

《桥梁工程》课程设计

(题目：20m 预应力混凝土简支 T 梁设计)

目 录

1 设计构造及尺寸拟定	3
1.1 设计资料及构造布置	3
1.1.1 设计资料	3
1.1.2 构造布置	3
1.2 截面主要尺寸拟定	4
1.2.1 主梁高度	4
1.2.2 主梁其他尺寸	4
2 内力计算	6
2.1 桥面板内里计算	6
2.1.1 永久荷载作用	6
2.1.2 可变作用	6
2.1.3 作用效应组合	8
2.2 主梁内力计算	8
2.2.1 永久作用	8
2.2.2 可变作用	9
2.2.3 主梁作用效应组合	23
3 预应力筋的估算及布置	25
3.1 跨中截面预应力钢束的估算	25
3.2 预应力钢筋的布置	26
3.3 截面几何特性计算	30

4 钢束预应力损失估算	33
4.1 预应力钢筋和管道间摩擦引起的预应力损失 σ_{l1}	33
4.2 锚具变形，钢丝回缩引起的应力损失（ σ_{l2} ）	34
4.3 预应力钢筋分批张拉时混凝土弹性压缩引起的应力损失（ σ_{l4} ）	35
4.5 钢筋松弛引起的预应力损失（ σ_{l5} ）	36
4.5 混凝土收缩、徐变引起的损失 σ_{l6}	36
5 截面强度检算	38
5.1 正截面强度计算	38
5.2 斜截面强度验算（以支点截面为例）	39
6 抗裂验算及挠度计算	40
6.1 作用短期效应组合作用下的正截面抗裂验算	40
6.2. 作用短期效应组合作用下的斜截面抗裂验算	41
6.3 挠度计算	42
参考文献	43

1 设计构造及尺寸拟定

1.1 设计资料及构造布置

1.1.1 设计资料

(1) 桥跨及桥宽

计算跨径： $l_p=22\text{ m}$

桥面净空： $8.5+2\times 0.75=10\text{ m}$

(2) 设计荷载：

公路 I 级荷载；人群荷载： 3.5 kN/m^2 ；人行道荷载取 13 kN/m 。

(3) 材料参数：

混凝土：主梁用 C50，桥面铺装采用 C50。

预应力钢筋应采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTGD62-2004)的 $\phi^s 11.1$ 钢绞线，每束 7 根。全梁配 3 束，抗拉强度标准值 $f_{pk}=1860\text{ MPa}$ ，抗拉强度设计值 $f_{pd}=1260\text{ MPa}$ ，公称面积 74.2 mm^2 ；锚具采用夹板式群锚。普通钢筋采用 HRB335 钢筋。按后张法施工工艺制作桥梁，预制主梁时，预留孔道采用预埋金属波纹管成型，钢绞线采用 TD 双作用千斤顶两端同时张拉，主梁安装就位后现浇 60mm 宽的湿接缝。最后施工 80mm 厚的桥面铺装层（含 20mm 的沥青表面处治层和 60mm 的混凝土三角垫层）。

(4) 设计方法：承载能力极限状态法

(5) 设计依据：《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥梁设计规范》(JTG D62—2004)

1.1.2 构造布置

该桥梁设计按二级公路桥梁净空进行设计，行车道宽度为 8.5m，人行道宽度为 0.75m；全桥每跨采用 5 片预制的钢筋混凝土 T 形梁，每片梁行车道板宽 2.00m，沿主梁纵向每 4~5m 布置 1 道横隔梁。如图 1.1 所示：桥梁横断面布置

及主梁一般构造。行车道板间的连接视为刚性连接。

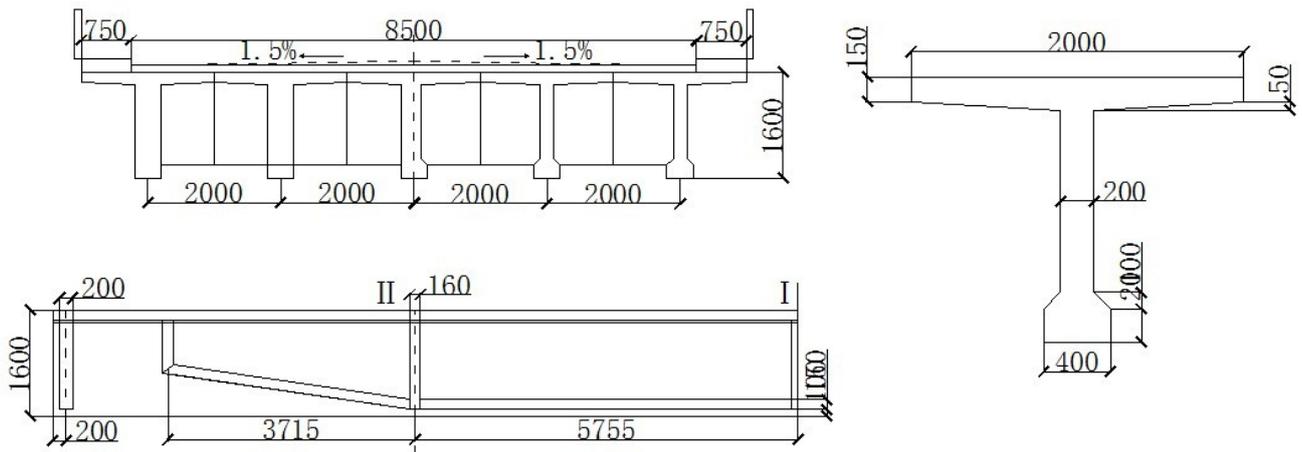


图 1.1 整体大致布局图 单位 (cm)

为了简化计算，将人行道、栏杆和桥面铺装的重力(g_1) 平均分配给每根主梁。结构中每片中主梁上有 10 块横隔板预制块，边主梁上有 5 块横隔梁预制块。将其产生的重力 (中主梁 g_2 ，边主梁 g_2') 沿主梁纵向均匀分摊给各主梁，预制横隔梁的重力密度为 26kN/m^3 。

主梁重力以 g_3 计，其重力密度取值为 26kN/m^3 。

总自重：中主梁： $g = g_1 + g_2 + g_3$ 边主梁： $g' = g_1 + g_2' + g_3$

1.2 截面主要尺寸拟定

1.2.1 主梁高度

预应力混凝土简支梁桥的主梁高度与其跨径之比通常在 $1/15$ - $1/25$ 之间，标准设计中高跨比约在 $1/18$ - $1/19$ 之间。当建筑高度不受限制时，增大梁高往往是较经济的方案。因为增大梁高可以节约预应力钢束用量，同时梁高加大一般只是腹板加高，而混凝土用量增加不多。综上所述，本课程设计采用 1600mm 的主梁高度。

