断面２

Ｘ－Ｘ軸

	SECTION	A(m²)	Y(m)	A·Y²(m⁴)
2PI	5.352×0.032	=0.3425	1.766	1.0682
18Rib	0.260×0.028	=0.1310	1.620	0.3438
4Rib	〃 × 〃	=0.0291	1.250	0.0455
4Rib	〃 × 〃	= 〃	0.750	0.0164
4Rib	〃 × 〃	= 〃	0.250	0.0018
2PI	3.500×0.032	=0.2240	0	0.2287

A＝0.7848m²　　I ＝1.7044m⁴

W ＝0.956m³　　γ ＝1.474m

Ｙ－Ｙ軸

	SECTION	A(m²)	X(m)	A·X²(m⁴)
2PI	3.500×0.032	=0.2240	2.660	1.5849
12Rib	0.260×0.028	=0.0874	2.514	0.5524
4Rib	〃 × 〃	=0.0291	2.000	0.1164
4Rib	〃 × 〃	= 〃	1.500	0.0655
4Rib	〃 × 〃	= 〃	1.000	0.0241
4Rib	〃 × 〃	= 〃	0.500	0.0073
2Rib	〃 × 〃	=0.0145	0	0
2PI	5.352×0.032	=0.3425	0	0.8176

A＝0.7848m²　　I ＝3.1732m⁴

W ＝1.186m³　　γ ＝2.011m

断面3

X－X軸

	SECTION	A(m²)	Y(m)	A·Y²(m⁴)
2PI	5.268×0.028	=0.2950	1.764	0.9180
18Rib	0.250×0.025	=0.1125	1.625	0.2971
4Rib	〃 × 〃	=0.0250	1.250	0.0391
4Rib	〃 × 〃	= 〃	0.750	0.0141
4Rib	〃 × 〃	= 〃	0.250	0.0015
2PI	3.500×0.028	=0.1960	0	0.2001

A =0.6785m²　　I =1.4699m⁴

W =0.827m³　　γ =1.472m

Y－Y軸

	SECTION	A(m²)	X(m)	A·X²(m⁴)
2PI	3.500×0.028	=0.1960	2.620	1.3454
12Rib	0.250×0.025	=0.0750	2.481	0.4617
4Rib	〃 × 〃	=0.0250	2.000	0.1000
4Rib	〃 × 〃	= 〃	1.500	0.0562
4Rib	〃 × 〃	= 〃	1.000	0.0250
4Rib	〃 × 〃	= 〃	0.500	0.0062
2Rib	〃 × 〃	=0.0125	0	0
2PI	5.268×0.028	=0.2950	0	0.6823

A =0.6785m²　　I =2.6768m⁴

W =1.016m³　　γ =1.986m

断面4

X－X軸

	SECTION	A(m²)	Y(m)	A·Y²(m⁴)
2PI	4.665×0.025	=0.2333	1.7625	0.7247
18Rib	0.250×0.025	=0.1125	1.625	0.2971
4Rib	〃 × 〃	=0.0250	1.250	0.0391
4Rib	〃 × 〃 =	〃	0.750	0.0141
4Rib	〃 × 〃 =	〃	0.250	0.0015
2PI	3.500×0.025	=0.1750	0	0.1786

A =0.5958m²　　I =1.2551m⁴

W =0.707m³　　γ =1.451m

Y－Y軸

	SECTION	A(m²)	X(m)	A·X²(m⁴)
2PI	3.500×0.025	=0.1750	2.320	0.9419
12Rib	0.250×0.025	=0.0750	2.1825	0.3572
4Rib	〃 × 〃	=0.0250	2.000	0.1000
4Rib	〃 × 〃 =	〃	1.500	0.0562
4Rib	〃 × 〃 =	〃	1.000	0.0250
4Rib	〃 × 〃 =	〃	0.500	0.0062
2Rib	〃 × 〃	=0.0125	0	0
2PI	4.665×0.025	=0.2333	0	0.4216

A =0.5958m²　　I =1.9081m⁴

W =0.818m³　　γ =1.790m

塔頂部

X－X軸

	SECTION	A(m²)	Y(m)	A·Y²(m⁴)
2PI	4.022×0.022	=0.1770	1.761	0.5489
14Rib	0.200×0.022	=0.0616	1.650	0.1677
4Rib	〃 × 〃	=0.0176	1.250	0.0275
4Rib	〃 × 〃	= 〃	0.750	0.0099
4Rib	〃 × 〃	= 〃	0.250	0.0011
2PI	3.500×0.022	=0.1540	0	0.1572

A =0.4454m²　　I =0.9123m⁴

W =0.515m³　　γ =1.431m

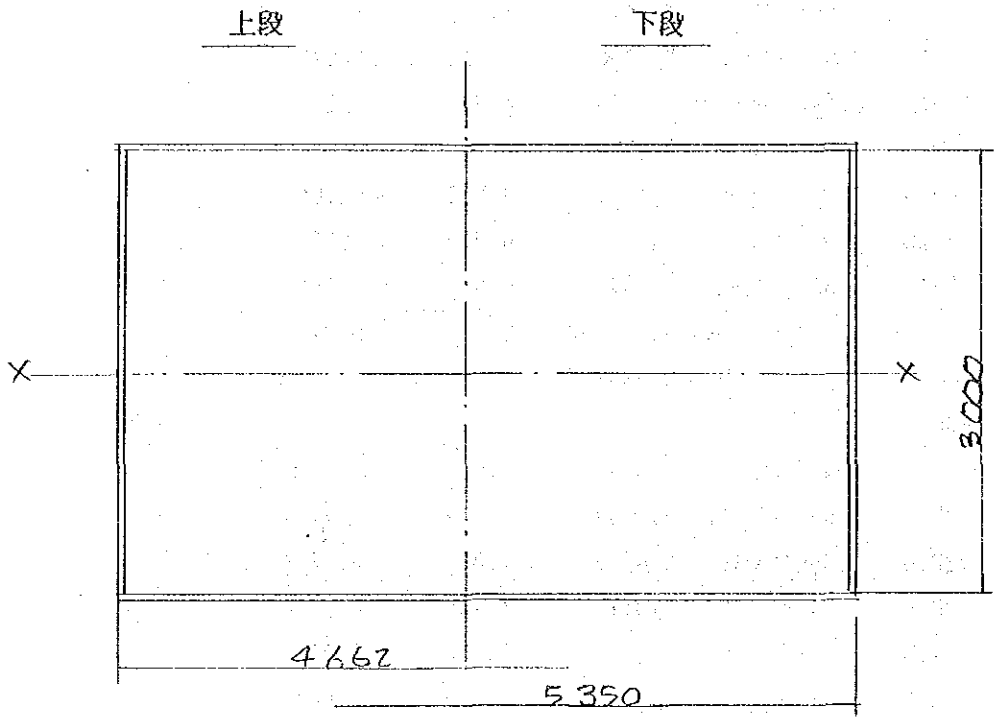
Y－Y軸

	SECTION	A(m²)	X(m)	A·X²(m⁴)
2PI	3.500×0.022	=0.1540	2.000	0.6160
12Rib	0.200×0.022	=0.0528	1.889	0.1884
4Rib	〃 × 〃	=0.0176	1.500	0.0396
4Rib	〃 × 〃	= 〃	1.000	0.0176
4Rib	〃 × 〃	= 〃	0.500	0.0044
2Rib	〃 × 〃	=0.0088	0	0
2PI	4.022×0.022	=0.1770	0	0.2386

A =0.4454m²　　I =1.1046m⁴

W =0.549m³　　γ =1.575m

水平材



上段

	SECTION	A(m²)	Y(m)	A·Y²(m⁴)
2PI	4.662×0.025	=0.2331	1.5125	0.5332
2PI	3.000×0.016	=0.0960	1/6×0.016×3.0³	0.0720

A＝0.3291m²　　I ＝0.6052m⁴

W＝0.397m³

下段

	SECTION	A(m²)	Y(m)	A·Y²(m⁴)
2PI	5.350×0.025	=0.2675	1.5125	0.6119
2PI	3.000×0.016	=0.0960		0.0720

A＝0.3635m²　　I ＝0.6839m⁴

W＝0.448m³

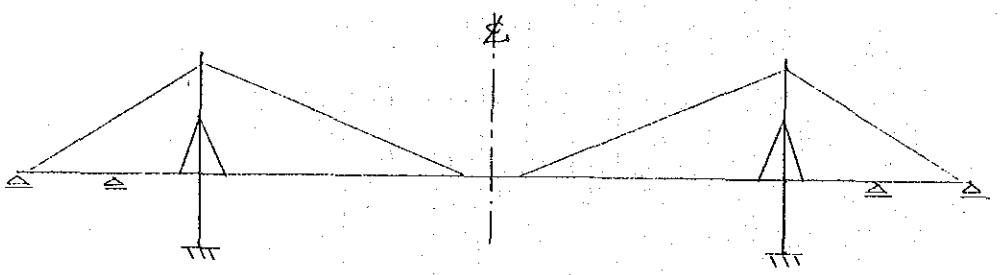
仮定断面のまとめ

	断面積(m²)	断面二次モーメント(m⁴)		断面係数 (m³)		回転半径 (m)	
	A	I	I	W	W	γ	γ
塔 基 部	1.1396	2.1321	5.3786	1.196	1.783	1.368	2.172
断 面 1	0.8345	1.8449	3.7796	1.035	1.333	1.487	2.128
〃 2	0.7848	1.7044	3.1732	0.956	1.186	1.474	2.011
〃 3	0.6785	1.4699	2.6768	0.827	1.016	1.472	1.986
〃 4	0.5958	1.2551	1.9081	0.707	0.818	1.451	1.790
塔 頂 部	0.4454	0.9123	1.1046	0.515	0.549	1.431	1.575
上 段 梁	0.3291	0.6052	—	0.397	—	—	—
下 段 梁	0.3635	0.6839	—	0.448	—	—	—

4．荷重

橋軸方向（片側あたり）

D＋P＋EQ(L)



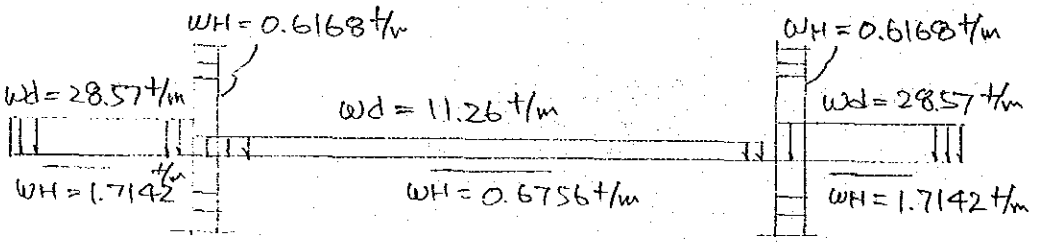
荷重強度　EQ(L)　　$K = \beta \cdot K = 0.5 \times 0.12 = 0.06$

主桁

側径間　$w = w_d \times 0.06 = 28.57t/m \times 0.06 = 1.7142t/m$

主径間　$w = 11.26t/m \times 0.06 = 0.6756t/m$

塔　$w = 0.97t/m \times 1.35 \times 7.85 \times 0.06 = 0.6168t/m$



載荷図　D＋P＋EQ(L)

橋軸直角方向

荷重強度

風荷重　W(T)

基本風速　$V_{10} = 35.0m/sec$

主桁（1橋分）

設計風速　$V = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot V_{10}$

$\nu_1 = 1.275$　（H≒55m）

$\nu_2 = 1.180$　（L＝400m）

$\therefore\ V = 1.275 \times 1.180 \times 35.0 = 52.7m/sec$

荷重強度　$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot \nu_4 \cdot C \cdot A_n$

$\rho = 0.00012t \cdot sec^2/m^4,\ \nu_4 = 1.3$

$C = 1.3,\ A_n = (2.5 + 1.5) = 4.0m^2/m$

$\therefore\ P = \frac{1}{2} \times 0.00012 \times 52.7^2 \times 1.3 \times 1.3 \times 4.0 = 1.13t/m$

塔（1シャフトあたり）

設計風速　$V = \nu_1 \cdot \nu_3 \cdot V_{10}$

$\nu_1 = 1.36$（$H = 130 \times 0.65 \fallingdotseq 85$m）

$\nu_3 = 1.19$（$H = 130$m）

$\therefore\ V = 1.36 \times 1.19 \times 35.0 = 56.6$m/sec

荷重強度　$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot \nu_5 \cdot C \cdot A_n$

$\nu_5 = 1.0,\ C = 1.8,\ A_n = \frac{1}{2}(6.0 + 4.0) = 5.0$

$\therefore\ P = \frac{1}{2} \times 0.00012 \times 56.6^2 \times 1.0 \times 1.8 \times 5.0 = 1.73$t/m

地震荷重　EQ(T)

設計水平震度　$K = \beta \cdot K = 1.25 \times 0.12 = 0.15$

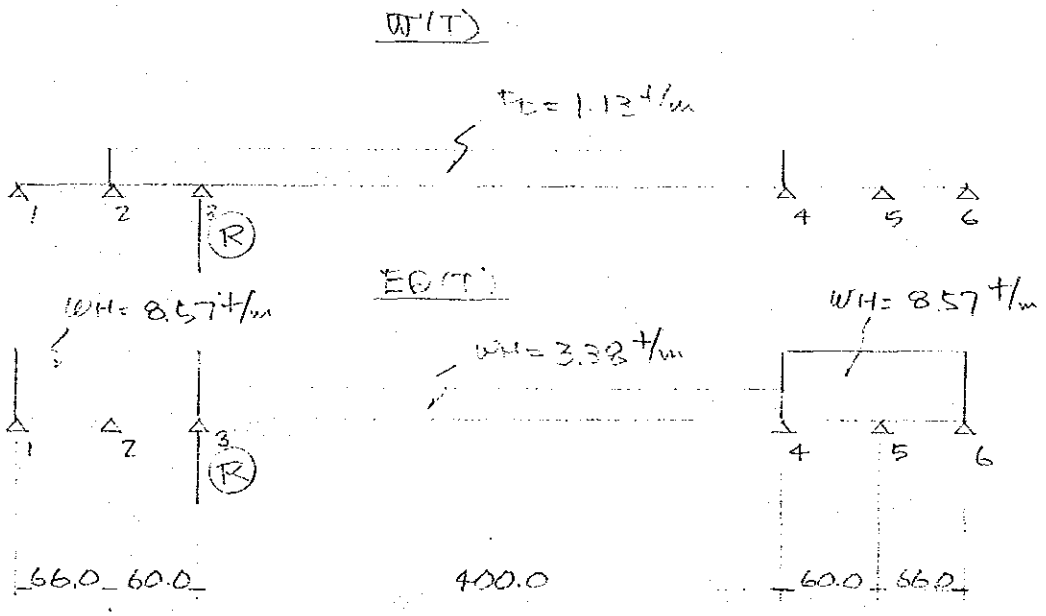
主桁（1橋分）

側　径　間　　$w = 28.57$t/m$\times 0.15 \times 2 = 8.57$t/m

主　径　間　　$w = 11.26$〃 × 〃 $\times 2 = 3.38$ 〃

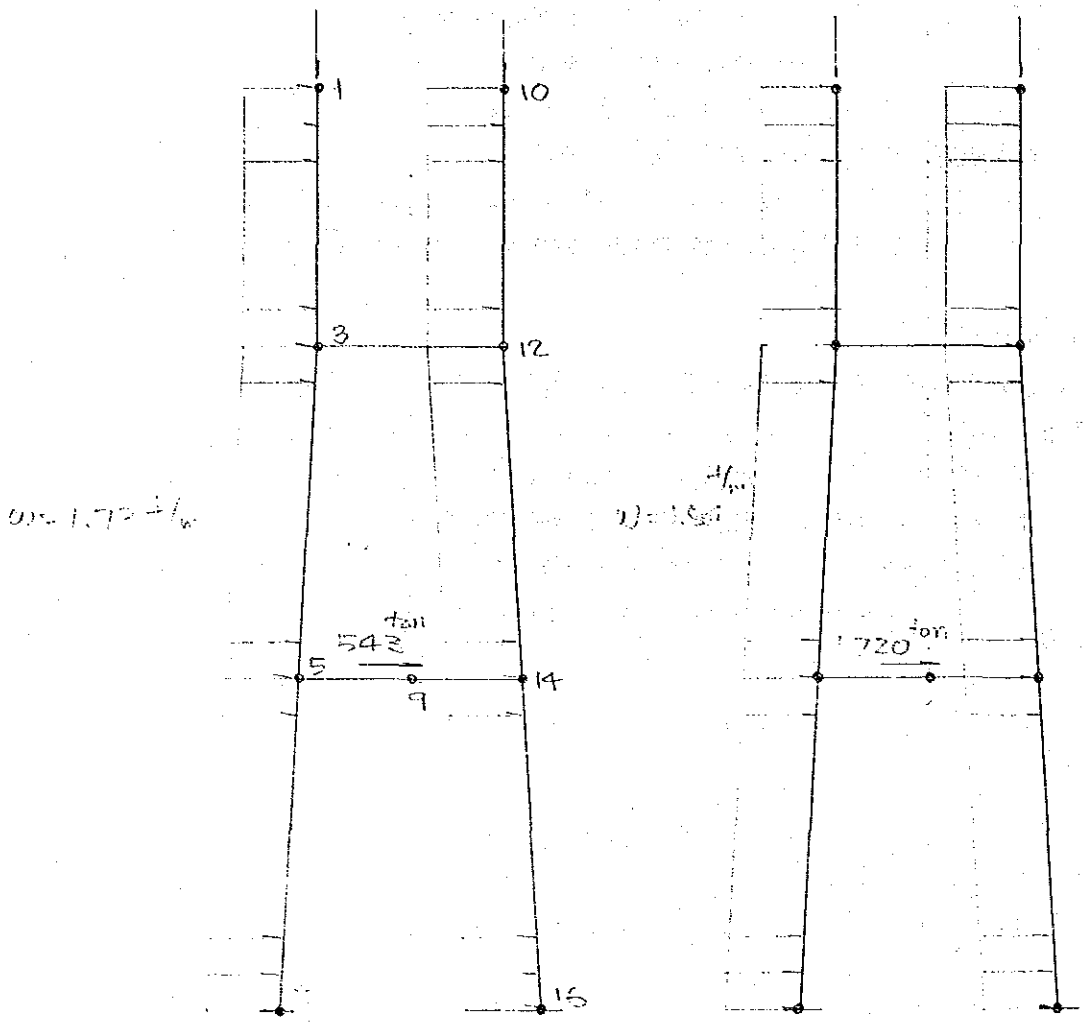
塔（1シャフト）$w = 0.97 \times 1.35 \times 7.85 \times 0.15 = 1.54$ 〃

主桁水平反力



(ton)

	1	2	3	4	5	6
W(T)	46	−295	543	511	−335	50
EQ(T)	368	−332	1,720	1,720	−332	368



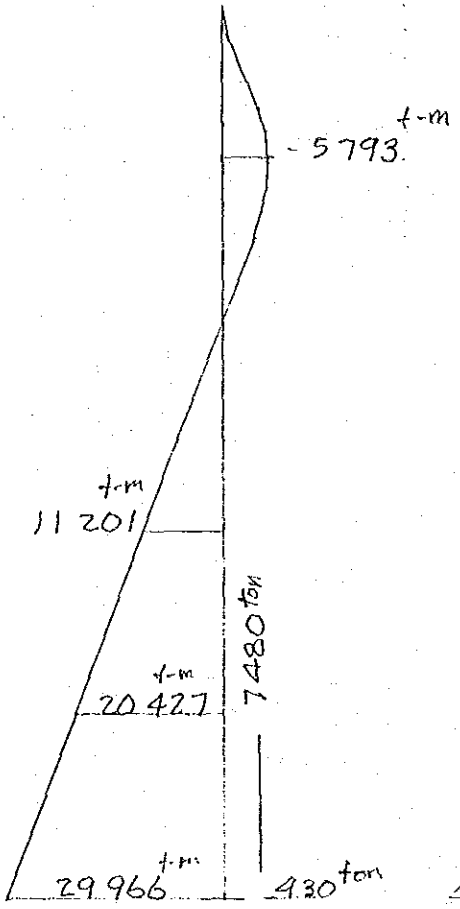
W(T) < EQ(T)

D＋PS及び自重分

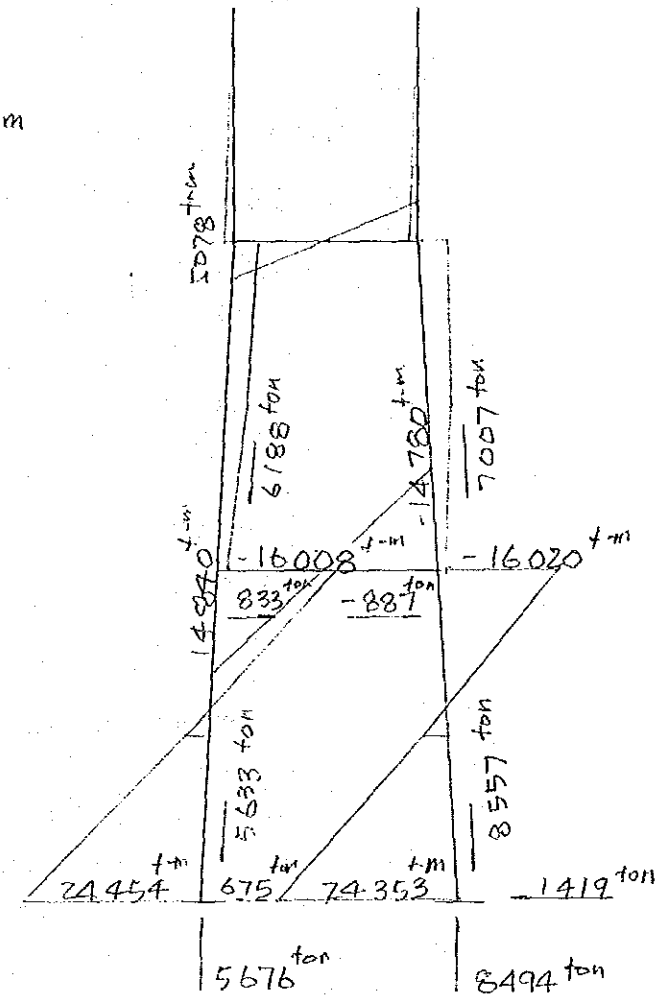
(ton)

格　点	D＋PS	柱自重	梁自重	合　計
1，10	5,694	416	—	6,110
3，12	—	437	42	479
5，14	—	442	54	496

5．断面力



D＋P＋EQ (L)



D＋P＋EQ (T)

6．断面計算

・塔基部

仮定断面による（材質SM50Y）

橋軸方向

D＋P＋EQ(L)　　N＝7,480ton

M ＝29,966ton-m

断面

A＝1.1396m²，W ＝1.783m³，γ ＝2.172m

換算式（略算）　$\dfrac{\sigma_c}{\sigma_{ca}}+\dfrac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} \leqq 0.95$

$$\sigma_c=\frac{7,480}{1.1396}=6,560\text{ton/m}$$

l ＝43.0×2.1＝90.3m（一端固定，一端自由）

$$\therefore \frac{l}{\gamma}=\frac{90.3}{2.172}=41.6$$

$$\therefore \sigma_{ca}=\{2,100-15(\frac{l}{\gamma}-14)\}\times 10\times 1.5$$

$$=25,290\text{ton/m}^2$$

$$\sigma_b=\frac{29,966}{1.783}=16,810\text{ton/m}^2$$

$$\sigma_{ba}=21,000\times 1.5=31,500\text{ton/m}^2$$

$$\therefore \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}}+\frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}}=\frac{6,560}{25,290}+\frac{16,810}{31,500}$$

$$=0.259+0.534$$

$$=0.793<0.95$$

橋軸直角方向

D＋P＋EQ(T)

N＝8,557ton

M ＝24,353ton-m

A＝1.1396m²

W ＝1.196m³

γ ＝1.368m

$$\sigma_c=\frac{8,557}{1.1390}=7,510\text{ton/m}^2$$

l ＝43.0×1.2＝51.6m

$$\frac{l}{\gamma}=\frac{51.6}{1.368}=37.7$$

$$\therefore \sigma_{ca}=\{2,100-15(\frac{l}{\gamma}-14)\}\times 10\times 1.5$$

$$=26,170\text{ton/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{24,353}{1.196} = 20,360 \text{ton/m}^2$$

$$\sigma_{ba} = 21,000 \times 1.5 = 31,500 \text{ton/m}^2$$

$$\therefore \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} = \frac{7.510}{26,170} + \frac{20,360}{31,500}$$

$$= 0.287 + 0.646$$

$$= 0.913 < 0.95$$

・Point70

断面1による（SM50Y）

橋軸方向

$N = 7,480$ton

$M = 20,427$ton-m

$A = 0.8344\text{m}^2$, $W = 1.333\text{m}^3$, $\gamma = 2.128$m

$$\sigma_c = \frac{7,480}{0.8344} = 8,960 \text{ton/m}^2$$

$$\frac{l}{\gamma} = \frac{90.3}{2.128} = 42.4$$

$$\sigma_{ca} = \{2,100 - 15(42.4 - 14)\} \times 10 \times 1.5$$

$$= 25,110 \text{ton/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{20,427}{1.333} = 15,320 \text{ton/m}^2$$

$$\sigma_{ba} = 31,500 \text{ton/m}^2$$

$$\therefore \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} = \frac{8,960}{25,110} + \frac{15,320}{31,500}$$

$$= 0.357 + 0.486$$

$$= 0.843 < 0.95$$

橋軸直角方向は、断面力が小さいので省略

・Point5(14)

断面2による（SM50Y）

橋軸方向

$N = 7,480$ton

$M \fallingdotseq 14,000$ton-m

$A = 0.7848\text{m}^2$, $W = 1.186\text{m}^3$, $\gamma = 2.011$m

$$\sigma_c = \frac{7,480}{0.7848} = 9,530 \text{ton/m}^2$$

$$\frac{l}{\gamma} = \frac{90.3}{2.011} = 44.9$$

$$\sigma_{ca} = \{2,100 - 15(44.9 - 14)\} \times 10 \times 1.5$$

$$= 24,550 \text{ton/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{14,000}{1.186} = 11,800\,\text{ton/m}^2$$

$$\sigma_{ba} = 31,500\,\text{ton/m}^2$$

$$\therefore \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} = \frac{9,530}{24,550} + \frac{11,800}{31,500} = 0.763 < 0.95$$

橋軸直角方向

$N = 8,557\,\text{ton}$

$M = 16,020\,\text{ton-m}$

$A = 0.7848\,\text{m}^2,\ W = 0.956,\ \gamma = 1.474\,\text{m}$

$$\sigma_c = \frac{8,557}{0.7848} = 10,900\,\text{ton/m}^2$$

$$\frac{l}{\gamma} = \frac{43.0 \times 1.2}{1.474} = 35.0$$

$$\therefore \sigma_{ca} = \{2,100 - 15(35.0 - 14)\} \times 10 \times 1.5$$

$$= 26,770\,\text{ton/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{16,020}{0.956} = 16,760\,\text{ton/m}^2$$

$$\sigma_{ba} = 31,500\,\text{ton/m}^2$$

$$\therefore \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} = \frac{10,900}{26,770} + \frac{16,760}{31,500} = 0.407 + 0.532$$

$$= 0.939 < 0.95$$

・Point69附近

断面３による（SM50Y）

橋軸方向

$N = 7,480\,\text{ton}$

$M = 11,201\,\text{ton-m}$

$A = 0.6785\,\text{m}^2,\ W = 1.016\,\text{m}^3,\ \gamma = 1.986\,\text{m}$

$$\sigma_c = \frac{7,480}{0.6785} = 11,020\,\text{ton/m}^2$$

$$\frac{l}{\gamma} = \frac{(126.0 - 43.0) \times 1}{1.986} = 41.8$$

$$\sigma_{ca} = \{2,100 - 15(41.8 - 14)\} \times 10 \times 1.5$$

$$= 25,240\,\text{ton/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{11,201}{1.010} = 11,020\,\text{ton/m}^2$$

$$\sigma_{ba} = 31,500\,\text{ton/m}^2$$

$$\therefore \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} = \frac{11,020}{25,240} + \frac{11,020}{31,500}$$

$$= 0.787 < 0.95$$

橋軸直角方向は、断面力が小さいので省略。

・Point68

橋軸方向

D＋P＋L（－）

N＝6,137ton

M＝5,915ton-m

断面4　SM50Y

A＝0.5958m²，W ＝0.818m³，γ ＝1.790m

$$\sigma_c=\frac{6,137}{0.5958}=10,300\text{ton/m}^2$$

$$\frac{l}{\gamma}=\frac{36.0\times1}{1.790}=20.1$$

$$\therefore\ \sigma_{ca}=\{2,100-15(20.1-14)\}\times10$$

$$=20,080\text{ton/m}^2$$

$$\sigma_b=\frac{5,915}{0.818}=7,230\text{ton/m}^2$$

$$\sigma_b=21,000\text{ton/m}^2$$

$$\therefore\ \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}}+\frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}}=\frac{10,300}{20,080}+\frac{7,230}{21,000}$$

$$=0.857<0.95$$

・水平梁

上段　M＝5,078ton-m

$$\sigma_b=\frac{5,078}{0.397}=12,790\text{ton/m}^2<14,000\text{ton/m}^2\quad\text{SS41}$$

下段　N＝887ton

M＝16,020ton-m

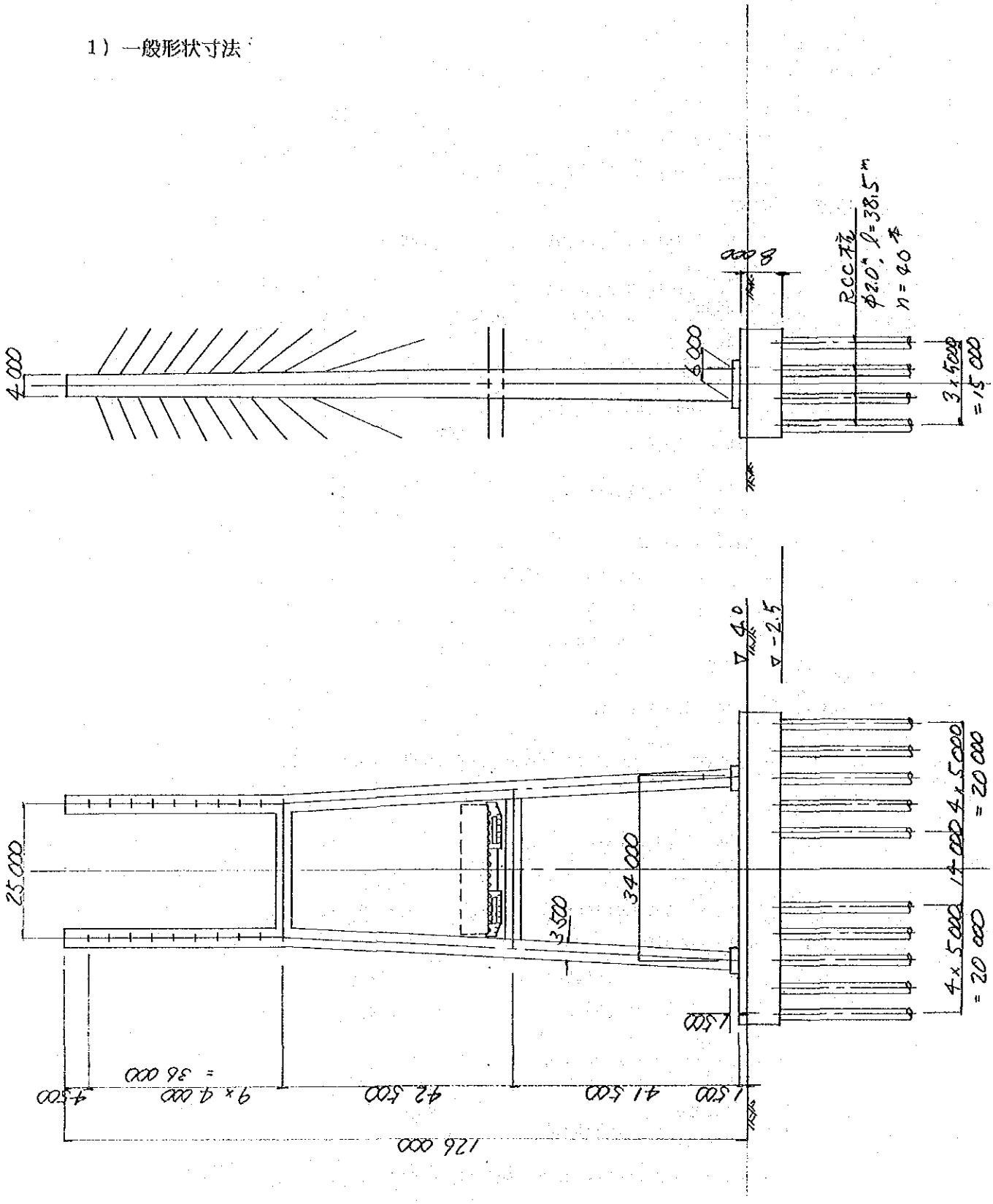
	SECTION	A(m²)	Y(m)	AY²(m⁴)
2PI	5.350×0.032＝0.3424		1.616	0.8942
2PI	3200 ×0.016＝0.1024			0.0874
		A＝0.4448m²		I ＝0.9816m⁴
		W ＝0.601m³		γ ＝1.485

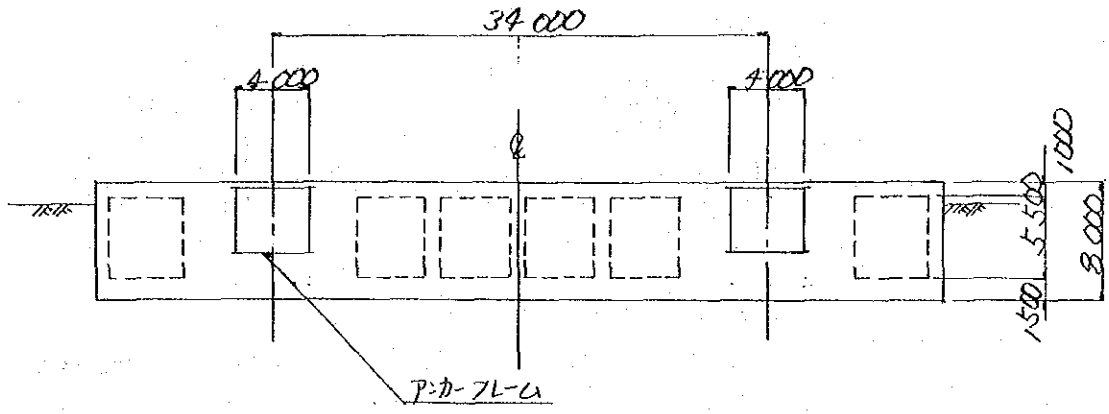
$$\therefore\ \sigma_c=\frac{887}{0.4448}=1,990\text{ton/m}^2$$

