増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別

照査　日付　第　頁

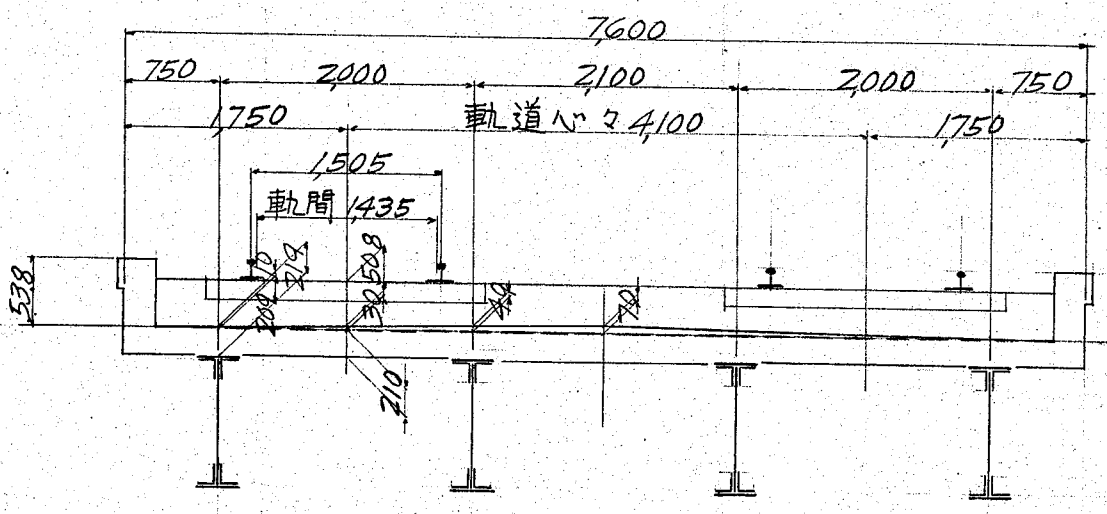
上海高速鐵道
鋼製跨道橋應力計算書

支間一、五米三脚式兩腕附枠形構桁

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別
照査	日付	第 / 頁

跨道鋼橋
複線電車軌道　　60 瓲電車
支間 11.500 三脚式両腕付枠形ラーメン



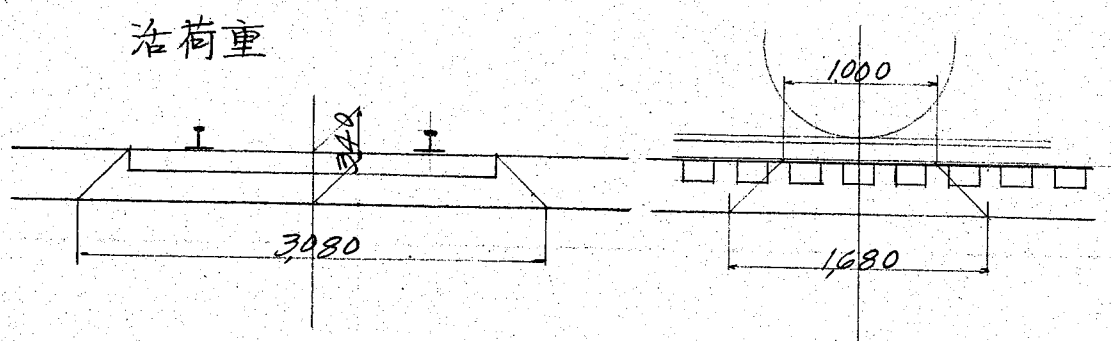
床版ノ設計

死荷重

軌道	800 ÷ 2.40 =	333
道床	1,000 × .276 × 1,900 =	523
床版	1,000 × .210 × 2,400 =	504
		1,360 kg/m 之ヲ 1,400 kg/m トス

死荷重彎曲率　1/10 × 1,400 × 2.00² = 560 kgm
死荷重剪力　1/2 × 1,400 × 2.00 = 1,400 kg

活荷重



16,500 ÷ (3.080 × 1.680) = 3,140 kg/m²
衝撃係数　l = 0.481　1,535 ,
4,725 kg/m²

活荷重彎曲率　1/10 × 4,725 × 2.00² = 1,890 kgm
活荷重剪力　1/2 × 4725 × 2.00 = 4,725 kg

總計

	彎曲率	剪力
死荷重	560	1,400
活荷重	1,890	4,725
	2,450 kgm	6,125 kg

所要厚　$d = \sqrt{\frac{M}{bR}} = \sqrt{\frac{2450 \times 100}{100 \times 7.13}} = 18.5$ cm

使用有効厚　18.0 cm 被覆 3.0 cm 床版厚 21 cm

所要鐵筋量　$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2330 \times 100}{1,200 \times 7/8 \times 18.0} = 12.3$ cm²

使用量　16 mmφ 丸鋼 15 cm 心々 6.66 × 2.01 = 13.4 cm², A_s = 13.4 cm², A_s' = 6.7 cm²

$f_s = \frac{M}{bd^2 L_s} = \frac{2450 \times 100}{100 \times 18^2 \times 0.0065} = 1,163$ kg/cm², $p = 0.00745$, $p' = 0.00373$, $d'/d = 3/18 = 0.167$, $K = 0.35$

$f_c = \frac{M}{bd^2 L_c} = \frac{2450 \times 100}{100 \times 18^2 \times 0.180} = 42.0$ kg/cm², $L_c = 0.180$, $L_s = 0.0065$

$s = \frac{S}{bjd} = \frac{6,125}{100 \times 7/8 \times 18} = 3.9$ kg/cm²

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	2 頁

跨道鋼橋

吊桁間，設計

桁間長 $l = 4.500\ m$

死荷重

軌道		=	800
道床	0.276 × 3.55 × 1,900	=	1,860
床版	0.210 × 3.85 × 2,400	=	1,940
側壁	0.250 × .358 × 2,400	=	215
〃	0.050 × .200 × 2,400	=	24
主桁(綾構共)	2 @ 210		420
			5,259 kg/m

桁一本＝付 2,650 kg/m トス

死荷重彎曲率 $\frac{1}{8} \times w l^2 = \frac{1}{8} \times 2,650 \times 4.50^2 = 6,700\ kgm$

死荷重剪力 $\frac{1}{2} \times w l = \frac{1}{2} \times 2,650 \times 4.50 = 5,970\ kg$

活荷重　特殊電車荷重　桁一本＝付 8,250 kg

衝撃　$\lambda = 45.8\ \%$　3,780 〃

$P = 12,030\ kg$

活荷重彎曲率 $\frac{1}{4} \times Pl = \frac{1}{4} \times 12,030 \times 4.50 = 13,550\ kgm$

活荷重剪力

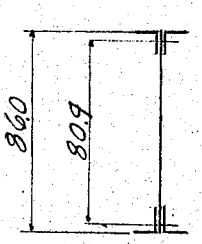
$12,030 \times \frac{2.50}{4.50} = 6,080$

12,030

18,110 kg

總計	彎曲率	剪力
死荷重	6,700	5,970
活荷重	13,550	18,110
	20,250 kgm	24,080 kg

断面，設計



$M = 20,250\ kgm$　$S = 24,080\ kg$

桁高 860 cm　山形，b. to b.　有効深 860 − 2e 25.6 = 80.9 cm

使用山形 2L 90×90×10 = 2e 17.0 = 34.0 − 2e 2.5 = 29.0 cm²

使用腹鈑 1Pl 850 × 9 = 76.5 cm²

突縁應力 20250 ÷ 0.809 = 25,100 kg

所要突縁断面 25100 ÷ 1200 = 20.9

1/8 腹鈑断面 1/8 × 76.5 = 9.6

11.3 cm²

單位張應力 $\frac{25,100}{29.0 + 9.6} = 635\ kg/cm^2$

單位圧應力 $\frac{25,100}{34.0 + 9.6} = 575\ kg/cm^2$

單位剪應力 $\frac{24,080}{85.0 \times 0.9} = 315\ kg/cm^2$

吊桁間，概算重量

突縁	2 L	90×90×10	@	13.30 kg	× 4.880 m	= 130
〃	2 L	〃	@	〃	× 4.560	= 122
腹鈑	1 Pl	850 × 9	@	60.05	× 4.880	= 293
補剛材	6 L	90×90×10	@	13.30	× .840	= 67
〃	6 L	〃	@	〃	× .860	= 68
填材	2 Pls	180 × 10	@	14.13	× .670	= 19
〃	2 Pls	600 × 10	@	47.10	× .670	= 63
底鈑	1 Pl	340 × 22	@	58.72	× .360	= 21
	1 Pl	190 × 9	@	13.42	× .280	= 4
						787 kg

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第　3　頁

跨道鋼橋

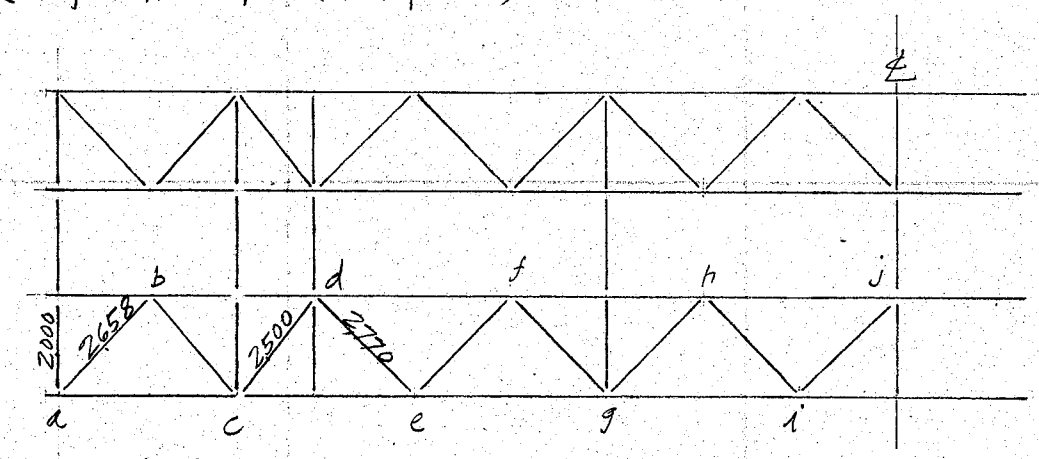
鉄　頸　35%

28
815 kg

鋼桁一米あり重量

815 ÷ 4.5 = 181 kg/m

横綾構，設計（下部ノミ）



風荷重 = 300 kg/m

a-b　½ × 2.25 × 150 × 2,658/2,000 = 224 kg

c-d　2.25 × 150 = 337
½ × 1.50 × 150 = 113
450 × 2,500/2,000 = 563 kg

d-e　2.5 × 1.92 × 150 = 720 × 2,770/2,000 = 997 kg

所要純断面　997 ÷ 1,200 = 0.8 cm²
使用断面　1L 90×90×10 = 17.0 − 2.5 − 4.0 × 1.0 = 10.5 cm².
r = 1.71 cm, l = 255 cm, l/r = 255 ÷ 1.71 = 149
997 ÷ 17.0 = 59 kg/cm² < 320 kg/cm²

横綾構，概算重量

8	L	90×90×10	@	133 ×	2.34	= 249
4	L	90×90×10	@	〃 ×	2.18	= 116
24	L	90×90×10	@	〃 ×	2.46	= 785
30	P/s	400 × 9	@	2826 ×	.44	= 373
12	P/s	350 × 9	@	2473 ×	.40	= 119
						1,642 kg
鉄頸					3.5 %	57
						1,699 kg

支材，概算重量

32	L	90×90×10	@	133 ×	1.75	= 744
16	L	90×90×10	@	133 ×	1.85	= 394
32	L	75×75×9	@	996 ×	.97	= 309
16	L	75×75×9	@	996 ×	1.13	= 180
24	L	75×75×9	@	996 ×	.62	= 148
48	P/s	270 × 9	@	1908 ×	.35	= 321
48	P/s	220 × 9	@	1554 ×	.32	= 239
24	P/s	140 × 9	@	989 ×	.25	= 59
24	P/s	250 × 9	@	1766 ×	.53	= 225
						2,619
鉄頸					3.5 %	92
						2,711 kg
						4,410 kg

桁一本一米当り重量　4,410 ÷ (4 × 33.0) = 23 kg/m

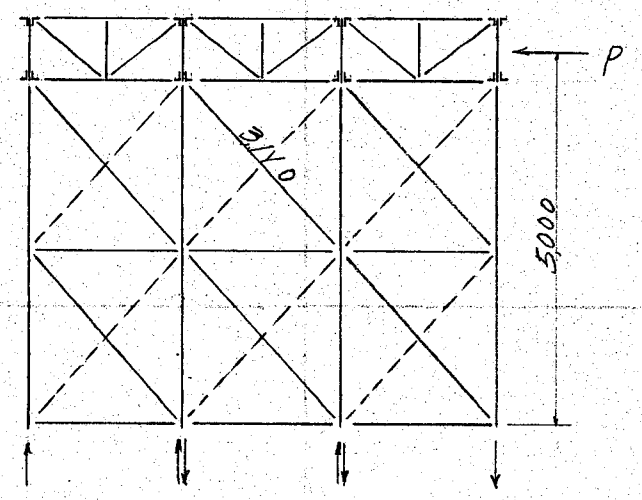
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別

照査　日付　第 4 頁

跨道鋼橋

対傾綾構，設計



中央柱，設計

$P = 300 \times 11.5 = 3{,}450$ kg

柱，應力　$1/3 \times 3450 \times 5{,}00 \div 2{,}00 = \pm 2{,}875$ kg

斜材應力　$1/3 \times 3{,}450 \times \frac{3110}{2{,}100} = 1{,}700$ kg

所要純斷面　$1{,}700 \div 1{,}200 = 1.4$ kg/cm²

使用山形　$1L\ 75 \times 75 \times 9 = 12{,}70 - 1.98 - 3.3 \times .9$

$= 7.75$ cm²

$\ell/r = \frac{3110}{225} = 138$

対傾綾構，概算重量

48	L	90×90×10	@	133	× 1,75	= 884
24	L	90×90×10	@	133	× 1,85	= 590
12	L	75×75×9	@	996	× ,97	= 116
6	L	75×75×9	@	996	× 1,13	= 68
9	L	75×75×9	@	996	× ,62	= 56
24	L	75×75×9	@	996	× 2,55	= 609
12	L	75×75×9	@	996	× 2,76	= 330
36	L	75×75×9	@	996	× ,20	= 72
18	P/s	270 × 9	@	1908	× ,35	= 120
18	P/s	220 × 9	@	1554	× ,32	= 89
9	P/s	140 × 9	@	989	× ,25	= 22
9	P/s	250 × 9	@	1766	× ,53	= 84
36	P/s	230 × 9	@	1625	× ,29	= 170
18	P/s	290 × 9	@	2049	× ,58	= 214

3424 kg

鉄頭　35%　120

3,544 kg

ラーメン，設計

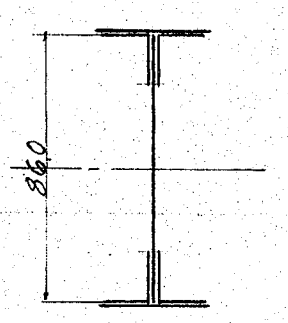
死荷重

軌道			= 800
道床	0,276 × 3,55 × 1,900		= 1,860
床版	0,210 × 3,85 × 2,400		= 1,940
側壁	0,250 × ,358 × 2,400		= 215
〃	0,050 × ,200 × 2,400		= 24
主桁(綾構共)	2 @ 240		480