1.2.2 主梁其他尺寸

T 梁翼板的厚度主要取决于桥面板承受车轮局部荷载的要求，还应考虑能否满足主梁受弯时上翼板受压的要求，这里取预制 T 梁的翼板厚度为 150mm ，翼板根部加厚到 200mm ，以抵抗翼缘根部较大的弯矩。

在预应力混凝土梁中腹板内主拉应力较小，腹板厚度一般由布置预制孔管的构造决定。同时从腹板本身的稳定性条件出发，腹板厚度不宜小于其高度的1/15，因此取腹板厚度为200mm。

马蹄尺寸基本由布置预应力钢束的需要确定的，设计实践表明，马蹄的总面积占总面积的10%-20%为宜。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对钢束净距及预留管道的构造要求，初步拟定马蹄宽度为400mm，高度为200mm，马蹄与腹板交接处作三角过渡，高度100mm，以减小局部预应力。

根据以上拟定的尺寸，预应力梁的跨中尺寸图如下 1.2：

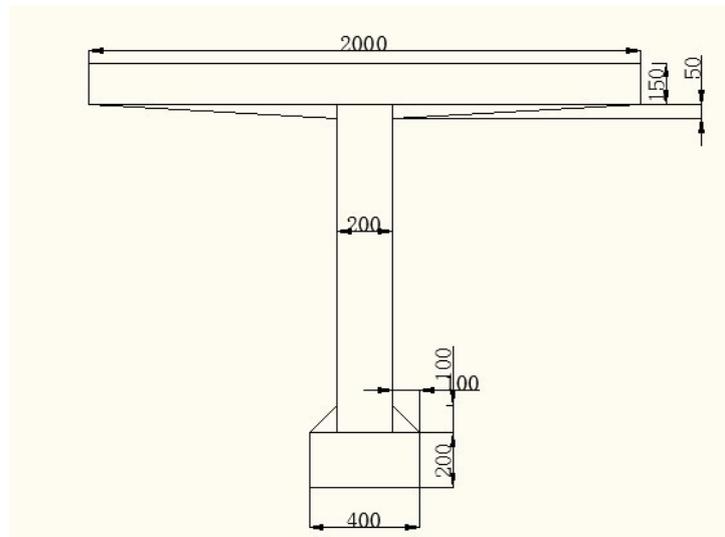


图 1-2 预应力梁的跨中尺寸图 单位 (mm)

2 内力计算

2.1 桥面板内里计算

2.1.1 永久荷载作用

沥青混凝土面层： $g_1=0.02 \times 1.0 \times 23=0.46\text{kN/m}$

混凝土垫层： $g_2=0.06 \times 1.0 \times 25=1.5\text{kN/m}$

T形梁翼缘板自重： $g_3=(0.15+0.2) \div 2 \times 1.0 \times 25=4.375\text{kN/m}$

所以， $g=g_1+g_2+g_3=0.46\text{kN/m}+1.5\text{kN/m}+4.375\text{kN/m}=6.335\text{kN/m}$

单位长度的宽板条引起的弯矩： $Mo_g = gl_o^2 / 8 = 6.335 \times 2^2 / 8 = 3.1675\text{kN} / \text{m}$

单位长度的宽板条引起的内力： $Qo_g = gl_o = 6.335 \times 2 = 12.67\text{kN} / \text{m}$

因为 $t=(15+20)/2=17.5\text{cm}$ ； $h_o=160-17.5=142.5\text{cm}$ ，故 $t/h_o=1/8 < 1/4$ ，即主梁抗扭能力大。

总的永久作用效应：

支点断面永久作用弯矩： $Ms_g = 3.1675 \times (-0.7) = -2.22\text{kN} / \text{m}$

支点断面永久作用剪力： $Vs_g = Qo_g = 12.67\text{kN}$

跨中截面永久作用弯矩： $Mc_g = 3.1657 \times 0.5 = 1.58\text{kN} \cdot \text{m}$

2.1.2 可变作用

根据《公路桥涵设计通用规范》JTG D60-2004 中 4.3.1-2 规定，后轮着地宽度 b_1 和长度 a_1 为： $a_1=0.2\text{m}$ ， $b_1=0.6\text{m}$

公路二级车辆荷载： $P=140\text{kN}$

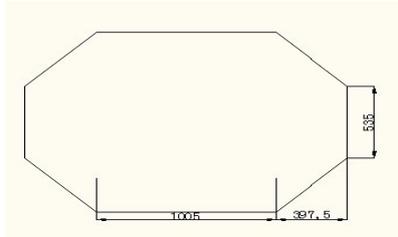
铺装层厚度： $h=0.02+0.06=0.08\text{m}$

行车道板厚度： $t=(15+20)/2=17.5\text{cm}=0.175\text{m}$

平行于板的跨径方向的荷载分布宽度为： $b_2=b_1+2h=0.6+2 \times 0.08=0.76\text{m}$

(1) 车轮在板的跨径中部时

垂直于板的跨径方向的荷载分布宽度:



$$a = a_1 + 2h + 1/3 = 1.03m < 2l/3 = 1.33m, \text{ 取 } a = 1.33m。$$

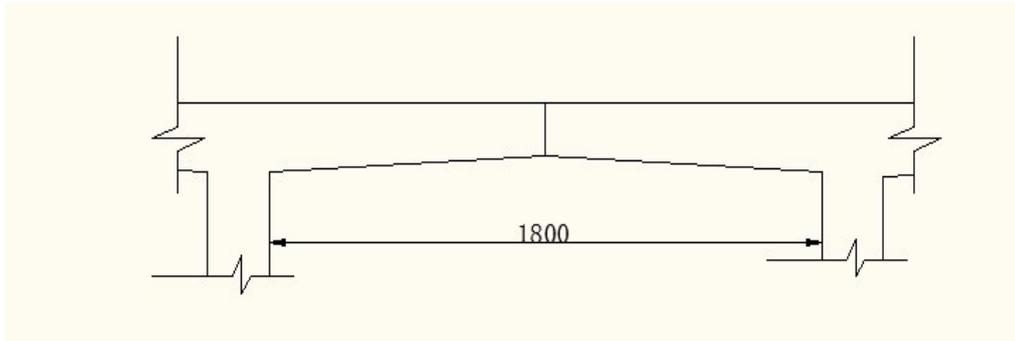
(2) 车轮在板的支撑处时:

$$a = a_1 = 2h + t = 0.535m$$

(1) 车轮在板的支撑处附近时:

