

R C水路橋構造計算システム

(鉄筋コンクリート水路橋構造計算システム)

Ver1.0

適用基準

○「土地改良事業計画設計基準 設計『水路工』(H26/3)

出力例

連続支持形式 (3 区間) の計算書

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp> mail@sipc.co.jp

1. 設計条件

1.1 単位体積重量

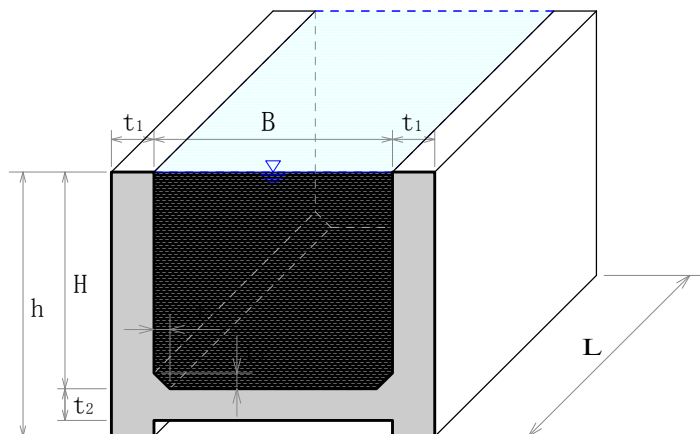
項目	記号	値	単位	備考
躯体	γ_{sc}	24.500	kN/m ³	
水	γ_w	9.800	kN/m ³	
雪	γ_{sn}	3.500	kN/m ³	

1.2 躯体寸法

項目	記号	値	単位	備考
側壁高	H	2.500	m	
内空幅	B	2.000	m	
側壁厚	t_1	0.300	m	
底版厚	t_2	0.300	m	
ハンチ幅	t_4	0.300	m	
ハンチ高	t_4'	0.300	m	
全高	h	3.600	m	

延長方向支持方法	<input type="checkbox"/> 単純梁	<input checked="" type="checkbox"/> 連続梁
----------	------------------------------	-----------------------------------------

区間数	3								
区間距離 L (m)									
No	距離	No	距離	No	距離	No	距離	No	距離
1	10.000	2	18.000	3	10.000	4		5	



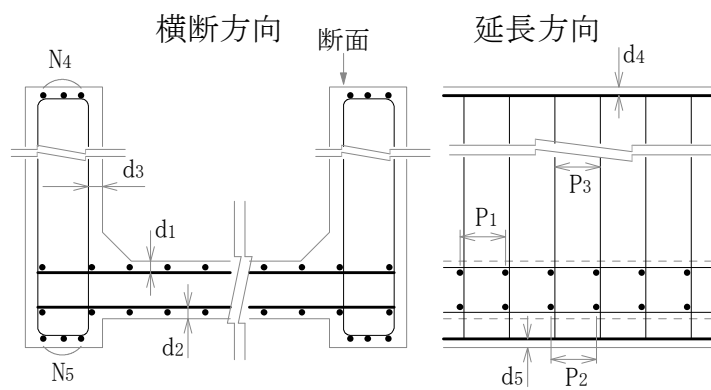
1.3 部材条件

項目	記号	値	単位	備考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	9.00	N/mm ²	
許容せん断応力度	τ_a	0.45	N/mm ²	
許容付着応力度	τ_{oa}	1.60	N/mm ²	
許容引張応力度	σ_{sa}	157.00	N/mm ²	
ヤング係数比	n	15.0		

許容せん断応力の計算方法	<input type="checkbox"/> 最大せん断	<input checked="" type="checkbox"/> 平均せん断
--------------	--------------------------------	-------------------------------------------

1.4 配筋条件

項目	記号	値	単位	備考
底版上部かぶり	d_1	60.0	mm	
底版下部かぶり	d_2	70.0	mm	
側壁内側かぶり	d_3	60.0	mm	
主桁上部かぶり	d_4	60.0	mm	
主桁下部かぶり	d_5	60.0	mm	
底版上部ピッチ	P_1	250	mm	
底版下部ピッチ	P_2	250	mm	
側壁内側ピッチ	P_3	250	mm	
主桁上部本数	N_4	10	本	
主桁下部本数	N_5	10	本	