5,319 kg　桁一本＝付 2,680 kg/m トス

假定斷面

主桁



4L 100×100×10 = 76.0 × 40.19² + 4@ 175 = 123,500

2 P/s 230 × 10 = 46.0 × 43.5² = 87,000

1 P/ 850 × 9 = $\frac{9 \times 85^3}{12}$ = 46,100

256,600 cm⁴

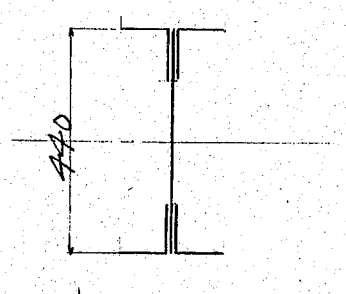
$I_z = 0.002566$ m⁴

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別
照査	日付	第 5 頁

跨道鋼橋

主柱

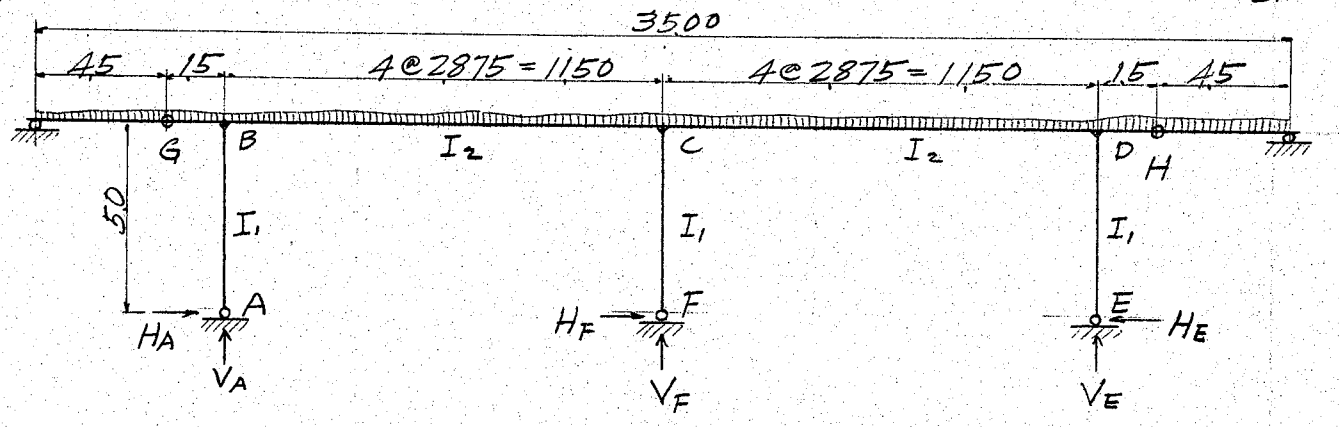


主柱上部
主柱下部

$4L\ 100\times100\times10 = 76.0 \times 19.19^2 + 4 \times 175 = 28{,}700$
$1Pl\ 430\times9 = \frac{9\times43^3}{12} = 6{,}000$
$34{,}700\ cm^4$

$256{,}600\ cm^4$

$I_1 = 0.001457\ m^4$



$K_1 = \frac{I_1}{h} \qquad K_2 = \frac{I_2}{l}$

$$\begin{cases} M_{BA} = 3EK_1(\theta_B - R) = -M_{BA} \\ M_{BC} = 2EK_2(2\theta_B + \theta_C) - C_{BC} = M_{BC} \\ M_{BG} = m_{BG} = -M_{BG} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{CB} = 2EK_2(2\theta_C + \theta_B) + C_{CB} = -M_{CB} \\ M_{CD} = 2EK_2(2\theta_C + \theta_D) - C_{CD} = M_{CD} \\ M_{CF} = 3EK_1(\theta_C - R) = -M_{CF} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{DC} = 2EK_2(2\theta_D + \theta_C) + C_{DC} = -M_{DC} \\ M_{DE} = 3EK_1(\theta_D - R) = M_{DE} \\ M_{DH} = -m_{DH} = M_{DH} \end{cases}$$

條件式

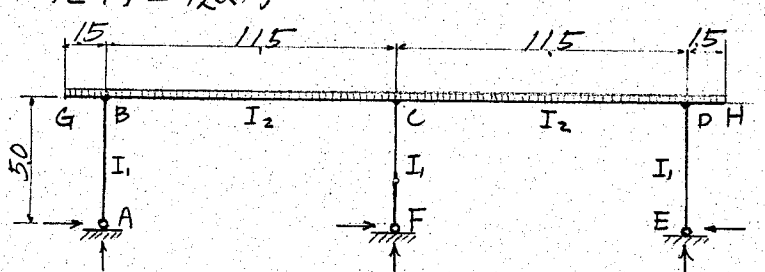
番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	$3K_1+4K_2$	$2K_2$		$-3K_1$	=	$(C_{BC}-m_{BG})/E$
2	$2K_2$	$3K_1+8K_2$	$2K_2$	$-3K_1$	=	$(C_{CD}-C_{CB})/E$
3		$2K_2$	$3K_1+4K_2$	$-3K_1$	=	$(m_{DH}-C_{DC})/E$
4	K_1	K_1	K_1	$-3K_1$	=	0

$I_1 = 0.001457\ m^4$, $I_2 = 0.002566\ m^4$, $h = 5.0\ m$, $l = 11.50\ m$

$K_1 = \frac{I_1}{h} = \frac{0.001457}{5.0} = 0.000291$, $K_2 = \frac{I_2}{l} = \frac{0.002566}{11.5} = 0.000223$

番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	0.001765	0.000446		-0.000873	=	$C_{BC}-m_{BG}$
2	0.000446	0.002657	0.000446	-0.000873	=	$C_{CD}-C_{CB}$
3		0.000446	0.001765	-0.000873	=	$m_{DH}-C_{DC}$
4	0.000291	0.000291	0.000291	-0.000873	=	0

死荷重應力



$w_d = 2{,}680\ kg/m$

荷重項 $C_{BC} = C_{CB} = C_{CD} = C_{DC} = \frac{2{,}680\times11.5^2}{12} = 29{,}530\ kgm$

$m_{BG} = m_{DH} = \frac{2{,}680\times1.5^2}{2} = 3{,}010\ kgm$

$C_{BC} - m_{BG} = 26{,}520\ kgm$

$\theta_B = -\theta_D$, $\theta_C = 0$, $R = 0$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第　6　頁

跨道鋼橋

$Q_B = 15,030,000$

$M_{BA} = 3 \times 0.000291 \times 15,030,000 = 13120$ kgm
$M_{BC} = 2 \times 0.000223 \times 30,060,000 - 29,530 = -16,130$ kgm
$M_{BG} = 3,010$ kgm

$M_{CB} = 2 \times 0.000223 \times 15,030,000 + 29,530 = 36,230$ kgm
$M_{CF} = 0$

弯曲率

$M_{BA} = -13120$ kgm　　$M_{CB} = -36,230$ kgm
$M_{BC} = -16,130$ kgm　　$M_{CF} = 0$
$M_{BG} = -3,010$ kgm

垂直反力

$$V_A = 2,680 \times 7.25 + \frac{16,130 - 36,230}{11.50} = 17,680 \text{ kg}$$

$$V_F = 2,680 \times 11.50 + 2 \times \frac{36,230 - 16,130}{11.50} = 34,300 \text{ kg}$$

水平反力

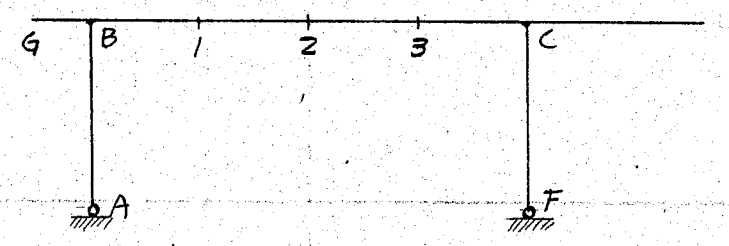
$$H_A = \frac{13120}{5.0} = 2,620 \text{ kg} \rightarrow$$

$H_F = 0$

剪力

$S_{BG} = -2,680 \times 1.5 = -4,020$ kg
$S_{BC} = -4,020 + 17,680 = 13,660$ kg
$S_{CB} = 13,660 - 2,680 \times 11.50 = -17,150$ kg
$S_1 = 13,660 - 2,680 \times 2.875 = 5,960$ kg
$S_3 = 13,660 - 2,680 \times 8.625 = -9,450$ kg
$S_{BA} = -2,620$ kg
$S_{CF} = 0$

格点弯曲率



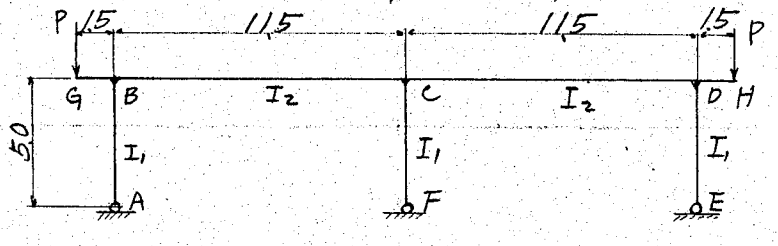
格点單桁弯曲率

桁中央　$\frac{2,680 \times 11.5^2}{8} = 44,300$ kgm
桁 1/4 点　$\frac{3 \times 2,680 \times 11.5^2}{32} = 33,200$ kgm

格点 1　$33,200 - 16,130 - \frac{36,230 - 16,130}{4} = 12,050$ kgm

格点 2　$44,300 - 16,130 - \frac{36,230 - 16,130}{2} = 18,120$ kgm

格点 3　$33,200 - 16,130 - \frac{3 \times (36,230 - 16,130)}{4} = 1,990$ kgm



$P = 2,650 \times 2.250 = 5,960$ kg
$C_{BC} = C_{CB} = C_{CD} = C_{DC} = 0$
$M_{BG} = M_{DH} = 5,960 \times 1.50 = 8,940$ kgm
$\theta_B = -\theta_D$, $\theta_C = 0$, $R = 0$

$\theta_B = -5,070,000$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 7 頁

跨道鋼橋

$M_{BA} = 3 \times 0.000291 \times -5,070,000 = -4,420$ kgm
$M_{BC} = 2 \times 0.000223 \times -10,140,000 = -4,520$ kgm
$M_{BG} = 8,940$ kgm

$M_{CB} = 2 \times 0.000223 \times -5,070,000 = -2,260$ kgm
$M_{CF} = 0$

弯曲率

$M_{BA} = 4,420$ kgm　$M_{CB} = 2,260$ kgm　$M_1 = -2,825$ kgm
$M_{BC} = -4,520$ kgm　$M_{CF} = 0$　$M_2 = -1,130$ kgm
$M_{BG} = -8,940$ kgm　$M_3 = 565$ kgm

垂直反力

$V_A = 5,960 + \frac{4,520+2,260}{11.5} = 6,550$ kg

$V_F = -2 \times \frac{4,520+2,260}{11.5} = -1,180$ kg

水平反力

$H_A = \frac{4,420}{5.0} = 880$ kg ←

$H_F = 0$

剪力

$S_{BG} = -5,960$ kg
$S_{BC} = S_{CB} = -5,960 + 6,550 = 590$ kg $= S_1 = S_3$
$S_{BA} = 880$ kg
$S_{CF} = 0$

死荷重應力，總計

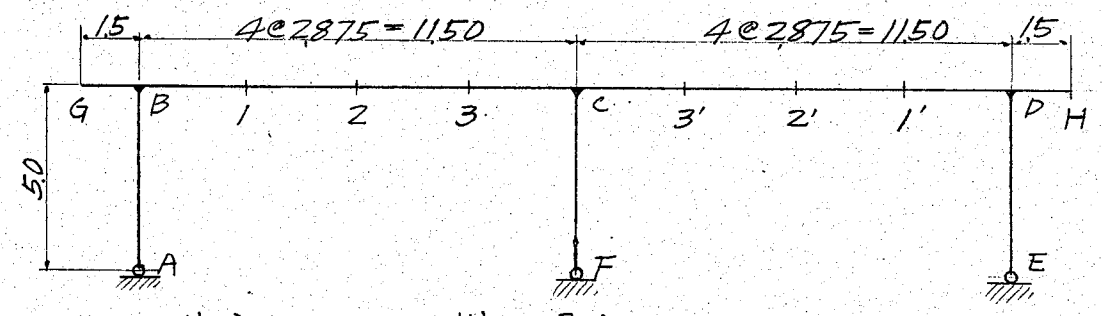
$M_{BA} = -8,700$ kgm　$M_{CB} = -33,970$ kgm　$M_1 = 9,225$ kgm
$M_{BC} = -20,650$ kgm　$M_{CF} = 0$　$M_2 = 16,990$ kgm
$M_{BG} = -11,950$ kgm　$M_3 = 2,555$ kgm

$V_A = 24,230$ kg　$V_F = 33,120$ kg

$H_A = 1,740$ kg →　$H_F = 0$

$S_{BG} = -9,980$ kg　$S_1 = 6,550$ kg　$S_{CF} = 0$
$S_{BC} = 14,250$ kg　$S_3 = -8,860$ kg
$S_{CB} = -16,560$ kg　$S_{BA} = -1,740$ kg

活荷重



1) 單位荷重がG点に載る場合

$M_{BG} = 1.5$

番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	0.001765	0.000446		-0.000873	=	-1.50
2	0.000446	0.002657	0.000446	-0.000873	=	0
3		0.000446	0.001765	-0.000873	=	0
4	0.000291	0.000291	0.000291	-0.000873	=	0

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 8 頁

跨道鋼橋

$\theta_B = -1{,}069,\ \theta_C = 85,\ \theta_D = -219,\ R = -401$

$M_{BA} = 3 \times 0.000291 \times (-1{,}069 + 401) = -0.583$
$M_{BC} = 2 \times 0.000223 \times (-2{,}138 + 85) = -0.917$
$M_{BG} = 1.50$

$M_{CB} = 2 \times 0.000223 \times (170 - 1069) = -0.401$
$M_{CD} = 2 \times 0{,}000223 \times (170 - 219) = -0.022$
$M_{CF} = 3 \times 0.000291 \times (85 + 401) = 0.423$

$M_{DC} = 2 \times 0.000223 \times (-438 + 85) = -0.158$
$M_{DE} = 3 \times 0.00029 1 \times (-219 + 401) = 0.158$

単位弯曲率

$M_{BA} = 0.583$　$M_{CB} = 0.401$　$M_{DC} = 0.158$
$M_{BC} = -0.917$　$M_{CD} = -0.022$　$M_{DE} = 0.158$
$M_{BG} = -1.50$　$M_{CF} = -0.423$

単位垂直力

$$V_A = 1{,}000 + \frac{0.917 + 0.401}{11.5} = 1.115$$

$$V_F = -\frac{0.917 + 0.401}{11{,}5} + \frac{0{,}022 + 0.158}{11{,}5} = -0.099$$

$$V_E = -\frac{0022 + 0.158}{11{,}5} = -0.016$$

水平反力

$$H_A = \frac{0.583}{5{,}0} = 0.117 \leftarrow$$

$$H_F = \frac{0.423}{5{,}0} = 0{,}085 \rightarrow$$

$$H_E = \frac{0.158}{5{,}0} = 0.032 \rightarrow$$

剪　力

$S_{BG} = -1.000$
$S_{BC} = S_{CB} = -1{,}000 + 1{,}115 = 0.115$
$S_{CD} = S_{DC} = 0{,}115 - 0{,}099 = 0.016$
$S_{BA} = 0{,}117$
$S_{CF} = -0{,}085$
$S_{DE} = -0{,}032$