设其距离支点距离为 x , 则垂直于板的跨径方向的荷载分布宽度:

$$a = a_1 + t + 2h + 2x = 0.535 + 2x。$$



将车的后轮作用于板的中央, 求的简支板的跨中最大可变作用的弯矩为:

$$M_{o_p} = \frac{(1 + \mu) \times p \times (1 - b_2 / 2)}{8a} = \frac{1.3 \times 140 \times (2 - 0.76 / 2)}{8 \times 1.33} = 27.71 kN \cdot m$$

计算支点剪力时, 可变作用必须尽量靠近梁肋边缘布置, 支点剪力 V_{sp} 的计

算式为: $V_{s_p} = (1 + \mu)(A_1 y_1 + A_2 y_2 + A_3 y_3 + A_4 y_4)$,

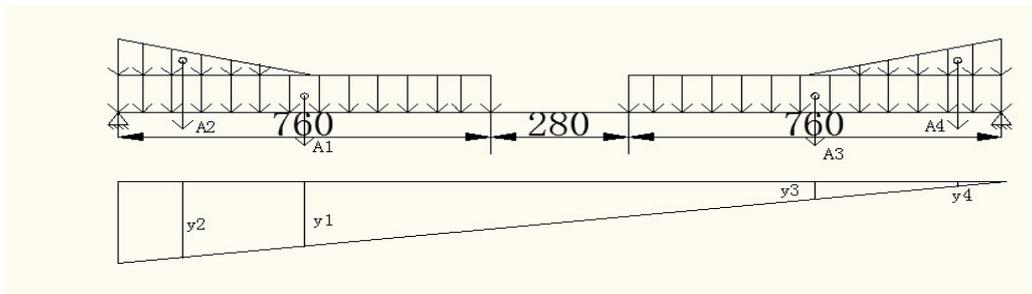
其中, $A_1 = A_3 = p/2a = 140 / (2 \times 1.03) = 67.96 kN / m$

$$A_2 = A_4 = \frac{p(a - a')^2}{8a \cdot a' \cdot b_2} = 20.45 kN / m$$

$$y_1 = (1.8 - 0.76 / 2) / 1.8 = 0.79; \quad y_2 = (1.8 - 0.3975 / 3) / 1.8 = 0.93$$

$$y_3 = (1.8 - 0.76 - 0.28 - 0.76 / 2) / 1.8 = 0.21; \quad y_4 = 0.3975 / (3 \times 1.8) = 0.07$$

$$\begin{aligned} \text{所以, } V_{s_p} &= 1.3(67.96 \times 0.79 + 20.45 \times 0.93 + 67.96 \times 0.21 + 20.45 \times 0.07) \\ &= 114.9 kN \end{aligned}$$



可变作用时，支点断面的弯矩：

$$M_{sp} = -0.7M_{op} = -0.7 \times 27.71 = -19.397 \text{ kN}$$

支点断面剪力：

$$V_{sp} = 114.9 \text{ kN}$$

跨中断面弯矩：

$$M_{cp} = 0.5M_{op} = 0.5 \times 27.71 = 13.855 \text{ kN.m}$$

2.1.3 作用效应组合

按规范进行承载能力极限作用状态效应基本组合：

支点断面弯矩： $1.2M_{sg} + 1.4M_{sp} = 1.2 \times (-2.22) + 1.4 \times (-19.397) = -29.82 \text{ kN.m}$

支点断面剪力： $1.2V_{sg} + 1.4V_{sp} = 1.2 \times 12.67 + 1.4 \times 114.9 = 176.1 \text{ kN}$

跨中断面弯矩： $1.2M_{cg} + 1.4M_{cp} = 1.2 \times 1.58 + 1.4 \times 13.855 = 21.3 \text{ kN}$

2.2 主梁内力计算

2.2.1 永久作用

1) 人行道及栏杆： $G_R = 2 \times 22 \times 13 = 572 \text{ kN}$

2) 桥面铺装：

混凝土三角垫层自重： $G_S = 0.06 \times 20 \times 25 \times 8.5 = 255 \text{ kN}$

沥青表面处治自重： $G_L = 0.02 \times 20 \times 23 \times 8.5 = 78.2 \text{ kN}$

将人行道、桥面铺装均摊给各主梁：

$$g_1 = (G_R + G_S + G_L) / 5 = (572 + 255 + 78.2) / 5 = 181.04 \text{ kN}$$

3) 横隔板：

端横隔板自重： $G = 26 \times 0.17 = 4.42 \text{ kN}$

中横隔板自重： $G' = 26 \times 0.19 = 4.94 \text{ kN}$

中主梁上横隔板自重: $g_2=2*(2G+5G')=67.08\text{kN}$

边主梁上横隔板自重: $g_2'=2G+5G'=33.54\text{kN}$

1) 主梁:

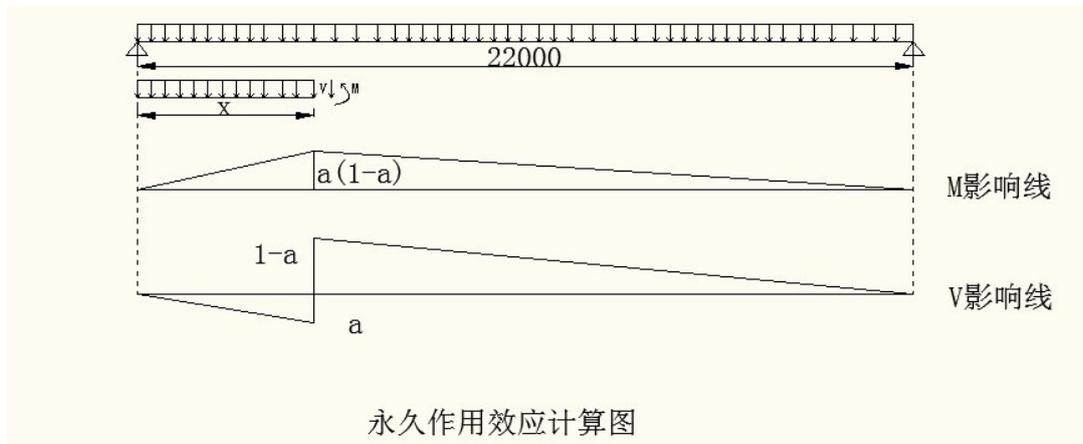
主梁自重: $g_3=26*22*(2*0.175+1.425*0.2+0.1*(0.2+0.3)/2)$
 $=26*22*0.685=391.8\text{kN}$