2. 荷重の計算

2.1 床版に作用する荷重（単位幅当たり）

- ・自重 $W_c = t_2 \cdot \gamma_{sc} = 0.300 \times 24.500 = 7.350 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- ・内水重 $W_{w1} = H \cdot \gamma_w = 2.500 \times 9.800 = 24.500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- ・計 $W_1 = W_c + W_{w1} = 7.350 + 24.500 = 31.850 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

ここに、 W_1 : 床版に作用する荷重 (kN/m²)
 γ_{sc} : 躯体の単位体積重量 (kN/m³)
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

2.2 主桁に作用する荷重（1本当りでの単位長当たり）

- ・自重 $W_d = (t_1 \cdot h + t_4 \cdot t_4' / 2) \gamma_{sc} + B \cdot W_c / 2$
 $= (0.300 \times 3.600 + 0.300 \times 0.300 / 2) \times 24.500 + 2.000 \times 7.350 / 2$
 $= 34.913 \text{ (kN/m)}$
- ・内水重 $W_{w2} = (B \cdot H - t_4 \cdot t_4') \gamma_w / 2$
 $= (2.000 \times 2.500 - 0.300 \times 0.300) \times 9.800 / 2$
 $= 24.059 \text{ (kN/m)}$
- ・計 $W_2 = W_d + W_{w2} = 34.913 + 24.059 = 58.972 \text{ (kN/m)}$

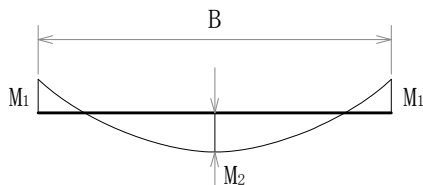
ここに、 W_2 : 主桁に作用する荷重 (kN/m)

- ・水圧強度 $P_w = H \cdot \gamma_w = 2.500 \times 9.800 = 24.500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

2.3 床版に作用する曲げモーメント及びせん断力

(a) 曲げモーメント

床版に作用する曲げモーメントは、次の2ケースについて計算を行い、両者の大きい方の値を採用する。



M_1 : 床版部材端曲げモーメント (kN・m/m)

M_2 : 床版中央曲げモーメント (kN・m/m)

i 側壁を含めた一体構造と考えた場合

$$M_{1a} = -P_w \cdot H^2 / 6 = -24.500 \times 2.500^2 / 6$$
$$= -25.521 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$M_{2a} = W_1 \cdot B^2 / 8 + M_{1a} = 31.850 \times 2.000^2 / 8 - 25.521$$
$$= -9.596 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ii 床版を両端固定梁と考えた場合

$$M_{1b} = -W_1 \cdot B^2 / 12 = -31.850 \times 2.000^2 / 12$$
$$= -10.617 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$M_{2b} = W_1 \cdot B^2 / 24 = 31.850 \times 2.000^2 / 24$$
$$= 5.308 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

それぞれの2ケースを比較し、大きい値を採用する。

$$M_1 = -25.521 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$M_2 = 5.308 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

(b) せん断力

せん断力 S (kN/m) の検討は、床版端部より $t_2/2$ 離れた断面において行う。

$$S = W_1 (B - t_2) / 2 = 31.850 \times (2.000 - 0.300) / 2$$
$$= 27.073 \text{ (kN/m)}$$

(b) 軸方向力

床版には水圧により軸方向に引張力N (kN/m)が生じる。

$$\begin{aligned} N &= -P_w \cdot H/2 = -24.500 \times 2.500/2 \\ &= -30.625 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

2.4 側壁に作用する曲げモーメント及びせん断力

(a) 曲げモーメント

側壁に作用する曲げモーメントは、「i 側壁を含めた一体構造と考えた場合」の底版部材端モーメントと同値である。

$$M_w = M_{1a} = -25.521 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

(b) せん断力

せん断力S (kN/m)の検討は、側壁付け根の断面において行う。

$$\begin{aligned} S_w &= P_w \cdot H/2 = 24.500 \times 2.500/2 \\ &= 30.625 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