2) 単位荷重が1点に載る場合

$C_{BC} = PKl(1-K)^2 = 1.617$
$C_{CB} = PK^2l(1-K) = 0.539$

番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	0.001765	0.000446		-0.000873	=	1.617
2	0.000446	0.002657	0.000446	-0.000873	=	-0.539
3		0.000446	0.001765	-0.000873	=	0
4	0.000291	0.000291	0.000291	-0.000873	=	0

$\theta_B = 1{,}183,\ \theta_C = -323,\ \theta_D = 267,\ R = 376$

$M_{BA} = 3 \times 0.000291 \times (1{,}183 - 376) = 0.706$
$M_{BC} = 2 \times 0.000223 \times (2{,}366 - 323) - 1.617 = -0.706$

跨道鋼橋

$M_{CB} = 2 \times 0.000223 \times (-646 + 1183) + 0.539 = 0.779$
$M_{CD} = 2 \times 0.000223 \times (-646 + 267) = -0.169$
$M_{CF} = 3 \times 0.000291 \times (-323 - 376) = -0.610$

$M_{DC} = 2 \times 0.000223 \times (534 - 323) = 0.094$
$M_{DE} = 3 \times 0.000291 \times (267 - 376) = -0.094$

単位弯曲率

$M_{BA} = -0.706$　$M_{CB} = -0.779$　$M_{DC} = -0.094$
$M_{BC} = -0.706$　$M_{CD} = -0.169$　$M_{DE} = -0.094$
$M_{CF} = 0.610$

単位垂直力

$$V_A = \frac{0.706 - 0.779}{11.5} + 1.000 \times \frac{3}{4} = 0.744$$

$$V_F = \frac{0.779 - 0.706}{11.5} + \frac{0.169 - 0.094}{11.5} + 1.000 \times \frac{1}{4} = 0.263$$

$$V_E = -\frac{0.169 - 0.094}{11.5} = -0.007$$

水平反力

$$H_A = \frac{0.706}{5.0} = 0.141 \longrightarrow$$

$$H_F = \frac{0.610}{5.0} = 0.122 \longleftarrow$$

$$H_E = \frac{0.094}{5.0} = 0.019 \longleftarrow$$

剪　力

$S_{BC} = 0.744$　$S_{BA} = -0.141$
$S_{CB} = 0.744 - 1.000 = -0.256$　$S_{CF} = +0.122$
$S_{CD} = -0.256 + 0.263 = 0.007$　$S_{DE} = +0.019$

3) 単位荷重が2点に載る場合

$$C_{BC} = C_{CB} = \frac{Pl}{8} = 1.438$$

番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	0.001765	0.000446		-0.000873	=	1.438
2	0.000446	0.002657	0.000446	-0.000873	=	-1.438
3		0.000446	0.001765	-0.000873	=	0
4	0.000291	0.000291	0.000291	-0.000873	=	0

$\theta_B = 1,107$, $\theta_C = -699$, $\theta_D = 291$, $R = 233$

$M_{BA} = 3 \times 0.000291 \times (1,107 - 233) = 0.762$
$M_{BC} = 2 \times 0.000223 \times (2,214 - 699) - 1.438 = -0.762$

$M_{CB} = 2 \times 0.000223 \times (-1,398 + 1,107) + 1.438 = 1.308$
$M_{CD} = 2 \times 0.000223 \times (-1,398 + 291) = -0.494$
$M_{CF} = 3 \times 0.000291 \times (-699 - 233) = -0.814$

$M_{DC} = 2 \times 0.000223 \times (582 - 699) = -0.051$
$M_{DE} = 3 \times 0.000291 \times (291 - 233) = 0.051$

単位弯曲率

$M_{BA} = -0.762$　$M_{CB} = -1.308$　$M_{DC} = 0.051$
$M_{BC} = -0.762$　$M_{CD} = -0.494$　$M_{DE} = 0.051$
$M_{CF} = 0.814$

跨道鋼橋

單位垂直力

$$V_A = \frac{0.762 - 1.308}{11.5} + 1.000 \times \frac{1}{2} = 0.452$$

$$V_F = \frac{1.308 - 0.762}{11.5} + \frac{0.494 + 0.051}{11.5} + 1.000 \times \frac{1}{2} = 0.595$$

$$V_E = -\frac{0.494 + 0.051}{11.5} = -0.047$$

水平反力

$$H_A = \frac{0.762}{5.0} = 0.153 \longrightarrow$$

$$H_F = \frac{0.814}{5.0} = 0.163 \longleftarrow$$

$$H_E = \frac{0.051}{5.0} = 0.010 \longrightarrow$$

剪　力

$S_{BC} = 0.452$　　$S_{BA} = -0.153$

$S_{CB} = 0.452 - 1.000 = -0.548$　　$S_{CF} = 0.163$

$S_{CD} = S_{DC} = -0.548 + 0.595 = 0.047$　　$S_{DE} = -0.010$

4) 單位荷重が3点に載る場合

$C_{BC} = 0.539$

$C_{CB} = 1.617$

番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	0.001765	0.000446		-0.000873	=	0.539
2	0.000446	0.002657	0.000446	-0.000873	=	-1.617
3		0.000446	0.001765	-0.000873	=	0
4	0.000291	0.000291	0.000291	-0.000873	=	0

$\theta_B = 475$, $\theta_C = -726$, $\theta_D = 170$, $R = -27$

$M_{BA} = 3 \times 0.000291 \times (475 + 27) = 0.438$

$M_{BC} = 2 \times 0.000223 \times (950 - 726) - 0.539 = -0.438$

$M_{CB} = 2 \times 0.000223 \times (-1.452 + 475) + 1.617 = 1.182$

$M_{CD} = 2 \times 0.000223 \times (-1.452 + 170) = -0.572$

$M_{CF} = 3 \times 0.000291 \times (-726 + 27) = -0.610$

$M_{DC} = 2 \times 0.000223 \times (340 - 726) = -0.172$

$M_{DE} = 3 \times 0.000291 \times (170 + 27) = 0.172$

單位彎曲率

$M_{BA} = -0.438$　　$M_{CB} = -1.182$　　$M_{DC} = 0.172$

$M_{BC} = -0.438$　　$M_{CD} = -0.572$　　$M_{DE} = 0.172$

$M_{CF} = 0.610$

單位垂直力

$$V_A = \frac{0.438 - 1.182}{11.5} + 1.000 \times \frac{1}{4} = 0.185$$

$$V_F = \frac{1.182 - 0.438}{11.5} + \frac{0.572 + 0.172}{11.5} + 1.000 \times \frac{3}{4} = 0.880$$

$$V_E = -\frac{0.572 + 0.172}{11.5} = -0.065$$

水平反力

$$H_A = \frac{0.438}{5.0} = 0.088 \longrightarrow$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	11 頁

跨道鋼橋

$$H_F = \frac{0.610}{5.0} = 0.122 \leftarrow$$

$$H_E = \frac{0.172}{5.0} = 0.034 \rightarrow$$

剪　力

$S_{BC} = 0.185$
$S_{CB} = 0.185 - 1.000 = -0.815$
$S_{CD} = S_{DC} = -0.815 + 0.880 = 0.065$

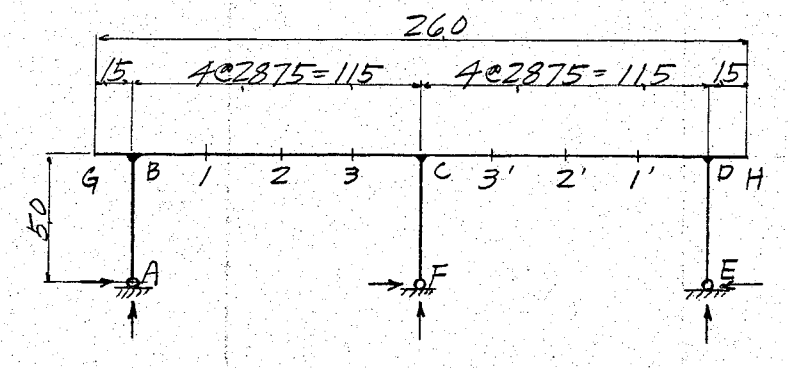
$S_{BA} = -0.088$
$S_{CF} = 0.122$
$S_{DE} = -0.034$

增田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話六(49)〇六七八番

跨道鋼橋

設計　日付　類別
照査　日付　第　12頁

彎曲率，剪力及反力，影響面



彎曲率								
載荷点	M_{BG}	M_{BC}	M_1	M_2	M_3	M_{CB}	M_{BA}	M_{CF}
G	-1.500	-0.917	-0.587	-0.258	0.071	0.401	0.583	-0.423
1	—	-0.706	1.472	0.702	-0.039	-0.779	-0.706	0.610
2	—	-0.762	0.540	1.840	0.267	-1.308	-0.762	0.814
3	—	-0.438	0.098	0.634	1.170	-1.182	-0.438	0.610
3'	—	0.172	-0.014	-0.200	-0.386	-0.572	0.172	-0.610
2'	—	0.051	-0.085	-0.222	-0.358	-0.494	0.051	-0.814
1'	—	-0.094	-0.113	-0.131	-0.150	-0.169	-0.094	-0.610
H	—	0.158	0.113	0.068	0.023	-0.022	0.158	0.423

反力					剪力				
載荷点	V_A	V_F	H_A	H_F	S_{BG}	S_{BC}	S_{CB}	S_{BA}	S_{CF}
G	1.115	-0.099	-0.117	0.085	-1.000	0.115	0.115	0.117	-0.085
B	1.000	—	—	—	-1.000	1.000	—	—	—
1	0.744	0.263	0.141	-0.122	—	0.744	-0.256	-0.141	0.122
2	0.452	0.595	0.153	-0.163	—	0.452	-0.548	-0.153	0.163
3	0.185	0.880	0.038	-0.122	—	0.185	-0.815	-0.038	0.122
C	—	1.000	—	—	—	—	-1.000	—	—
3'	-0.065	0.880	-0.034	0.122	—	-0.065	-0.065	0.034	-0.122
2'	-0.047	0.595	-0.010	0.163	—	-0.047	-0.047	0.010	-0.163
1'	-0.007	0.263	0.019	0.122	—	-0.007	-0.007	-0.019	-0.122
D	—	—	—	—	—	—	—	—	—
H	-0.016	-0.099	-0.032	-0.085	—	-0.016	-0.016	0.032	0.085

増田淳氏関係資料
(独)行政法人土木研究所蔵

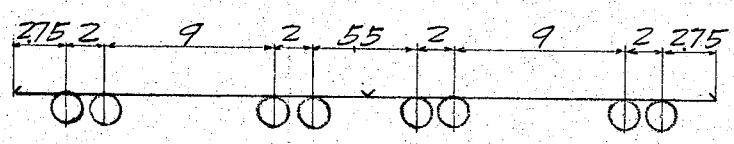
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	13 頁

跨道鋼橋

活荷重應力

60 瓲電車　桁一本＝付　7,500 kg



徑間 11.50ᵐ, 桁＝対シ

輪荷重　7,500
衝撃　$i = \frac{25}{61.5} = 0.407$　3,050
10,550 kg

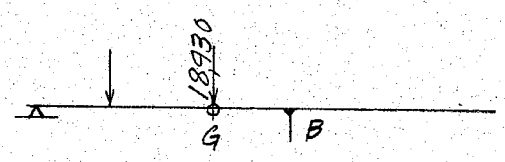
跳出脹＝対シ

輪荷重　7,500
衝撃　$i = \frac{25}{51.5} = 0.485$　3,640
11,140 kg

吊徑間及跳出脹＝対シ

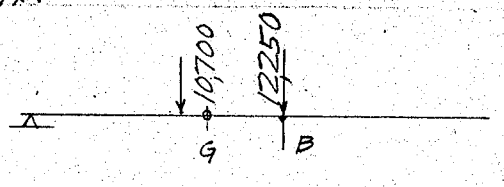
輪荷重　7,500
衝撃　$i = 0.458$　3,440
10,940 kg

BG 桁



$M_{BG} = -18,930 \times 1.500 = -28,400$ kgm
$S_{BG} = -18,930 \times 1.000 = -18,930$ kg
$H_A = -18,930 \times 0.117 = -2,210$ kg

VA max.



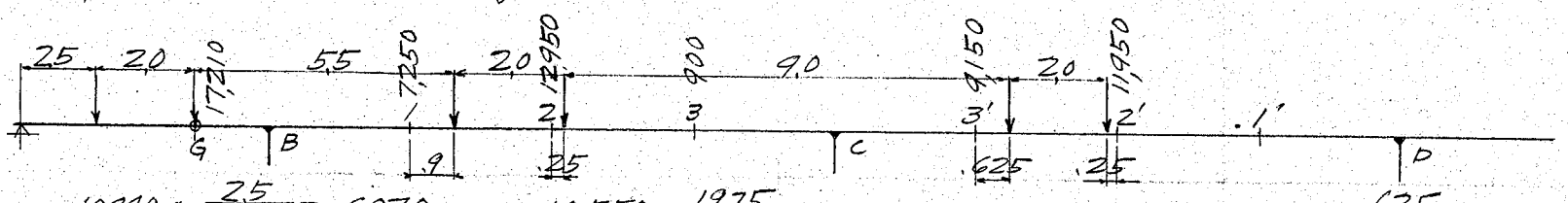
$V_A = 12,250 \times 1.000 = 12,250$
$10,700 \times 1.115 = 11,930$
24,180 kg

$S_{BG} = -12,250 \times 1.000 = -12,250$
$-10,700 \times 1.000 = -10,700$
$-22,950$ kg

$H_A = -10,700 \times 0.117 = -1,250$ kg

BC 桁

最大負彎曲率，起ル場合



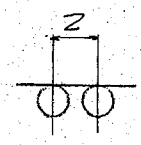
$10,940 \times \frac{2.5}{4.5} = 6,070$
11,140
17,210 kg

$10,550 \times \frac{1.975}{2.875} = 7,250$
3,300
$10,550 \times \frac{.625}{2.875} = 2,300$　8,250

$10,550 \times \frac{2.625}{2.875} = 9,650$　900
12,950 kg

$10,550 \times \frac{2.625}{2.875} = 9,650$　900
11,950　9,150

特殊荷重　桁一本＝付　8,250 kg



8,250
3,360
11,610 kg

8,250
4,000
12,250 kg

8,250
3,780
12,030 kg

$12,030 \times \frac{2.5}{4.5} = 6,680$
12,250
18,930 kg

$12,030 \times \frac{4.0}{4.5} = 10,700$ kg

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話穴崎(49)0678番

設計　日付　類別

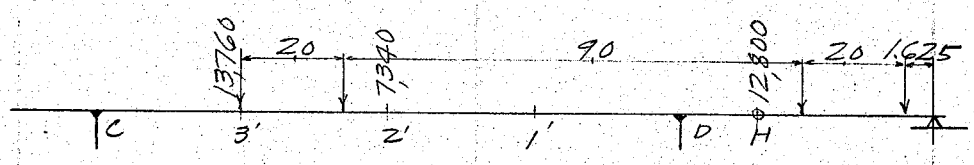
照査　日付　第 14 頁

跨道鋼橋

荷重点

			−M		HA
G	17,210	−0.917	−15,800	−0.117	−2010
1	7,250	−0.706	−5,120	0.141	1,020
2	12,950	−0.762	−9,780	0.153	1,980
3	900	−0.438	−390	0.088	79
3′	9,150	0.172	1,580	−0.034	−311
2′	11,950	0.051	610	−0.010	−120
			−28,900 kgm		638 kg