中主梁总自重: $g=g_1+g_2+g_3=181.04+67.08+391.08=639.92\text{kN}$

边主梁总自重: $g'=g_1+g_2'+g_3=181.04+33.54+391.08=606.38\text{kN}$

2) 永久作用效应

如图所示, 设计算截面离左支梁的距离为 x , 并 $\alpha=x/l$, 则:



主梁弯矩: $M: \alpha(1-\alpha)lg/2$; 主梁剪力: $V= (1-2\alpha) g/2$

α 类型	0	1/4	0.5
M(kN.m)	0	1319.8	1759.8
V(kN)	303.19	159.98	0

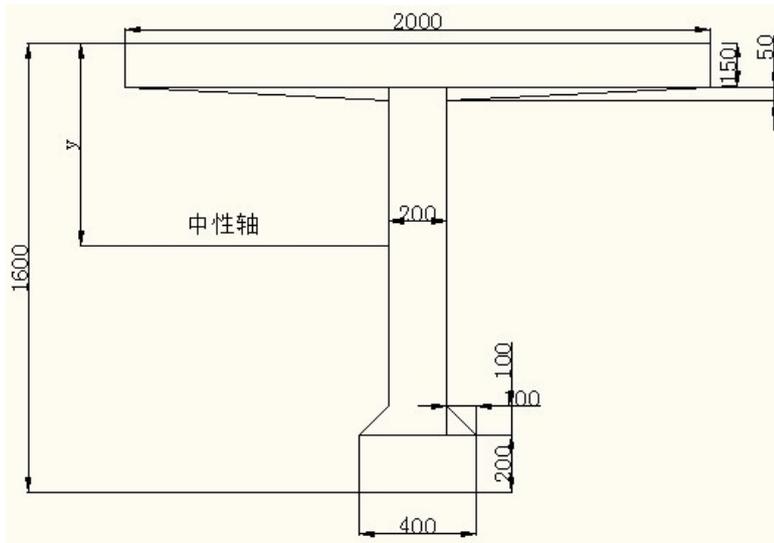
2.2.2 可变作用

a 冲击系数和车道折减系数

简支梁的基频估算: $f = \frac{3.14}{l^2} \times \frac{1}{2} \times \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}}$, $m_c=G/g=2968.1\text{Kg/m}$

其中, $l=22\text{m}$, $E=3.45 \times 10^4 \text{ Mpa}$, I_c 待计算,

计算截面的基频和特性 I_c :



跨中截面尺寸 (mm)

I_c 计算表: (m)

分块名称	分块面积	分块面积形心至上边缘距离	分块面积对边缘的静面矩	分块面积自身惯性矩	d_i	分块面积对截面形心的惯性矩	I
	1	2	$3=1 \times 2$	4	5	$6=1 \times 5^2$	$7=4+6$
翼缘板	0.3	0.075	0.0225	0.0005625	0.435097	0.05679	0.0573525
三角承托	0.045	0.1667	0.0075	0.00000625	0.34343	0.005307	0.005313
腹板	0.25	0.775	0.19375	0.0325521	0.264903	0.017543	0.05010
下三角	0.01	1.3667	0.013667	0.00000556	0.85657	0.007337	0.007343
马蹄	0.08	1.4	0.112	0.00026667	0.989907	0.078393	0.07866
Σ	0.685		0.3494167				0.19877

$\Sigma A_i \cdot y = \Sigma (A_i \cdot y_i)$, 即 $0.685y = 0.3494167$, 所以 $y = 510.097\text{mm}$ 。

根据 y 算成 d_i , 由表中数据可算出 $I_c = 0.19877\text{m}^4$

综上, $f = \frac{3.14}{l^2} \times \frac{1}{2} \times \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} = 4.9\text{Hz}$

根据 JTG D60-2004 中, 当 $1.5\text{Hz} < f < 14\text{Hz}$ 时, $u = 0.176 \ln f - 0.0157$

则, 汽车荷载的冲击系数为:

$$u = 0.176 \ln 4.9 - 0.0157 = 0.264$$

根据规范 JTG D60-2004 中 4.3.1 规定，多车道桥梁上的汽车荷载应考虑多车道折减，当设计车道数大于 2 时，需要进行车道折减，三车道折减 22%，四车道折减 33%，但折减后的效应不得小于两行车队布载的计算结构，本设计先按两车道设计，因此在计算可变作用效应时不需要进行车道折减，即 $\zeta=1.0$

车道横向折减系数表

横向布置设计车道数 n/条	2	3	4	5	6	7	8
横向折减系数	1.00	0.78	0.67	0.60	0.55	0.52	0.50

b 主梁的荷载横向分布系数

I 跨中的荷载横向分布系数 m_c

因为本次设计具有刚度可靠的横隔梁，因此具有可靠的横向联系，且 $l/B=22/(5*2.2)=2$ ，故按照修正的刚度横梁法来绘制横向影响线及计算横向分布系数 m_{c0} 。

● 计算主梁的抗扭惯性矩 I_T : $I_T = \sum_{i=1}^m c_i b_i t_i^3$

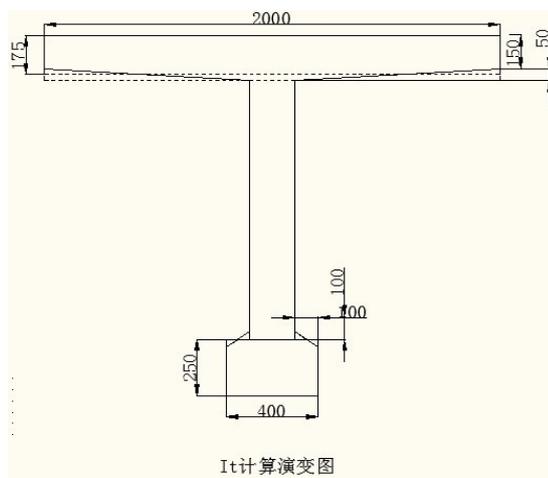
b_i 、 t_i 为相应单个矩形截面的宽度和高度； c_i 为矩形截面抗扭刚度系数（取值如下表）； m 为梁的截面划分为单个矩形截面的个数。

矩形截面抗扭刚度系数表

t/b	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	<0.1
c	0.141	0.155	0.171	0.189	0.209	0.229	0.250	0.270	0.291	0.312	1/3

