度变化, 主索相对水平位移 δ_{tH} 所引起的水平拉力为:

$$H_t = \mp \frac{\delta_{tH}}{\delta_{HH}}$$

$$\delta_{tH} = 2\alpha l \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{1}{\cos\varphi} ds + \frac{2\alpha l l_{s0}}{\cos\varphi_0}$$

式中: $2\alpha l \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{dx}{\cos^2\varphi} = 2\alpha l \int_0^{\frac{l}{2}} (1 + \tan^2\varphi) dx$

$$= 2\alpha l \int_0^{\frac{l}{2}} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] dx$$

由 $y = -\frac{4fx^2}{l^2}$, $\frac{dy}{dx} = -\frac{8fx}{l^2}$

代入上式

$$2\alpha l \int_0^{\frac{l}{2}} \left[1 + \left(-\frac{8fx}{l^2} \right)^2 \right] dx = 2\alpha l \left(x + \frac{64f^2x^3}{3l^4} \right) \Big|_0^{\frac{l}{2}}$$

$$= 2\alpha l \left(1 + \frac{16}{3}n^2 \right)$$

$$\delta_{tH} = \alpha l l \left[1 + \frac{16}{3}n^2 + \frac{2l_{s0}}{l \cos\varphi_0} \right]$$

$$H_t = \mp \frac{\alpha l l \left[1 + \frac{16}{3}n^2 + \frac{2l_{s0}}{l \cos\varphi_0} \right]}{\frac{8}{15} \frac{f^2 l_1}{EI} + \frac{l}{E_1 A} (1 + 8n^2) + \frac{2l'}{E_1 A \cos^3\varphi_0}}$$

通乘 $\frac{3EI}{f^2 l_1}$ 得

$$H_t = \mp \frac{3EI\alpha l \frac{l}{l_1} \left[1 + \frac{16}{3}n^2 + \frac{2l_{s0}}{l \cos\varphi_0} \right]}{f^2 N}$$

根据上面公式可进行温度水平拉力计算。

式中: $\alpha = 0.000012$, $l = 130\text{m}$, $l_1 = 126\text{m}$, $f_1 = 13.569\text{m}$;

$$n_1 = \frac{1}{9.29} = 0.1076426, \quad n = \frac{1}{9}, \quad l_{s0} = 66.254\text{m},$$

$\cos\varphi_0 = \cos 23^\circ 58' = 0.9137$, $E = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ ($E = 2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$), $I_{\text{换}} = 7700386 \text{cm}^4$

代入上面 H_x 计算公式得

$$H_t = \mp \frac{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 7700386 \times 0.000012 \left(\frac{130}{126} \right) \left[1 + \frac{16}{3} \left(\frac{1}{9} \right)^2 \frac{2 \times 66.254}{130 \times 0.9137} \right]}{(1356.9)^2 \times 1.815676}$$

$$= \mp 3.91932 \cdot t$$

温度上升 $t = 47^\circ - 20^\circ = 27^\circ$; $H_t = 3.91932 \times 27^\circ = -105.822\text{kN}$

温度下降 $t = -20^\circ - 7^\circ = -27^\circ$; $H_t = 3.91932(-27^\circ) = +105.822\text{kN}$

d. 主索强度验算

组合 I $H = H_{\text{恒}} + H_{\text{汽}} + H_{\text{人}}$

$$= 5265.095 + 1722.6 + 290.108$$

$$= 7277.8\text{kN}$$

组合 II $H = H_{\text{恒}} + H_{\text{汽}} + H_{\text{人}} + H_{\text{温}}$

$$= 7277.8 + 105.822$$

$$= 7383.622 \text{ kN}$$

按《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(表 1.2.10) 组合 II 容许应力的提高系数 $k = 1.25$ 。

$$\text{组合 II} \quad \frac{7383.622}{1.25} = 5906.9 \text{ kN} < \text{组合 I。}$$

按组合 I 荷载进行验算

主索最大拉力:

$$T_1 = \frac{H}{\cos \varphi_0} = \frac{7277.8}{\cos 23^\circ 58'} = 7964.5 \text{ kN}$$

采用 27 根 $\phi 42$ 钢丝绳组成, 其破断拉力为

$$T' = 27 \times 1040 = 28080 \text{ kN}$$

$$\text{安全系数} \quad K = \frac{T'}{T_1} = \frac{28080}{7964.5} = 3.5 \quad (\text{安全})$$

e. 主索通过索鞍的拉力 T_2

主索通过索鞍将产生弯应力, 由《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》第 1.5.41 条公式 (1.5.41-1)

$$\sigma_{\text{弯}} = C E_C \frac{\delta}{2R}$$

式中: $R = 200 \text{ cm}$, $E_C = 1.3 \times 10^5 \text{ MPa}$, $\delta = 0.28 \text{ cm}$ (钢丝直径)

$d = 4.2 \text{ cm}$ (钢丝绳直径)

C ——系数, 由下式计算:

$$\begin{aligned} C &= 0.104 + 0.04 \frac{d}{R} \\ &= 0.104 + 0.00084 \\ &= 0.105 \end{aligned}$$

代入上式得

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{弯}} &= 0.105 \times 1.3 \times 10^5 \frac{0.28}{2 \times 200} \\ &= 9.555 \text{ MPa} \end{aligned}$$

主索面积 $A = 221.01 \text{ cm}^2$

$$T_2 = 9.555 \times 221.01 = 211.18 \text{ kN}$$

$$T_1 + T_2 = 7964.5 + 211.18 = 8175.68 \text{ kN}$$

$$\text{安全系数} \quad K = \frac{T'}{T_1 + T_2} = \frac{28080}{8175.68} = 3.4 \quad (\text{安全})$$

f. 吊杆强度验算

吊杆拉力 (吊杆间距 $\lambda = 6.0 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} T_0 &= \frac{8f_1 H}{l_1^2} \quad \lambda = \frac{8 \times 13.569 \times 7277.8}{126^2} \times 6.0 \\ &= 298.57 \text{ kN} \end{aligned}$$

采用一根 $\phi 42$ 钢丝绳

$$T' = 1040 \text{ kN}$$

$$\text{安全系数 } K = \frac{T'}{T_0} = \frac{1040}{298.57} = 3.5 \quad (\text{安全})$$

5. 加劲桁梁的验算

(1) 最大最小弯矩 (弹性理论方法)

加劲梁 x 截面处的弯矩影响线为该截面简支梁弯矩影响线和 Hy 影响线的叠加, 其形状如图 2-15。在计算活载弯矩时, 需分别求出影响线的正面积和负面积, 而全跨均布荷载作用时的总影响线面积可比较方便求得。关于正、负面积的影响线, 我们采用 $M_{\text{正}} = M_{\text{总}} - M_{\text{负}}$ 的关系来计算, 具体计算如下:

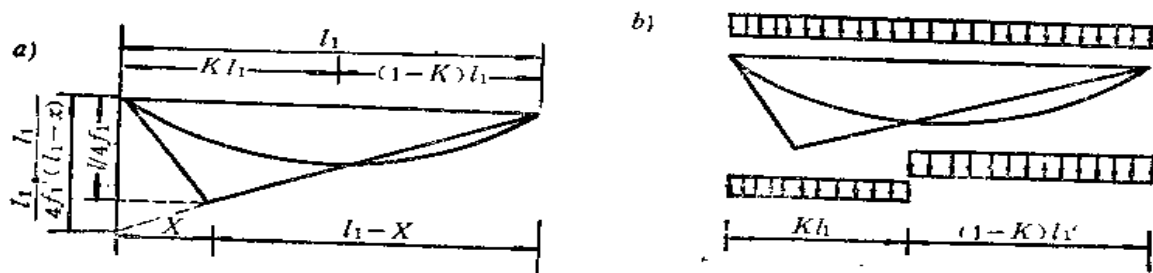


图 2-15

总弯矩的计算公式: 设均布荷载 p 作用于全跨, 则 x 截面的总弯矩为

$$M_{\text{总}} = \frac{p}{2} x(l_1 - x) - Hy$$

$$\text{目前推导得 } H = \frac{pl}{5n_1N}, \quad y = \frac{4f_1x}{l_1^2}(l_1 - x)$$

$$\begin{aligned} \text{代入上式 } M_{\text{总}} &= \frac{p}{2} x(l_1 - x) - \frac{pl}{5n_1N} \cdot \frac{4f_1x}{l_1^2}(l_1 - x) \\ &= \frac{p}{2} x(l_1 - x) \left[1 - \frac{8}{5N} \right] \end{aligned}$$

负弯矩的计算公式: 当 p 均布荷载作用于图 2-15 的 $(1-K)l_1$ 区段时, 负弯矩为

$$M_{\text{min}} = M_{(K)} - H_{(K)}y$$

$$M_{(K)} = \frac{p}{2} \frac{(1-K)l_1}{l_1} x(1-K)l_1 = \frac{p}{2} (1-K)^2 l_1 x$$

$$H_{(K)} = \frac{pl_1}{5n_1N} - \frac{pl_1}{5n_1N} F_{(K)} = \frac{pl_1}{5n_1N} [1 - F_{(K)}]$$

$$M_{\text{min}} = \frac{pl_1x}{2} (1-K)^2 - \frac{pl_1}{5n_1N} [1 - F_{(K)}] \cdot \frac{4f_1}{l_1^2} (l_1 - x)x$$

由 $C_{(K)} = \frac{N}{4} - \frac{l_1}{l_1 - x}$ 得 $C_{(K)} - \frac{4(l_1 - x)}{Nl_1} = 1$ (见后面影响线零点公式), 代入上式第一项可得:

$$\begin{aligned}
M_{\min} &= -\frac{pl_1x}{2}(1-K)^2 - \frac{4(l_1-x)}{l_1N}C_{(K)} - \frac{pl_1}{5n_1N}[1-F_{(K)}] - \frac{4}{l_1}(l_1-x)x \cdot n_1 \\
&= \frac{2px(l_1-x)}{5N}\{5(1-K)^2 \cdot C_{(K)} - 2[1-F_{(K)}]\} \\
&= \frac{2px(l_1-x)}{5N}\left\{(1-K)^2\left[5C_{(K)} - \frac{2-2F_{(K)}}{(1-K)^2}\right]\right\} \\
&= -\frac{2px(l_1-x)}{5N} \cdot D_{(K)}
\end{aligned}$$

式中: $D_{(K)} = -(1-K)^2\left[5C_{(K)} - \frac{2-2F_{(K)}}{(1-K)^2}\right]$

$$\because F_{(K)} = \frac{5}{2}K^2 - \frac{5}{2}K^4 + K^5$$

$$C_{(K)} = K + K^2 - K^3 \quad (\text{见后面影响线零点公式推导})$$

代入 $D_{(K)}$ 得

$$\begin{aligned}
D_{(K)} &= -(1-K)^2\left[5K + 5K^2 - 5K^3 - \frac{2-5K^2+5K^4-2K^5}{(1-K)^2}\right] \\
&= -(1-K)^2[5K + 5K^2 - 5K^3 - 2 - 4K - K^2 + 2K^3] \\
&= (1-K)^2(2-K-4K^2+3K^3)
\end{aligned}$$

而 $-\frac{2-2F_{(K)}}{(1-K)^2} = \frac{-2+5K^2-5K^4+2K^5}{1-2K+K^2} = -2-4K-K^2+2K^3$

经上而演算后得出加劲梁最大弯矩计算公式

$$\begin{aligned}
M_{\max} &= M_{\text{总}} - M_{\min} \\
&= \frac{px(l_1-x)}{2}\left[1 - \frac{8}{5N} + \frac{4}{5N}D_{(K)}\right]
\end{aligned}$$

相对应的弯矩影响线面积计算公式为

$$\begin{aligned}
\omega_{\text{总}} &= \frac{(l_1-x)x}{2}\left(1 - \frac{8}{5N}\right) \\
\omega_{\min} &= -\frac{2(l_1-x)x}{5N} \cdot D_{(K)}
\end{aligned}$$

影响线零点公式:

为了布载,应找出影响线零位置,而加劲梁弯矩影响线是根据主索水平拉力 H 与 $\frac{M}{y}$ 三角形影响线叠加而成,这两条影响线迭合后的交点即为影响线零点。

当一集中力 $P=1$ 作用于加劲梁上时:

$$\begin{aligned}
H &= -\frac{1}{n_1N}B_{(K)}, \quad B_{(K)} = K(1-2K^2+K^3) \\
H &= \frac{K(1-2K^2+K^3)}{n_1N}
\end{aligned}$$

K 点的纵坐标可按图2-15三角形相似比求出, 并等于 H 影响线在 K 点的纵坐标, 由两条影响线纵坐标相等的条件得:

$$\frac{l_1}{4f_1} \frac{l_1}{(l_1-x)} = \frac{(1-k)l_1}{l_1} = \frac{1}{Nn_1} B_{(K)}$$

$$\frac{l_1}{4n_1} \frac{(1-K)}{(l_1-x)} = \frac{K(1-2K^2+K^3)}{n_1N}$$

$$\frac{Nl_1}{4(l_1-x)} = \frac{K-2K^3+K^4}{(1-K)} = K+K^2-K^3 = C_{(K)}$$

根据上面的计算, 内力影响线有关系数仅与 K 有关, 现将不同 K 所对应的 $B_{(K)}$ 、 $C_{(K)}$ 、 $D_{(K)}$ 、 $F_{(K)}$ 、 $G_{(K)}$ 列在表2-10中, 可直接查用。

表2-10

项 目	H 影响线	交 点	最小弯矩	均布荷载之 H	剪 力
K	$B_{(K)}$	$C_{(K)}$	$D_{(K)}$	$F_{(K)}$	$G_{(K)}$
	$K(1-2K^2+K^3)$	$K+K^2-K^3$	$(2-K-4K^2+3K^3) \times (1-K)^2$	$\frac{5}{2}K^2 - \frac{5}{2}K^4 + K^5$	$\frac{2}{5}(1-K)^2 - (1-K)^2 - 1$
0	0	0	2.0	0	0.4
0.05	0.0498	0.0524	1.7511	0.0062	0.4104
0.10	0.0931	0.1090	1.5090	0.0248	0.4316
0.15	0.1438	0.1691	1.2790	0.0550	0.5232
0.20	0.1856	0.2320	1.0650	0.0963	0.5648
0.25	0.2227	0.2969	0.8704	0.1474	0.6062
0.30	0.2541	0.3630	0.6962	0.2072	0.6472
0.35	0.2793	0.4296	0.5445	0.2740	0.6874
0.40	0.2976	0.4960	0.4147	0.3462	0.7264
0.45	0.3088	0.5614	0.3065	0.4222	0.7640
0.50	0.3125	0.6250	0.2188	0.5000	0.8000
0.55	0.3088	0.6861	0.1497	0.5778	0.8340
0.60	0.2976	0.7440	0.0973	0.6538	0.8656
0.65	0.2793	0.7979	0.0593	0.7260	0.8946
0.70	0.2541	0.8470	0.0332	0.7928	0.9208
0.75	0.2227	0.8906	0.0166	0.8526	0.9438
0.80	0.1856	0.9280	0.0070	0.9037	0.9632
0.85	0.1438	0.9584	0.0023	0.9450	0.9788
0.90	0.0981	0.9810	0.0003	0.9752	0.9904
0.95	0.0498	0.9951	0.0003	0.9938	0.9976
1.00	0	1.0	0	1.0	1.0

a. 跨中弯矩计算 (见图2-16)

(a) 正弯矩的计算

$$x = \frac{l_1}{2}, \quad N = 1.815675$$

$$C_{(K)} = \frac{Nl_1}{4(l_1 - x)} = \frac{N}{4} \cdot 2 = \frac{1.815675}{2} = 0.908$$

查表2-10得: $D_{(K)} = 0.0121$, $K = 0.773$, $1 - K = 0.227$

$$\begin{aligned} \omega_{\text{总}} &= \frac{(l_1 - x)x}{2} \left(1 - \frac{8}{5N} \right) \\ &= \frac{1}{2} \left(\frac{l_1}{2} \right)^2 \left(1 - \frac{8}{5N} \right) \\ &= \frac{126^2}{8} \left(1 - \frac{8}{5 \times 1.815675} \right) \\ &= 235.729 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \omega_{\text{min}} &= -\frac{2}{5}(l_1 - x)x \cdot D_{(K)} \\ &= -\frac{2}{5 \times 1.815675} \times \frac{126^2}{4} \times 0.0121 \\ &= -10.58 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\omega_{\text{max}} = \omega_{\text{总}} - 2(\omega_{\text{min}}) = 235.729 + 21.16 = 256.889 \text{ m}^2$$

汽-15等代荷载按三角形影响线等代荷载, 由公路设计手册《拱桥》上册P14查 $K_{\Delta} = 11.67 \text{ kN/m}$, 并利用P21换算公式计算曲线形等代荷载。

$$K = \mu K_{\Delta} + (1 - \mu) K_C$$

式中: μ ——换算系数 $\mu = \frac{\omega_{\Delta}}{\omega}$;

ω_{Δ} ——表列三角形影响线面积;

ω ——计算等代荷载的影响线面积;

K_C ——均匀荷载系数, 对于汽-15级

$$K_C = 0.81 \text{ T/m} = 8.1 \text{ kN/m}$$

正影响线面积中点坐标

$$\eta = y \left(\frac{l_1}{4f_1} - \frac{B_{(0.5)}}{n_1 N} \right)$$

$\because y = f_1 = 13.569 \text{ m}$, 查表2-10得 $B_{(0.5)} = 0.3125$

代入公式计算

$$\begin{aligned} \eta &= 13.569 \left(\frac{126}{4 \times 13.569} - \frac{0.3125}{0.1076426 \times 1.815675} \right) \\ &= 13.569 \times 0.723 \\ &= 9.81 \text{ m} \end{aligned}$$

正影响线面积横距:

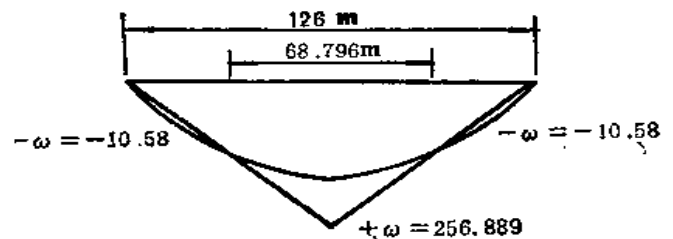


图 2-16

$$2\left(Kl_1 - \frac{l_1}{2}\right) = 2(0.773 \times 126 - 63) = 68.796\text{m} \quad (\text{见图2-16})$$

$$\omega_{\Delta} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 68.796 = 337.444\text{m}^2$$

$$\mu = \frac{\omega_{\Delta}}{\omega} = \frac{337.444}{256.889} = 1.314$$

代入换算公式

$$\begin{aligned} K &= \mu K_{\Delta} + (1 - \mu)8.1 \\ &= 1.314 \times 11.67 + (1 - 1.314)8.1 \\ &= 15.34 - 2.543 \\ &= 12.797\text{kN/m} \end{aligned}$$

$$M_{\max}^{\text{汽}} = K \omega_{\max} \times \eta(1 + \mu)$$

$$= 12.797 \times 256.889 \times 1.1158 \left(1 + \frac{50}{70 + 68.796}\right)$$

$$= 4989.49\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max}^{\text{人}} = 3 \times 0.75 \times 256.889 = 578\text{kN}\cdot\text{m}$$

(b) 负弯矩的计算

负影响线面积中点坐标

$$\eta = y \left[\frac{l_1}{4f_1} - \frac{0.1135}{0.5} - \frac{B_{(K)}}{n_1 N} \right]$$

$$\because \lambda = (1 - K)l_1 = 0.227 \times 126\text{m} = 28.602\text{m}$$

影响线中点坐标处 $K = 0.1135$

查表2-10得 $B_{(K)} = 0.11$

$$\eta = 13.569 \left[\frac{126 \times 0.1135}{4 \times 13.569 \times 0.5} - \frac{0.11}{0.1076426 \times 1.815675} \right]$$

$$= 13.569[0.527 - 0.563]$$

$$= -0.488\text{m}$$

$$\omega_{\Delta} = -\frac{1}{2} \times 28.602 \times 0.488 = -6.979\text{m}^2$$

$$\mu = \frac{\omega_{\Delta}}{\omega} = \frac{6.979}{10.58} = 0.6596, \quad K_{\Delta} = 17.489\text{kN/m} \quad (\text{有重车})$$

代入换算公式

$$\begin{aligned} K &= \mu K_{\Delta} + (1 - \mu)8.1 \\ &= 0.6596 \times 17.489 + (1 - 0.6596)8.1 \\ &= 14.29\text{kN/m} \end{aligned}$$

$$K_{\Delta} = 9.489\text{kN/m} \quad (\text{无重车})$$

$$\begin{aligned} K' &= \mu K_{\Delta} + (1 - \mu)8.1 \\ &= 0.6596 \times 9.489 + (1 - 0.6596)8.1 \\ &= 6.259 + 2.757 \\ &= 9.016\text{kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{m1}^{\text{汽}} &= -(K + K')\omega\eta(1 + \mu) \\
 &= -(14.29 + 9.016)10.58 \times 1.1158 \left(1 + \frac{20}{70 + 57.204} \right) \\
 &= -383.28 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_{\text{温}} &= \pm H_{\text{温}} \cdot y = 105.822 \times 13.569 = \pm 1435.898 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_{\text{人}} &= -3 \times 0.75 \times 10.58 \times 2 = -47.61 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

b. 跨径 $\frac{1}{4}$ 处的弯矩计算 (见图2-17)

$$x = \frac{l_1}{4} = 31.5 \text{ m}$$

$$\text{影响线零点 } C_{(K)} = -\frac{Nl_1}{4(l_1 - x)} = -\frac{N}{3} = \frac{1.815675}{3} = 0.605$$

查表2-10得 $K = 0.484$, $D_{(K)} = 0.246$

$$\begin{aligned}
 \omega_{\text{总}} &= \frac{(l_1 - x)x}{2} \left(1 - \frac{8}{5N} \right) \\
 &= \frac{3 \times 126^2}{32} \left(1 - \frac{8}{5 \times 1.815675} \right) \\
 &= 176.797 \text{ m}^2 \\
 \omega_{\text{min}} &= -\frac{2(l_1 - x)x}{5N} \cdot D_{(K)} \\
 &= -\frac{2 \times 94.5 \times 31.5}{5 \times 1.815675} \times 0.246 \\
 &= -161.324 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \omega_{\text{max}} &= \omega_{\text{总}} - \omega_{\text{min}} = 176.797 - (-161.324) \\
 &= 338.121 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

汽-15等代荷载

$$y = \frac{4f_1}{l_1^2}(l_1 - x)x = \frac{3f_1}{4} = \frac{3 \times 13.569}{4} = 10.17675 \text{ m}$$

正影响线中点坐标

$$\begin{aligned}
 \eta &= y \left[\frac{l_1}{4f_1} - \frac{B_{(0.25)}}{n_1 N} \right] \\
 &= 10.17675 \left[\frac{126}{4 \times 13.569} - \frac{0.2227}{0.1076426 \times 1.815675} \right] \\
 &= 12.029 \text{ m} \\
 \lambda &= Kl_1 = 0.484 \times 126 = 60.984 \text{ m} \\
 \omega_{\Delta} &= \frac{1}{2} \times 12.029 \times 60.984 = 366.788 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

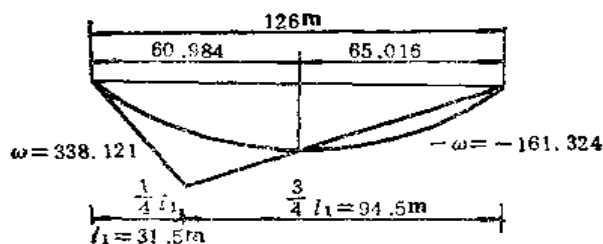


图2-17 (尺寸单位: m)

$$\mu = \frac{\omega_{\Delta}}{\omega} = \frac{366.788}{338.121} = 1.085$$

查三角形影响线等代荷载 $K_{\Delta} = 12.141 \text{ kN/m}$, 代入换算公式中计算:

$$\begin{aligned} K &= \mu K_{\Delta} + (1 - \mu) 8.1 \\ &= 1.085 \times 12.141 + (1 - 1.085) 8.1 \\ &= 13.86 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{m_{\Delta x}}^{\text{汽}} &= K \omega_{m_{\Delta x}} \eta (1 + \mu) \\ &= 13.86 \times 338.121 \times 1.1158 \left(1 + \frac{50}{70 + 60.984} \right) \\ &= 7225.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$M_{m_{\Delta x}}^{\text{人}} = 3 \times 0.75 \times 338.121 = 760.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

负影响线中点坐标

$$\lambda = (1 - K) l_1 = 0.516 \times 126 = 65.016 \text{ m}$$

$$B_{(0.255)} = 0.2277$$

$$\begin{aligned} \eta &= y \left[\frac{l_1}{4f_1} - \frac{\lambda/2}{(l_1 - x)} - \frac{B_{(0.255)}}{n_1 N} \right] \\ &= 10.17675 \left[\frac{126}{4 \times 13.569} - \frac{32.508}{94.5} - \frac{0.2277}{0.1076426 \times 1.815675} \right] \\ &= -3.725 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\omega_{\Delta} = -\frac{1}{2} \times 3.725 \times 65.016 = 121.092 \text{ m}^2$$

$$\mu = \frac{\omega_{\Delta}}{\omega} = \frac{121.092}{161.324} = 0.751$$

查三角形影响线等代荷载 $K_{\Delta} = 11.9 \text{ kN/m}$, 代入换算公式中计算:

$$\begin{aligned} K &= \mu K_{\Delta} + (1 - \mu) 8.1 \\ &= 0.751 \times 11.9 + (1 - 0.751) 8.1 \\ &= 10.96 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{m_{\Delta x}}^{\text{汽}} &= K \omega_{m_{\Delta x}} \eta (1 + \mu) \\ &= 10.96 \times 161.324 \times 1.1158 \left(1 + \frac{50}{70 + 65.016} \right) \\ &= -2703.5 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$M_{m_{\Delta x}}^{\text{人}} = 3 \times 0.75 \times 161.324 = 362.979 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{边}} = \pm Hy = \pm 105.82 \times 10.17675 = \pm 1076.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\max M_{i/4} = 7225.1 + 1076.9 = 8302.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\min M_{i/4} = -2703.5 - 1076.9 = -3780.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(2) 剪力 (弹性理论方法)

a. 剪力实用公式

任一截面的剪力影响线, 是将简支梁同一截面的剪力影响线和 $H \operatorname{tg} \varphi$ 两影响线叠加绘制而成 (图2-18)

$$Q = Q_0 - H \operatorname{tg} \varphi$$

x 截面处的剪力值为 (全跨布置均布荷载 p 时),

$$\begin{aligned} Q_{\text{总}} &= \left(\frac{pl_1}{2} - px \right) - \frac{pl_1}{5n_1N} \frac{4f_1}{l_1} \left(1 - \frac{2x}{l_1} \right) \\ &= \frac{p}{2} (l_1 - 2x) \left(1 - \frac{8}{5N} \right) \end{aligned}$$

为了求得 x 截面的正剪力, 本应仅布置正影响线面积上荷载, 直接求出最大正剪力, 但正剪力影响线面积不易计算。为简便计, 可利用下式求出包括正影响线面积和部分负影响线面积, 然后把负影响线面积去掉, 即得正影响线面, 从而求得正剪力。

x 截面以右布置均布荷载时

$$\begin{aligned} Q_{(l_1-x)} &= Q_0 - H \operatorname{tg} \varphi \\ &= \frac{p}{2} \times \frac{(l_1-x)^2}{l_1} - \frac{1}{5n_1N} p \int_{(1-K)l_1}^{l_1-x} pl_1 \frac{4f_1}{l_1} \left(1 - \frac{2x}{l_1} \right) \\ &= \frac{pl_1}{2} \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^2 - \frac{pl_1}{5n_1N} \left\{ -\frac{5}{2} \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^2 - \frac{5}{2} \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^4 \right. \\ &\quad \left. + \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^5 \right\} \frac{4f_1}{l_1} \left(1 - \frac{2x}{l_1} \right) \\ &= \frac{pl_1}{2} \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^2 \left[1 - \frac{8}{N} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l_1} \right) G_{\left(\frac{x}{l_1} \right)} \right] \end{aligned}$$

式中: $G_{\left(\frac{x}{l_1} \right)} = \frac{2}{5} \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^3 - \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^2 - 1$

在图2-18中的 $(1-K)l_1$ 部分布载时, 对 x 截面的负剪力为

$$Q_{\text{负部}} = \frac{pl_1}{2} (1-K)^2 \left[-\frac{8}{N} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l_1} \right) G_{(K)} - 1 \right]$$

于是:

$$\begin{aligned} Q_{\text{正}} &= \frac{pl_1}{2} \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^2 \left[1 - \frac{8}{N} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l_1} \right) G_{\left(\frac{x}{l_1} \right)} \right] \\ &\quad + \frac{pl_1}{2} (1-K)^2 \left[1 - \frac{8}{N} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l_1} \right) G_{(K)} - 1 \right] \end{aligned}$$

$$Q_{\text{负}} = Q_{\text{总}} - Q_{\text{正}}$$

b. 支点剪力

影响线面积计算

$$x = 0, \quad N = 1.815675$$

先求剪力影响线零点位置，同样由简支梁剪力影响线坐标与 $H \lg \varphi$ 坐标相等的原则求零点位置，如图2-18。

$$\frac{l_1(1-K)}{l_1} = \frac{1}{Nn_1} B_{(K)} \frac{4f_1}{l_1} \left(1 - \frac{2x}{l_1}\right)$$

$$\frac{l_1(1-K)}{l_1} = 4 \frac{B_{(K)}}{N} \left(1 - \frac{2x}{l_1}\right)$$

$$l_1 \frac{N}{4} = l_1 \left(1 - \frac{2x}{l_1}\right) \frac{B_{(K)}}{1-K} = (l_1 - 2x) \cdot C_{(K)}$$

则：

$$C_{(K)} = \frac{Nl_1}{4(l_1 - 2x)}$$

由上代入计算得 $C_{(K)} = \frac{N}{4} \cdot \frac{l_1}{(l_1 - 2x)} = \frac{N}{4} = 0.454$

查表2-10得 $K = 0.359$, $1 - K = 0.641$, $G_{(K)} = 0.702$, $G_{(0)} = 0.4$

$$\omega_{\text{总}} = \frac{(l_1 - 2x)}{2} \left(1 - \frac{8}{5N}\right) = \frac{126}{2} \left(1 - \frac{5}{5 \times 1.815675}\right)$$

$$= 7.483 \text{m}^2$$

$$\omega_{\text{正}} = \frac{l_1}{2} \left(1 - \frac{x}{l_1}\right)^2 \left[1 - \frac{8}{N} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l_1}\right) G_{(0)}\right] + \frac{l_1}{2} (1$$

$$- K)^2 \left[\frac{8}{N} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l_1}\right) G_{(K)} - 1\right]$$

$$= 63 \left[1 - \frac{4 \times 0.4}{1.815675}\right] + 63 \times 0.641^2 \left[\frac{4 \times 0.702}{1.815675} - 1\right]$$

$$= 7.483 + 14.147$$

$$= 21.63 \text{m}^2$$

$$\omega_{\text{负}} = \omega_{\text{总}} - \omega_{\text{正}} = 7.483 - 21.63$$

$$= -14.147 \text{m}^2$$

汽-15等代荷载：

正影响线面积横距

$$\lambda = Kl_1 = 45.234 \text{m}$$

$$\omega_{\Delta} = 1 \times 45.234 \cdot \frac{1}{2} = 22.617 \text{m}^2$$

$$\mu = \frac{\omega_{\Delta}}{\omega} = \frac{22.617}{21.63} = 1.046$$

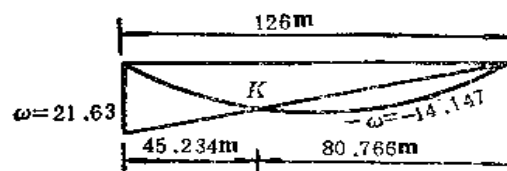


图 2-18

查公路设计手册《拱桥》上册 P14, $K_{\Delta} = 15.567 \text{ kN/m}$, 代入换算公式计算:

$$\begin{aligned}
 K &= \mu K_{\Delta} + (1 - \mu) 8.1 \\
 &= 1.046 \times 15.567 + (1 - 1.046) 8.1 \\
 &= 15.91 \text{ kN/m} \\
 Q_{m_{\Delta x}}^{\text{汽}} &= K \omega_{\text{正}} \eta (1 + \mu) \\
 &= 15.91 \times 21.63 \times 1.1158 \left(1 + \frac{59}{70 + 45.234} \right) \\
 &= 550.59 \text{ kN} \\
 Q_{m_{\Delta x}}^{\text{人}} &= 3 \times 0.75 \times 21.63 \\
 &= 48.67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

负影响线面积横距

$$\lambda = (1 - K) l_1 = 80.766 \text{ m}$$

负影响线面积中点坐标

$$\eta = 1 \times \frac{80.766}{2 \times 126} - \frac{B_{(K)}}{n_1 N} \operatorname{tg} \varphi$$