最大正弯曲率，起ル場合



$10{,}550 \times \frac{.875}{2.875} = 3{,}210$

10,550

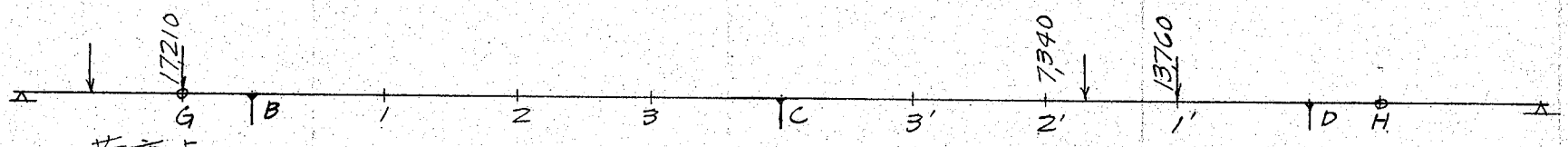
13,760

$10{,}940 \times \frac{.525}{.450} = 12{,}800$

荷重点

			M		HA
3′	13,760	0.172	2,360	−0.034	−468
2′	7,340	0.051	374	−0.010	−73
H	12,800	0.158	2,020	−0.032	−408
			4,754 kgm		−949 kg

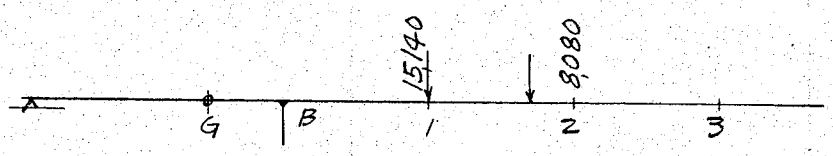
1 点
最大負弯曲率，起ル場合



荷重点

			−M		HA
G	17,210	−0.587	−10,100	−0.117	−2,010
2′	7,340	−0.085	−624	−0.010	−73
1′	13,760	−0.113	−1,555	0.019	261
			−12,279 kgm		−1,822 kg

最大正弯曲率，起ル場合



$11{,}610 \times \frac{.875}{2.875} = 3{,}530$

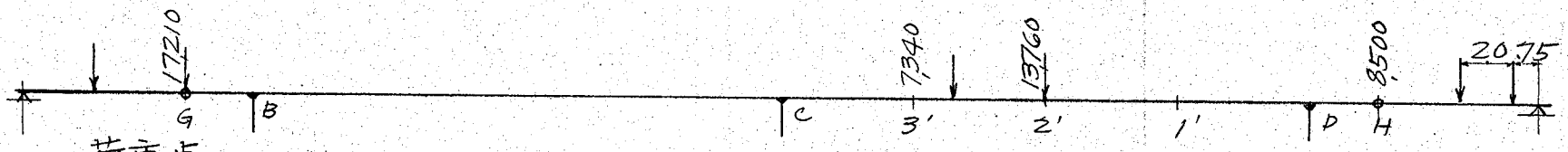
11,610

15,140

荷重点

			M		HA
1	15,140	1.472	22,300	0.141	2,135
2	8,080	0.540	4,370	0.153	1,240
			26,670 kgm		3,375 kg

2 点
最大負弯曲率，起ル場合



荷重点

			−M		HA
G	17,210	−0.258	−4,430	−0.117	−2,010
3′	7,340	−0.200	−1,470	−0.034	−250
2′	13,760	−0.222	−3,050	−0.010	−138
H	8,500	0.068	580	−0.032	−272
			−8,370 kgm		−2,670 kg

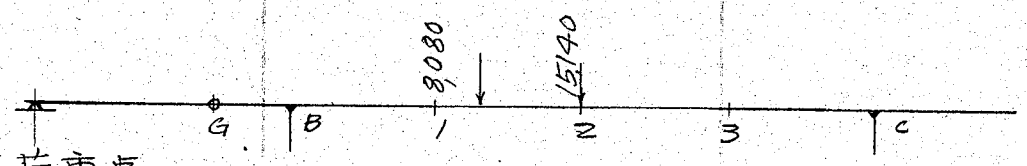
$10{,}940 \times \frac{35}{45} = 8{,}500$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 15 頁

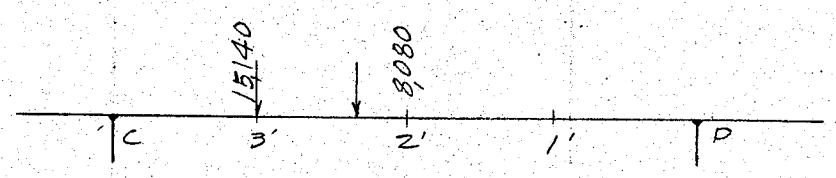
跨道鋼橋

最大正弯曲率ノ起ル場合



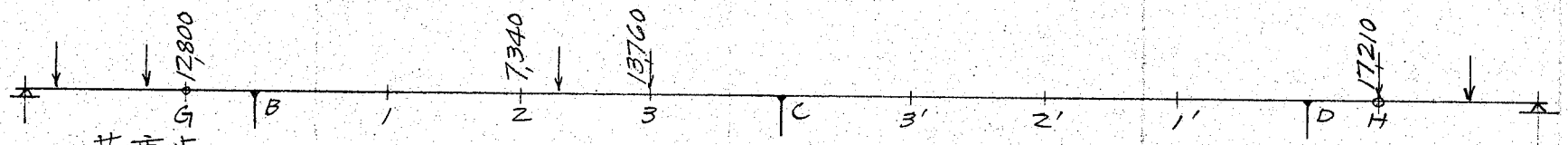
荷重点			M		HA max
1	8,080	0,702	5,670	0,141	1,140
2	15,140	1,840	27,850	0,153	2320
			33,520 kgm		3,460 kg

3点
最大負弯曲率ノ起ル場合



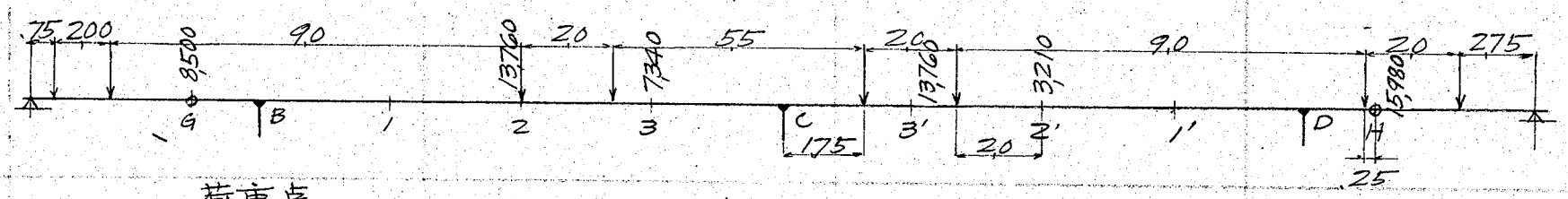
荷重点			−M		HA
3'	15,140	−0,386	−5840	−0,034	−515
2'	8,080	−0,358	−2,900	−0,010	−81
			−8,740 kgm		−596 kg

最大正弯曲率ノ起ル場合



荷重点			M		HA
G	12,800	0,071	908	−0,117	−1,500
2	7,340	0,267	1,960	0,153	1,125
3	13,760	1,170	16,100	0,088	1,210
H	17,210	0,023	396	−0,032	−550
			19,364 kgm		285 kg

C_B 点
最大負弯曲率ノ起ル場合



荷重点			−M		HA	
G	8,500	0,401	3,410	−0,117	−994	$10,940\times\frac{3.5}{4.5}=8,500$
2	13,760	−1,308	−17,980	0,153	2,100	$10,550\times\frac{1.75}{2.875}=6,420$
3	7,340	−1,182	−8,680	0,088	645	$10,550\times\frac{2.0}{2.875}=7,340$ / 13,760
3'	13,760	−0,572	−7,870	−0,034	−467	
2'	3,210	−0,494	−1,585	−0,010	−32	
H	15,980	−0,022	−350	−0,032	−512	$11,140\times\frac{1.25}{1.5}=9,300$
			−33,055 kgm		740 kg	$10,940\times\frac{2.75}{4.5}=6,680$ / 15,980

最大正弯曲率ノ起ル場合
M_{BG} ノ荷重状態ニ同ジ

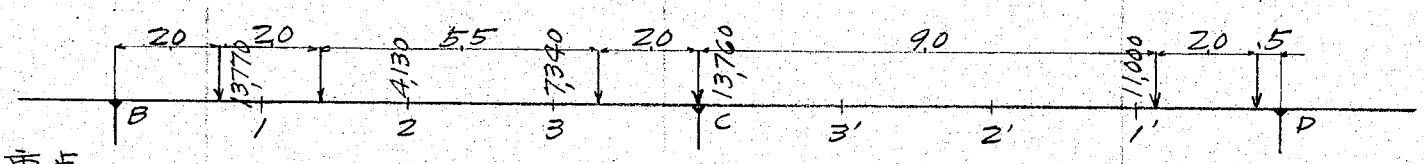
荷重点			M		HA
G	18,930	0,401	7,580 kgm	−0,117	2,210 kg

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第　16頁

跨道鋼橋

V_F ' 最大



荷重点

			V_F		H_F
1	13,770	0.263	3,620	−0.122	−1,678
2	4,130	0.595	2,460	−0.163	− 673
3	7,340	0.880	6,450	−0.122	− 895
C	13,760	1.000	13,760	—	—
1'	11,000	0.263	2,890	0.122	1,340
			29,180 kg		−1,906 kg

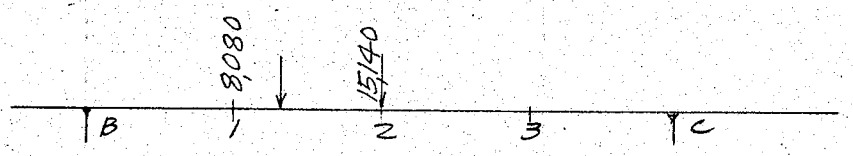
$10{,}550 \times \frac{2.0}{2.875} = 7{,}350$

$10{,}550 \times \frac{1.75}{2.875} = 6{,}420$

13,770

$10{,}550 \times \frac{3}{2.875} = 11{,}000$

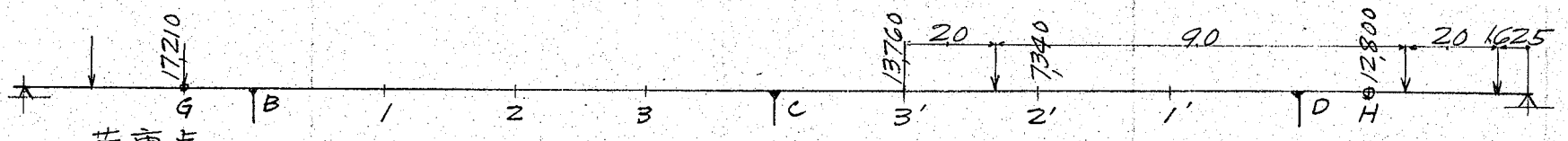
B_A 点
最大負弯曲率，起心場合



荷重点

			−M		V_A
1	8,080	−0.706	− 5,710	0.744	6,010
2	15,140	−0.762	−11,530	0.452	6,830
			−17,240 kgm		12,840 kg

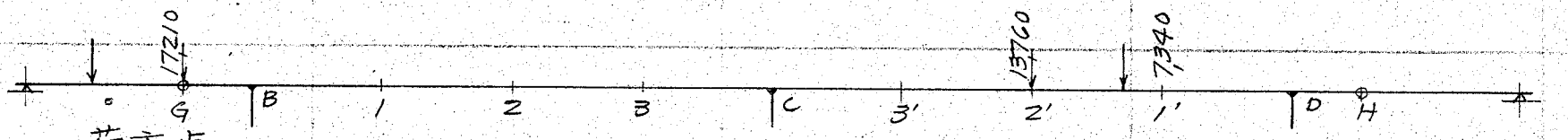
最大正弯曲率，起心場合



荷重点

			M		V_A		$-H_{A\max}$
G	17,210	0.583	10,050	1.115	19,200	−0.117	− 2,020
3'	13,760	0.172	2,360	−0.065	− 893	−0.034	− 467
2'	7,340	0.051	374	−0.047	− 345	−0.010	− 73
H	12,800	0.158	2,020	0.016	204	−0.032	− 408
			14,804 kgm		18,166 kg		−2,968 kg

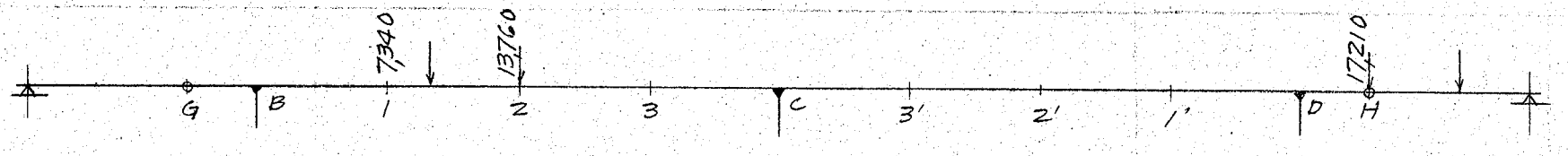
C_F 点
最大負弯曲率，起心場合



荷重点

			−M		V_F		$H_{F\max}$
G	17,210	−0.423	− 7,290	−0.099	− 1,700	0.085	1,463
2'	13,760	−0.814	−11,200	0.595	8,170	0.163	2,240
1'	7,340	−0.610	− 4,480	0.263	1,930	0.122	895
			−22,970 kgm		8,400 kg		4,598 kg

最大正弯曲率，起心場合



増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

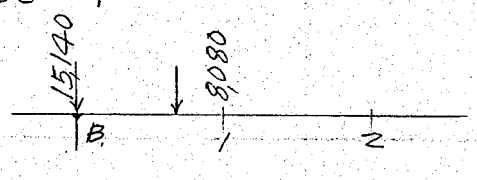
設計	日付	類別
照査	日付	第 17 頁

跨道鋼橋

荷重表

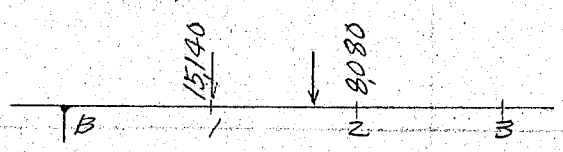
			M		V_F		$-H_{F\,max}$
1	7,340	0.610	4,480	0.263	1,930	−0.122	−895
2	13,760	0.814	11,200	0.595	8,180	−0.163	−2,240
H	17,210	0.423	7,280	−0.099	−1,705	−0.085	−1,462
			22,960 kgm		8,405 kg		−4,597 kgm

S_{BC}, 最大



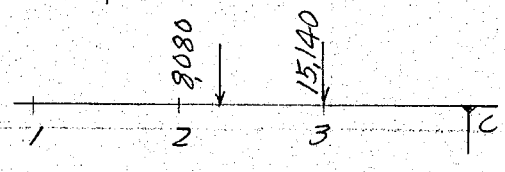
荷重表			S_{BC}
B	15,140	1.000	15,140
1	8,080	0.744	6,020
			21,160 kg