2.5 主桁に作用する曲げモーメント及びせん断力

主桁を連続梁として断面力を計算する。

(a) 曲げモーメント

3連モーメント公式を用いて支点曲げモーメントを算出し、各区分ごとに最大曲げモーメントを算出する。

$$\begin{aligned} M_{(n)} \cdot L_{(n)} + 2M_{(n+1)}(L_{(n)} + L_{(n+1)}) + M_{(n+2)} \cdot L_{(n+1)} &= -6(R_{B(n)} + R_{B(n+1)}) \\ R_{B(n)} &= W_2 \cdot L_{(n)}^3/24 \\ R_{B(n+1)} &= W_2 \cdot L_{(n+1)}^3/24 \end{aligned}$$

したがって式の右辺は、 $-W_2 \cdot (L_{(n)}^3 + L_{(n+1)}^3)/4$ となる。

また、連続梁の始終点の曲げモーメントは0であるため、以下の式として表すことができる。

$$\begin{aligned} 2 \times (10.000 + 18.000) \times M_2 + 18.000 \times M_3 &= -58.972 \times (10.000^3 + 18.000^3)/4 \\ 18.000 \times M_2 + 2 \times (18.000 + 10.000) \times M_3 &= -58.972 \times (18.000^3 + 10.000^3)/4 \end{aligned}$$

上記3連モーメント公式を解くと、各支点の曲げモーメントは次のように求まる。

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ M_2 &= -1,361.138 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ M_3 &= -1,361.138 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ M_4 &= 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

さらに、各スパンに上記の支点曲げモーメントを部材端曲げモーメントとして最大曲げモーメントを算出する。

$$\begin{aligned} \chi_{(n)} &= L_{(n)}/2 - (M_{(n)} - M_{(n+1)}) / (W_2 \cdot L_{(n)}) \\ M_{\max(n)} &= W_2 \cdot \chi_{(n)}(L_{(n)} - \chi_{(n)})/2 + M_{(n)} - (M_{(n)} - M_{(n+1)}) \chi_{(n)} / L_{(n)} \end{aligned}$$

・スパン No.1 $L_1=10.000$ (m) , $M_1=0.000$ (kN・m) , $M_2=-1,361.138$ (kN・m)

$$\begin{aligned} \chi_1 &= 10.000/2 - (0.000 - (-1,361.138)) / (58.972 \times 10.000) = 2.692 \text{ (m)} \\ M_{\max1} &= 58.972 \times 2.692 \times (10.000 - 2.692)/2 + 0.000 - (0.000 - (-1,361.138)) \times 2.692/10.000 \\ &= 213.664 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

・スパン No.2 $L_2=18.000$ (m) , $M_2=-1,361.138$ (kN・m) , $M_3=-1,361.138$ (kN・m)

$$\begin{aligned} \chi_2 &= 18.000/2 - (-1,361.138 - (-1,361.138)) / (58.972 \times 18.000) = 9.000 \text{ (m)} \\ M_{\max2} &= 58.972 \times 9.000 \times (18.000 - 9.000)/2 + (-1,361.138) - (-1,361.138 - (-1,361.138)) \times 9.000/18.000 \\ &= 1,027.228 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

・スパン No.3 $L_3=10.000$ (m) , $M_3=-1,361.138$ (kN・m) , $M_4=0.000$ (kN・m)

$$\begin{aligned} \chi_3 &= 10.000/2 - (-1,361.138 - 0.000) / (58.972 \times 10.000) = 7.308 \text{ (m)} \\ M_{\max3} &= 58.972 \times 7.308 \times (10.000 - 7.308)/2 + (-1,361.138) - (-1,361.138 - 0.000) \times 7.308/10.000 \\ &= 213.664 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(b) せん断力

主桁のせん断力は、支点からh/2離れた位置で検討する。

$$\begin{aligned} S &= W_2 \cdot W_2(L - 2\chi)/2 - (M_L - M_R)/L \\ \text{ここに、} \chi &: \text{照査位置 (m)} \end{aligned}$$