查表2-10得 $B_{(K)} = B_{(0.32)} = 0.26418$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{4f_1}{l_1}, \quad f_1 = 13.569 \text{ m}$$

代入上式得

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{80.766}{2 \times 126} - \frac{0.26418}{0.1076426 \times 1.815675} \cdot \frac{4 \times 13.569}{126} \\
 &= 0.3205 - 0.582 \\
 &= -0.2615
 \end{aligned}$$

$$\omega_{\Delta} = \frac{1}{2} 80.766 \times 0.2615$$

$$= 10.56 \text{ m}^2$$

$$\mu = \frac{\omega_{\Delta}}{\omega} = \frac{10.56}{14.147} = 0.746$$

查公路设计手册《拱桥》下册 P14, $K_{\Delta} = 11.1 \text{ kN/m}$, 代入换算公式计算:

$$\begin{aligned}
 K &= \mu K_{\Delta} + (1 - \mu) 8.1 \\
 &= 0.746 \times 11.1 + (1 - 0.746) 8.1 \\
 &= 10.34 \text{ kN/m} \\
 Q_{m_{\Delta n}}^{\text{汽}} &= K \omega_{\text{负}} \eta (1 + \mu) \\
 &= 10.34 \times 14.147 \times 1.1158 \left(1 + \frac{50}{70 + 80.766} \right) \\
 &= 217.35 \text{ kN} \\
 Q_{m_{\Delta n}}^{\text{人}} &= 3 \times 0.75 \times 14.147 = 31.831 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{温}} = \pm H \operatorname{tg} \varphi = \pm 105.82 \frac{4 \times 13.569}{126} = \pm 45.58 \text{ kN}$$

c. 跨径 $\frac{1}{4}$ 处的剪力 (图 2-19、图 2-20)

影响线零点 $C_{(K)}$ 的计算:

由于 $x = \frac{l}{4} = 31.5\text{m}$, 代入剪力影响零点公式得

$$C_{(K)} = \frac{N}{4} \cdot \frac{l_1}{l_1 - 2x} = \frac{N}{2} = \frac{1.815675}{2} = 0.908.$$

查表 2-10 得 $K = 0.773$, $G_{(K)} = 0.953$, $G_{(\frac{1}{4})} = 0.6062$

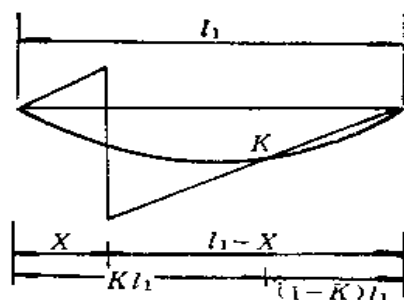


图 2-19

$$\begin{aligned}\omega_{\text{总}} &= \frac{l_1 - 2x}{2} \left(1 - \frac{8}{5N} \right) \\ &= 31.5 \left(1 - \frac{8}{5 \times 1.815675} \right) \\ &= 3.742\text{m}^2\end{aligned}$$

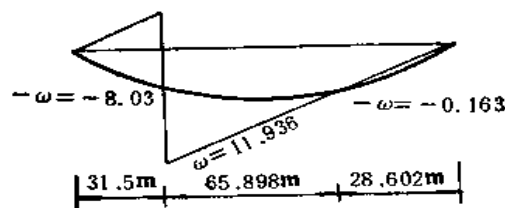


图 2-20

$$\begin{aligned}\omega_{\text{正}} &= \frac{l_1}{2} \left(1 - \frac{x}{l_1} \right)^2 \left[1 - \frac{8}{N} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l_1} \right) G_{(\frac{x}{l_1})} \right] \\ &\quad + \frac{l_1}{2} (1 - K)^2 \left[\frac{8}{N} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l_1} \right) G_{(K)} - 1 \right] \\ &= 63 \times \frac{9}{16} \left[1 - \frac{8}{1.815675} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4} \right) \times 0.6062 \right] \\ &\quad + 63 \times 0.227^2 \left[-\frac{2 \times 0.953}{1.815675} - 1 \right] \\ &= 11.774 + 0.162 \\ &= 11.936\text{m}^2\end{aligned}$$

$$\omega_{\text{负}} = \omega_{\text{总}} - \omega_{\text{正}} = 3.742 - 11.936 = -8.193\text{m}^2$$

正、负影响线面积中点坐标:

把 $B_{(\frac{1}{4})} = 0.2227$ 代入影响线坐标公式得

$$\begin{aligned}\eta_1 &= \frac{1 \times \frac{3}{4} l_1}{l_1} - \frac{B_{(\frac{1}{4})}}{n_1 N} \cdot \frac{4f_1}{l_1} \left(1 - \frac{2x}{l_1} \right) \\ &= 0.75 - \frac{0.2227 \times 4 \times 13.569}{0.1076426 \times 1.815675 \times 126} \cdot \frac{1}{2} \\ &= 0.75 - 0.245 \\ &= 0.505 \\ \eta_2 &= -(1 - 0.505) = -0.495\end{aligned}$$

$$\text{等代荷载 } \lambda = K l_1 - \frac{l_1}{4} = 97.398 - 31.5 = 65.898$$

$$\omega_{\Delta 1} = -\frac{1}{2} \cdot 0.505 \left(K l_1 - \frac{l_1}{4} \right)$$

$$= 16.639 \text{ m}^2$$

$$\text{左 } \omega_{\Delta 2} = \frac{1}{2} 0.496 \times 31.5 = 7.796 \text{ m}^2$$

$$\mu = \frac{\omega_{\Delta 1}}{\omega} = \frac{16.639}{11.936} = 1.394$$

查公路设计手册《拱桥》下册 P14, $K_{\Delta} = 11.25 \text{ kN/m}$, 代入换算公式得

$$\begin{aligned} K &= \mu K_{\Delta} + (1 - \mu) 8.1 \\ &= 1.394 \times 11.25 + (1 - 1.394) 8.1 \\ &= 12.49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{m1s}^{\text{汽}} &= K \omega \eta (1 + \mu) \\ &= 12.49 \times 11.936 \times 1.1158 \left(1 + \frac{50}{70 + 65.898} \right) \\ &= 227.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{m1s}^{\text{人}} = 3 \times 0.75 \times 11.936 = 26.856 \text{ kN}$$

负影响线面积计算

由 $K = 0.773$, $1 - K = 0.2227$, $G_{(K)} = 0.953$ (查表 2-10)

$$\begin{aligned} \omega_{\text{右}} &= -\frac{l_1}{2} (1 - K)^2 \left[-\frac{8}{N} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l_1} \right) G_{(K)} - 1 \right] \\ &= -63 \times 0.2227^2 \left[-\frac{2}{1.815675} \times 0.953 - 1 \right] \\ &= -0.163 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\omega_{\text{左}} = \omega_{\text{负}} - \omega_{\text{右}} = -8.193 - (-0.163) = -8.03 \text{ m}^2$$

$$\mu = \frac{\omega_{\Delta 2}}{\omega} = \frac{7.796}{8.03} = 0.971, \lambda_{\text{左}} = 31.5, \text{查公路设计手册《拱桥》下册 P14, } K_{\Delta}$$

$= 18.33 \text{ kN/m}$, 代入换算公式计算得

$$\begin{aligned} K &= \mu K_{\Delta} + (1 - \mu) 8.1 \\ &= 0.971 \times 18.33 + (1 - 0.971) 8.1 \\ &= 18.033 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$\lambda_{\text{右}} = 28.602$, $K_{\Delta} = 9.52 \text{ kN/m}$ (不计加重车时)

$$\begin{aligned} Q_{m1s}^{\text{汽}} &= [K \omega_{\text{左}} + K_{\Delta} \omega_{\text{右}}] \eta (1 + \mu) \\ &= [18.033 \times 8.03 + 9.52 \times 0.163] 1.1158 \left(1 + \frac{50}{70 + 60.102} \right) \\ &= [144.805 + 1.5152] 1.1158 \times 1.384 \\ &= 226.01 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{m1s}^{\text{人}} &= 3 \times 0.75 [8.03 + 0.163] \\ &= 18.434 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{温}} &= \pm H \text{tg} \varphi \\ &= \pm 105.82 \times \frac{4f_1}{l_1} \left(1 - \frac{2x}{l_1} \right) \end{aligned}$$

$$= \pm 105.82 \frac{4 \times 13.569}{126} \times -\frac{1}{2}$$

$$= \pm 22.79 \text{ kN}$$

由风力在加劲桁梁中引起的弯矩

上弦杆风力: $W_1 + g = 1.22 + 0.13 = 1.35 \text{ kN/m}$

下弦杆风力: $W_1 = 0.54 \text{ kN/m}$ (见桥面系计算)

有了作用于上、下弦杆的风力, 可求出引起加劲桁梁的弯矩, 计算见表2-11中。

表2-11

项目	截面位置	算 式	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$
上弦杆	$l_1/4$	$\frac{3}{32} 1.35 \times 126^2$	2009.31
	$l_1/2$	$-\frac{1}{8} 1.35 \times 126^2$	2679.1
下弦杆	$l_1/4$	$-\frac{3}{32} 0.54 \times 126^2$	803.7
	$l_1/2$	$-\frac{1}{8} 0.54 \times 126^2$	1071.6

注: $\pm N_{\text{风}} = \frac{M}{9.5}$

现将前计算支点、 $l_1/4$ 、 $l_1/2$ 三个截面处加劲桁梁的弯矩和剪力汇总于表2-12中。

表2-12

截面位置	荷载种类	正弯矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	负弯矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	正剪力 (kN)	负剪力 (kN)
支 点	汽 - 15	—	—	550.59	217.35
	人 群	—	—	48.67	31.831
	温 度	—	—	45.58	45.58
$\frac{l_1}{4}$	汽 - 15	7225.1	2703.5	227.55	226.01
	人 群	760.77	362.98	26.86	12.43
	温 度	1076.9	1076.9	22.79	22.79
$\frac{l_1}{2}$	汽 - 15	4989.49	383.28	—	—
	人 群	578.09	47.61	—	—
	温 度	1435.89	1435.89	—	—

根据表2-12的弯矩值和剪力值, 经比较, 以 $\frac{l_1}{4}$ 处最大弯矩计算弦杆内力, 以支点剪力计算斜杆内力。

$$N_{\text{弦}} = \frac{M}{3}, \quad N_{\text{斜}} = -\frac{Q}{\sin 45^\circ}, \quad \text{其结果列于表2-13中。}$$

(3) 加劲梁弯矩按挠度理论计算

本例跨径较小, 按弹性理论方法计算即可, 但是, 为了让读者了解挠度理论计算的具体

表2-13

项目	$N_{汽}$	$N_{人}$	$N_{温}$	$N_{风}$	$N_{汽} + N_{人}$	$\frac{N_{汽} + N_{人} + N_{温} + N_{风}}{1.25}$
上弦	-2408.37	-253.59	-358.97	-211.51	-2661.94	$\frac{-3232.44}{1.25} = -2585.95$
	901.17	120.99	358.97	211.51	1022.16	$\frac{1592.64}{1.25} = 1274.112$
下弦	2408.37	253.59	358.97	84.60	2661.96	$\frac{3105.53}{1.25} = 2484.424$
	-901.17	-120.99	-358.97	-84.60	-1022.16	$\frac{-1465.73}{1.25} = -1172.584$
斜杆	-778.65	-60.83	-64.46	—	-839.48	
	307.38	45.02	64.46	—	352.40	

注：《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》表1.2.10，组合II，容许应力的提高系数为1.25。

方法，下面举例介绍用挠度理论方法计算四分之一跨径截面处的弯矩。

挠度理论加劲梁弯矩的基本公式为

$$M = M_p - H_p y - (H_g + H_g) \eta$$

略去吊杆的伸长不计，加劲梁各点的挠度 η 将与主索相应点的挠度相同，加劲梁可采用普通弯曲理论，即

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$$

$$\text{令 } C^2 = \frac{H_g + H_p}{EI}, \quad EI = \frac{H_g + H_p}{C^2}$$

代入上式得

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} = C^2 \eta - \frac{C^2}{H_g + H_p} (M_p - H_p y)$$

由微分方程的解，得出挠度曲线方程如下：

$$\eta = -\frac{H_p}{H_g + H_p} \left[C_1 e^{cx} + C_2 e^{-cx} + \left(\frac{M_0}{H_p} - y \right) - \frac{1}{C^2} \left(\frac{P}{H_p} - \frac{8f_1}{l_1^2} \right) \right]$$

$$\text{令 } \gamma = \frac{l_1^2}{8f_1} \quad (\text{主索抛物线的参数})$$

代入上式得

$$\eta = \frac{H_p}{H_g + H_p} \left[C_1 e^{cx} + C_2 e^{-cx} + \left(\frac{M_0}{H_p} - y \right) - \frac{1}{C^2} \left(\frac{P}{H_p} - \frac{1}{\gamma} \right) \right]$$

由吊杆力加上主索重量在竖直位移 η 方向所作的总虚功，必须等于主索拉力 $(H_g + H_p)$ 在拉长主索所作的总虚功，得

$$\Sigma \frac{8f_1}{l_1^2} \int_0^{l_1} \eta dx = \frac{H_p}{E_1 A} l_s + \alpha t l_s$$

将 η 式代入上式可得

$$\int_0^{l_1} \left[C_1 e^{cx} + C_2 e^{-cx} + \left(\frac{M_0}{H_p} - y \right) - \frac{1}{C^2} \left(\frac{P}{H_p} - \frac{1}{\gamma} \right) \right] dx$$

$$= \frac{C^2 l_1^3}{8 f_1} \left(\frac{I l_1}{A} + \frac{E}{E_1} + \frac{E I \alpha l l_1}{H_p} \right)$$

由上式解得挠度理论水平拉力基本方程

$$H_p = \frac{\int_0^{l_1} \left(M - \frac{P}{C^2} \right) dx - \gamma C^2 E I \alpha l l_1}{\gamma C^2 \frac{E I}{E_1 A} l_1 - \int_0^{l_1} (C_1 e^{cx} + C_2 e^{-cx}) dx + \frac{2}{3} f_1 l_1 - \frac{l_1}{\gamma C^2}}$$

式中积分常数 C 、 C_1 、 C_2 要根据不同荷载情况而定。为计算简便，应推导出特定荷载作用下的实用公式。现仅推导主跨左端有荷载的情况。

式中分子第一项 $\int_0^{l_1} \left(M - \frac{P}{C^2} \right) dx$ 在主跨左段 $K = l_1 - m$ 有均布荷载作用时（图2-21），应对该主跨两段分别积分：

$$M = \frac{K P \left(l_1 - \frac{K}{2} \right)}{l_1} x - \frac{P x^2}{2} \quad (0 \leq x \leq K)$$

$$M = \frac{K P \left(l_1 - \frac{K}{2} \right)}{l_1} x - K P \left(x - \frac{K}{2} \right) \quad (K \leq x \leq l_1)$$

$$\begin{aligned} \text{于是} \quad \int_0^{l_1} M dx &= \int_0^K \frac{K P \left(l_1 - \frac{K}{2} \right)}{l_1} x dx - \int_0^K \frac{P x^2}{2} dx - \int_K^{l_1} K P \left(x - \frac{K}{2} \right) dx \\ &= \frac{K P \left(l_1 - \frac{K}{2} \right) l_1}{2} - \frac{K^3 P}{6} - \frac{K P l_1^2}{2} + \frac{K^3 P}{2} + \frac{K^2 P l_1}{2} - \frac{K^3 P}{2} \\ &= \frac{K^2 P l_1}{4} - \frac{K^3 P}{6} \\ &= \frac{K P}{12} (3 K l_1 - 2 K^2) \end{aligned}$$

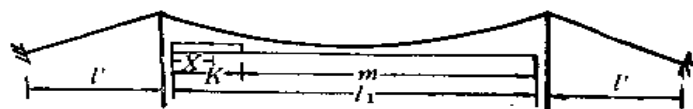


图 2-21

$$\int_0^{l_1} \frac{P}{C^2} dx = \int_0^K \frac{P}{C^2} dx = \frac{K P}{C^2}$$

$$\int_0^{l_1} \left(M - \frac{P}{C^2} \right) dx = K P \left[\frac{K}{12} (3 l_1 - 2 K) - \frac{1}{C^2} \right]$$

分母中第二项在主跨左段有均布荷载时，分段积分如下：

$$\begin{aligned} & - \int_0^{l_1} [C_1 e^{cx} + C_2 e^{-cx}] dx \\ &= - \int_0^K [C_1 e^{cx} + C_2 e^{-cx}] dx - \int_K^{l_1} [C_3 e^{cx} + C_4 e^{-cx}] dx \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{C^3(e^{cl_1} - e^{-cl_1})} \left[\frac{P}{H_p} (2 - e^{cl_1} - e^{-cl_1} - e^{ck} - e^{-ck} + e^{cm} + e^{-cm}) \right] \\
&\quad + \frac{2(e^{cl_1} + e^{-cl_1} - 2)}{C^3 \gamma (e^{cl_1} - e^{-cl_1})} \\
&= \frac{1}{C^3(e^{cl_1} - e^{-cl_1})} \left[\frac{P}{H_p} (2 - e^{cl_1} - e^{-cl_1} - e^{ck} - e^{-ck} + e^{cm} + e^{-cm}) \right] \\
&\quad + \frac{2(e^{cl_1} - 1)}{\gamma C^3 (e^{cl_1} + 1)}
\end{aligned}$$

将上面分项积分代入 H_p 式, 得实用公式:

$$H_p = \frac{\left\{ KP \left[\frac{K}{12} (3l_1 - 2K) - \frac{1}{C^2} \right] - \frac{P}{C^3(e^{cl_1} - e^{-cl_1})} \times [2 - e^{cl_1} - e^{-cl_1} - e^{ck} - e^{-ck} + e^{cm} + e^{-cm}] - \gamma C^2 EI \alpha l l_T \right\}}{D}$$

式中: $D = \frac{2(e^{cl_1} - 1)}{\gamma C^3 (e^{cl_1} + 1)} + \frac{2}{3} f_1 l_1 - \frac{l_1}{\gamma C^2} + \gamma C^2 \frac{EI}{E_1 A} l_*$

$$l_* = l(\sec^3 \alpha + 8n^2 \sec \alpha) + 2l'(\sec^3 \alpha + 8n_{\text{边}}^2 \sec \alpha)$$

$$l_T = l \left(\sec^2 \alpha + \frac{16}{3} n^2 \right) + 2l' \left(\sec^2 \alpha + \frac{16}{3} n^2 \right)$$

α —— 为索端连接弦线的倾斜角;

l —— 两桥塔中到中距离;

l' —— 边跨跨径;

$$n = \frac{f}{l}。$$

此式只适用于主跨左端布置 K 段均布荷载及无边孔的特殊情况。公式的分子与荷载强度 P 直接有关外, 还与随 H_p 大小变化的 C 值有关; 分母 D 虽无荷载关系, 但含有 C , 而 C 是与 H_p 有关的函数。所以 H_p 式仍然不能直接计算, 只能采用试算方法。为了计算简便, 常是先试算 $H_p - D$ 和 $K - H_p$ 两根关系曲线, 然后选择布载长度, 从 $K - H_p$ 曲线查出 H , 并计算对应的积分常数 C_1 、 C_2 。最后代入弯矩公式, 求得相应布载长的弯矩值, 从多个弯矩值中, 选择最大弯矩作为计算弯矩。

a. $H_p - D$ 曲线的绘制

假定 H_p 值, 通过 D 的计算式计算出 D , 计算过程见表 2-14。不同的 H_p 值, 对应着不同的 D 值, 据此可绘出 $H_p - D$ 曲线, 见图 2-22。

$$E_1 = 1.3 \times 10^5 \text{MPa}, A = 0.0221 \text{m}^2, E = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}$$

$$I = 0.07700386 \text{m}^4, H_g = 5265.095 \text{kN}, l = 130 \text{m}$$

$$f = 14.444 \text{m}, n = \frac{1}{9}, l_1 = 126 \text{m}$$

$$f_1 = 13.569 \text{m}, n_1 = \frac{1}{9.29}$$

$$\tau = \frac{l_1^2}{8f_1} = \frac{126^2}{8 \times 13.569} = 146.252, \cos \varphi = \cos 23^\circ 58' = 0.9137$$

$$l_s = l(\sec^3 \alpha + 8n^2 \sec \alpha) + 2l'(\sec^3 \alpha + 8n^2 \sec \alpha)$$

式中: $\alpha_{主} = 0$, $\alpha_{边} = \varphi = 23^\circ 58'$, $n_{边} = 0$ (α 为主索端连接弦线的倾斜角)

代入上式得

$$\begin{aligned} l_s &= 130 \left[1 + 8 \left(-\frac{1}{9} \right)^2 \right] + 2 \times 58.54 \left(\frac{1}{0.9137} \right)^3 \\ &= 130 \times 1.099 + 153.492 \\ &= 296.331 \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_T &= l \left(\sec^2 \alpha + \frac{16}{3} n^2 \right) + 2l' \sec^2 \alpha \\ &= 130 \left[1 + \frac{16}{3} \left(-\frac{1}{9} \right)^2 \right] + 2 \times 58.54 \left(\frac{1}{0.9137} \right)^2 \\ &= 278.785 \text{m} \end{aligned}$$

由 $D = \frac{2(e^{Cl_1} - 1)}{rC^3(e^{Cl_1} + 1)} + \frac{2}{3} f_1 l_1 - \frac{l_1}{rC^2} + rC^2 \frac{EI}{E_1 A} l_s$ 可以计算出对应于 H_p 的 D 值, 从而

得出 $H_p - D$ 曲线。计算列于表2-14中。

$H_p - D$ 曲线计算表

表2-14

H	$C^2 = \frac{H_s + H_p}{EI}$	C	$\frac{2(e^{Cl_1} - 1)}{rC^3(e^{Cl_1} + 1)}$	$\frac{2f_1 l_1}{3}$	$-\frac{l_1}{rC^2}$	$\frac{rC^2 EI l_s}{E_1 A}$	D
0	3.255×10^{-4}	1.804×10^{-2}	1892.714	1139.796	-2646.78	79.401	465.134
500	3.565×10^{-4}	1.888×10^{-2}	1687.608	1139.796	-2413.622	86.063	497.81
1000	3.874×10^{-4}	1.958×10^{-2}	1516.472	1139.796	-2223.87	94.501	526.903
1500	4.183×10^{-4}	2.015×10^{-2}	1373.452	1139.796	-2059.59	102.038	555.704
2000	4.492×10^{-4}	2.110×10^{-2}	1250.513	1139.796	-1917.91	109.576	581.976
2500	4.801×10^{-4}	2.191×10^{-2}	1145.265	1139.796	-1794.17	117.113	607.703
3000	5.111×10^{-4}	2.261×10^{-2}	1053.955	1139.796	-1685.56	124.675	632.866
3500	5.42×10^{-4}	2.323×10^{-2}	973.990	1139.796	-1589.53	132.213	656.378

由表2-14的计算值, 可绘出 $H_p - D$ 曲线, 见图2-22。

b. $K - H_p$ 曲线的绘制

假定布载长度 K 和 H_p 值, 由汽-15 级车列得出 $p = \frac{\sum p}{K} \eta(1 + \mu)$ 。根据 H_p 公式可计算出分子各项之值。将在 $H_p - D$ 曲线上查 D 值, 再与分子计算项相除得计算 H_p 值。当计算出的 H_p 值等于假定的 H_p 值时, 才可假定另一布载长度 K 和 H_p , 重复这样试算(见表2-15), 这是挠度理论方法计算工作量最大的部分。当得出多个对应布载长度 K 和 H_p 时, 就可绘出 $K - H_p$ 曲线。在假定布载长度 K 和 H_p 值, 可参照弹性理论的计算值。

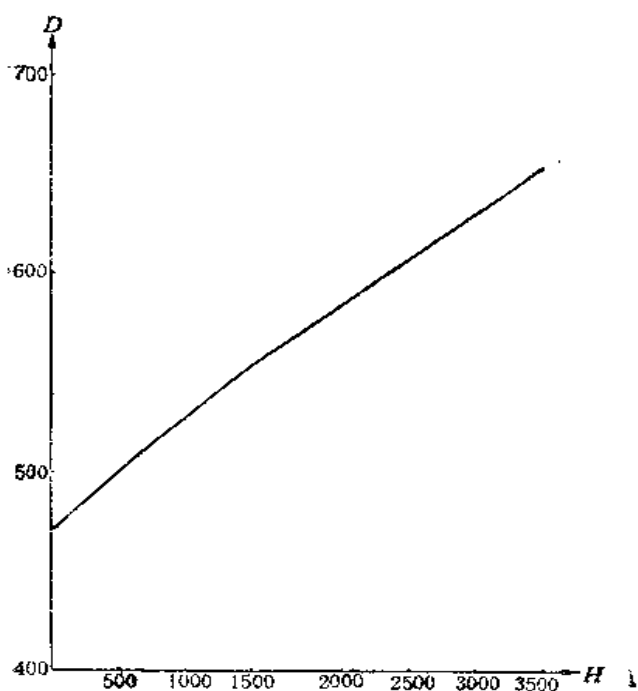
经上面试算可得出不同布载长度相对应的 H_p 。从而绘出 $K - H_p$ 曲线, 见图2-23。

有了 $K - H_p$ 曲线, 即可进行加劲梁弯矩的计算。

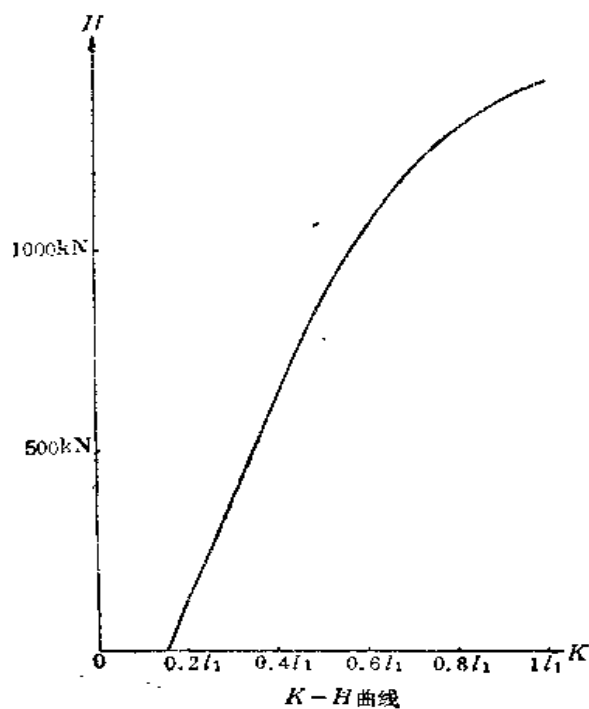
c. 四分之一跨径截面的最大正弯矩

根据前面挠度理论列出的在最不利荷载作用下, 悬索坐标变化值 η 计算式为

$$\eta = \frac{H_p}{H_g + H_p} \left[C_1 e^{cx} + C_2 e^{-cx} - y + \frac{M_0}{H_p} - \frac{1}{C^2} \left(\frac{p}{H_p} - \frac{1}{r} \right) \right]$$



D-H曲线
图 2-22



K-H曲线
图 2-23

代入弯矩公式

$$\begin{aligned}
 M &= M_0 - H_p y - (H_g + H_p) \eta \\
 &= M_0 - H_p y - H_p \left[C_1 e^{cx} + C_2 e^{-cx} - y + \frac{M_0}{H_p} - \frac{1}{C^2} \left(\frac{p}{H_p} - \frac{1}{r} \right) \right] \\
 &= -H_p \left[C_1 e^{cx} + C_2 e^{-cx} - \frac{1}{C^2} \left(\frac{p}{H_p} - \frac{1}{r} \right) \right]
 \end{aligned}$$

利用上式计算M值

$$M = -H_p \left[C_1 e^{cx} + C_2 e^{-cx} - \frac{1}{C^2} \left(\frac{p}{H_p} - \frac{1}{r} \right) \right]$$

对于四分之一跨径加劲梁弯矩影响线，只能部份加载，即从左端到距离K点布置均布荷载 p 时，有载段的常数 C_1 和 C_2 和无载段 ($m = l_1 - K$) 的常数 C_3 和 C_4 可由四个已知条件，即有载段右端B点的弯矩和剪力必须分别等于无载段左端B点的弯矩和剪力，同时跨径两端的 $M = 0$ 。将此关系代入弯矩 M 和剪力，对四个独立方程求解得出 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 ，现将要用的 C_1 和 C_2 列出

$$C_1 = -\frac{p}{2HC^2} \cdot \frac{(e^{cm} + e^{-cm} - 2e^{-cl_1})}{(e^{cl_1} - e^{-cl_1})} - \frac{1}{rC^2(1 + e^{cl_1})}$$

$$C_2 = -C_1 + \frac{1}{C^2} \left(\frac{p}{H_p} - \frac{1}{r} \right)$$

$$x = \frac{l_1}{4} = 31.5 \text{ m}$$

有了 C_1 和 C_2 的计算式，参考弹性理论四分之一跨径加劲梁弯矩影响线布载长度，一般采用三个布载长度进行计算，与 K 对应的 H_p 可在 $K-H_p$ 曲线中查得，最后代入 M 计算式进行计算，得出三个布载长度对应的弯矩值，列在表2-16中。

表2-15

K (m)	m (m)	$p = \frac{\Sigma P \eta}{K} \cdot (1 + \mu)$ (kN/m)	假定 H_p (kN)	C^2	$Kp \left[\frac{K}{12} (3I_1 - 2K) - \frac{1}{C^2} \right]$	$\frac{-p}{C^2(e^{Cl_1} - e^{-Cl_1})} (2 - e^{Cl_1} - e^{-Cl_1} - e^{CK} - e^{-CK} + e^{CM} + e^{-CM})$	$-rC^2EI\alpha l_1$	D 查 $H_p - D$ 曲线	H_p (计算)
$0.2I_1$ ≈ 25.2	100.8	23.63	126	3.33379×10^{-4}	-1376519.624	1507866.25	-71219.97	478	125.79
$0.4I_1$ ≈ 50.4	75.6	18.80	635	3.6486×10^{-4}	-1493800.608	1890561.965	-77945.27	509	620.00
$0.6I_1$ ≈ 75.6	50.4	15.65	1050	3.9052×10^{-4}	-1339135.013	1988765.568	-83427.401	533	1080
$0.8I_1$ ≈ 100.8	25.2	13.59	1310	4.0598×10^{-4}	-134413.65	2142883.361	-86729.78	547	1301.2
$1.0I_1$ ≈ 125	0.00	13.34	1430	4.14018×10^{-4}	-1836071.034	2722585.40	-88446.95	555	1437.9

表2-16

$K(m)$	$p(kN/m)$	$H_p(kN)$	C^2	C	C_1	C_2	$M_{I_1/4}(kN \cdot m)$
$0.4l_1 = 50.4$	18.8	620	3.6393×10^{-4}	1.90769×10^{-2}	14.7128	49.819	6437.198
$0.425l_1 = 53.55$	19.03	750	3.7197×10^{-4}	1.928646×10^{-2}	10.9655	38.866	6397.44
$0.45l_1 = 56.70$	17.84	870	3.7939×10^{-4}	1.94779×10^{-2}	7.80128	28.226	5512.36

从表2-16知最大弯矩值为

$$\max M_{I_1/4} = 6437.198 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

按前面弹性理论方法计算出最大弯矩值为

$$\max M_{I_1/4} = 7225.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C = \frac{M_{\text{挠}}}{M_{\text{弹}}} = \frac{6437.198}{7225.1} = 0.89$$

按贝开尔近似法计算

$$s = \frac{1}{l_1} \sqrt{\frac{EI}{H_g}} = \frac{1}{126} \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5 \times 0.07700386}{5265}} = 0.4398$$

查贝开尔曲线得: $C = 0.868$.