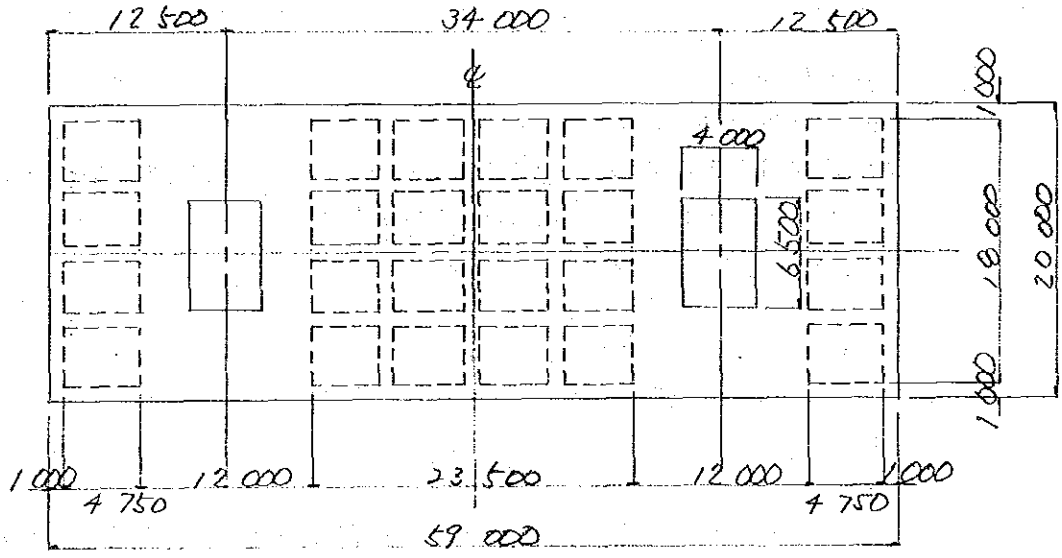
$$\sigma_b=\frac{16,020}{0.601}=26,660\text{ton/m}^2$$

$$\therefore\ \sigma=1,990+26,660=28,650\text{ton/m}^2<21,000\times1.5=31,500\text{ton/m}^2$$

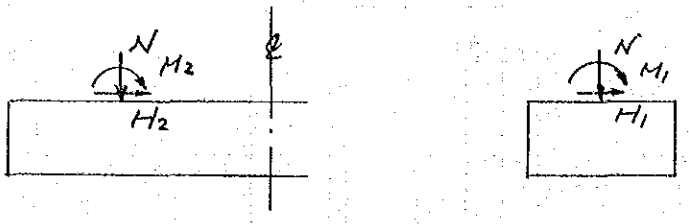
1）一般形状寸法


4 000
6 000
8 000
RCC杭
φ2.0m, l=38.5m
n=40本
3×5000
=15 000
▽4.0
▽-2.5
25 000
34 000
3500
1500
4×5000
=20 000
4×5000
=20 000
1500
41 500
42 500
9×4 000
=36 000
4500
126 000


34 000
4 000
4 000
1000
5 500
8 000
1500
アンカーフレーム


12 500
34 000
12 500
1000
4 000
6 500
18 000
20 000
1000
1000
4 750
12 000
23 500
12 000
1000
4 750
59 000

2）上部工反力（橋脚下端）



塔、橋脚下端における作用力（1軸当り）

		N(t)	H_1(t)	H_2(t)	M_1(t·m)	M_2(t·m)
橋軸方向	死荷重時	6,945	5	−482	205	50
	死荷重＋活荷重時	9,275	85	−644	4,880	68
	地震時	7,480	430	−519	29,965	54
直角方向	風荷重時	7,881	5	854	205	10,866
	地震時	8,490	5	1,420	205	24,350

3）フーチング重量

フーチング体積は中径分を控除して

$V=20.0\times59.0\times8.0-4.75\times3.75\times5.5\times8-5.125\times3.75\times5.5\times16=6,965m^3$

コンクリートの単位体積重量を2.45t/m³と仮定する。

$W=6,965\times2.45=17,064t$

4）杭の支持力

地質調査結果より、杭先端の標高を−41.0mとする。

杭長は

$l=41.0-2.5=38.5m$

深度	平均N値	粘着力(C t/m²)	杭周辺摩擦力(f_i t/m²)	E(kg/cm²)
−2.5〜−19.0m	2	2.0(粘性土)	2.0(＝C)	60
−19.0〜−24.0	10	7.5(〃)	7.5(＝C)	75
−24.0〜−37.0	25	1.0(砂質土)	12.5(＝N/2)	155
−37.0〜−41.0	40	0 (〃)	20.0(＝N/2)	155

杭先端の支持力を$q_u=300t/m^2$とする。杭の極限支持力R_uは

$R_u=\pi D\cdot\Sigma f_i l_i+q_u\cdot A$

$=(2.0\times16.5+7.5\times5.0+12.5\times13.0+20.0\times4.0)\times3.1416\times2.0+300\times3.1416$

$=1,967+942=2,909t$

杭の許容鉛直支持力

$R_a = 2,909/3 = 970t$/本　（常時）

$= 970 \times 1.2 = 1,164$　〃　（風荷重時）

$= 970 \times 1.5 = 1,455$　〃　（地震時）

杭の水平方向支持力

$R = \alpha \cdot E \cdot D^{-3/4} = 0.8 \times 60 \times 200^{-3/4} = 0.9025 kg/cm^2$

$\beta = (R \cdot D/4EI)^{1/4} = (0.9025 \times 200/4 \times 2.4 \times 10^5 \times 7.854 \times 10^7)^{1/4} = 0.124^{1/m}$

$H_a = \dfrac{k \cdot D}{\beta} \cdot \delta_a$　　δ_a ：杭の許容水平変位量

$\delta_a = 1.0cm$とすると

$H_a = 0.9025 \times 200/0.00124 \times 1.0 \times 10^{-3} = 145t$

5）橋軸方向杭反力の計算

（1）死荷重時

$N = 6,945 + 17,064/2 = 15,477t$

$H = 5\ t$

$M = 205 + 5 \times 8.0 = 245t \cdot m$

杭反力

$R = \dfrac{N}{\eta} \pm M/W$

$= 15,477/20 \pm 245/83.333$

$= 774 \pm 3$　　$= 777t < 970t$

$H = 5/20$　　$= 0.3t < 145t$

（2）活荷重時

$N = 9,275 + 17,064/2 = 17,807t$

$H = 85t$

$M = 4,880 + 85 \times 8 = 5,560t \cdot m$

杭反力

$R = 17,807/20 \pm 5,560/83.333 = 890 \pm 67 = 957t < 970t$

$H = 85/20$　$= 4.3t < 145t$

（3）地震時

$N = 7,480 + 17,064/2 = 16,012t$

$H = 430 + 8,532 \times 0.06 = 942t$　（水平震度0.06）

$M = 29,965 + 8,532 \times 0.06 \times 4.0 + 430 \times 8.0 = = 35,453t \cdot m$

杭反力

$R = 16,012/20 \pm 35,453/83.333 = 801 \pm 425 = 1,226t < 1,455t$

$H = 942/20 = 47t < 145t$

6）橋軸直角方向杭反力の計算

（1）風荷重時

作用力

N＝7,881＋17,064/2＝16,413t

H＝854t

M＝10,866＋854×8＝17,698t・m

杭反力

R＝16,413/20±17,698/100.0

＝821±177＝998t＜1,164t

H＝854/20＝43t＜145t

（2）地震時

作用力

N＝8,490＋17,064/2＝17,022t

H＝1,420＋8,532×0.15＝2,700t　（水平震度0.15）

M＝24,350＋1,420×8.0＋1,280×4.0＝40,830t・m

杭反力

R＝17,022/20±40,830/100.0＝851±408＝1,259t or 443t＜1,455t

H＝2,700/20＝135t＜145t

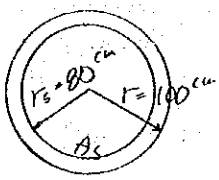
M＝H/2β＝135/2×0.124＝544t・m（杭頭）

杭鉄筋応力度（N＝1259t, M＝544t・m）

As＝D32×36本×1段＝285.9 cm²

σc＝99.1 kg/cm² ＜ 80×1.5＝120 kg/cm²

σs＝301 〃 ＜ 1800×1.5＝2700 kg/cm²



杭鉄筋応力度（N＝443t, M＝544t・m）

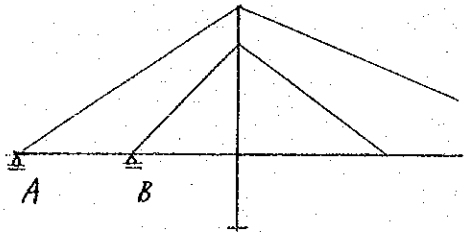
As＝D32×36本×1段＝285.9 cm²

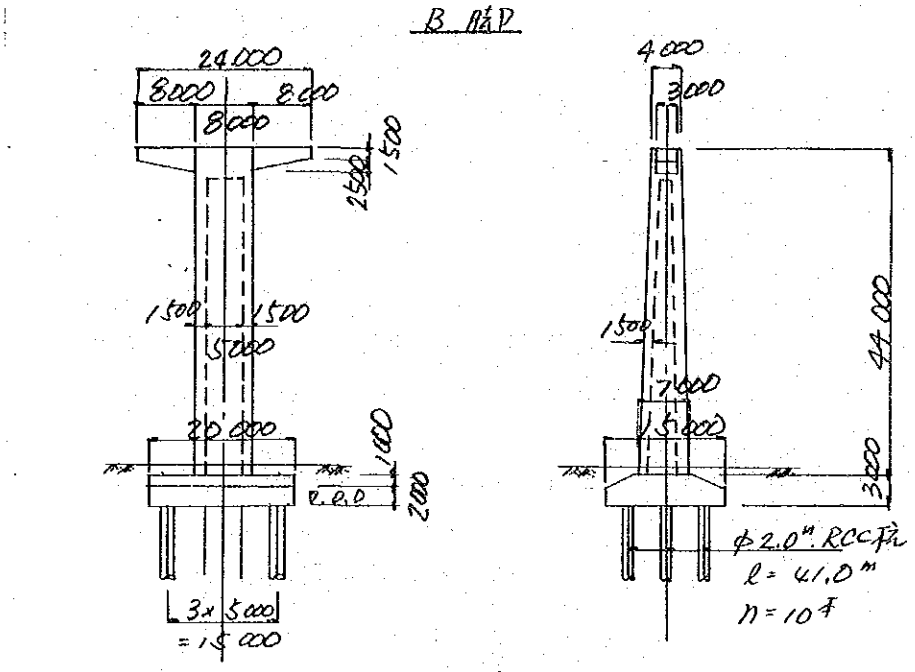
σc＝108 kg/cm² ＜ 120 kg/cm²

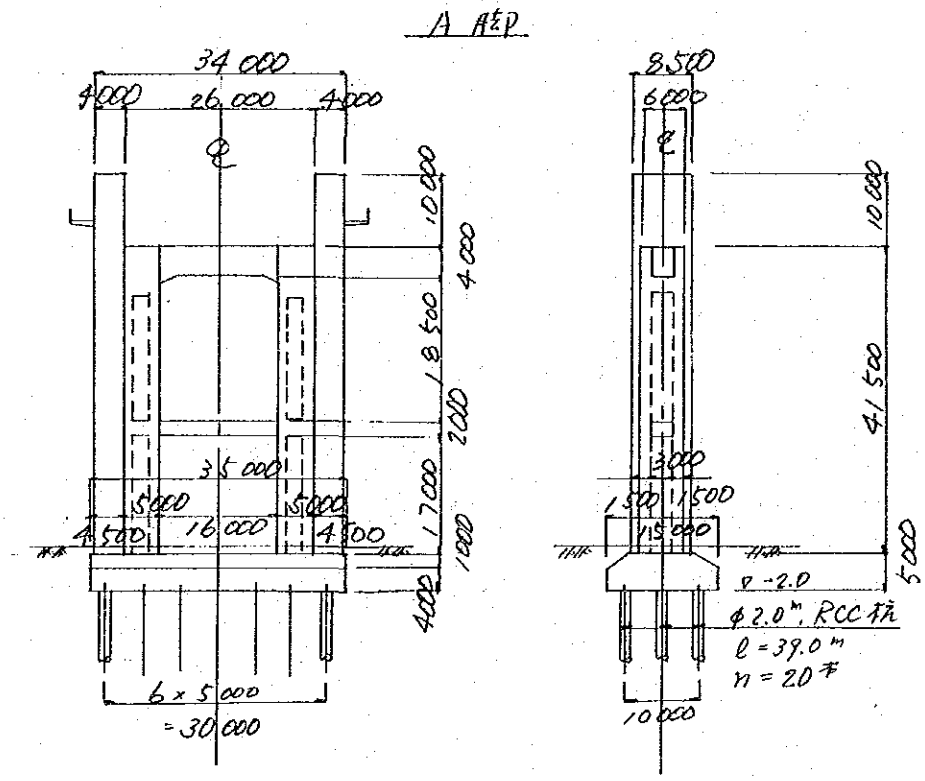
σs＝1960 〃 ＜ 2700 〃

側径間橋脚の設計

1，一般形状寸法


A
B


B 橋P
24,000
8,000
8,000
8,000
1,500
2,500
1,500
1,500
5,000
26,000
1,000
2,000
V.P.O
3×5,000
=15,000
4,000
3,000
44,000
1,500
7,000
15,000
3,000
φ2.0m RCC杭
ℓ=41.0m
n=10本


A 橋P
34,000
4,000
26,000
4,000
℄
10,000
4,000
18,500
2,000
17,000
1,000
4,000
35,000
5,000
5,000
4,500
16,000
4,500
6×5,000
=30,000
8,500
6,000
℄
10,000
41,500
3,000
1,500
1,500
15,000
5,000
V.-2.0
φ2.0m RCC杭
ℓ=39.0m
n=20本
10,000

2．上部工反力

斜張橋上部工反力（1橋当り）

	橋軸方向		直角方向	
	A 脚	B 脚	A 脚	B 脚
死荷重時	−194t	450t	−194t	450t
活荷重時 (1)	200	1,468	200	1,468
〃 (2)	−740	−1,528	−740	−1,528
地震時 (1)	−442	1,650	N=-194 H= 368	N =450 H= 332
〃 (2)	52	−630	—	—

A脚アプローチ橋上部工反力

死荷重時 ：N＝1,134t

活荷重時 ：Nmax＝1,493t

Nmin＝1,099t

地震時 ：N＝1,134t

H＝170t（直角方向）

3．B脚の設計

1）脚柱の計算

（1）作用力

脚下端での作用力を計算する。

i）自重

N＝3,951t

H＝237t（軸方向地震時）

＝593t（直角方向地震時）

M＝4,591t･m（軸方向 〃 ）

＝13,773t･m（直角方向 〃 ）

ii）上部工反力

活荷重時

N＝1,468t（−1,528t）

地震時

N＝1,650t（−630t）（軸方向地震時）

N＝450t

H＝332t

M＝332×(44.0＋3.0)＝15,604t･m

（直角方向地震時）

iii）合成作用力

・活荷重作用時

N＝3,951＋1,468＝5,419t

・軸方向地震時

N＝3,951＋1,650＝5,601t

H＝237t

M＝4,591t・m

・直角方向地震時

N＝3,951＋450＝4,401t

H＝593＋332＝925t

M＝13,773＋15,604＝29,377t・m

（2）脚下端断面応力

直角方向地震時を検討

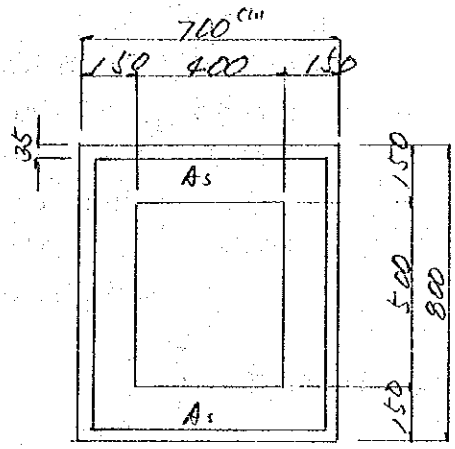
A_s＝115.6㎠/m

D32ctc 125
D32ctc 250
D25ctc 250

R＝0.33

σ_c＝79kg/㎠＜120kg/㎠

σ_s＝2,240 〃 ＜2,700 〃



2）安定計算

（1）フーチング下面での作用力

直角方向地震時検討

・フーチング重量

W＝2,055t

H＝2,055×0.15＝308t

M＝308×1.389＝428t・m

・上載土砂

W＝(2.0m×15.0m－8.0m×7.0m)×1.0m×1.8t/m³＝439t

・フーチング下面作用力

N＝4,401＋439＋2,055＝6,895t

H＝925＋308＝1,233t

M＝29,377＋925×3.0＋428＝32,580t・m

（2）杭反力

杭本数　η＝10本

W＝48.333本・m

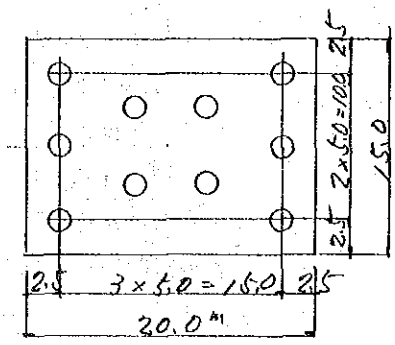
杭反力　R＝6,895/10

±32,580/48.333

＝689.5±674.1

＝1,364t or 15t

H＝1,233/10＝123t



4．A脚の設計

1）脚柱の計算

（1）作用力

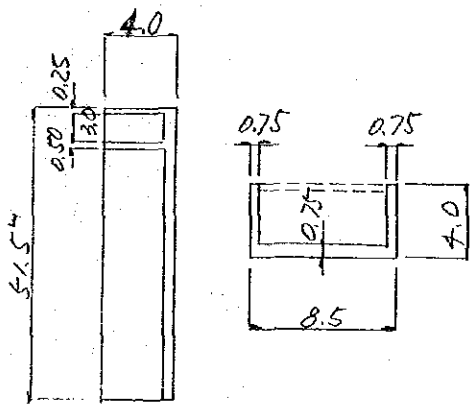
脚下端での作用力を計算する。

i）エレベーターシャフト自重（1基分）

W＝(8.5×0.75＋3.25×0.75×2)

×51.5×2.5＋7.0×3.25

×0.75×2.5＝1,491t



ii）橋脚自重

・柱

W＝｛5.0×6.0×41.5×2.5－2.0

×3.0×(17.0＋17.0)×2.5｝

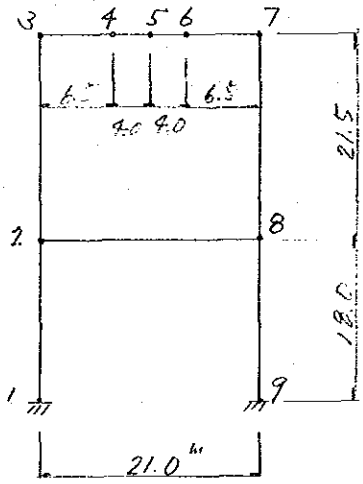
×2＝(3,113－510)×2＝5,206t

・梁

W_1＝4.0×3.0×26.0×2.5＝780t

W_2＝2.0×3.0×26.0×2.5＝390t

iii）解析構造系



iv）荷重の計算

・1～3，7～8部材自重

$w=(1,491+5,206/2)/39.5=103.4t/m$

・3～7部材自重

$w=780/21.0=37.1t/m$

・2～8部材自重

$w=390/21.0=18.6t/m$

・4，6点上部工鉛直反力

活荷重時

$$R=\{200(-740)+\overset{\text{PC桁より}}{1,493(1,099)}\}\times\frac{1}{2}=847t \text{ or } 180t$$

地震時

$$R=(-194+\overset{\text{PC桁より}}{1,134})\times\frac{1}{2}=470t$$

・4，6点上部工水平力（地震時直角方向）

$$H=(368+\overset{\text{PC桁より}}{170})\times\frac{1}{2}=269t$$

・4，6点上部工モーメント（地震時直角方向）

$M=269t\times3.0m=807t\cdot m$

v）部材剛性

・脚柱

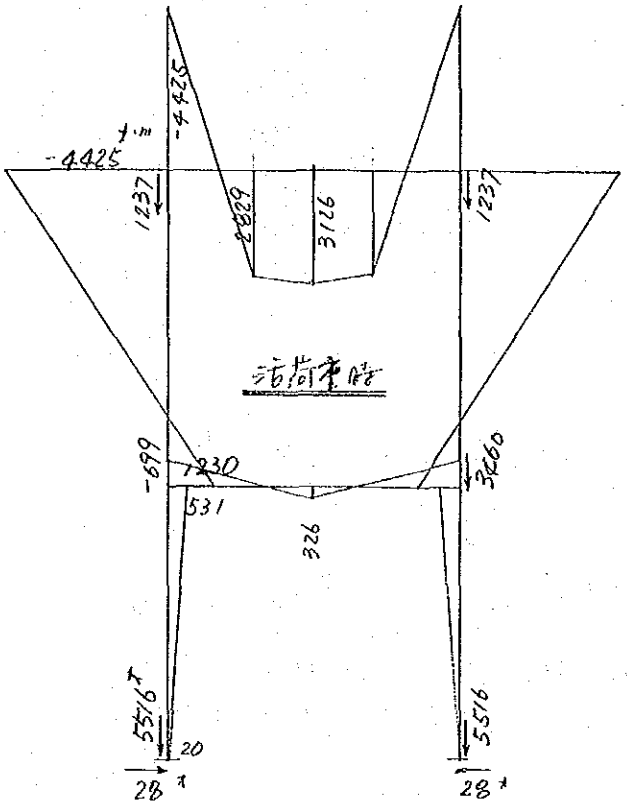
$A=24.0m^2$，$I=60.5m^4$

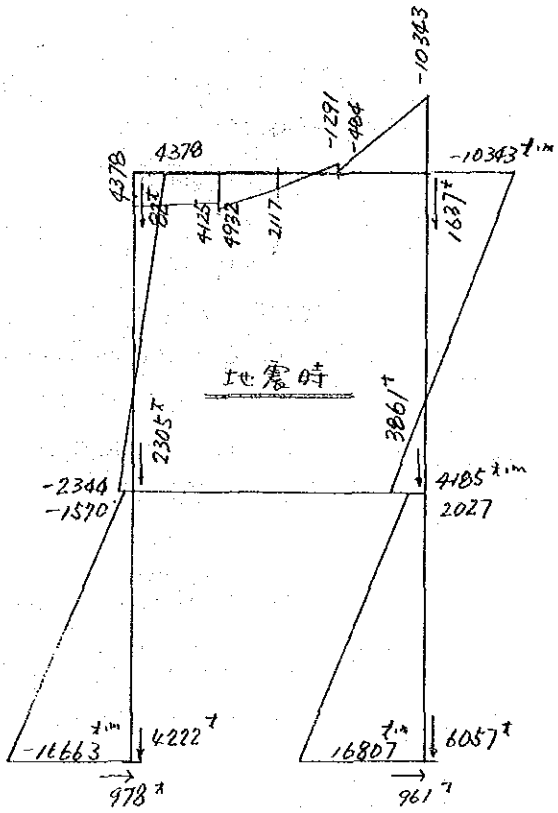
・梁

$A_1=12.0m^2$，$I=16.0m^4$

$A_2=6.0m^2$，$I=2.0m^4$

vi) 作用力計算結果





vii) 応力度

・地震時上梁

M＝－10,343t・m/3.0m＝3,448t・m

A_s＝D35ctc100　3.5段

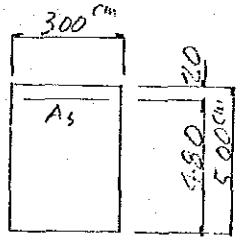
＝334.8cm²/m

P＝0.007

R＝0.366

σ_c＝93kg/cm²＜120kg/cm²

σ_s＝2,440 〃 ＜2,700 〃



・地震時脚下端

N＝4,220t

M＝16,807t・m

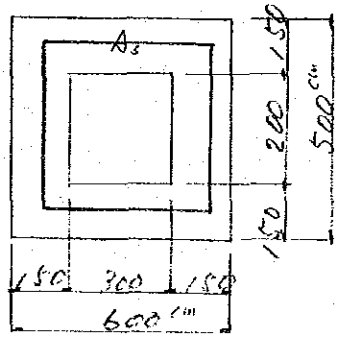
A_s＝D29ctc125　4段

＝205.5cm²/m

P＝0.011

σ_c＝105kg/cm²＜120kg/cm²

σ_s＝2,110kg/cm²＜2,700 〃



2）安全計算

（1）フーチング上面での作用力

・活荷重時

N＝5,516×2＝11,032t

H＝0t

M＝0t・m

・地震時（軸直角方向）

N＝4,222＋6,057＝10,279t

H＝978＋961＝1,939t

M＝16,663＋16,807＝33,480t・m

・地震時（軸方向）

N＝10,279t

$H=\overset{(PC桁)}{1,134\times2\times0.06}+\overset{(柱)}{103.4\times39.5\times0.06\times2}+\overset{(上梁)}{37.1\times21.0\times0.06}$

$+\overset{(下梁)}{18.6\times21.0\times0.06}=136.1+490.1+46.7+23.4=696t$

M＝136.1×41.5＋490.1×41.5/2＋46.7×39.5＋23.4×18.0＝18,084t・m

（2）フーチング下面作用力

i）フーチング重量

W＝｛(8.7＋15.0)×1.0×$\frac{1}{2}$＋15.0×4.0｝×35.0×2.5＝6,287t

H＝6,287×0.06＝377t（軸方向）

＝6,287×0.15＝943t（直角方向）

M＝377×2.405＝907t・m（軸方向）

＝943×2.405＝2,268t・m（直角方向）

ii）上載土砂

W＝(15.0×35.0－5.0×6.0×2－4.0×8.5×2)×1.0×1.8－715t

iii）フーチング下面での作用力

・活荷重時

N＝11,032＋6,287＋715＝18,034t

H＝0t

M＝0t・m

・地震時（軸方向）

N＝10,279＋6,287＋715＝17,281t

H＝696＋377＝1,073t

M＝18,084＋696×5.0＋907＝22,471t・m

・地震時（軸直角方向）

N＝10,279＋6,287＋715＝17,281t

H＝1,939＋943＝2,882t

M＝33,480＋1,939×5.0＋2,268＝45,443t・m

iv）杭反力

・活荷重時

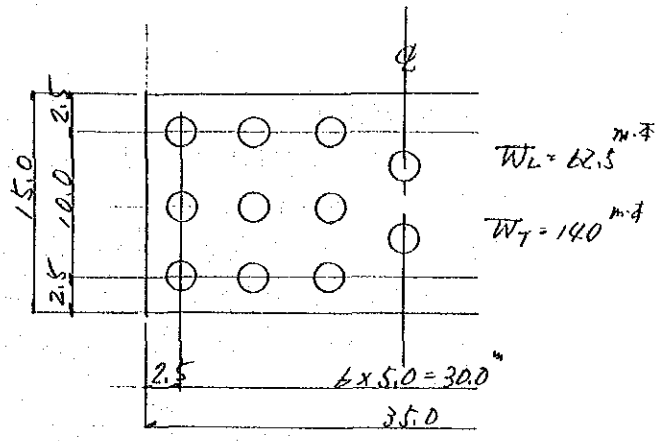
杭本数　η＝20本

杭長　l＝39.0m

杭径　φ2.0m(RCC)

R＝18,034t/20

＝902t＜970t



・地震時（軸方向）

R＝17,281/20±22,471/62.5

＝864±360＝1,224t or 504t＜1,455t

H＝1,073/20＝54t＜145t

・地震時（軸直角方向）

R＝17,281/20±45,443/140

＝864±325＝1,189t or 539t＜1,455t

H＝2,882/20＝144t＜145t

数量計算

1．鋼桁（中央径間）

主桁　　0.404m²×2主桁×400m×7.85×1.2（継手補剛材割増）＝3,045ton　①

横桁　　w_1＝(2.0m×0.01（wed）＋0.30×0.014（L.Flg））×10.0m×7.85×1.2＝2.28t/1ケ所

ダイアグラム　w_2＝2.8m×7.0m×0.009×2ケ×7.85＝2.77t/1ケ所

Σ(w_1＋w_2)＝(2.28＋2.77)×400/6.0（ピッチ）＝337ton　②

横リブ　　w_3＝(1.0×0.009（wed）＋0.25×0.012（L.Flg））×24.0m×1.1（継手割増）×7.85＝2.49t/1ケ所

w_4＝(0.5×0.009＋0.25×0.012)×7.0m×2主桁×7.85＝0.82　〃

Σ(w_3＋w_4)＝(2.49＋0.82)×400/6.0（ピッチ）＝221ton　③

ブラケット　w_5＝(1.5m×0.009（wed）＋0.25×0.01)×2ケ×4.5m×7.85＝1.13t/1ケ所

Σw_5＝1.13×400/6.0＝75ton　④

歩道鋼床版　4.5m×0.015m（縦リブ含む）×2ケ所×400m×7.85＝424t　⑤

側縦桁　　(0.8×0.009（wed）＋0.2×0.01（L.Flg））×2ケ所×400m×7.85＝58t　⑥

定着部補強　1ケ所当り1.0ton　計　40ton　⑦

鋼桁合計　Σ①～⑦＝4,200ton

SS41　—　4,200×0.80＝3,360ton

SM50Y　—　4,200×0.20＝840ton

2．PC桁（側径間）

コンクリート

V＝8,910m²×2×126.0m×2×1.1（主塔付近割増）＝4,940m³

型　桁（4.0m²/m³）

A＝4.0×4,940＝19,760m²

鉄　筋（0.15t/m³）

W＝0.15×4,940＝741t

PC鋼材（0.030t/m³）

W＝0.03×4,940＝148t

3．沓（SCM$_n$14）

主塔部はフローティング、ウインド沓のみ

w＝4,200t×0.01＝42ton

側径間PC桁部

w＝110t

合計　42＋110＝152t

4．H.T.B.(F10T)

中央径間主桁の３％とする。

w＝4,200×0.03＝126ton

5．斜材ケーブル

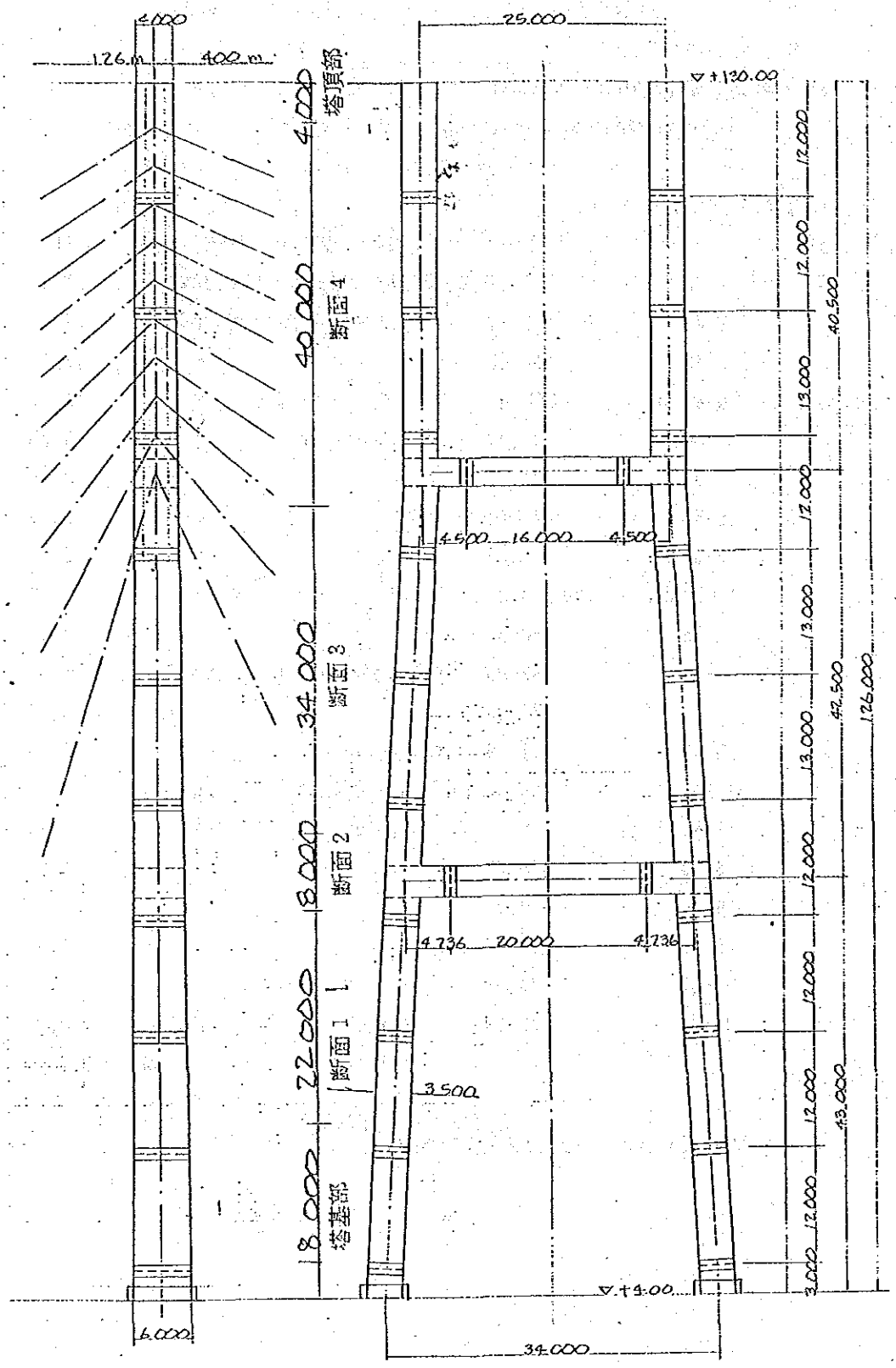
ケーブル番号	長さ(m)	使用ケーブル	単重(t/m)	重量(t)
2-46	141.51	253本×2	0.1524	21.6
3-47	129.25	349本	0.105	13.6
4-48	117.07	〃	〃	12.3
5-49	105.0	〃	〃	11.0
6-50	93.09	〃	〃	9.77
7-51	81.39	〃	〃	8.55
8-52	70.04	〃	〃	7.35
9-53	59.20	〃	〃	6.22
10-54	49.24	〃	〃	5.17
11-55	40.80	〃	〃	4.28
13-55	42.95	313本	0.0942	4.05
14-54	56.08	〃	〃	5.28
15-53	71.59	〃	〃	6.74
16-52	88.23	〃	〃	8.31
17-51	105.48	〃	〃	9.94
18-50	123.07	〃	〃	11.6
19-49	140.87	〃	〃	13.3
20-48	158.82	〃	〃	15.0
21-47	176.88	〃	〃	16.7
22-46	195.00	253本×2	0.1524	29.7

Σw＝220.5t

定着ソケット部割増し

合計　W＝220.5×4×1.02＝900ton

塔　数量計算



4.000
126.m
400.m
塔頂部
4.000
40.000
断面 4
34.000
断面 3
18.000
断面 2
22.000
断面 1
18.000
塔基部
6.000
25.000
▽+130.00
4.500
16.000
4.500
4.736
20.000
4.736
3.500
▽+4.00
34.000
12.000
12.000
13.000
12.000
13.000
13.000
12.000
12.000
12.000
12.000
3.000
40.500
42.500
43.000
126.000

1．塔柱

	A(㎡) L(m)	
塔基部（SM50Y）	1.1396×18.0×7.85×4	=645ton
断面1（〃）	0.8345×22.0×〃×〃	=577 〃
〃 2（〃）	0.7848× 8.0×〃×〃	=198 〃
〃 3（〃）	0.6785×34.0×〃×〃	=725 〃
〃 4（〃）	0.5958×40.0×〃×〃	=749 〃
塔頂部（SS41）	0.4454× 4.0×〃×〃	= 56 〃
	計	=2,950 〃
	SM50Y	2,894 fo
	SS41	56 〃