・スパン No.1 $L_1=10.000$ (m) , $M_1=0.000$ (kN・m) , $M_2=-1,361.138$ (kN・m)

・h/2の位置

$$\begin{aligned} S_{L1} &= 58.972 \times (10.000 - 2 \times 1.800) / 2 - (0.000 - (-1,361.138)) / 10.000 \\ &= 52.597 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{L1} &= 58.972 \times 1.800 \times (10.000 - 1.800) / 2 + 0.000 - (0.000 - (-1,361.138)) \times 1.800 / 10.000 \\ &= 190.209 \text{ (kN・m)} \end{aligned}$$

・L-h/2の位置

$$\begin{aligned} S_{R1} &= 58.972 \times (10.000 - 2 \times 8.200) / 2 - (0.000 - (-1,361.138)) / 10.000 \\ &= -324.824 \text{ (kN・m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{R1} &= 58.972 \times 8.200 \times (10.000 - 8.200) / 2 + 0.000 - (0.000 - (-1,361.138)) \times 8.200 / 10.000 \\ &= -680.919 \text{ (kN・m)} \end{aligned}$$

・スパン No.2 $L_2=18.000$ (m) , $M_2=-1,361.138$ (kN・m) , $M_3=-1,361.138$ (kN・m)

・h/2の位置

$$\begin{aligned} S_{L2} &= 58.972 \times (18.000 - 2 \times 1.800) / 2 - (-1,361.138 - (-1,361.138)) / 18.000 \\ &= 424.598 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{L2} &= 58.972 \times 1.800 \times (18.000 - 1.800) / 2 + (-1,361.138) - (-1,361.138 - (-1,361.138)) \times 1.800 / 18.000 \\ &= -501.326 \text{ (kN・m)} \end{aligned}$$

・L-h/2の位置

$$\begin{aligned} S_{R2} &= 58.972 \times (18.000 - 2 \times 16.200) / 2 - (-1,361.138 - (-1,361.138)) / 18.000 \\ &= -424.598 \text{ (kN・m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{R2} &= 58.972 \times 16.200 \times (18.000 - 16.200) / 2 + (-1,361.138) - (-1,361.138 - (-1,361.138)) \times 16.200 / 18.000 \\ &= -501.326 \text{ (kN・m)} \end{aligned}$$

・スパン No.3 $L_3=10.000$ (m) , $M_3=-1,361.138$ (kN・m) , $M_4=0.000$ (kN・m)

・h/2の位置

$$\begin{aligned} S_{L3} &= 58.972 \times (10.000 - 2 \times 1.800) / 2 - (-1,361.138 - 0.000) / 10.000 \\ &= 324.824 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{L3} &= 58.972 \times 1.800 \times (10.000 - 1.800) / 2 + (-1,361.138) - (-1,361.138 - 0.000) \times 1.800 / 10.000 \\ &= -680.919 \text{ (kN・m)} \end{aligned}$$

・L-h/2の位置

$$\begin{aligned} S_{R3} &= 58.972 \times (10.000 - 2 \times 8.200) / 2 - (-1,361.138 - 0.000) / 10.000 \\ &= -52.597 \text{ (kN・m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{R3} &= 58.972 \times 8.200 \times (10.000 - 8.200) / 2 + (-1,361.138) - (-1,361.138 - 0.000) \times 8.200 / 10.000 \\ &= 190.209 \text{ (kN・m)} \end{aligned}$$