以上计算的结果相差为2.5%。一般小跨径的吊桥可用贝开尔近似曲线查出 C , 把弹性理论方法计算结果进行修正。但大跨径吊桥为了准确的计算出加劲梁内力, 应采用精确方法计算。本例是采用一座桥的实际设计资料, 原设计是按弹性理论计算的, 因此, 杆件验算仍然采用弹性理论的计算值进行验算。

(4) 杆件强度验算 (各杆件内力见表2-13)

a. 上弦杆: $N_{\text{压}} = -2661.96 \text{ kN}$, $N_{\text{拉}} = 1274.112 \text{ kN}$

杆件各节点均用 $\phi 22$ 高强螺栓连接, 螺栓孔 $d = 2.3 \text{ cm}$, 截面如图2-24。

$$A_m = 2 \times 42 \times 1.6 + 26.8 \times 1.6 = 177.3 \text{ cm}^2$$

$$A_j = 177.3 - 8 \times 2.3 \times 1.6 = 147.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{强度验算} \quad \sigma_{\text{拉}} = \frac{1274.112}{147.9} = 86.15 \text{ MPa} < [\sigma] = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{压}} = \frac{-2661.96}{177.3} = -150.14 \text{ MPa} < [\sigma] = 200 \text{ MPa}$$

稳定验算

$$I_m = 2 \times \frac{1.6}{12} \times 42^3 + \frac{1}{12} 26.8 \times 1.6^3 = 19765.948 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_m}{A_m}} = \sqrt{\frac{19765.948}{177.3}} = 10.559 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l}{r_x} = \frac{300}{10.6} = 28.3, \varphi = 0.9$$

$$\sigma = \frac{2661.96}{0.9 \times 177.3} = 166.82 \text{ MPa} < [\sigma] = 200 \text{ MPa}$$

疲劳强度验算:

按《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》第1.2.17条规定

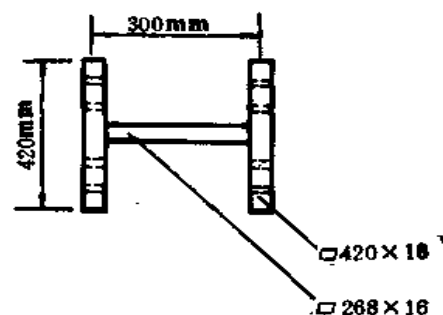


图 2-24

$$\frac{N}{A_j} \leq [\sigma_n]$$

按连接类别 3，当绝对值为最大压应力时

$$\rho = \frac{86.15}{-150.14} = -0.574 \quad [\sigma_n] = \frac{165}{0.6 - \rho} = \frac{165}{0.6 - (-0.574)} = 140.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{2661.96}{147.9} = 179.9 \text{ MPa} > [\sigma_n]$$

b. 下弦杆

$$N_{\text{压}} = -1172.584 \text{ kN}, \quad N_{\text{拉}} = 2661.96 \text{ kN}$$

$$A_m = 177.3 \text{ cm}^2, \quad A_j = 147.9 \text{ cm}^2$$

强度验算:

$$\sigma_{\text{拉}} = \frac{2661.96}{147.9} = 179.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{压}} = \frac{-1172.54}{177.3} = -66.13 \text{ MPa}$$

稳定验算:

由前计算 $\varphi = 0.9$

$$\sigma = \frac{-1172.54}{0.9 \times 177.3} = -73.48 \text{ MPa}$$

疲劳强度验算: 绝对值最大应力为拉应力。

$$\rho = \frac{-66.13}{179.98} = -0.367$$

$$[\sigma_n] = \frac{165}{1 - 0.6\rho} = \frac{165}{1 - 0.6(-0.367)}$$

$$= 135.19 \text{ MPa} < 179.98 \text{ MPa}$$

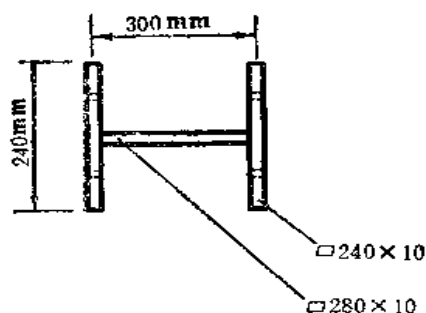


图 2-25

上、下弦杆的疲劳强度超过容许应力。由于原设计认为本桥重车行驶较少，车辆荷载可按主车进行计算。所以当无重车行驶计算，不会超出疲劳容许应力，原设计未加修改，由此，我们也不对杆件截面尺寸变动。

c. 斜杆 (图 2-25)

$$N_{\text{压}} = -839.48 \text{ kN}, \quad N_{\text{拉}} = 352.3 \text{ kN}$$

$$A_m = 2 \times 24 \times 1.0 + 28 \times 1.0 = 76.0 \text{ cm}^2$$

$$A_j = 76 - 4 \times 2.3 \times 1.0 = 66.8 \text{ cm}^2$$

强度验算:

$$\sigma_{\text{压}} = \frac{-839.48}{76} = -110.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{拉}} = \frac{352.3}{66.8} = 52.74 \text{ MPa}$$

稳定验算:

$$I_m = 2 \times \frac{1}{12} \times 1.0 \times 24^3 + \frac{1}{12} \times 28 \times 1.0^3 = 2306 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{2306}{76}} = 5.51, \quad l = 300\sqrt{2} = 424\text{cm}$$

$$l_0 = 0.9 \times 424 = 381.6\text{cm}, \quad \lambda = \frac{381.6}{5.51} = 69.3$$

$$\varphi = 0.653$$

$$\sigma = \frac{-839.48}{0.635 \times 76} = 173.95\text{MPa}$$

疲劳强度验算：绝对值最大应力为压应力

$$\rho = \frac{52.74}{-110.46} = -0.477$$

$$[\sigma_n] = \frac{165}{0.6 - \rho} = \frac{165}{0.6 - (-0.477)} = 153.14\text{MPa}$$

$$\sigma = \frac{839.48}{66.8} = 125.7\text{MPa} < [\sigma_n]$$

d. 加劲梁节点设计

对于主桁架构件节点高强螺栓数，按等强度确定钉数。

(a) 弦杆节点钉数

$$A_m = 177.3\text{cm}^2, \quad A_j = 147.9\text{cm}^2.$$

$$N = A_j[\sigma] = 147.9 \times 200 = 2958.9\text{kN}$$

选用2块 $\delta = 16\text{mm}$ 的节点板和四块 $\square 190 \times 16\text{mm}$ 的拼接板（图2-26）。

$$A_m = 2 \times 42 \times 1.6 + 4 \times 19 \times 1.6 = 256.0\text{cm}^2$$

$$A_j = 256 - 8 \times 2.3 \times 1.6 \times 2 = 197.1\text{cm}^2 > 1.1 \times 147.9\text{cm}^2 = 162.7\text{cm}^2$$

高强螺栓用40硼钢的 $\phi 22$ 螺栓 $p = 196\text{kN}$ ，连接钢材表面摩擦系数 $M = 0.45$ 。

$$[N'] = \frac{196 \times 0.45 \times 0.2}{1.7} = 103.765\text{kN}$$

高强螺栓数：

$$n = \frac{2958.9}{103.765} = 28.5\text{个} \quad \text{取} 30\text{个}$$

(b) 斜杆和竖杆的节点钉数

$$A_m = 66.8\text{cm}^2, \quad N = 66.8 \times 200 = 1338.0\text{kN}$$

$$[N'] = \frac{196 \times 0.45 \times 1}{1.7} = 51.88\text{kN}$$

$$\text{高强螺栓数 } n = \frac{1338.0\text{kN}}{51.88\text{kN}} = 25.8\text{个}$$

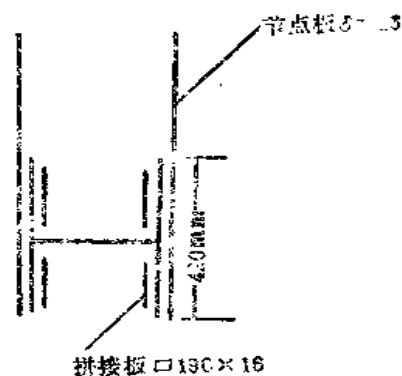


图2-26 (尺寸单位: mm)

考虑斜杆和竖杆内力均比按截面等强度计算的力为小，为便于布置，斜杆取24个高强螺栓联结，竖杆取20个高强螺栓联结。

(5) 加劲梁挠度计算

加劲梁的挠度为荷载 p 产生向下挠度与吊杆力 s 产生向上变形之差。
现在按吊杆力假定为一个全跨满布向上的均布荷载，其值为

$$s = \frac{8f_1}{l_1^3} H$$

加劲梁上作用有均布荷载 p （活载），于是加劲梁承受的荷载为

$$p - s = p - \frac{8f_1}{l_1^3} H$$

简支加劲桁梁，在均布荷载作用下，其跨中挠度为

$$\delta_{\frac{1}{2}} = \frac{5pl_1^4}{384EI} \left[1 - \frac{8f_1}{pl_1^3} H \right]$$

$K = 9.54 \text{ kN/m}$ （见主索水平拉力计算）

$\eta = 1.1158$ （横向分布系数）

$$p = \eta K = 1.1158 \times 9.54 = 10.645 \text{ kN/m}$$

汽-15布载下，主索水平拉力 $H_{\text{汽}} = 1722.6 \text{ kN}$ 由于计算挠度时，不应计入冲击影响，由此，

$$H = \frac{1722.6}{1.255} = 1372.59 \text{ kN} (1 + \mu = 1.255)$$

$I = 7700386 \text{ cm}^4$, $l_1 = 126 \text{ m}$, $f_1 = 13.569 \text{ m}$, $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

代入挠度计算求得

$$\begin{aligned} \delta_{\frac{1}{2}} &= \frac{5 \times 10.645 \times 126^4 \times 10^8}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 7700386} \left(1 - \frac{8 \times 1356.9 \times 1372.59 \times 10^2}{10.645 \times 126^3 \times 10^4} \right) \\ &= 216.027 (1 - 0.88) \\ &= 25.9 \text{ cm} < [\delta] = \frac{l_1}{400} = 31.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

加劲桁梁设预拱度 50 cm 。

加劲桁梁半跨布载时：

$$\lambda = \frac{126}{2} = 63 \text{ m}$$

加劲桁梁 $l_1/4$ 处和 $3l_1/4$ 处的正负挠度的最大绝对值之和（两点的相对挠度）为：

$$\begin{aligned} \delta_{\frac{1}{4}} &= \frac{1}{6144} \left[31 - \frac{57}{2} - \frac{8}{5N} \right] \frac{pl_1^4}{EI} \\ \delta_{\frac{3}{4}} &= \frac{1}{6144} \left[\frac{57}{2} - \frac{8}{5N} - 26 \right] \frac{pl_1^4}{EI} \\ \delta &= [\delta_{\frac{1}{4}}] + [\delta_{\frac{3}{4}}] = \frac{5}{384} \frac{p}{EI} \left(\frac{l_1}{2} \right)^4 \end{aligned}$$

$K = 10.96 \text{ kN/m}$, $\eta = 1.1158$, $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

$$p = \eta K = 1.1158 \times 10.96 = 12.23 \text{ kN/m}$$

代入上式：

$$\delta = \frac{5 \times 12.23}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 7700386} \left(\frac{126 \times 10^2}{2} \right)^4$$

$$= 15.5\text{cm} < [\delta]$$

以上计算,说明本桥刚度满足要求。

(6)纵向联结系设计。

纵向联结系构造形式见图2-27。

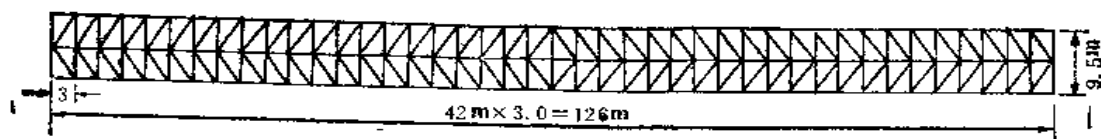


图 2-27

斜杆采用 $2L160 \times 100 \times 12$ 。如图2-28所示。

$$A_m = 2 \times 30.054 = 60.108\text{cm}^2$$

$$A_j = 60.108 - 2 \times 2.3 \times 1.2 = 54.58\text{cm}^2$$

上纵联承受的风力较下纵联大,故只验算上纵联的强度和稳定,上纵联的水平风力按前面风力计算得 1.35kN/m 。

端支承处最大剪力

$$Q = \frac{1}{2} 1.35 \times 126 = 85.05\text{kN}$$

斜杆与竖杆夹角

$$\tan \theta = \frac{300}{475} = 0.6316, \cos \theta = 0.8456$$

斜杆轴向力

$$D = \pm \frac{85.05}{0.8456} = \pm 100.579\text{kN}$$

受拉斜杆强度验算:

$$\sigma = \frac{D}{54.58} = 1.843\text{MPa}$$

受压斜杆稳定性验算

$$A_m = 60.108\text{cm}^2$$

$$I_x = 2 [239.06 + 30.054(0.5 + 2.36)^2] \\ = 969.80\text{cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_m}} = \sqrt{\frac{969.8}{60.108}} = 4.02\text{cm}, \quad l = \frac{950}{2 \times 0.8456} - 72 = 490\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{490}{4.02} = 122 < [\lambda] = 130$$

c.吊杆主要连接的计算

(1)索夹的计算(图2-29)。

材料采用ZG45。

a.索夹螺栓拉应力验算

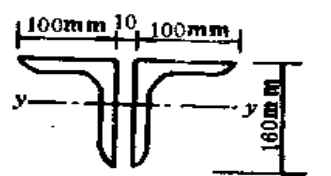


图 2-28

吊杆拉力: $T_0 = 298.57 \text{ kN}$ 。

螺栓拉力: 按六角形索夹, 在吊杆 T_0 作用下, 索夹一半将承受 $\frac{T_0}{2}$ 力, 作用于六角边的切向拉力, 可近似按 $\frac{T_0}{2} \tan 30^\circ$, 此力也就是螺栓承受的拉力。

$$T = \frac{T_0}{2} \tan 30^\circ = \frac{298.57}{2} \times 0.57735 = 86.19 \text{ kN}$$

螺栓有效面积

$$A = \frac{\pi}{4} \left(26.211 - \frac{0.866 \times 3.5}{6} \right)$$

$$= 518.7 \text{ mm}^2 = 5.187 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{86.19}{5 \times 5.187} = 33.16 \text{ MPa} < [\sigma]$$

b. 抵抗索夹滑动的验算

抵抗索夹滑动的力, 取索夹螺栓允许拉力的 50%, $[\sigma] = 90 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \text{索夹的夹紧力 } F &= 0.5 \cdot n \cdot A \cdot [\sigma] \\ &= 0.5 \times 5 \times 5.187 \times 90 \\ &= 116.71 \text{ kN} \end{aligned}$$

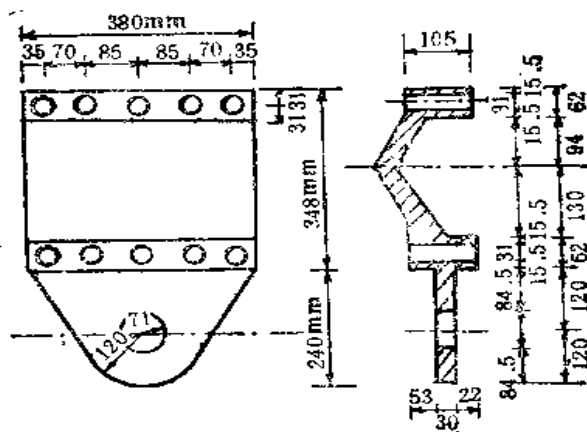


图2-29 (尺寸单位: mm)

靠近索塔处的索夹(距索塔3m处, $\tan \theta = \frac{T_0}{H} = \frac{8f_1 H \lambda}{l_1^2 H}$)

$$\tan \theta = \frac{8f_1}{l_1^2} \lambda = \frac{8 \times 13.569}{126^2} \times 6 = 0.41, \sin \theta = 0.38$$

因吊杆拉力所产生的向跨中的滑动力为:

$$F' = T_0 \times \sin \theta = 298.57 \times 0.38 = 113.46 \text{ kN} < 116.71 \text{ kN} \quad (\text{安全})$$

c. 索夹与连续套筒处钢销的承压应力

索夹钢销 $d = 70 \text{ mm}$, $T_0 = 298.57 \text{ kN}$

$$\sigma = \frac{298.57}{7 \times 3 \times 2} = 71.09 \text{ MPa} < [\sigma] = 85 \text{ MPa}$$

d. 索夹钢销的剪应力 ($d = 70 \text{ mm}$)

$$\tau = \frac{298.57}{2 \times \frac{\pi}{4} \cdot 7^2} = 38.79 \text{ MPa} < [\tau]$$

e. 索夹I-I断面应力验算 (见图2-29)

$$\sigma_{I-I} = \frac{298.57}{(26.8 - 7.1) \times 3 \times 2} = \frac{298.57}{118.2} = 25.26 \text{ MPa}$$

(2) 连接套筒计算 (图2-30)

套筒材料用ZG45, 灌注套筒合金 (锌93%、铅6%、铜1%);

容许承压 $[\sigma] = 24 \text{ MPa}$;

容许粘着力 $[\sigma] = 18 \text{ MPa}$ 。

按《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》第1.5.37条, 采用的尺寸如图2-30。

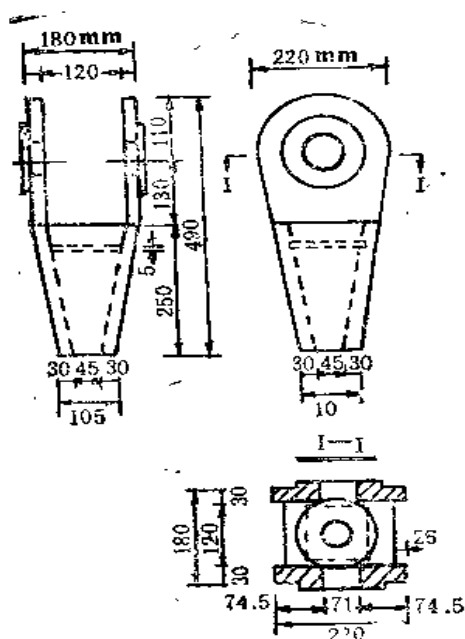


图2-30 (尺寸单位: mm)

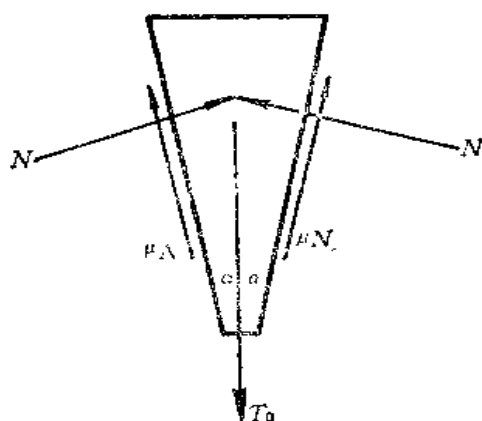


图 2-31

套筒长度 $250 > 5 \times d = 5 \times 45 = 225 \text{ mm}$

筒内壁末端 $d_1 = 120 \text{ mm}$, 前端 $d_2 = 45 \text{ mm}$

筒内壁斜度 $\frac{1}{2}(120 - 45) \cdot \frac{1}{250} = \frac{1}{6.67} > \frac{1}{12}$

筒壁厚度 $30 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$ 。

a. 钢索与合金间的剪力

为安全计, 按钢索外表面为剪力面, 实际钢索进入套筒后分散在合金之中, 其抗剪强度要比计算值小。

$$\tau = \frac{298.57}{\pi \times 4.2 \times 25} = 9.05 \text{ MPa}$$

b. 合金与套筒壁的承压应力 (图2-31)

合金与套筒间的摩擦系数 $\mu = 0.2$ 。

$$\tan \alpha = \frac{120 - 45}{2} \cdot \frac{1}{250} = 0.15, \quad \alpha = 8^\circ 32'$$

$$\sin \alpha = 0.1484, \quad \cos \alpha = 0.9889$$

$$N = \frac{T_0}{2(\sin \alpha + \mu \cos \alpha)} = \frac{298.57}{2(0.1484 + 0.2 \times 0.9889)} = 431.24 \text{ kN}$$

套筒内壁的全面积

$$\begin{aligned} A &= \pi \left(\frac{12 + 4.5}{2} \right) \sqrt{\left(\frac{12}{2} - \frac{4.5}{2} \right)^2 + 25^2} \\ &= \pi \times 8.25 \times 25 \\ &= 655 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{2 \times 431.24}{655} = 13.17 \text{MPa}$$

c. 套筒在钢销处(I-I断面)应力验算

$$A = (22 - 7.1) \times 3 \times 2 = 89.4 \text{cm}^2$$

$$\sigma = \frac{298.57}{89.4} = 33.39 \text{MPa}$$

(3) 拉杆套筒: (图2-32)

材料采用ZG45, 拉杆套筒与连接套筒尺寸相同, 合金成分一样, 其承压应力与剪应力计算略。只对拉杆套筒两调整拉杆连接处强度进行验算, 调整拉杆用 $\phi 42$, 其孔眼直径为44mm。

a. 断面I-I的剪应力验算

$$\tau = \frac{298.57}{2 \times 10 \times 12} = 12.4 \text{MPa}$$

b. 断面I-I弯应力验算

$$M = \frac{298.57}{2} \times 2.25 = 335.89 \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$W = \frac{1}{6} 12 \times 10^2 = 200 \text{cm}^3$$

$$\sigma = \frac{335.89}{200} = 16.79 \text{MPa}$$

c. 断面II-II弯应力验算

$$M = \frac{298.57}{2} \times 11.5 = 1716.8 \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$W = \frac{25^3(6.8^2 + 4 \times 6.8 \times 3 + 3^2)}{12(3 + 2 \times 6.8)} = 858.7 \text{cm}^3$$

$$\sigma = \frac{1716.8}{858.7} = 19.99 \text{MPa}$$

d. 调整杆件

用 $2\phi 42$ 螺纹拉杆, 材料ZG-45, $d = 42 \text{mm}$, 螺纹拉杆内径 $d_1 = 42 - 7 = 35 \text{mm}$ 。

$$A = \frac{\pi}{4} \times 3.5^2 = 9.62 \text{cm}^2 \text{ (一根拉杆计算面积)}, \quad \sigma = \frac{298.57}{2 \times 9.62} = 155.18 \text{MPa}$$

L形连接件, 锚碇拉杆等的计算略。

7. 索鞍及加劲梁支座的设计 (图2-33)

(1) 索鞍的设计

a. 外力

主索的垂直力:

$$V = 2H \tan \varphi = 2 \times 7277.8 \times 0.444 = 6462.69 \text{kN}$$

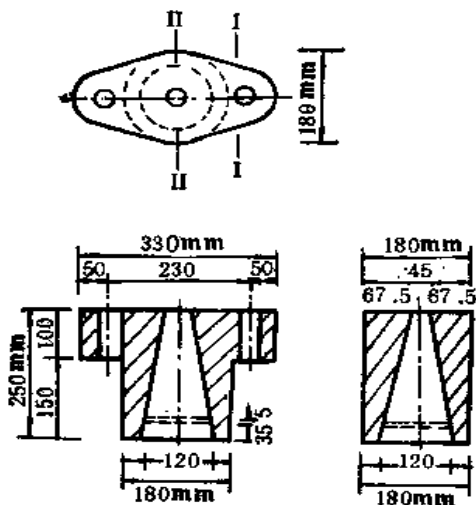


图2-32 (尺寸单位: mm)

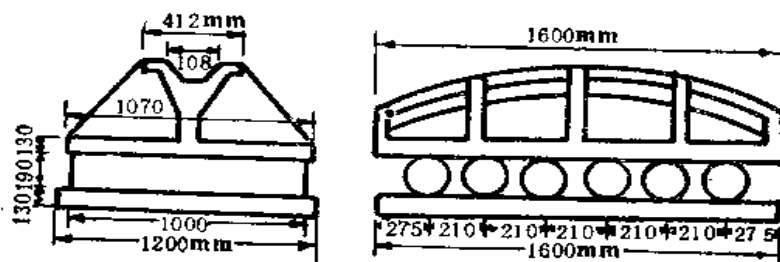


图2-33 (尺寸单位: mm)

索鞍的上座重24kN

作用在辊轴上的压力

$$\Sigma V = 6462.69 + 24 = 6486.69 \text{ kN}$$

b. 索鞍的位移计算

$$\text{锚索 } l' = 58.54 \text{ m}, \quad l_{s0} = \frac{l'}{\cos \varphi_1} = \frac{58.54}{0.9137} = 64.069 \text{ m}$$

温度变化引起的位移

$$\Delta_1 = 2tl_{s0} = 0.000012 \times 27^\circ \times 64.069 = 2.1 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{TL_{s0}}{E_1 A}$$

$$\text{式中: } T = \frac{\Sigma H}{\cos \varphi_1} = \frac{H_{\text{汽}} + H_{\text{入}}}{0.9137} = \frac{1722.6 + 290.108}{0.9137} = 2202.81 \text{ kN}$$

$$A = 27 \times 8.1854 = 221.01 \text{ cm}^2$$

代入上式:

$$\Delta_2 = \frac{2202.81 \times 64.069}{1.3 \times 10^5 \times 221.01} = 4.91 \text{ cm}$$

$$\text{总位移 } \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 2.1 + 4.91 = 7.01 \text{ cm}$$

安装时要求将 $\frac{\Delta}{2}$ 事先向锚碇方向放置, 但为了安全计, 设计仍按总位移计算。

c. 辊轴强度验算

辊轴由45号钢铸成, 每个索鞍下设置六个辊轴, 辊轴长100cm, 直径 $d = 19 \text{ cm}$, 辊轴与上、下座接触面的压力为

$$R = \Sigma V = 6486.69 \text{ kN}$$

座板线接触应力

$$\sigma_{\max} = 0.123 \sqrt{\frac{RE}{nlr}} = 0.423 \sqrt{\frac{6486.69 \times 2.1 \times 10^5}{6 \times 100 \times 9.5}} = 663.9 \text{ MPa}$$

辊轴按径向承压力计算

$$\sigma = \frac{R}{n d l} = \frac{6486.69}{6 \times 19 \times 100} = 5.69 \text{ MPa} < [\sigma] = 8.5 \text{ MPa}$$

d. 上座索槽应力验算

全部活载和人群布载时，索鞍向河心移动 $\Delta_2 = 4.91\text{cm}$ ，索与索鞍接触长度 156.4cm （见图2-34），于是主索作用于索鞍上的单位长度上的压力为

$$q = \frac{6486.69}{156.4} = 41.475\text{kN/cm}$$

每个辊轴压力为

$$N = \frac{6486.69}{6} = 1081.12\text{kN}$$

I-I断面强度验算

辊轴与上座总偏移以 7.01cm 计算，上座悬出 $27.5 + 7.01 = 34.51\text{cm}$ 。

$$M = q \cdot \frac{A^2}{2} = \frac{41.475 \times 34.51^2}{2} = 24697.12\text{kN}\cdot\text{cm}$$

索鞍断面形状复杂，为简便计算，对不规则的断面作如下的简化（图2-35），断面静矩计算如表2-17。

$$e_1 = \frac{16294.8}{1255.5} = 13.0\text{cm}$$

各断面对本身重心的惯矩：

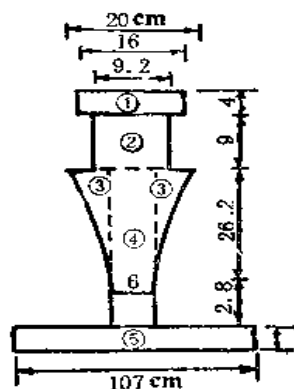


图2-35（尺寸单位：cm）

$$I_1 = \frac{1}{12} 16 \times 4^3 = 85\text{cm}^4$$

$$I_2 = \frac{1}{12} 9.2 \times 9^3 = 559\text{cm}^4$$

$$I_3 = 2 \times 0.00755 \times 26.2^3 \times 7 = 1901\text{cm}^4$$

$$I_4 = \frac{1}{12} \times 6 \times 29^3 = 12195\text{cm}^4$$

$$I_5 = \frac{1}{12} \times 107 \times 8^3 = 4565\text{cm}^4$$

$$\sum I_i = 19305\text{cm}^4$$

表2-17

序号	面积 (cm^2)	重心对底边的距离 e (cm)	$S = A \cdot e (\text{cm}^3)$
1	$16 \times 4 = 64$	$50 - \frac{4}{2} = 48$	$64 \times 48 = 3072$
2	$9 \times 9.2 = 82.8$	$50 - 4 - \frac{9}{2} = 41.5$	$82.8 \times 41.5 = 3436.2$
3	$2 \times 0.2146 \times 26.2 \times 7 = 78.7$	$0.775 \times 26.2 + 2.8 + 8 = 31.1$	$78.7 \times 31.1 = 2447.6$
4	$6 \times 29 = 174$	$8 + \frac{29}{2} = 22.5$	$174 \times 22.5 = 3915$
5	$107 \times 8 = 856$	4.0	$856 \times 4 = 3424$
	$\sum A = 1255.5$		$\sum S = 16294.8$

全截面对重心 e_1 的惯矩

$$\begin{aligned}
 I &= \sum I_i + \sum A(e_i - e_1)^2 \\
 &= 19305 + 64(48 - 13)^2 + 82.8(11.5 - 13)^2 + 78.7(31.1 - 13)^2 \\
 &\quad + 174(225 - 13)^2 + 856(13 - 4)^2 \\
 &= 280114 \text{ cm}^4 \\
 \sigma_{\text{上}} &= \frac{24697.12}{280114}(50 - 13) = 32.62 \text{ MPa} < [\sigma_w] = 180 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{下}} = \frac{24697.12}{280114} \times 13 = 11.46 \text{ MPa} < [\sigma_w] = 180 \text{ MPa}$$

e. 下座板应力验算

六个辊轴共重15kN。

$$\Sigma V = 6486.69 + 15 = 6501.69 \text{ kN}$$

$$q = \frac{6501.69}{160} = 40.64 \text{ kN/cm}$$

每一个辊轴压力为

$$N = \frac{6501.69}{6} = 1083.62 \text{ kN}$$

偏安全底板按刚性板计算 (图2-36a))

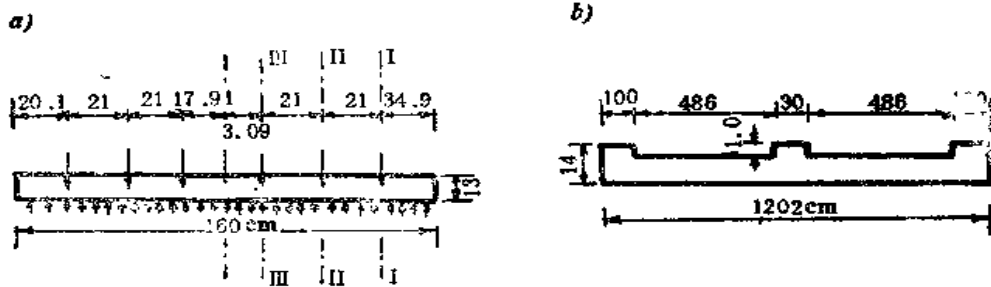


图2-36 (尺寸单位: cm)

$$M_1 = -\frac{1}{2} q \Delta^2 = -\frac{1}{2} 40.64 \times 34.913^2 = -24768.405 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 &= -\frac{1}{2} q (\Delta + 21)^2 + N \times 21 \\
 &= -\frac{1}{2} 40.64 \times 55.913^2 + 1083.62 \times 21 \\
 &= 40769.66 \text{ kN} \cdot \text{cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_3 &= -\frac{1}{2} q (\Delta + 2 \times 21)^2 + N \times 21 + N \times 42 \\
 &= -\frac{1}{2} 40.64 \times 76.913^2 + 1083.62(21 + 42) \\
 &= -51937.13 \text{ kN} \cdot \text{cm}
 \end{aligned}$$

现取III-III断面进行强度验算〔图2-36b)〕

$$A = 13 \times 120 + 23 \times 10 = 1583 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\Sigma I &= 13 \times 120 \times \frac{13^2}{12} + 120 \times 13(6.6 - 6.5)^2 \\ &\quad + \frac{1}{12} 23 \times 1^3 + 23 \times 1 \left(\frac{1}{2} + 13 - 6.6 \right)^2 \\ &= 23084.464 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{上}} = \frac{51937.13}{23084.464} (14 - 6.6) = 16.649 \text{ kN/cm}^2 = 166.49 \text{ MPa} < [\sigma_w] = 80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{下}} = \frac{51937.13}{23084.464} \times 6.6 = 14.849 \text{ kN/cm}^2 = 148.49 \text{ MPa} < [\sigma_w] = 180 \text{ MPa}$$

(2) 加劲梁支座的设计 (图2-37)

加劲梁支座反力见表2-18。

表2-18中风力值

$$W_1 = \frac{1}{2} 1.35 \times 126 = 85.05 \text{ kN (作用于上弦)}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} 0.54 \times 126 = 34.02 \text{ kN (作用于下弦)}$$

$$R_D = R_C = \frac{85.05 \times 3}{9.5} = 26.88 \text{ kN} \approx 27 \text{ kN}$$

表2-18

荷载情况		正反力 (kN)	负反力 (kN)
基本可变荷载	汽-15	550.59	217.35
	人群	48.67	31.831
其他可变荷载	温度	45.58	45.58
	风力	27.00	27.00
合计		671.84	321.76

制动力按《公路桥涵设计通用规范》第2.3.9条

$$\begin{aligned}T &= 0.1(9 \times 150 + 200) = 155 \text{ kN} < 0.9 \times 200 = 180 \text{ kN} \\ &> 0.3 \times 200 = 60 \text{ kN}\end{aligned}$$

作用于一个支座上的制动力

$$T' = \frac{T}{2} = 77.5 \text{ kN}$$

a. 固定支座

上、下支座材料采用ZG45, 销子用45号钢。

(a) 上支座 (图2-38)