・塔柱、縦リブ継手

SM50Y 2,894×0.20=579ton

SS41 56×0.20= 12 〃

・ダイヤフラム・横リブ、階段、梯子等

SS41 2,950×0.30=885ton

塔柱 小計 4,426

SM50Y 3,473

SS41 953

2．水平材

上段（SS41）

0.3291㎡×(25.0−3.50m)×7.85×1.30×2本=145ton

下段（SM50Y）

0.4448×(29.5−3.50)×7.85×1.30×2本=236ton

計 381ton

3．アンカーフレーム

SS41 1基 30ton 30×4=120ton

4．アンカーボルト

SS41 1基 20ton 20.0×4=80ton

5．H・T・B

(4.426+381+120)×0.03=148ton

6．碇着装置（碇着桁及び断面補強を含む）

1ton/箇所

計 80ton { SM50Y 40ton / SS41 40 〃 }

塔合計	5,235ton
SM50Y	3,749
SS41	1,338
H・T・B	148

下部数量計算

1．主塔1基当り

1）フーチング

（1）コンクリート体積　　V＝6,965m³（σ_{ck}＝240kg/cm²）

（2）型わく面積　　A＝4,024m²

（3）鉄筋　　W_s＝348t　（50kg/m³仮定）

（4）掘削　　V＝9,126m³（矢板，切梁施工）

2）杭（φ2.0m，l＝38.5m）

（1）杭本数　　η＝40本

（2）掘削長　　L＝(38.5＋6.5)×40＝1,800m

2．側径間橋脚

（1）コンクリート体積

A橋脚　5,562m³

B　〃　2,402〃

（2）型わく面積

A橋脚　5,624m²

B　〃　2,026〃

（3）鉄筋重量（60kg/m³仮定）

A橋脚　334t

B　〃　144t

（4）掘削土量

A橋脚　3,963m³

B　〃　1,608〃

（5）杭

A橋台　杭長　l＝39.0m

杭本数　η＝20本

B　〃　杭長　l＝41.0m

杭本数　η＝10本

主塔フーチング数量計算

（1）コンクリート体積

$V=59.0\times20.0\times8.0-4.75\times3.75\times5.5\times8-5.125\times3.75\times5.5\times16$

$=9,440-783.75-1,691.25=6,965m^3$

（2）型わく面積

$A=(59.0+20.0)\times2\times8.0+(4.75+3.75)\times2\times5.5\times8+4.75\times3.75\times8$

$+(5.125+3.75)\times2\times5.5\times16+5.125\times3.75\times16$

$=1,264+748+142.5+1,562+307.5=4,024m^2$

（3）掘削

$V=(59.0+2.0)\times(20.0+2.0)\times(8.0-1.5+0.3)=9,126m^3$

側径間橋脚（B橋脚）数量計算

（1）コンクリート体積

はり　；$\frac{1}{2}\times(4.0+1.5)\times3.0\times8.0\times2=132.0m^3$

柱　　；$\frac{1}{2}\times(4.0+7.0)\times8.0\times44.0=1,936.0$〃

　　$-\frac{1}{2}\times(1.0+4.0)\times5.0\times39.0=-488.0$〃

フーチング　；$\{\frac{1}{2}\times(7.2+15.0)\times1.0+15.0\times2.0\}\times20.0=822.0$〃

$V=132.0+1,936.0-488.0+822.0=2,402m^3$

（2）型わく面積

はり　；$\frac{1}{2}\times(1.5+4.0)\times8.0\times4+8.38\times3.0\times2+1.5\times3.0\times2=147m^2$

柱　　；$8.0\times44.0\times2+\frac{1}{2}\times(4.0+7.0)\times44.0\times2$

　　$+5.0\times39.0\times2+\frac{1}{2}\times(1.0+3.0)\times39.0\times2+5.0\times1.0=1,739m^2$

フーチング　；$2\times(15.0+20.0)\times2=140m^2$

$A=147+1,739+140=2,026m^2$

（3）掘削土量

$V=22.0\times17.0\times4.3=1,608m^3$

（4）杭（ϕ2.0m，RCC）

$\eta=10$本

$l=41.0\times10=410m$

側径間橋脚（A橋脚）数量計算

（1）コンクリート体積

はり　；4.0×3.0×21.0＋$\frac{1}{2}$×1.0×3.0×3.0×2　＝　261m³

2.0×3.0×21.0　＝　126〃

柱　；5.0×6.0×41.5×2　＝2,490〃

－2.0×3.0×(17.0×18.5)×2　＝－426〃

エレベータ柱　；　＝　596〃

フーチング　；｛$\frac{1}{2}$×(8.7＋15.0)×1.0＋15.0×4.0｝×35.0＝2,515〃

V＝5,562m³

（2）型わく面積

はり　；(4.0×2＋3.0)×21.0　＝　231m²

(2.0×2＋3.0)×21.0　＝　147〃

柱　；(5.0＋6.0)×2×41.5×2　＝1,826〃

－(2.0＋5.0)×3.0×4　＝　－84〃

(2.0＋3.0)×2×(17＋18.5)×2　＝　710〃

2.0×3.0×4　＝　24〃

エレベータ柱　；(4.0×2＋8.5)×51.5×2　＝1,700〃

－6.0×41.5×2　＝－498〃

(3.25×2＋8.5)×(51.5－0.75)×2　＝1,523〃

3.25×7.0×2　＝　45〃

A＝5,624m²

（3）掘削土量

V＝37.0×17.0×6.3＝3,963m³

（4）杭（φ2.0m，RCC）

η＝20本

l＝39.0×20＝780.0m

付属資料－１４　ＲＣ塔／ＲＣ基礎杭形式の検討

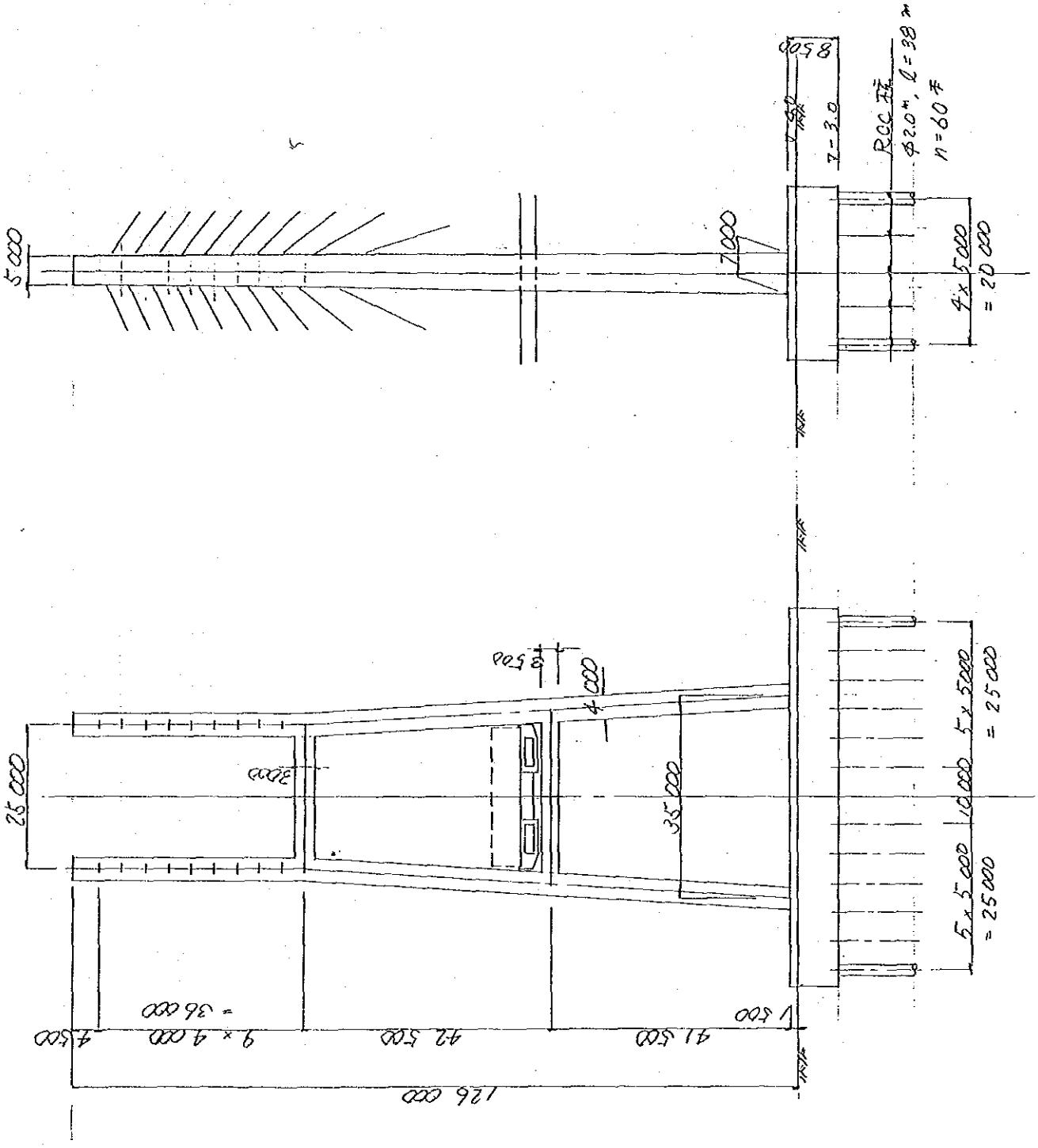
塔形式として、複合斜張橋においてＲＣ塔／ＲＣ基礎杭の概略設計結果を示す。

主塔形式比較

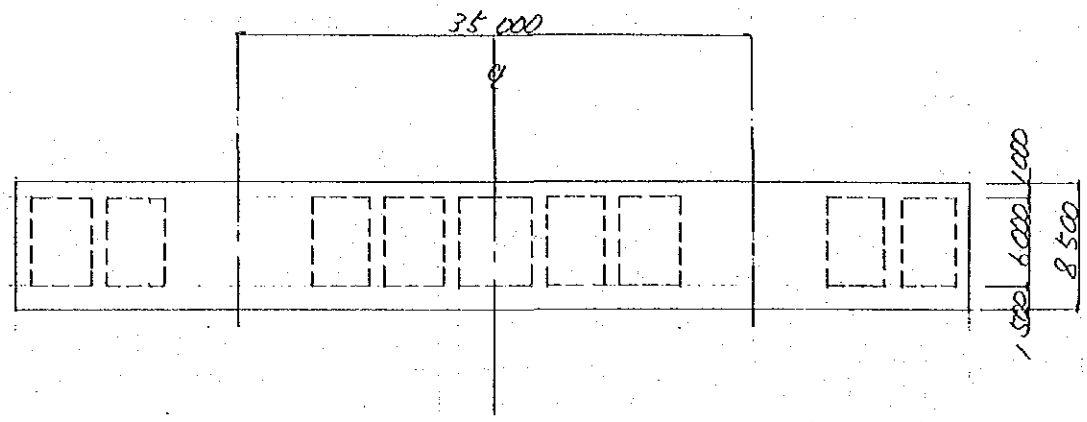
	鋼　塔	ＲＣ塔（鉄骨・鉄筋）	ＲＣ塔（鉄筋）
塔数量	鋼材　5,087t	ｺﾝｸﾘｰﾄ　4,421m³	ｺﾝｸﾘｰﾄ　5,699m³
フーチング数量（コンクリート）	6,965m³	9,230m³	9,230m³
杭本数（φ2.0m）	40本	60本	64本
フーチング寸法	20×59×8.0m	25×65×8.5m	25×65×8.5m
工費（百万元）２基当り	109.6	86.1	78.2
全体工期	27月	34.5月	34.5月
比較・考察			
・純工費差（百万元）	+31.4	+7.9	± 0
・金利差（百万元）	−42.2	± 0	± 0
・収入差（百万元）	−34.7	± 0	± 0
・総合（百万元）	−45.5	+7.9	± 0

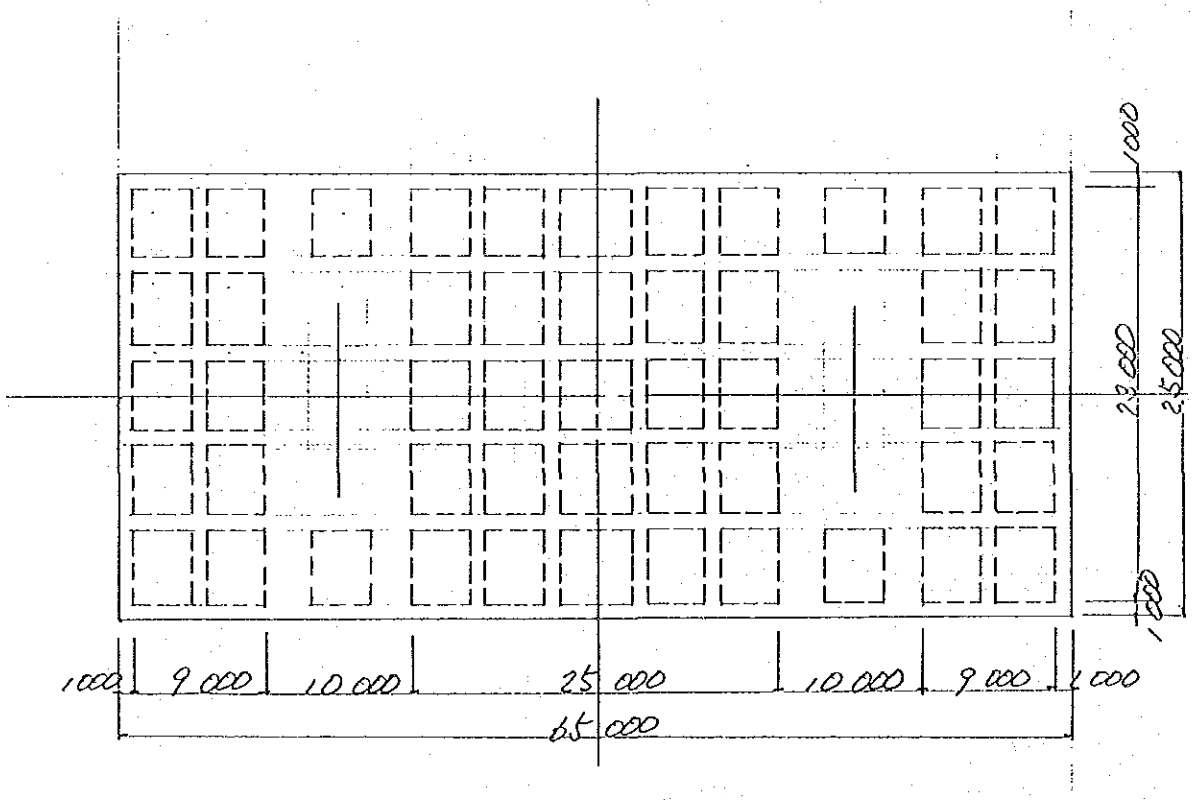
結論　純工事費については鋼塔案が最も高いが、工期が短くなることにより事業費金利負担の減、および有料橋としての収入増の利点により、総合的にはＲＣ塔案に比べて約４千万元の利益を受けることができる。

1．一般形状寸法（ＲＣ塔）



5000
7000
8500
7-3.0
RCC 柱
φ2.0m, l=38m
n=60本
4×5000
=20000
25000
3000
4000
35000
5×5000
=25000
10000
5×5000
=25000
4500
9×4000
=36000
42500
41500
1500
126000

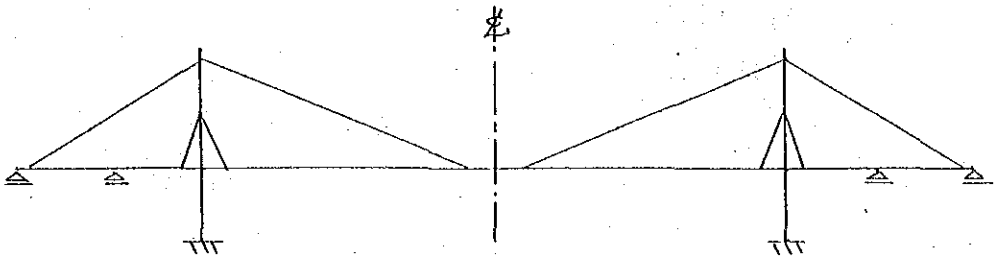

35 000
℄
1 000
6 000
8 500
1 500


1 000
23 000
25 000
1 000
1 000
9 000
10 000
25 000
10 000
9 000
1 000
65 000

2．荷重

橋軸方向（片側あたり）

D＋P＋EQ（L）



荷重強度　EQ（L）　　KH＝β．κ＝0.5×0.12＝0.06

主桁

側径間　WH＝Wd×0.06＝28.57t/m×0.06

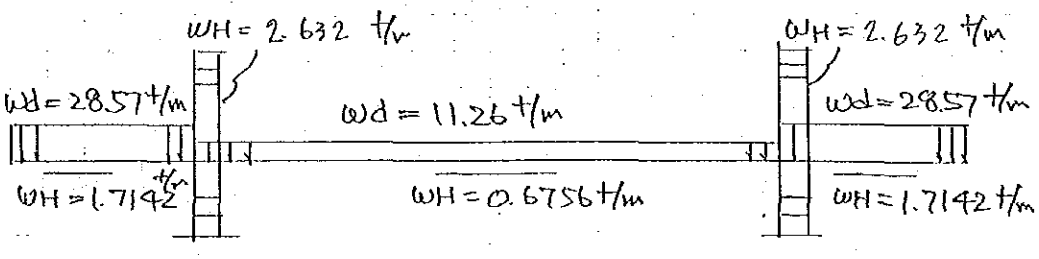
＝1.7142t/m

主径間　WH＝11.26t/m×0.06

＝0.6756t/m

塔　WH＝43.87t/m×0.06

＝2.632t/m



載荷図　D＋P＋EQ（L）

橋軸直角方向

荷重強度

風荷重　W（T）

基本風速　$V_{10}=35.0$m/sec

主桁（1橋分）

設計風速　$V_P=\nu_1\cdot\nu_2\cdot V_{10}$

$\nu_1=1.275$　（H≒55m）

$\nu_2=1.180$　（L＝440m）

$\therefore\ V_P=1.275\times1.180\times35.0$

$=52.7$m/sec

荷重強度　$P_D=\frac{1}{2}\cdot\rho\cdot V_P^2\cdot\nu_4\cdot C_D\cdot A_n$

$P=0.00012$t·sec^2/m^4、$\nu_4=1.3$

$C_D=1.3$, $A_n=(2.5+1.5)=4.0$m^2/m

$\therefore\ P_D=\frac{1}{2}\times0.00012\times52.72\times1.3\times1.3\times4.0$

$=1.13$t/m

塔（1シャフトあたり）

設計風速　$V_D=\nu_1\cdot\nu_3\cdot V_{10}$

$\nu_1=1.36$　（H＝130×0.65≒85m）

$\nu_3=1.19$　（H＝130m）

$\therefore\ V_D=1.36\times1.19\times35.0$

$=56.6$m/sec

荷重強度　$P_D=\frac{1}{2}\cdot\rho\cdot V_P^2\cdot\nu_5\cdot C_D\cdot A_n$

$\nu_5=1.0, C_D=1.8, A_n\ \frac{1}{2}(7.0+5.0)=6.0$m^2/m

$\therefore\ P_D=\frac{1}{2}\times0.00012\times56.62\times1.0\times1.8\times6.0$

$=2.08$t/m

地震荷重　　ＥＱ（Ｔ）

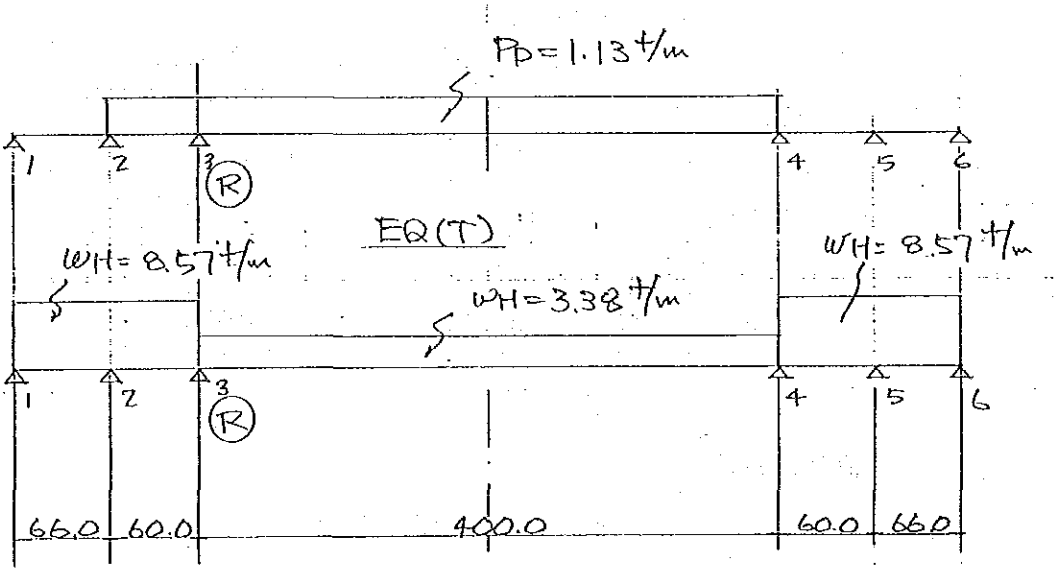
設計水平震度　　$KH=\beta\cdot\kappa=1.25\times0.12$

$=0.15$

主桁（１橋分）

側径間	WH＝28.57t/m×0.15×2	＝8.57t/m
主径間	WH＝11.26t/m×0.15×2	＝3.38 〃
塔（１シャフト）	WH＝35.0t/m×0.15	＝5.25 〃
	(43.75)	(6.56)

主桁水平反力



	1	2	3	4	5	6
W（T）	46	-295	543	511	-335	50
ＥＱ（T）	368	-332	1720	1720	-332	368

3．部材断面力

橋軸方向

橋下端（A点）

	N（t）	S（t）	M(t•M)
D ＋ P	10935	-5	-150
D+P+L（+）	13238	112	9169
D+P+L（-）	13238	-64	-1636
D+P+EQ(L)	11381	672	46747

脚中間（B点：主桁中心）

	N（t）	S（t）	M(t•M)
D ＋ P	8670	5	-81
D+P+L（+）	11273	112	7205
D+P+L（-）	11273	-64	-1886
D+P+EQ(L)	9416	554	19169

直角方向

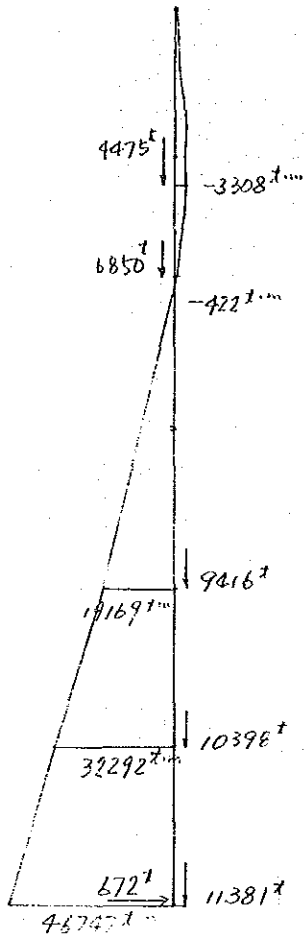
脚中間（下段横梁位置）

	N（t）	S（t）	M(t•M)
D+P+W（+）	10202	393	-5681
	11878	387	-5639
D+P+EQ(T)	8549	1232	-18142
	13531	1227	-18101

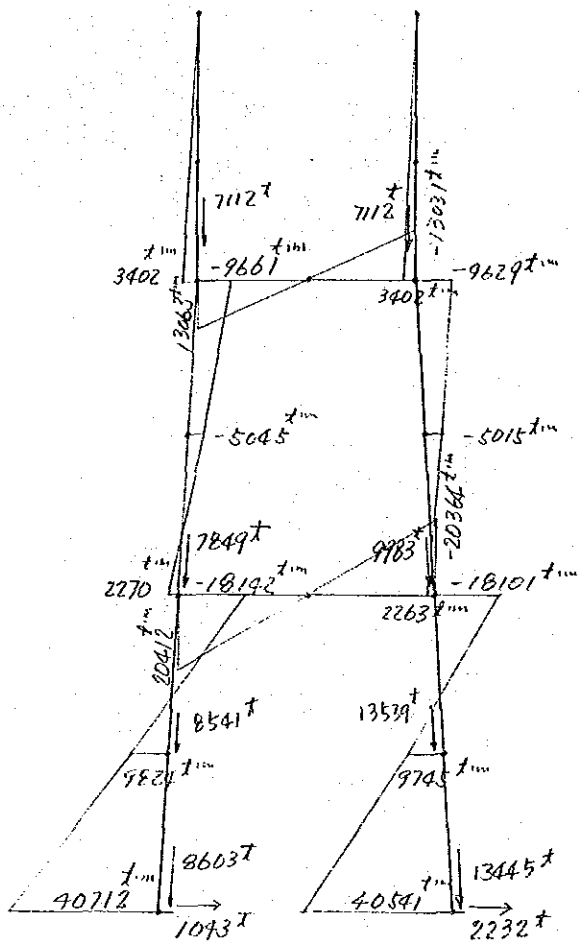
注：上段はA脚、下段はB脚

脚下端

	N (t)	S (t)	M(t・M)
D+P+W (+)	10197	482	13167
	11883	477	12966
D+P+EQ(T)	8534	1506	40742
	13546	1501	40541


4475t
-3308t·m
6850t
-422t·m
9416t
19169t·m
10398t
32292t·m
672t
11381t
46747t·m

D+P+EQ(L)


7112t
7112t
-13031t·m
3402t·m
-9661t·m
-9629t·m
3402t·m
1366t·m
-5045t·m
-5015t·m
-20362t·m
7849t
9983t
2270t·m
-18142t·m
-18101t·m
2263t·m
20412t·m
8541t
13539t
9285t·m
9745t·m
8603t
13445t
40712t·m
40541t·m
1043t
2232t

D+P+EQ(T)

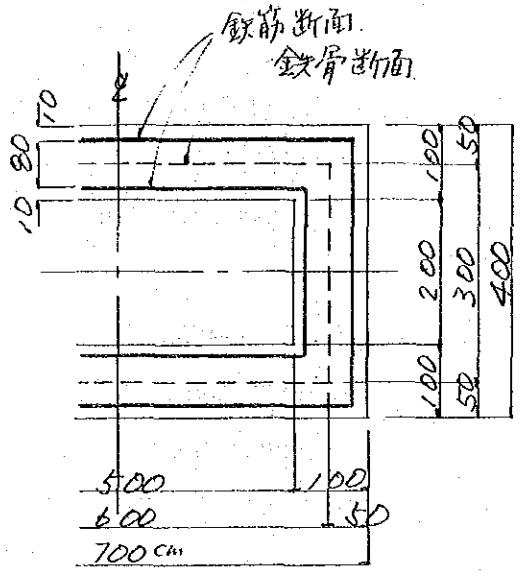
4．脚断面応力

1）脚下端

（1）橋軸方向（地震時）

$N = 11381t$

$M = 46747t \cdot m$



コンクリート断面

$A_c = 18.0m^2$

$A_s = D32_{@ctc}100 = 79.42cm^2/m$

鉄骨断面（材質SM50Y）

$A = 295.4cm^2/m$

（H414×405　1mピッチ）

$W = 886200cm^3$

地震時許容応力度　$V_{sa} = 1900 \times 1.5 = 2850kg/cm^2$

鉄骨断面の耐荷曲げモーメント

$M_s = 2850kg/cm^2 \times 88620cm^3 = 25257t \cdot m$

コンクリート断面分担断面力

$N = 11381t$

$M = 46747 - 25257 = 21490t \cdot m$

$V_c = 11381 / 18.0 \pm 21490 / 83.08 \times 3.5$

$= 632 \pm 905t/m^2$

$= 154kg/cm^2$　　$210kg/cm^2$　（$V_{ck} = 400kg/cm^2$）

or $-27kg/cm^2$

(2) 直角方向（地震時）

N＝13546t（8534t・m）

M＝40541t・m（40742t・m）

コンクリート断面

A_c＝18.0m²

A_s＝$032_{ctc}100$＝79.42cm²/m

鉄骨断面（材質SM50Y）

A＝295.4cm²/m　（H414×405　1mピッチ）

W＝620340cm³

鉄骨断面耐荷曲げモーメント

M_s＝620340cm³×2850kg/cm²＝17680t・m

コンクリート断面分担断面力

N＝13546t（8534t・m）

M＝22861t・m（23062t・m）

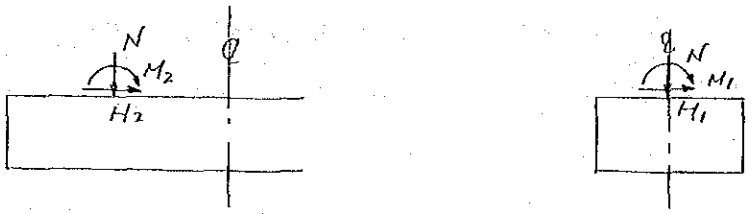
R＝0.57（0.45）

V_c＝186kg/cm²（186kg/cm²）＜210kg/cm²

V_c＝1490 〃　（2630 〃　）＜2700kg/cm²

5．安定計算

1）上部工反力



塔脚下端における作用力（1軸当り）

		N(t)	H_1(t)	H_2(t)	M_1(t)	M_2(t)
橋軸方向	死荷重時	10935	-5	-595	-150	101
	活荷重時	13238	112	-770	9169	122
	地震時	11381	672	-619	46747	105
直角方向	風荷重時	11840	-5	1119	-150	12966
	地震時	13445	-5	2232	-150	40541