2.6 応力集計

各スパンの中から最大値を用いて部材の検討を行う。

$$M_{\max} = 1,027.228 \text{ (kN・m)}$$

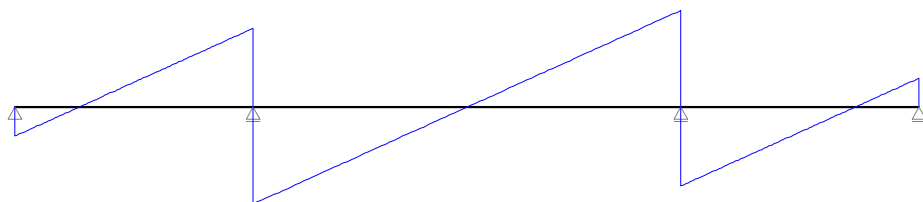
$$S_{h/2} = 424.598 \text{ (kN)}$$

$$M_{h/2} = -501.326 \text{ (kN・m)}$$

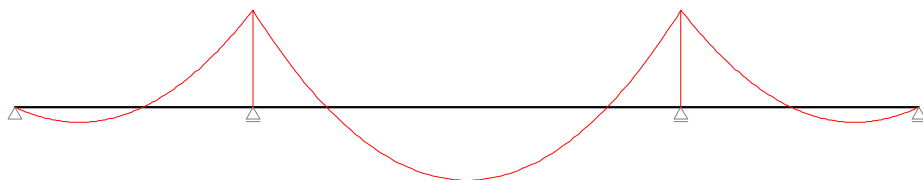
$$M_{\text{omax}} = -1,361.138 \text{ (kN・m)}$$

2.7 主桁部応力図

・せん断力図



・曲げモーメント図



3. 必要鉄筋量の算出

3.1 係数

断面算定に用いる場合の係数 k_0 , j_0 は次の値を用いる。

$$k_0 = 1 / (1 + \sigma_{sa} / (n \cdot \sigma_{ca})) = 1 / (1 + 157.00 / (15.0 \times 9.00)) = 0.462329$$

$$j_0 = 1 - k_0 / 3 = 1 - 0.462329 / 3 = 0.845890$$

3.2 底版

底版部の計算は、内水圧による引張方向軸力考慮する。

(a) 底版端部

$$h = t_2 = 300.0 \text{ (mm)}$$

$$d = h - d_1 = 300.0 - 70.0 = 230.0 \text{ (mm)}$$

$$e = M / N = 25,521,000 / 30,625 = 833.339 \text{ (mm)}$$

$$0.5h - d_2 = 0.5 \times 300.0 - 70.0 = 80.0 \text{ (mm)}$$

$$M_1 = M - N(d - 0.5h) = 25,521,000 - 30,625 \times (230.0 - 0.5 \times 300.0)$$

$$= 23,071,000 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_2 = 0.5 \sigma_{ca} \cdot k_0 \cdot j_0 \cdot b \cdot d^2 = 0.5 \times 9.00 \times 0.462329 \times 0.845890 \times 1,000.0 \times 230.0^2$$

$$= 93,096,470 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$e > 0.5h - d_2$ しかも $M_1 \leq M_2$ のためケース 2-A となる。

$$A_s' = 0 \text{ (圧縮鉄筋不要)}$$

$$A_s = M_1 / (\sigma_{sa} \cdot j_0 \cdot d) + N / \sigma_{sa}$$

$$= 23,071,000 / (157.00 \times 0.845890 \times 230.0) + 30,625 / 157.00$$

$$= 950.37 \text{ (mm}^2\text{)}$$

(b) 底版中央部

$$h = t_2 = 300.0 \text{ (mm)}$$

$$d = h - d_2 = 300.0 - 60.0 = 240.0 \text{ (mm)}$$

$$e = M / N = 5,308,000 / 30,625 = 173.322 \text{ (mm)}$$

$$0.5h - d_1 = 0.5 \times 300.0 - 60.0 = 90.0 \text{ (mm)}$$

$$M_1 = M - N(d - 0.5h) = 5,308,000 - 30,625 \times (240.0 - 0.5 \times 300.0)$$

$$= 2,551,750 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_2 = 0.5 \sigma_{ca} \cdot k_0 \cdot j_0 \cdot b \cdot d^2 = 0.5 \times 9.00 \times 0.462329 \times 0.845890 \times 1,000.0 \times 240.0^2$$

$$= 101,367,801 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$e > 0.5h - d_1$ しかも $M_1 \leq M_2$ のためケース 2-A となる。