顶面尺寸顺桥52cm, 横桥向54cm。

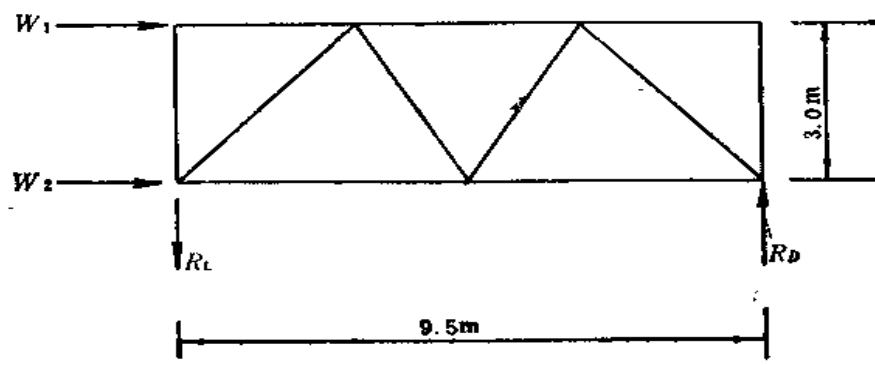


图 2-37

上支座顶面与加劲桁梁下弦节点两侧的支座角钢相连接, 面积为

$$A = 2 \times 10 \times 52 = 1040 \text{ cm}^2 (b_1 = 2 \times 10 \text{ cm} = 20 \text{ cm})$$

上座顺桥向的强度验算 (查表 2-18)

$$N = 671.84 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{671.84}{1040} = 0.645 \text{ kN/cm}^2 = 6.45 \text{ MPa} < [\sigma] = 170 \text{ MPa}$$

作用在销中心处的制动力 T' 在支座顶面引起的边缘压应力 (销中心至下弦距离为 20 cm) 为:

$$\sigma = \frac{77.5 \times 20}{\frac{1}{6} \times 10 \times 52^2} = \frac{1550}{4506.7} = 0.344 \text{ kN/cm}^2 = 3.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = 6.45 + 3.44 = 9.89 \text{ MPa}$$

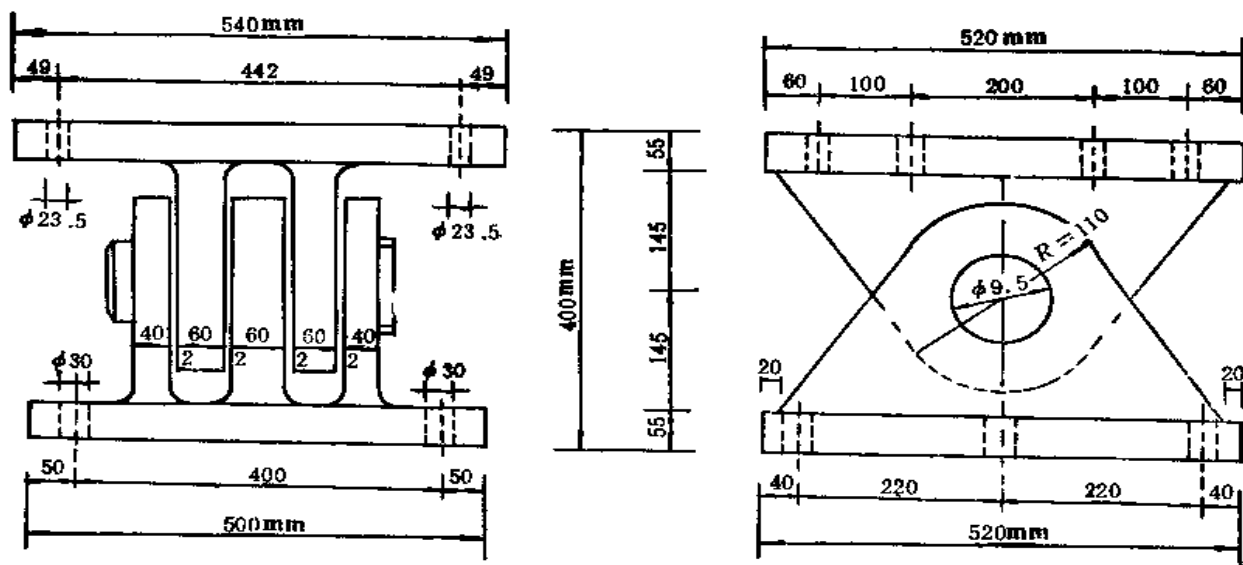


图 2-38 (尺寸单位: mm)

$$\begin{aligned} e_1 &= \frac{a}{6} \times \frac{2\sigma_{\max} + \sigma}{\sigma_{\max} + \sigma} \\ &= \frac{52}{6} \times \frac{2 \times 9.89 + 6.45}{9.89 + 6.45} \\ &= 13.91 \text{ cm} \end{aligned}$$

作用在上支座中心截面的弯矩 (图 2-39): $b_1 = 20 \text{ cm}$ (支座与加劲梁下弦接触宽)

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{\sigma_{\max} + \sigma}{2} \times \frac{a_1}{2} \times b_1 \times e_1 \\ &= \frac{9.89 + 6.45}{2} \times \frac{52}{2} \times 20 \times 13.91 \\ &= 590950 \text{ kg} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

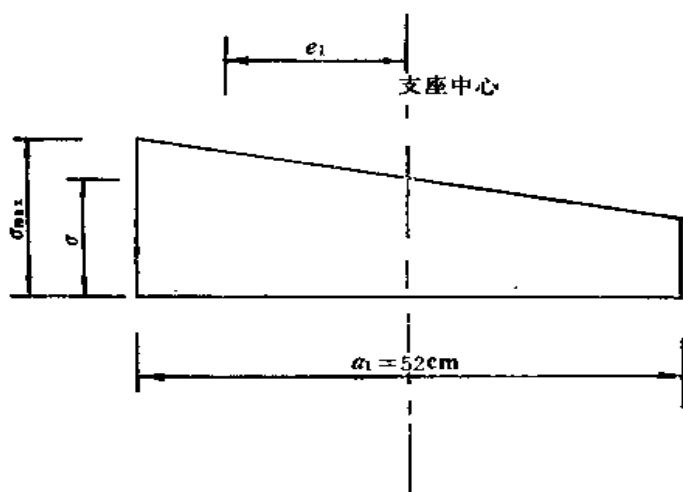


图 2-39

上支座截面模量:

$$W_1 = \frac{1}{6} \times 54 \times 5.5^2 = 272.3 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{590950 \text{ kg-cm}}{272.3 \text{ cm}^3} = 217.92 \text{ MPa} < 1.25[\sigma_w] = 225 \text{ MPa}$$

(b) 钢销强度验算

$$N = 550.59 + 48.67 = 599.26 \text{ kN} \quad (\text{汽} - 15 + \text{人群})$$

钢销与上支座接触长度

$$l_1 = 6 \times 2 = 12 \text{ cm}$$

钢销直径 $d = 9.4 \text{ cm}$

$$\sigma = \frac{599.26}{9.4 \times 12} = 53.13 \text{ MPa} < [\sigma] = 105 \text{ MPa}$$

(c) 下支座板厚与上支座相同。验算略。

(d) 加劲桁梁与上支座板连接螺栓

采用 $8\phi 22$ 螺栓, $A = 8 \times 3.8 = 30.4 \text{ cm}^2$

支座负反力 $N = 321.76 \text{ kN}$

$$\sigma = \frac{321.76 \text{ kN}}{30.4 \text{ cm}^2} = 105.84 \text{ MPa} < 1.25[\sigma] = 250 \text{ MPa}$$

(e) 下支座与混凝土墩帽连接。

采用 $6\phi 25$ 锚固螺栓 (材料用 $16M_n$ 钢筋)

$$A = 6 \times 4.9 = 29.4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{321.76 \text{ kN}}{29.4 \text{ cm}^2} = 109.44 \text{ MPa} < 1.25[\sigma] = 250 \text{ MPa}.$$

b. 活动支座。

上、下支座板与固定支座相同, 其验算从略, 活动支座的移动量: (σ 取 $[\sigma] = 200 \text{ MPa}$)

$$\begin{aligned} \Delta &= \alpha l l + \frac{\sigma l}{E} \\ &= 0.000012 \times 27^\circ \times 12600 + \frac{200 \times 12600}{2.1 \times 10^5} \\ &= 4.08 + 12 \\ &= 16.08 \text{ cm} \end{aligned}$$

以上是最大移动量, 一般不可能达到此值。支座垫板富余量可以满足。

四、桥塔计算

1. 计算假定

(1) 桥塔本身为一框架结构, 塔脚当作嵌固考虑, 桥塔分别按纵向 (顺桥方向) 及横向 (垂直桥轴方向) 两种情况计算应力。

(2) 风力只计算横向 (垂直桥轴方向) 引起的应力。

(3) 温度变化使桥塔产生的应力, 只计温度降低的影响, 因控制桥塔设计的外力主要

是垂直力，而温度降低时产生的垂直力最大。

(4) 混凝土收缩影响，按相当于温度降低 15°C 的影响进行计算。

2. 设计资料

(1) 设计荷载：汽-15，八级地震力验算；

(2) 地基：花岗岩 $[\sigma] = 2.5\text{MPa}$ ；

(3) 风压：900Pa；

(4) 气候：一月份平均温度 $+10^{\circ}\text{C}$

七月份平均温度 $+35^{\circ}\text{C}$

安装合拢温度 $+20^{\circ}\text{C}$

(5) 材料：桥塔用20号钢筋混凝土

基础下半部用20号混凝土；

(6) 构造 (见图2-40)

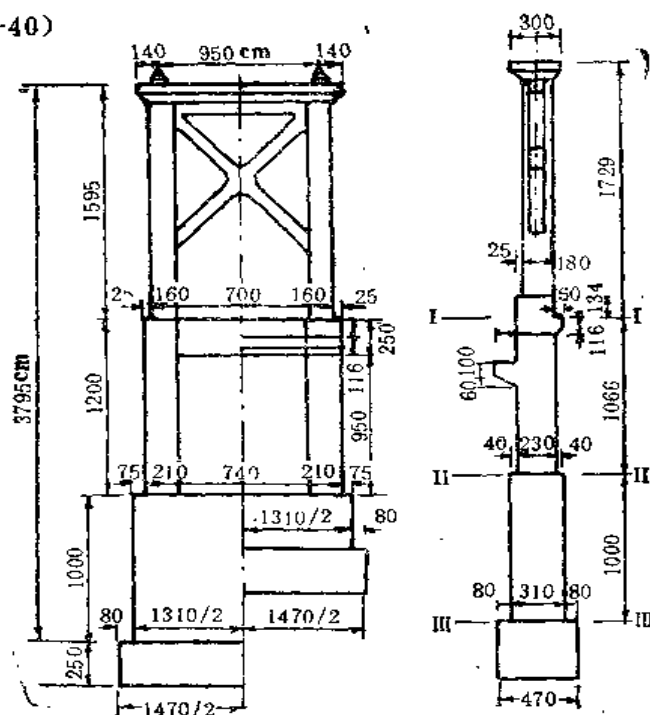


图2-40 (尺寸单位: cm)

3. 塔柱各部重力计算

$$\text{帽梁 } V_1 = 3 \times 12.3 \times 0.65 + \left\{ -\frac{0.6}{6} [1.8 \times 11.1 + (12.3 + 11.1) \times (1.8 + 3) + 3 \times 12.3] \right\} = 40.91\text{m}^3$$

$$G_1 = 25 \times 40.91 = 1022.67\text{kN}$$

$$\text{每个柱 } \frac{G_1}{2} = 511.4\text{kN}$$

$$\text{上柱 } V_2 = (0.8 + 8.0 + 5.9) \times 1.6 \times 1.8 \times 2 = 84.67\text{m}^3$$

$$G_2 = 25 \times 84.67 = 2116.8\text{kN}$$

$$\text{每个柱 } \frac{G_2}{2} = 1058.4\text{kN}$$

$$\text{付帽梁 } V'_1 = 7.9 \times 1.2 \times 0.8 = 7.584\text{m}^3$$

$$G'_1 = 25 \times 7.584 = 189.6 \text{ kN} \quad \text{每个柱} \frac{G'_1}{2} = 94.8 \text{ kN}$$

剪刀撑：斜长 $l \cong \sqrt{8^2 + 7.9^2} = 11.25 \text{ m}$

$$V_3 \cong 11.25 \times 0.8 \times 1.2 \times 2 = 21.6 \text{ m}^3$$

$$G_3 = 25 \times 21.6 = 540 \text{ kN} \quad \text{每个柱} \frac{G_3}{2} = 270 \text{ kN}$$

横梁 在图2-40中I-I断面以上为

$$V_{1-1}^{\text{上}} = (9.5 + 2.1) 2.05 \times 1.34 = 31.865 \text{ m}^3$$

$$G'_4 = 25 \times 31.865 = 796.6 \text{ kN} \quad \text{每个柱} \frac{G'_4}{2} = 398.2 \text{ kN}$$

在(图2-40)中I-I断面以下为

$$V_{1-1}^{\text{下}} = (9.5 + 2.1) \left[2.3 \times 1.16 + \frac{0.6 + 1.16}{2} \times 0.35 \right] = 34.522 \text{ m}^3$$

$$G'_4 = 25 \times 34.522 = 863.1 \text{ kN} \quad \text{每个柱} \frac{G'_4}{2} = 431.6 \text{ kN}$$

下柱：主桥支承在下柱柱身牛腿上，引桥支承在大横梁I-I断面处。

$$\text{柱身 } V_5 = \left[(12 - 2.5) \times 2.1 \times 2.3 + \frac{1 + 1.6}{2} \times 1.35 \right] \times 2 = 95.28 \text{ m}^3$$

$$G = 25 \times 95.28 = 2382 \text{ kN} \quad \text{每个柱} \frac{G_5}{2} = 1191 \text{ kN}$$

引桥支反力：对于每根塔柱估计为350kN。

重力式桥墩（以一岸桥墩计算为例）。

$$\text{断面 } F = \frac{1}{4} \pi \times 3.1 \times 1.5 + 11.6 \times 3.1 = 39.61 \text{ m}^2$$

$$V_6 = 10 \times 39.61 = 396.1 \text{ m}^3$$

$$G_6 = 23 \times 396.1 = 9110.3 \text{ kN}$$

塔柱各断面承受的力汇总在表2-19中。

由辊轴滚动的摩阻力按下式计算：

$$F = \frac{1}{r} N_0$$

式中： N_0 ——塔顶处垂直力；

r ——辊轴半径， $r = 95 \text{ mm}$

$$N_0 \text{ 对A塔未计入温度影响 } N_0 = 6523.29 \text{ kN}$$

$$\text{计入温度影响 } N_0 = 6617.25 \text{ kN}$$

$$\text{对B塔未计入温度影响 } N_0 = 6360.70 \text{ kN}$$

$$\text{计入温度影响 } N_0 = 6454.66 \text{ kN}$$

代入公式

$$H_{0A\text{混}} = \frac{6617.25}{95} = 69.66 \text{ kN}$$

塔柱承受的垂直力及水平力汇总表

表2-19

项 目	活载靠近塔柱 A (kN)			活载远离塔柱 B (kN)			备 注
	水平力	垂直力	垂直力合计	水平力	垂直力	垂直力合计	
钢索传来的力	恒载	5265.00	2338.00	4676.00	5265.00	2238.00	4676.00
	汽车活载	1722.60	764.83	1529.67	1539.51	683.54	1367.00
	人群活载	290.108	128.81	257.62	290.108	128.81	257.62
	温度	105.82	46.98	93.96	105.82	46.98	93.96
索 鞍 重			60.00		60.00	60.00	
塔顶力的总合			6523.29/ 6617.25			6360.70/ 6454.66	
I-I 断 面	帽 梁		606.20		606.20	606.20	
	剪 刀 撑		270.00		270.00	270.00	
	上 柱		1058.40		1058.40	1058.40	
	横 梁		398.30		398.30	398.30	
	合 计		8856.19/ 8950.15			8693.60/ 8787.56	
II-II 断 面	横 梁		781.60		781.60	781.60	
	下 柱		1191.00		1191.00	1191.00	
	汽车荷载		568.00		568.00	568.00	
	人群荷载		46.80		46.80	46.80	
	温 度		48.00				
	风 力		27.00			27.00	
	合 计		11443.59/ 11612.55			11281.00/ 11401.96	
III-III 断 面	墩 身		4555.20		4555.20	4555.20	
	合 计		15998.79/ 16167.75			15836.20/ 15957.16	

①垂直力 = 水平力 $\times \tan \varphi$
 $\tan \varphi = 0.444$

②活载远离塔柱B时 $\eta = 0.88$,

$p = 11.94$

$H_p = \frac{pl}{5nN}$, 得 $H_p = 1539.51 \text{ kN}$

③斜线上未计温度和风力

$$H_{oA} = \frac{6523.29}{95} = 68.67 \text{ kN}$$

$$H_{oB\text{温}} = \frac{6454.66}{95} = 67.944 \text{ kN}$$

$$H_{oB} = \frac{6360.70}{95} = 66.955 \text{ kN}$$

4. 地震力计算

地震力按《公路工程抗震设计规范》(JTJ004—89) (简称“公震规”)第55条公式计算,

$$P_{dH} = C_z \cdot K_H \cdot \beta \cdot W_H$$

式中: C_z ——综合影响系数, 应按“公震规”表3采用;

K_H ——水平地震系数, 应按“公震规”表4采用;

β ——相应于桥墩计算方向的基本周期的动力放大系数, 应按“公震规”图5采用;

W_H ——墩顶处的换算质点重力 (kN), 取 $W_H = W_0 + W_1 + \eta_H W_2$;

W_0 ——计算顺桥方向的地震荷载时，为相邻两孔的重量的一半 (kN)；

W_1 ——盖梁的重量 (kN)；

η_H ——桩 (柱) 身重力换算系数，计算顺桥方向为 0.24，计算横桥方向时为 0.37；

W_2 ——桩在地面下第一弹性零点以上的桩身重力或基础顶面以上的桩身重力。

本桥塔： $C_z = 0.4$ (根据“公震规”表 3 当 $H > 30\text{m}$ 时取为 0.4)。

$K_H = 0.2$ (根据“公震规”表 4 查得)

$\eta_H = 0.24$

$W_0 = 4676 + 60 = 4736\text{kN}$

$W_1 = 606.20\text{kN}$

$W_2 = 270 + 1058.40 + 398.30 + 781.6 + 1191.0 + 4555.2$
 $= 8254.5\text{kN}$

$W_H = 4736 + 606.2 + 0.24 \times 8254.5$
 $= 7323.28\text{kN}$

β 值由桥塔基本周期 $T = 2\pi \sqrt{\frac{W_H \delta}{g}}$ 查“公震规”图 5。

δ 是桥塔塔顶单位力引起的水平位移，可按共轭梁法计算。

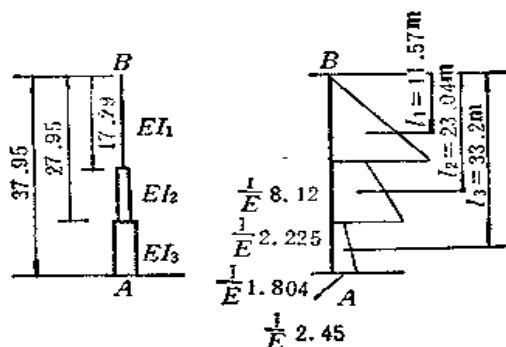
各段惯矩 ($E = 2.6 \times 10^4 \text{MPa}$)

$$I_1 = \frac{1}{12} \times 1.6 \times 1.8^3 = 0.777\text{m}^4$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \times 2.1 \times 2.3^3 = 2.13\text{m}^4$$

$$I_3 = \frac{11.6 \times 3.1^3}{12} + \frac{3.1416 \times 1.5}{64} \times 3.1^3 = 30.99\text{m}^4$$

$$I_3/2 = 15.496\text{m}^4$$



虚梁各分段荷载 (在单位水平荷载 $H = 1$ 作用时) 见图 2-41。 图 2-41 (尺寸单位: m)

$$M_1 = 1 \times 17.29 = 17.29$$

$$B_1 = \frac{M_1}{EI} = \frac{17.29}{0.777E} = 22.25 \cdot \frac{1}{E}$$

$$B'_1 = \frac{17.29}{2.13E} = 8.12 \cdot \frac{1}{E}$$

$$M_2 = 1 \times 27.95 = 27.95$$

$$B_2 = \frac{M_2}{EI} = \frac{27.95}{2.13E} = 13.12 \cdot \frac{1}{E}$$

$$B'_2 = \frac{27.95}{15.496E} = 1.804 \cdot \frac{1}{E}$$

$$M_3 = 1 \times 37.95 = 37.95$$

$$B_3 = \frac{37.95}{15.496E} = 2.45 \cdot \frac{1}{E}$$

面积: $A_1 = \frac{1}{2} \times 17.29 \times \frac{22.25}{E} = \frac{192.35}{E}$

$$l_1 = \frac{2}{3} \times 17.29 = 11.52$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{8.12}{E} + \frac{13.12}{E} \right) \times 10.66 = \frac{113.21}{E}$$

$$l'_2 = \frac{10.66}{3} \times \frac{2 \times 8.12 + 13.12}{8.12 + 13.12} = 4.91$$

$$l_2 = 17.29 + 5.75 = 23.04$$

$$A_3 = \frac{1}{E} (1.804 + 2.45) \times 10 = \frac{21.27}{E}$$

$$l'_3 = \frac{10}{3} \times \frac{2 \times 1.804 + 2.45}{1.804 + 2.45} = 4.75$$

$$l_3 = 5.25 + 27.95 = 33.2$$

单位水平力在墩顶引起的水平位移

$$\delta = \frac{1}{E} (192.35 \times 11.52 + 113.21 \times 23.04 + 21.27 \times 33.2) \\ = 0.0021 \text{m/kN} \times 10^{-1}$$

$$\text{基本周期 } T = 2\pi \sqrt{\frac{7323.28 \times 0.0021}{98.1}} = 2.46 \text{s},$$

水平地震力

$$P_{dH} = C_z \cdot K_H \cdot \beta \cdot W_H \\ = 0.4 \times 0.2 \times 0.45 \times 7323.28 \\ = 263.6 \text{kN}$$

竖向地震力

$$P_{dv} = \frac{2 \times 263.6}{3} = 175.9 \text{kN} (\text{“公震规”51条})$$

自表2-19查取各断面的恒载垂直力。

$$\text{由 } P_{dv} = \frac{2}{3} \times 0.2 \times N_i \text{ 有:}$$

$$\text{I-I断面} \quad P_{dv} = \pm \frac{2}{3} \times 0.2 \times 7068.9 = \pm 942.52 \text{kN}$$

$$\text{II-II断面} \quad P_{dv} = \pm \frac{2}{3} \times 0.2 \times 9041.5 = \pm 1205.53 \text{kN}$$

$$\text{III-III断面} \quad P_{dv} = \pm \frac{2}{3} \times 0.2 \times 1359.67 = \pm 1813.00 \text{kN}$$

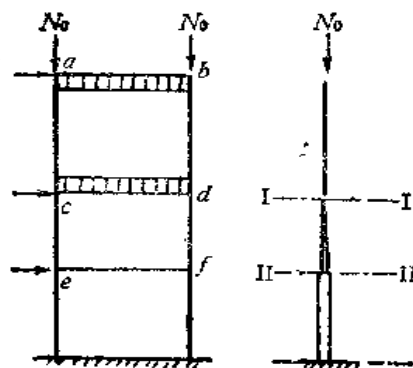


图 2-42

5. 桥塔内力计算

桥塔分别按顺桥方向(纵向)及垂直桥轴方向(横向)二种情况进行计算,计算图见图2-42。

(1) 桥塔纵向内力计算

a. 不计地震荷载的内力计算

桥塔的纵向作用力为主索、锚索传来的垂直力及索鞍、辊轴与支座的水平摩阻力。不考

考虑塔柱平面的扭曲作用及剪力引起的应力，塔柱弯曲应力由下式计算

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{H_0 x + N_0 y + N_0 c}{W_x}$$

式中： H_0 和 N_0 分别为作用塔顶的纵向水平力和竖向力；

y ——塔柱顶的水平位移量；

c ——索鞍位移量。

桥塔各断面的变位计算：

由辊轴滚动摩阻力 $H_{0A\text{温}} = 69.66\text{kN}$, $H_{0B\text{温}} = 67.944\text{kN}$

$$H_{0A} = 68.67\text{kN}, H_{0B} = 66.955\text{kN}$$

塔顶与计算断面间的位移（以塔顶为原点）如图2-43所示。 y_x 值可采用近似公式计算

（即将 $y = y_0 \sin \frac{\pi x}{2l}$ 用级数展开）：

$$y_x = y_0 \xi = y_0 \left[-\frac{3}{2} \left(\frac{x}{h} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{x}{h} \right)^3 \right]$$

式中： h ——塔柱高度，图中 $h = 37.95\text{m} \approx 38\text{m}$ ；

x ——塔顶到计算断面距离；

y_0 ——塔顶水平位移。

桥塔 $h = 38\text{m}$, $x_{I-I} = 17.34\text{m}$, $x_{II-II} = 28\text{m}$

塔顶水平位移 y_0 可采用力矩一面积法计算。

$$y_{0A(B)} = [A_2 - KlA_1] \frac{H_0}{EI_0}$$

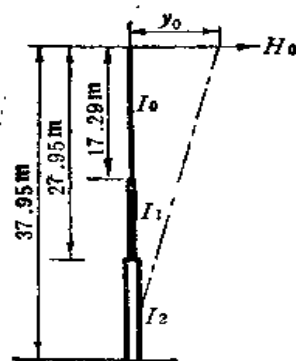


图 2-43

$$A_2 = -\frac{1}{3} [c_1 + d^3(1-c) + d_1^3(c-c_1) - K^3] l^3$$

$$A_1 = -\frac{1}{2} l^3 [c_1 + d^2(1-c) + d_1^2(1-c_1) - K^2]$$

$$d = \frac{17.34}{38.00} = 0.456, d^3 = 0.0948$$

$$d_1 = \frac{28.00}{38.00} = 0.737, d_1^3 = 0.4003$$

$$c = \frac{I_0}{I_1} \frac{0.777}{2.12} \approx 0.365, c_1 = \frac{I_0}{I_2} = \frac{0.777}{15.495} = 0.0501$$

$$Kl = 17.34\text{m}, \therefore K = \frac{17.34}{38} = 0.456, K^3 = 0.09481$$

$$\frac{l^3}{3} = 18290 (l = 38.00\text{m})$$

$$A_2 = 18290 [0.0501 + 0.0948(1 - 0.365) + 0.4003(0.365 - 0.0501) - 0.09481] \\ = 2588$$

$$A_1 = \frac{1}{2} \times 38^2 [0.0501 + 0.456^2(1 - 0.365) + 0.737^2(0.365 - 0.0501) - 0.456^2]$$

$$= 104.83$$

代入上式得

$$y_{0A(0B)} = [2588 - 17.34 \times 104.83] \frac{H_0}{2.6 \times 10^4 \times 0.777}$$

$$= 381.27 \times 10^{-7} H_0$$

对A塔

$$y_{0A} = 381.27 \times 10^{-7} \times 68.67 = 0.00262\text{m}$$

对B塔

$$y_{0B} = 381.27 \times 10^{-7} \times 66.955 = 0.00255\text{m}$$

有了塔顶位移 y_0 ，可按上面近似公式计算出各断面处的位移值。

由 $y_x = y_0 \xi$

$$\xi = \frac{3}{2} \left(\frac{x}{h} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{x}{l} \right)^3$$

$$\xi_{I-I} = 1.5 \frac{17.34}{38} - \frac{1}{2} \left(\frac{17.34}{38} \right)^3 = 0.6366$$

$$\xi_{II-II} = 1.5 \frac{28}{38} - \frac{1}{2} \left(\frac{28}{38} \right)^3 = 0.9055$$

$$\xi_{III-III} = 1.5 - \frac{1}{2} = 1.0$$

对A塔

$$y_{A1} = 0.00262 \times 0.6366 = 0.0017\text{m}$$

$$y_{A2} = 0.00262 \times 0.9055 = 0.00237\text{m}$$

$$y_{A3} = 0.00262 \times 1 = 0.00262\text{m}$$

对B塔

$$y_{B1} = 0.00255 \times 0.6366 = 0.0016\text{m}$$

$$y_{B2} = 0.00255 \times 0.9055 = 0.0023\text{m}$$

$$y_{B3} = 0.00255 \times 1 = 0.00255\text{m}$$

根据计算，仅II-II出现较小拉应力（见表2-20），均在容许范围之内，属安全。

b. 计入地震荷载的内力计算

地震力仅与恒载有关，作用于桥塔的恒载，除了塔柱本身自重外，还有悬索传来的恒载垂直力和索鞍重量（悬索传来的恒载垂直力查表2-19）。

$$N = 4676 + 60 = 4736\text{kN}$$

单位水平力作用于塔顶的变位

$$\delta = 0.0021 \times 10^{-1} \text{m/kN} \quad (\text{见前4.地震力计算})$$

$$P_{dH} = 263.6\text{kN} \quad (\text{见前4.地震力计算})$$

$$y_0 = 263.6 \times 0.0021 \times 10^{-1} = 0.055\text{m}$$

计算断面的位移值：

应力计算表

表2-20

项 目		塔 柱 A			塔 柱 B			基 底 断 面	备 注
		I-I 断 面	II-II 断 面	III-III 断 面	I-I 断 面	II-II 断 面	III-III 断 面		
塔顶作用力	N_0 (kN)	6523.29	6523.29	6523.29	6523.29	6523.29	6523.29		
	H_0 (kN)	68.67	68.67	68.67	66.955	66.955	66.955		
计算断面至塔顶 H_0 作用点距离 x (m)		18	28	38	18	28	38		
$y_1 = \xi y_0$		0.0017	0.0024	0.0026	0.0016	0.0023	0.0025		
计算断面垂直力 (kN)		8856.19	11443.59	15998.79	8693.60	11281.00	15836.20		
索鞍辊轴位移量 C (m)		0.0701	0.0701	0.0701	0.0701	0.0701	0.0701		
计 算 断 面 弯 矩	① $M = H_0 X$ (kN-m)	1236.06	1922.76	2609.46	1205.19	1874.74	2544.29		
	引桥自重反力 (kN)	350	350	350	350	350	350		
	支点到断面中心距 e (M)	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1		
	② $M_{引} = Re$ (kN-M)	-385.00	-385.00	-385.00	-385.00	-385.00	-385.00		
	主桥活载反力 R (kN)	599.61	599.61	599.61	599.61	599.61	599.61		见表2-12
	主桥支座偏心 e (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00		
	③ $M_{主} = R_{主} e$ (kN-m)	1199.22	1199.22	1199.22	1199.22	1199.22	1199.22		
	主桥制动力 (kV)	110.00	110.00	110.00	110.00	110.00	110.00		
	制动力距计算断面距离 d (m)		8.07	18.07		8.07	18.07		
	④ $M_{制} = Td$ (kN-m)		887.70	1987.70		887.70	1987.70		
	引桥支座摩阻力 f	105.00	105.00	105.00	105.00	105.00	105.00		
	f 距各断面距离 e (m)	0.04	10.68	20.68	0.04	10.68	20.68		
	⑤ $M_f = f_e$ (kN-m)	4.20	1121.40	2171.40	4.20	1121.40	2171.40		
	塔顶荷载偏心 $y_1 + e$ (m)	0.0718	0.0725	0.0727	0.0717	0.0724	0.0727		
	⑥ $M_{偏} = N_0 (y_1 + e)$	468.37	472.94	474.24	467.72	472.29	474.24		
弯矩组合 I ① + ② + ③ + ④ + ⑤		2518.65	4097.62	5885.62	2487.13	4048.95	5820.45		
弯矩组合 II ① + ② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥		2522.85	5210.02	8057.02	2491.33	5170.35	7991.85		
断面面积 (m^2)		3.08	4.86	19.66	3.08	4.86	19.66		
正应力 $\sigma = \frac{N}{A}$ (MPa)		2.88	2.36	0.81	2.82	2.32	0.81		
截面抵抗矩 $W_x (m^3)$		1.00	2.05	10.60	1.00	2.05	10.60		
弯应力 $\sigma_1 = \frac{M}{W}$ (MPa)		2.56	2.00	0.56	2.49	1.98	0.55		
弯应力 $\sigma_{11} = \frac{M}{W}$ (MPa)		2.52	2.55	0.76	2.49	2.52	0.754		
$\sigma_{max(t)}$ (MPa)		5.44	4.36	1.374	5.31	4.30	1.36		
$\sigma_{max(t)}$ (MPa)		5.40	4.91	1.574	5.31	4.84	1.564		
$\sigma_{min(t)}$ (MPa)		0.32	0.36	0.254	0.33	0.34	0.26		
$\sigma_{min(t)}$ (MPa)		0.36	-0.19	0.054	0.33	-0.20	0.56		

$$y_1 = \xi y_0$$

由前计算 $\xi_{I-I} = 0.6366$, $\xi_{II-II} = 0.9055$, $\xi_{III-III} = 1.0$

$$\therefore y_{I-I} = 0.6366 \times 0.055 = 0.035\text{m}$$

$$y_{II-II} = 0.9055 \times 0.055 = 0.0498\text{m}$$

$$y_{III-III} = 1 \times 0.055 = 0.055\text{m}$$

考虑地震力的内力列于表2-21中。从表2-21计算得知 I-I、II-II 断面均出现较大拉应力, 按大偏心验算强度通过, 此处略。

桥塔纵向应力计算表 (计入地震力)