跨中截面，翼缘板的换算平均厚度为： $t_1=(150+200)/2=175\text{mm}$ ，

马蹄部分换算平均厚度： $t_3=(200+300)/2=250\text{mm}$



I_t 计算演变图

计算 I_T 并绘成表格形式：

分块名称	$b_i(\text{cm})$	$c_i(\text{cm})$	t_i/b_i	c_i	$I_{Ti}(10^{-3}\text{m}^4)$
翼缘板	200	17.5	0.0875	1/3	3.5729
腹板	117.5	20	0.17	0.2973	2.7946
马蹄	40	25	0.625	0.204	1.275
Σ					7.6425

因此, $I_T=7.6425 \times 10^{-3}\text{m}^4$

- 计算抗扭修正系数

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

其中, $G=0.4E=1.38 \times 10^4\text{Mpa}$; $l=22\text{m}$, $\sum_i I_{Ti}=5 \times 7.6425 \times 10^{-3}=0.0382125\text{m}^4$

$a_1=4\text{m}, a_2=2\text{m}, a_3=0\text{m}, a_4=-2\text{m}, a_5=-4\text{m}, I_i=0.19877\text{m}^4$

解得: $\beta = 0.928$

- 按照修正的刚度横梁法计算绕向影响线的竖坐标值

$$\eta_{ij} = \frac{1}{n} + \beta \frac{a_i e}{\sum_{i=1}^5 a_i^2}, \text{其中 } n=5, \sum_{i=1}^5 a_i^2 = 2 \times (2^2 + 4^2) = 40$$

梁号	η_{i1}	η_{i2}	η_{i3}	η_{i4}	η_{i5}
1	0.5712	-	-	-	-0.1712
2	-	0.2928	-	0.1072	-
3	-	-	0.2	-	-
4	-	0.1072	-	0.2928	-
5	-0.1712	-	-	-	0.5712

计算所得的 η_{ij} 值表

- 计算荷载的横向分布系数

1-3号梁按最不利位置布置荷载, 可变作用(Ⅱ级公路), 且为双车道, 如下图:

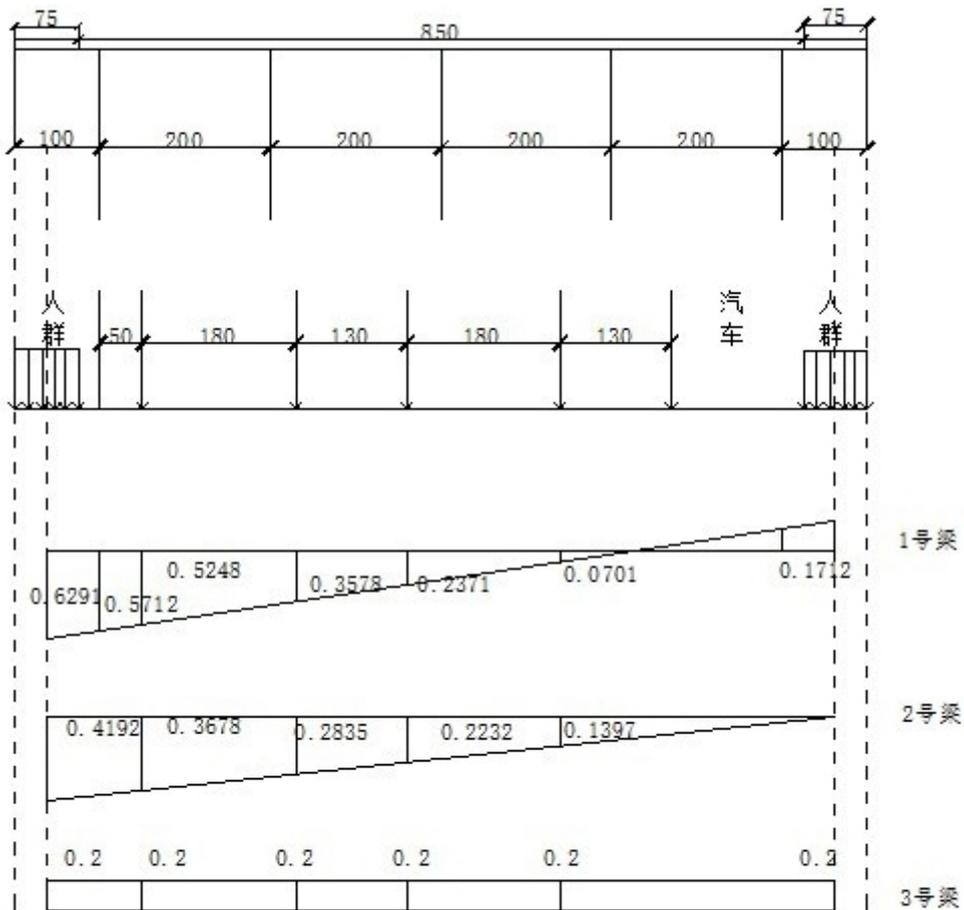
1号梁: $m_{cq}=(0.5248+0.3578+0.2371+0.0701)/2=0.5949$

2号梁: $m_{cq}=(0.3670+0.2835+0.2232+0.1397)/2=0.5067$

3号梁: $m_{cq}=(0.2 \times 4)/2=0.4$

可变作用人群:

1号梁: $m_{cr}=0.6291$; 2号梁: $m_{cr}=0.4192$; 3号梁: $m_{cr}=0.2$



跨中的横向分布系数 m_c 计算图

I 支点截面的荷载横向分布系数 m_o

如图,按照杠杆原理法绘制荷载横向分布影响线冰进行荷载布载,1-3号梁的可变作用的横向分布系数:

可变作用(汽车):