$$A_s' = 0 \text{ (圧縮鉄筋不要)}$$

$$A_s = M_1 / (\sigma_{sa} \cdot j_0 \cdot d) + N / \sigma_{sa}$$

$$= 2,551,750 / (157.00 \times 0.845890 \times 240.0) + 30,625 / 157.00$$

$$= 275.12 \text{ (mm}^2\text{)}$$

3.3 側壁

側壁部の計算は、内水圧によって生じる側壁内面の引張曲げモーメントによって計算する。

$$h = t_1 = 300.0 \text{ (mm)}$$

$$d = h - d_3 = 300.0 - 60.0 = 240.0 \text{ (mm)}$$

$$A_s = M / (\sigma_{sa} \cdot j_0 \cdot d) = 25,521,000 / (157.00 \times 0.845890 \times 240.0)$$

$$= 800.71 \text{ (mm}^2\text{)}$$

3.4 主桁

(a) 主桁端部

$$h = h = 3,600.0 \text{ (mm)}$$

$$d = h - d_4 = 3,600.0 - 60.0 = 3,540.0 \text{ (mm)}$$

$$A_s = M / (\sigma_{sa} \cdot j_0 \cdot d) = 1,361,137,514 / (157.00 \times 0.845890 \times 3,540.0)$$

$$= 2,895.24 \text{ (mm}^2\text{)}$$

(b) 主桁中央部

$$h = h = 3,600.0 \text{ (mm)}$$

$$d = h - d_5 = 3,600.0 - 60.0 = 3,540.0 \text{ (mm)}$$

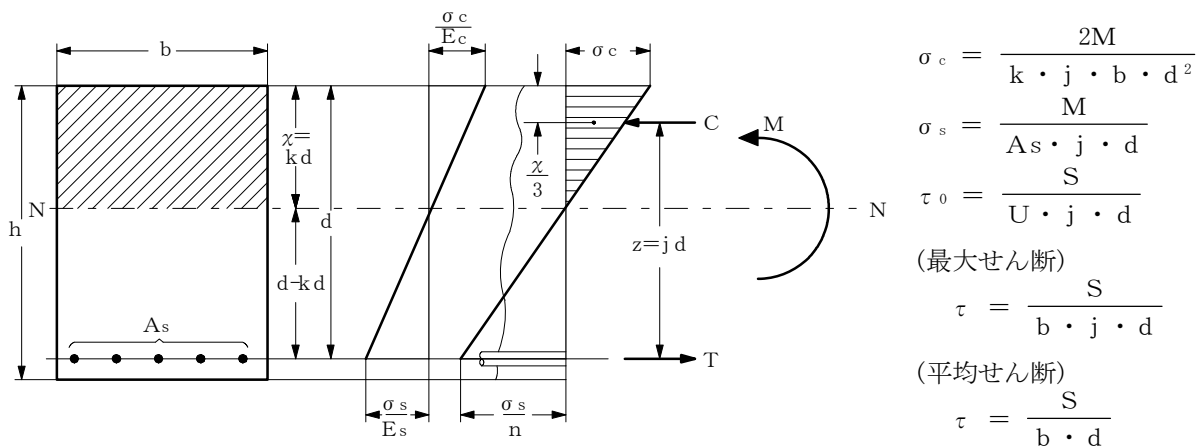
$$A_s = M / (\sigma_{sa} \cdot j_0 \cdot d) = 1,027,228,000 / (157.00 \times 0.845890 \times 3,540.0) \\ = 2,184.99 \text{ (mm}^2\text{)}$$

3.5 必要鉄筋量の集計

項 目	必要鉄筋量 (mm ²)	本数(本)	呼び径	鉄筋量(mm ²)	周 長(mm)
底版上部	950.37	4.00	D19	1146.0	240.0
底版下部	275.12	4.00	D10	285.3	120.0
側壁内側	800.71	4.00	D19	1146.0	240.0
主桁上部	2895.24	10.00	D22	3871.0	700.0
主桁下部	2184.99	10.00	D19	2865.0	600.0