表2-21

项 目		塔 柱 A 及 B			备 注
		I-I 断面	II-II 断面	III-III 断面	
塔 顶 作 用 力 (kN)	N_0	4736.00	4736.00	4736.00	
	$P_{0, \text{地}}$	263.60	263.60	263.60	
塔顶至计算断面距离 X (m)		18.00	23.00	38.00	
$y_1 = y_0 \xi$ (m)		0.035	0.049	0.055	
计算断面垂直力 N_1 (kN)		7068.90	9041.50	13596.70	根据表4-15只计算恒载
地震竖向力 P_{0v} (kN)		± 942.52	± 1205.53	± 1813.00	
索碇位移量 C (m)		0.0753	0.0753	0.0753	
$y_1 + C$		0.1103	0.1243	0.1303	
计 算 弯 矩	$M_{\text{地}} = H_0 X$	4744.80	7380.80	10016.80	
	$M_{\text{偏}} = N_0 (y_1 + c)$	522.33	588.68	617.01	
	$M_{\text{引}} = 350 \times 1.1 (\text{kN} \cdot \text{m})$		385.00	385.00	
	$M_{\text{计}} = M_{\text{地}} + M_{\text{偏}} + M_{\text{引}}$	5267.18	8354.48	11018.81	
计算垂直力 $N = N_1 \pm P_{0v}$		8011.4 6126.4	1024.7 783.6	1540.97 1178.37	分子取竖向地震力 + 分母取竖向地震力
断面积 $A (\text{M}^2)$		3.076	4.86	19.60	
截面抵抗矩 $W (\text{M}^3)$		1.0	2.05	10.6	
正应力 $\sigma_1 = \frac{N}{A} (\text{MPa})$		2.6 1.99	2.11 1.61	0.784 0.599	
弯应力 $\sigma_2 = \pm \frac{M}{W} (\text{MPa})$		± 5.267	± 4.075	± 1.04	
σ_{max}		7.867	6.185	1.824	
σ_{min}		-3.277	-2.465	-0.441	

(2) 桥塔横向内力计算

垂直于桥轴方向的桥塔〔图2-44a〕, 本是带剪刀撑的双层框架, 下端锚固于重力式墩内。这里偏安全地简化为不考虑剪刀撑的双层框架〔图2-44b〕, 现采用力矩分配法计算各部分内力。

a. 系数的计算

(a) 帽梁 (横梁) $a-b$ 的截面特征计算〔图2-44c〕

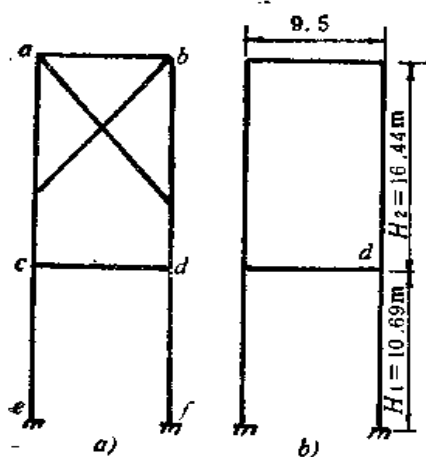


图2-44 (尺寸单位: m)

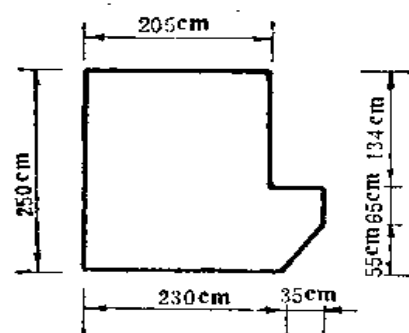
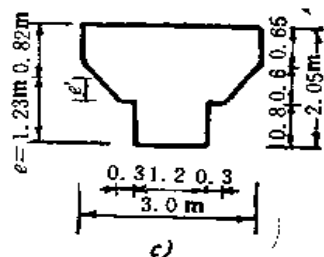


图 2-45

$$e' = -\frac{1}{3} \cdot \frac{3 \times 1.8 + 2 \times 1.2}{2 \times 1.8 + 1.2} \times 0.6 = 0.325\text{m}$$

$$S = 3 \times 0.65 \times 1.725 + \frac{1.8 + 2.0}{2} \times 0.6(0.8 + 0.325) + 1.2 \times 0.8 \times 0.4$$

$$= 3.364 + 1.62 + 0.384 = 5.368\text{m}^3$$

$$e = \frac{5.368}{3 \times 0.65 + \frac{1.8 \times 3}{2} \times 0.6 + 1.2 \times 0.8} = 1.23\text{m}$$

$$I_{x-b} = \frac{3 \times 0.65^3}{12} + 3 \times 0.65 \left(2.05 - 1.23 - \frac{0.65}{2} \right)^2 + \left(\frac{1.2 + 3}{2} \right)$$

$$\times 0.6 \left[1.23 - (0.8 + 0.325) \right]^2 + \frac{6 \times 1.8^2 + 6 \times 1.8 \times 1.2 + 1.2^2}{36(2 \times 1.8 + 1.2)} \times 0.6^3$$

$$+ \frac{1.2 \times 0.8^3}{12} + 1.2 \times 0.8 \left(1.23 - \frac{0.8}{2} \right)^2$$

$$= 1.315\text{m}^4$$

(b) 大横梁c-d截面特性计算 (图2-45)

$$e = \frac{0.56}{3} \times \frac{2 \times 2.3 + 2.65}{2.3 + 2.65} = 0.273\text{m}$$

$$e' = 0.55 - 0.273 = 0.287\text{m}$$

$$z = \frac{2.05 \times 1.34 \times 1.83 + 2.65 \times 0.6 \times 0.86 + \frac{1}{2}(2.65 + 2.3) \times 0.56 \times 0.287}{2.05 \times 1.34 + 2.65 \times 0.6 + \frac{1}{2}(2.65 + 2.3) \times 0.56}$$

$$= \frac{5.027 + 1.367 + 0.398}{2.747 + 1.59 + 1.386} = 1.19\text{m}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{2.05 \times 1.34^2}{12} + 2.747 \left(2.5 - 1.19 - \frac{1.24}{2} \right) + \frac{2.65 \times 0.6^3}{12} \\ &= 1.59[1.19 - (0.56 - 0.35)]^2 + 1.386(1.19 - 0.87)^2 \\ &\quad + \frac{6 \times 2.3^2 + 6 \times 2.3 \times 0.35 + 0.35^2}{36(2 \times 2.3 + 0.36)} \times 0.56^3 \\ &= 2.923\text{m}^4 \end{aligned}$$

(c) 框架计算尺寸 (根据上、下横梁)

$$H_1 = 9.5 + 1.19 = 10.69\text{m}$$

$$H_2 = 15.95 + (2.5 - 1.19) - 0.82 = 16.44\text{m}$$

(d) 弯矩分配系数、传递系数的计算

计算过程见表2-22。

表2-22

杆件 名称	截面尺寸		截面惯矩 (cm ⁴)	杆件长度 (cm)	抗弯刚度 (cm ³)	$D_i = \frac{K_i}{\sum K}$
	宽 <i>b</i> (cm)	高 <i>h</i> (cm)				
<i>a-b</i>			13150000.00	950	$K_1 = 138431.57$	$D_{a-b} = \frac{138431.57}{138431.57 + 37372.3} = 0.787$
<i>a-c</i> <i>b-d</i>	180	160	61440000.00	1644	$K_2 = 37372.30$	$D_{a-c} = \frac{37372.3}{138431.57 + 37372.3} = 0.213$ D_{b-d}
<i>c-d</i>			29230000.00	950	$K_3 = 307684.21$	$D_{c-d} = \frac{307684.21}{307684.21 + 37372.3 + 166000} = 0.602$
<i>c-e</i> <i>d-f</i>	230	210	177502500.00	1069	$K_4 = 166000.00$	$D_{c-e} = \frac{166000}{307684.21 + 37372.3 + 166000} = 0.325$ D_{d-f}
						$D_{e-f} = \frac{37372.3}{307684.21 + 37372.3 + 166000} = 0.073$

传递系数:

各杆件均为等截面, 因此, 皆为 $\frac{1}{2}$ 。

b. 主力计算

(a) 横梁重力计算

上横梁 *a-b* 重力

$$\begin{aligned} g_1 &= 25 \left[3 \times 0.65 + \frac{3 + 1.8}{2} \times 0.6 + 1.2 \times 1.8 \right] \times 1.0 \\ &= 108.75\text{kN/m} \end{aligned}$$

下横梁 *c-d* 重力

$$g_2 = \frac{796.6 + 863.1}{11.6} = 143.07\text{kN/m}$$

杆件固端弯矩

$$M_{ab} = M_{ba} = \frac{g_1 l^2}{12} = \frac{108.75 \times 9.5^2}{12} = 817.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cd} = M_{dc} = \frac{g_2 l^2}{12} = \frac{143.07 \times 9.5^2}{12} = 1076.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

杆件简支端大正弯矩

$$a-b \text{ 杆件 } M_{\max} = \frac{1}{8} \times 108.75 \times 9.5^2 = 1226.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

表2-23

ac	ab
0.213	0.787
	-817.9
+174.21	+643.69
+39.28	-321.85
+60.19	+222.38
+8.64	-111.19
+21.84	+80.71
+1.52	-40.36
+8.27	+30.57
+0.30	-15.29
+1.39	+11.80
+0.04	-5.90
+1.24	+4.61
+318.72	-319.05

ba	bd
0.787	0.213
+817.9	
-643.69	-174.21
-321.85	-39.28
-222.38	-60.19
+111.19	-8.64
-80.71	-21.84
+40.36	-1.52
-30.57	-8.27
+15.29	-0.30
-11.80	-1.39
+5.90	-0.04
-4.61	-1.24
+319.05	-318.72

ce	ca	cd
0.325	0.073	0.602
		-1076.0
+349.70	+78.55	+647.75
	+87.11	-323.88
+76.95	+17.28	+142.54
	+30.10	-71.27
+13.38	+3.01	+24.78
	+4.14	-12.39
+2.68	+0.60	+4.97
	+1.60	-2.49
-0.29	+0.07	+0.54
+443.0	+222.46	-662.46

dc	db	df
0.602	0.073	0.325
+1076.0		
-647.75	-78.55	-349.70
+323.88	-87.11	
-142.54	-17.28	-76.95
+71.27	-30.10	
-24.78	-30.10	-13.38
+12.39	-4.14	
-4.97	-0.60	-2.68
+2.49	-1.60	
-0.54	-0.07	-0.29
+662.46	-222.46	-443.0

$$c-d \text{ 杆件 } M_{\max} = \frac{1}{8} 143.07 \times 9.5^2 = 1614.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由横梁自重引起了双层框架各杆的内力, 计算表 2-23。

引桥活载及恒载引起桥塔杆件内力计算 (略)。

(b) 风荷载作用下桥塔杆件内力计算

风力计算

锚索外露高度 15.82m (由实桥提供), 锚索长度由 $\frac{15.82}{l} = \frac{4}{9}$, 则

$$l = \frac{15.82 \times 9}{4} = 35.595 \text{ m}$$

锚索纵断面高度为 0.224m (风力由前得 $W_0 = 0.9 \text{ kN/m}^2$)

$$p = 0.9 \times 35.595 \times 0.224 = 7.176 \text{ kN}$$

主索风压力自上部结构计算中得 0.19kN/m

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 130 \times 0.19 + \frac{1}{2} 7.176 = 15.9 \text{ kN}$$

桥塔本身承受的风力:

为简化计算, 假定风力分别作用在帽梁和横梁重心处, 帽梁承受本身风力及上柱风力的一半。横梁承受上、下柱的风力一半和来自桥上的风力。

帽梁本身风力

$$P_{\text{帽}} = 0.9 \left(3 \times 0.65 + \frac{3 + 1.8}{2} \times 0.6 \right) = 3.051 \text{ kN}$$

$$P_2 = P_{\text{帽}} + \frac{0.9}{2} (8.8 + 5.9) \times 1.8$$

$$= 3.051 + 11.9 = 14.961 \text{ kN} \approx 15 \text{ kN}$$

横梁承受的风力

主桥面及人行道迎风面高

$$h = 597.1 - 0.24 - 595.05 - 0.15 - 1.5 = 0.64 \text{ m}$$

迎风面积

$$\omega_1 = 126 \times 0.64 = 80.64 \text{ m}^2$$

引桥

$$\omega_2 = 12.96 \times 1.08 + 12.96 \times 1.0 \times 0.2 = 16.59 \text{ m}^2$$

由上部结构计算得知桁架每米平均风压为 $\frac{1.35 + 0.54}{2} = 0.945 \text{ kN/m}$

$$P_3 = \frac{1}{2} \{ 126 \times 0.945 + 0.9 [80.61 + 16.59 + (8.8 + 5.9) \times 1.8 + 12 \times 2.3] \}$$

$$= 127.61 \text{ kN}$$

(c) 风力作用时的内力

将作用于塔顶的风力移至帽梁 a-b 节点处, 并附加一力偶 M_0 , 风力 (主索及锚索承受的

风力) 距帽梁形心

$$h = 13 + 82 = 95\text{cm}$$

$$\text{则 } M_{a-b} = 15.9 \times 0.95 = 15.11\text{kN} \quad (P_1 = 15.9\text{kN})$$

$$P = P_1 + P_2 = 15.9 + 15.0 = 30.9\text{kN}$$

				ac	ab	ba	bd
				0.213	0.787	0.787	0.213
					-15.11		
				+3.22	+11.89		
				-0.059	-2.34	+5.95	
				+0.498	+1.842	-4.68	-1.267
				-0.02	-0.3624	+0.921	0.023
				+0.077	+2.285	-0.725	-0.198
				+3.716	+11.31	+0.143	0.02
						-0.112	-0.030
						1.497	1.46
ec	ce	ca	[cd	dc	db	df	fd
	3.25	0.73	6.02	6.02	0.73	3.25	
		1.61			-0.0634		
	-0.52	-0.118	-0.969	0.382	0.0463	0.206	
-0.26		0.26	0.191	-0.485	-0.103		0.103
	-0.145	-0.031	-0.269	0.354	0.043	0.191	
-0.0725		0.043	0.177	-0.135	-0.02		0.0955
-0.036	-0.072	-0.016	-0.122	0.093	0.011	0.05	0.025
-0.369	-0.737	0.174	-1.0	0.209	-0.66	0.447	0.224

节点风力 P 作用下, 各杆件内力计算 (图2-46):

按无剪力分配法计算桥塔在横向力作用下的各杆件内力

$$S_{ab} = 3i, \quad S_{ac} = i, \quad S_{cd} = 3i, \quad S_{ca} = i$$

$$\frac{P}{2} = \frac{30.9}{2}, \quad \frac{P_s}{2} = \frac{127.6}{2}$$

固端弯矩:

$$M_{ca} = M_{ac} = \frac{30.9}{2} \times \frac{1}{2} \cdot 16.44 = 127\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ce} = M_{ec} = \frac{1}{2} (30.9 + 127.6) \cdot \frac{1}{2} \cdot 10.69 = 423.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

$i = \frac{EI}{l}$, 弯矩分配系数计算列于表2-24。表中抗弯刚度和劲度系数均除以 E 的值。节

点风力 P_1 作用下, 各杆内力见表2-25。

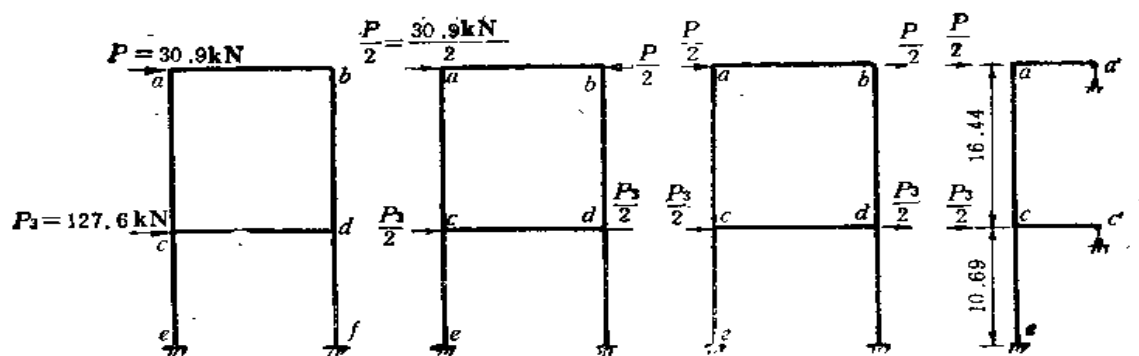


图 2-46

弯矩分配系数计算表

表2-24

杆件名称	截面尺寸		截面惯矩 cm ⁴	杆件长度	抗弯刚度 i/E	劲度系数 S_1/E	弯矩分配系数
ab			13150000	950/2	$i_{ab} = 276863.14$	830589.42	$\mu_{ab} = \frac{830589.42}{830589.42 + 37372.3} = 0.9569$
ac bd	180	160	61440000	1644	$i_{ac} = 37372.3$	37372.3	$\mu_{ac} = \frac{37372.3}{830589.42 + 37372.3} = 0.0431$
cd			29230000	950/2	$i_{cd} = 615368.42$	1846105.2	$\mu_{cd} = \frac{1846105.2}{37372.3 + 1846105.2 + 166000} = 0.901$
ce df	230	210	177502500	1069	$i_{ce} = 166000$	166000	$\mu_{ce} = \frac{166000}{37372.3 + 1846105.2 + 166000} = 0.081$
							$\mu_{ca} = \frac{37372.3}{37372.3 + 1846105.2 + 166000} = 0.018$

节点风力作用时杆件内力计算表

表2-25

结点	c				a	
杆端	ec	ce	cd	ca	ac	ab
S_1		$S_{ce} = i = 166000$	$S_{cd} = 3i = 1846105.2$	$S_{ca} = i = 37372.3$	$S_{ac} = i = 37372.3$	$S_{ab} = 3i = 830589.42$
μ_1		0.081	0.901	0.018	0.0431	0.9569
M	-423.6	-423.6		-127.00	-127.00	
分	-44.6	44.6	496.09	9.91	-9.91	
				-5.90	5.90	131.01
	-0.48	0.48	5.32	0.106	-0.106	
传				-0.005	0.005	0.101
	-0.0004	0.0004	0.005	0.0001		
M	-468.68	-378.52	501.42	-122.89	-131.11	131.11

注：表中M单位kN·M

c. 温度降低及混凝土收缩引起桥塔杆件内力的计算

表2-26

<i>ac</i>	<i>ab</i>
0.213	0.787
87.24 -18.58	-68.66
26.60 12.98	34.33 -47.95
8.25 -6.86	23.98 -25.37
2.61 -3.26	12.69 -12.04
0.85 -1.46	6.02 -5.41
0.28 -0.64	2.71 -2.35
82.05	-82.05

<i>ba</i>	<i>bd</i>
0.787	-0.213
68.66	-87.24 18.58
-34.33 47.95	-26.60 12.93
-23.98 25.37	-8.25 6.86
-12.69 12.04	2.61 3.26
-6.02 5.41	-0.85 1.46
-2.71 +2.35	-0.28 0.64
82.05	-82.05

<i>ec</i>	<i>ce</i>	<i>ca</i>	<i>cd</i>
	0.325	0.073	0.602
-2390	-2390 776.75	174.47	1438.38
388.38	236.82	-9.29 53.19	-719.39 438.67
118.41	73.39	-6.49 164.9	-219.34 135.95
36.7	23.21	-3.43 5.21	67.98 42.99
11.61	7.52	-1.63 1.69	-21.50 13.92
3.76	2.50	-0.73 0.53	-6.96 4.63
1.25 0.43	0.86	-0.32 0.19	-2.32 1.59
-1829.46	-1268.95	229.91	1039.04

<i>dc</i>	<i>db</i>	<i>df</i>	<i>fd</i>
0.602	0.073	0.325	
-1438.38	-174.47	2390 -776.75	2390
719.39 -438.67	9.29 -53.19	-236.82	
219.34 -135.95	6.49 -164.9	-73.39	-118.11
+67.98 -42.99	+3.43 -5.21	-23.21	-36.70
21.50 -13.92	1.63 -1.69	-7.52	-11.61
6.96 -4.63	0.73 -0.53	-2.50	-37.6
2.32 -1.59	0.32 -0.19	-0.86	-0.43
-1039.04	-229.91	1268.95	1829.46

注：单位kN·M

当地一月份平均温度 +10℃；

七月份平均温度 +35℃；

合拢温度 +20℃。

温度变化 $35^{\circ}\text{C} - 20^{\circ}\text{C} = 15^{\circ}\text{C}$ ，混凝土收缩相当于降低 -15°C 考虑，其计算温度 $T_H = -15^{\circ}\text{C} - 15^{\circ}\text{C} = -30^{\circ}\text{C}$ 。

中横梁对塔柱脚相对变位为：

$$\begin{aligned}\alpha &= 0.00001, l_{cd} = 9.5\text{m} \\ \Delta &= \frac{1}{2} \alpha T_H l_{cd} \\ &= \frac{1}{2} 0.00001 (-30^\circ\text{C}) \times 950 \\ &= -0.1425\text{cm}\end{aligned}$$

将中横梁两端固定时，由于相对位移产生的固端弯矩为：

$$M_{co} = M_{oc} = M_{df} = M_{fd} = \frac{6EK\Delta}{l_{co}}$$

式中：\$E = 2.7 \times 10^4 / 1.5 = 1.8 \times 10^4 \text{MPa}\$，\$K = 166000 \text{cm}^3\$（见表2-23）

代入上式得

$$\begin{aligned}M_{co} = M_{oc} &= \frac{6 \times 1.8 \times 10^4 \times 166000 \times 0.1425}{1069} \\ &= 2390 \text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

在\$M_{co}\$和\$M_{oc}\$作用下，桥塔各杆件内力计算见表2-26。

d. 横向地震力引起桥塔各杆件内力的计算（图2-47）

$$\text{地震力 } P_H = C_Z \cdot K_H \cdot \beta \cdot W_H$$

式中：\$C_Z = 0.25\$（本应按“公震规”表3，查\$H > 30\text{m}\$，取\$C_Z = 0.4\$，考虑到桥塔横向刚度较纵向大，这里取\$C_Z = 0.25\$，应取多少，还值得探讨）

$$K_H = 0.2 \text{（查“公震规”表4）}$$

$$W_H = W_0 + W_1 + \eta_H W_2$$

$$W_0 = 72 \text{kN/m} \times \frac{130}{2} = 4680 \text{kN} \text{（半跨主梁重见表2-8）}$$

$$W_1 = 606.2 \text{kN} \text{（帽梁重）}, \eta_H = 0.37 \text{（横桥间换算系数）}$$

$$W_2 = 8254.5 \text{kN} \text{（基础顶面以上的塔重）}$$

$$\begin{aligned}W_H &= 4680 + 606.2 + 0.37 \times 8254.5 \text{kN} \\ &= 8340.37 \text{kN}\end{aligned}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_H \delta}{g}}$$

式中：\$\delta\$——单位水平变位。

单位水平变位\$\delta\$的计算：

$$I_1 = \frac{1}{12} 1.8 \times 1.6^3 = 0.614 \text{m}^4$$

$$\text{对中轴 } I_1^0 = 2[0.614 + 2.88]$$

$$I_2 = \frac{1}{12} 2.3 \times 2.1^3 = 1.775 \text{m}^4$$

$$\text{对中轴 } I_2^0 = 2 \left[1.775 + 4.83 \times \left(\frac{9.5}{2} \right)^2 \right] = 221.5 \text{m}^4$$

$$I_3^0 = \frac{1}{12} 3.1 \times 13.1^3 = 580.757 \text{m}^4$$

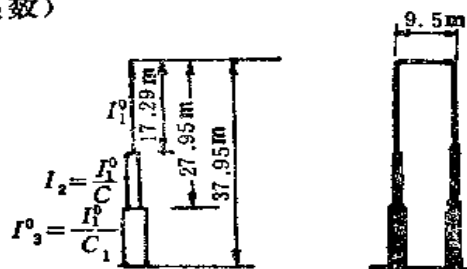


图 2-47

$$\delta = \frac{1}{EI_1^0} A_2$$

$$A_2 = -\frac{1}{3} \left[c_1 + d^3 (1 - c) + d_1^3 (c - c_1) \right] l^3$$

式中,

$$d = \frac{17.29}{37.95} = 0.456, d^3 = 0.0948, d_1 = \frac{27.95}{37.95} = 0.736$$

$$d_1^3 = 0.399, l^3 = 37.95^3 = 54655.6$$

$$c = \frac{I_1^0}{I_2^0} = \frac{131.18}{211.5} = 0.592, c_1 = \frac{I_1^0}{I_3^0} = \frac{131.18}{580.757} = 0.226$$

代入 A_2 式得

$$\begin{aligned} A_2 &= -\frac{1}{3} \left[0.226 + 0.0948 (1 - 0.592) + 0.399 (0.592 - 0.226) \right] \times 54655.6 \\ &= 7482.576 \end{aligned}$$

$$\delta = 7482.576 \frac{1}{2.7 \times 10^4 \text{ m Pa} \times 131.18} = 0.0000211$$

$$T = 2 \times 3.1416 \sqrt{\frac{8340.37 \times 0.0000211}{98.1}} = 0.266$$

查“公震规”图5, $\beta = 1.75$

$$\begin{aligned} P_H &= 0.25 \times 0.2 \times 1.75 \times 8340.37 \text{ kN} \\ &= 729.78 \text{ kN} \end{aligned}$$

由 P_H 移至帽梁 ab 节点上, 并附加一力偶矩 M_H (图2-48)。

$$\begin{aligned} M_H &= (0.82 + 0.13) P_H = 0.95 \times 729.78 \\ &= 693.29 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

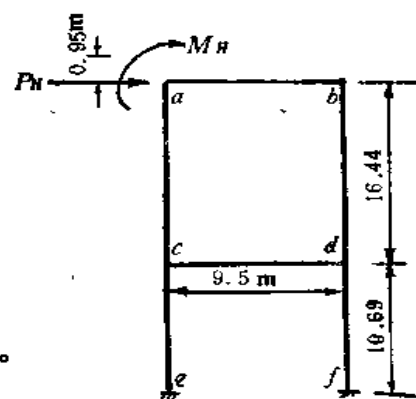


图2-48 (尺寸单位: m)

利用风力计算的比例关系, 求得地震力力偶所产生的桥塔杆件内力比例系数

$$\eta = \frac{693.29}{15.11} = 45.883 \text{ (表2-27)}$$

由地震产生节点荷载引起各杆内力:

水平地震力在节点引起的固端弯矩

$$M_{ac} = M_{ca} = M_{bd} = M_{db} = -\frac{1}{2} 729.78 \times \frac{1}{2} 16.44 = -2999.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ce} = M_{ec} = M_{df} = M_{fd} = -\frac{1}{2} 729.78 \times \frac{1}{2} 10.69 = -1950.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

仍按无剪力分配法计算各杆件内力 (表2-28)。

桥塔杆件在各种荷载作用下的内力汇总于表2-29中, 其中引桥恒载和活载作用在中间横梁时引起的内力未予计算, 但在表中将结果列出。

6. 桥塔横向各杆件的应力验算

从表2-29中得知地震力控制设计, 为节约篇幅, 仅按地震力作用时的杆件应力进行验算。

地震力力矩作用各杆件内力计算

表2-27

杆 件 名 称	风力所引起弯矩	η	杆 件
ac	3.737	45.883	171.46
ab	11.370	45.883	521.69
ba	1.470	45.883	67.45
bd	-1.470	45.883	-67.45
ce	-0.737	45.883	-33.82
ca	1.74	45.883	79.84
cd	-1.00	45.883	-45.88
dc	0.209	45.883	9.59
db	-0.66	45.883	-30.28
df	0.447	45.883	20.51
fd	0.224	45.883	10.28
ec	-0.369	45.883	-16.93

地震节点荷载作用各杆件内力计算

表2-28

结 点		c			a	
杆 端	ec	ce	cd	ca	ac	ab
S_i		$S_{ce} = 166800$	$S_{cd} = 3i = 1846105.2$	$S_{ca} = i = 37372.3$	$S_{ac} = i = 37372.3$	$S_{ab} = 3i = 830589.12$
μ_i		0.081	0.901	0.018	0.0431	0.9569
M_i	-1950.31	-1950.31		-2999.4	-2999.4	
分 传	-400.93	100.93	4459.72	89.10	-89.10	
				-133.11	133.11	2955.39
	-10.78	10.78	119.93	2.40	-2.40	
				-0.103	0.103	2.39
	-0.008	0.008	0.093			
M	-2362.06	-1538.62	4379.74	-3041.11	-2957.69	2957.69

(1) ab 梁 (图2-49)考虑地震力的作用, 在截面的上缘采用 $14\Phi 25$, 下缘采用 $12\Phi 25$ 。上缘钢筋面积: $F_g' = 68.74\text{cm}^2$ 下缘钢筋面积: $F_g = 58.92\text{cm}^2$ $a = 5\text{cm}, h_0 = 205 - 5 = 200\text{cm}, n = 10$

$$-\frac{1}{2} 300x^2 + 10 \times 68.74(x - 5) = 10 \times 58.92(200 - x)$$

$$150x^2 + 1276.6x - 121277 = 0$$

$$x = 24.5\text{cm}$$

表2-29

杆件名称		ab	ac	ba bd	ca	ce	db	dc	df	fd	ec	cd	备注
上下横梁自重	1	-319	319	319	222.5	443	-222.5	662.5	-443	-221.5	221.5	-662.5	
引桥恒重	2	-16.1	16.1	17.6	45.2	220.5	-48.7	285.5	-236.8	-118.4	110.3	-265.7	
引桥恒重 + 上下横梁自重	3 = 1 + 2	-335.1	335.1	336.6	267.7	663.5	-271.2	948	-679.8	-339.9	331.8	-928.2	
引桥活载	4	-22.67	22.67	22.78	63.89	311.84	-64.05	376.53	-312.48	-158.24	155.92	-375.72	
引桥恒活载 + 横梁自重	5 = 3 + 4	-357.77	357.77	359.88	331.59	975.34	-335.25	1327.53	992.28	-486.14	487.72	-1306.92	
风	6	131.1	-131.1	131.1	-122.89	-378.52	-122.89	501.42	-378.52	468.68	468.68	501.42	
力	7	11.37	2.70	1.47	1.74	-7.37	-0.66	0.209	0.447	0.224	0.369	-1.00	
温度及混凝土收缩	8	-82.05	82.05	82.05	229.9	-1268.89	-229.9	-1039.04	1268.95	1829.46	-1829.46	1039.04	
地震力	力偶矩	521.69	171.47	67.45 -67.45	79.84	-33.82	-30.28	9.59	20.51	10.28	-16.93	-45.88	
	节点荷载	2957.69	-2957.69	2957.69 -2957.69	-3041.11	-1538.62	-8041.11	4579.74	-1538.62	-2362.06	-2362.06	4579.74	
	合计	3479.38	-2786.22	3025.14 -3025.14	-2961.27	-1572.44	-3071.39	4389.53	-1318.11	-2351.78	-2378.99	4533.86	

注: 单位: N·M

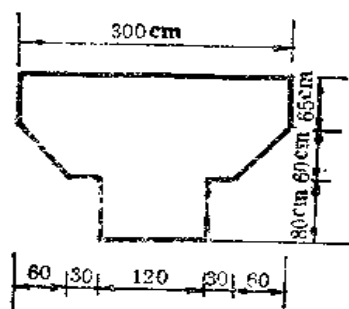


图2-49 (尺寸单位: cm)

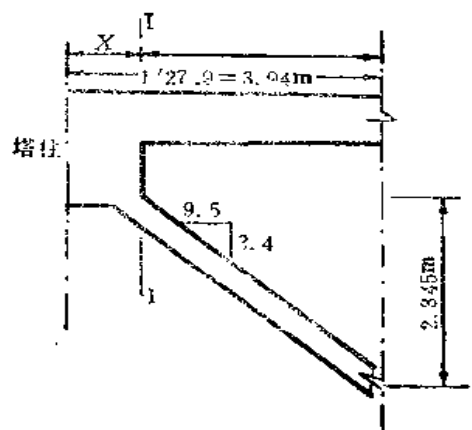


图 2-50

顶横梁 ab 设有斜撑, 其跨径有所减小, 危险截面应在 $I-I$ 断面处, 如图2-50所示。

$$a = \frac{9.5 \times 2.815}{8.4} = 3.22\text{m}, X = -\frac{1}{2} \cdot 7.9 - (a + 0.25) = 0.48\text{m}$$

$I-I$ 截面距柱中心距离为

$$0.8 + 0.48 = 1.28\text{m}$$

上横梁计算跨径取 $9.5 - 1.28 = 8.22\text{m}$

上横梁重力正弯矩 ($g = 108.75\text{kN/m}$)

$$M_{I-I} = 108.75 \times \frac{8.22}{2} \times 0.64 - 108.75 \times \frac{0.64^2}{2} = 263\text{kN}\cdot\text{m}$$

由表2-29查得杆端最大弯矩(图2-51):

$$M_{ab} = 3479.38\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ba} = -3025.14\text{kN}\cdot\text{m}$$