1号梁: $m_{oq}=0.75/2=0.375$

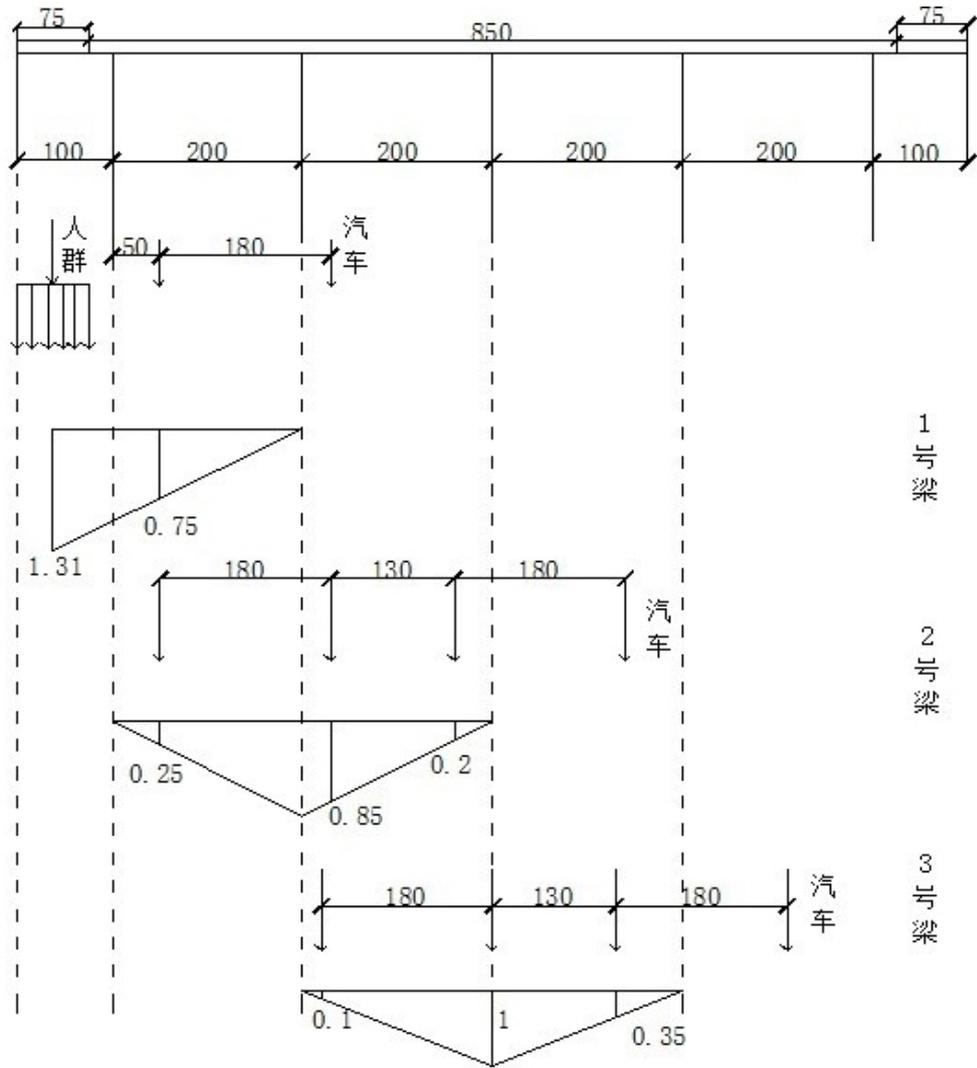
2号梁: $m_{oq}=(0.25+0.85+0.2)/2=0.65$

3号梁: $m_{oq}=(0.1+1.0+0.35)/2=0.725$

可变作用(人群):

1号梁: $m_{cr}=1.31$; 2号梁: $m_{cr}=0$; 3号梁: $m_{cr}=0$

具体计算图如下图所示:



支点的横向分布系数 m_c 计算图

II 横向分布系数汇总:

梁编号 / 可变作用类型	1		2		3	
	m_c	m_o	m_c	m_o	m_c	m_o
公路-II级	0.5949	0.375	0.5067	0.65	0.4	0.725
人群	0.6291	1.31	0.4192	0	0.2	0

III 车道荷载的取值

公路 II 级车道荷载的均布荷载标准值 q_k 和集中荷载标准值 p_k 按照公路 I 级的 0.75 倍取用, 并进行线性内插:

II 级公路均布荷载标准值 $q_k = 0.75 \times 10.5 \text{ kN/m} = 7.875 \text{ kN/m}$

II 级公路集中荷载按照线性内插法 $p_k = 180 + (360 - 180) \times (22 - 5) / (50 - 5)$
 $= 248 \text{ kN}$

因此，计算弯矩时，Ⅱ级公路的集中荷载标准值 $p_k=0.75*248=186\text{kN}$

$$\begin{aligned} \text{计算剪力时，Ⅱ级公路的集中荷载标准值 } p_k &= 0.75 * 248 * 1.2 \\ &= 223.3\text{kN} \end{aligned}$$

IV 计算可变作用效应

在可变作用效应计算中，支点处的横向分布系数为 m_0 ，从支点到第一根横梁段，横向分布系数从 m_0 直线过渡到 m_c ，其余梁段取 m_c ，具体见下图和教材 P151，因为对称，仅对 1-3 号梁段进行分析：

$$S=(1+u)\zeta(mq_k\omega+mp_ky)$$

S-所求截面汽车（人群）标准荷载的弯矩或剪力；

q_k -车道均布荷载标准值；

p_k -车道集中荷载标准值；

ω -影响线同号区域面积；

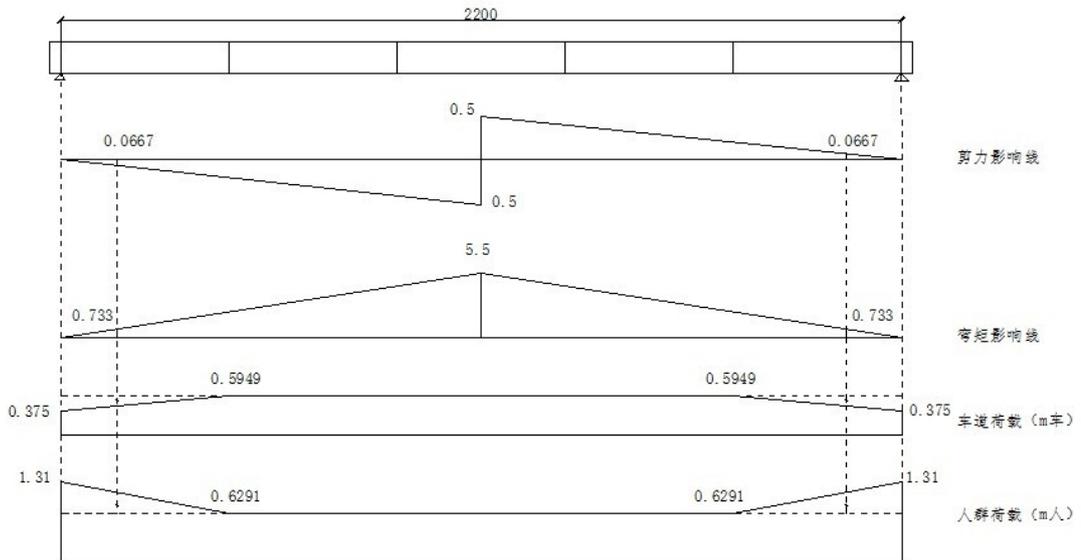
y -影响线上的最大量值；

ζ -汽车荷载横向折减系数；

$(1+u)$ -汽车荷载冲击系数；

A. 1号梁（2、3号梁同样适用）

i. 跨中截面的最大弯矩和最大剪力



1号梁的跨中截面作用效应图

可变作用（汽车）标准效应：

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.5949 * 7.875 * 5.5 * 22 / 2 - (0.5949 - 0.375) * 22 * 7.875 * 0.7333 / 5 + \\ & 0.5949 * 5.5 * 186 \end{aligned}$$