4. 部材計算

4.1 算出公式

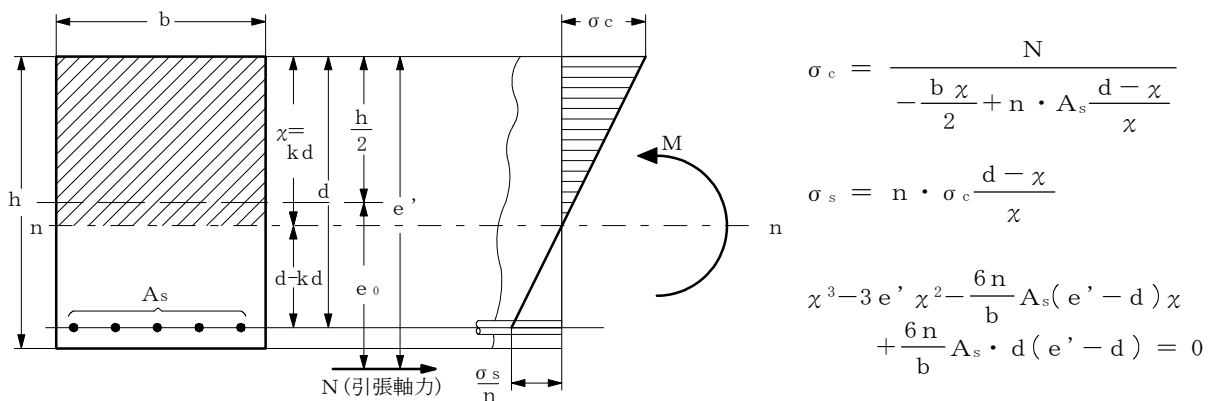


$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

曲げモーメントのみが作用する部材



曲げモーメントと引張軸力が作用する部材

4.2 応力計算表

			底版端部	底版中央	側壁付根	主桁 h/2	主桁中央	主桁端部
断面力	曲げモーメント	M kN・m	-25.521	5.308	-25.521	-501.326	1,027.228	-1,361.138
	軸力	N kN	-30.625	-30.625	0.000	0.000	0.000	0.000
	せん断力	S kN	27.073	0.000	30.625	424.598	0.000	——
部材	部材幅	b mm	1,000	1,000	1,000	300	300	300
	部材厚	h mm	300	300	300	3,600	3,600	3,600
配筋計画	引張側鉄筋かぶり	d_2 mm	70.000	60.000	60.000	60.000	60.000	60.000
	圧縮側鉄筋かぶり	d_1 mm	60.000	70.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	引張側鉄筋@ピッチ、鉄筋×本数		D19@250	D10@250	D19@250	D22×10	D19×10	D22×10
	圧縮側鉄筋@ピッチ		D10@250	D19@250				
データ	鉄筋断面積	A_s mm ²	1,146.0	285.3	1,146.0	3,871.0	2,865.0	3,871.0
	鉄筋周長	U mm	240.0	120.0	240.0	700.0	600.0	700.0
	有効部材厚	d mm	230.0	240.0	240.0	3,540.0	3,540.0	3,540.0
係数	ヤング係数比	n	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	鉄筋比	p	0.00498	0.00119	0.00477	0.00365	0.00270	0.00365
	Nの中心からの距離	e_o mm	-833.339	-173.322	0.000	0.000	0.000	0.000
	Nの圧縮縁からの距離	e_c mm	-983.339	-323.322	0.000	0.000	0.000	0.000
	中立軸の位置	χ	66.395	22.174	75.259	992.970	873.955	992.970
	中立軸比	k	0.288680	0.092390	0.313580	0.280500	0.246880	0.280500
	応力軸比	j	0.903770	0.969200	0.895470	0.906500	0.917710	0.906500
計算結果	曲げ圧縮応力度 [9.00]	σ_c N/mm ²	3.34	0.99	3.16	1.05	2.41	2.85
	引張応力度 [157.00]	σ_s N/mm ²	123.56	145.73	103.63	40.36	110.37	109.58
	せん断応力度 [0.45]	τ N/mm ²	0.13	0.00	0.14	0.44	0.00	——
	付着応力度 [1.60]	τ_o N/mm ²	0.54	0.00	0.59	0.19	0.00	——
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK

底版及び側壁は、単位m当たりでの計算。