由图2-51得

$$x = \frac{9.5 \times 3479.38}{3479.38 + 3025.14} = 5.082\text{m}$$

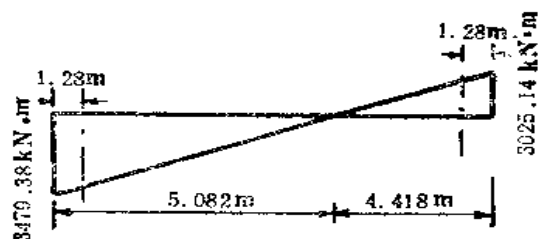


图 2-51

$$M_{I-I} = \frac{(5.082 - 1.28) \times 3479.38}{5.082} = 2603.03\text{kN}\cdot\text{m}$$

横梁重负弯矩 $M_{ab} = -319\text{kN}\cdot\text{m}$ (表2-29)

$$\Sigma M_{I-I} = 2603.03 + 263.8 - 319 = 2547.83\text{kN}\cdot\text{m}$$

按极限状态进行强度验算:

$$M_{I-I}^{\text{恒}} = 263.8 - 319 = -55.2\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{I-I}^{\text{地}} = 2603.03\text{kN}\cdot\text{m} \text{ 荷载组合 } m_j = (-55.2) \times 0.8 + 2603.03 \times 1.3 = 3339.78\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_s} R'_s A'_s \left(h_0 - x'_s \right) \\ &= \frac{1}{1.25} 11 \times 3 \times 0.245 \left(2 - \frac{0.245}{2} \right) + \frac{1}{1.25} 340 \times 0.00687 \left(2 - 0.05 \right) \\ &= 12143669 + 3643.848 \end{aligned}$$

$$= 15787.517 \text{ kN} \cdot \text{m} > 3339.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由新“公震规”取荷载安全系数 $\gamma_g = 1.0$, 地震荷载安全系数 $\gamma_q = 1.0$ (对钢筋混凝土结构), $s_d = 1.2$ 。

计算式

$$s_d \left(\gamma_g M_g + \gamma_q M_{\text{地}} \right) \leq \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$1.2 \left[1.0 \times (-55.2) + 1.0 \times 2603.0 \right] \leq \frac{0.95}{1.25} 11 \times 1.2 \times 0.245 \left(2 - \frac{0.245}{2} \right)$$

$$3057.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 4614.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{安全}$$

按容许应力法进行验算:

$$I = \frac{1}{3} 300 \times 24.5^3 + 10 \times 58.92 (200 - 24.5)^3 + 10 \times 68.74 (245 - 5)^3$$

$$= 1.988 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_a = \frac{(2603.03 - 55.2) \text{ kN} \cdot \text{m} \times 24.5}{1.988 \times 10^7 \text{ cm}^4} = 3.14 \text{ MPa} < 1.5 [\sigma] = 315 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = -\frac{10(2603.03 - 55.2) \text{ kN} \cdot \text{m} \times (200 - 24.5)}{1.988 \times 10^7 \text{ cm}^4} = 224.92 \text{ MPa} < 1.5 [\sigma]$$

$$= 315 \text{ MPa}$$

(2) cd 梁

在截面上缘采用 $11\Phi 25$, 下缘采用 $12\Phi 25$, 上缘钢筋面积 $F_a' = 54 \text{ cm}^2$, $h_0 = 250 - 5 = 245 \text{ cm}$, 下缘钢筋面积 $F_a = 58.92 \text{ cm}^2$ 。

$$S_{\text{压}} = -\frac{1}{2} 205 x^2 + 10 \times 54 (x - 5)$$

$$S_{\text{拉}} = 10 \times 58.92 (245 - x)$$

$$x = 32.78 \text{ cm}$$

$$I = -\frac{1}{3} 205 \times 32.78^3 + 10 \times 54 (32.78 - 5)^2 + 10 \times 58.92 (245 - 32.78)^2$$

$$= 29.36 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

塔柱边 I-I 断面应力验算

I-I 断面处的恒载弯矩

$$M_{I-I}^{\text{恒}} = 918.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

查表 2-29

$$M_{cd} = 4533.86 \text{ kN} \cdot \text{m}, M_{dc} = 4589.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{固}} = -928.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

从图 2-52 得:

$$x' = \frac{9.5 \times 4589.33}{4589.33 + 4533.86} = 4.779 \text{ m}$$

$$x = 9.5 - 4.779 = 4.721 \text{ m}$$

$$M_{I-I} = \frac{(4.72 - 1.05) \times 4533.86}{4.721} = 3525.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

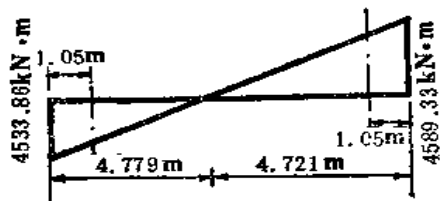


图 2-52

$$\Sigma M_{I-I} = 3525.48 + 918.5 - 928.2 = 3515.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{I-I}^{\text{恒}} = -9.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{I-I}^{\text{地}} = 3525.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

荷载组合:

$$M_j = -9.7 \times 0.8 + 3525.48 \times 1.3 = 4575.364 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

极限状态进行强度验算:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\gamma_a} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_s} R_g' A_g' \left(h_0 - a_g' \right) \\ &= \frac{1}{1.25} 11 \times 2.05 \times 0.3278 \left(2.45 - \frac{0.3278}{2} \right) + \frac{1}{1.25} \\ & \quad \times 340 \times 0.0054 \left(2.45 - 0.05 \right) \\ &= 13518.879 + 3525.12 = 17043.999 \text{ kN} \cdot \text{m} > m_j \end{aligned}$$

同上采用新“公震规”计算式

$$\begin{aligned} S_d \left(\gamma_g m_g + \gamma_q M_{\text{地}} \right) &\leq \frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_s} R_g' A_g' \left(h_0 - a_g' \right) \\ 1.2 [1.0 \times (-9.7) + 1.0 \times 3525.5] &\leq 17043.99 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ 4219.1 \text{ kN} \cdot \text{m} &\leq 17043.99 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{安全} \end{aligned}$$

按容许应力法验算

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \frac{3515.78 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 32.78 \text{ cm}}{29.36 \times 10^6 \text{ cm}^4} = 3.925 \text{ MPa} < 1.52 [\sigma] \\ \sigma_g &= \frac{10 \times 3515.78 \text{ kN} \cdot \text{m} (245 - 32.78) \text{ cm}}{29.36 \times 10^6 \text{ cm}^4} = 254.13 \text{ MPa} < 1.5 [\sigma] \end{aligned}$$

II-II截面内力小于I-I截面不再验算。

(3) 塔柱

断面尺寸及钢筋布置,已在塔柱纵向计算中确定,由表2-21知,塔柱仍以地震力控制。现仅对地震力作用时进行验算。

由水平地震力引起的垂直力(塔高28.08m,两塔间距9.5m) $P_H = 729.79 \text{ kN}$

$$N_A = \frac{729.79 \times 28.08}{9.5} = 2157.11 \text{ kN}$$

竖向恒载力: $N_{I-I} = 7068.9 \text{ kN}$; $N_{II-II} = 9041.5 \text{ kN}$ (表2-19)

竖向地震力: $N_{I-I} = 942.5 \text{ kN}$; $N_{II-II} = 1205.5 \text{ kN}$ (表2-21)

I-I断面

$$\Sigma N_A = 7068.9 - 2157.11 - 942.52 = 3969.29 \text{ kN}$$

$$\Sigma N_B = 7068.9 + 2157.11 - 942.52 = 8283.5 \text{ kN}$$

II-II断面

$$\Sigma N_A = 9041.5 - 2157.11 - 1205.5 = 5678.89 \text{ kN}$$

$$\Sigma N_B = 9041.5 + 2157.11 - 1205.5 = 9993.11 \text{ kN}$$

现仅列出I-I断面的应力验算。

查表2-29

$$M_{ec} = M_{恒} + M_{地} = -331.8 + 2378.99 = -2047.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fd} = M_{恒} + M_{地} = -331.8 - 2351.78 = -2691.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

按极限状态进行强度验算:

根据容许应力计算结果,柱边缘出现拉应力,属大偏心构件,现沿柱周边配 $\Phi 28$ 受力钢筋,如图2-53所示。

立柱截面

$$b = 1.8 \text{ m}, h = 1.6 \text{ m}$$

$$F_a = F_a' = 0.00924 \text{ m}^2$$

按单筋计算:

$$R_g A_g = R_a b x$$

$$340 \times 0.00924 = 11 \times 1.6 x$$

$$x = 0.4569 \text{ m}$$

$$M_j = 0.8(-331.8) + 1.3 \times 2378.99$$

$$= 2827.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d(r_g M_g + r_q M_{地})$$

$$= 1.2[1.0 \times (-331.8) + 1.0 \times 2378.99]$$

$$= 2456.63 \text{ kN} \cdot \text{m} < m_j \quad \text{安全}$$

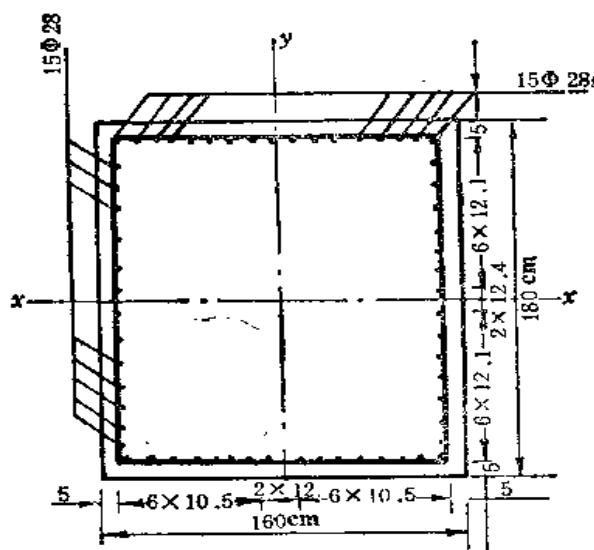


图2-53 (尺寸单位: cm)

五、锚碇计算

锚碇的拉杆按六边形均匀分布于 $200 \text{ cm} \times 150 \text{ cm}$ 范围内,其锚碇板为长 6.4 m ,宽 3.1 m ,厚 1.5 m 的钢筋混凝土板,支承于坚固的岩石上,混凝土标号为20号。

1. 计算数据

(1) 主索最大拉力

$$H_{恒} = 5265.1 \text{ kN}, \quad H_{汽} = 1722.6 \text{ kN}, \quad H_{人} = 290.108 \text{ kN}$$

荷载组合:

$$1.2 S_G + 1.4 S'_{Q1} = 1.2 \times 5265.1 + 1.4(1722.6 + 290.108) \\ = 9135.911 \text{ kN}$$

(2) 承托板(锚碇板)采用20号混凝土,尺寸为 $640 \text{ cm} \times 310 \text{ cm} \times 150 \text{ cm}$,钢筋采用 $\Phi 25$ 。

(3) 承托板两端支承于岩石的承压应力 $\sigma = 2.5 \text{ MPa}$

(4) 支承岩石抗剪力取 0.15 MPa 。

2. 承托板的计算

承托板为了便于布置锚索,跨中部份加厚,为计算简便计,对板跨中部份加厚部份略去不计(偏安全)。承托板计算按等厚度的简支板(不属于深梁范围)。

$$\text{计算跨径 } l = l_0 + t = 360 + 150 = 510 \text{ cm}$$

(1) 内力计算

$$l/2 \text{ 处的弯矩 } (l_1 = 2.0 \text{ m})$$

$$\begin{aligned}
 M_{l/2} &= \frac{9135.91}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{l_1}{4} \right) \\
 &= \frac{9135.91}{2} \left(\frac{5.1}{2} - \frac{2}{4} \right) \\
 &= 9364.31 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$M_{l/4} = \frac{9135.91}{2} \cdot \frac{5.1}{4} = 5824.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最大剪力:

$$Q = \frac{9135.91}{2} = 4567.96 \text{ kN}$$

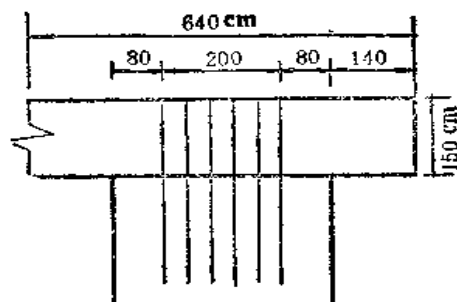


图2-54 (尺寸单位: cm)

(2) 正截面设计

a. 跨中截面 $b \times h = 3.1 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$

主钢筋采用两层80Φ25钢筋。

受拉钢筋净保护层取5cm; $a = 5 + 2.7 = 7.7 \text{ cm}$ $h_0 = 150 - 7.7 = 142.3 \text{ cm}$

中性轴位置按“桥规”4.1.6-2式计算:

$$\text{单筋截面} \quad x = \frac{R_g A_g}{R_a b} = \frac{340 \text{ MPa} \times 80 \times 0.000491 \text{ m}^2}{11 \text{ MPa} \times 3.1 \text{ m}} = 0.392 \text{ m}$$

$$\frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \frac{1}{1.25} 11 \times 3.1 \times 0.392 \left(1.423 - \frac{0.392}{2} \right)$$

$$= 13121.24 \text{ kN} \cdot \text{m} > 9364.31 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (安全)}$$

$$x = 0.392 < 0.55 \times 1.423 = 0.783 \text{ (受压区高度符合条件)}$$

b. $l/4$ 处截面 $b \times h = 3.1 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$

主钢筋采用两层50Φ25钢筋

$$h_0 = 142.3 \text{ cm}$$

$$x = \frac{R_g A_g}{R_a b} = \frac{340 \times 50 \times 0.000491}{11 \times 3.1} = 0.245 \text{ m}$$

$$\frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \frac{1}{1.25} 11 \times 3.1 \times 0.245 \left(1.423 - \frac{0.245}{2} \right)$$

$$= 8692.02 \text{ kN} \cdot \text{m} > 5824.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x = 0.245 < 0.55 \times 1.423 = 0.783 \text{ m (受压区高度符合条件)}$$

(3) 斜截面抗剪强度验算

箍筋采用Φ8, 间距@30cm (每道用14Φ8), 弯起钢筋分两段设置, 如图2-55。

a-b假定采用30Φ25弯起钢筋, 按“桥规”(4.1.10-1)式验算强度如下:

$$Q_j \leq Q_{hk} + Q_w$$

$$Q_{hk} = 0.0349 \times b \times h_0 \sqrt{(2+p) \sqrt{R} \mu_k R_{gk}}$$

$$\text{式中: } \mu_k = \frac{A_k}{S_k b} = \frac{14 \times 0.5}{30 \times 310} = 0.000752$$

$$R = 20\text{MPa}, R_{gk} = 340\text{MPa}$$

代入得

$$Q_{hk} = 0.0349 \times 310 \times 112.3 \sqrt{5.5 \sqrt{20 \times 0.000752 \times 340}} \\ = 3862.1\text{kN}$$

$$Q_w = 0.06 R_{gk} \sum A_w \sin \alpha \\ = 0.06 \times 340 \times 30 \times 4.91 \times 0.7071 \\ = 2124.8\text{kN}$$

$$Q_{hk} + Q_w = 5987.18\text{kN} > 4567.96\text{kN}$$

bc段设6根弯起钢筋, 箍筋布置同前。

$$Q_w = 0.06 \times 340 \times 6 \times 4.91 \times 0.7071 = 424.96\text{kN}$$

$$Q_{hk} + Q_w = 4287.36\text{kN}$$

根据“桥规”第6、2、17条规定, 加设构造的弯起钢筋。

3. 锚碇基础验算

按现行《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ024—85)规定以容许应力法计算。

(1) 岩石承压应力验算

承托板在岩石上的支承面见图2-54。

$$F = 2 \times 140 \times 310 = 86800\text{cm}^2 \quad \sum H = H_{\text{恒}} + H_{\text{汽}} + H_{\text{人}} = 7277.81\text{kN}$$

$$T_1 = \frac{H}{\cos \varphi_0} = \frac{7277.8}{\cos 23^\circ 58'} = 7964.5\text{kN} \quad \sigma = \frac{T_1}{F} = \frac{7964.5\text{kN}}{86800\text{cm}^2} = 0.918\text{MPa} < 2.5\text{MPa}$$

(2) 抗剪稳定验算

沿主索锚固斜面, 洞室岩层平均长取10m (实桥提供), 岩石直接平均容许剪应力为0.15MPa。

斜面抗剪验算

$$\tau = \frac{7964.5}{2(2 \times 1.4 + 3.1) \times 10} = 67.5\text{kN/m}^2 = 0.0675\text{MPa} < 0.15\text{MPa}$$

竖直面抗剪验算

$$V = T_1 \times \sin \alpha = 7964.5 \times 0.4062 = 3235.18\text{kN}$$

令抗剪面所需要锚洞的平均高度为

$$h = \frac{3235.18}{2(2 \times 1.4 + 1.5) \times 0.15} = 2.51\text{m}$$

实际高度为4.5m, 为了安全起见, 可在锚洞顶加干砌片石压重, 作为安全储备。

水平面抗剪验算

$$H = T_1 \cos \alpha = 7964.5 \times 0.9137 = 7277.81\text{kN}$$

由于 $l_H \geq 10\text{m}$, 偏安全取10m计算

$$\tau = \frac{7277.81}{2 \times (2 \times 1.4 + 3.1) \times 10} = 61.7\text{kN/m}^2 = 0.0617\text{MPa} < 0.15\text{MPa}$$

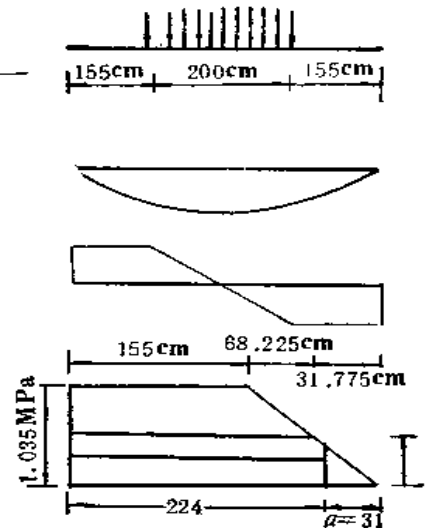


图 2-55

例三 刚性吊桥计算示例(二)

(跨径200m + 700m + 200m, 设边吊杆的连续加劲箱梁吊桥)

一、设计资料

- 1.设计荷载: 汽-20, 人群荷载 3.5 kN/m^2 ;
- 2.验算荷载: 挂-100, 平板车3000 kN;
- 3.桥面净宽: $2 \times 7.5 \text{ m} + 1.5 \text{ m}$ 分隔带, 人行道 $2 \times 3 \text{ m}$;
- 4.通航要求: 通航净空高度不小于18m; 通航净宽不小于400m;
- 5.桥面标高: 标高240m;
- 6.气象情况: 最高气温 43.8°C , 最低气温 -3.8°C ;
平均最高气温 $27^\circ\text{C} \sim 29^\circ\text{C}$, 平均最低气温 $6^\circ \sim 8^\circ$;
最大风速 27 m/s , 平均风速 1.75 m/s .
- 7.规范: 《公路桥涵设计通用规范》(JTJ021—89), 人民交通出版社, 1987年;
《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ025—86), 人民交通出版社, 1986年。
- 8.主要材料: $\phi 5$ 高强度钢丝, 12mm、14mm、8mm的钢板;
40号钢筋混凝土。
- 9.桥孔布置 (见图3-1)

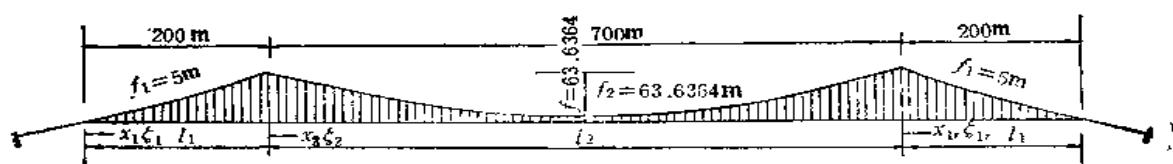


图 3-1

$$l = 200 \text{ m} + 700 \text{ m} + 200 \text{ m}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{11}$$

桥塔高度: 由跨中吊杆最小长度为5m, 选定桥塔高为 $h = \frac{l}{11} + 5 + 3.5 + 1 = 73.14 \text{ m}$,

悬索中距: $2 \times 7.5 + 1.5 + 2 \times 1.5 = 19.5\text{m}$

吊杆间距: 10m (全桥共110对吊杆);

加劲箱梁: 3.5m 钢桥面板, 横肋间距 250cm , 纵肋间距 60cm ;

加劲箱梁截面形式及主要尺寸见图3-2。

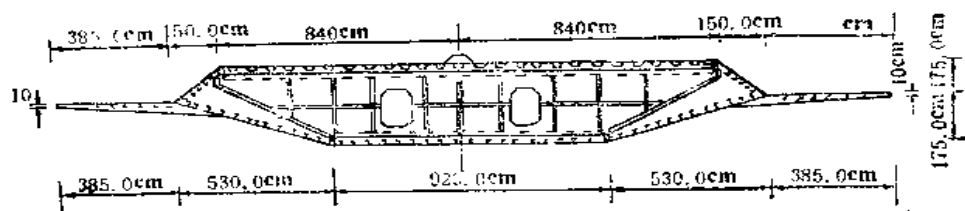


图 3-2

二、桥面系计算

由闭合纵肋和开口横肋与钢板组成正交异性钢桥面板, 按两阶段进行计算, 计算步骤和方法同例一, 在此不重复。

三、悬索及加劲梁计算

1. 恒载内力计算

铺装: 沥青混凝土铺装车道厚 0.05m , 人行道厚 0.03m , 桥面钢板上焊短钢筋;

$$g_1 = \frac{(0.03 \times 3.85 + 16.8 \times 0.05) \times 1 \times 23}{1} = 24.633\text{kN/m}$$

栏杆及防护柱: $g_2 = 1.3\text{kN/m}$

吊杆: $g_3 = 0.8\text{kN/m}$ (参照关门桥);

钢箱: 钢箱周边面积设为 A_1 , 闭合纵肋面积设为 A_2 , 钢箱侧板和底板的开口纵肋面积设为 A_3 , 则

$$\begin{aligned} A_1 &= (3.85 + 5.4332 + 1.9526 + 5.4866) \times 2 \times 0.012 \\ &\quad + 16.8 \times 0.012 + 9.2 \times 0.012 \\ &= 0.71334\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_2 &= \left[\frac{(0.3085 + 0.1585) \times 0.228}{2} - \frac{(0.2915 + 0.1415) \times 0.22}{2} \right] \times 27 \\ &= 0.005608\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$A_3 = (0.204 \times 0.08 + 0.096 \times 0.008) \times 94 = 0.2256\text{m}^2$$

$$g_4 = (0.71334 + 0.005608 + 0.2256) \times 1 \times 78.5/1 = 74.15\text{kN/m}$$

横隔板: 主桥跨 700m 中设139个横隔板, 横隔板本身体积设为 V_1 , 横隔板两侧的加劲肋体积设为 V_2 , 则

$$\begin{aligned} V_1 &= \left(16.8 \times 1.25 + \frac{1}{2} \times 1.25 \times 1.5 \times 2 + \frac{1}{2} \times 1.75 \times 5.2 \times 2 + 9.2 \times 1.75 \right. \\ &\quad \left. - 2 \times 1 \times 0.8 \right) 0.01 \end{aligned}$$

$$= 0.4648 \text{ m}^3$$

$$V_2 = (7 \times 1.8 \times 0.18 \times 0.008 + 6 \times 1.32 \times 0.18 \times 0.008 + 2 \times 0.15 \times 0.18 \times 0.008) \times 2$$

$$= 0.05996 \text{ m}^3$$

$$g_5 = \frac{(0.465 + 0.05996) \times 139 \times 78.5}{700} = 8.18 \text{ kN/m}$$

横肋：钢箱中的开口横肋，主桥跨700m中设280道，一道横肋体积V为

$$V = \left[46.475 + \frac{(15.6 + 9) \times 1.8}{2} \right] \times 0.008 + 0.164 \times 0.008 \times 15.6$$

$$= 0.215147 \text{ m}^3$$

$$g_6 = \frac{0.215147 \times 280 \times 78.5}{700} = 6.756 \text{ kN/m}$$

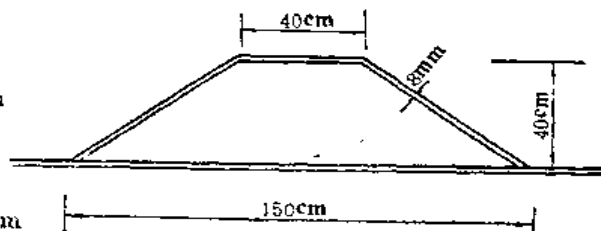
悬索：主跨悬索曲线长 $l_2 = 715.1215 \text{ m}$

边跨悬索曲线长 $l_1 = 219.3042 \text{ m}$

悬索直径 $d = 0.63 \text{ m}$

$$g_7 = \frac{\frac{\pi}{4} \times 0.63^2 \times 715.1215 \times 78.5}{700} = 24.999 \text{ kN/m}$$

$$g_8 = \frac{\frac{\pi}{4} \times 0.63^2 \times 219.3042 \times 78.5}{200} = 26.832 \text{ kN/m}$$



分隔带：（尺寸见图3-3）

图 3-3

$$g_9 = \frac{(1.5 + 0.4) \times 0.4 - (1.484 + 0.384) \times 0.392}{2} \times 78.5 = 1.089 \text{ kN/m}$$

$$g = \frac{g_1}{2} + g_2 + g_3 + \frac{g_4}{2} + \frac{g_5}{2} + \frac{g_6}{2} + g_7 + g_8$$

$$= \frac{24.633}{2} + 1.3 + 0.8 + \frac{74.15}{2} + \frac{8.18}{2} + \frac{6.756}{2} + 24.999 + \frac{1.089}{2}$$

$$= 84.50 \text{ kN/m (半桥恒重)}$$

加劲梁梁截面几何特性：

$$A_c = 1.088 \text{ m}^2, l_s = 200 \text{ m}, l_c = 700 \text{ m}, x_{\text{上}} = 1.3485 \text{ m}$$

$$I = 1.3016 \text{ m}^4, f_s = h_s = 5 \text{ m}, f_c = h_c = 63.6364 \text{ m}$$

先按弹性理论方法计算三跨连续加劲梁吊桥的水平拉力 H_g 。

H 影响线公式：

当 $P = 1$ 作用中跨时

$$H_c = -\frac{1}{D_2} \left[B(r) - \frac{3}{2} e (r - r^2) \right]$$

当 $P=1$ 作用于边跨时

$$H_s = \frac{ik^2}{D_2} \left[v B(r) - \frac{e}{2} (r - r^2) \right]$$

$$\text{式中: } D_2 = \eta \left[\left(-\frac{8}{5} - 4e + 3e^2 \right) + 2ik \left(-\frac{8}{5} v^2 + e^2 - 2ev \right) + \frac{3I_c}{A_c h_c^2} (1 + 8\eta_o^2) \right. \\ \left. + \frac{6I_c}{A_s h_c^2} k \left(1 + 8\eta_s^2 + \frac{3}{2} \operatorname{tg}^2 \varphi \right) \right]$$

$$i = \frac{I_c}{I_s} = 1 \text{ (全跨等刚度) }, k = \frac{l_s}{l_c}$$

$$v = \frac{h_s}{h_c}, C = \frac{2(1 + ikv)}{(3 + 2ik)}$$

$$B(r) = r(1 - 2r^2 + r^3) \text{ (} r \text{ 为荷载作用位置)}$$

$$\eta_c = \frac{f_c}{l_c}, \eta_s = \frac{f_s}{l_s}, k = \frac{l_s}{l_c}$$

$$\text{本桥 } k = \frac{l_s}{l_c} = \frac{200}{700} = 0.2857, v = \frac{h_s}{h_c} = \frac{5}{63.6364} = 0.0786$$

$$\eta_o = \frac{f_o}{l_o} = \frac{1}{11}, \eta_s = \frac{f_s}{l_s} = \frac{5}{200} = \frac{1}{40}, \operatorname{tg}^2 \varphi = \operatorname{tg}^2 \frac{4 \times 1}{11} = 0.14483$$

$$e = \frac{2(1 + 1 \times 0.2857 \times 0.0786)}{(3 + 2 \times 1 \times 0.2857)} = 0.5726$$

$$D_2 = \frac{1}{11} \left\{ \left(-\frac{8}{5} - 4 \times 0.5726 + 3 \times 0.5726^2 \right) + 2 \times 1 \times 0.2897 \right. \\ \times \left(-\frac{8}{5} \times 0.0786^2 + 0.5726^2 - 2 \times 0.5786 \times 0.0786 \right) + \frac{3 \times 1.3016}{1.088 \times 63.6364^2} \\ \times \left[1 + 8 \left(\frac{1}{11} \right)^2 \right] + \frac{6 \times 1.3016}{1.088 \times 63.6364^2} \times 0.2857 \times \left[1 + 8 \left(\frac{1}{40} \right)^2 \right. \\ \left. \left. + \frac{3}{2} \times 0.14483 \right] \right\} \\ = 0.0397$$

代入 H 计算式:

当 $P=1$ 作用于中跨时

$$H_c = \frac{1}{0.0397} \left[r(1 - 2r^2 + r^3) - \frac{3}{2} \times 0.5726(r - r^2) \right] \\ = 25.1889(0.1411r + 0.8589r^2 - 2r^3 + r^4)$$

当 $P=1$ 作用于边跨时

$$H_s = \frac{1 \times 0.2857^2}{0.0397} \left[0.0786r(1 - 2r^2 + r^3) - \frac{0.5726}{2}(r - r^2) \right] \\ = 2.056(1 - 0.2077r + 0.2863r^2 - 0.1572r^3 + 0.0786r^4)$$