S_1, 最大



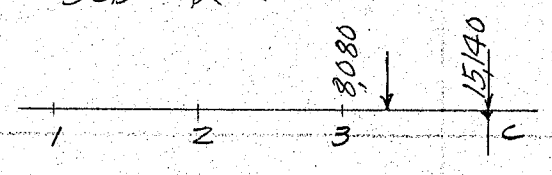
荷重表			S_1
1	15,140	0.744	11,280
2	8,080	0.452	3,650
			14,930 kg

S_3, 最大



荷重表			S_3
2	8,080	−0.548	−4,430
3	15,140	−0.815	−12,350
			−16,780 kg

S_{CB}, 最大



荷重表			S_{CB}
3	8,080	−0.815	−6,580
C	15,140	−1.000	−15,140
			−21,720 kg

温度應力 (温度上昇ノ場合)

温度ノ変化 $t = 40°C$ $K_1 = 0.000291$
膨張係数 $\varepsilon = 0.00001$ $K_2 = 0.000223$

$$M_{BA} = 3EK_1(\theta_B - R_1) = -M_{BA}$$
$$M_{BC} = 4EK_2\theta_B = M_{BC}$$

$$M_{CB} = 2EK_2\theta_B = -M_{CB}$$
$$M_{CF} = 0$$

$$R_1 = -\frac{\varepsilon t l}{h} = \frac{-0.00001 \times 40 \times 1150}{50} = -0.00092$$

$$\theta_B = \frac{3K_1R_1}{3K_1 + 4K_2} = \frac{-3 \times 0.000291 \times 0.00092}{0.001765} = -0.000455$$

$$M_{BA} = 3 \times 21{,}000{,}000{,}000 \times 0.000291 \times (-0.000455 + 0.00092) = 8{,}530 \text{ kgm}$$
$$M_{BC} = 4 \times 21{,}000{,}000{,}000 \times 0.000223 \times -0.000455 = -8{,}530 \text{ kgm}$$

$$M_{CB} = 2 \times 21{,}000{,}000{,}000 \times 0.000223 \times -0.000455 = -4{,}270 \text{ kgm}$$
$$M_{CD} = 0$$

格点弯曲率

$M_{BA} = -8{,}530$ kgm　$M_{CB} = +4{,}270$ kgm
$M_{BC} = -8{,}530$ kgm　$M_{CF} = 0$

水平反力

$$H_A = \frac{8{,}530}{5.0} = 1{,}710 \text{ kg} \longrightarrow$$
$H_F = 0$

垂直力

$$V_A = \frac{8{,}530 + 4{,}270}{11.5} = 1{,}110 \text{ kg}$$
$V_F = -2{,}220$ kg

剪力

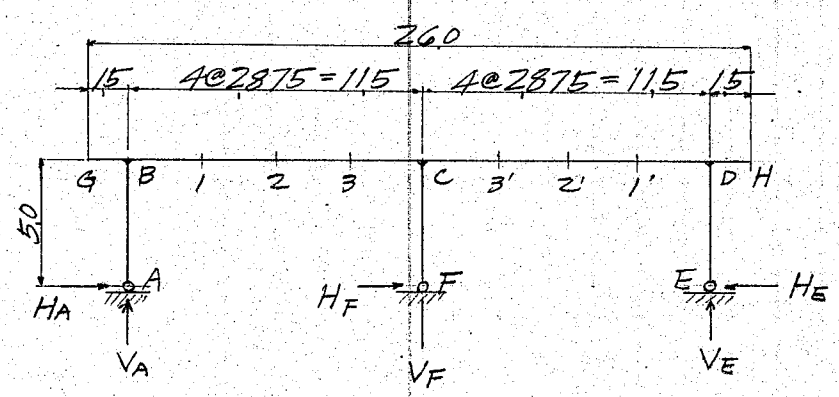
$S_{BC} = S_{CB} = 1{,}110$ kg
$S_{BA} = -1{,}710$ kg
$S_{CF} = 0$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別

照査　日付　第 18 頁

跨道鋼橋
應力一括表



彎曲率(t-m)及軸圧力(t)

	彎曲率	M_{BG}	M_{BC}	M_1	M_2	M_3	M_{CB}	M_{BA}	M_{CF}
最大正彎曲率	死荷重	-11,950	-20,650	9,225	16,990	2,555	-33,970	-8,700	0
	活荷重+衝撃		4,754	26,670	33,520	19,364	7,580	14,804	22,960
	温度変化		8,530	5,330	2,140	1,070	4,270	8,530	0
	合成應力		-7,366	41,250	52,650	22,989	-22,120	14,634	22,960
	軸圧力								
	死荷重		1,740	1,740	1,740	1,740	1,740	24,230	33,120
	活荷重+衝撃		-949	3,375	3,460	285	2,210	18,166	8,405
	温度変化		-1,710	-1,710	-1,710	1,710	1,710	-1,110	0
	合成應力		-919	3,405	3,490	3,735	5,660	41,286	41,525

	彎曲率	M_{BG}	M_{BC}	M_1	M_2	M_3	M_{CB}	M_{BA}	M_{CF}
最大負彎曲率	死荷重	-11,950	-20,650	9,225	16,990	2,555	-33,970	-8,700	0
	活荷重+衝撃	-28,400	-28,900	-12,279	-8,370	-8,740	-33,055	-17,240	-22,970
	温度変化	0	-8,530	-5,330	-2,140	-1,070	-4,270	-8,530	0
	合成應力	-40,350	-58,080	-8,384	6,480	-7,255	-71,295	-34,470	-22,970
	軸圧力								
	死荷重		1,740	1,740	1,740	1,740	1,740	24,230	33,120
	活荷重+衝撃		638	-1,822	-2,670	-596	740	12,840	8,400
	温度変化		1,710	1,710	1,710	-1,710	-1,710	1,110	0
	合成應力		4,088	1,628	780	-566	770	38,180	41,520

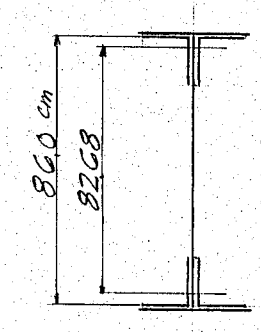
最大反力及剪力

	V_A	V_F	H_A	H_F	S_{BG}	S_{BC}	S_1	S_2	S_{CB}	S_{BA}	S_{CF}
死荷重	24,230	33,120	1,740	0	-9,980	14,250	6,550	-8,860	-16,560	-1,740	0
活荷重+衝撃	24,180	29,180	3,460	4,598	-22,950	21,160	14,930	-16,780	-21,720	-2,968	4,597
温度変化	1,110	2,220	1,710	0	0	1,110	1,110	-1,110	-1,110	-1,710	0
合成應力	49,520	64,520	6,910	4,598	-32,930	36,520	22,590	-26,750	-39,390	-6,418	4,597
	H_A	H_F	H_A	H_F							
死荷重	1,740	0	1,740	0							
活荷重+衝撃	-1,250	-1,906	-2,968	-4,597							
温度変化	1,710	0	-1,710	0							
合成應力	220	-1,906	-2,938	-4,597							

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別
照査	日付	第 19 頁

跨道鋼橋
斷面，設計



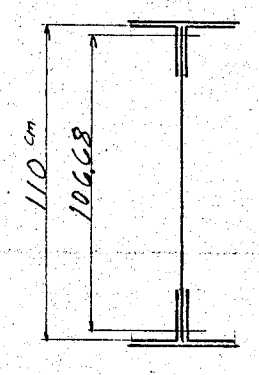
$M_2 = 52{,}650$ kgm　$T = 3{,}490$ kg
桁高 86.0 cm b. to b. L　有効深 $86.0 - 2@1.66 = 82.68$ cm
使用山形 2L 100×100×10 = 38.0 − 4@2.5 = 28.0
蓋鈑 1Pl 230 × 9 = 20.7 − 2@2.3 = 16.1
58.7 cm²　44.1 cm²

使用腹鈑 1Pl 850 × 9 = 76.5 cm²
突縁應力 52650 ÷ 0.8268 = 63,700 kg
所要突縁斷面 63,700 ÷ 1,200 = 53.2 cm²
1/8 腹鈑斷面 9.6
43.6 cm²

2L 100×100×10 = 38.0 × 2.81 = 106.8
1Pl 230 × 9 = 20.7 × -0.45 = − 9.3
58.7　1.66　97.5

單位張應力 $\frac{63{,}700}{44.1 + 9.6} = 1{,}188$
$\frac{3490}{2\times 44.1 + 76.5} = -\ 21$
1,167 kg/cm²

單位圧應力 $\frac{63{,}700}{58.7 + 9.6} = 933$
$\frac{3490}{2\times 58.7 + 76.5} = 18$
951 kg/cm²



$M_{CB} = -71{,}295$ kgm　$T = 770$ kg　$S_{CB} = 39{,}390$ kg
桁高 110 cm b. to b. L　有効深 $110 - 2@1.66 = 106.68$ cm
使用山形 2L 100×100×10 = 38.0 − 4@2.5 = 28.0
蓋鈑 1Pl 230 × 9 = 20.7 − 2@2.3 = 16.1
58.7 cm²　44.1 cm²

使用腹鈑 1Pl 109 × 9 = 98.0 cm²
突縁應力 71295 ÷ 1.0668 = 66,800 kg
所要突縁斷面 66,800 ÷ 1,200 = 55.7 cm²
1/8 腹鈑斷面 12.3
43.4 cm²

單位張應力 $\frac{66{,}800}{44.1 + 12.3} = 1{,}185$
$\frac{770}{2\times 44.1 + 98.0} = -\ 4$
1,181 kg/cm²

單位圧應力 $\frac{66{,}800}{58.7 + 12.3} = 942$
$\frac{770}{2\times 58.7 + 98.0} = 4$
946 kg/cm²

單位剪應力 $\frac{39370}{98.6} = 401$ kg/cm²

$M_{BA} = -34{,}470$ kgm, $T = 38{,}180$ kg, $S_{BA} = 6{,}418$ kg
桁高 110 cm b. to b. L　有効深 $110 - 2@1.66 = 106.68$ cm
使用山形 2L 100×100×10 = 38.0 − 4@2.5 = 28.0
蓋鈑 1Pl 230 × 9 = 20.7 − 2@2.3 = 16.1
58.7 cm²　44.1 cm²

使用腹鈑 1Pl 109 × 9 = 98.0 cm²
突縁應力 34470 ÷ 1.0668 = 32,300 kg

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	20頁

跨道鋼橋

所要突縁断面 $32{,}300 \div 1{,}200 = 26.9\ cm^2$
/8腹鈑断面 $\underline{12.3}$
$14.6\ cm^2$

単位張應力 $\frac{32300}{441+123} = 572$

$\frac{38180}{2\times441+980} = -\underline{205}$
$367\ kg/cm^2$

単位圧應力 $\frac{32300}{587+123} = 455$

$\frac{38180}{2\times587+980} = \underline{177}$
$632\ kg/cm^2$

単位剪應力 $\frac{6418}{980} = 65\ kg/cm^2$

概算重量

突縁	2	L	100×100×10	@	14.90kg	× 25.66m	= 764
〃	4	L	100×100×10	@	14.90	× 5.38	= 321
〃	4	L	100×100×10	@	14.90	× 19.02	= 1,134
〃	4	PL	230 × 9	@	16.25	× 5.45	= 354
〃	2	PL	230 × 9	@	16.25	× 1.92	= 62
〃	1	PL	230 × 9	@	16.25	× 3.00	= 49
〃	2	PL	230 × 9	@	16.25	× 1.18	= 38
〃	2	PL	230 × 9	@	16.25	× 1.30	= 42
〃	2	PL	230 × 9	@	16.25	× 1.85	= 60
腹鈑	2	PL	850 × 9	@	60.05	× 8.92	= 1,072
〃	2	PL	1,420 × 9	@	100.32	× 2.93	= 588
〃	1	PL	1,420 × 9	@	100.32	× 2.60	= 261
〃	3	PL	800 × 9	@	56.52	× 4.10	= 695
補剛材	44	L	90×90×10	@	13.30	× .85	= 497
〃	8	L	90×90×10	@	13.30	× .83	= 88
〃	12	L	90×90×10	@	13.30	× 1.04	= 166
添接	16	PL	190 × 12	@	17.90	× .52	= 149
〃	8	PL	200 × 9	@	14.13	.34	= 38
〃	16	L	100×100×10	@	14.90	× .60	= 143
〃	6	PL	420 × 10	@	32.97	× .70	= 139
填材	4	PL	85 × 10	@	6.67	.65	= 17
側鈑	4	PL	720 × 10	@	56.52	.65	= 147
〃	4	PL	250 × 9	@	17.66	.30	= 21
補剛材	12	L	90×90×10	@	13.30	5.20	= 830
〃	12	L	90×90×10	@	13.30	.40	= 64
〃	12	L	90×90×10	@	13.30	.37	= 59
〃	12	L	90×90×10	@	13.30	.32	= 51
〃	12	L	90×90×10	@	13.30	.27	= 43
填材	6	PL	180 × 10	@	14.13	1.16	= 98
〃	6	PL	180 × 10	@	14.13	3.30	= 280
補剛材	12	L	100×100×10	@	14.90	× .44	= 79
側鈑	6	PL	480 × 10	@	37.68	× .60	= 136
							8,485
鉄頭					≒ 3.5%		305
							8,790 kg