2）フーチング重量

フーチング体積

$V=25.0\times65.0\times8.5-49\times4.0\times3.8\times6.0=9344m^3$

コンクリートと単位体積重量を2.45t/m³と仮定

$W=9344\times5.45=23360t$

3）杭の支持力

杭長　　l＝41.0－3.0＝38.0m

杭の鉛直方向極限支持力

R_u＝（2.0×16.07.5×5.0＋12.5×13.0＋20.0×4.0）×3.1416×2.0

＋300.0×3.1416＝1960＋942＝2902t

杭の許容支持力

R_a＝2902/3＝960t/本（常時）

杭の水平方向支持力

R＝0.9025kg/cm³

β＝0.1241/m

H_a＝145t　（δ_a＝1cm）

4）橋軸方向杭反力

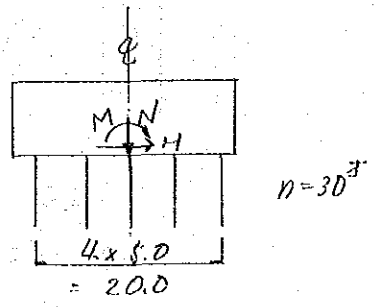
（1）死荷重時

フーチング下端において

N＝10935＋23360/2＝22615t

H＝5t

M＝150＋5×8.5＝193t・m



杭反力

R＝22615/30±193/150

＝754　±1　　＝755t＜960t

H＝5/30　　＝　0t＜145t

（2）活荷重時

N＝13238＋23360/2＝24918t

H＝112t

M＝9169＋112×8.5＝10121t・m

杭反力

R＝24918/30±10121/150

＝831±67　　＝898t＜960t

H＝112/30　　＝　4t＜145t

(3) 地震時

N＝11381＋23360/2＝23061t

H＝672＋23360/2×0.06＝1373t

M＝46747＋672×8.5＋701×4.25＝55438t・m

杭反力

R＝23061/30±55438/150

＝769±370　　＝1139t＜960×1.5＝1440t

H＝1373/30　　＝46t＜145t

ＲＣ塔数量計算

1） コンクリート体積　　$V=4421m^3$　（$\delta ck=400kg/cm^2$）

2） 型枠面積　　$A=8034m^2$

3） 鉄筋　　$W_s=350t$　（$80kg/m^3$仮定）

4） 鉄骨　　$W_s=964t$　（$218kg/m^3$）

下部工数量計算

1．主塔１基当り

1)フーチング

(1) コンクリート体積　　$V=9230m^3$

(2) 型わく面積　　$A=6363m^2$

(3) 鉄筋　　$W_s=462t$　（$50kg/m^3$仮定）

(4) 掘削　　$V=13206m^3$　（矢板、切梁施工）

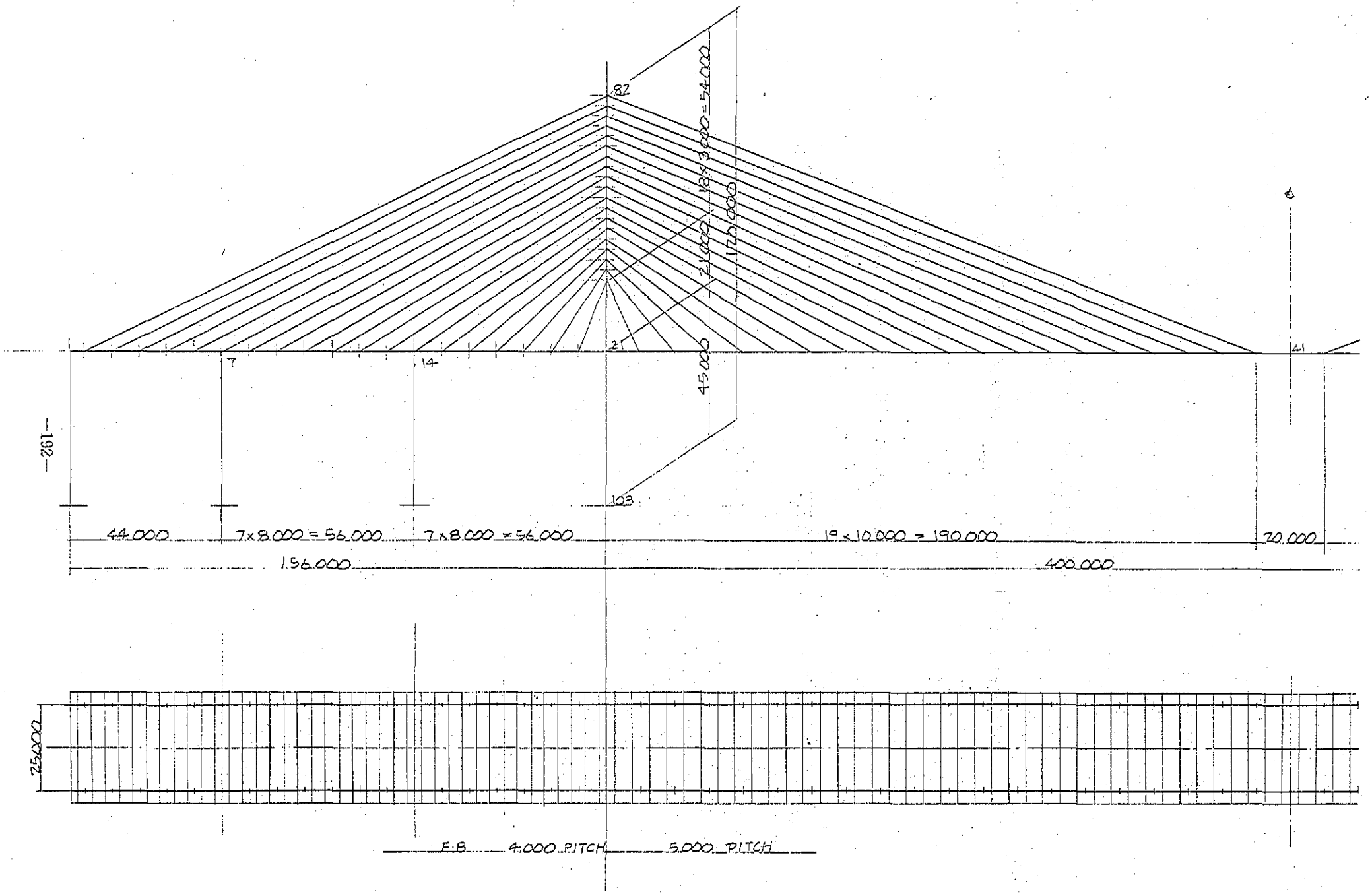
2)杭　（ϕ2.0m、$l=38.0m$）

(1) 杭本数　　$n=60$本

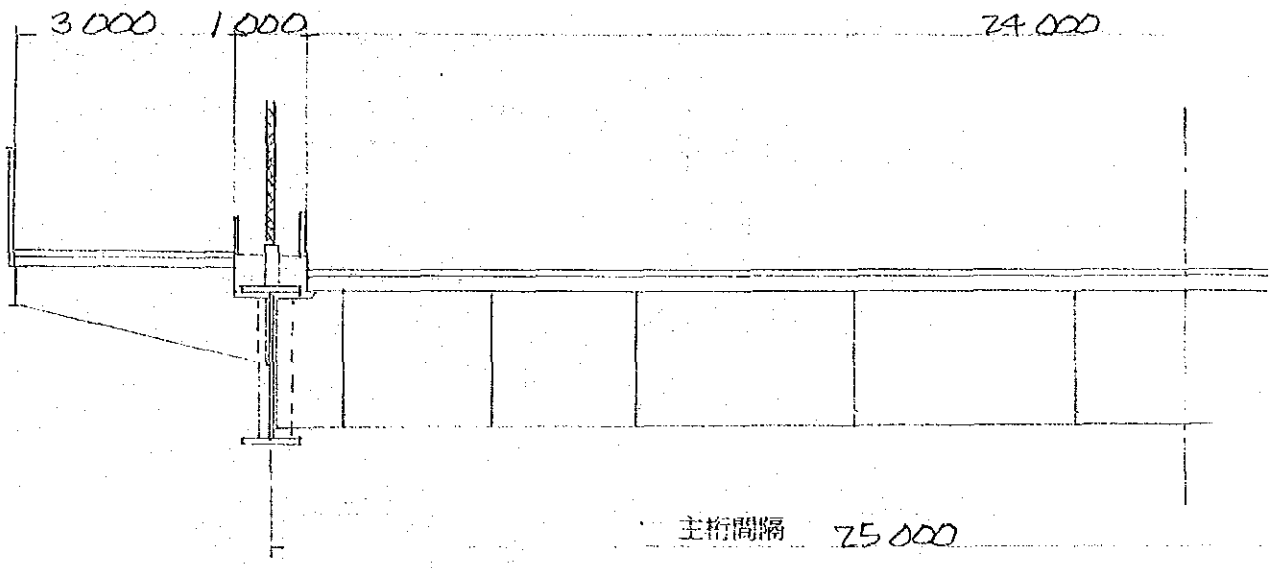
(2) 掘削長　　$L=(38.0+7.0)\times 60=2700m$

付属資料－１５　合成桁構造の検討

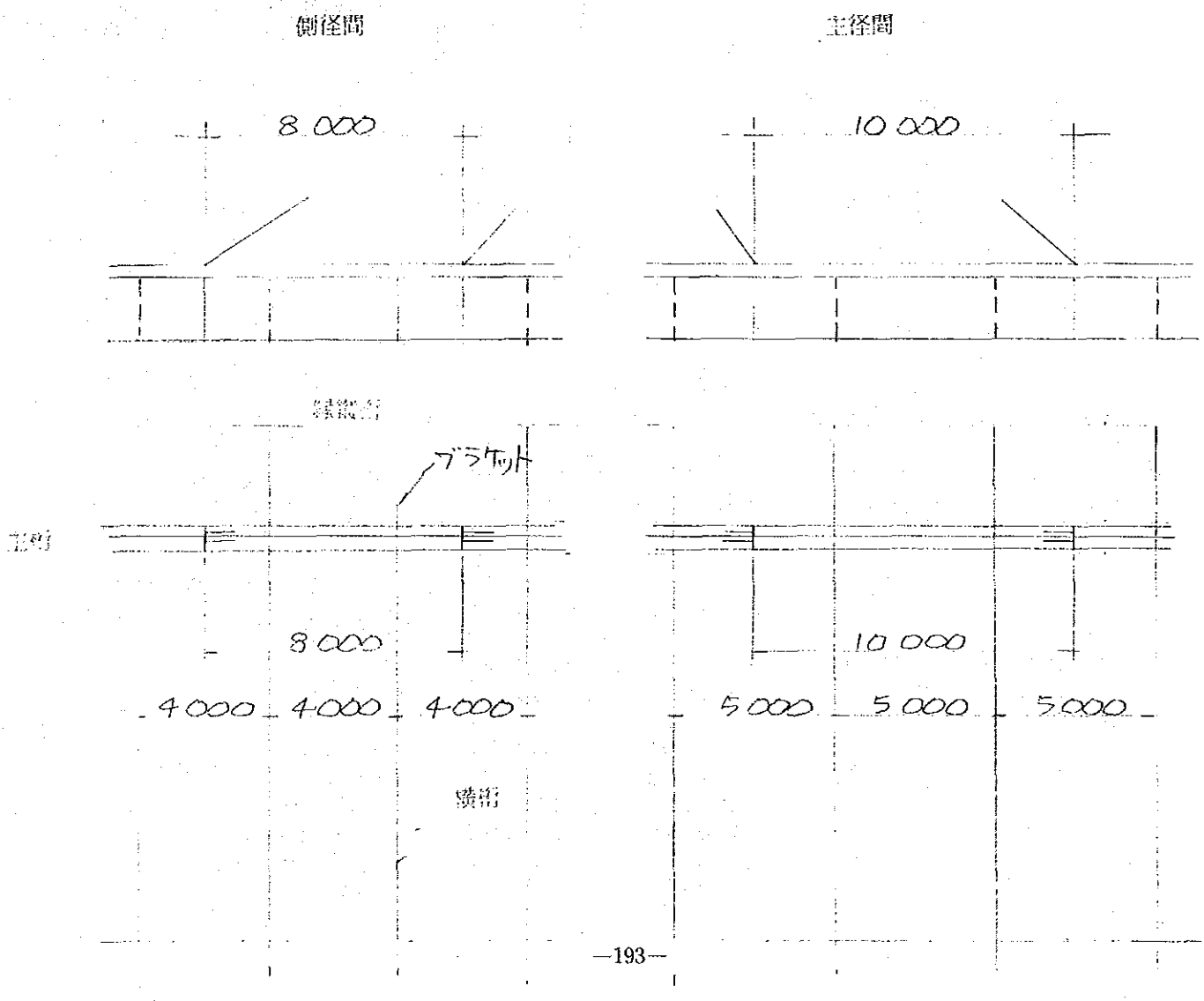
２主桁形式の合成桁の試設計


82
21
103
7
14
41
18×3000=54000
21000
120000
45000
44000
7×8000=56000
7×8000=56000
19×10000=190000
20000
156000
400000
25000
F.B 4000 PITCH 5000 PITCH

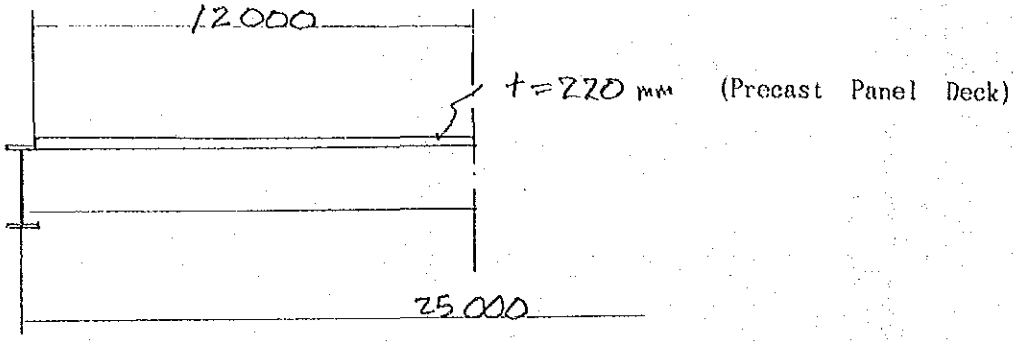
標準断面


3000
1000
24000
主桁間隔 25000

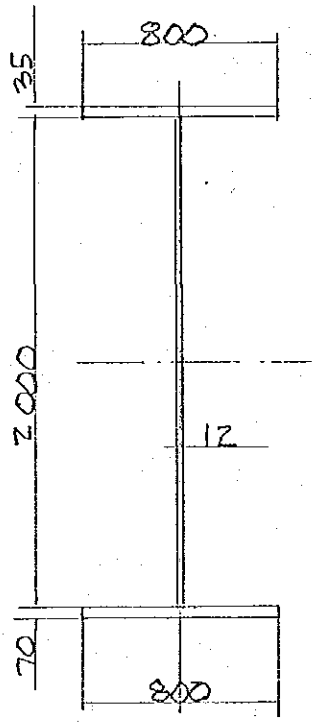
横桁配置


側径間
主径間
8000
10000
ブラケット
8000
10000
4000
4000
4000
5000
5000
5000
横桁

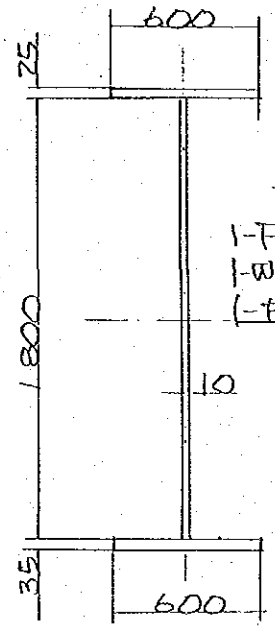
仮定断面



主桁



横桁



1-F 0.60×0.025 = 0.015
1-Web 1.80×0.01 = 0.018
1-F 0.60×0.035 = 0.021
A = 0.054 m²

--- ダンメン セイノウ ---

			A(CM2)				
1-CON.SLAB	12000!!	* 220	26400.00		HH1 =	8.00	(*)
1-U.FLG PL	800 *	35	280.00	(SM50Y)	AC =	26400!!	(CM2)
1-WEB PL	2000 *	12	240.00	(SM50Y)	IC =	1064800	(CM4)
1-L.FLG PL	800 *	70	560.00	(SM50Y)	E =	27.28	(CM)

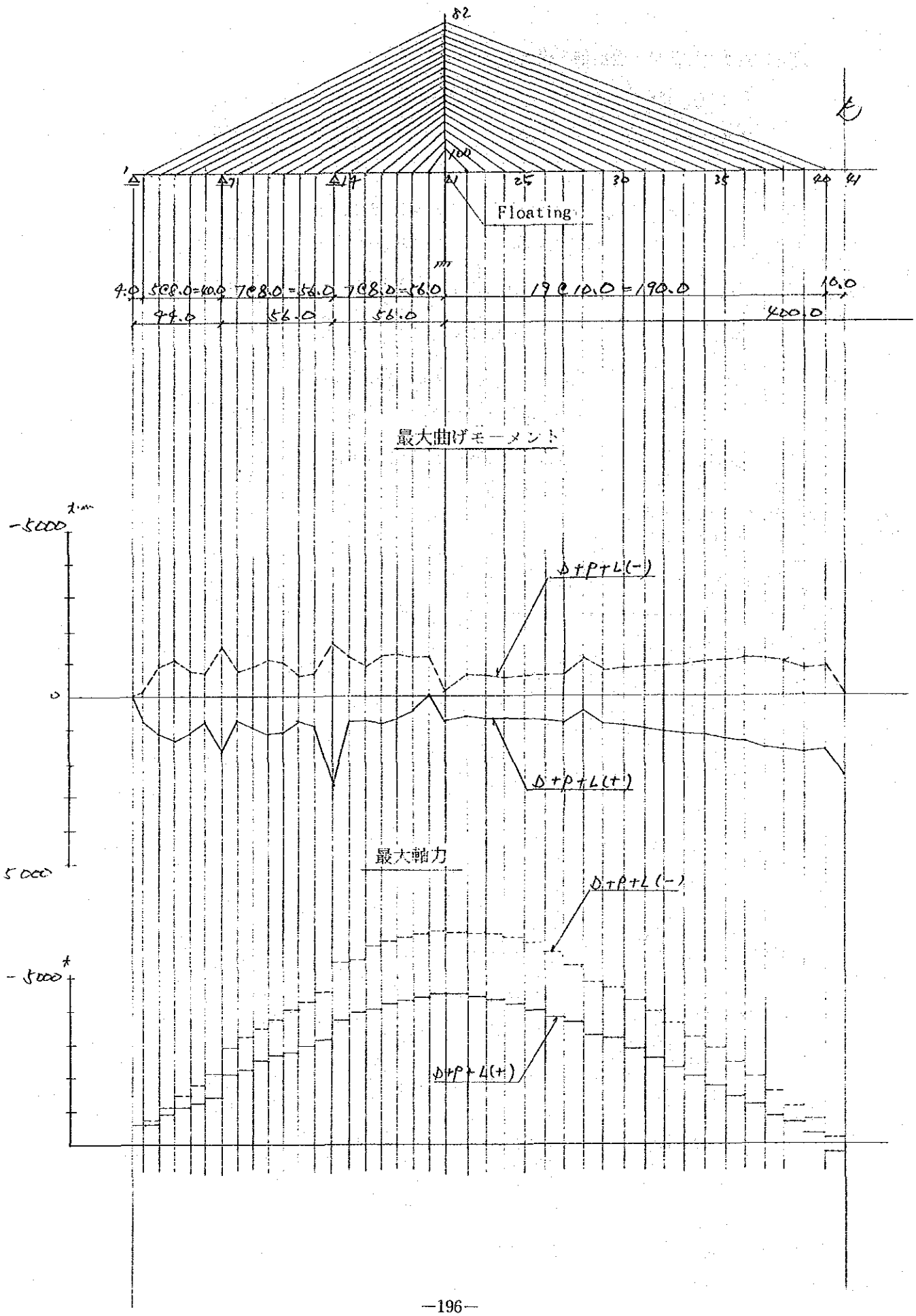
		*コウテダ ダンメン *	*---------ゴウセイ ダンメン---------* N= 7	N= 14	N= 21	N=ES/EC
AC/N	(CM2)		3771.42	1885.71	1257.14	
IC/N	(CM4)		152114	76057	50704	
A	(CM2)	1080.00	4851.42	2965.71	2337.14	
I	(CM4)	8893568	27012522	23665046	21376096	
YCU	(CM)		-43.56	-64.27	-78.59	
YCL	(*)		-17.06	-37.77	-52.09	
YSU	(*)	-130.78	-17.06	-37.77	-52.09	
YSL	(*)	79.71	193.43	172.72	158.40	
D	(*)		146.28	146.28	146.28	
DC	(*)		32.56	53.27	67.59	
DS	(*)		113.72	93.01	78.68	

死荷重強度（片側分、合成前・後とも）

アスファルト舗装	（車道）	2.30×0.08×12.0 (m)	=	2.208 (f/m)
	（歩道）	〃 ×0.03× 3.0	=	0.207
プレキャスト床板	（車道）	2.50×0.22×12.0	=	6.600
	（歩道）	〃 ×0.10× 3.0	=	0.750
主桁		0.1080 (m)×7.85×1.20	=	1.017
横桁		0.054×12.5 (m)×7.85×1.10／4.5 (m)	=	1.295
ブラケット		(0.70×0.009＋2×0.20×0.01) ×3.50 (m)×7.85／4.5	=	0.063
縁縦桁		(0.50×0.009＋2×0.30×0.01) ×7.85×1.10	=	0.091
高欄、フラップ			=	0.110
碇着装置		1.0 (fou) ／ 9.0 (m)	=	0.111

∴ w ＝ 12.45 fou／m

2主桁タイプ



補剛桁断面照査

1．床版の有効幅は、前幅有効（B＝12.5m）とした。

注）通常の有効幅をを考慮した場合についても参考として示したが、側径間支点上の断面は、床板の有効幅がB＝3.36mとなり、断面構成が不可能。

2．コンクリート強度はσ_{ca}＝ 550kg／cm²とし、許容曲げ圧縮応力度はσ_{ca}＝550／3 ＝ 183kg／cm²とした。

3．今後の課題

a．ケーブル張力のプレストレス

b．床板の有効幅の考え方

c．合成作用の考え方（今回は全荷重合成桁としている）

pt．41　(中央径間　中央)

1) $\begin{cases} +M=2{,}399\text{x}\cdot\text{m} \\ N=-25\text{t} \end{cases}$　　2) $\begin{cases} -M=-123\text{t}\cdot\text{m} \\ N=123\text{t} \end{cases}$

SECTION　　※ハンチ高 8.0cm

		A	y	A y	A y²or I
1－slub	0.22×12.5×1/7	=0.393	－1.19※	－0.468	0.557＋0.002
1－u.Flg	0.80×0.035	=0.028	－1.018	－0.029	0.029
1－web	2.0 ×0.012	=0.024			0.008
1－L.Flg	0.80×0.070	=0.056	1.035	0.058	0.060
		0.501		－0.439	0.656
					－0.585
					0.271

e＝－0.876m

$y_{cu}=1.30-0.876=0.424\text{m}$　　$w_{cu}=0.639\text{m}^3$

$y_{su}=1.035-0.876=0.159$〃　　$w_{su}=1.704$〃

$y_{sl}=1.070+0.876=1.946$〃　　$w_{sl}=0.139$〃

1)

床版

$$\sigma_{cu}=\left(\frac{-2{,}399}{0.639}-\frac{25}{0.501}\right)\times 1/7=-543\text{t/m}^2\ (\text{圧}) \quad <\sigma_{ca}=5{,}500/3=1{,}833\text{t/m}^2$$

上フランジ

$$\sigma_{su}=\frac{-2{,}399}{1.704}-\frac{25}{0.501}=-1{,}458\text{t/m}^2\ (\text{圧}) \quad <\sigma_{ca}=14{,}000\text{t/m}^2$$

下フランジ

$$\sigma_{sl}=\frac{2{,}399}{0.139}-\frac{25}{0.501}=-17{,}209\text{〃}\ (\text{引}) \quad <\sigma_{sa}=21{,}000\text{〃}$$

2)

床版

$$\sigma_{cu}=\left(\frac{123}{0.639}+\frac{123}{0.501}\right)\times 1/7=63\text{t/m}^2\ (\text{引}) \quad <\sigma_{ta}=5{,}500/15=367\text{t/m}^2$$

以下省略

ｐｔ．２１　（主塔直下）

1）$\begin{cases} +M = 838\text{x}\cdot\text{m} \\ N = -4{,}622\text{t} \end{cases}$　　2）$\begin{cases} -M = -190\text{t}\cdot\text{m} \\ N = -6{,}281\text{t} \end{cases}$

断面はｐｔ．４１に同じ　　ただし材質は全てＳＳ４１

$$\begin{cases} A = 0.501\text{m}^2 \\ w_{cu} = 0.639\text{m}^3 \\ w_{su} = 1.704\text{m}^3 \\ w_{sl} = 0.139\text{m}^3 \end{cases}$$

1）

床版

$$\sigma_{cu} = \left(\frac{-838}{0.639} - \frac{4{,}622}{0.501}\right) \times 1/7 = -1{,}505\text{t/m}^2 < \sigma_{ca} = 5{,}500/3 = 1{,}833\text{t/m}^2$$

上フランジ

$$\sigma_{su} = \frac{-838}{1.704} - \frac{4{,}622}{0.501} = -9{,}717 \text{〃} < \sigma_{ca} = 14{,}000\text{t/m}^2$$

下フランジ

$$\sigma_{sl} = \frac{-838}{0.139} - \frac{4{,}622}{0.501} = -15{,}254 \text{〃} < \quad \text{〃}$$

2）

床版

$$\sigma_{cu} = \left(\frac{190}{0.639} + \frac{6{,}281}{0.501}\right) \times 1/7 = -1{,}749\text{t/m}^2 < \sigma_{ca} = 1{,}833\text{t/m}^2$$

上フランジ

$$\sigma_{su} = \frac{190}{1.704} - \frac{6{,}281}{0.501} = -18{,}425 \text{〃} < \sigma_{ca} = 14{,}000 \text{〃}$$

下フランジ

$$\sigma_{sl} = \frac{-190}{0.139} - \frac{6{,}281}{0.501} = -13{,}904 \text{〃} < \quad \text{〃}$$

pt．14　(側径間支点上)

1) $\begin{cases} +M=2,714x\cdot m \\ N=-5,376t \end{cases}$　　2) $\begin{cases} -M=-1,437t\cdot m \\ N=-3,971t \end{cases}$

SECTION　　※ハンチ高 8.0cm

		A	y	Ay	Ay²or I
1－slub	0.22×12.5×1/7	=0.393	－1.19※	－0.468	0.557＋0.002
1－u.Flg	0.8 ×0.07	=0.056	－1.035	－0.058	0.060
1－web	2.0 ×0.022	=0.044			0.015
1－L.Flg	0.80×0.070	=0.056	1.035	0.058	0.060
		0.549		－0.468	0.694
					－0.399
					0.295

$e=-0.852m$

$y_{cu}=1.08+0.22-0.852=0.448m$　　$w_{cu}=0.658m^3$

$y_{su}=1.07-0.852=0.218$〃　　$w_{su}=1.353$〃

$y_{sl}=1.07+0.876=1.922$〃　　$w_{sl}=0.153$〃

1)

床版

$$\sigma_{cu}=\left(\frac{-2,714}{0.658}-\frac{5,376}{0.549}\right)\times 1/7=-1,988t/m^2 < \sigma_{ca}=5,500/3=1,833t/m^2$$

out!!

上フランジ

$$\sigma_{su}=\frac{-2,714}{1.353}-\frac{5,376}{0.549}=-11,798 < \sigma_{ca}=14,000t/m^2$$

下フランジ

$$\sigma_{sl}=\frac{-2,714}{0.153}-\frac{5,376}{0.549}=-7,946 < \sigma_{ca}=\quad〃$$

2)

床版

$$\sigma_{cu}=\left(\frac{1,437}{0.658}+\frac{3,971}{0.549}\right)\times 1/7=-721 < \sigma_{ca}=1,833t/m^2$$

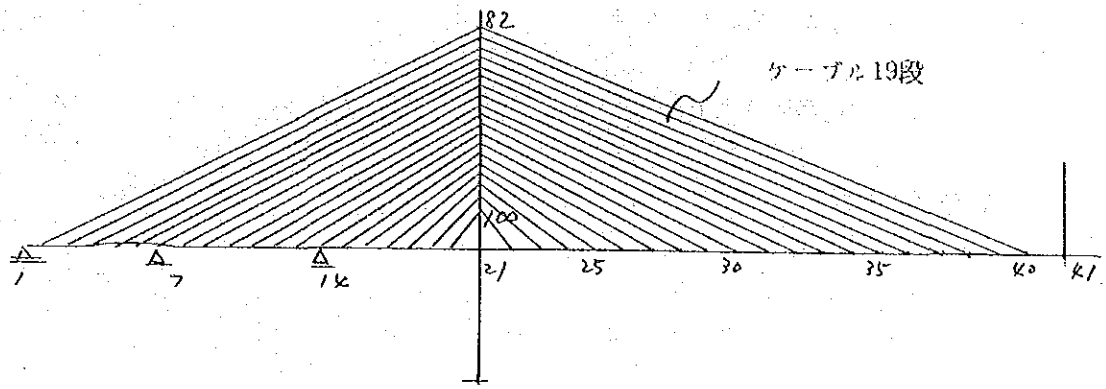
上フランジ

$$\sigma_{su}=\frac{1,437}{1.353}+\frac{3,971}{0.549}=-6,171 < \sigma_{ca}=14,000$$

下フランジ

$$\sigma_{sl}=\frac{1,437}{0.153}+\frac{3,971}{0.549}=-16,625 < \sigma_{ca}=21,000$$

ケーブル張力



ケーブル番号	ケーブル長 (m)	張　力 (km)	使用ケーブル (本)	許容張力 (0.4pu)	単　重 (t／m)	重　量 (t cm)
2－82	173.1	868	367	904	0.111	19.2
3－83	161.0	444	187	460	0.0563	9.1
4－84	152.5	342	151	372	0.0455	6.9
5－85	144.0	358	〃	〃	〃	6.6
6－86	135.5	358	〃	〃	〃	6.2
7－87	127.1	962	421	1,037	0.127	16.1
8－88	118.6	347	151	372	0.0455	5.4
9－89	110.1	338	〃	〃	〃	5.0
10－90	101.7	337	〃	〃	〃	4.6
11－91	93.3	340	〃	〃	〃	4.2
12－92	84.9	343	〃	〃	〃	3.9
13－93	76.6	442	187	460	0.0563	4.3
14－94	68.2	1,035	421	1,037	0.127	8.7
15－95	60.0	436	187	460	0.0563	3.4
16－96	51.9	303	151	372	0.0455	2.4
17－97	43.9	266	〃	〃	〃	2.0
18－98	36.1	227	〃	〃	〃	1.6
19－99	28.8	178	〃	〃	〃	1.3
20－100	22.5	375	〃	〃	〃	1.0
22－100	23.3	301	〃	〃	〃	1.1
23－99	31.2	257	〃	〃	〃	1.4
24－98	40.4	300	〃	〃	〃	1.8
25－97	50.0	327	〃	〃	〃	2.3
26－96	59.9	351	〃	〃	〃	2.7
27－95	70.0	288	〃	〃	〃	3.2
28－94	80.1	558	241	594	0.0725	5.8
29－93	90.4	323	151	372	0.0455	4.1
30－92	100.6	419	211	492	0.0635	6.4
31－91	110.9	432	〃	〃	〃	7.0
32－90	121.2	445	〃	〃	〃	7.7
33－89	131.4	456	〃	〃	〃	8.4
34－88	141.9	465	〃	〃	〃	9.0
35－87	152.3	473	〃	〃	〃	9.7
36－86	162.7	480	〃	〃	〃	10.3
37－85	173.1	487	〃	〃	〃	11.0
38－84	183.5	495	〃	〃	〃	11.7
39－83	193.9	446	〃	〃	〃	12.3
40－82	204.3	735	301	741	0.0906	18.5

Σ 2,246.3 t

(参考) 床版の有効幅を考慮した場合

pt. 14　(側径間支点上)

床版の有効幅

$\ell = 0.2\times(L1+L2) = 0.2\times(56.0+56.0) = 22.4m$

$b/\ell = 12.5/22.4 = 0.56$

$\therefore\ \lambda = 0.15\cdot\ell = 0.15\times22.4 = 3.36m$

SECTION　　※ハンチ高 8.0cm

		A	y	Ay	Ay^2 or I
1−slub	0.30×3.36×1/7	=0.144	−1.23※	−0.177	0.218
1−u.Flg	0.80×0.08	=0.064	−1.04	−0.066	0.001 0.069
1−web	2.0 ×0.022	=0.044			0.015
1−L.Flg	0.80×0.08	=0.064	1.04	0.066	0.069
		0.316		−0.177	0.372
					−0.099
					0.273

$e = -0.560m$

$y_{cu} = 1.08+0.3-0.56 = 0.82m$　　$w_{cu} = 0.333m^3$

$y_{su} = 1.08 - 0.56 = 0.52m$　　$w_{su} = 0.525m^3$

$y_{sl} = 1.08 + 0.56 = 1.64m$　　$w_{sl} = 0.166m^3$

断面力

1) $+M = 2,714t\cdot m$, $N = -5,376t$

2) $-M = -1,437t\cdot m$, $N = -3,971t$

応力度

1)

床版

$$\sigma_{cu}=\left(\frac{-2,714}{0.333}-\frac{5,376}{0.316}\right)\times 1/7=-3,595\text{t/m}^2 > \sigma_{ca}=5,500/3=1,833\text{t/m}^2$$

out!!

上フランジ

$$\sigma_{su}=\frac{-2,714}{0.525}-\frac{5,376}{0.316}=-22,182\ 〃 > \sigma_{ca}=2,100\text{t/m}^2$$

out!!

下フランジ

$$\sigma_{sl}=\frac{+2,714}{0.166}-\frac{5,376}{0.316}=-663\ 〃 < \sigma_{ca}=\ 〃$$

ok!!

pt．21　（主塔直下）

床版の有効幅

$\ell = 0.2\times(L1+L2) = 0.2\times(400+56.0) = 91.2m$

$b/\ell = 12.5/91.2 = 0.137$

$\lambda = \{1.06-3.2\cdot(b/\ell)+4.5\cdot(b/\ell)^2\}\times b$

$= \{1.06-3.2\times0.137+4.5\times0.137^2\}\times12.5 = 8.83m$

SECTION　　※ハンチ高 8.0cm

		A	y	Ay	Ay^2 or I
1－slub	0.25×8.83×1/7	=0.315	−1.205※	−0.380	0.458
1－u.Flg	0.8 ×0.08	=0.064	−1.04	−0.066	0.002 0.069
1－web	2.0 ×0.022	=0.044			0.015
1－L.Flg	0.80×0.08	=0.064	1.04	+0.066	0.069
		0.487		−0.380	0.613
					−0.297
					0.316

$e = -0.780m$

$y_{cu} = 1.08+0.25-0.780 = 0.550m$　　$w_{cu} = 0.575m^3$

$y_{su} = 1.08 - 0.780 = 0.30$ 〃　　$w_{su} = 1.053$ 〃

$y_{sl} = 1.08 + 0.780 = 1.86$ 〃　　$w_{sl} = 0.170$ 〃

断面力

1）$\begin{cases} +M = 838t\cdot m \\ N = -4,622t \end{cases}$　　2）$\begin{cases} -M = -190t\cdot m \\ N = -6,281t \end{cases}$

応力度

1)

床版

$$\sigma_{cu}=\left(\frac{-838}{0.575}-\frac{4,622}{0.487}\right)\times 1/7=-1,564\text{t/m}^2\ (\text{圧}) < \sigma_{ca}=5,500/3=1,833\text{t/m}^2$$

上フランジ

$$\sigma_{su}=\frac{-838}{1.053}-\frac{4,622}{0.487}=-10,287\ 〃\ (\text{圧}) < \sigma_{ca}=14,000\text{t/m}^2$$

下フランジ

$$\sigma_{sl}=\frac{838}{0.186}-〃=-4,561\ 〃\ (\text{圧}) < \sigma_{ca}=14,000\ 〃$$

2)

床版

$$\sigma_{cu}=\left(\frac{190}{0.575}-\frac{6,281}{0.487}\right)\times 1/7=-1,795\text{t/m}^2\ (\text{圧}) < \sigma_{ca}=5,500/3=1,833\text{t/m}^2$$

上フランジ

$$\sigma_{su}=\frac{190}{1.053}-\frac{-6,281}{0.487}=-12,717\ 〃\ (\text{圧}) < \sigma_{ca}=14,000\text{t/m}^2$$

下フランジ

$$\sigma_{sl}=\frac{-190}{0.170}-\frac{6,281}{0.487}=-14,015\ 〃\ (\text{圧}) < \sigma_{ca}=21,000\ 〃$$

pt.41　(中央径間　中央)

床版の有効幅

$\ell = 0.6 \cdot L = 0.6 \times 400 = 240m$

$b/\ell = 12.5/240 = 0.052 \fallingdotseq 0.05$

故に全幅有効

SECTION　(SM50Y)　　※ハンチ高 8.0cm

		A	y	Ay	Ay^2 or I
1−slub	0.22×12.5×1/7	=0.393	−1.19※	−0.468	0.557
1−u.Flg	0.80×0.035	=0.028	−1.018	−0.029	+0.002 0.029
1−web	2.0 ×0.012	=0.024			0.008
1−L.Flg	0.80×0.070	=0.056	1.035	0.058	0.060
		0.501		−0.439	0.656
					−0.385
					$I = 0.273m^4$

$e = -0.876m$

$y_{cu} = 1.30 - 0.876 = 0.424m$,　$w_{cu} = 0.639m^3$

$y_{su} = 1.035 - 0.876 = 0.159$,　$w_{su} = 1.704$

$y_{sl} = 1.070 + 0.876 = 1.946$,　$w_{sl} = 0.139$

断面力

1) $\begin{cases} +M = 2,399t\cdot m \\ N = -25t \end{cases}$　　2) $\begin{cases} -M = -123t\cdot m \\ N = -123t \end{cases}$

応力度

1)

床版

$$\sigma_{cu} = \left(\frac{-2,399}{0.639} - \frac{25}{0.501}\right) \times 1/7 = -543t/m^2 \ (\text{圧}) < \sigma_{ca} = 5,500/3 = 1,833t/m^2$$

上フランジ

$$\sigma_{su} = \frac{-2,399}{1.704} - \frac{-6,281}{0.501} = -1,458 \ 〃 \ (\text{圧}) < \sigma_{ca} = 21,000t/m^2$$

下フランジ

$$\sigma_{sl} = \frac{2,399}{0.139} - \frac{25}{0.501} = -17,209 〃 \ (\text{引}) < \sigma_{sa} = 〃$$

2)

床版

$$\sigma_{cu}=\left(\frac{123}{0.639}-\frac{123}{0.501}\right)\times 1/7=\underset{(引)}{63}\,t/m^2 \quad < \sigma_{ta}=5,500/15=367\,t/m^2$$

上フランジ
下フランジ ┤ 省略

概算鋼重

1．補剛桁

1）主桁

主径間　(0.028 (u.flg) + 0.024 (web) + 0.056 (L.flg)) ×400 (m) × 2 × 7.85 (主桁) × 1.2 (still,joint) = 814 t

側 〃　(0.056 + 0.044 + 0.056) ×156 ×4 × 7.85 × 1.2 = 917 t

Σ =1,731 〃

2）横桁

(0.6×0.025 (u.flg) + 1.80×0.01 (web) + 0.60×0.035 (L.flg)) ×25.0 (m) ×7.85× 1.2 (still,joint)
×712.0／ 4.5 (m) = 2,012 t

3）ブラケット

(0.70×0.009+ 2 ×0.2×0.01) ×3.5 (m) × 2 (ヶ所) ×7.85×712.0／4.5=90 t

4）縦桁（ブラケット先端および主桁中央に 1 ヶ所、合計 3 ヶ所）

(0.50×0.009+ 2 ×0.30×0.01) ×7.85×1.10× 3 ×712.0=194 t

1）＋2）＋3）＋4）=1,731+2,012+90+194=4,027 t

5）斜材ケーブル定着部補強　（1 ヶ所当り 0.5 t）

0.5 × 19段 × 8 = 76 t

鋼材合計　Σ 1）～5）= 4,027 + 76 = 4,103 t

SS41 ———— 4,103 × 0.70 = 2,872 t

SM50Y ———— 4,103 × 0.30 = 1,231 t

2．沓　（SCMn1A）

主塔部は、フローティング、ウィンド沓のみ

w＝ 4,027×0.01＝40 t

側径間（複合案に同じとする）＝ 110 t

合計　40＋ 110＝ 150 t

3．H．T．B．　（Flot）

補剛桁鋼重の3％とする。

w＝ 4,027×0.03＝ 121 t

4．R．C床版　（プレキャスト）

型枠	A＝32.0× 712.0＝22,784m²	
コンクリート	V＝0.22m ×22,784＝ 5,012m³	（σ_{ck}＝ 550kg／cm²）
鉄筋	w＝ 0.2 t／m²× 5,012＝ 1,002 t・m	