经 PC-1500 计算机将 H 影响线各点坐标打印出, 并绘出影响线(图 3-4)。

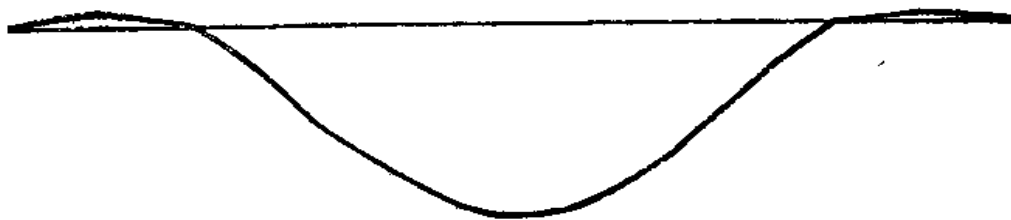


图 3-4

布置恒载 g 则求得

$$H_g = 140383.11 \text{ kN}$$

2. 活载内力计算

对于偏载影响按杠杆原理计算（见图3-5）。

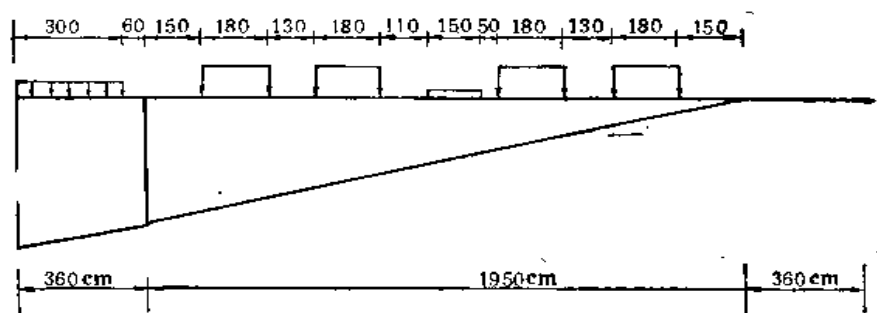


图3-5 （尺寸单位：cm）

布置汽-15 求 η_c ，布置挂-80 求 $\eta_{挂}$ ，布置人群荷载求 $\eta_{人}$ 。

$$\begin{aligned} \eta_c &= \frac{1}{2} \left(3.6 + 5.4 + 6.7 + 8.5 + 12.6 + 14.4 + 15.7 + 17.5 \right) \frac{1}{19.5} \\ &= \frac{1}{2} \left(0.1846 + 0.2769 + 0.3436 + 0.4359 + 0.6462 + 0.7385 + 0.8051 \right. \\ &\quad \left. + 0.8974 \right) = 2.1641 \end{aligned}$$

$$\eta_{挂} = \frac{1}{4} \left(0.8718 + 0.8256 + 0.7795 + 0.7333 \right) = 0.8025$$

$$\eta_{人} = \frac{21.6}{19.5} = 1.1077, p_{人} = 3.0 \times 3.5 \times 1.1077 = 11.631 \text{ kN/m}$$

$$1 + \mu = 1 + \frac{50}{70 + 700} = 1.0649$$

按“代换梁”挠度理论计算（见《钢桥》吊桥一章）。

$$H_p(\xi) = \frac{Z(\xi)}{N}$$

$Z(\xi)$ 式中包括 $M_s(\xi)$ ，而 $Z(\xi)$ 和 $M_s(\xi)$ 式中又包括 H_p ，由此，只得采用试算法求 H_p 。

$$\begin{aligned}
Z(\xi) = & P_1 \left(-\frac{l_1}{l_2} \right) \frac{R_2}{R_1} \left\{ \frac{1}{2} \frac{\xi_1}{l_1} \left(1 - \frac{\xi_1}{l_1} \right) - \frac{1}{(\mu_1 l_1)^2} \left[1 - \frac{\cosh \mu_1 l_1 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_1}{l_1} \right)}{\cosh \mu_1 \frac{l_1}{2}} \right] \right\} \\
& + P_2 \left\{ \frac{1}{2} \frac{\xi_2}{l_2} \left(1 - \frac{\xi_2}{l_2} \right) - \frac{1}{(\mu_2 l_2)^2} \left[1 - \frac{\cosh \mu_2 l_2 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right)}{\cosh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right] \right\} \\
& + M_{\sigma}(\epsilon) \frac{1}{l_2} \left[\frac{l_1}{l_2} \frac{R_2}{R_1} \left(1 - \frac{\operatorname{tgh} \mu_1 \frac{l_1}{2}}{\mu_1 \frac{l_1}{2}} \right) + \left(1 - \frac{\operatorname{tgh} \mu_2 \frac{l_2}{2}}{\mu_2 \frac{l_2}{2}} \right) \right] \\
& \pm \alpha_T \Delta T \frac{L_T}{l_2} \frac{R_2}{l_2} \frac{EI_2}{l_2^2} (\mu_2 l_2)^2 \quad (a)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N = & \frac{EI_2}{l_2^2 E_K F_K} \frac{l_K}{l_2} \frac{R_2}{l_2} (\mu_2 l_2)^2 + \frac{2}{3} \frac{f_2}{l_2} + \frac{4}{3} \frac{f_1}{l_1} \left(\frac{l_1}{l_2} \right)^2 \frac{R_2}{R_1} - 8 \frac{f_2}{l_2} \cdot \frac{1}{(\mu_2 l_2)^2} \\
& \times \left[\left(1 - \frac{\operatorname{tgh} \mu_2 \frac{l_2}{2}}{\mu_2 \frac{l_2}{2}} \right) + 2 \frac{l_1}{l_2} \left(\frac{R_2}{R_1} \right)^2 \frac{I_1}{I_2} \left(1 - \frac{\operatorname{tgh} \mu_1 \frac{l_1}{2}}{\mu_1 \frac{l_1}{2}} \right) \right] \\
& - \frac{m}{l_2} \left[\left(1 - \frac{\operatorname{tgh} \mu_2 \frac{l_2}{2}}{\mu_2 \frac{l_2}{2}} \right) + \frac{l_1}{l_2} \frac{R_2}{R_1} \left(1 - \frac{\operatorname{tgh} \mu_1 \frac{l_1}{2}}{\mu_1 \frac{l_1}{2}} \right) \right] \quad (b)
\end{aligned}$$

$$M = - \frac{\frac{l_2}{2} \frac{l_2}{R_2} \left[\left(1 - \frac{\operatorname{tgh} \mu_2 \frac{l_2}{2}}{\mu_2 \frac{l_2}{2}} \right) + \frac{l_1}{l_2} \frac{R_2}{R_1} \left(1 - \frac{\operatorname{tgh} \mu_1 \frac{l_1}{2}}{\mu_1 \frac{l_1}{2}} \right) \right]}{\frac{l_2}{l_1} \left(1 - \frac{\mu_1 l_1}{\operatorname{tgh} \mu_1 l_1} \right) - 2 \mu_2 \frac{l_2}{2} \operatorname{tgh} \mu_2 \frac{l_2}{2}} \quad (c)$$

$$\begin{aligned}
M_{\sigma}(\xi) = & \frac{\frac{l_2}{2} \left\{ P_1 \left(\frac{\xi_1}{l_1} - \frac{\sinh \mu_1 \xi_1}{\sinh \mu_1 l_1} \right) + P_2 \left[1 - \frac{\cosh \mu_2 l_2 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right)}{\cosh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right] \right\}}{\frac{l_2}{l_1} \left(1 - \frac{\mu_1 l_1}{\operatorname{tgh} \mu_1 l_1} \right) - 2 \mu_2 \frac{l_2}{2} \operatorname{tgh} \mu_2 \frac{l_2}{2}} \quad (d)
\end{aligned}$$

$$M_s(\xi) = \frac{\frac{l_2}{2} \left\{ P_1 \left(\frac{\varphi_1}{l_1} - \frac{\sinh \mu_1 \xi_1}{\sinh \mu_1 l_1} \right) + P_2 \left[\left(1 - 2 \frac{\xi_2}{l_2} \right) - \frac{\sinh \mu_2 l_2 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right)}{\sinh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right] \right\}}{\frac{l_2}{l_1} \left(1 - \frac{\mu_1 l_1}{\tanh \mu_1 l_1} \right) + 2 \left(1 - \frac{\mu_2 \frac{l_2}{2}}{\tanh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right)} \quad (e)$$

式中: $(\mu_1 l_1)^2 = \frac{H l_1^3}{EI}$, $(\mu_2 l_2)^2 = \frac{H l_2^3}{EI}$, $l_1 = 200\text{m}$, $l_2 = 700\text{m}$

$$f_1 = \frac{l_1}{40} = 5\text{m}, f_2 = \frac{l_2}{11} = 63.6364\text{m}, R_1 = \frac{l_1^2}{8f_1} = 1000\text{m}, R_2 = \frac{l_2^2}{8f_2} = 962.4995\text{m}$$

$$r_1 = r_2 = \arctg \frac{6364}{200}, r_0 = 0, s_1 = s_2 = 211.4497\text{m}$$

$$l_K = l \left(1 + 8 \frac{f^2}{l^2} + \frac{3}{2} \tanh^2 r_0 \right) + \frac{S_1}{\cos^2 r_1} + \frac{S_2}{\cos^2 r_2}$$

$$= 700 \left[1 + 8 \left(\frac{1}{11} \right)^2 \right] + 2 \times \frac{211.4497}{\cos^2 18.9412^\circ}$$

$$= 1218.9869\text{m}$$

$$L_s = l \left(1 + \frac{16}{3} \frac{f^2}{l^2} + \tanh^2 r_0 \right) + \frac{S_1}{\cos r_1} + \frac{S_2}{\cos r_2}$$

$$= 700 \left[1 + \frac{16}{3} \left(\frac{1}{11} \right)^2 \right] + 2 \times \frac{211.4497}{\cos 18.9412^\circ}$$

$$= 1155.7803\text{m}.$$

$$F_K = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} \cdot 0.63^2 = 0.311725\text{m}^2$$

$$1 + \mu = 1 + \frac{50}{70 + 700} = 1.0649$$

$$p_c = \frac{\sum P_i K}{l} \cdot (1 + \mu) \eta_c = \frac{750 \times 70\%}{699.4} \times 1.0649 \times 2.1641 = 1.7299\text{T/m}$$

$$p_A = 3 \times 0.35 \times 1.1077 = 1.1631\text{T/m} (\eta_A = 1.1077)$$

$$p = p_c + p_A = 1.7299 + 1.1631 = 2.893\text{T/m}$$

$$\Delta T = \pm (43.8^\circ\text{C} - 7.5^\circ\text{C}) = \pm 26.3^\circ\text{C}.$$

a. 悬索内力计算

$$E_K = 1.6 \times 10^5 \text{MPa}, f_1 = 5\text{m}, R_1 = 1000\text{m}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}, f_2 = 63.6364\text{m}, R_2 = 962.4995\text{m}$$

$$G = 0.84 \times 10^5 \text{MPa}, l_1 = 200\text{m}, l = 1100\text{m}$$

$$I = 0.6508\text{m}^4 (\text{半桥}), l_2 = 700\text{m}, l_s = 550\text{m}$$

$$p = 28.93 \text{ kN/m}, \quad \alpha_T = 12 \times 10^{-6}, \quad H_g = 140383.11 \text{ kN}$$

$$g = 84.5 \text{ kN/m}, \quad \Delta T = \pm 26.3^\circ\text{C}, \quad F_K = 0.311725 \text{ m}^2$$

$$L_T = 1155.7803 \text{ m}, \quad L_K = 1218.9869 \text{ m}$$

$$\text{假设 } H_I = H_g = 140383.11 \text{ kN}$$

$$\frac{H_g l_2^2}{EI} = (\mu_2 l_2)^2 = \frac{140383.11 \times 700^2}{2.1 \times 10^5 \times 10^3 \times 0.6508} = 503.3199, \quad \mu_2 l_2 = 22.4348$$

$$\frac{H_g l_1^2}{EI} = (\mu_1 l_1)^2 = \frac{140383.11 \times 200^2}{2.1 \times 10^5 \times 10^3 \times 0.6508} = 41.0873, \quad \mu_1 l_1 = 6.4099$$

$$H_{p\max} = R_1 p = 1000 \times 28.93 = 28930 \text{ kN}$$

$$\text{令 } H_{II} = H_g + H_{p\max} = 140383.11 + 28930 = 169313.11 \text{ kN}$$

$$(\mu_2 l_2)^2 = \frac{169313.11 \times 700^2}{2.1 \times 10^5 \times 10^3 \times 0.6508} = 607.0435, \quad \mu_2 l_2 = 24.6383$$

$$(\mu_1 l_1)^2 = \frac{169313.11 \times 200^2}{2.1 \times 10^5 \times 10^3 \times 0.6508} = 49.5546, \quad \mu_1 l_1 = 7.0375$$

为方便计算, 将 $\mu_1 l_1$ 和 $\mu_2 l_2$ 取小数后两项, 由此, 仅求相应的 H_I 和 H_{II} 。

$$\text{取 } \mu_2 l_2 = 22.43,$$

$$\mu_2 l_2 = 24.64$$

$$\mu_1 l_1 = 6.41,$$

$$\mu_1 l_1 = 7.04$$

$$\text{则 } H = H_I = 14032.3144 \text{ kN},$$

$$H = H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$$

现计算 H_I 和 H_{II}

$$\text{当 } H = H_I = 14032.3144 \text{ kN},$$

$$\text{当 } H = H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$$

$$\mu_1 l_1 = 6.41,$$

$$\mu_1 l_1 = 7.04$$

$$\mu_2 l_2 = 22.43,$$

$$\mu_2 l_2 = 24.64$$

$$(\mu_1 l_1)^2 = 41.0881,$$

$$(\mu_1 l_1)^2 = 49.5616$$

$$(\mu_2 l_2)^2 = 503.1049,$$

$$(\mu_2 l_2)^2 = 607.1296$$

$$\sinh \mu_1 l_1 = 303.946,$$

$$\sinh \mu_1 l_1 = 570.693$$

$$\tanh \mu_1 l_1 = 0.9999,$$

$$\tanh \mu_1 l_1 = 1$$

$$\tanh \mu_1 l_1 / 2 = 0.99672,$$

$$\tanh \mu_1 l_1 / 2 = 0.99825$$

$$\cosh \mu_1 l_1 / 2 = 12.34803,$$

$$\cosh \mu_1 l_1 / 2 = 16.90701$$

$$\sinh \mu_2 l_2 = 2.75547 \times 10^9,$$

$$\sinh \mu_2 l_2 = 2.51181 \times 10^{10}$$

$$\sinh \mu_2 l_2 / 2 = 37117.83346,$$

$$\sinh \mu_2 l_2 / 2 = 112067.071$$

$$\cosh \mu_2 l_2 / 2 = 37117.83347,$$

$$\cosh \mu_2 l_2 / 2 = 112067.071$$

$$\tanh \mu_2 l_2 / 2 = 1,$$

$$\tanh \mu_2 l_2 / 2 = 1$$

(a) 当 $H = H_I = 140323.144 \text{ kN}$ 时, 代入式(c)计算

$$M = \frac{-\frac{700}{2} \frac{700}{962.4995} \left[\left(1 - \frac{1}{15.25} \right) + \frac{200}{700} \frac{962.4995}{1000} \left(1 - \frac{0.99672}{3.205} \right) \right]}{\frac{700}{200} \left(1 - \frac{6.41}{0.9999} \right) - 22.43 \times 1} = \frac{-280.1500767}{-41.367243}$$

$$= 6.770892$$

代入式(d)计算

$$M_S(\xi) = P_1 M_S(\xi_1 H) + P_2 M_S(\xi_2 H)$$

先计算式(d)分母

$$\begin{aligned} & \frac{l_2}{l_1} \left(1 - \frac{\mu_1 l_1}{\operatorname{tgh} \mu_1 l_1} \right) - 2 \frac{\mu_2 l_2}{2} \operatorname{tgh} \mu_2 \frac{l_2}{2} \\ &= \frac{700}{200} \left(1 - \frac{6.41}{0.9999} \right) - 22.43 \times 1 \\ &= -41.367243 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_S(\xi) = & -8.4612 \left\{ P_1 \left(\frac{\xi_1}{l_1} - 0.00329 \times \sinh 6.41 \frac{\xi_1}{l_1} \right) + P_2 \right. \\ & \times \left[1 - 0.000027 \times \cosh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right) \right] \left. \right\} \end{aligned}$$

代入式(e)计算

$$M_a(\xi) = P_1 M_a(\xi_1 H) + P_2 M_a(\xi_2 H)$$

先计算式(e)分母

$$\begin{aligned} & \frac{l_2}{l_1} \left(1 - \frac{\mu_1 l_1}{\operatorname{tgh} \mu_1 l_1} \right) + 2 \left(1 - \frac{\mu_2 \frac{l_2}{2}}{\operatorname{tgh} \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right) \\ &= \frac{700}{200} \left(1 - \frac{6.41}{0.9999} \right) + 2 \left(1 - 11.25 \right) \\ &= -39.36522. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_a(\xi) = & -8.891096 \left\{ P_1 \left(\frac{\xi_1}{l_1} - 0.00329 \times \sinh 6.41 \frac{\xi_1}{l_1} \right) + P_2 \left[\left(1 - 2 \frac{\xi_2}{l_2} \right) \right. \right. \\ & \left. \left. - 0.000027 \sinh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right) \right] \right\} \end{aligned}$$

命 $P_1 = P_2 = 1$ 作用时, 其影响线坐标值可列表计算 $M_S(\xi)$ 、 $M_a(\xi)$ (表3-1)。

又由式(b)得

$$\begin{aligned} N = & \frac{2.1 \times 10^7 \times 0.6508}{700^2 \times 1.6 \times 10^7 \times 0.311725} \times \frac{1218.9869}{700} \times \frac{962.4995}{700} \times 503.1049 + \frac{2}{3} \times \frac{63.6364}{700} \\ & + \frac{4}{3} \times \frac{5}{200} \times \frac{962.4995}{1000} \left(\frac{200}{700} \right)^2 - 8 \times \frac{63.6364}{700} \times \frac{1}{503.1049} \left[\left(1 - \frac{1}{11.215} \right) \right. \\ & + 2 \frac{200}{700} \left(\frac{962.4995}{1000} \right)^2 \times 1 \times \left(1 - \frac{0.99672}{3.205} \right) \left. \right] - \frac{6.770892}{700} \left[\left(1 - \frac{1}{11.215} \right) \right. \\ & \left. + \frac{200}{700} \times \frac{962.4995}{1000} \left(1 - \frac{0.99672}{3.205} \right) \right] \\ & = 0.057475 \end{aligned}$$

代入式(a)计算

$$Z(\xi) = P_1 \left(\frac{200}{700} \right)^2 \frac{962.4995}{1000} \left\{ \frac{1}{2} \frac{\xi_1}{l_1} \left(1 - \frac{\xi_1}{l_1} \right) - \frac{1}{41.0881} \left[1 - \frac{\cosh 6.41 \left(-\frac{1}{2} - \frac{\xi_1}{l_1} \right)}{12.34803} \right] \right\}$$

当 $H = H_I = 140323.144\text{kN}$

表3-1

ξ_1/l_1	$M_s(\xi_1, H_I)$	$M_s(\xi_1, H_I)$	ξ_2/l_2	$M_s(\xi_2, H_I)$	$M_s(\xi_2, H_I)$
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	-0.827036	-0.869048	0.05	-5.698625	-5.099031
0.2	-1.645944	-1.729568	0.10	-7.561185	-6.167121
0.3	-2.445175	-2.569405	0.15	-8.167993	-5.915649
0.4	-3.204786	-3.367609	0.20	-8.365685	-5.234276
0.5	-3.887999	-4.085533	0.25	-8.43009	-4.412845
0.6	-4.425555	-4.650400	0.3	-8.451073	-3.545785
0.7	-4.686268	-4.924359	0.35	-8.457907	-2.663862
0.8	-4.421256	-4.645883	0.40	-8.460126	-1.777101
0.9	-3.158128	-3.185801	0.45	-8.460826	-0.88878
1.0	0	0	0.50	-8.460985	0

注: ξ_1 -边跨荷载作用位置; ξ_2 -中跨荷载作用位置

$$P_2 \left\{ \frac{1}{2} \frac{\xi_2}{l_2} \left(1 - \frac{\xi_2}{l_2} \right) - \frac{1}{503.1049} \left[1 - \frac{\cosh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right)}{37117.8334} \right] \right\}$$

$$+ M_s(\xi) \frac{1}{700} \left[\frac{200}{700} \times \frac{962.4995}{1000} \left(1 - \frac{0.99672}{3.205} \right) + \left(1 - \frac{1}{11.215} \right) \right]$$

$$\therefore H_P(\xi) = \frac{Z(\xi)}{N}$$

$$= P_1 \times 1.367047 \left\{ \frac{1}{2} \times \frac{\xi_1}{l_1} \left(1 - \frac{\xi_1}{l_1} \right) - 0.024338 \left[1 - 0.08090985 \times \cosh 6.41 \right. \right. \\ \left. \left. \times \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_1}{l_1} \right) \right] \right\} + P_2 \times 17.398869 \left\{ \frac{1}{2} \frac{\xi_2}{l_2} \left(1 - \frac{\xi_2}{l_2} \right) - 0.001988 \right. \\ \left. \times \left[1 - 0.000027 \cosh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right) \right] \right\} + M_s(\xi) \times 0.027351$$

b) 当 $H = H_{II} = 169337.119\text{kN}$ 时, 代入式(2-2-3)计算

$$M = \frac{-\frac{700}{2} \frac{700}{962.4995} \left[\left(1 - \frac{1}{12.32} \right) + \frac{200}{700} \times \frac{962.4995}{1000} \left(1 - \frac{0.99825}{3.52} \right) \right]}{\frac{700}{200} \left(1 - \frac{7.04}{1} \right) - 24.64 \times 1}$$

$$= 6.2043$$

代入式(d)计算

$$M_s(\xi) = \frac{700}{-45.78} \left\{ P_1 \left(\frac{\xi_1}{l_1} - \frac{\sinh 7.04 \frac{\xi_1}{l_1}}{570.69337} \right) + P_2 \times \left[1 - \frac{\cosh 24.64 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right)}{112067.071} \right] \right\}$$

$$= -7.645260 \left\{ P_1 \left(\frac{\xi_1}{l_1} - 0.001752 \times \sinh 7.04 \frac{\xi_1}{l_1} \right) + P_2 \left[1 - 8.923 \times 10^{-6} \right. \right. \\ \left. \left. \times \cosh 24.64 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right) \right] \right\}$$

$$M_s(\xi) = \frac{700}{-43.78} \left\{ P_1 \left(\frac{\xi_1}{l_1} - \frac{\sinh 7.04 \frac{\xi_1}{l_1}}{570.69337} \right) + P_2 \left[\left(1 - 2 \frac{\xi_2}{l_2} \right) - \frac{\sinh 24.64 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right)}{112067.071} \right] \right\}$$

$$= -7.994518 \left\{ P_1 \left(\frac{\xi_1}{l_1} - 0.001752 \times \sinh 7.04 \frac{\xi_1}{l_1} \right) + P_2 \left[\left(1 - 2 \frac{\xi_2}{l_2} \right) \right. \right. \\ \left. \left. - 8.923 \times 10^{-6} \times \sinh 24.64 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right) \right] \right\}$$

代入式(b)计算

$$N = \frac{2.1 \times 10^7 \times 0.6508}{700^2 \times 1.6 \times 10^7 \times 0.311728} \times \frac{1218.9869}{700} \times \frac{962.4995}{1000} \times 607.1296 + \frac{2}{3} \\ \times \frac{63.6364}{700} + \frac{4}{3} \times \frac{5}{200} \times \left(\frac{200}{700} \right)^2 \times \frac{962.4995}{10000} - 8 \times \frac{63.6364}{700} \times \frac{1}{607.1296} \left[\left(1 \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{1}{12.32} \right) + 2 \times \frac{200}{700} \left(\frac{962.4995}{1000} \right)^2 \times 1 \times \left(1 - \frac{0.99825}{3.52} \right) \right] \\ - \frac{6.204300}{700} \left[\left(1 - \frac{1}{12.32} \right) + \frac{200}{700} \times 0.9624995 \left(1 - \frac{0.99825}{3.52} \right) \right]$$

$$= 0.057471$$

代入式(a)计算

$$Z(\xi) = P_1 \left(\frac{200}{700} \right)^2 \times \frac{962.4995}{1000} \left\{ \frac{1}{2} - \frac{\xi_1}{l_1} \left(1 - \frac{\xi_1}{l_1} \right) - \frac{1}{49.5616} \left[1 - \frac{\cosh 7.04 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_1}{l_1} \right)}{16.90701} \right] \right\}$$

$$+ P_2 \left\{ \frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \left(1 - \frac{\xi_2}{l_2} \right) - \frac{1}{607.1296} \left[1 - \frac{\cosh 24.64 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right)}{112067.071} \right] \right\}$$

$$+ M_s(\xi) \frac{1}{700} \left[\frac{200}{700} \times \frac{962.4995}{1000} \left(1 - \frac{0.99825}{3.52} \right) + \left(1 - \frac{1}{12.32} \right) \right]$$

$$\text{代入 } H_P(\xi) = \frac{Z(\xi)}{N}$$

$$= P_1 \times 1.367142 \left\{ \frac{1}{2} - \frac{\xi_1}{l_1} \left(1 - \frac{\xi_1}{l_1} \right) - 0.020177 \right.$$

$$\times \left[1 - 0.059147 \times \cosh 7.04 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_1}{l_1} \right) \right] \} + P_2 \times 17.4 \left\{ \frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \left(1 - \frac{\xi_2}{l_2} \right) - 0.001647 \left[1 - 8.923 \times 10^{-6} \times \sinh 24.64 \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi_2}{l_2} \right) \right] \right\} + M_s(\xi) \times 0.027736.$$

命 $P_1 = P_2 = 1$ 作用时, 其影响线坐标值可列表计算 $M_s(\xi)$ 、 $M_a(\xi)$ (表3-2)。

表3-2

ξ_1/l_1	$M_s(\xi_1, H_{II})$	$M_a(\xi_1, H_{II})$	ξ_2/l_2	$M_s(\xi_2, H_{II})$	$M_a(\xi_2, H_{II})$
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	-0.754298	-0.788756	0.05	-5.412879	-4.860704
0.2	-1.503314	-1.571989	0.10	-6.994056	-5.714661
0.3	-2.239037	-2.341323	0.15	-7.455298	-5.397523
0.4	-2.945595	-3.081204	0.20	-7.629095	-3.980353
0.5	-3.596566	-3.760867	0.25	-7.629095	-3.980353
0.6	-4.129791	-4.318452	0.30	-7.640544	-3.192877
0.7	-4.426820	-4.629050	0.35	-7.643884	-2.396918
0.8	-4.218226	-4.440207	0.40	-7.644856	-1.598487
0.9	-3.099924	-3.241538	0.45	-7.645133	-0.799340
1.0	0	0	0.50	-7.645192	0

相应于 $H = H_I = 14032.144\text{kN}$, $H = H_{II} = 169337.119\text{kN}$ 之 $H_p(\xi)$ 可列表计算 (表3-3)。

表3-3

ξ_1/l_1	$H_p(\xi_1, H_I)$	$H_p(\xi_1, H_{II})$	ξ_2/l_2	$H_p(\xi_2, H_I)$	$H_p(\xi_2, H_{II})$
0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.07
0.1	0.023227	0.026413	0.05	0.234299	0.242831
0.2	0.040488	0.046832	0.10	0.545544	0.562799
0.3	0.048619	0.057397	0.15	0.852721	0.874252
0.4	0.046537	0.056798	0.20	1.129245	1.153041
0.5	0.033963	0.045185	0.25	1.3664557	1.391658
0.6	0.012998	0.023981	0.30	1.561263	1.586150
0.7	-0.012676	-0.003283	0.35	1.713500	1.738530
0.8	-0.035419	-0.029146	0.40	1.822235	1.847316
0.9	-0.040531	-0.030023	0.45	1.897459	1.912557
1.0	0	0	0.50	1.909202	1.934305

由表2-32知 $H_p(\xi, H_I)$ 和 $H_p(\xi, H_{II})$ 的影响线坐标值,便可绘出 $H_p(\xi, H_I)$ 和 $H_p(\xi, H_{II})$ 的影响线,见图3-6。

在此影响线上布载得(正影响面积)

$$\begin{aligned} H_{PI} &= \omega[(1+\mu) \times \eta_c \times p + \eta_A p] \\ &= 2 \times 428.04722 \times 28.93 \\ &= 24766.81 \text{ kN} \end{aligned}$$

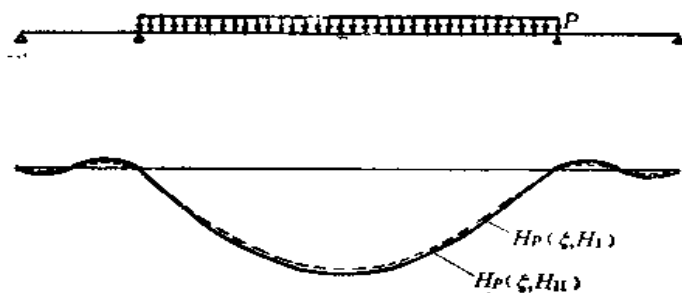


图 3-6

$$H_{\Delta T, I} = \mp \frac{1}{N} \alpha_T \Delta T \frac{L_T}{l_2} \frac{R_2}{l_2} \frac{EI_2}{l_2^3} (\mu_2 l_2)^2$$

$$\begin{aligned} &= \mp \frac{1}{0.057475} \times 12 \times 10^{-6} \times 26.3 \frac{115.7803}{700} \times \frac{962.4995}{700} \\ &\times \frac{2.1 \times 10^5 \times 0.6508}{700^2} \times 503.1049 = \mp 1749.31 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{PII} &= \omega[(1+\mu) \eta_c \times p + \eta_A p] = 2 \times 436.31038 \times 28.93 \\ &= 25244.93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{\Delta T, II} &= \mp \frac{1}{0.057471} \times 12.0 \times 10^{-6} \times 26.3 \frac{1155.7803}{700} \times \frac{962.4995}{700} \\ &\times \frac{2.1 \times 10^5 \times 0.6508}{700^2} \times 607.1296 = \mp 2111.16 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Delta T = 0$$

$$H_{PI} = 24766.81 \text{ kN}$$

$$H_{PII} = 25244.93 \text{ kN}$$

由内插公式计算

$$\begin{aligned} H_p &= \frac{H_{PI}}{1 - \frac{H_{PII} - H_{PI}}{H_{II} - H_I}} = \frac{24766.81}{1 - \frac{25244.93 - 24766.81}{169337.119 - 140323.144}} \\ &= 25181.179 \text{ kN} \end{aligned} \quad (f)$$

$$H_{max} = H_g + H_{Pmax} = 140383.11 + 25181.179 = 165564.889 \text{ kN}$$

当 $\Delta T = +26.3^\circ\text{C}$ 时

$$H_{PI} = 24766.81 - 1749.31 = 23017.50 \text{ kN}$$

$$H_{PII} = 25244.93 - 2111.16 = 23133.77 \text{ kN}$$

代入式(f)计算

$$H_p = \frac{23017.50}{1 - \frac{23133.77 - 23017.5}{169337.119 - 140323.144}} = 23110.11 \text{ kN}$$

$$H_{max} = H_g + H_{Pmax} = 140383.11 + 23110.11 = 163493.22 \text{ kN}$$

当 $\Delta T = -26.3^\circ\text{C}$ 时

$$H_{PI} = 24766.81 + 1749.31 = 26516.12 \text{ kN}$$

$$H_{PII} = 25244.93 + 2111.16 = 27356.09 \text{ kN}$$

代入式(f)计算

$$H_p = \frac{26516.12}{1 - \frac{27356.09 - 26516.12}{169337.119 - 140323.144}} = 27306.66 \text{ kN}$$

$$H_{max} = 140383.11 + 27306.66 = 167689.77 \text{ kN}$$

不计温度影响的悬索拉力控制设计, 由此, 按 $\Delta T = 0$ 的内插悬索拉力进行强度验算,

$$H_{max} = 165564.889 \text{ kN}$$

采用16057根 $\phi 5$ 的碳素钢丝, 其悬索截面积为 0.31536 m^2 , $R_y = 1600 \text{ MPa}$, $R_y = 1280 \text{ MPa}$ 。

$$T = \frac{H}{\cos 19.98^\circ} = \frac{165564.889}{\cos 19.98^\circ} = 176168.1034 \text{ kN}$$

$$\text{安全系数 } K = \frac{1280 \times 0.31536}{176168.1034} = 2.29$$

悬索由16057丝 $\phi 5$ 碳素钢丝组成, 由469丝组成一束, 共31条。由217丝组成一束, 共6束; 加上空隙中排列的36丝组成的小束(共6束), 其排列形状如图3-7所示。共计

$$31 \times 469 + 6 \times 217 + 6 \times 36 = 16057 \text{ 丝}$$

b. 吊杆内力计算

吊杆内力计算式:

$$T_0 = 8 \frac{fH}{l^2} \lambda$$

式中: λ ——吊杆间距, $\lambda = 10$;

f ——设吊杆范围悬索矢高, $f = 63.1818 \text{ m}$;

l ——设吊杆范围水平距离, $l = 695.2 \text{ m}$ 。

代入公式:

$$T_0 = 8 \frac{63.1818 \times 165564.889}{695.2^2} \times 10 = 1731.533 \text{ kN}$$

吊杆采用 7×19 (GB362-64) 钢丝绳四根组成, 直径为 $\phi 42$, 破断拉力为 1040 kN 。

$$T = 4 \times 1040 = 4160 \text{ kN}$$

$$\text{安全系数 } K = \frac{4160}{1731.533} = 2.4$$

c. 加劲梁弯矩计算

加劲梁内力计算:

1° 支点弯矩及应力

$$M_{支} = M_s(\xi) + M_a(\xi) + MH_p(\xi) \quad (\text{见《钢桥》对该公式的介绍})$$

当 $H = H_I = 140323.144 \text{ kN}$ 时, $M = 6.770892 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{支} = M_s(\xi) + M_a(\xi) + 6.770892 H_p(\xi)$$

当 $H = H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$ 时, $M = 6.2043 \text{ kN} \cdot \text{m}$

根据表 3-1 和表 3-3 与 $H = H_I = 140323.144 \text{ kN}$ 的 $M_{支}$ 计算公式, 列表计算如表

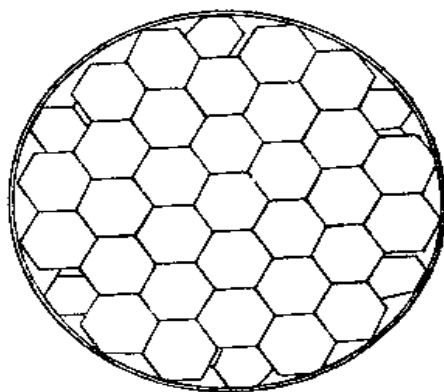


图 3-7

表3-4

ξ_1/l_1	$M_{支}(\xi_1, H_1)$	ξ_2/l_2	$M_{支}(\xi_2, H_1)$	ξ_3/l_3	$M_{支}(\xi_3, H_1)$	ξ_4/l_4	$M_{支}(\xi_4, H_1)$
0.00	0	0.00	0	0.55	5.207735	0.00	0
0.1	-1.53881	0.05	-9.211233	0.60	5.655131	0.1	-0.246758
0.2	-3.101372	0.10	-10.034487	0.65	5.808298	0.2	-0.015191
0.3	-4.685386	0.15	-8.309960	0.70	5.665835	0.3	0.152263
0.4	-6.258314	0.20	-5.953965	0.75	5.234887	0.4	0.312853
0.5	-7.748314	0.25	-3.590803	0.80	4.514587	0.5	0.427494
0.6	-8.987947	0.30	-1.425715	0.85	3.521338	0.6	0.476904
0.7	-9.696455	0.35	0.480574	0.90	2.299756	0.7	0.453424
0.8	-9.306957	0.40	2.100929	0.95	0.986829	0.8	0.357764
0.9	-6.618360	0.45	3.430175	1.00		0.9	0.199286
1.0	0	0.50	4.466016			1.0	0

注: ξ_1 ——右边跨荷载作用位置。

根据表3-2、表3-3与 $H = H_{II} = 169337.119\text{kN}$ 及 $M = 6.2043$ 时、 $M_{支}$ 计算公式,列表计算如表3-5。