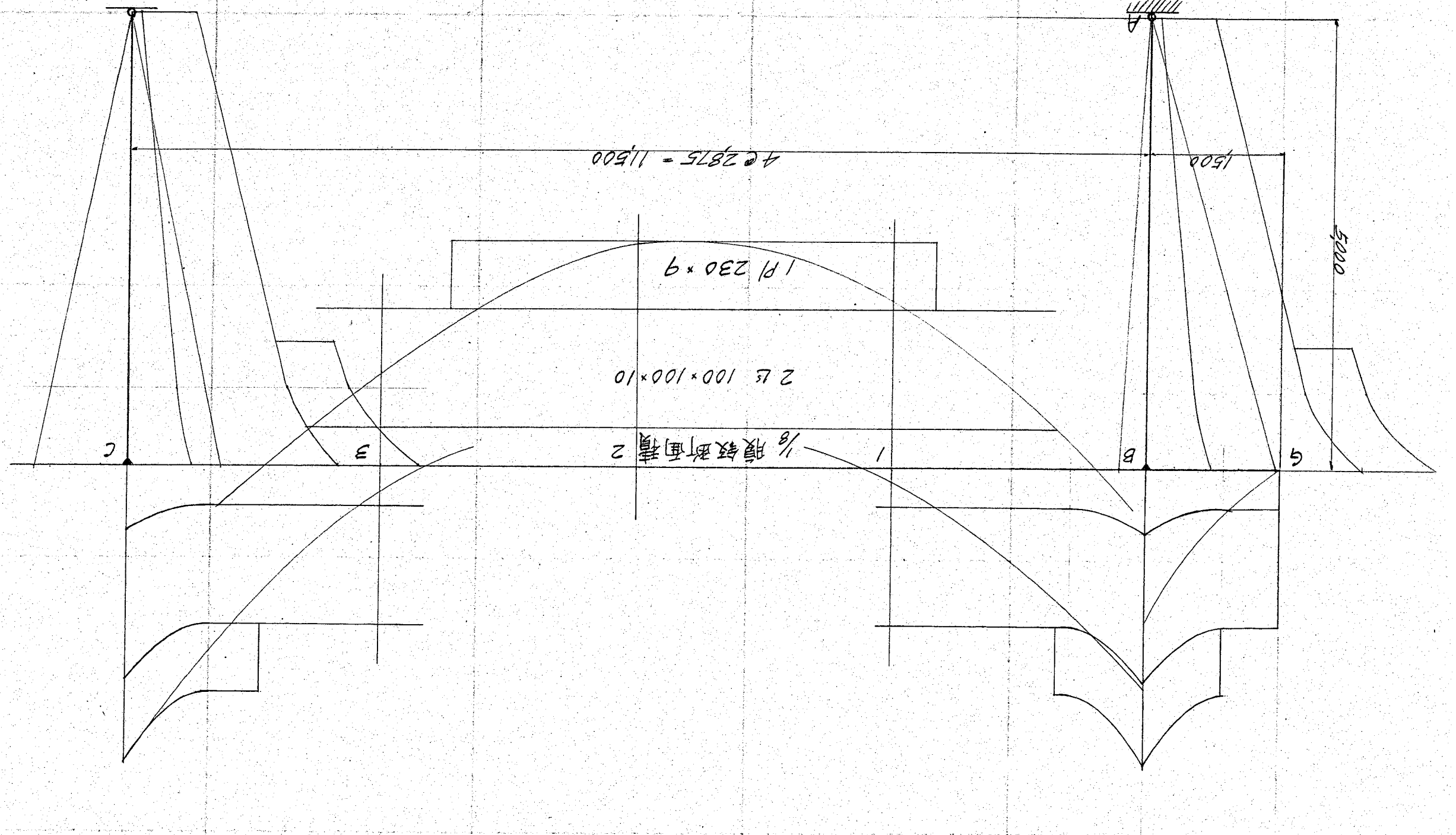
設計　　日付　　類別

照査　　日付　　第　21　頁

増田橋梁建築設計事務所

東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話 六崎 (代) 0678番

跨道鋼橋



鋲曲率圓表

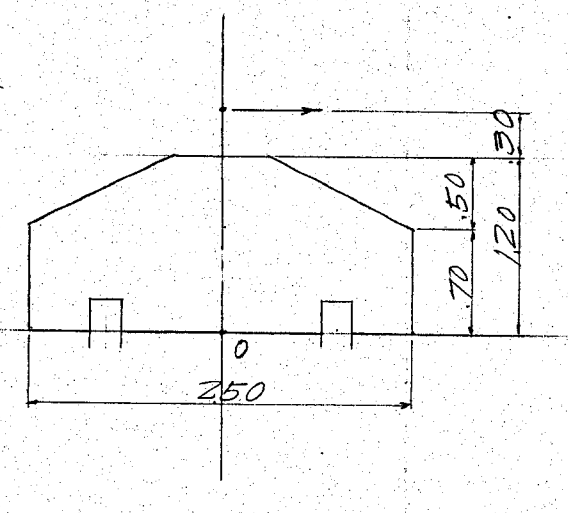
鋲 R　1/50

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別
照査	日付	第 22 頁

跨道鋼橋
基礎，設計

$V_A = 49{,}520$ ㎏，$H_A = 220$ ㎏.



基礎一柱分，重量

柱		=	1,200
土	.50 × .95 × 2.00 @ 1,600	=	1,520
基礎	.50 × 1.55 × 2.00 @ 2,400	=	3,720
〃	.70 × 2.00 × 2.50 @ 2,400	=	8,400
			14,840 ㎏
	之ヲ		15,000 ㎏ トス

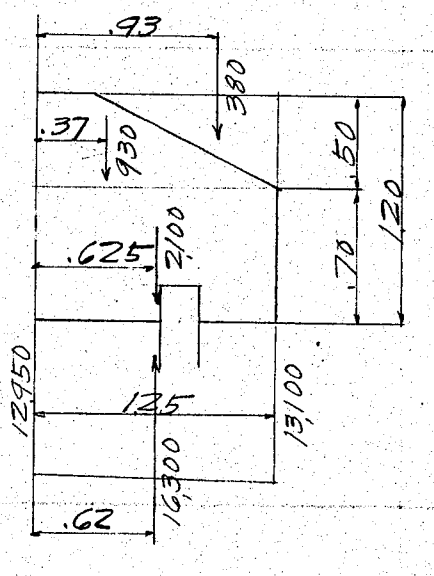
0 点ニ於ケル能率

V_A		49,520		
V		15,000		
H_A	220	———	× 1.50	= 330

$\Sigma V = 64{,}520$ ㎏　　$\Sigma M = 330$ ㎏m

$e = 330 \div 64{,}520 = 0.005$ m

$$P = \frac{64520}{2.0 \times 2.50} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.005}{2.5}\right) = 13{,}100 \text{ ㎏/m}^2$$
$$= 12{,}800 \text{ ㎏/m}^2$$



0 点ニ於ケル能率

16,300 ×	.62	=	10,100
− 380 ×	.93	=	− 352
− 930 ×	.37	=	− 344
− 2,100 ×	.625	=	− 1,312

$S = 12{,}890$ ㎏　　$M = 8{,}092$ ㎏m

所要厚 $d = \sqrt{\frac{M}{bR}} = \sqrt{\frac{8{,}092 \times 100}{100 \times 7.13}} = 33.6$ cm

使用厚 102 cm (有効)

所要鐵筋量 $A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{8{,}092 \times 100}{1{,}200 \times 7/8 \times 102} = 7.6$ ㎏/cm²

16mmφ 25 cm c, to c.

$A_s = 4 @ 16^{\phi} = 4 @ 2.01 = 8.04$ cm²

$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{8.04}{100 \times 102} = 0.00079$

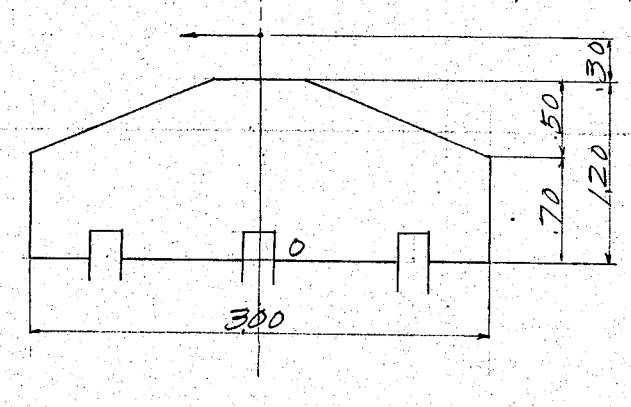
$k = 0.145$　　$j = 0.952$

$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{8{,}092 \times 100}{8.04 \times 0.952 \times 102} = 1{,}037$ ㎏/cm²

$f_c = \frac{2M}{jkbd^2} = \frac{2 \times 8{,}092 \times 100}{0.952 \times 0.145 \times 100 \times 102^2} = 11.3$ ㎏/cm²

$s = \frac{S}{bjd} = \frac{12{,}890}{100 \times 0.952 \times 102} = 1.3$ ㎏/cm²

$V_F = 64{,}520$ ㎏，$H_F = -1{,}906$ ㎏



基礎一基分，重量

柱		=	1,200
土	.50 × 1.20 × 2.00 @ 1,600	=	1,920
基礎	.50 × 1.80 × 2.00 @ 2,400	=	4,320
〃	.70 × 2.00 × 3.00 @ 2,400	=	10,080
			17,520 ㎏
	之ヲ		17,800 ㎏ トス

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	23頁

跨道鋼橋

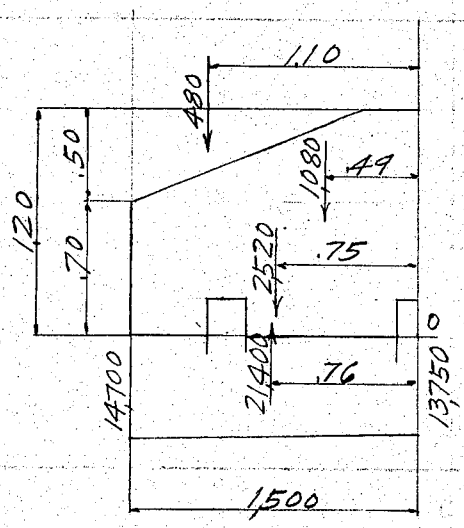
O点ニ於ケル能率

V_F	64,520			
V	17,800			
H_F	1,906	× 1,50	=	2,860

$\Sigma V = 82,320$ kg　　$\Sigma M = 2,860$ kgm

$e = 2,860 \div 82,320 = 0.035$ m

$$p = \frac{82320}{2.0 \times 3.0} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.035}{3.0}\right) = \begin{matrix} 14,700 \text{ kg/m}^2 \\ 12,800 \text{ kg/m}^2 \end{matrix}$$



O点ニ於ケル能率

21,400	× ,76	=	16,270
− 480	× 1,10	=	− 530
− 1,080	× ,49	=	− 530
− 2,520	× ,75	=	− 1,890

$S = 17,320$ kg　　$M = 13,320$ kgm

所要厚　$d = \sqrt{\frac{M}{bR}} = \sqrt{\frac{13320 \times 100}{100 \times 7.13}} = 43.2$ cm

使用厚　110 cm (有効)

所要鐵筋量　$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{17320 \times 100}{1200 \times 7/8 \times 110} = 15.0$ cm²

16 mmφ 25 cm c, to c.

$A_s = 4 @ 19\phi = 4 @ 2.84 = 11.4$ cm²

$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{11.4}{100 \times 110} = 0.00104$

$k = 0.165$　　$j = 0.945$

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{13320 \times 100}{11.4 \times 0.945 \times 110} = 1,125 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{2M}{jkbd^2} = \frac{2 \times 13320 \times 100}{0.945 \times 0.165 \times 100 \times 110^2} = 14.2 \text{ kg/cm}^2$$

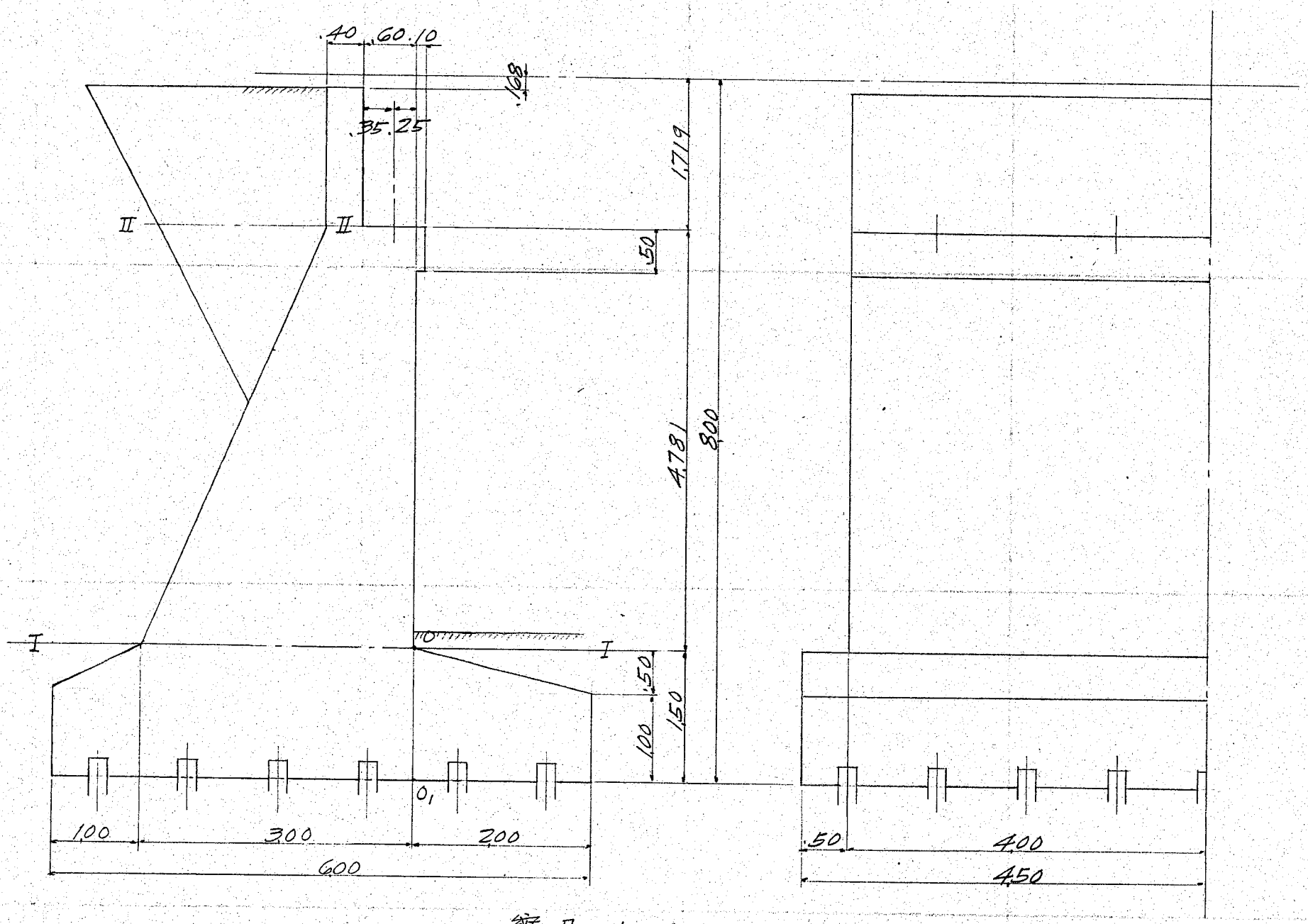
$$s = \frac{S}{bjd} = \frac{17320}{100 \times 0.945 \times 110} = 1.7 \text{ kg/cm}^2$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別

照査　日付　第 24 頁

跨道鋼橋
橋臺，設計



縮尺 1:60

パラペット壁

活荷重＝対スル換算土深

$$\frac{15,000}{3,50 \times 1,50} = 2,860 \div 1,600 = 1,79\ m \fallingdotseq 1.80\ m$$

上部土圧　$1/3 \times 1,600 \times 1.80 = 960\ kg/m^2$

下部土圧　$1/3 \times 1,600 \times 3,351 = 1,790\ kg/m^2$

水平力　$1/2 \times (960 + 1,790) \times 1,551 = 2,130\ kg$　力ノ作用点　0.70 m

彎曲率　$2,130 \times 0,70 = 1,490\ kgm$

所要厚　$d = \sqrt{\frac{1490 \times 100}{100 \times 7.13}} = 14.5\ cm$

使用厚　37 cm　被覆 3cm

所要鐵筋量　$A_s = \frac{1,490 \times 100}{1,200 \times 7/8 \times 37} = 3.8\ cm^2$

使用鐵筋量　12mmφ　25 cm 間隔　$A_s = 4 \times 1,131 = 4.5\ cm^2$

$p = \frac{45}{100 \times 37} = 0.0012$　　$j = 0.942$, $K = 0.175$

$f_s = \frac{1,490 \times 100}{4.5 \times 0,942 \times 37} = 950\ kg/cm^2$

$f_c = \frac{950 \times 0,175}{15 \times (1 - 0,175)} = 134\ kg/cm^2$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 25 頁

跨道鋼橋
断面 I-I
躯体重量及重心ノ位置

パラペット壁	0.40 × 1.551 × 4.00 =	2.48	0.80	1.98
コーピング	0.10 × 0.50 × 4.00 =	0.20	-0.05	-0.01
躯体	2.00 × 4.781 × 4.00 =	38.25	1.08	41.30
		40.93 m³	1.06	43.27

躯体重量　B = 40.93 × 2,400 = 98,200 kg　力ノ作用点 1.06 m

土ノ荷重　$E_1 = \frac{1.551 + 6.332}{2} \times 2.00 \times 4.00 = 3.155 \times 1.600 = 5,050$ kg
力ノ作用点 2.20 m