5．斜材ケーブル

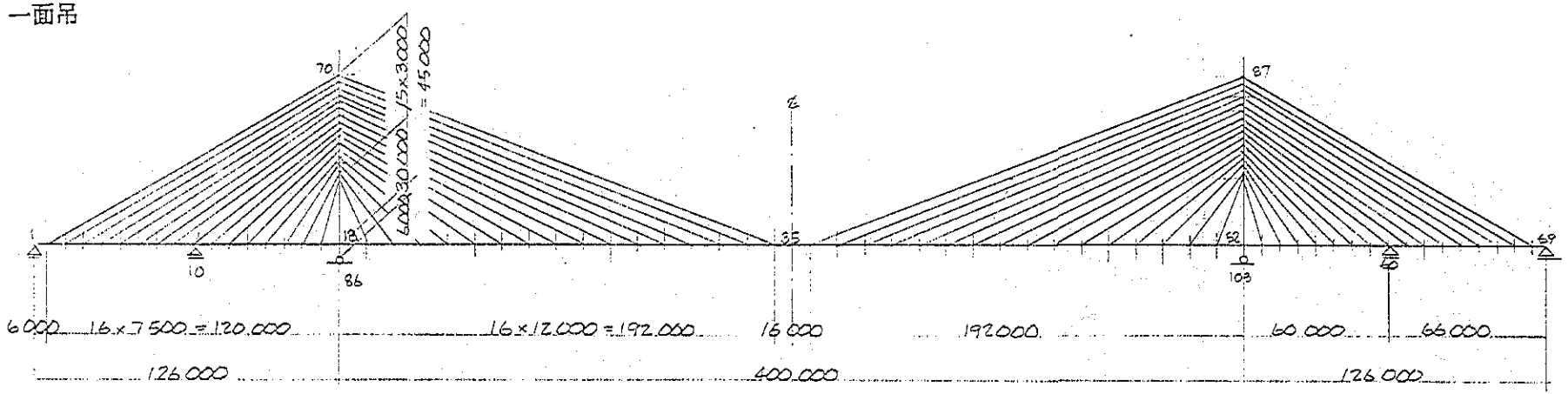
定着ソケット

w＝ 246.3 t × 4 面×1.02　＝　1,005 t

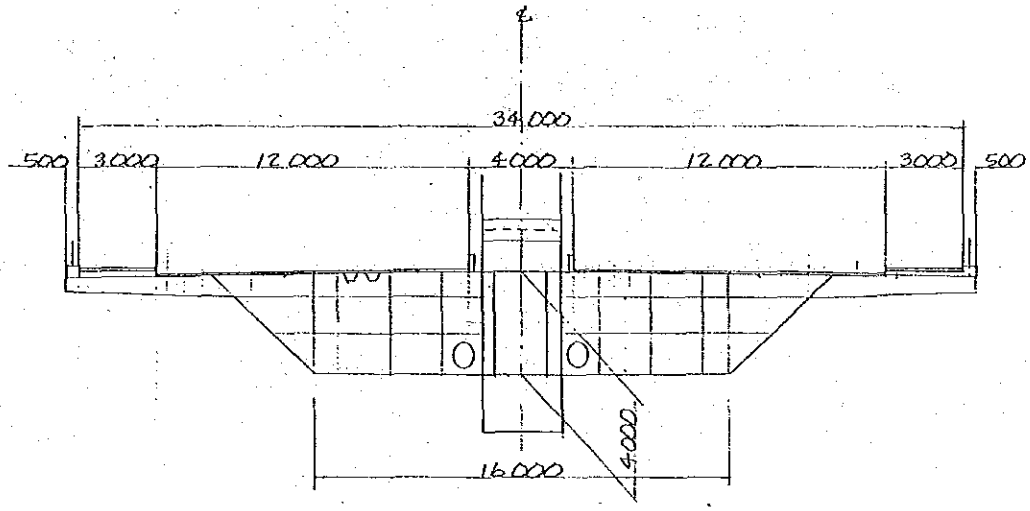
付属資料－１６　１面吊り方式の検討

複合斜張橋での試設計

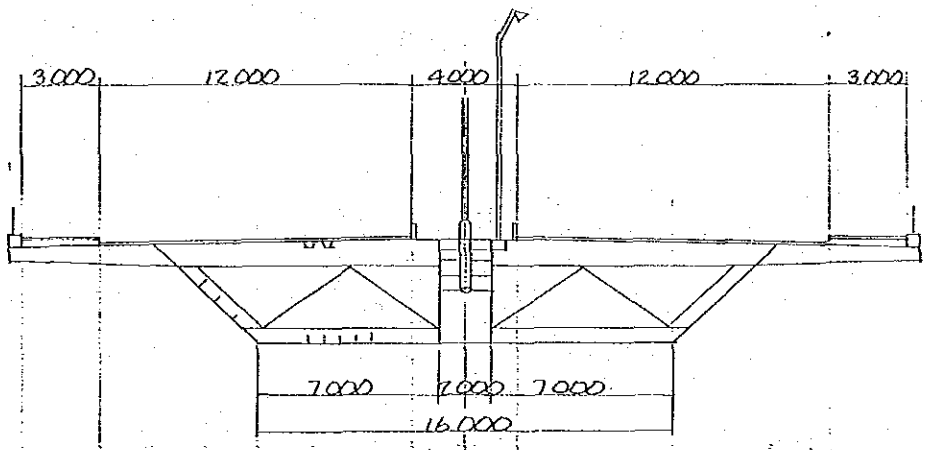
一面吊


70
15×3000
=45000
6000
30000
18
10
86
35
87
52
103
69
6000
16×7500=120.000
16×12.000=192.000
16000
192000
60.000
66.000
126.000
400.000
126.000

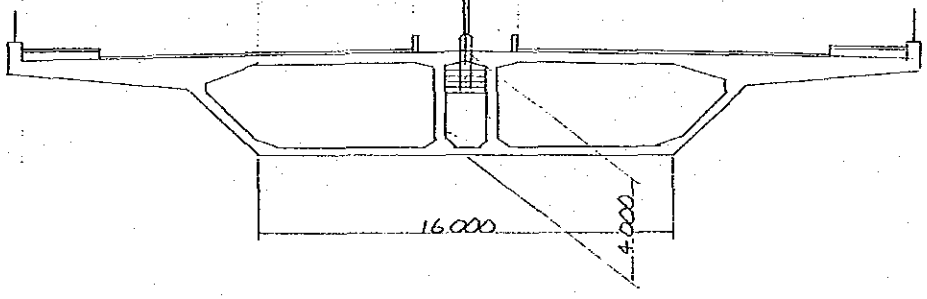
塔基部

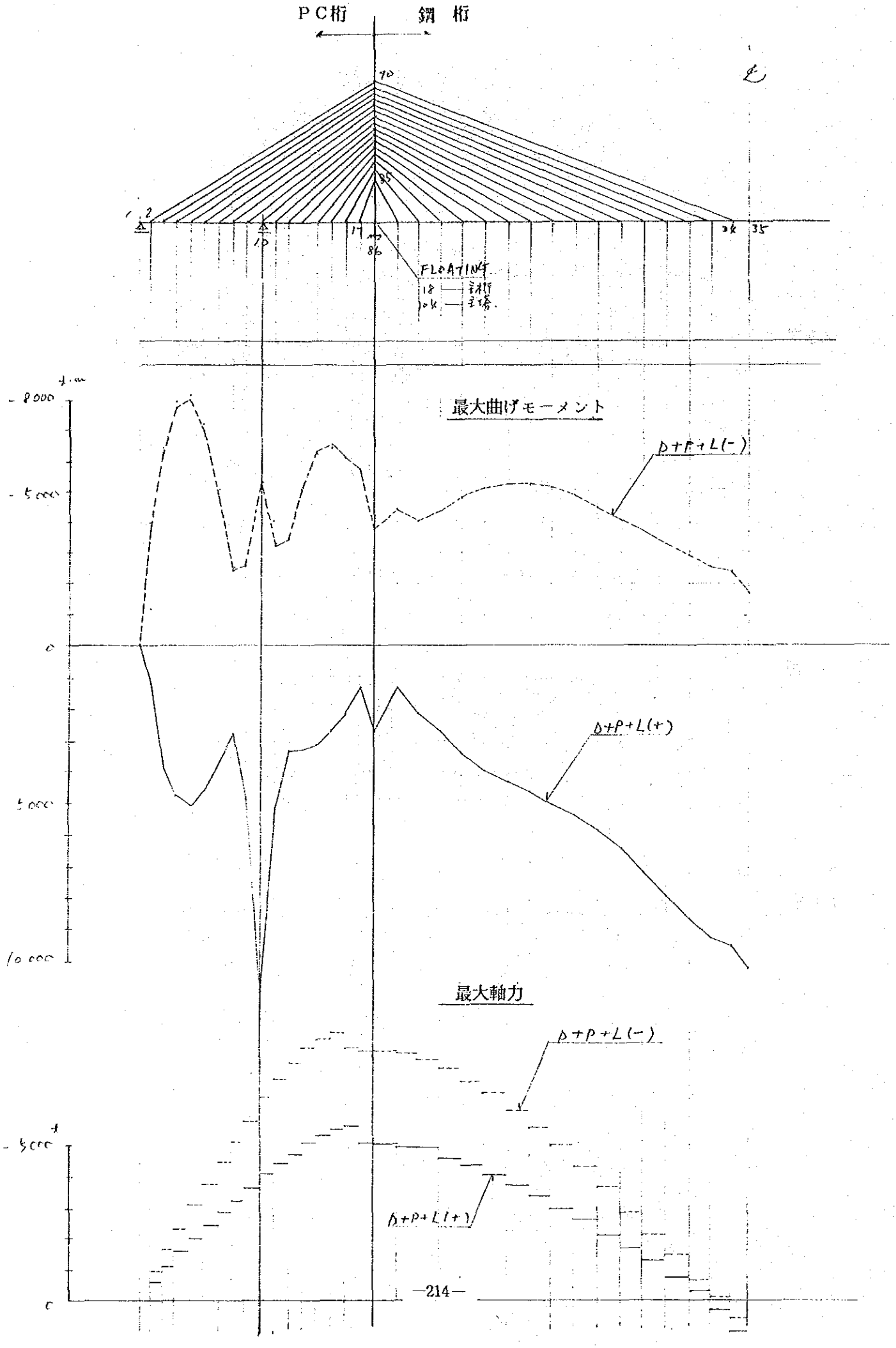

34,000
500
3,000
12,000
4,000
12,000
3,000
500
16,000
4,000

鋼　桁


3,000
12,000
4,000
12,000
3,000
7,000
7,000
7,000
16,000

ＰＣ桁


16,000
4,000


PC桁
鋼 桁
70
85
2
10
17
86
34
35
FLOATING
18 — 主桁
104 — 主塔
t·m
-8000
-5000
0
5000
10000
最大曲げモーメント
D+P+L(-)
D+P+L(+)
最大軸力
D+P+L(-)
D+P+L(+)
t
-5000
0

鋼材

1．Pt.18（主塔直下）

1) $\begin{cases} +M = 2789\ t\cdot m \\ N = -5291\ t \end{cases}$　　2) $\begin{cases} -M = -3772\ t\cdot m \\ N = -7745\ t \end{cases}$

SECTION（SS41）　　※Ribの換算板厚（t=6mm）を含む

			A	y	Ay	Ay^2 or I
1-u.flg	28.0 × 0.018※	=	0.504	-2.009	-1.013	2.034
2-web	4.0 × 0.012	=	0.096			0.128
2-web	5.66× 0.012	=	0.136			0.128
1-L.Flg	16.0 × 0.018※	=	0.288	2.009	0.579	1.162
			1.024		-0.434	3.452
	e=-0.424m					-0.184
						$I=3.268m^4$

$yu = 2.018 - 0.424 = 1.594m$　　$wu = 2.050m^3$

$ye = 2.018 + 0.424 = 2.442m$　　$we = 1.338m^3$

1) $\delta u = \dfrac{-2789}{2.05} - \dfrac{5291}{1.024} = -1360-5167 = -6525t/m^2$（圧）　$< \delta ce = 14000t/m^2$

$\delta e = \dfrac{2789}{1.338} - \dfrac{5291}{1.024} = 2084-5167 = -3083t/m^2$（圧）　$< \delta ca = 14000t/m^2$

2) $\delta u = \dfrac{3772}{2.05} - \dfrac{7745}{1.024} = 1840-7563 = -5723t/m^2$（圧）　$< \delta ca = 14000t/m^2$

$\delta e = \dfrac{-3772}{1.338} - \dfrac{7745}{1.024} = -2819-7563 = -10382t/m^2$（圧）　$< \delta ca = 14000t/m^2$

2．Pt 35 （中央径間中央）

1) $+M = 10390$ t・m
$N = 771$ t

2) $-M = -1706$ t・m
$N = 901$ t

断面は Pt 18 に同じ

$A = 1.024$ m2

$wu = 2.05$ m3

$we = 1.338$ m3

1) $\delta u = \frac{-10390}{2.05} - \frac{771}{1.024} = -5068+753 = -4315 t/m^2$ （圧） $< \delta ce = 14000 t/m^2$

$\delta e = \frac{10390}{1.338} - \frac{771}{1.024} = 7765+753 = 8518 t/m^2$ （引） $< \delta ca = 14000 t/m^2$

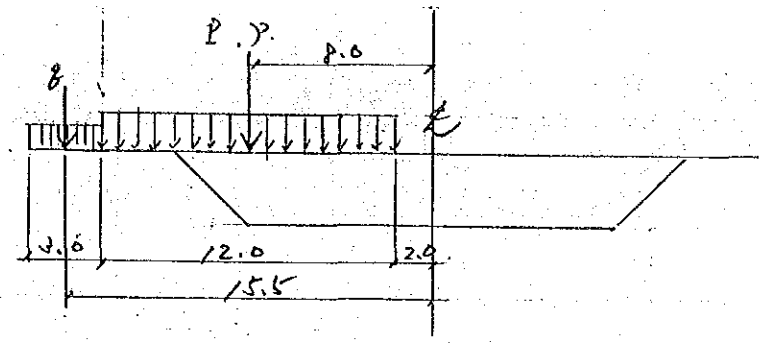
2) $\delta u = \frac{1706}{2.05} - \frac{901}{1.024} = 832-880 = 1712 t/m^2$ （引） $< \delta ca = 14000 t/m^2$

$\delta e = \frac{-1706}{1.338} - \frac{901}{1.024} = -1275-880 = -395 t/m^2$ （圧） $< \delta ca = 14000 t/m^2$

3．ねじりに対する照査（概算値）

補剛桁のねじりモーメント

主塔直下のねじりモーメントを400mの単純桁として算出する。



線荷重によるねじりモーメント	MP = 8.0t/m×12.0×8.0 = 768t/m
等分布によるねじりモーメント	Mp = 0.30t/m²×12.0×8.0×200m = 5760t/m
郡集によるねじりモーメント	Mq = 0.30×3.0×15.5×200 = 2790t/m
	ΣMT = 9320 t/m

ねじりセン断応力度

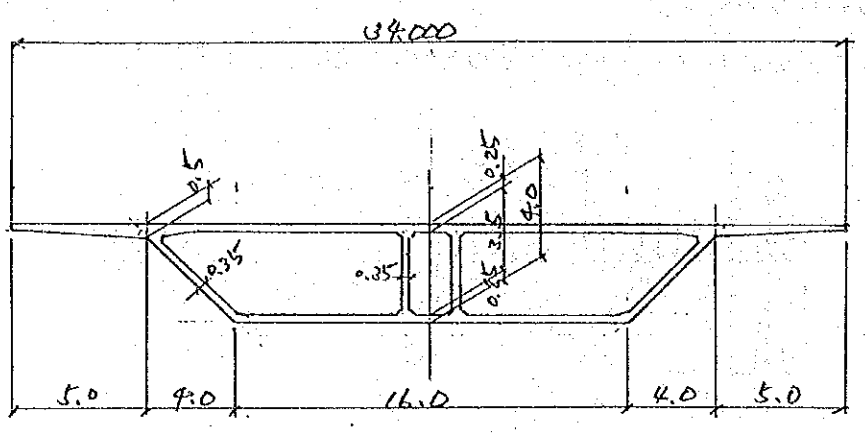
$$ZT = \frac{MT}{2 \cdot A \cdot t}$$

A：Box断面積＝16.0×4.0＝64.0m²
t：板厚

Flg Pl $ZT = \dfrac{9320}{2 \times 64.0 \times 0.012} = 6068 t/m^2$ ＜τa＝8000t/m²（SS41）

web Pl $ZT = \dfrac{9320}{2 \times 64.0 \times 0.014} = 5200 t/m^2$ ＜τa＝8000t/m²

ＰＣ桁



SECTION (SS41)

			A	y	Ay	Ay^2 or I
u.flg	34.0 × 0.25	=	8.50	-1.875	-15.94	29.88
web	5.66× 0.35 ×2	=	3.96			2.50
web	3.50× 0.35	=	2.45			2.50
L.Flg	16.0 × 0.25	=	4.00	1.875	-7.50	14.06
			18.91		-8.44	48.94
	e=-0.45m					- 3.77
						I=45.17m⁴

yu = 2.0 - 0.45 = 1.55m　　wu = 29.14m³

ye = 2.0 + 0.45 = 2.45m　　we = 18.44m³

1．Pt.10 （側径間支点上）

1） $+M = 11145$ t·m　　2） $-M = -5252$ t

$N = -6418$ t　　$N = -4191$ t

1） $\delta u = \dfrac{-11145}{29.14} - \dfrac{6418}{18.91} = -382-339 = -721\,t/m^2$ （圧）

$\delta e = \dfrac{11145}{18.44} - \dfrac{6418}{18.91} = 604-339 = 265\,t/m^2$ （引）

2） $\delta u = \dfrac{5252}{29.14} - \dfrac{4191}{18.91} = 180-222 = -42\,t/m^2$ （引）

$\delta e = \dfrac{-5252}{18.44} - \dfrac{4191}{18.90} = -284-222 = -506\,t/m^2$ （圧）

プレストレスの計算

偏心量を $y_P = 0.5$m とする

NP＝40本×95t/本＝-3800 t

MP＝-0.5×380　＝-1900t/m

$\delta pu = \dfrac{1900}{29.14} - \dfrac{3800}{18.91} = 65 - 201 = -136\,t/m^2$

$\delta pu = \dfrac{1900}{29.14} - \dfrac{3800}{18.91} = 65 - 201 = -136\,t/m^2$

合成応力度

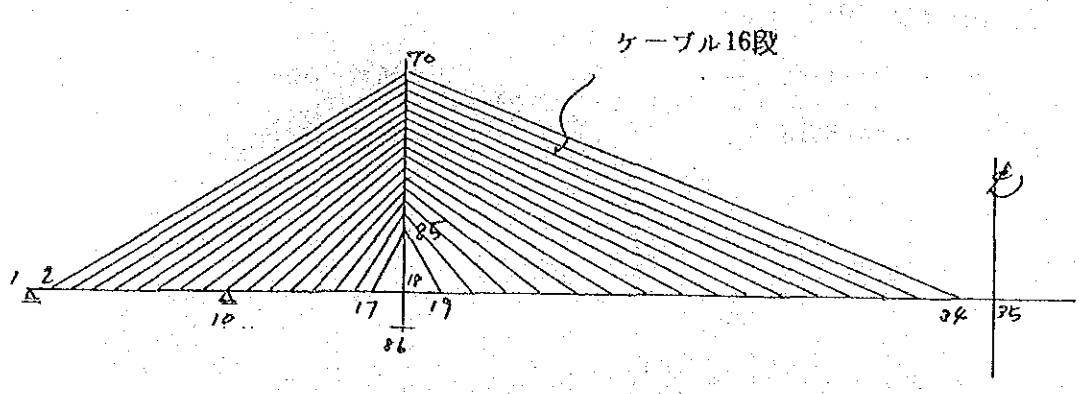
1） $\delta u = -721-136 = -857\,t/m^2$ （圧）

$\delta e = 265-304 = -35\,t/m^2$ （圧）

2） $\delta u = -42-136 = -178\,t/m^2$

$\delta e = -506-136 = -642\,t/m^2$

ケーブル張力



ケーブル番号	ケーブル長(m)	張力 (ton)	使用ケーブル(本)	許容張力 (0.4Pu)	単重 (K/m)	重量 (ton)
2-70	141.5	1128	241本×2	594×2＝1188	0.0725X2=0.145	20.5
3-71	133.6	820	367	904	0.111	14.8
4-72	125.6	884	367	904	0.111	13.9
5-73	117.7	866	367	904	0.111	13.1
6-74	109.9	855	367	904	0.111	12.2
7-75	102.0	849	367	904	0.111	11.3
8-76	94.2	849	367	904	0.111	10.5
9-77	86.4	848	367	904	0.111	9.6
10-78	78.7	958	421	1037	0.127	10.0
11-79	71.1	815	367	904	0.111	7.9
12-80	63.6	764	313	771	0.0942	6.0
13-81	56.3	703	313	771	0.0942	5.3
14-82	49.2	632	265	653	0.0798	3.9
15-83	42.5	569	265	653	0.0798	3.4
16-84	36.2	455	223	549	0.0671	2.4
17-85	30.9	767	313	771	0.0942	2.9
19-85	32.3	571	241	594	0.0725	2.3
20-84	40.8	413	223	549	0.0671	2.7
21-83	50.9	483	223	549	0.0671	3.4
22-82	61.8	537	223	549	0.0671	4.1
23-81	73.2	591	241	594	0.0725	5.3
24-80	84.9	639	265	653	0.0798	6.8
25-79	96.7	681	313	771	0.0942	9.1
26-78	108.7	738	313	771	0.0942	12.2
27-77	120.7	752	313	771	0.0942	11.3
28-76	132.9	777	313	771	0.0942	12.5
29-75	145.0	797	349	860	0.105	15.2
30-74	157.2	810	349	860	0.105	16.5
31-73	169.4	817	349	860	0.105	17.8
32-72	181.6	817	349	860	0.105	19.1
33-71	193.9	783	349	860	0.105	20.4
34-70	206.1	914	421	1037	0.127	26.2

Σ＝330.6 ton

概算数量

1．鋼桁（中央径間）　　継手・補剛材

主桁　1.024m2×400m×7.85×1.2　=3858t

塔基部ﾀﾞｲｱﾌﾗﾑ　1/2×(16.0+24.0)×4.0×0.019×7.85×1.2×2ヵ所　=　29t

対傾構　(1.0×0.010+0.3×0.012) ×24.0×7.85　=2.56

(0.20×0.01×2+0.25×0.009)×5.0×7.85×4本=0.98　Σ=4.54t/1ヵ所

(0.5×0.010+0.25×0.012) ×16.0×7.85　=1.00

4.54 × 400m/6.0m × 1.2 = 363t　③

横リブ　(2.56+1.00)×400/6.0×1.2=285t　④

ブラケット　(0.80×0.009+0.3×0.012)×5.5m×7.85×1.2×400/6.0×2ヵ所=75t　⑤

側縦桁　(0.6×0.009+0.2×0.01)×400×7.85×2ヵ所=46t　⑥

歩道鋼床版　7.0m×0.015×400m×7.85=330t　⑦

定着部補強　2.0t/1ヵ所×16段×2=64t　⑧

鋼桁合計　Σ①～⑧　=　5050ton

SS41　————　5050×0.9=4545t

SM50Y　————　5050×0.1= 505t

1．ＰＣ桁（側径間）

コンクリート　$V=18.91m^2/m\times126m\times2\times1.1=5242m^3$

型枠　$(4.0m^2/m^3)$

$A=4.0\times5242=20970m^2$

鉄筋　$(0.15t/m^3)$

$W=0.15\times5242=786t$

ＰＣ鋼材　$(0.04t/m^3)$

$W=0.04\times5242=210t$

3．沓（SCMm1A）

主塔部はフローティング　ウィンド沓のみ

$W=5050t\times0.01=51t$

側径間ＰＣ桁

$W=110t$

合計　51 ＋ 110 ＝ 161t

4．H.T.B.(F10T)

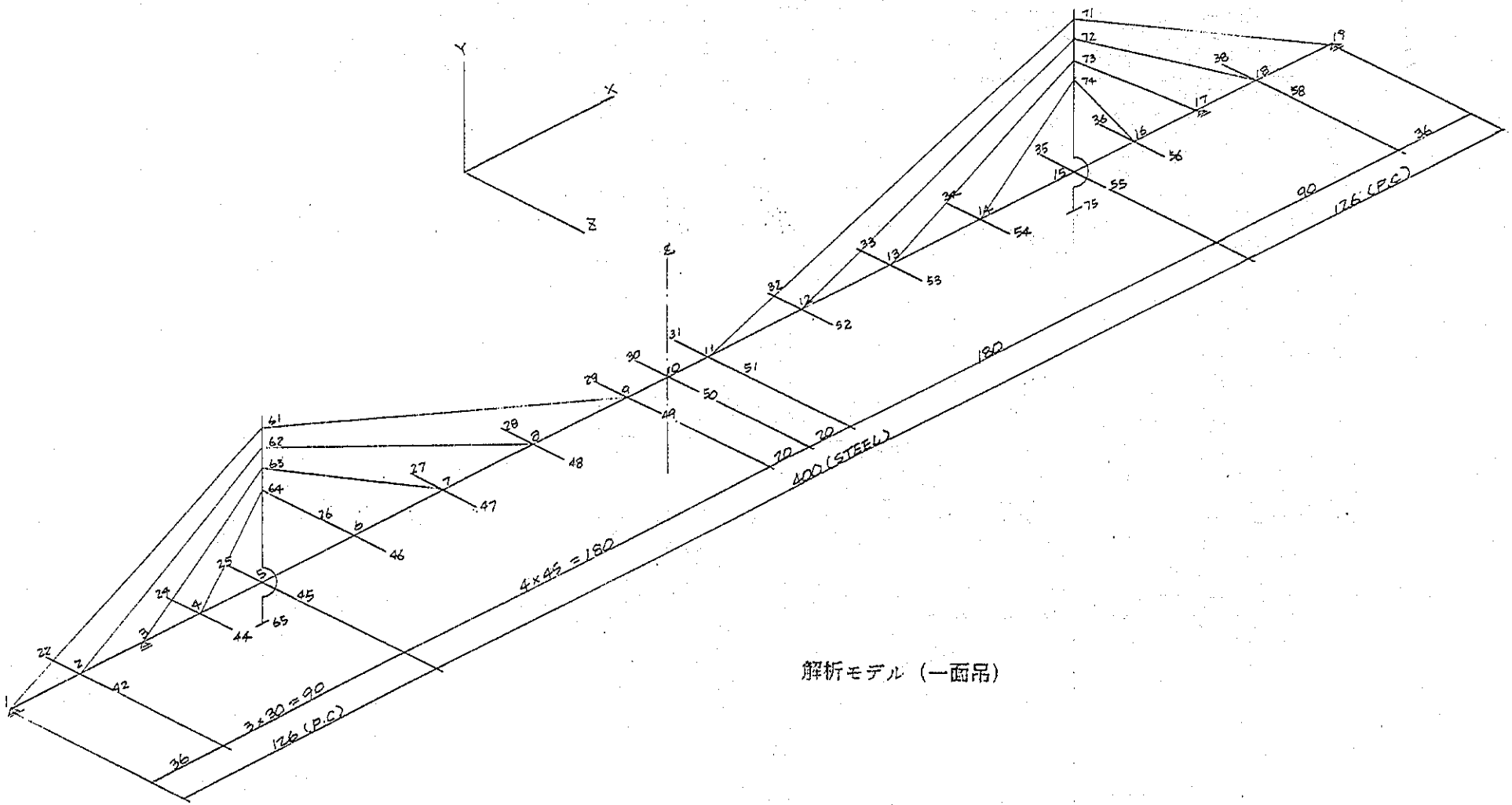
中央径間主桁の3%とする

W＝ 5050 × 0.03 ＝152t

5．斜材ケーブル

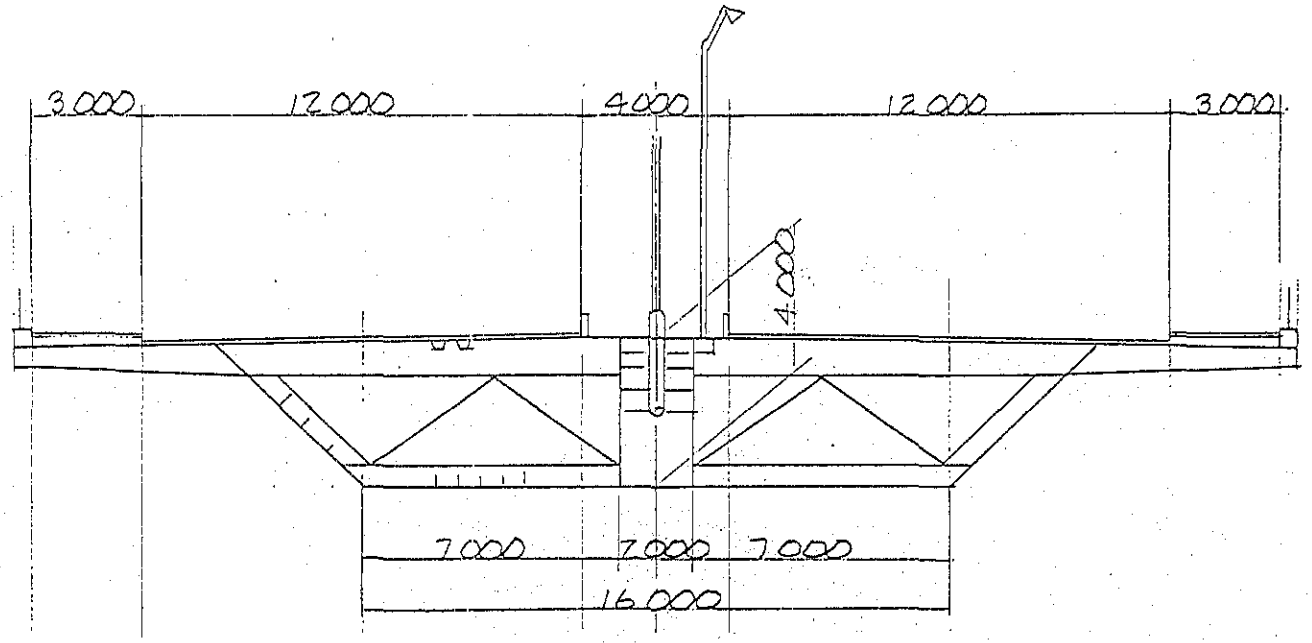
定着ソケット割増し

W＝ 330.6t × 2 × 1.02 ＝ 674t

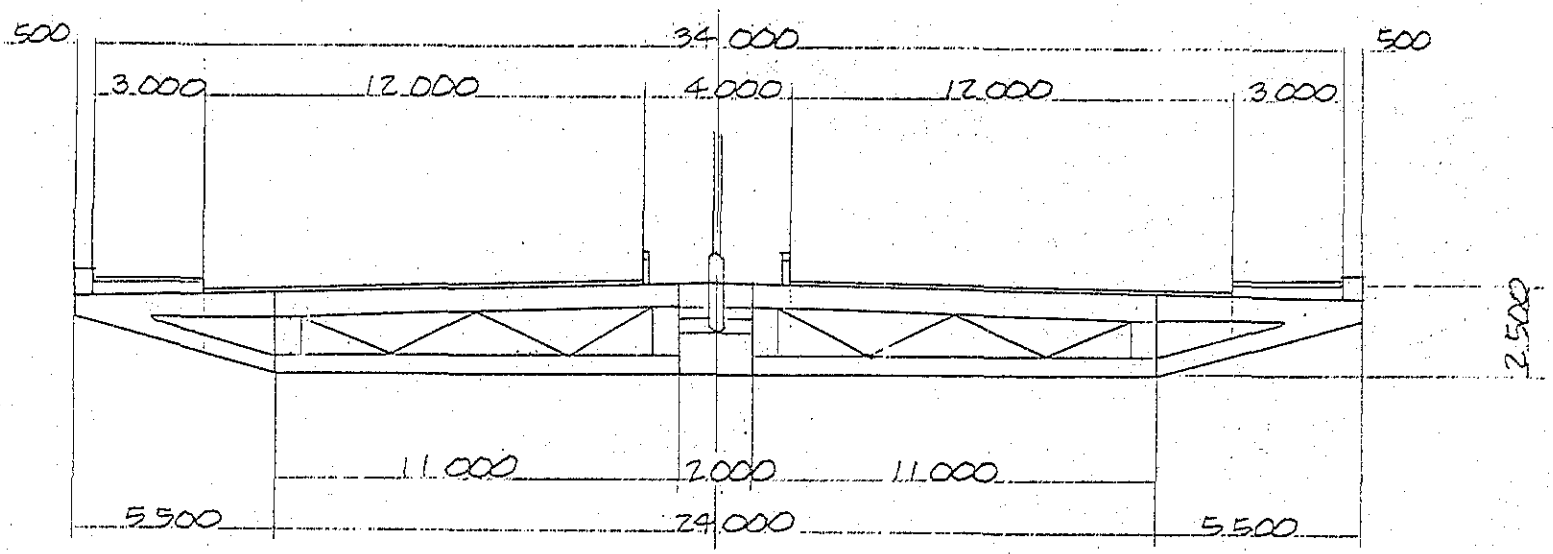


解析モデル（一面吊）

H＝4.0m



H＝2.5m



標準断面

部材の剛性

	A(m2)		Ix(m4)		IY(m4)		Iz(m4)	
	H=4M	H=2.5M	H=4M	H=2.5M	H=4M	H=2.5M	H=4M	H=2.5M
剛　桁	1.101	1.096	9.404	4.830	57.30	65.27	3.367	1.560
ＰＣ桁	16.92	15.80	124.0	45.30	892.0	948.3	41.81	59.35
塔	0.710	同左	16.46	同左	1.068	——	1.758	同左
ケーブル	0.067	同左	——	——	——	——	——	——

質量及び極慣性モーメント

	質量　(ton)		極慣性モーメント(ton-m²)	
Point	H=4M	H=2.5M	H=4M	H=2.5M
2,18	1806	1704	122,860	125,330
4,16	1642	1549	111,690	113,940
5,15	1194	1146	80,480	82,780
6～8,12～14	746	743	49,270	51,620
9,11	538	536	35,590	37,280
10	331	330	21,900	22,940