表3-5

ξ_1/l_1	$N_{支}(\xi_1, H_{II})$	ξ_2/l_2	$M_{支}(\xi_2, H_{II})$	ξ_3/l_3	$M_{支}(\xi_3, H_{II})$	ξ_4/l_4	$M_{支}(\xi_4, H_{II})$
0.00	0	0.00	0	0.55	5.020284	0.00	0
0.1	-1.379147	0.05	-8.766993	0.60	5.414927	0.10	-0.096402
0.2	-2.784123	0.10	-9.216943	0.65	5.539805	0.20	0.0131565
0.3	-4.224252	0.15	-7.428699	0.70	5.395145	0.3	0.181861
0.4	-5.675407	0.20	-5.174781	0.75	4.981808	0.4	0.337446
0.5	-7.077092	0.25	-2.978904	0.80	4.302751	0.5	0.444642
0.6	-8.167902	0.30	-0.990609	0.85	3.366347	0.6	0.487001
0.7	-9.076239	0.35	0.745969	0.90	2.212379	0.7	0.458394
0.8	-8.867264	0.40	2.217953	0.95	0.954415	0.8	0.359855
0.9	-6.579478	0.45	3.421604	1.00	0	0.9	0.197167
1.0	0	0.50	4.355817			1.0	0

根据表2-33和表2-34可绘出支点处弯矩影响线,如图3-8。

$p = 28.93\text{kN/m}$, 在 $M_{支}$ 影响线负弯矩区段上布载,得相应的水平拉力:

$$H_{PI} = \omega \times p = 174.77655 \times 28.93 = 5056.286\text{kN}$$

$$H_{ATI} = \mp 1749.31\text{kN}$$

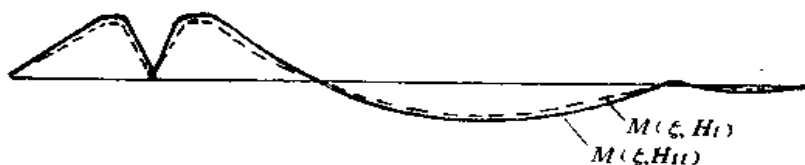


图 3-3

$$H_{PII} = \omega \times p = 179.32821 \times 28.93 = 5187.965 \text{ kN}$$

$$H_{\Delta TII} = +2111.16 \text{ kN}$$

$$\Delta T = 0$$

$$H_{PI} = 5056.286 \text{ kN}$$

$$H_{PII} = 5187.965 \text{ kN}$$

代入式(f)计算

$$H_p = \frac{5056.286}{1 - \frac{5187.965 - 5056.286}{169337.119 - 140323.144}} = 5079.338 \text{ kN}$$

$$H = H_g + H_p = 140323.144 + 5079.338 = 145462.448 \text{ kN}$$

$$\text{当 } \Delta T = +26.3^\circ\text{C}$$

$$H_{pI} = 3306.976 \text{ kN}$$

$$H_{pII} = 3076.805 \text{ kN}$$

代入式(f)计算:

$$H_p = \frac{3306.976}{1 - \frac{(3076.805 - 3306.976)}{(169337.119 - 140323.144)}} = 3280.948 \text{ kN}$$

$$H = H_g + H_p = 14323.144 + 3280.948 = 143664.058 \text{ kN}$$

$$\text{当 } \Delta T = -26.3^\circ\text{C}$$

$$H_{pI} = 6805.596 \text{ kN}$$

$$H_{pII} = 7299.125 \text{ kN}$$

代入式(f)计算

$$H_p = \frac{6805.596}{1 - \frac{7299.125 - 6805.596}{169337.119 - 140323.144}} = 6923.363 \text{ kN}$$

$$H = H_g + H_p = 140383.11 + 6923.363 = 147306.473 \text{ kN}$$

在图2-63上布载计算:

$$\text{当 } H = H_I = 140323.11 \text{ kN}$$

$$\min M_{\text{支}} = -78082.457 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{当 } H = H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$$

$$\min M_{\text{支}} = -71676.915 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\Delta T = 0 \text{ 时}$$

$$H = 145462.448 \text{ kN}$$

$$H_I = 140323.144 \text{ kN}$$

$$H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$$

代入内插公式

$$M(X, H) = M(X, H_I) + \frac{M(X, H_{II}) - M(X, H_I)}{H_{II} - H_I} (H - H_I) \quad (g)$$

参见《Hawranek/Steinhardt, Theorie und Berechnung der Stahlrücken》p329, (1x 60a, b)

$$\min M_{\text{支}} = -78082.457 - \frac{-71676.915 + 78082.457}{169337.119 - 140323.144} (145462.448 - 140323.144)$$

$$= -79217.909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta T = +26.3^\circ \text{C 时,}$$

$$H = 143664.058 \text{ kN}$$

$$H_I = 140323.144 \text{ kN}$$

$$H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$$

代入(g)式计算

$$\min M_{\text{支}} = -78082.457 - \frac{-71676.915 + 78082.457}{169337.119 - 140323.144} (143664.058 - 140323.144)$$

$$= -78820.582 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta T = -26.3^\circ \text{C 时}$$

$$H = 147306.473 \text{ kN}$$

代入式(g)计算

$$\min M_{\text{支}} = -78082.457 - \frac{-71676.915 + 78082.457}{169337.119 - 140323.144} (147306.473 - 140323.144)$$

$$= -79624.838 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

对于支点弯矩影响线的正弯矩区段, 也按同样位置布载, 求得H影响线布载长度相应的水平拉力为:

$$\text{当 } H = H_I = 14323.144 \text{ kN, } p = 28.93 \text{ kN/m}$$

$$H_{pI} = \omega p = (615.28068 + 0.95864) \times 28.93 = 17827.804 \text{ kN}$$

$$\text{当 } H = H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$$

$$H_{pII} = \omega p = (625.21396 + 2.06532) \times 28.93 = 18147.19 \text{ kN}$$

$$\Delta T = 0 \text{ 时}$$

$$H_p = 18026.237 \text{ kN}$$

$$H = 158409.347 \text{ kN}$$

$$\Delta T = +26.3^\circ \text{C 时}$$

$$H_p = 16054.996 \text{ kN}$$

$$H = 156438.106 \text{ kN}$$

$$\Delta T = -26.3^\circ \text{C 时}$$

$$H_p = 20047.829 \text{ kN}$$

$$H = 160430.939 \text{ kN}$$

$$H = H_I = 140323.144 \text{ kN}$$

$$\max M_{\text{支I}} = 51352.486 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H = H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$$

$$\max M_{\text{支II}} = 49881.413 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta T = 0 \quad H = 158409.34 \text{ kN}$$

代入式(g)计算

$$\begin{aligned} \max M_{\text{支}} &= 51352.486 + \frac{49881.413 - 51352.486}{169337.119 - 140323.144} (158409.34 - 140323.144) \\ &= 50435.475 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\Delta T = +26.3^\circ\text{C} \quad H = 156438.106 \text{ kN}$$

代入式(g)计算

$$\begin{aligned} \max M_{\text{支}} &= 51352.486 + \frac{49881.413 - 51352.486}{169337.119 - 140323.144} (156438.106 - 140323.144) \\ &= 50535.422 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\Delta T = -26.3^\circ\text{C} \quad H = 160430.939 \text{ kN}$$

代入式(g)计算

$$\begin{aligned} \max M_{\text{支}} &= 51352.486 + \frac{49881.413 - 51352.486}{169337.119 - 140323.144} (160430.939 - 140323.144) \\ &= 50332.976 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

经比较上述计算结果, 支点内力, 仍然以支点负弯矩控制设计。

$$M = -79624.832 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

箱梁支点截面, 弯曲应力验算

$$I_x = 0.6508 \times 2 = 1.3016 \text{ m}^4, \quad y_{\text{上}} = 1.3485 \text{ m}, \quad y_{\text{下}} = 3.5 - 1.3485 = 2.198 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{79624.832 \times 2.198}{1.3016} = 134.46 \text{ MPa} < [\sigma] = 210 \text{ MPa}$$

2°跨中弯矩及应力

跨中弯矩直接按公式进行计算

$$\begin{aligned} M_{\text{中}} &= p_2 l_2 \frac{\sinh \mu_2 \frac{l_2}{2}}{\mu_2 l_2 \sinh \mu_2 l_2} \cdot \sinh \mu_2 l_2 \frac{\xi_2}{l_2} + M_{s(\xi)} \frac{1}{\cosh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \\ &\quad - H_{p(\xi)} l_2 \left[\frac{l_2}{R_2} \frac{1}{(\mu_2 l_2)^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right) - \frac{M}{l_2} \frac{1}{\cosh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right] \end{aligned}$$

(h)

当 $H = H_I = 140323.144 \text{ kN}$

代入式(h)计算

$$\begin{aligned} M_{\text{中I}} &= p_2 \times 700 \frac{37117.83346}{22.43 \times 2.75547 \times 10^9} \times \sinh 22.43 \frac{\xi_2}{l_2} + M_{s(\xi)} \frac{1}{37117.83347} \\ &\quad - H_{p(\xi)} \times 700 \left[\frac{700}{962.4995} \times \frac{1}{503.1049} \left(1 - \frac{1}{37117.83347} \right) \right] \end{aligned}$$

$$-\frac{6.770892}{700 \times 37117.83347} \Big]$$

$$= P_2 \times 0.00042 - \sinh 22.43 \frac{\xi_2}{l_2} + 0.000027 M_s(\xi)$$

$$- H_p(\xi) \times 1.011689$$

上式命 $P_2 = 1$ 时, 列表进行计算影响线坐标值 (表3-6)。

表3-6

ξ_1/l_1	$M_{\text{中}}(\xi_1, H_1)$	ξ_2/l_2	$M_{\text{中}}(\xi_2, H_1)$
0.0	0	0.00	0
0.1	-0.023521	0.05	-0.236615
0.2	-0.041006	0.10	-0.350169
0.3	-0.049253	0.15	-0.4856843
0.4	-0.047016	0.20	-1.124032
0.5	-0.034255	0.25	-1.325441
0.6	-0.013269	0.30	-1.404116
0.7	0.012698	0.35	-1.194747
0.8	0.035714	0.40	-0.1891012
0.9	0.040919	0.45	3.169162
1.0	0	0.50	13.657743

当 $H = H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$

代入式(h)计算:

$$\begin{aligned}
 M_{\text{中II}} &= P_2 \times 700 \times \frac{1126067.071}{24.64 \times 2.51181 \times 10^{10}} \times \sinh 24.64 \frac{\xi_2}{l_2} + M_s(\xi) \frac{1}{112067.071} \\
 &\quad - H_p(\xi) \times 700 \left[\frac{700}{962.4995} \times \frac{1}{607.1296} \left(1 - \frac{1}{112067.071} \right) - \frac{6.2043}{700} \right. \\
 &\quad \times \left. \frac{1}{112067.071} \right] = P_2 \times 0.000127 \sinh 24.64 \frac{\xi_2}{l_2} + 0.000009 M_{s(f)} \\
 &\quad - H_p(\xi) 0.838459
 \end{aligned}$$

上式命 $P_2 = 1$ 时, 列表进行计算影响线坐标值 (表3-7)。

根据表3-6和表3-7可绘出中跨的跨中弯矩影响线, 如图3-9所示。



图 3-9

由 $p = 28.93 \text{ kN/m}$, 根据 $M_{\text{中}}$ 影响线上正弯矩区段长度, 同一布载长度得水平拉力影响线对应的水平拉力:

表3-7

ξ_1/l_1	$M_{中}(\xi_1, H_{II})$	ξ_2/l_2	$M_{中}(\xi_2, H_{II})$
0.0	0	0.00	0
0.1	-0.022157	0.05	-0.203453
0.2	-0.039364	0.10	-0.471206
0.3	-0.048145	0.15	-0.730535
0.4	-0.047649	0.20	-0.958019
0.5	-0.037918	0.25	-1.136352
0.6	-0.020144	0.30	-1.227185
0.7	0.002713	0.35	-1.104532
0.8	0.024400	0.40	-0.337866
0.9	0.032138	0.45	2.548078
1.0	0	0.50	12.610614

当 $H = H_I = 1430323.144$

kN时

$$H_{PI} = \omega p = (265.76627 - 3.545047) \times 28.93 = 7586.06 \text{ kN}$$

当 $H = H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$

$$H_{PII} = \omega \times p = (269.28034 - 2.83168) \times 28.93 = 7708.36 \text{ kN}$$

$\Delta T = 0$ 时

$$H_{PI} = 7586.06 \text{ kN}$$

$$H_{PII} = 7708.36 \text{ kN}$$

代入(f)式计算

$$H_p = 7618.17 \text{ kN}$$

$$H = H_g + H_p = 140323.144$$

$$+ 7618.17 = 147941.314 \text{ kN}$$

当 $H = H_I = 140323.144 \text{ kN}$ 时

$$\begin{aligned} \max M_I &= \omega p = (3.57324 + 1177.8835) \times 28.93 \\ &= 34179.54 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

当 $H = H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$ 时

$$\begin{aligned} \max M_{II} &= \omega p = (2.37004 + 1061.10844) \times 28.93 \\ &= 30766.43 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

代入式(g)计算

$$\begin{aligned} \max M_{中} &= 34179.54 + \frac{30766.43 - 34179.54}{169337.119 - 140323.144} \cdot (147941.314 - 140323.144) \\ &= 33283.363 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

钢箱梁跨中弯曲应力验算

$$I_x = 0.6508 \times 2 = 1.3016 \text{ m}^4, \quad y_{上} = 1.3485 \text{ m}, \quad y_{下} = 3.5 - 1.3485 = 2.198 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{33283.363 \times 2.198}{1.3016} = 56.21 \text{ MPa} < [\sigma] = 210 \text{ MPa}$$

四、加劲梁挠度计算（跨中挠度）

$$\text{由 } u(x, \xi_2) = \Gamma(x, \xi_2) + H_p \int_0^1 \Gamma(x, \xi_2) y'' d\xi_2$$

$$\text{式中: } \Gamma(x, \xi) = \frac{M_g(\xi)}{H} \left[1 - \frac{\cosh \mu_2 l_2 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{\cosh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right]$$

$$+ \frac{M_s(\xi_2)}{H} \left[\left(1 - 2 \frac{x_2}{l_2} \right) - \frac{\sinh \mu_2 l_2 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{\sinh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right]$$

代入上式积分得: $\left(y'' = \frac{-g}{H_g} \right)$

$$\begin{aligned} u(x, \xi_2) = & \frac{M_s(\xi_2)}{H} \left[1 - \frac{\cosh \mu_2 l_2 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{\cosh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right] + \frac{M_s(\xi_2)}{H} \left[\left(1 - 2 \frac{x_2}{l_2} \right) \right. \\ & \left. - \frac{\sinh \mu_2 l_2 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{\sinh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right] - H_p \frac{g}{H_g} \cdot \frac{1}{H} \left\{ M_s(\xi_2) \left[\frac{x_2}{l_2} \right. \right. \\ & \left. \left. + \frac{\sinh \mu_2 l_2 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{\mu_2 l_2 \cosh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right] + M_s(\xi_2) \left[\frac{x_2}{l_2} - \left(\frac{x_2}{l_2} \right)^2 \right. \right. \\ & \left. \left. + \frac{\cosh \mu_2 l_2 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{\mu_2 l_2 \sinh \mu_2 \frac{l_2}{2}} \right] \right\} \end{aligned}$$

当 $H = H_I = 140323.144 \text{ kN}$,

$\mu_2 l_2 = 22.43$

$H_p = 25181.779 \text{ kN}$,

$\cosh \mu_2 \frac{l_2}{2} = 37117.83347$

$g = 84.5 \text{ kN/m}$,

$\sinh \mu_2 \frac{l_2}{2} = 37117.83346$

$H_g = 140383.11 \text{ kN}$

代入(b)式计算

$$\begin{aligned} u(\xi_{2H_I}) = & \frac{M_s(\xi_2)}{140323.144} \left[1 - \frac{\cosh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{37117.83347} \right] \\ & + \frac{M_s(\xi_2)}{140323.144} \left[\left(1 - 2 \frac{x_2}{l_2} \right) - \frac{\sinh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{37117.83346} \right] \\ & - \frac{25181.779 \times 84.5}{140383.11 \times 140323.144} M_s(\xi_2) \cdot \left[\frac{x_2}{l_2} \right. \\ & \left. + \frac{\sinh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{22.43 \times 37117.83347} \right] + \frac{25181.779 \times 84.5}{140383.11 \times 140323.144} \cdot M_s(\xi_2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \times \left[\frac{x_2}{l_2} - \left(\frac{x_2}{l_2} \right)^2 + \frac{\cosh 23.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{22.43 \times 37117.833466} \right] \\
& = 0.00071 M_s(\xi_2) \left[1 - 0.000027 \times \cosh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right) \right. \\
& \quad \left. + 0.00071 M_s(\xi_2) \right] \\
& \times \left[\left(1 - \frac{x_2}{l_2} \right) - 0.000027 \times \sinh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right) \right] - 0.000108 M_s(\xi_2) \\
& \left[\frac{x_2}{l_2} + 0.0000012 \times \sinh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right) \right] - 0.000108 m_s(\xi_2) \left\{ \left[\frac{x_2}{l_2} \right. \right. \\
& \quad \left. \left. - \left(\frac{x_2}{l_2} \right)^2 + 0.0000012 \times \cosh 22.43 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right) \right] \right\}.
\end{aligned}$$

$$\text{当 } H = H_{\text{II}} = 169337.119 \text{ kN}$$

$$H_p = 25181.779, \quad \mu_2 l_2 = 24.64$$

$$g = 84.5 \text{ kN/m}, \quad \cosh \mu_2 \frac{l_2}{2} = 112067.071$$

$$H_g = 140383.11 \text{ kN}, \quad \sinh \mu_2 \frac{l_2}{2} = 112067.071$$

代入(h)式计算得:

$$\begin{aligned}
u(\xi, H_{\text{II}}) &= \frac{M_s(\xi_2)}{169337.119} \left[1 - \frac{\cosh 24.64 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{112067.071} \right] \\
&+ \frac{M_s(\xi_2)}{169337.119} \left[\left(1 - 2 \frac{x_2}{l_2} \right) - \frac{\sinh 24.64 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{112067.071} \right] \\
&- \frac{25181.779 \times 84.5}{140383.11 \times 169337.119} \times M_s(\xi_2) \times \left\{ \frac{x_2}{l_2} \right. \\
&+ \frac{\sinh 24.64 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{24.64 \times 112067.071} \left. \right\} - \frac{25181.779 \times 84.5}{140383.11 \times 169337.119} \times M_s(\xi_2) \\
&\times \left\{ \left[\frac{x_2}{l_2} - \left(\frac{x_2}{l_2} \right)^2 \right] + \frac{\cosh 24.64 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right)}{24.64 \times 112067.071} \right\} \\
&= 0.000059 M_s(\xi_2) \left[1 - 0.0000089 \cosh 24.64 \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right) \right] \\
&+ 0.000059 \times M_s(\xi_2) \times \left[1 - 2 \left(\frac{x_2}{l_2} \right) - 0.0000089 \sinh 24.64 \right]
\end{aligned}$$

$$\times \left(-\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right) \Big] - 0.0000895 M_a(\xi_2) \left[\frac{x_2}{l_2} + 0.00000036 \right. \\ \times \sinh 24.64 \left(-\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right) \Big] - 0.0000895 M_a(\xi_2) \\ \times \left\{ \left[\frac{x_2}{l_2} - \left(\frac{x_2}{l_2} \right)^2 \right] + 0.00000036 \cosh 24.64 \left(-\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right) \right\}$$

挠度影响线坐标列表计算
(表3-8)

由表 3-8 绘出跨中挠度影响线(图3-10)

当 $H = H_I = 140323.144 \text{ kN}$
时 ($p = 28.93 \text{ kN/m}$)

$$u_+ = \omega + p = 0.005549 \\ \times 28.93 = 0.16054 \text{ m}$$

$$u_- = \omega - p = -0.028677 \\ \times 28.93 = -0.82964 \text{ m}$$

$$\therefore |u| = |0.82964| \\ + |0.16054| = 0.99018 \text{ m}$$

$$< |u| = \frac{l_2}{400} = 1.75 \text{ m}$$

当 $H = H_{II} = 169337.119$
kN时

$H = H_I = 140323.144 \text{ kN}$ $H = H_{II} = 169337.119 \text{ kN}$ 表3-8

ξ_2/l_2	$v(\xi_2, H_I)$	ξ_2/l_2	$v(\xi_2, H_{II})$
0.00	0	0.00	0
0.05	-0.000354	0.05	-0.000306
0.10	-0.000530	0.10	-0.000428
0.15	-0.000471	0.15	-0.000367
0.20	-0.000343	0.20	-0.000264
0.25	-0.000209	0.25	-0.000163
0.30	-0.000096	0.30	-0.000075
0.35	-0.000001	0.35	-0.000004
0.40	0.000075	0.40	0.000082
0.45	0.000134	0.45	0.000097
0.50	0.000178	0.50	0.000130

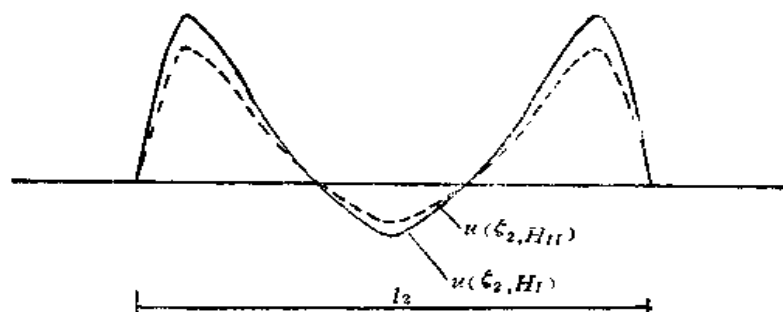


图 3-10

$$u_+ = \omega + p = 0.00462 \times 28.93 = 0.13386 \text{ m}$$

$$u_- = \omega - p = -0.02304 \times 28.93 = -0.666562 \text{ m}$$

$$\therefore |u| = |0.666562| + |0.13386| = 0.800422 \text{ m} < |u| = \frac{l_2}{400} = 1.75 \text{ m}$$

五、自振频率的计算

吊桥的振动特性的研究, 与其他的桥梁相比, 就更显得重要。吊桥的振动可认为是由悬

索吊杆的面内的挠曲振动, 以及加劲梁的扭转位移、水平位移、挠曲位移全部复合而成的复合扭转振动的两种振动所构成。如果加劲梁具有水平位移, 则在后者的复合扭转振动中一定发生扭转反挠曲位移, 而在发生扭转位移时就一定发生水平挠曲及挠曲位移, 严格说来这就意味着不能把这些振动分开。

常常为了便于讨论起见, 吊桥的振动是分开进行计算的。现仅对竖直挠曲振动的自振频率进行计算, 下面介绍按能量法近似计算的方法。

由能量法得关系式

$$\int_0^L EI_{cx} u''^2(x) dx + H \int_0^L u'^2(x) dx + \frac{E_k F_k}{L_k} \left[y'' \int_0^L u(x) dx \right]^2 = \omega^2 \int_0^L m(x) u^2(x) dx \quad (i)$$

(1) 竖直挠曲反对称振动的自振频率

l_1 ——边跨跨径;

l_2 ——主跨跨径; $l_a = \frac{1}{2}(l_2 + 2l_1)$ 。

$$\text{命 } u(x) = \sin \frac{i\pi x}{l_a} - \frac{\sin \frac{i\pi l_1}{l_a}}{\sin \frac{k\pi l_1}{l_a}} \sin \frac{k\pi x}{l_a}, \quad i \neq k \quad (j)$$

见 “Theorie und Berechnung der stahlbrücken” p345(IX, 123)

$$u'(x) = \frac{i\pi}{l_a} \cos \frac{i\pi x}{l_a} - \frac{k\pi}{l_a} \frac{\sin \frac{i\pi l_1}{l_a}}{\sin \frac{k\pi l_1}{l_a}} \cos \frac{k\pi x}{l_a} = u''(x)$$

$$= \left(\frac{i\pi}{l_a} \right)^2 \sin \frac{i\pi x}{l_a} - \left(\frac{k\pi}{l_a} \right)^2 \frac{\sin \frac{i\pi l_1}{l_a}}{\sin \frac{k\pi l_1}{l_a}} \sin \frac{k\pi x}{l_a}$$

$$\int_0^{l_a} u^2(x) dx = \frac{l_a}{2} \left[1 + \frac{\sin^2 \frac{i\pi l_1}{l_a}}{\sin^2 \frac{k\pi l_1}{l_a}} \right]$$

$$\int_0^{l_a} u'^2(x) dx = \frac{l_a}{2} \left[\left(\frac{i\pi}{l_a} \right)^2 + \left(\frac{k\pi}{l_a} \right)^2 \frac{\sin^2 \frac{i\pi l_1}{l_a}}{\sin^2 \frac{k\pi l_1}{l_a}} \right]$$

$$\int_0^{l_a} u''^2(x) dx = \frac{l_a}{2} \left[\left(\frac{i\pi}{l_a} \right)^4 + \left(\frac{k\pi}{l_a} \right)^4 \frac{\sin^2 \frac{i\pi l_1}{l_a}}{\sin^2 \frac{k\pi l_1}{l_a}} \right]$$

代入(i)式得 (加劲梁为等刚度时)

$$EI \left[\left(\frac{i\pi}{l_a} \right)^4 + \left(\frac{k\pi}{l_a} \right)^4 \frac{\sin \frac{i\pi l_1}{l_a}}{\sin \frac{k\pi l_1}{l_a}} \right] + H \left[\left(\frac{i\pi}{l_a} \right)^2 + \left(\frac{k\pi}{l_a} \right)^2 \frac{\sin \frac{i\pi l_1}{l_a}}{\sin \frac{k\pi l_1}{l_a}} \right]$$

$$= R^2 m \left[1 + \frac{\sin^2 \frac{i\pi l_1}{l_a}}{\sin^2 \frac{k\pi l_1}{l_a}} \right] \quad (k)$$

本例计算数据:

$$l_1 = 200\text{m}, \quad l_2 = 700\text{m}, \quad l_a = 550\text{m}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}, \quad m = 8.614 \text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}^2 \left(m = \frac{84.5 \text{kN/m}}{9.81 \text{m/s}^2} \right)$$

$$I = 0.6508 \text{m}^4 (\text{半桥}), \quad H = H_g = 140383.11 \text{kN}$$

对于反对称的固有振动, 定性地取 $i=1, k=3$, 代入(j)式得:

$$u(x) = \sin \frac{\pi x}{l_a} - \frac{\sin \frac{200\pi}{550}}{\sin \frac{2 \times 200\pi}{550}} \sin \frac{2\pi x}{l_a},$$

$$= \sin \frac{\pi x}{l_a} - \frac{6}{5} \sin \frac{2\pi x}{l_a}$$

代入前面积分式计算

$$\int_0^{l_a} u^2(x) dx = \frac{l_a}{2} (1 + 1.44) = \frac{l_a}{2} \cdot 2.44$$

$$\int_0^{l_a} u'^2(x) dx = \frac{l_a}{2} \left(\frac{\pi}{l_a} \right)^2 [1 + 4 \times 1.44] = \frac{l_a}{2} \left(\frac{\pi}{l_a} \right)^2 \cdot 6.76$$

$$\int_0^{l_a} u''^2(x) dx = \frac{l_a}{2} \left(\frac{\pi}{l_a} \right)^4 [1 + 16 \times 1.44] = \frac{l_a}{2} \left(\frac{\pi}{l_a} \right)^4 \cdot 24.04$$

$$EI \left(\frac{\pi}{l_a} \right)^4 = 2.1 \times 10^5 \times 0.6508 \times \left(\frac{\pi}{550} \right)^4$$

$$= 0.14548 \text{kN/m}^2$$

$$H_g \left(\frac{\pi}{l_a} \right)^2 = 140383.11 \times \left(\frac{\pi}{550} \right)^2 = 4.58 \text{kN/m}^2$$

反对称振动 $y'' \int_0^l u(x) dx = 0$

代入(i)式得:

$$0.14548 \times 24.04 + 4.58 \times 6.76 = R_a^2 8.614 \times 2.44 \text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}^2$$

$$R_a^2 = \frac{34.458139}{8.614 \times 2.44}$$

$$R_a^2 = 1.63945$$

$$R_B = 1.28 \text{ 1/s}$$

$$\omega_B \approx R_B = 1.28 \text{ 1/s}$$

(2) 竖直挠曲对称振动的自振频率

$$u(x) = \sin \frac{i\pi x}{L} - \frac{\sin \frac{i\pi l_1}{L}}{\sin \frac{k\pi l_1}{L}} \sin \frac{k\pi x}{L} \quad i \neq k \quad (1)$$

见 “Theorie und Berechnung der stahlbrücken” p348 (IX, 137)

对称振动取 $i=1$; $k=3$, 代入(1)得:

$$u(x) = \sin \frac{\pi x}{L} - \frac{\sin \frac{\pi l_1}{L}}{\sin \frac{3\pi l_1}{L}} \sin \frac{3\pi x}{L} \quad (m)$$

同理代入(i)式微分积分计算得:

$$EI \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 \left[1 + 81 \frac{\sin^2 \frac{\pi l_1}{L}}{\sin^2 \frac{3\pi l_1}{L}} \right] + H \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \left[1 + 9 \frac{\sin^2 \frac{\pi l_1}{L}}{\sin^2 \frac{3\pi l_1}{L}} \right] + \frac{E_k F_k}{L_k} y''^2 \frac{8L}{\pi^2} \left[1 - \frac{1}{3} \frac{\sin \frac{\pi l_1}{L}}{\sin \frac{3\pi l_1}{L}} \right]^2 = R^2 m \left[1 + \frac{\sin^2 \frac{\pi l_1}{L}}{\sin^2 \frac{3\pi l_1}{L}} \right] \quad (n)$$

计算数据: $l_1 = 200\text{m}$, $l_2 = 700\text{m}$

$$L = 2l_1 + l_2 = 1100\text{m}, \quad H = H_g = 140383.11\text{kN}$$

$$y'' = -\frac{1}{R} = -\frac{8f_2}{l_2^2} = 0.001038961, \quad E_k = 1.6 \times 10^5 \text{MPa}$$

$$F_k = 0.311725\text{m}^2, \quad m = 8.614\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}^2$$

$$L_k = 1218.9869\text{m}$$

代入(m)式计算

$$u(x) = \sin \frac{\pi x}{L} - \frac{\sin \frac{200\pi}{1100}}{\sin \frac{3 \times 200\pi}{1100}} \sin \frac{3\pi x}{L}$$

$$u(x) = \sin \frac{\pi x}{L} - 0.5462 \times \sin \frac{3\pi x}{L}$$

$$\left[1 + 81 \times \frac{\sin^2 \frac{\pi l_1}{L}}{\sin^2 \frac{3\pi l_1}{L}} \right] = (1 + 0.5462^2 \times 81) = 25.165$$

$$\left[1 + 9 \times \frac{\sin^2 \frac{\pi l_1}{L}}{\sin^2 \frac{3\pi l_1}{L}} \right] = (1 + 0.5462^2 \times 9) = 3.685$$

$$\left(1 + \frac{\sin^2 \frac{\pi l_1}{L}}{\sin^2 \frac{3\pi l_1}{L}} \right) = (+0.5462^2) = 1.298$$

$$\frac{8L}{\pi^2} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sin \frac{\pi l_1}{L}}{\sin \frac{3\pi l_1}{L}} \right)^2 = \frac{8 \times 1100}{\pi^2} \left(1 - \frac{1}{3} \times 0.5462 \right)^2$$

$$= 596.51 \text{ M}$$

$$EI \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 = 0.009092757 \text{ kN/m}^2$$

$$H_g \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 = 1.145062612 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{E_k F_k}{L_k} y''^2 = 0.044166308 \text{ kN/m}^3$$

代入(h)式得:

$$0.009092757 \text{ kN/m}^2 \times 25.165 + 1.145062612 \text{ kN/m}^2 \times 3.685$$

$$+ 0.044166308 \text{ kN/m}^3 \times 596.51 \text{ m} = R_B^2 \times 8.614 \text{ kN} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^2 \times 1.298$$

$$R_B^2 = \frac{30.79401934}{8.614 \times 1.298}$$

$$R_B^2 = 2.754145108$$

$$R_B = 1.66 \text{ 1/s}$$

$$\omega_B \approx R_B = 1.66 \text{ 1/s}$$

根据以上的计算, 反对称或对称竖直挠曲振动的自振频率均在 1 以上。这个似近方法引用于《Hawranek/steinhardt, Theorie und Berechnung der Stahlbrücken》, 该书提出此法是足够精确的, 引起的误差几乎不超过 5 %, 可作为手算时的参考。

主要参考文献

1. 交通部, 公路桥涵设计通用规范(JTJ021—85), 北京: 人民交通出版社.1985.
2. 交通部, 公路桥涵钢结构及木结构设计规范(JTJ025—86), 北京: 人民交通出版社.1986.
3. [日]小西一郎, 钢桥, 北京: 人民铁道出版社.1980.
4. 重庆交通学院, 桥梁工程(中册), 北京: 人民交通出版社.1981.
5. 重庆交通学院, 桥梁上部结构计算示例(二), 西安: 西安公路学院出版社.1982.