$$=886.4\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max}=0.5949*7.875*0.5*11/2-(0.5949-0.375)*22*7.875*0.0667/$$

$$(2*5)+0.5949*0.5*223.2$$

$$=79.02\text{kN}$$

可变作用（汽车）冲击效应：

$$M=M_{\max}*u=886.4*0.264=234.01\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V=V_{\max}*u=79.02*0.264=20.9\text{kN}$$

可变作用（人群）效应：

$$q=3.5\text{kN}/\text{m}^2*0.75\text{m}=2.625\text{kN}/\text{m}$$

$$M_{\max}=0.5*0.6291*2.625*5.5*22+(1.31-0.6291)*22*2.625*0.7333/$$

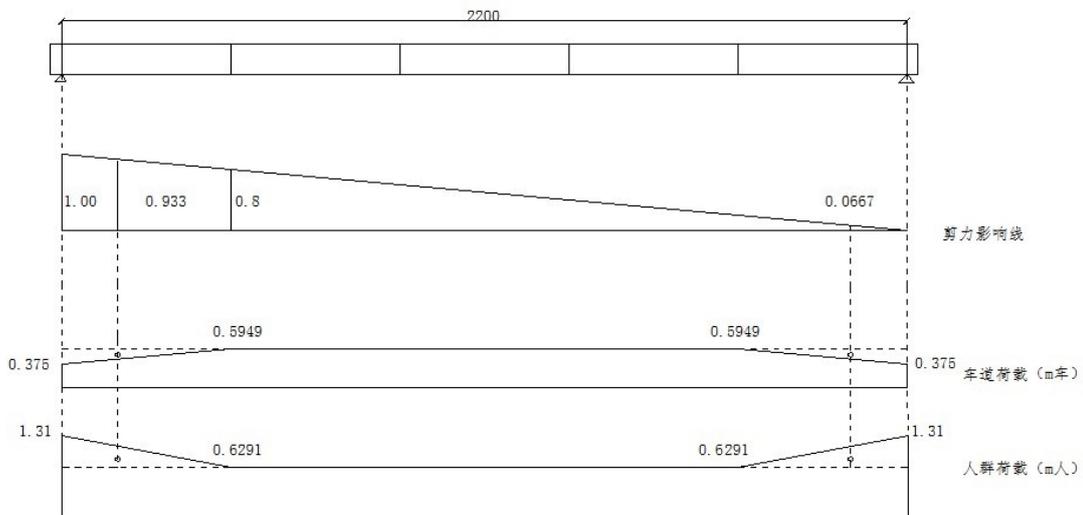
$$5$$

$$=105.7\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max}=0.5*0.6291*2.625*0.5*11+0.5*(1.31-0.6291)*22*2.625*0.0667/5$$

$$=4.8\text{kN}$$

i. 支点截面的最大剪力



1号梁的支点截面作用效应计算图

可变作用（汽车）标准荷载：

$$V_{\max}=0.5*7.875*0.5949*1*22-0.5*7.875*(0.5949-0.375)*22*(0.93$$

$$3+0.0667)/5+0.5949*223.2*0.8$$

$$=154.46\text{kN}$$

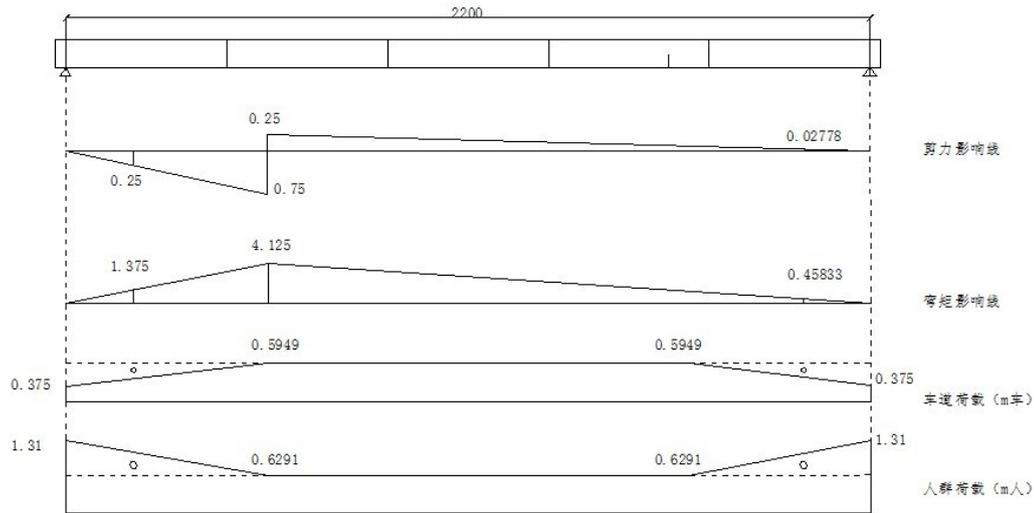
可变作用（汽车）冲击效应：

$$V=154.46*0.264=40.78\text{kN}$$

可变作用（人群）效应：

$$\begin{aligned} V_{\max} &= 0.5*0.6291*22*1*2.625+0.5*2.625*(1.31-0.6291)*22*(0.933 \\ &\quad +0.0667)/5 \\ &= 22.1\text{kN} \end{aligned}$$

i. 1/4 处截面的最大弯矩和剪力



1号梁的1/4截面作用效应图

可变作用（汽车）标准效应：

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.5949*7.875*0.5*4.125*22-(0.5949-0.375)*22*7.875*1.375 \\ &\quad / (2*5)-(0.5949-0.375)*22*7.875*0.4583/(2*5)+0.5949* \\ &\quad 4.125*186 \\ &= 662.02\text{kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\max} &= 0.5949*7.875*0.5*0.25*17.6-0.5*(0.5949-0.375)*22*7.875 \\ &\quad *0.2*0.02778+0.5949*223.2*0.75 \\ &= 109.8\text{kN} \end{aligned}$$