解析結果のまとめ

H＝4.0M

モードNo.	振動数(Hz)	周期（sec）	振動モード
1	0.184	5.435	桁の橋軸方向移動
2	0.220	4.554	面外　対称一次
3	0.456	2.191	面内　対称一次　fb
4	0.485	2.060	振れ　対称一次　fQ
5	0.657	1.522	面外　逆対称一次
6	0.692	1.466	面内　逆対称一次
7	0.940	1.064	面内　対称二次
8	0.947	1.056	面内　逆対称二次
9	0.987	1.013	振れ　逆対称一次

$$m = \frac{fQ}{fb} = \frac{0.485}{0.456} = 1.064$$

H＝2.5M

モードNo.	振動数(Hz)	周期（sec）	振動モード
1	0.185	5.393	桁の橋軸方向移動
2	0.232	4.311	面外　対称一次
3	0.285	3.513	面内　対称一次　fb
4	0.446	2.240	振れ　対称一次　fQ
5	0.631	1.585	面外　逆対称一次
6	0.645	1.551	面内　逆対称一次
7	0.698	1.432	面内　対称二次
8	0.877	1.141	面内　逆対称二次
9	0.913	1.095	振れ　端支間の振れ

$$m = \frac{fQ}{fb} = \frac{0.285}{0.446} = 0.639$$

付属資料－１７　主塔基礎工の沈下の検討

既存の資料を用いて複合斜張橋主塔での基礎工沈下量の推定を行った。

本橋の杭基礎の支持地盤としては、地質調査結果より判断して、標高約－40m以下に位置する洪積細砂層を撰定している。（地質断面図は報告書本文に示されている。）

支持地盤の地層としては、標高約－40～－60mに分布するN値30～50の灰黄色を呈する層、標高約－60～－82mに分布するN値50以上層、及び標高－82m以下の小礫を含有する中砂層等によって構成されている。

黄浦江の上流に架る卿港大橋においては、本橋と同様な基礎形式、支持地盤位置が採用されているが、完成後約10cmの主塔基礎工の沈下が報告されている。

この沈下の明解なる原因は不明であるが、上記支持層としてのシルト混りの細砂層の圧密が基礎工の沈下に影響を与えている可能性が推察される。

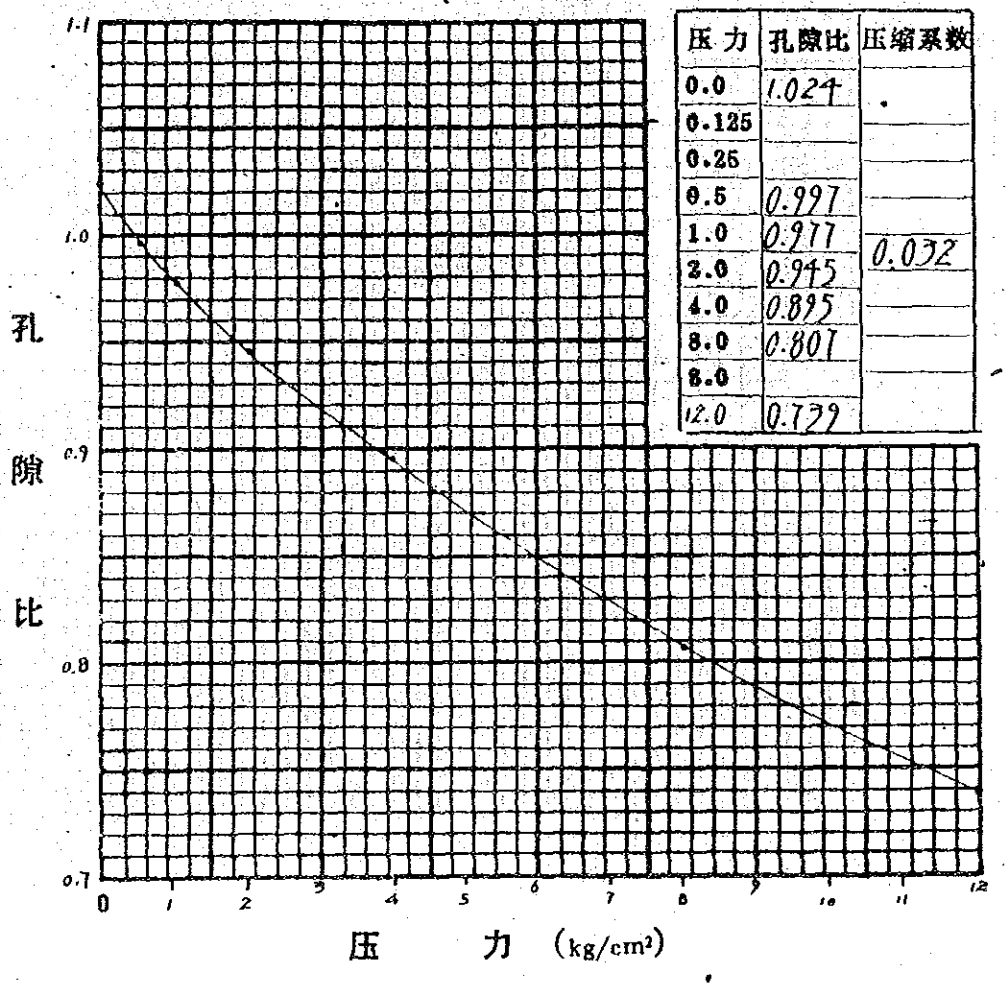
次頁以下にこの細砂層の圧縮試験結果を示した。本試料は上海北駅近辺における跨線橋工事での土質試験結果であり、本橋における地層に相当する層の試験結果を示している（図－1、図－2）。また、図－3に架橋地区浦西側地点で採取された試料の圧縮曲線を示した。地層としては図－1のものと同一と想定されるが、その圧縮率は図－1の試料と比べると非常に小さい値を示している。

土 压 缩 曲 线

试验编号：　　土的名称：灰色粘土夹粉砂

试料编号：　　试样面积(cm²)：30

土样深度(m)：-39.56～-52.99　　试样高度(mm)：20



压力	孔隙比	压缩系数
0.0	1.024	
0.125		
0.25		
0.5	0.997	
1.0	0.977	0.032
2.0	0.945	
4.0	0.895	
8.0	0.801	
8.0		
12.0	0.739	

备注：

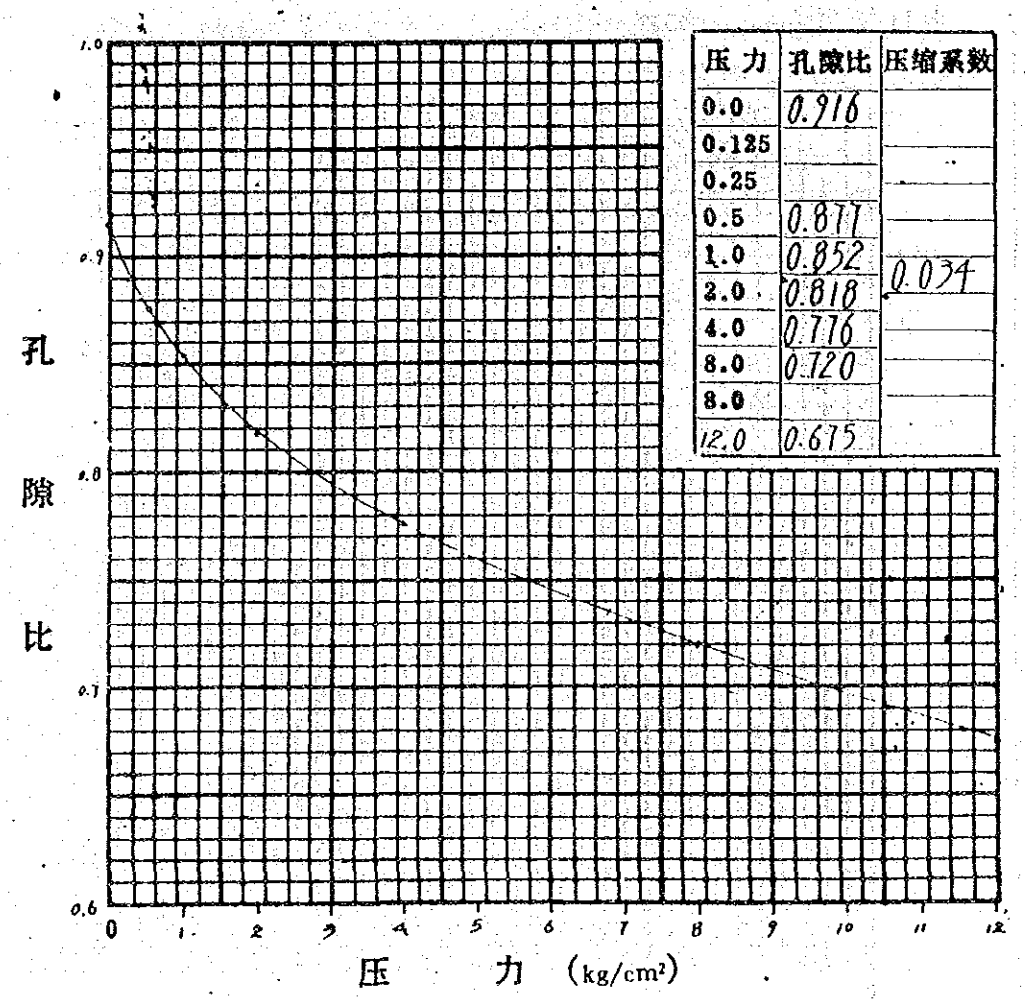
图一1　土質压縮曲線

土 压 缩 曲 线

试验编号：　　土的名称：灰色亚粘土夹细砂

试料编号：　　试样面积(cm²)：30

土样深度(m)：-51.46～-78.59　　试样高度(mm)：20



压力	孔隙比	压缩系数
0.0	0.916	
0.125		
0.25		
0.5	0.877	
1.0	0.852	0.034
2.0	0.818	
4.0	0.776	
8.0	0.720	
8.0		
12.0	0.675	

备注：

图 2　土質压縮曲線

钻孔编号 1　　附录编号 10

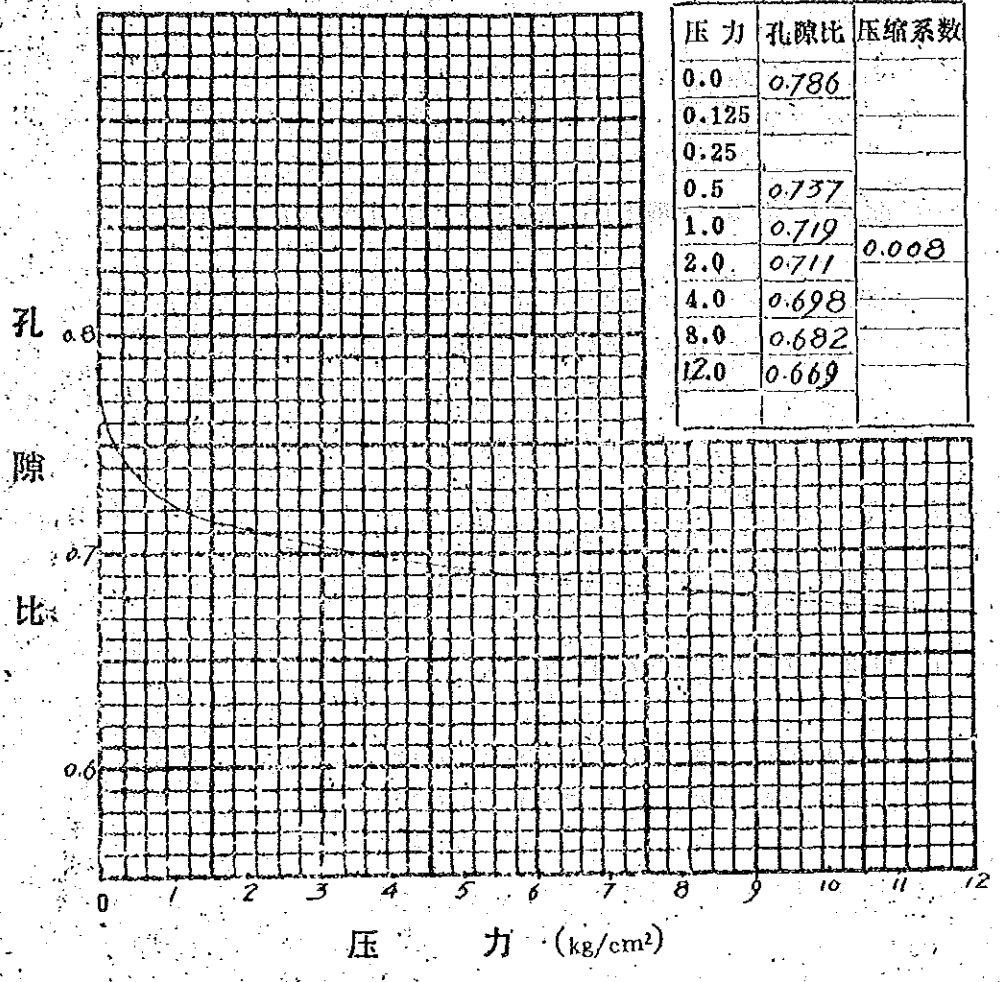
土 压 缩 曲 线

试验编号：　　土的名称：灰黄色粉细砂

试料编号：　　试样面积(cm²)：30

土样深度(m)：-39.21～-60.16　试样高度(mm)：20

压 力	孔隙比	压缩系数
0.0	0.786	
0.125		
0.25		
0.5	0.737	
1.0	0.719	
2.0	0.711	0.008
4.0	0.698	
8.0	0.682	
12.0	0.669	



备注：单个土样压缩曲线

图—3　土質压縮曲線

(1) フーチング下面での作用力

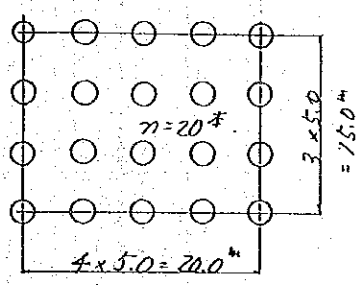
フーチング下面での作用力を杭群1／2当りで示すと、死荷重時で

$$N = 15{,}477\ t$$
$$H = 5\ t$$
$$M = 245\ t \cdot m$$
$$n = 20本$$

杭先端における作用力は、杭の周辺摩擦力によって上記の値より減少することになる。減少状況について明確でないので、ここでは極限支持力における先端支持力と周辺摩擦力との比で想定する。

$$\therefore \quad N = 15{,}477 \times 942 / 2{,}909$$
$$= 5{,}012\ t$$

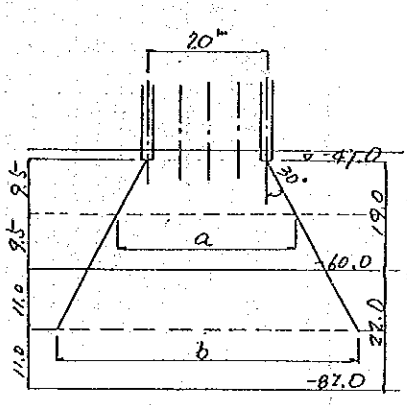
上記作用力の分布面積は、2つの地層におけるそれぞれの中間位置で計算すると、



$$a = 20.0 + 9.5 \times \tan 30^\circ \times 2 = 30.97m$$
$$b = 20.0 + 20.5 \times \tan 30^\circ \times 2 = 43.67m$$

同様に、

$$a' = 15.0 + 9.5 \times \tan 30^\circ \times 2 = 25.97m$$
$$b' = 15.0 + 20.5 \times \tan 30^\circ \times 2 = 38.67m$$



したがって、両地層における垂直応力の増分は、

$$\Delta \sigma_{z1} = 5{,}012\ t / 30.97m \times 25.97m = 0.62kg/cm^2$$
$$\Delta \sigma_{z2} = 5{,}012\ t / 43.67m \times 38.67m = 0.30kg/cm^2$$

両地層の土かぶり荷重としては、地下水位も考慮して、

$$P_{01} = 1.8\ t/m^3 \times 2.0m + 0.8\ t/m^3 \times 52.5m = 4.56kg/cm^2$$
$$P_{02} = 1.8\ t/m^3 \times 2.0m + 0.8\ t/m^3 \times 73.0m = 6.20kg/cm^2$$

以上の結果を用いて、基礎地盤に垂直応力の負荷が増大した場合の変形量を求める。

$$S = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H$$

ここに、 e_0 ：初期間げき比

e_1 ：負荷後の間げき比

H ：地層厚

S ：変位量

$$\therefore \quad S = \frac{0.880 - 0.868}{1 + 0.880} \times 19.0\text{m} + \frac{0.741 - 0.738}{1 + 0.741} \times 22.0\text{m}$$

$$= 0.121 + 0.038 = 0.159\text{m}$$

(図－1、図－2のデータ使用)

$$S = \frac{0.696 - 0.693}{1 + 0.696} \times 19.0\text{m} + \frac{0.741 - 0.738}{1 + 0.741} \times 22.0\text{m}$$

$$= 0.033 + 0.038 = 0.071\text{m}$$

(図－3、図－2のデータ使用)

付属資料－１８　取付橋梁部の設計

取付橋梁部について、以下の４構造の設計結果

1）　50m支間３径間連続ＰＣ桁

2）　ラーメン橋脚

3）　壁式橋脚　（Ｈ＝35m）

4）　壁式橋脚　（Ｈ＝ 9m）

を示す。

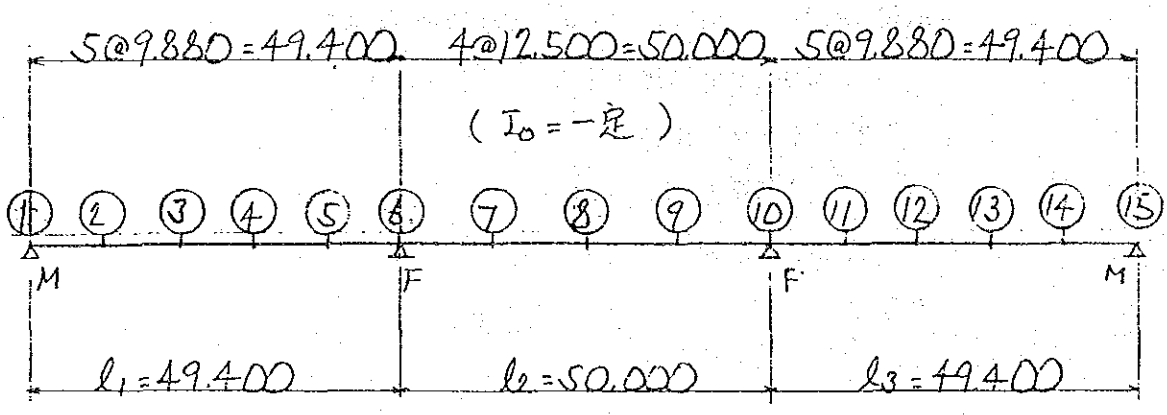
(1) 主桁の構造検討

1. 断面力の計算.

1) 計算方法

主桁を等断面とし棒理論により電子計算機を使用して求める.

2) 構造基本値



$A_0 = 15.0852\ m^2$

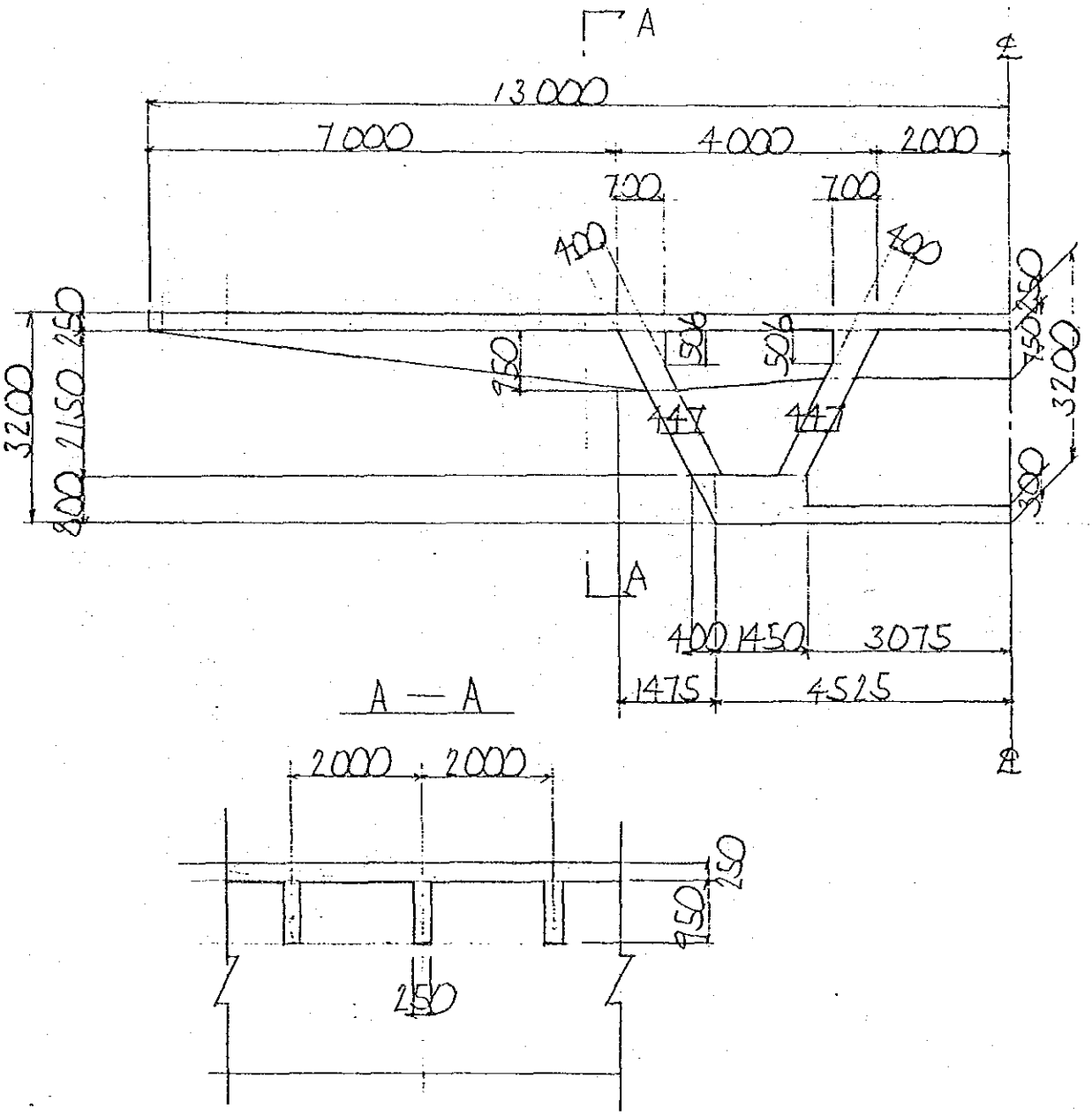
$I_0 = 22.28506\ m^4$

$E = 3.50 \times 10^6\ t/m^2$

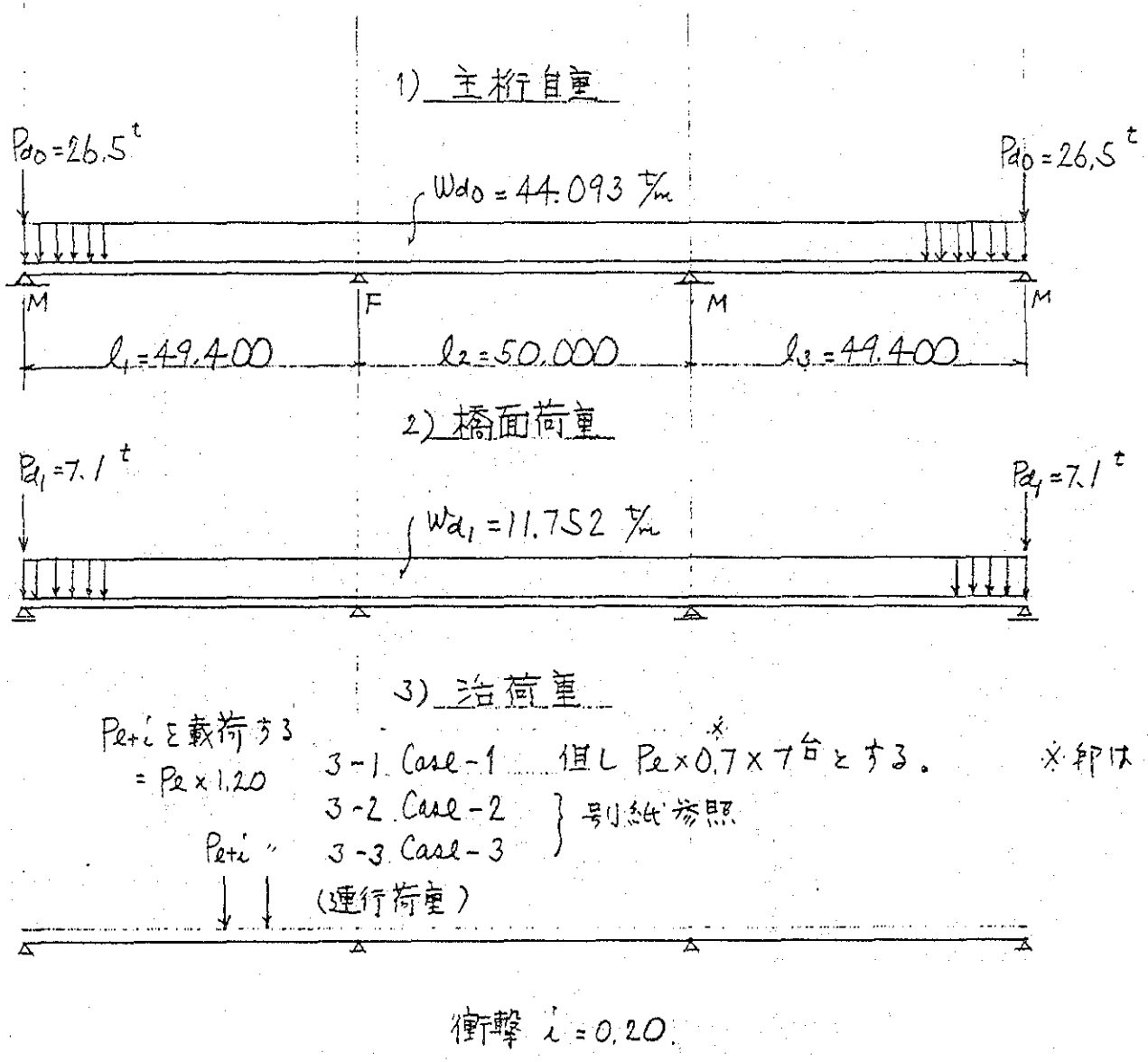
$(\sigma_{ck} = 400\ kg/cm^2)$

なお断面力の算出点は①,③,⑥,⑧断面とする.

3) 基準断面


A
13000
7000
4000
2000
700
700
400
400
250
250
750
3200
3200
2150
800
750
506
506
447
447
300
A
400
1450
3075
1475
4525
A — A
2000
2000
250
950
250

3 荷重図



※印はてい減係数；0.7

荷重の組合せ

1. 主桁自重 + 橋面荷重 + 活荷重 (Case-1)
2. 〃 + 〃 + 〃 (Case-2)
3. 〃 + 〃 + 〃 (Case-3)

断面力の集計（曲げモーメント；M）t·m

		③断面	⑥断面	⑧断面
主桁自重		8560.6	-10879.4	2899.6
橋面荷重		2281.6	-2899.7	772.8
活荷重	Case-1	3260.0	-2444.7	2579.5
	Case-2	1316.3	-712.2	1120.7
	Case-3	3775.1	-2260.0	3237.3
合計		14617.3	-16223.8	6909.7

主桁断面の検討

スパン中央断面及び支点断面について曲げ応力度の検討を行なう。

1) 荷重による応力度

a) スパン中央断面 ③断面

	曲げモーメント $\times 10^5$ kg.cm	断面係数 $\times 10^5$ cm³		曲げ応力度 kg/cm²	
		上縁	下縁	上縁	下縁
主桁自重	M_{d0} 8560.6	177.029	-112.803	48.4	-74.6
プレ2次応力（有効）	$M_{d0} \times 0.25$ 2140.2	〃	〃	12.1	-18.6
――					
橋面荷重	2281.6	〃	〃	12.9	-19.9
活荷重	3775.7	〃	〃	21.3	-32.9
合計	16757.5			94.7	-146.0

○ PC鋼材の算出

プレストレスの計算

所要PC鋼線の所要引張力は次式で求める。

$$P = \frac{\Sigma \sigma_c \times A_c}{1 + \frac{\gamma_c}{r_c^2} \cdot e_p}$$

スパン中央部は許容引張応力度を考慮する。PC鋼線図心までのかぶり $d_p' = 21$ cm と仮定すれば

$$P = \frac{1460 \times 150852.3}{1 + \frac{194.11}{14772.7} \times 173.11} = \frac{22024.4 \times 10^3}{3.275}$$

$$= 6725. \times 10^3$$

荷重による応力度

b) 中間支点断面 ⑥断面

	曲げモーメント $\times 10^5$ kg·cm	断面係数 $\times 10^5$ cm³		曲げ応力度 kg/cm²	
		上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
主桁自重	-10879.4	177.029	-114.803	-61.5	94.8
プレ2次応力（有効）	5350.5	〃	〃	30.2	-46.6
——					
橋面荷重	-2899.7	〃	〃	-16.4	25.3
活荷重	-2444.7	〃	〃	-13.8	21.3
合 計	-10873.3			-61.5	94.8

○ PC鋼材の算出

プレストレスの計算

所要PC鋼線の所要引張力は次式で求める。

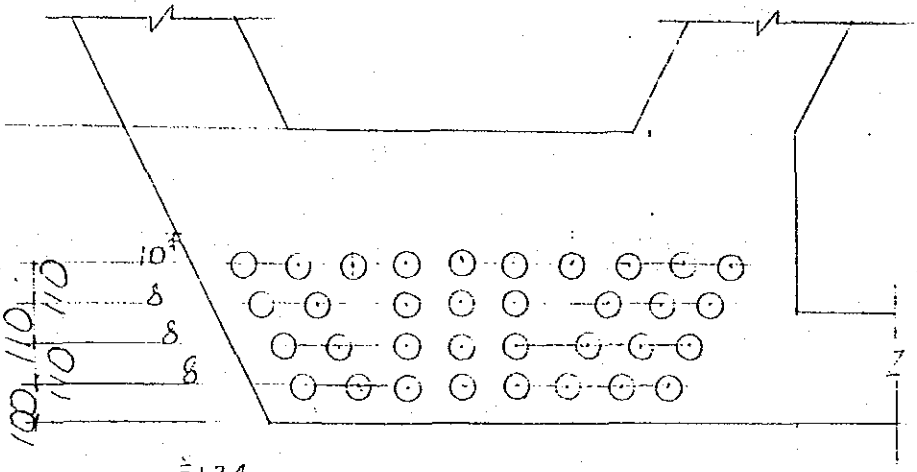
$$P = \frac{\Sigma \sigma_c \times A_c}{1 + \frac{\eta_c}{r_c^2} \cdot e_p}$$

中間支点断面はフルプレストレスとする。PC鋼線図心までのかぶり $d_p' = 21$ cm と仮定すれば

$$P = \frac{61.5 \times 150852.3}{1 + \frac{125.88}{14772.7} \times 104.88} = \frac{9277.4 \times 10^3}{1.894}$$

$$= 4898 \times 10^3$$

P.C 鋼線 12-φ12.4mm の配置



$$
\begin{aligned}
d_p' = \quad & 10 \times 43 = 430 \\
& 8 \times 32 = 256 \\
& 8 \times 21 = 168 \\
& 8 \times 10 = 80 \\
\hline
& 34^{本} = 934
\end{aligned}
$$

$$d_p' = 934/34^{本} = 27.47^{cm}$$

ⓙ断面にてプレストレスの計算を行なう

設計に12-φ12.4のP.C鋼線を用いると $\sigma_{pe} = 85$ kg/mm² とする。

1ケーブル当りの引張力 Pe は

$$Pe = 1114.8 \times 85 = 94.8^{t}$$

所要本数 N は

$$N = \frac{6715}{94.8} = 70.9^{本}$$

故に12-φ12.4を68本使用する。（17本×4＝68本）

プレストレスによる応力度

$$Pe = 1114.8 \times 85 \times 68 = 6444^{t}$$

$$e_p = 194.11 - 27.47 = 166.64^{cm}$$

上縁

$$\sigma_{ce}' = \frac{Pe}{A} + \frac{Pe \cdot e_p}{W'}$$

$$= \frac{6444 \times 10^3}{150852.3} + \frac{6444 \times 10^3 \times -166.64}{177.029 \times 10^5}$$

$$= 42.7 - 60.7 = -18.0 \ kg/cm^2$$

下縁

$$\sigma_{ce} = \frac{Pe}{A} + \frac{Pe \cdot e_p}{W}$$

$$= \frac{6444 \times 10^3}{150852.3} + \frac{6444 \times 10^3 \times -166.64}{-114.803 \times 10^5}$$

$$= 42.7 + 93.5 = 136.2 \ kg/cm^2$$

◦ 応力度の合成

◦設計荷重時

上縁

$$\sigma_c' = \sigma_c' + \sigma_{ce}'$$

$$= 94.7 - 18.0 = 76.7 \ \mathrm{kg/cm^2} < 140 \ \mathrm{kg/cm^2}$$

下縁

$$\sigma_c = \sigma_c + \sigma_{ce}$$

$$= -146.0 + 136.2 = -9.8 \ \mathrm{kg/cm^2} > -15 \ \mathrm{kg/cm^2}$$

◦プレストレス導入直後

上縁

$$\sigma_c' = \sigma_{do}' + \sigma_{ct}'$$

$$= 48.4 - 21.2 = 27.2 \ \mathrm{kg/cm^2} > -15 \ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\sigma_{ct}' = \sigma_{ce}' \times \frac{1}{0.85} = -18.0 \times \frac{1}{0.85} = -21.2 \ \mathrm{kg/cm^2}$$

下縁

$$\sigma_c = \sigma_{do} + \sigma_{ct}$$

$$= -74.6 + 160.2 = 85.6 \ \mathrm{kg/cm^2} < 180 \ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\sigma_{ct} = \sigma_{ce} \times \frac{1}{0.85} = 136.2 \times \frac{1}{0.85} = 160.2 \ \mathrm{kg/cm^2}$$