土部土圧　= 960 kg/m²
下部土圧　1/3 × 1,600 × 8.132 = 4,340 kg/m²
水平力　$H_1 = \frac{960 + 4,340}{2} \times 6.332 \times 4.00 = 67,100$ kg　力ノ作用点 2.50 m

土ノ摩擦　. tan θ = tan 20° = 0.364
F_1 = 67,100 × 0.364 = 24,400 kg　力ノ作用点 3.00 m

橋臺=働ク活荷重反力　12,830 kg
衝撃　$i = \frac{05 \times 12,830}{12,830 + 5,970 + 49,100} = 0.095$

活荷重反力

	8250
8250 × 25/45 =	4580
	12,830

橋桁ヨリノ荷重

	5,970
12,830 × 1,095 =	14,050
	20,020 × 2 = 40,040 kg = P

O点=於ケル能率

P	- 40,040	× 0.25	= -	10,000
B	- 98,200	× 1.06	= -	104,200
E_1	- 50,500	× 2.20	= -	111,200
F_1	- 24,400	× 3.00	= -	73,200
H_1	67,100	× 2.50	=	167,800
	ΣV = 213,140 kg	-0.61		-130,800 kgm
	ΣH = 67,100 kg			

変倚　e = 1.50 - 0.61 = 0.89 m
断面 I-I =於ケル曲率　M = 213,140 × 0.89 = 189,800 kgm

断面ノ物量力率　$I = \frac{4.0 \times 3.0^3}{12} = 9.0$ m⁴

縁維應力　$\frac{My}{I} = \frac{189,800 \times 1.5}{9.0} = 31,600$ kg/m² = ± 3.16 kg/cm²

$\frac{213,140}{400 \times 300} = 1.77$ kg/cm²

縁維張應力　3.16 - 1.77 = 1.39 kg/cm²
縁維圧應力　3.16 + 1.77 = 4.93 kg/cm²

$S = \frac{67,100}{400 \times 300} = 0.6$ kg/cm²

基礎底面
基礎重量及重心ノ位置

4.5 × 0.5 × 4.5 =	10.13	1.38	14.0
6.0 × 1.0 × 4.5 =	27.00	1.00	27.0
	37.13	1.10 m	41.0

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 26 頁

跨道鋼橋

基礎重量　$B_1 = 3713 \times 2{,}400 = 89{,}100$ kg　力ノ作用点 1.10 m

土ノ荷重　$E_2 = \frac{0.18 + 0.68}{2} \times 2.00 \times 4.50 = 387 \times 1{,}600 = 6{,}190$ kg
力ノ作用点 − 1.20 m

土ノ荷重　$\frac{1551 + 6332}{2} \times 2.00 \times 4.50 = 3550 \times 1{,}600 = 56{,}800$ kg　2.20　125,000

$\frac{6332 + 6832}{2} \times 1.00 \times 4.50 = 2960 \times 1{,}600 = 47{,}350$　3.505　166,000

$E_3 = 104{,}150$ kg　2.80 m　291,000

上部土圧　= 960 kg/m²
下部土圧　1/3 × 1,600 × 9.632 = 5,140 kg/m²
水平力　$H_2 = \frac{960 + 5140}{2} \times 7.832 \times 4.50 = 107{,}500$ kg　力ノ作用点 3.02 m

土ノ摩擦　$F_2 = 107{,}500 \times 0.364 = 39{,}100$ kg　力ノ作用点 4.00 m

橋臺＝働ク活荷重反力　12,830 kg
衝撃　$i = \frac{0.5 \times 12830}{12{,}830 + 5{,}970 + 93{,}650} = 0.057$

橋桁ヨリノ荷重

$$12{,}830 \times 1.057 = \begin{matrix} 5{,}970 \\ \underline{13{,}570} \end{matrix}$$

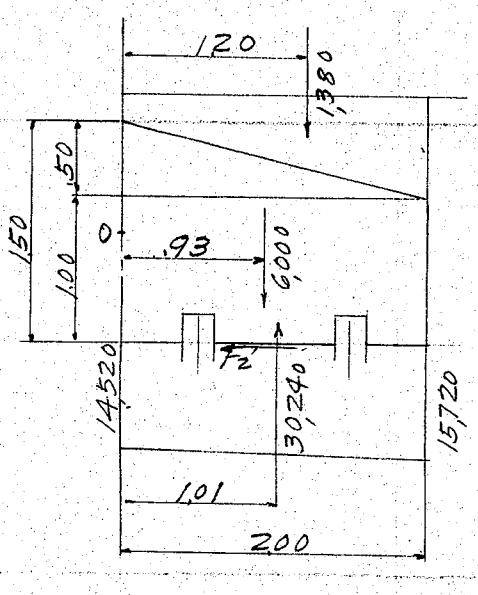
$P_1 = 19{,}540 \times 2 = 39{,}080$ kg

O点ニ於ケル能率

P_1	− 39,080	× 0.25	=	− 9770
B	− 98200	× 1.06	=	− 104200
B_1	− 89,100	× 1.10	=	− 98,000
E_2	− 6,190	× − 1.20	=	7,430
E_3	− 104,150	× 2.80	=	− 291,500
F_2	− 39,100	× 4.00	=	− 156,500
H_2	107,500	× 3.02	=	324,500
ΣV = 375,820 kg		−0.87		−328,040 kgm
ΣH = 107,500 kg				

変倚　$e = 3.00 - 2.00 - 0.87 = 0.13$ m

最大圧力　$p = \frac{375{,}820}{6.00 \times 4.50} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.13}{6.00}\right) = 15{,}720$ kg
12,130 kg



$E_2' = 6{,}190 \div 4.50 = 1{,}380$ kg　力ノ作用点 1.20 m

$B_1' = \frac{1.00 + 1.50}{2} \times 2.00 \times 2{,}400 = 6{,}000$ kg　力ノ作用点 0.93 m

$R = \frac{14{,}520 + 15{,}720}{2} \times 2.00 = 30{,}240$ kg　力ノ作用点 1.01 m

$F_2' = \frac{39{,}100}{4.50 \times 6.00} = 1{,}450 \times 2.00 = 2{,}900$ kg　力ノ作用点 0.75 m

O点ニ於ケル彎倚率

E_2'	−1,380	× 1.20	=	− 1,655
B_1'	−6,000	× 0.93	=	− 5580
R	30,240	× 1.01	=	30,500
F_2'	2,900	× 0.75	=	− 2,180
S = 22,860 kg				21,085 kgm

所要厚　$d = \sqrt{\frac{21{,}085 \times 100}{100 \times 7.13}} = 54.3$ cm　使用厚 140 cm

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 27 頁

跨道鋼橋

所要鐵筋量　$A_s = \frac{21,085 \times 100}{1,200 \times 7/8 \times 140} = 14.4\ cm^2$

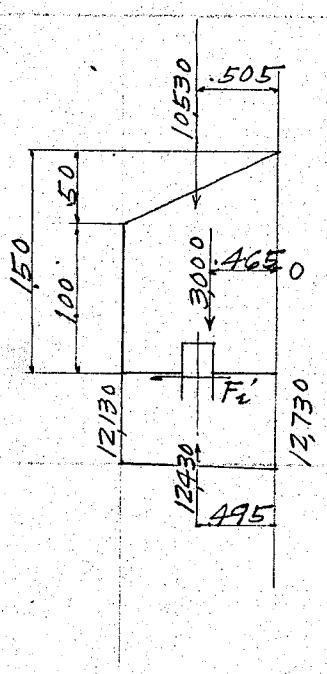
使用鐵筋量　19mmϕ 20cm 間隔　$A_s = 5$@ 2,835 $= 14.2\ cm^2$

$p = \frac{14.2}{100 \times 140} = 0.00101$, $j = 0.946$, $k = 0.16$

$f_s = \frac{21,085 \times 100}{14.2 \times 0.946 \times 140} = 1,123\ kg/cm^2$

$f_c = \frac{1,123 \times 0.16}{15 \times (1-0.16)} = 14.3\ kg/cm^2$

$s = \frac{22860}{100 \times 0.946 \times 140} = 1.7\ kg/cm^2$



$E_3' = 47,350 \div 4,50 = 10,530\ kg$　力ノ作用点 0.505m

$B_1'' = \frac{1.00+1.50}{2} \times 1.00 \times 2,400 = 3,000\ kg$　力ノ作用点 0.465m

$R = \frac{12,130+12,730}{2} \times 1.00 = 12,430\ kg$　力ノ作用点 0.495m

O点ニ於ケル曲率

E_3'	−10,530	× 0.505	= −	5,320
B_1''	− 3,000	× 0.465	= −	1,400
R	12,430	× 0.495	=	6,150
F_2'	1,450	× 0.75	=	1,090
				520 kgm

基礎杭　生松丸太　21cmϕ × 6,000

翼壁

断面 II − II

土圧　1/3 × 1,600 × 3.351 = 1,790 kg/m
曲率　M = 1,790 × 1.90 × 0.95 = 3,230 kgm
剪力　S = 1,790 × 1.90 = 3,400 kg

所要厚　$d = \sqrt{\frac{3230 \times 100}{100 \times 7.13}} = 21.3\ cm$

使用厚　37cm　被覆 3cm

所要鐵筋量　$A_s = \frac{3230 \times 100}{1,200 \times 7/8 \times 37} = 8.3\ cm^2$

使用鐵筋量　16mmϕ 20cm 間隔　$A_s = 5$@ 2.01 = 10.05 cm^2

$p = \frac{10.05}{100 \times 37} = 0.0027$　$j = .917$　$k = .248$

$f_s = \frac{3230 \times 100}{10.05 \times 0.917 \times 37} = 950\ kg/cm^2$

$f_c = \frac{950 \times 0.248}{15 \times (1-0.248)} = 20.9\ kg/cm^2$

$s = \frac{3,400}{100 \times 0.917 \times 37} = 1.0\ kg/cm^2$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	頁

上海高速鐵道
鐵筋混凝土跨道橋應力計算書

支間一一、五米三脚式兩脘附枠形構桓

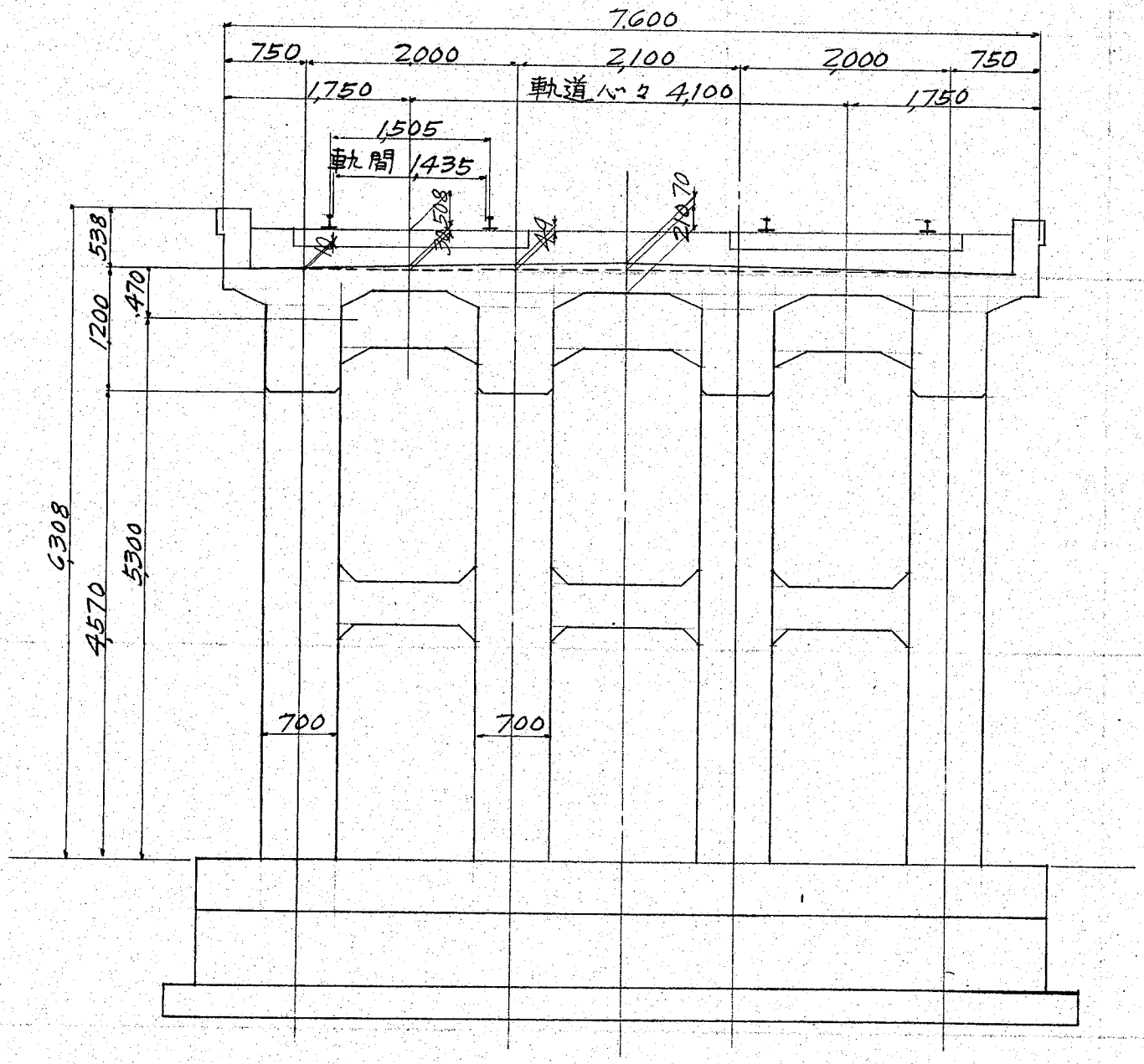
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別
照査	日付	第 1 頁

鐵筋混凝土跨道橋

複線電車軌道　60瓲電車

支間 11.500 三脚式両腕付枠形ラーメン



床版，設計

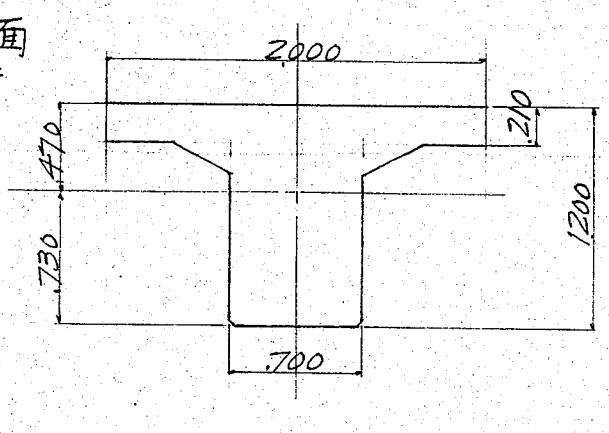
鐵筋混凝土高架橋＝同じ

死荷重

軌道				= 800
道床		0.276 × 3.55 × 1.900	=	1,860
床版		0.210 × 3.85 × 2.400	=	1,940
側壁		0.250 × .358 × 2.400	=	215
〃		0.05 × .200 × 2.400	=	24
特送桁	2e	0.15 × .300 × 2.400	=	216
主桁	2e	0.70 × .990 × 2.400	=	3328
				67

8,450 kg/m　桁一本＝付 4,250 kg/m トス

假定斷面
主桁



中立軸，位置

2.00 × 0.21	= 0.42 × .105	=	0.0441
.70 × 0.99	= .693 × .705	=	0.4885
.15 × 0.30	= .045 × .260	=	0.0117
	1.158 × 0.47		0.5443