可变作用（汽车）冲击效应：

$$M=M_{\max}*0.264=174.8\text{kN.m}$$

$$V=V_{\max}*0.264=29\text{kN}$$

可变作用（人群）效应：

$$q=3.5*0.75=2.625\text{kN/m}$$

$$M_{\max}=0.5*0.6291*2.625*22*4.125+(1.31-0.6291)*22*0.2*2.625*0.5*(1$$

$$.375+0.4583)$$

$$=82.1\text{kN.m}$$

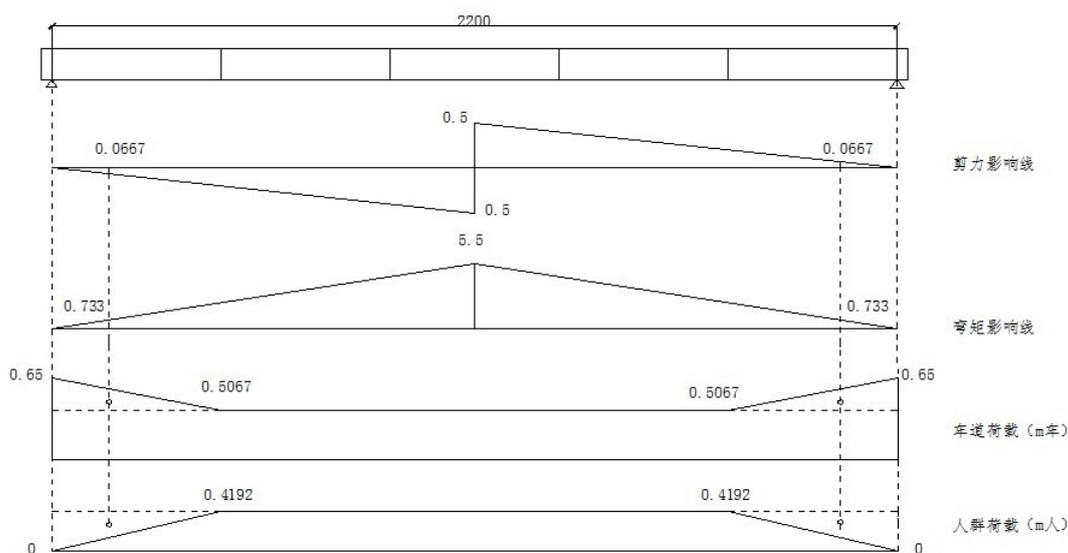
$$V_{\max}=0.5*0.6291*2.625*17.6*0.25+0.5*(1.31-0.6291)*22*0.2*2.6$$

$$25*0.02778$$

$$=3.7\text{kN}$$

B. 2号梁

i. 跨中截面的最大弯矩和剪力



2号梁的跨中截面作用效应图

可变作用（汽车）标准效应：

$$M_{\max}=0.5*0.5067*7.875*5.5*22+(0.65-0.5067)*22*0.2*7.875*0.73$$

$$3+0.5067*5.5*186$$

$$=763.4\text{kN.m}$$

$$V_{\max}=0.5*0.5067*7.875*0.5*11+0.5*(0.65-0.5067)*22*0.2*7.875$$

$$0.0667+0.5067*223.2*0.5$$

$$=67.7\text{kN}$$

可变作用（汽车）冲击效应：

$$M=763.4*0.264=201.54\text{kN.m}$$

$$V=67.6*0.264=17.9\text{kN}$$

可变作用（人群）效应：

$$q=0.75*3.5=2.625\text{kN/m}$$

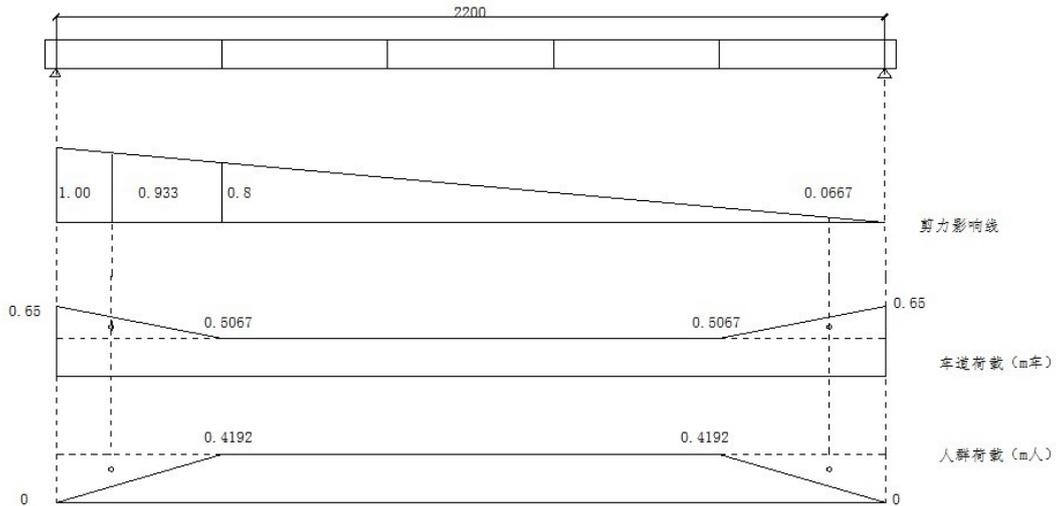
$$M_{\max}=0.5*0.4192*2.625*22*5.5-0.4192*22*0.2*2.625*0.733$$

$$=63\text{kN.m}$$

$$V_{\max}=0.5*0.4192*2.625*0.5*11-0.5*0.4192*22*0.2*2.625*0.0667$$

$$=2.9\text{kN}$$

ii. 支点截面的最大剪力



2号梁的支点截面作用效应计算图

可变作用（汽车）标准效应：

$$V_{\max}=0.5*7.875*0.5067*1*22+0.5*7.875*(0.65-0.5067)*22*0.2$$

$$*(0.933+0.0667)+223.2*0.5067*0.8$$

$$=136.9\text{kN}$$

可变作用（汽车）冲击效应：

$$V=0.264*136.9\text{kN}=36.1\text{kN}$$

可变作用（人群）效应：

$$V_{\max}=0.5*2.625*22*0.4192-0.5*2.625*0.4192*22*0.2*(0.933+0.0667)$$

$$=9.7\text{kN}$$

iii. 1/4 处截面的最大弯矩和剪力

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。

如要下载或阅读全文，请访问：

<https://d.book118.com/998067062134007005>