(2) 橋脚の構造検討

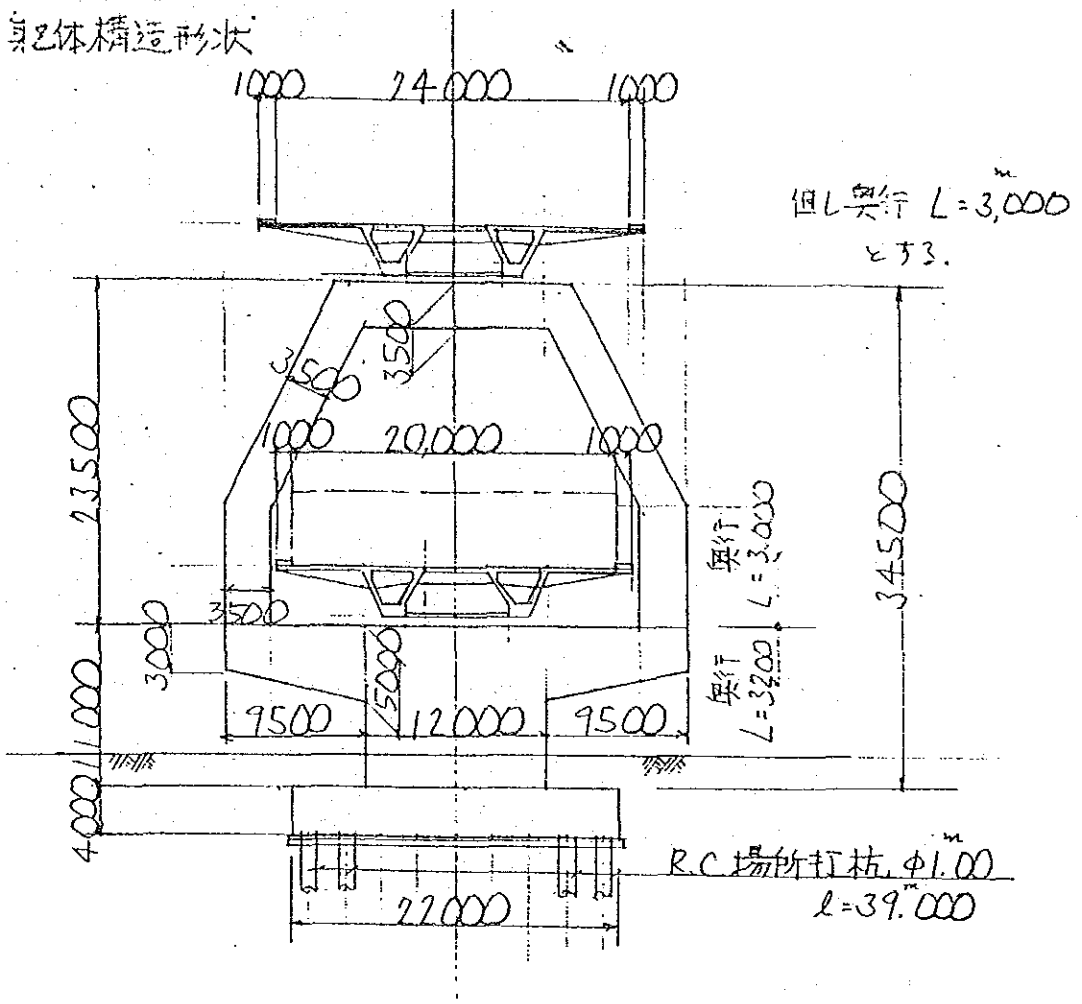
1. 本線 C-ON, C-OFF (西側 曲線部)
   ラーメン橋脚, (ラケット型)

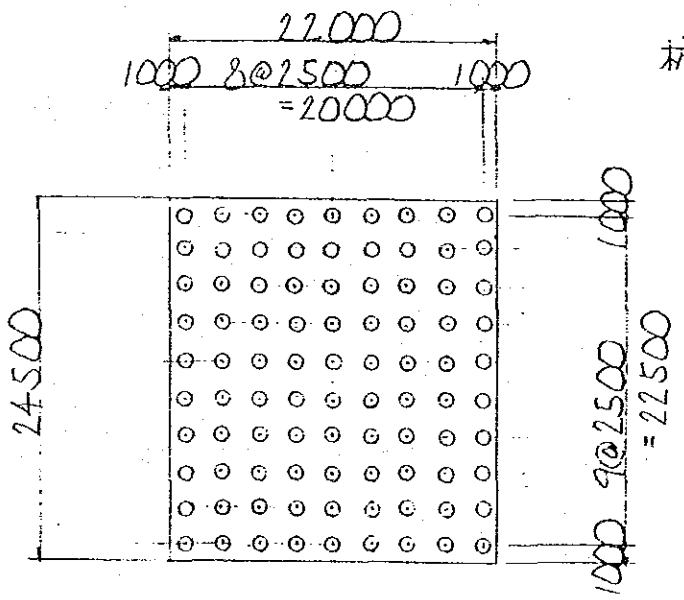
2. 本線, C-ON, C-OFF (東側)
   橋脚 H = 35.00m

3. 本線 C-ON, C-OFF (東側)
   橋脚 H = 9.00m

1 本線 C-ON, C-OFF (西側曲線部)
ラーメン橋脚の設計 固定支承, 2点固定
(H=34.5m)

1) 躯体構造形状





杭本数 N=90本

2) 荷重計算

a) 上部工反力

鉛直力（全巾当り，一層目，二層目し同様）

$$\left.\begin{array}{l} R_d = 3054.4^{t} \\ R_e = 562.6^{t} \end{array}\right\} \Sigma R = 3617.0^{t}$$

水平力（全巾当り 一層，二層ともに同様の値である）

。橋軸方向（全水平力）

$$H_d = (1134.0 + 3054.4) \times 2 \times \overset{k_h}{0.10} = 837.7^{t}$$

橋脚に作用する水平力

$$H_d = \frac{1}{2} \times 837.7 = 418.8^{t}$$

。橋軸直角方向

橋脚に作用する水平力

$$H_{d0} = 3054.4 \times \overset{k_h}{0.10} = 305.4^{t}$$

b) 躯体自重

・ 橋梁上段部

$$W_{cd} = \overset{b}{3.00} \times \overset{h}{3.50} \times \{2 \times (8.50 + 15.10) + 14.50\} \times 2.50^{t/m^3}$$

$$= 1619.6^{t}$$

$$H_{Wcd} = 1619.6 \times \overset{k_h}{0.10} = 162.0^{t}$$

。 橋梁下段部

$$W_{cd_1} = \frac{1}{2} \times (3.00 + 5.00) \times 9.50 \times 3.20 \times 2 \times 2.50^{t/m^3} = 608.0^{t}$$

$$W_{cd_2} = 12.00 \times 11.00 \times 3.20 \times 2.50^{t/m^3} = 1056.0^{t}$$

$H_{wcd_1} = 608.0 \times 0.10 = 60.8^{t}$

$H_{wcd_2} = 1056.0 \times 0.10 = 105.6^{t}$

3) 柱下端の断面力

a) 橋軸方向

$$M = 418.8 \times 34.70 + 418.8 \times 11.20 + 162.0 \times 22.75 + 60.8 \times 9.0 + 105.6 \times 5.50 = 24036.4^{t \cdot m}$$

$$N = 2 \times 3054.4 + 1619.6 + 608.0 + 1056 = 9392.4^{t}$$

$$H = 2 \times 418.8 + 162.0 + 60.8 + 105.6 = 1166.0^{t}$$

柱，部材応力度
（柱下端）

ﾁｮｳﾎｳｹｲ ﾀﾞﾝﾒﾝ ﾉ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ

n	15		
Σca (kg/cm2)	120	Σsa (kg/cm2)	2700
Tca (kg/cm2)	0		
M (t·m)	24036.4	Q (t)	0
N (t)	9392.4	u (cm)	140
b (cm)	1200		
d (cm)	300	d′(cm)	20
As (cm2)	D 35 X 285 = 2726.31		
As′ (cm2)	D 35 X 285 = 2726.31		
d′/d	0.07	f (cm)	398.02
M′ (t·m)	36969.66		
M′/bd2(kg/cm2)	34.23	Q/bd (kg/cm2)	0
nP	0.114	As′/As	1

3段化12.5cm

C	S	Z
3.37	3.54	1.04

Σc(kg/cm2)	Σs(kg/cm2)	Tc(kg/cm2)
115.67 < 120	1,818.87 < 2700	0.00 > 0

x(cm) 146.46

基礎の荷重計算

1) 載土自重（厚さ $h = 2.00^{m}$）

$W_g = 22.00 \times 24.50 \times 2.00 \times 1.80^{t/m^3} = 1940.4^{t}$

$H_g = 1940.4 \times 0.10^{k_e} = 194.0^{t}$

2) フーチング自重

$W_f = 22.00 \times 24.50 \times 4.00 \times 2.50^{t/m^3} = 5390^{t}$

$H_f = 5390 \times 0.10^{k_e} = 539.0$

フーチング下面における断面力（橋軸方向）

常 時 $V = 2 \times 3617.0 + 1620 + 608.0 + 1056.0 + 1940.4 + 5390$

$= 17848.4^{t}$

$H = 0, \quad M = 0$

地震時 $V = 17848.4 - 562.6^{R_e} \times 2 = 16723.2^{t}$

$M = 24036.4 + 1166 \times 4.0 + 194.0 \times 5.0 + 539.0 \times 2.0$

$= 30748.4^{t \cdot m}$

$H = 1166 + 194.0 + 539.0 = 1899^{t}$

(杭本数 N=90本)

*** ﾀｲｷｿ ﾉ ﾊﾝﾘｮｸ ﾄ ﾍﾝｲ (ﾍﾝｲﾎｳ) ***

ﾚﾂｽｳ	10
ﾀｲﾄｳ	FIX
D (CM)	100.00
E (KG/CM2)	2.700E+05
I (CM4)	4.910E+06
AP (CM2)	7850.00
L (M)	39.00
h (M)	0.00
ﾀｲﾌｼｭﾙｲ	ﾊﾞｼｮｳﾁ
KV (T/M)	43911
K (KG/CM3)	0.400
BETA (1/M)	0.1657

ﾚﾂNO.	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ﾀｲｼｬ(ﾄﾞ)
1	9	11.250	0.000
2	9	8.750	0.000
3	9	6.250	0.000
4	9	3.750	0.000
5	9	1.250	0.000
6	9	-1.250	0.000
7	9	-3.750	0.000
8	9	-6.250	0.000
9	9	-8.750	0.000
10	9	-11.250	0.000

K1(T/M)	2413
K2(T/Rad)	7282
K3(T/Rad)	7282
K4(T·M/Rad)	43940

	H (T)	V (T)	M (T·M)
ｼﾞｮｳｼﾞ	0.000	17,848.400	0.000
ｼﾞｼﾝｼﾞ	1,899.000	16,723.200	30,748.400

ｼﾞｮｳｼﾞ

ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍﾝｲ	ｽｲﾍｲ(CM)	ｴﾝﾁｮｳ(CM)	ﾀｲｼｬ(ﾄﾞ)
	0.00	0.45	0.00

ﾚﾂNO	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ﾀｲｼｬ(ﾄﾞ)	PN(T)	PH(T)	MT(T·M)	Δx(CM)	Δy(CM)
1	9	11.25	0.00	198.316 <220本	0.000	0.000	0.00	0.45
2	9	8.75	0.00	198.316	0.000	0.000	0.00	0.45
3	9	6.25	0.00	198.316	0.000	0.000	0.00	0.45
4	9	3.75	0.00	198.316	0.000	0.000	0.00	0.45
5	9	1.25	0.00	198.316	0.000	0.000	0.00	0.45
6	9	-1.25	0.00	198.316	0.000	0.000	0.00	0.45
7	9	-3.75	0.00	198.316	0.000	0.000	0.00	0.45
8	9	-6.25	0.00	198.316	0.000	0.000	0.00	0.45
9	9	-8.75	0.00	198.316	0.000	0.000	0.00	0.45
10	9	-11.25	0.00	198.316	0.000	0.000	0.00	0.45

ｼﾞｼﾝｼﾞ

ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍﾝｲ	ｽｲﾍｲ(CM)	ｴﾝﾁｮｳ(CM)	ﾀｲｼｬ(ﾄﾞ)
	0.93 <1.5	0.42	0.01

ﾚﾂNO	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ﾀｲｼｬ(ﾄﾞ)	PN(T)	PH(T)	MT(T·M)	Δx(CM)	Δy(CM)
1	9	11.25	0.00	273.394 <330本	21.100	-59.765	0.93	0.62
2	9	8.75	0.00	253.932	21.100	-59.765	0.93	0.58
3	9	6.25	0.00	234.470	21.100	-59.765	0.93	0.53
4	9	3.75	0.00	215.007	21.100	-59.765	0.93	0.49
5	9	1.25	0.00	195.545	21.100	-59.765	0.93	0.45
6	9	-1.25	0.00	176.082	21.100	-59.765	0.93	0.40
7	9	-3.75	0.00	156.620	21.100	-59.765	0.93	0.36
8	9	-6.25	0.00	137.157	21.100	-59.765	0.93	0.31
9	9	-8.75	0.00	117.695	21.100	-59.765	0.93	0.27
10	9	-11.25	0.00	98.232	21.100	-59.765	0.93	0.22

杭の応力度計算（場所打 φ1.00m）

（Nmin の場合）

エン,エンカン ダンメン ノ オウリョクド

n	15				
Σca (kg/cm2)	120			Σsa (kg/cm2)	2700
Tca (kg/cm2)	0				
M (t·m)	59.8			Q (t)	0
N (t)	98.2			u (cm)	50
r (cm)	50	ro(cm)	0	rs(cm)	35
As (cm2)	D 25 X 12 = 60.804				
e (cm)	60.89613034623			e/r	1.217922606924
rs/r	0.7			r0/r	0
M′ (t·m)	108.9			M′/r3 (kg/cm2)	87.12
Q/r2 (kg/cm2)	0			nP	0.12

C	S	Z
1.27	1.53	0.39

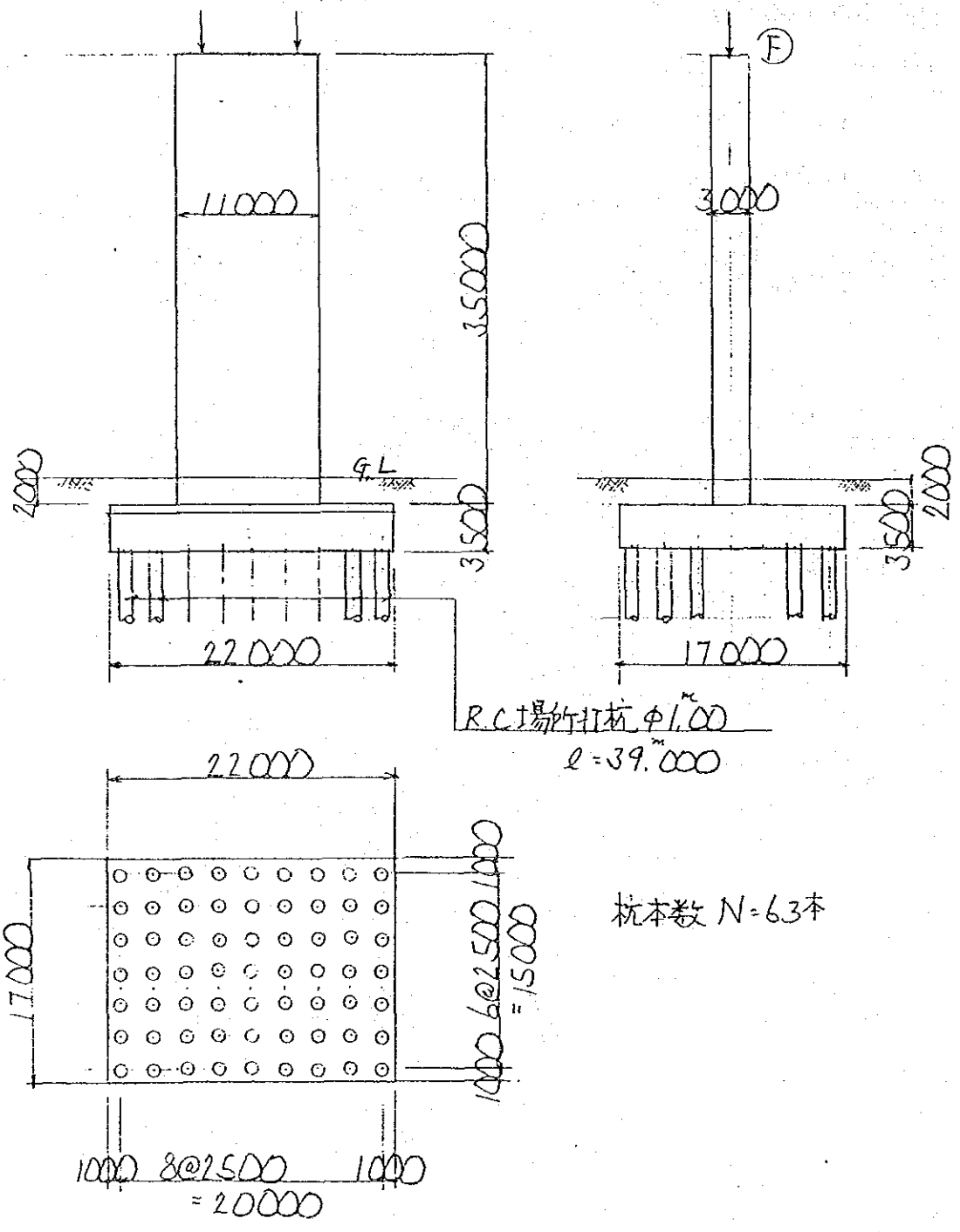
Σc(kg/cm2)	Σs(kg/cm2)	Tc(kg/cm2)
110.74 < 120	2,010.80 < 2700	0.00 > 0

x(cm) 38.45

2, 本線, C-ON, C-OFF (東側)

橋脚 H = 35.00m の設計 (固定支承), 2点固定.

1) 躯体構造形状



杭本数 N = 63本

2) 荷重計算

a) 上部工反力

鉛直力（全巾当り）

$$\left.\begin{array}{l} R_d = 3054.4^{t} \\ R_\ell = 562.6^{t} \end{array}\right\} \Sigma R = 3617.0^{t}$$

水平力

・橋軸方向（全水平力）

$$H_d = (1134.0 + 3054.4) \times 2 \times \overset{k_h}{0.10} = 837.7^{t}$$

橋脚に作用する水平力

$$H_d = \frac{1}{2} \times 837.7 = 418.8^{t}$$

・橋軸直角方向

橋脚に作用する水平力

$$H_{d_0} = 3054.4 \times \overset{k_h}{0.10} = 305.4^{t}$$

b) 躯体自重

$$W_{cd} = 11.00 \times 3.00 \times 2.50^{t/m^3} \times 35.00 = 2887.5^{t}$$

$$H_{wcd} = 2887.5 \times \overset{k_h}{0.10} = 288.8^{t}$$

3) 柱下端の断面力

a) 橋軸方向

$$M = 418.8 \times 35.20 + 288.8 \times \frac{1}{2} \times 35.0 = 19795.8^{t \cdot m}$$

$$N = 3054.4 + 2887.5 = 5941.9^{t}$$

$$H = 418.8 + 288.8 = 707.6^{t}$$

柱 部材応力度

（柱下端）

ﾁｮｳﾎｳｹｲ ﾀﾞﾝﾒﾝ ﾉ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ

n	15		
Σca (kg/cm2)	120	Σsa (kg/cm2)	2700
Tca (kg/cm2)	0		
M (t·m)	19795.8	Q (t)	0
N (t)	5941.9	u (cm)	130
b (cm)	1100		
d (cm)	280	d′(cm)	20
As (cm2)	D 35 X 258 = 2468.028		
As′ (cm2)	D 35 X 258 = 2468.028		
d′/d	0.07	f (cm)	463.16
M′ (t·m)	27520.27		
M′/bd2(kg/cm2)	31.91	Q/bd (kg/cm2)	0
nP	0.12	As′/As	1

3段 cl 12.5cm

C	S	Z
3.54	4.46	1.07

Σc(kg/cm2)	Σs(kg/cm2)	Tc(kg/cm2)
113.06 < 120	2,136.48 < 2700	0.00 > 0

x(cm) 123.91

基礎の荷重計算

1) 載土自重 (厚さ $h = 2.00^{m}$)

$$W_g = 22.00 \times 17.00 \times 2.00 \times 1.80^{t/m^3} = 1346^{t}$$

$$H_g = 1346 \times 0.10^{k_h} = 134.6^{t}$$

2) フーチング自重

$$W_f = 22.00 \times 17.00 \times 3.50 \times 2.50^{t/m^3} = 3273^{t}$$

$$H_f = 3273 \times 0.1^{k_h} = 327.3^{t}$$

フーチング下面における断面力 (橋軸方向)

常 時 $V = 3617.0 + 2887.5 + 1346 + 3273 = \underline{11123.5^{t}}$

$H = 0, \quad M = 0$

地震時 $V = 3054.4 + 2887.5 + 1346 + 3273 = \underline{10560.9^{t}}$

$M = 19795.8 + 707.6 \times 3.50 + 134.6 \times 4.5$

$+ 327.3 \times 1.75 = \underline{23450.9^{t \cdot m}}$

$H = 707.6 + 134.6 + 327.3 = \underline{1169.5^{t}}$

（杭本数N=63本の場合）

*** ﾀｲｷﾘｮｸ ﾉ ﾊﾝﾘｮｸ ﾄ ﾍﾝｲ (ﾍﾝｲﾎｳ) *** （決定）

ﾚﾂｽｳ	7
ﾀｲﾄｳ	FIX
D (CM)	100.00
E (KG/CM2)	2.700E+05
I (CM4)	4.910E+06
AP (CM2)	7850.00
L (M)	39.00
h (M)	0.00
ﾀｲﾌｼｭﾙｲ	ﾊﾟｼｮｳﾎ
KU (T/M)	43911
K (KG/CM3)	0.400
BETA (1/M)	0.1657

K1(T/M)	2413
K2(T/Rad)	7282
K3(T/Rad)	7282
K4(T・M/Rad)	43940

ﾚﾂNO.	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ﾀｲｼｬ(ﾄﾝ)
1	9	7.500	0.000
2	~~5~~ 9	5.000	0.000
3	9	2.500	0.000
4	9	0.000	0.000
5	9	-2.500	0.000
6	9	-5.000	0.000
7	9	-7.500	0.000
修正 2	9	5.000	0.000

	H (T)	V (T)	M (T・M)
ｼﾞｮｳｼﾞ	0.000	11,123.500	0.000
ｼﾞｼﾝｼﾞ	1,169.600	10,560.900	23,452.200

ｼﾞｮｳｼﾞ

ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍﾝｲ	ｽｲﾍｲ(CM)	ｴﾝﾁｮｸ(CM)	ﾀｲｼｬ(ﾄﾝ)
	0.00	0.40	0.00

ﾚﾂNO	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ﾀｲｼｬ(ﾄﾝ)	PN(T)	PH(T)	MT(T・M)	Δx(CM)	Δy(CM)
1	9	7.50	0.00	176.563 <220本	0.000	0.000	0.00	0.40
2	9	5.00	0.00	176.563	0.000	0.000	0.00	0.40
3	9	2.50	0.00	176.563	0.000	0.000	0.00	0.40
4	9	0.00	0.00	176.563	0.000	0.000	0.00	0.40
5	9	-2.50	0.00	176.563	0.000	0.000	0.00	0.40
6	9	-5.00	0.00	176.563	0.000	0.000	0.00	0.40
7	9	-7.50	0.00	176.563	0.000	0.000	0.00	0.40

ｼﾞｼﾝｼﾞ

ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍﾝｲ	ｽｲﾍｲ(CM)	ｴﾝﾁｮｸ(CM)	ﾀｲｼｬ(ﾄﾝ)
	0.88 <1.5	0.38	0.02

ﾚﾂNO	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ﾀｲｼｬ(ﾄﾝ)	PN(T)	PH(T)	MT(T・M)	Δx(CM)	Δy(CM)
1	9	7.50	0.00	293.593 <330本	18.565	-47.609	0.88	0.67
2	9	5.00	0.00	251.607	18.565	-47.609	0.88	0.57
3	9	2.50	0.00	209.620	18.565	-47.609	0.88	0.48
4	9	0.00	0.00	167.633	18.565	-47.609	0.88	0.38
5	9	-2.50	0.00	125.647	18.565	-47.609	0.88	0.29
6	9	-5.00	0.00	83.660	18.565	-47.609	0.88	0.19
7	9	-7.50	0.00	41.674	18.565	-47.609	0.88	0.09

（杭本数N=45本の場合）

*** ｸｲｷﾘ ﾉ ﾊﾝﾘｮｸ ﾄ ﾍﾝｲ (ﾍﾝｲﾎｳ) *** （参考資料）

ﾚﾂｽｳ	5
ｸｲﾄｳ	FIX
D (CM)	100.00
E (KG/CM2)	2.700E+05
I (CM4)	4.910E+06
AP (CM2)	7850.00
L (M)	39.00
h (M)	0.00
ｸｲﾉｼｭﾙｲ	ﾊﾞｼｮｳﾁ
KV (T/M)	43911
K (KG/CM3)	0.400
BETA (1/M)	0.1657
K1(T/M)	2413
K2(T/Rad)	7282
K3(T/Rad)	7282
K4(T·M/Rad)	43940

ﾚﾂNO.	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ｹｲｼｬ(ﾄﾞ)
1	9	5.000	0.000
2	9	2.500	0.000
3	9	0.000	0.000
4	9	-2.500	0.000
5	9	-5.000	0.000

	H (T)	V (T)	M (T·M)
ｼﾞｮｳｼﾞ	0.000	9,342.500	0.000
ｼﾞｼﾝｼﾞ	991.400	8,779.900	22,186.900

ｼﾞｮｳｼﾞ

ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍﾝｲ	ｽｲﾍｲ(CM)	ｴﾝﾁｮｸ(CM)	ｹｲｼｬ(ﾄﾞ)
	0.00	0.47	0.00

ﾚﾂNO	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ｹｲｼｬ(ﾄﾞ)	PN(T)	PH(T)	MT(T·M)	Δx(CM)	Δy(CM)
1	9	5.00	0.00	207.611 <220 1/4	0.000	0.000	0.00	0.47
2	9	2.50	0.00	207.611	0.000	0.000	0.00	0.47
3	9	0.00	0.00	207.611	0.000	0.000	0.00	0.47
4	9	-2.50	0.00	207.611	0.000	0.000	0.00	0.47
5	9	-5.00	0.00	207.611	0.000	0.000	0.00	0.47

ｼﾞｼﾝｼﾞ

ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍﾝｲ	ｽｲﾍｲ(CM)	ｴﾝﾁｮｸ(CM)	ｹｲｼｬ(ﾄﾞ)
	1.21	0.44	0.06

ﾚﾂNO	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ｹｲｼｬ(ﾄﾞ)	PN(T)	PH(T)	MT(T·M)	Δx(CM)	Δy(CM)
1	9	5.00	0.00	X 410.300 <330 1/4	22.031	-44.936	1.21	0.93
2	9	2.50	0.00	302.704	22.031	-44.936	1.21	0.69
3	9	0.00	0.00	195.109	22.031	-44.936	1.21	0.44
4	9	-2.50	0.00	87.513	22.031	-44.936	1.21	0.20
5	9	-5.00	0.00	-20.082	22.031	-44.936	1.21	-0.05

杭の応力度計算（場所打 φ1.00）

（Nmin の場合）

ｴﾝ,ｴﾝｶﾝ ﾀﾞﾝﾒﾝ ﾉ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ

n	15		
Σca (kg/cm2)	120	Σsa (kg/cm2)	2700
Tca (kg/cm2)	0		
M (t·m)	47.61	Q (t)	0
N (t)	41.6	u (cm)	50
r (cm)	50	ro(cm) 0	rs(cm) 35
As (cm2)	D 25 X 12 = 60.804		
e (cm)	114.4471153846	e/r	2.288942307692
rs/r	0.7	r0/r	0
M′ (t·m)	68.41	M′/r3 (kg/cm2)	54.728
Q/r2 (kg/cm2)	0	nP	0.12

C	S	Z
1.71	2.74	0.43

Σc(kg/cm2)	Σs(kg/cm2)	Tc(kg/cm2)
94.00 < 120	2,253.77 < 2700	0.00 > 0

x(cm) 32.71

（Nmax の場合）

ｴﾝ,ｴﾝｶﾝ ﾀﾞﾝﾒﾝ ﾉ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ

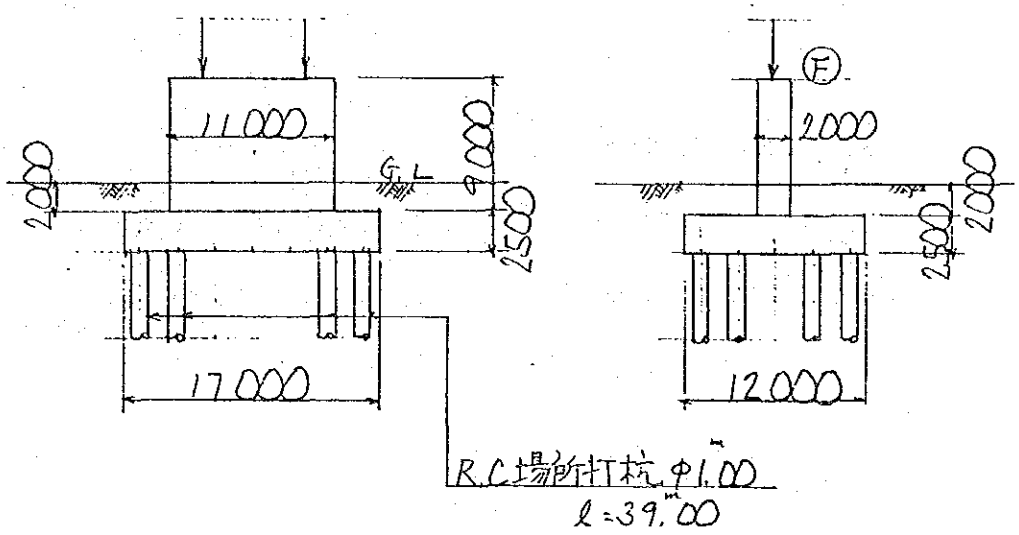
n	15		
Σca (kg/cm2)	120	Σsa (kg/cm2)	2700
Tca (kg/cm2)	0		
M (t·m)	47.61	Q (t)	0
N (t)	293.6	u (cm)	50
r (cm)	50	ro(cm) 0	rs(cm) 35
As (cm2)	D 25 X 12 = 60.804		

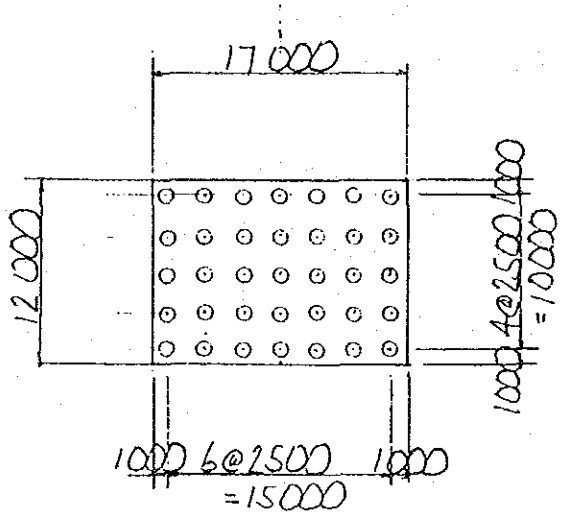
ｾﾞﾝﾒﾝ ﾋｯﾊﾟﾘ,ｾﾞﾝﾒﾝ ｱｯｼｭｸ

3. 本線，C-ON，C-OFF（東側）

橋脚 H = 9.00m の設計（固定支承），2点固定

1) 躯体構造形状





杭本数 N = 35本

2) 荷重計算

a) 上部工反力

鉛直力（全巾当り）

$$\left.\begin{array}{l} R_d = 3054.4^{t} \\ R_l = 562.6^{t} \end{array}\right\} \Sigma R = 3617.0^{t}$$

水平力

◦ 橋軸方向（全水平力）

$$H_d = (1134.0 + 3054.4) \times 2 \times 0.10^{k_h} = 837.7^{t}$$

橋脚に作用する水平力

$$H_d = \frac{1}{2} \times 837.7 = 418.8^{t}$$

◦ 橋軸直角方向

橋脚に作用する水平力

$$H_{d_0} = 3054.4 \times 0.10^{k_h} = 305.4^{t}$$

b) 躯体自重

$$W_{cd} = 11.00 \times 2.00 \times 2.50^{t/m^3} \times 9.00 = 495.0^{t}$$

$$H_{wcd} = 495.0 \times 0.10^{k_h} = 49.5^{t}$$

3) 柱下端の断面力

a) 橋軸方向

$$M = 418.8 \times 9.20 + 49.5 \times \frac{1}{2} \times 9.00 = 4075.7^{t \cdot m}$$

$$N = 3054.4 + 495.0 = 3549.4^{t}$$

$$H = 418.8 + 49.5 = 468.3^{t}$$

柱 部材応力度

(柱下端)

チョウホウケイ ダンメン ノ オウリョクド

n	15		
Σca (kg/cm2)	120	Σsa (kg/cm2)	2700
Tca (kg/cm2)	0		
M (t·m)	4075.7	Q (t)	0
N (t)	3549.4	u (cm)	90
b (cm)	1100		
d (cm)	190	d′(cm)	10
	1段ctc15〜		
As (cm2)	D 25 X 72 = 364.824		
As′ (cm2)	D 25 X 72 = 364.824		
d′/d	0.05	f (cm)	204.83
M′ (t·m)	7270.16		
M′/bd2(kg/cm2)	18.31	Q/bd (kg/cm2)	0
nP	0.026	As′/As	1

C	S	Z
5.21	8.09	0.91

Σc(kg/cm2)	Σs(kg/cm2)	Tc(kg/cm2)
95.47 < 120	2,224.08 < 2700	0.00 > 0

x(cm) 74.42

基礎の荷重計算

1) 載土自重（厚さ $h = 2.00^{m}$）

$W_g = 17.00 \times 12.00 \times 2.00 \times 1.80^{t/m^3} = 734.4^{t}$

$H_g = 734.4 \times 0.10^{KL} = 73.4^{t}$

2) フーチング自重

$W_f = 17.00 \times 12.00 \times 2.50 \times 2.50^{t/m^3} = 1275.0^{t}$

$H_f = 1275.0 \times 0.10^{KL} = 127.5^{t}$

フーチング下面における断面力（橋軸方向）

常 時 $V = 3617.0 + 495.0 + 734.4 + 1275.0 = 6121.4^{t}$

$H = 0, \quad M = 0$

地震時 $V = 3054.4 + 495.0 + 734.4 + 1275.0 = \underline{5558.8}^{t}$

$M = 4075.7 + 468.3 \times 2.50 + 73.4 \times 3.50$

$+ 127.5 \times 1.25 = \underline{5662.7}^{t\cdot m}$

$H = 468.3 + 73.4 + 127.5 = \underline{669.2}^{t}$

(杭本数 N=35本)

*** ｸｲｷﾘ ﾉ ﾊﾝﾘｮｸ ﾄ ﾍﾝｲ (ﾍﾝｲﾎｳ) ***

ﾚﾂｽｳ	5
ｸｲﾄｳ	FIX
D (CM)	100.00
E (KG/CM2)	2.700E+05
I (CM4)	4.910E+06
AP (CM2)	7850.00
L (M)	39.00
h (M)	0.00
ｸｲﾉｼｭﾙｲ	ﾊﾞｼｮｳﾁ
KV (T/M)	43911
K (KG/CM3)	0.400
BETA (1/M)	0.1657
K1(T/M)	2413
K2(T/Rad)	7282
K3(T/Rad)	7282
K4(T・M/Rad)	43940

ﾚﾂNO.	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ｹｲｼｬ(ﾄﾞ)
1	7	5.000	0.000
2	7	2.500	0.000
3	7	0.000	0.000
4	7	-2.500	0.000
5	7	-5.000	0.000

	H (T)	V (T)	M (T・M)
ｼﾞｮｳｼﾞ	0.000	6,121.400	0.000
ｼﾞｼﾝｼﾞ	669.200	5,558.800	5,662.700

ｼﾞｮｳｼﾞ

ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍﾝｲ	ｽｲﾍｲ(CM)	ｴﾝﾁｮｸ(CM)	ｹｲｼｬ(ﾄﾞ)
	0.00	0.40	0.00

ﾚﾂNO	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ｹｲｼｬ(ﾄﾞ)	PN(T)	PH(T)	MT(T・M)	Δx(CM)	Δy(CM)
1	7	5.00	0.00	174.897<220%	0.000	0.000	0.00	0.40
2	7	2.50	0.00	174.897	0.000	0.000	0.00	0.40
3	7	0.00	0.00	174.897	0.000	0.000	0.00	0.40
4	7	-2.50	0.00	174.897	0.000	0.000	0.00	0.40
5	7	-5.00	0.00	174.897	0.000	0.000	0.00	0.40

ｼﾞｼﾝｼﾞ

ﾌｰﾁﾝｸﾞﾍﾝｲ	ｽｲﾍｲ(CM)	ｴﾝﾁｮｸ(CM)	ｹｲｼｬ(ﾄﾞ)
	0.91<1.5	0.36	0.02

ﾚﾂNO	ﾎﾝｽｳ	x(M)	ｹｲｼｬ(ﾄﾞ)	PN(T)	PH(T)	MT(T・M)	Δx(CM)	Δy(CM)
1	7	5.00	0.00	243.235<330%	19.120	-49.239	0.91	0.55
2	7	2.50	0.00	201.029	19.120	-49.239	0.91	0.46
3	7	0.00	0.00	158.823	19.120	-49.239	0.91	0.36
4	7	-2.50	0.00	116.617	19.120	-49.239	0.91	0.27
5	7	-5.00	0.00	74.411	19.120	-49.239	0.91	0.17

杭の応力度計算（場所打 φ1.00）

（N_{min} の場合）

ｴﾝ,ｴﾝｶﾝ ﾀﾞﾝﾒﾝ ﾉ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ

n	15		
Σca (kg/cm2)	120	Σsa (kg/cm2)	2700
Tca (kg/cm2)	0		
M (t·m)	49.23	Q (t)	0
N (t)	74.4	u (cm)	50
r (cm)	50	ro(cm) 0	rs(cm) 35
As (cm2)	D 25 X 12 = 60.804		
e (cm)	66.1693548387	e/r	1.323387096774
rs/r	0.7	r0/r	0
M′ (t·m)	86.43	M′/r3 (kg/cm2)	69.144
Q/r2 (kg/cm2)	0	nP	0.12

C	S	Z
1.33	1.70	0.40

Σc(kg/cm2)	Σs(kg/cm2)	Tc(kg/cm2)
92.27 < 120	1,764.74 < 2700	0.00 > 0

x(cm) 37.36

（N_{max} の場合）

ｴﾝ,ｴﾝｶﾝ ﾀﾞﾝﾒﾝ ﾉ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ

n	15		
Σca (kg/cm2)	120	Σsa (kg/cm2)	2700
Tca (kg/cm2)	0		
M (t·m)	49.23	Q (t)	0
N (t)	243.3	u (cm)	50
r (cm)	50	ro(cm) 0	rs(cm) 35
As (cm2)	D 25 X 12 = 60.804		
e (cm)	20.23427866831	e/r	0.4046855733662
rs/r	0.7	r0/r	0
M′ (t·m)	170.88	M′/r3 (kg/cm2)	136.704
Q/r2 (kg/cm2)	0	nP	0.12

C	S	Z
0.55	0.06	0.07

Σc(kg/cm2)	Σs(kg/cm2)	Tc(kg/cm2)
76.37 < 120	135.86 < 2700	0.00 > 0

x(cm) 75.99

付属資料―１９　数量総括表

（1）主橋梁部数量総括

1）上部工

鋼　桁	ＳＳ４１	3,360 t		
	ＳＭ５０Ｙ	840 t		
	Ｆ１０Ｔ	126 t		
	ＳｃＭｎ１Ａ	152 t	合　計	4,478 t
ＰＣ桁	コンクリート	4,940m³		
	型　枠	19,760m²		
	鉄　筋	741 t		
	ＰＣ鋼材	148 t		
	支保工	288,960空m³		
塔	ＳＳ４１	1,338 t		
	ＳＭ５０Ｙ	3,749 t		
	Ｆ１０Ｔ	148 t	合　計	5,235 t
斜　材	ＨｉＡｍ	900 t		
	ＳＰＷＣ			
橋面積	車道部	15,648m²		
	歩道部	4,008m²		

2）下部工

主塔フーチング	コンクリート	13,930m³	（σ_{ck}＝240kg／m²）
	型　枠	8,048m²	
	鉄　筋	696 t	
	掘　削	18,252m³	（鋼矢板掘削）
	杭	45m ×80本	（φ2.0m RCC）
側径間橋脚（端）	コンクリート	11,124m³	（σ_{ck}＝240kg／m²）
	型　枠	11,248m²	
	鉄　筋	668 t	
	掘　削	7,926m³	（鋼矢板掘削）
	杭	45m ×40本	（φ2.0m RCC）
側径間橋脚（中間）	コンクリート	4,804m³	（σ_{ck}＝240kg／m²）
	型　枠	4,052m²	
	鉄　筋	288 t	
	掘　削	3,216m³	（鋼矢板掘削）
	杭	45m ×20本	（φ2.0m RCC）

（2）取付橋梁数量総括

西側材料総括表

上部工				
形式	種別	単位	数量	橋面積(m²)
PC連続箱桁橋	1. コンクリート	m³	36,979	42,386
	2. 型枠	m²	102,379	
	3. 鉄筋	t	3,798.7	
	4. PC鋼材	t	2,172.1	
	5. 支保工	m³	599,900	
PC単純T桁橋	1. コンクリート	m³	2,925	4,500
	2. 型枠	m²	17,280	
	3. 鉄筋	t	486.1	
	4. PC鋼材	t	121.4	
U型擁壁	擁壁延長 L＝470.0m			5,020

下部工			
形式	種別	単位	数量
壁式橋脚及びラーメン式橋脚	1. コンクリート	m³	15,408
	2. 型枠	m²	29,015
	3. 鉄筋	t	1,294.2
	4. 杭（φ1.00m）（場所打杭）	m	37,273
	5. 掘削	m³	36,400
下型式橋脚及び橋台	1. コンクリート	m³	1,929
	2. 型枠	m²	1,929
	3. 鉄筋	t	99.0
	4. 杭（φ1.00m）（場所打杭）	m	3,588
	5. 掘削	m³	3,482
U型擁壁	1. コンクリート	m³	6,443
	2. 型枠	m²	1,354
	3. 鉄筋	t	193.2
	4. 杭（φ1.00m）（場所打杭）	m	6,708
	5. 掘削	m³	10,210

東側材料総括表

上部工				
形式	種別	単位	数量	橋面積(m²)
PC連続箱桁橋	1. コンクリート	m³	43,405	48,189
	2. 型枠	m²	122,770	
	3. 鉄筋	t	4,504.5	
	4. PC鋼材	t	2,605.8	
	5. 支保工	m³	763,000	
PC単純T桁橋	1. コンクリート	m³	5,460	8,400
	2. 型枠	m²	32,256	
	3. 鉄筋	t	907	
	4. PC鋼材	t	226.8	
U型擁壁	擁壁延長 L=490.0m			6,080

下部工			
形式	種別	単位	数量
壁式橋脚及びラーメン式橋脚	1. コンクリート	m³	18,721
	2. 型枠	m²	15,914
	3. 鉄筋	t	1,179.7
	4. 杭 (φ1.00m) (場所打杭)	m	44,187
	5. 掘削	m³	39,500
下型式橋脚及び橋台	1. コンクリート	m³	2,740
	2. 型枠	m²	2,740
	3. 鉄筋	t	141.1
	4. 杭 (φ1.00m) (場所打杭)	m	6,396
	5. 掘削	m³	5,840
U型擁壁	1. コンクリート	m³	7,724
	2. 型枠	m²	1,622
	3. 鉄筋	t	231.8
	4. 杭 (φ1.00m) (場所打杭)	m	8,385
	5. 掘削	m³	12,080

取付部数量計算

橋面積

西　　側

本線　C－ON、C－OFF									
上部工					下部工				備考
形式	支間割り (m)	幅員 W (m)	桁長 L (m)	橋面積 A＝W・L (m²)	形式	橋脚高 H max (m)	橋脚高 H min (m)	平均橋脚高 Ave、Height (m)	
PC連続箱桁橋	3@ 50.00＝150.00	26.00	150.00	3,900	ラーメン式橋脚（7基）	39.00	27.00	33.00	ラーメン式橋脚は二層ラーメン
	2@ 37 ＝ 74.00	26.00	74.00	1,924					
	3@ 50.00＝150.00	26.00	150.00	3,900	壁式橋脚（7基）	25.00	15.00	20.00	
	3@ 50.00＝150.00	22.00	150.00	3,300					
	3@ 50.00＝150.00	22.00	150.00	3,300					
	2@ 43.00＝ 86.00	22.00	86.00	1,892		——	——	——	上記ラーメン式橋脚と兼用できる
	3@ 50.00＝150.00	22.00	150.00	3,300					
	3@ 50.00＝150.00	22.00～18.00 平均巾 20.00	150.00	3,000	壁式橋脚（4基）	8.50	5.00	7.00	
	3@ 50.00＝150.00	22.00	150.00	3,300					
	合計		1,210.00	27,816					
PC単純T桁橋	1@ 30.00	22.00	30.00	660	壁式橋脚及び橋台（2基）	——	——	4.00	
						——	——	3.50	
U型擁壁	——	22.00	擁壁延長 L＝90.00	1,980	U型擁壁	擁壁高 3.00	1.00	擁壁平均高 2.00	

西　　側

ランプ　A－ON、B－ON										
上部工						下部工				備考
形式		支間割り (m)	幅員 (m) W	桁長 (m) L	橋面積 (m²) A＝W・L	形式	橋脚高 (m) H max	橋脚高 (m) H min	平均橋脚高 (m) Ave、Height	
PC連続箱桁橋	A－ON	3@ 40.00＝120.00	10.00	120.00	1,200	壁式橋脚（10基） ラーメン式橋脚（1基）	26.00	7.00	16.50	ラーメン式橋脚は二層ラーメン
		40.00+50.00+40.00 3@ ＝130.00	8.00	130.00	1,040					
		3@ 50.00＝150.00	8.00	150.00	1,200					
		3@ 50.00＝150.00	8.00	150.00	1,200					
	B－ON	3@ 50.00＝150.00	8.00	150.00	1,200	壁式橋脚（8基）	20.00	10.00	15.00	
		40.00+50.00+50.00 3@ ＝140.00	8.00	140.00	1,120					
		3@ 40.00＝120.00	8.00	120.00	960					
		計		960.00	7,920					
PC単純T桁橋	A-ON	3@ 30.00＝ 90.00	8.00	90.00	720	T式橋脚（4基）	5.00	4.00	4.50	橋台（H＝300）を含む
	B-ON	5@ 30.00＝150.00	8.00	150.00	1,200	T式橋脚（6基）	8.50	4.00	6.30	橋台（H＝400）を含む
		計		240.00	1,920					
U型擁壁		――――	8.00	A-ON擁壁延長 L＝ 85.00 B-ON擁壁延長 L＝100.00	1,480	U型擁壁	A-ON 2.50 B-ON 3.50	1.00 1.00	1.80 2.30	
		計		ΣL＝185.00						

西　　側

ランプ　A－OFF、B－OFF										
上部工						下部工				備考
形式		支間割り (m)	幅員 (m) W	桁長 (m) L	橋面積 (m²) A＝W・L	形式	橋脚高 (m) H max	橋脚高 (m) H min	平均橋脚高 (m) Ave、Height	
PC連続箱桁橋	A－OFF	45.00+50.00 2@　＝95.00	10.00	95.00	950	壁式橋脚（4基） ラーメン式橋脚（1基）	8.00	7.00	7.50	
		40.00+50.00+40.00 3@　＝130.00	10.00	130.00	1,300					
		3@ 50.00＝150.00	8.00	150.00	1,200					
	B－OFF	40.00+50.00+40.00 3@　＝130.00	8.00	130.00	1,040	壁式橋脚（8基）	14.00	8.00	11.00	
		50.00+50.00+40.00 3@　＝140.00	8.00	140.00	1,120					
		40.00+50.00+40.00 3@　＝130.00	8.00	130.00	1,040					
		計		775.00	6,650					
PC単純T桁橋	A-OFF	4@ 30.00＝120.00	8.00	120.00	960	T式橋脚（5基）	7.00	4.50	5.80	橋台（H＝4.00）を含む
	B-OFF	4@ 30.00＝120.00	8.00	120.00	960	T式橋脚（5基）	6.50	4.00	5.30	橋台（H＝3.50）を含む
		計		240.00	1,920					
U型擁壁		――――	8.00	A-OFF擁壁延長 L＝10.00 B-OFF擁壁延長 L＝10.00	1,560	U型擁壁	A-OFF 3.50 B-OFF 3.00	1.00 1.00	2.30 2.00	
				ΣL＝195.00						

東　　側

本線　C－ON、C－OFF									
上部工					下部工				備考
形式	支間割り (m)	幅員 (m) W	桁長 (m) L	橋面積 (m²) A＝W・L	形式	橋脚高 (m) H max	橋脚高 (m) H min	平均橋脚高 (m) Ave、Height	
PC連続箱桁橋	3 @ 43.00＝129.00	26.00	129.00	3,354	壁式橋脚（15基）	37.00	7.00	22.00	
	3 @ 50.00＝150.00	26.00～34.00 平均巾 30.00	150.00	4,500					
	3 @ 50.00＝150.00	34.00～36.00 Ave 35.00	150.00	5,250					
	60.00+70.00+60.00 3 @ ＝190.00	26.00～30.00 Ave 28.00	190.00	5,320					
	50.00+55.00+50.00 3 @ ＝155.00	30.00～36.00 Ave 33.00	155.00	5,115					
	3 @ 50.00＝150.00	26.00	150.00	3,900					
	計		924.00	27,439					
PC単純T桁橋	3 @ 30.00＝ 90.00	26.00	90.00	2,340	T式橋脚及び橋台（4基）	5.00	4.00	4.50	橋台（H＝4.50）を含む
	30.00	26.00	30.00	780					
	計			3,120					
U型擁壁	――――	26.00	擁壁延長 L＝120.00	3,120	U型擁壁	擁壁高 3.50	1.00	2.30	

東　　側

ランプ　A－ON、B－ON										
上部工						下部工				備考
形式		支間割り (m)	幅員 (m) W	桁長 (m) L	橋面積 (m²) A＝W・L	形式	橋脚高 (m) H max	橋脚高 (m) H min	平均橋脚高 (m) Ave、Height	
PC連続箱桁橋	A－ON・B－ON	40.00+40.00 2@ ＝ 80.00	10.00	80.00	800	ラーメン式橋脚(11基) 壁式橋脚(4基)	7.50	7.50	7.50	(二層ラーメン)ラーメン式橋脚はA－OFF、B－OFFにて算出する(11基)
		3@ 50.00＝150.00	10.00	150.00	1,500					
		3@ 50.00＝150.00	10.00	150.00	1,500					
		35＋45＋35＝115.00	10.00	115.00	1,150					
		3@ 50.00＝150.00	8.00	150.00	1,200					
		3@ 50.00＝150.00	8.00	150.00	1,200					
		計		795.00	7,350					
PC単純T桁橋	A-ON・B-ON	7@ 30.00＝210.00	8.00	210.00	1,680	T式橋脚(8基)	8.50	4.50	6.50	橋台(H＝350)を含む
		7@ 30.00＝210.00	8.00	210.00	1,680	T式橋脚(8基)	8.50	4.50	6.50	
		計		420.00	3,360					
U型擁壁		――――	8.00	A-ON擁壁延長 L＝ 95.00 B-ON擁壁延長 L＝ 95.00	1,520	U型擁壁	A-ON 3.00 B-ON 3.00	1.00 1.00	2.00 2.00	
		計		ΣL＝190.00						

東　　側

ランプ　A－OFF、B－OFF										
上部工						下部工				備考
形式		支間割り (m)	幅員 (m) W	桁長 (m) L	橋面積 (m²) A＝W・L	形式	橋脚高 (m) H max	橋脚高 (m) H min	平均橋脚高 (m) Ave、Height	
PC連続箱桁橋	A－OFF・B－OFF	60.00+70.00+60.00 3@ ＝190.00	10.00	190.00	1,900	壁式橋脚（6基）	24.00	20.00	22.00	
		50.00+55.00+50.00 ＝155.00	10.00	155.00	1,550					
		2@ 50.00＝100.00	10.00	100.00	1,000	ラーメン式橋脚（12基）	21.00	17.00	19.00	二層ラーメン橋脚
		3@ 50.00＝150.00	10.00	150.00	1,500					
		3@ 50.00＝150.00	10.00	150.00	1,500					
		35＋45＋35＝115.00	10.00	115.00	1,150					
		3@ 50.00＝150.00	8.00	150.00	1,200	壁式橋脚（10基）	16.00	8.50	12.30	
		3@ 50.00＝150.00	8.00	150.00	1,200					
		3@ 50.00＝150.00	8.00	150.00	1,200					
		3@ 50.00＝150.00	8.00	150.00	1,200					
		計		1,460.00	13,400					
PC単純T桁橋	A-OFF・B-OFF	4@ 30.00＝120.00	8.00	120.00	960	T式橋脚（5基）	6.50	4.00	5.30	橋台（H＝3.50）を含む
		4@ 30.00＝120.00	8.00	120.00	960	T式橋脚（5基）	6.50	4.00	5.30	橋台（H＝3.50）を含む
		計		240.00	1,920					
U型擁壁		――――	8.00	A-OFF擁壁延長 L＝90.00 B-OFF擁壁延長 L＝90.00	1,440	U型擁壁	A-OFF、B-OFF 3.00	1.00	2.00	―
				ΣL＝180.00						

付属資料―２０　事業費算定

上海市黄浦江大橋主橋梁部工事費

（諸経費込み）

項目		工種	単位	単価	数量	工費	（万元）
上部工		鋼桁製作	t	9,500	4,200	3,990	
		塔製作	t	13,250	5,087	6,740	
		斜材製作	t	20,100	900	1,809	
		鋼桁架設	t	4,350	10,613	4,616	小計 17,155
	PC桁	コンクリート	m³	477.6	4,940	236	
		型枠	m²	120.7	19,760	236	
		鉄筋	t	2,586.5	741	192	
		PC鋼材	t	20,854.0	148	309	
		支保工	空m³	47.9	288,960	1,384	
		橋面工	m²	81	4,008	32	小計 2,389
下部工	主塔	コンクリート	m³	395.3	13,930	551	
		型枠	m²	53.5	8,048	43	
		鉄筋	t	2,586.5	696	180	
		掘削	m³	94.2	18,252	172	
		杭	m	2,958.3	3,600	1,065	小計 2,011
	橋脚	コンクリート	m³	395.3	15,928	630	
		型枠	m²	53.5	15,300	82	
		鉄筋	t	2,586.5	956	247	
		掘削	m³	94.2	11,142	105	
		杭	m	2,958.3	2,700	799	小計 1,863
							合計 23,418

表 一　　事業費年区分

単位：万元

項目	1988年		1989年		1990年		1991年		1992年		合計			備考
	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	合計	
1）団地費	10,113	—	10,113	—	7,865	—	—	—	—	—	28,091	—	28,091	
2）街路整備費	—	—	—	—	—	—	—	—	3,941	84	3,941	84	4,025	
3）工事費計	—	—	—	—	480	2,820	9,901	18,032	8,777	9,690	19,158	30,542	49,700	
本橋工事費	—	—	—	—	—	2,138	5,296	11,410	1,683	2,895	6,979	16,439	23,418	
西側取付工事費	—	—	—	—	218	309	2,155	3,024	2,435	2,522	4,808	5,855	10,663	
東側取付工事費	—	—	—	—	262	373	2,451	3,602	2,879	2,990	5,591	6,965	12,556	
施設工事費	—	—	—	—	—	—	—	—	1,780	1,283	1,780	1,283	3,063	
4）予備費	860	—	860	—	715	282	990	1,804	1,271	977	4,696	3,063	7,759	
予備費①	860	—	860	—	667	—	—	—	—	—	2,387	—	2,387	1)×8.5%
予備費②	—	—	—	—	48	282	990	1,804	1,271	977	2,309	3,063	5,372	2) 3)×10%
5）総計費	827	887	827	887	710	767	325	178	325	177	3,014	2,896	5,910	2) 3) 4)② ×10%
6）合計 1)～5)	11,800	887	11,800	887	9,770	3,869	11,216	20,014	14,314	10,928	58,900	36,585	95,485	

表 一　　工事費内貨内訳

単位：万元

項目	1988年		1989年		1990年		1991年		1992年		合計			備考
	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	合計	
労務					146		5,062		3,316		8,524			
材料					181		3,892		4,454		8,528			
機械					153		947		1,007		2,107			
計	—	—	—	—	480	—	9,901	—	8,777	—	19,158	—		

表 一　　工事費内貨内訳 ①

単位：万元

項　　目	工事費	内訳 I		内訳 II			内貨内訳		
		内貨	外貨	労務	材料	機械	労務	材料	機械
工事費									
本橋工事費							4,743	2,231	5
西側取付工事費							1,631	2,318	859
東側取付工事費							1,620	3,085	887
施設費							534	890	356
計							8,528	8,524	2,107
							44.5%	44.5%	11.0%

表 一　用 地 費

単位：万元

項　目	工事費	内訳 I		内訳 II			内貨内訳		
		内貨	外貨	労務	材料	機械	労務	材料	機械
用地費	28,091	28,091	----						

表 一　　街路整備費

単位：万元

項　　目	工事費	内　訳　I		内　訳　II			内貨内訳		
		内貨	外貨	労務	材料	機械	労務	材料	機械
西　側　　99,540㎡	1,613	1,579	34	99	1,411	103			
東　側　　148,900㎡	2,412	2,362	50	149	2,110	153			
合　　計	4,025	3,941	84	248	3,521	256	248	3,521	172

表 一　　本橋工事費

単位：万元

項　　目	工事費	内訳 I		内訳 II			内貨内訳		
		内貨	外貨	労務	材料	機械	労務	材料	機械
上部工　(鋼桁製作)	3,990	2,090	1,900	2,005	1,985	—	1,816	274	—
〃　(塔製作)	6,740	—	6,740	4,731	2,009	—	—	—	—
〃　(ケーブル製作)	1,809	—	1,809	—	1,809	—	—	—	—
〃　(架設)	4,616	928	3,688	902	955	2,755	388	535	5
〃　(PC桁)	2,389	1,475	914	1,319	424	646	1,319	156	—
下部工　(主塔基礎)	2,011	1,317	694	593	1,006	412	593	724	—
〃　(中間橋脚)	583	369	214	213	181	189	213	156	—
〃　(端橋脚)	1,280	800	480	414	627	239	414	386	—
計	23,418	6,979	16,439	10,177	9,000	4,241	4,743	2,231	5

表 一　　取付部工事費

諸経費35%含む　　単位：万元

項　目	工事費	内訳 I		内訳 II			内貨内訳		
		内貨	外貨	労務	材料	機械	労務	材料	機械
西側取付									
上部工	6,458	2,669	3,789	1,107	4,804	547	1,107		
下部工	2,930	1,212	1,718	376	1,978	576	376		
橋面工	633	666	17	73	508	52	73		
盛土部	642	311	331	75	453	114	75		
計	10,663	4,808	5,855	1,631	7,743	1,289	1,631	2,318	859
東側取付									
上部工	7,118	2,663	4,455	982	5,739	397	982		
下部工	3,532	1,458	2,074	436	2,389	707	436		
橋面工	764	743	21	88	613	63	88		
盛土部	1,142	728	414	114	865	163	114		
計	12,556	5,592	6,964	1,620	9,606	1,330	1,620	3,085	887
取付部合計	23,219	10,400	12,819	3,251	17,349	2,619			

表 … 施設工事費

単位：万元

項目	工事費	内訳 I		内訳 II			内貨内訳		
		内貨	外貨	労務	材料	機械	労務	材料	機械
観光エレベーター	800	800	---						
管理事務所	1,913	768	1,145						
事務所建設費	150	60	90						
職員宿舎建設費	595	476	119						
維持管理車両費	168	32	136						
電気設備費	500	100	400						
交通監視制御	500	100	400						
料金所	220	132	88						
建造物	140	112	28						
機械施設	80	20	60						
本橋	130	80	50						
合計	3,063	1,780	1,283				534	890	356

表 一　本橋工事

単位：万元

項目	1988年		1989年		1990年		1991年		1992年		合計			備考
	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	合計	
上部工（鋼桁製作）	—	—	—	—	—	—	1,400	1,273	690	627	2,090	1,900	3,990	
〃（塔製作）	—	—	—	—	—	1,685	—	5,055	—	—	—	6,740	6,740	
〃（ケーブル製作）	—	—	—	—	—	453	—	1,356	—	—	—	1,809	1,809	
〃（架設）	—	—	—	—	—	—	437	1,735	491	1,957	928	3,688	4,616	
〃（PC桁）	—	—	—	—	—	—	973	603	502	311	1,475	914	2,389	
下部工（主塔基礎）	—	—	—	—	—	—	1,317	694	—	—	1,317	694	2,011	
〃（中間橋脚）	—	—	—	—	—	—	369	214	—	—	369	214	583	
〃（端橋脚）	—	—	—	—	—	—	800	480	—	—	800	480	1,280	
計	—	—	—	—	—	2,138	5,296	11,410	1,683	2,895	6,979	16,439	23,418	

表　　取付部

単位：万元

項目	1988年		1989年		1990年		1991年		1992年		合計			備考
	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	内貨	外貨	合計	
西側取付部														
上部工	—	—	—	—	—	—	1,201	1,705	1,468	2,084	2,669	3,789	6,458	
下部工	—	—	—	—	218	309	861	1,220	133	189	1,212	1,718	2,930	
橋面工	—	—	—	—	—	—	—	—	616	17	616	17	633	
盛土部	—	—	—	—	—	—	93	99	218	232	311	331	642	
計					218	309	2,155	3,024	2,435	2,522	4,808	5,855	10,663	
東側取付部														
上部工	—	—	—	—	—	—	1,198	2,005	1,465	2,450	2,663	4,455	7,118	
下部工	—	—	—	—	262	373	1,035	1,473	161	228	1,458	2,074	3,532	
橋面工	—	—	—	—	—	—	—	—	743	21	743	21	764	
盛土部	—	—	—	—	—	—	218	124	510	290	728	414	1,142	
計					262	373	2,451	3,602	2,879	2,989	5,592	6,964	12,556	

表 一　　取付工事　工程及び比率

工　　種	1988	1989	1990	1991	1992
	6	6	6	6	6
上　部　工				7 45% 9	55% 11 26
下　部　工			18% 3	71% 12 7	2 11% 19
橋　面　工					100%
盛　土　工				30%	70%

表 一　　本橋工事　工程及び比率

工　　種	1988	1989	1990	1991	1992
	6	6	6	6	6
上部工　（鋼桁製作）				67% (11)	33% (17)
〃　（塔製作）			25% (3)	75% (7)	
〃　（ケーブル製作）			25%	75%	
〃　（架設）				(8) 47% (8)	53% (9) (7)
〃　（ＰＣ桁）				66% (12)	34% (2) (18)
下部工　（主塔基礎）				100%	
〃　（中間橋脚）				100%	
〃　（端橋脚）				100%	

表 一　全　体 工程及び比率

工　種		1988		1989		1990		1991		1992	
		6		6		6		6		6	
1．用　地			36%		36%	28%					
				33ヶ月							
2．街路整備											100%
3．本橋取付工事											
4．施設工事											100%
5．総 計 費	100%	29%	外 15% 内 14%	29%	外 15% 内 14%	25%	外 13 内 12	8.5	外 3.0 内 5.5	8.5	外 3.0 内 5.5
調査設計	70%		25%		25%	20%					
施工管理	10%						1%		45%		45%
事 務 費	20%		4%		4%		4%		4%		4%

付属資料－２１　施工計画

取付部施工計画における代表モデル工区の工事工程を示す。

（1）　代表モデル工区（I）西側　C－ON・C－OFF（ループ）

P.C 箱桁橋　3 @ 50,000 ＝ 150,000^{m}　W ＝ 26,000^{m}

下部工 ＝ ループ部２層式ラーメン橋脚、　HAVE ＝ 33,000^{m}

代表工区（I）　上部工

	種別		単位	数量	1日当り作業量 標準	1日当り作業量 修正	所要日数
P.C箱桁橋 3 @ 50,000 ＝150,000 W＝26,000^{m}	コンクリート		m³	3,510	150	125	34
	型枠	組立	m²	9,945	70	60	199
		解体	〃	9,945	140	117	102
	鉄筋工		t	366.6	3	2.5	176
	PC鋼線		〃	210.6	1.5	1.3	134
	支保工	仮設	空 m³	68,250	500	420	163
		撤去	〃	68,250	700	580	118
	計						

代表工区（I）　下部工

	種別		単位	数量	1日当りの作業量	修正1日当り作業量	所要日数
2層式ラーメン橋脚 HAVE ＝33,000^{m} W ＝26,000^{m}	コンクリート		m³	2,380	200	170	17
	型枠	組立	m²	5,701	70	60	114
		解体	〃	5,701	140	120	57
	鉄筋工		t	233.9	3	2.5	112
	基礎くい φ1.0		本	138	0.4	0.33	418
	掘削工		m³	4,968	200	170	35
	山留工	仮設	m²	2,840	65	55	62
		撤去	〃	2,840	100	80	36
	計						

代表工区（Ⅰ）工事工程表（西側）

C－ON. C－OFF. PC BOX 3 @ 50,000＝150,000m W＝26,000m

区分		名称	備考
下部工（ラーメン式橋脚4基）H＝33m	1	準備工	
	2	基礎杭工 φ 1,000 ℓ＝39,000	6パーティー
	3	山留工（鋼矢板）	2パーティー
	4	掘削工	2パーティー
	5	フーチング工	4パーティー
	6	躯体工 ①	4パーティー
	7	埋戻し（山留撤去）	2パーティー
	8	躯体工 ②～⑧	4パーティー
上部工 P、C BOX 桁橋	1	支保工・仮設工	4パーティー
	2	型枠工	6パーティー
	3	鉄筋工	5パーティー
	4	PC鋼線工	4パーティー
	5	コンクリート工	1パーティー
	6	横組工	1パーティー
	7	支保工撤去	4パーティー
	8	橋面工	
		備考	

（2） 代表モデル工区（II）平均橋梁

一般部P.C箱桁 β@ 50,000 = 150,000m W = 26,000m

下部工 壁式橋脚 W = 26,000m HAVE = 17,000m

区分	種別		単位	数量	1日当り作業量	所要日数	
上部工 PC箱桁橋 3@50,000 = 150m W=26,000m	コンクリート工		m³	3,510	125	34	1パーティー
	型枠	組立		9,945	60	199	3パーティー
		解体		9,945	120	99	2パーティー
	鉄筋工			366.6	2.5	176	3パーティー
	PC鋼線			210.6	1.3	194	3パーティー
	支保工	仮設		68,250	420	195	3パーティー
		撤去		68,250	580	141	3パーティー

区分	種別		単位	数量	1日当り作業量	所要日数	
下部工 壁式橋脚 HAVE =22,000m W =26,000m (3基)	コンクリート			921	125	9	1パーティー
	型枠	組立		1,210	60	24	1パーティー
		解体		1,210	120	12	1パーティー
	鉄筋工			66.8	2.5	32	1パーティー
	基礎くいφ1.0			56	0.33	204	4パーティー
	掘削工			2,045	170	14	1パーティー
	山留工	仮設		904	55	20	1パーティー
		撤去		904	80	14	1パーティー

代表モデル工区（II）平均橋梁

P.C 箱桁橋　3 @ 50,000 ＝ 150,000m　W＝26,000m

区分		名称	備考
下部工（橋台式橋脚 H＝17m W＝26m）	1	準備工	
	2	基礎杭工 φ 1,000 ℓ＝39,000	4パーティー
	3	山留工（鋼矢板工）	1パーティー
	4	掘削工	1パーティー
	5	フーチング工	2パーティー
	6	躯体工 ①	2パーティー
	7	埋戻し工	1パーティー
	8	躯体工 ② ③ ④	2パーティー
上部工 P.C ℓ＝150m W＝26m	1	支保工・仮設工	3パーティー
	2	型枠工	3パーティー
	3	鉄筋工	3パーティー
	4	PCケーブル工	3パーティー
	5	コンクリート工	
	6	横組工	
	7	支保工撤去	1パーティー
	8	橋面工	
		備考	

（3）　代表モデル工区（Ⅲ）

P.C単純T桁橋　3@ 30,000 = 90,000m、　W = 26,000m

T式橋脚、3基、橋台1基　W = 26,000m、　HAVE = 4,500m

工　事	種　別		単位	数　量	日作業量	所要日数	
上部工 T桁橋 3@ 30,000 =90,000m W=26,000M	コンクリート工		m³	1,521	125	12	
	型枠	組立	m²	8,986	58	155	
		解体	〃	8,986	117	77	
	鉄筋工		t	252.7	2.5	101	
	P.C工		〃	63.2	1.25	51	
	主桁架設工		t	2,565	57	45	
	横組・床版工		連	3	20 連/日	60	
	橋面工		m²	2,340	40 m²/日	58	
	計				(16.2) ケ月	486	

工　事	種　別		単位	数　量	日作業量	所要日数	
下部工 T式橋脚 3基 橋台 1基 H= 4.50m	コンクリート工		m³	919	167	6	46 (+養生日)
	型枠	組立	m²	919	58	16	16 (+養生日)
		解体	〃	919	117	8	8
	鉄筋工		t	47.3	2.5	19	19
	基礎くい　φ1.0		本	47	0.33	142	2パーティー 71
	掘削工		m³	1449	167	9	9
	山留工	仮設	m²	1640	54	30	30
		撤去	〃	1640	83	20	20
	計				(8.3) ケ月	250	200 日

代表工区（Ⅲ）工事工程表

区分		名称	ＰＣ単純Ｔ桁橋　３@ 30,000＝90,000ｍ　Ｗ＝26,000ｍ	備考
下部工（Ｔ式及び橋台）	1	準備工		
	2	基礎杭工 φ 1.0 m ℓ＝39,000		
	3	鋼矢板土留工		
	4	掘削工		
	5	形枠工		
	6	鉄筋工		
	7	コンクリート工		
		ヤード設置工		
		主桁製作工		主桁本数15×３＝45本　２製作台
		主桁架設工		１日１本小運搬　架設
		横組床版工		
		橋面工		
		備考		

（4） 西側二層部工程

西側 60% 数量の工程算出

区分	種別		単位	数量	1日当り作業量	全日数	日数	パーティー数
下部工	コンクリート		m³	15,058	170	106	240	1
	型枠工	組立	m²	28,355	60	567	210	3
		解体	〃	28,355	120	283	210	2
	鉄筋工		t	1,264.8	2.5	607	255	3
	基礎くい		本	934	0.33	2830	240	12
	掘削工		m³	35,604	170	251	210	2
	山留工	仮設	m²	35,500	55	775	185	4
		撤去	〃	35,500	80	533	195	3

区分	種別		単位	数量	1日当り作業量	全日数	日数	パーティー数
上部工	コンクリート		m³	21,683	125	208	375	1
	型枠工	組立	m²	60,031	60	1,200	375	4
		解体	〃	60,031	120	600	345	2
	鉄筋工		t	2,227.4	2.5	1,069	345	3
	PC鋼材		t	1,273.6	1.3	1,176	345	4
	支保工	仮設	空 m³	250,741	420	716	375	2
		撤去	〃	250,741	580	519	225	2