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

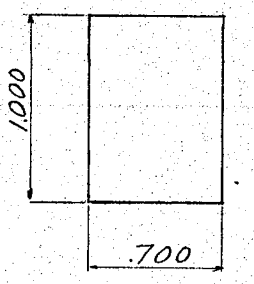
設計	日付	類別	
照査	日付	第	2 頁

鐵筋混凝土跨道橋

物量力率

$0.420 \times 0.365^2 + \frac{2.00 \times 21^3}{12} = 0.0574$
$0.693 \times 0.235^2 + \frac{.70 \times 99^3}{12} = 0.0604$
$0.045 \times 0.210^2 + \frac{.030 \times .15^3}{18} = 0.0020$
$0.1198\ m^4 = I_2$

主　柱



$I_1 = \frac{.700 \times 1.000^3}{12} = 0.0583\ m^4$

吊桁間，設計

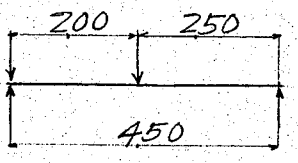
徑間長　$l = 4.500\ m$
死荷重　$w = 4,250\ kg/m$

死荷重應力　弯曲率　$1/8 \times wl^2 = 1/8 \times 4250 \times 4.50^2 = 10,770\ kgm$
　　剪　力　$1/2 \times wl = 1/2 \times 4,250 \times 4.50 = 9,560\ kg$

活荷重　特殊電車荷重　桁一本＝付　8,250 kg

衝撃　$i = \frac{25}{50+l} = \frac{25}{54.5} = 0.459$　3,785 kg
$P = 12,035\ kg$

活荷重弯曲率　$1/4\ Pl = 1/4 \times 12,035 \times 4.50 = 13,530\ kgm$



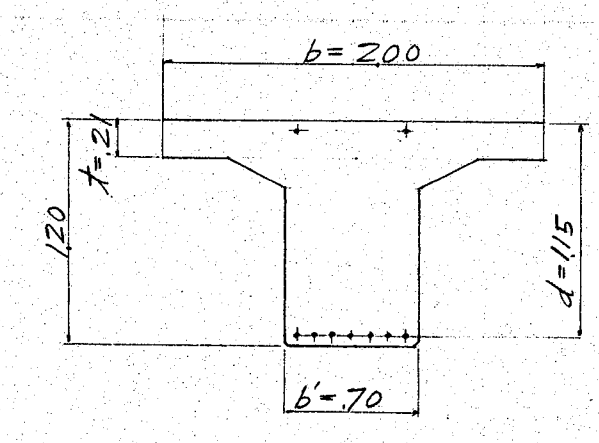
活荷重剪力

$12,035 \times \frac{2.50}{4.50} = \frac{12,035}{6,680}$
$18,715\ kg$

總計	弯曲率	剪　力
死荷重	10,770	9,560
活荷重	13,530	18,715
	24,300 kgm	28,275 kg

斷面，設計

$M = 24,300\ kgm$　　$S = 28,275\ kg$



$A_s = 7\text{@}19\phi = 7\text{@}2.835 = 19.8\ cm^2$
$t = 21\ cm$, $d = 115\ cm$, $t/d = 0.183$, $b = 200\ cm$
$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{19.8}{200 \times 115} = 0.00086$
中立軸ハ突縁中＝アリ
$k = 0.15$　　$j = 0.951$

$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{24300 \times 100}{19.8 \times 0.951 \times 115} = 1,122\ kg/cm^2$

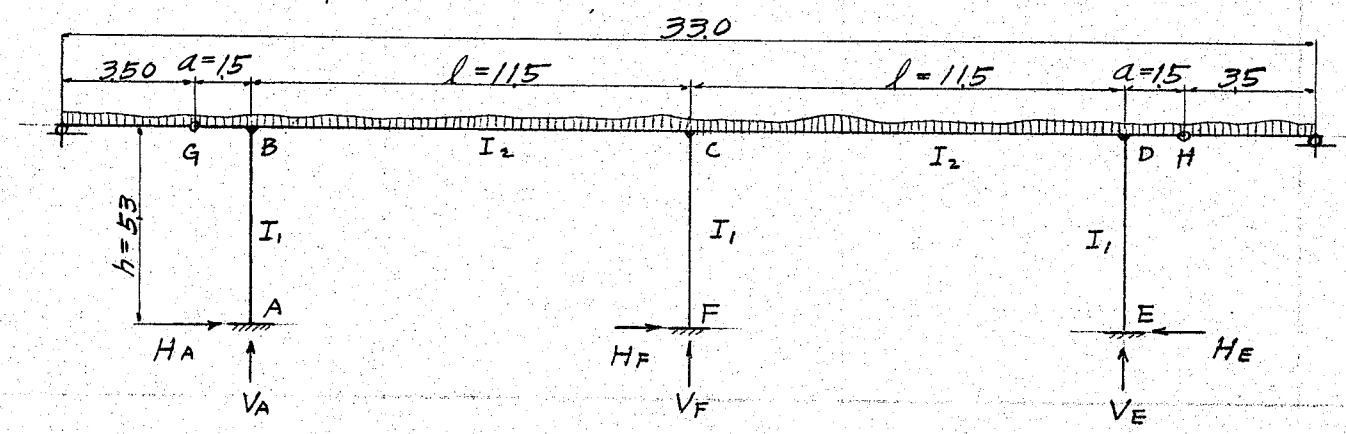
$f_c = \frac{f_s k}{n(1-k)} = \frac{1,122 \times 0.15}{15 \times (1-0.15)} = 13.2\ kg/cm^2$

$s = \frac{S}{bjd} = \frac{28,275}{70 \times 0.951 \times 115} = 3.7\ kg/cm^2$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 3 頁

鐵筋混凝土跨道橋
ラーメン設計



$$K_1 = \frac{I_1}{h} \quad , \quad K_2 = \frac{I_2}{l}$$

$$\begin{cases} M_{BA} = 2EK_1(2\theta_B - 3R) = -M_{BA} \\ M_{BC} = 2EK_2(2\theta_B + \theta_C) - C_{BC} = M_{BC} \\ M_{BG} = m_{BG} = -M_{BG} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{CB} = 2EK_2(2\theta_C + \theta_B) + C_{CB} = -M_{CB} \\ M_{CD} = 2EK_2(2\theta_C + \theta_D) - C_{CD} = M_{CD} \\ M_{CF} = 2EK_1(2\theta_C - 3R) = -M_{CF} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{DC} = 2EK_2(2\theta_D + \theta_C) + C_{DC} = -M_{DC} \\ M_{DE} = 2EK_1(2\theta_D - 3R) = M_{DE} \\ M_{DH} = -m_{DH} = M_{DH} \end{cases}$$

$$M_{AB} = 2EK_1(\theta_B - 3R) = M_{AB}$$
$$M_{FC} = 2EK_1(\theta_C - 3R) = M_{FC}$$
$$M_{ED} = 2EK_1(\theta_C - 3R) = -M_{ED}$$

條件式

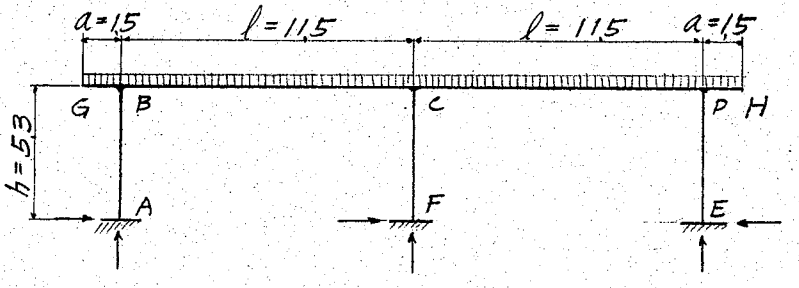
番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	$2(K_1+K_2)$	K_2		$-3K_1$	=	$C_{BC} - m_{BG}/2E$
2	K_2	$2(K_1+2K_2)$	K_2	$-3K_1$	=	$C_{CD} - C_{CB}/2E$
3		K_2	$2(K_1+K_2)$	$-3K_1$	=	$m_{DH} - C_{DC}/2E$
4	K_1	K_1	K_1	$-6K_1$	=	0

$I_1 = 0.0583\ m^4$, $I_2 = 0.1198\ m^4$, $h = 5.3\ m$ $l = 11.5\ m$

$K_1 = \frac{I_1}{h} = 0.011$, $K_2 = \frac{I_2}{l} = 0.0104$, $2(K_1+K_2) = 0.0428$, $2(K_1+2K_2) = 0.0636$

番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	0.0428	0.0104		-0.033	=	$C_{BC} - m_{BG}/2$
2	0.0104	0.0636	0.0104	-0.033	=	$C_{CD} - C_{CB}/2$
3		0.0104	0.0428	-0.033	=	$m_{DH} - C_{DC}/2$
4	0.011	0.011	0.011	-0.066	=	0

死荷重應力



$w_d = 4250\ kg/m$

荷重項 $C_{BC} = C_{CB} = C_{CD} = C_{DC} = \frac{4250 \times 11.5^2}{12} = 46{,}800\ kgm$

$m_{BG} = m_{DH} = \frac{4250 \times 1.5^2}{2} = 4{,}780\ kgm$

$C_{BC} - m_{BG} = 42{,}020\ kgm$

$\theta_B = -\theta_D$, $\theta_C = 0$, $R = 0$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	4 頁

鐵筋混凝土跨道橋

$M_B = 490{,}900$

$M_{BA} = 2 \times 0.011 \times 981{,}800 = 21{,}600$ kgm
$M_{BC} = 2 \times 0.0104 \times 981{,}800 - 46{,}800 = -26{,}380$ kgm
$M_{BG} = 4{,}780$ kgm

$M_{CB} = 2 \times 0.0104 \times 490{,}900 + 46{,}800 = 57{,}000$ kgm
$M_{CF} = 0$

$M_{AB} = 2 \times 0.011 \times 490{,}900 = 10{,}800$ kgm
$M_{FC} = 0$

弯曲率

$M_{BA} = -21{,}600$ kgm　　$M_{CB} = -57{,}000$ kgm　　$M_{AB} = 10{,}800$ kgm
$M_{BC} = -26{,}380$ kgm　　$M_{CF} = 0$　　$M_{FC} = 0$
$M_{BG} = -4{,}780$ kgm

無直反力

$$V_A = 4{,}250 \times 7.25 + \frac{26{,}380 - 57{,}000}{11.5} = 28{,}150 \text{ kg}$$

$$V_F = 4{,}250 \times 11.5 + \frac{2 \times (57{,}000 - 26{,}380)}{11.5} = 54{,}200 \text{ kg}$$

水平反力

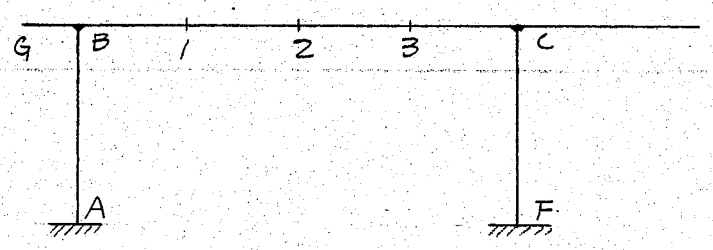
$$H_A = \frac{21{,}600 + 10{,}800}{5.3} = 6{,}110 \text{ kg} \longrightarrow$$

$H_F = 0$

剪力

$S_{BG} = -4{,}250 \times 1.5 = -6{,}370$ kg
$S_{BC} = -6{,}370 + 28{,}150 = 21{,}780$ kg
$S_1 = 21{,}780 - 4{,}250 \times 2.875 = 9{,}600$ kg
$S_3 = 21{,}780 - 4{,}250 \times 8.625 = -14{,}870$ kg
$S_{CB} = 21{,}780 - 4{,}250 \times 11.50 = -27{,}120$ kg
$S_{AB} = -6{,}110$ kg
$S_{FC} = 0$

格点弯曲率



格点單桁弯曲率

桁中央　$\frac{4250 \times 11.5^2}{8} = 70{,}200$ kgm

桁 1/4 点　$\frac{3 \times 4250 \times 11.5^2}{32} = 52{,}700$ kgm

格点 1　$52{,}700 - 26{,}380 - \frac{57{,}000 - 26{,}380}{4} = 18{,}670$ kgm

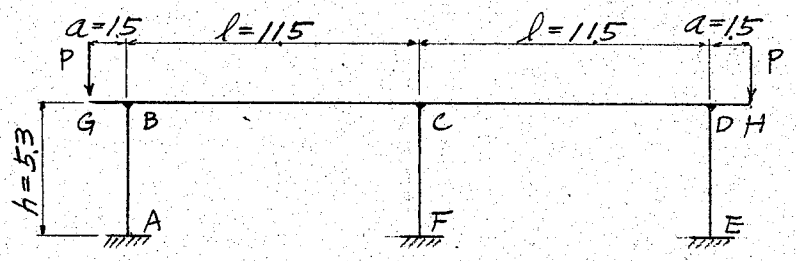
格点 2　$70{,}200 - 26{,}380 - \frac{57{,}000 - 26{,}380}{2} = 28{,}510$ kgm

格点 3　$52{,}700 - 26{,}380 - \frac{3 \times (57{,}000 - 26{,}380)}{4} = 3{,}370$ kgm

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	5 頁

鐵筋混凝土跨道橋



$P = 9{,}560\ kg$

$C_{BC} = C_{CB} = C_{CD} = C_{DC} = 0$

$M_{BG} = M_{DH} = 9{,}560 \times 1.50 = 14{,}350\ kgm$

$\theta_B = -\theta_D \qquad \theta_C = 0 \qquad R = 0$

$\theta_B = -167{,}800$

$M_{BA} = 2 \times 0.011 \times -335{,}600 = -7{,}380\ kgm$
$M_{BC} = 2 \times 0.0104 \times -335{,}600 = -6{,}970\ kgm$
$M_{BG} = 14{,}350\ kgm$

$M_{CB} = 2 \times 0.0104 \times -167{,}800 = -3{,}490\ kgm$
$M_{CF} = 0$

$M_{AB} = 2 \times 0.011 \times -167{,}800 = -3{,}690\ kgm$
$M_{FC} = 0$

弯曲率

$M_{BA} = 7{,}380\ kgm$　$M_{BC} = -6{,}970\ kgm$　$M_{BG} = -14{,}350\ kgm$

$M_{CB} = 3{,}490\ kgm$　$M_{CF} = 0$

$M_{AB} = -3{,}690\ kgm$　$M_{FC} = 0$

$M_1 = -4{,}360\ kgm$　$M_2 = -1{,}740\ kgm$　$M_3 = 870\ kgm$

垂直反力

$$V_A = 9{,}560 + \frac{6{,}970 + 3{,}490}{11.5} = 10{,}470\ kg$$

$V_F = -1{,}820\ kg$

水平反力

$$H_A = \frac{7380 + 3{,}690}{5.3} = 2{,}090\ kg \leftarrow$$

$H_F = 0$

剪力

$S_{BG} = -9{,}560\ kg$
$S_{BC} = S_{CB} = -9{,}560 + 10{,}470 = 910\ kg = S_1 = S_3$
$S_{AB} = 2{,}090\ kg$
$S_{FC} = 0$

死荷重應力，總計

$M_{BA} = -14{,}220\ kgm$　$M_{BC} = -33{,}350\ kgm$　$M_{BG} = -19{,}130\ kgm$

$M_{CB} = -53{,}510\ kgm$　$M_{CF} = 0$

$M_{AB} = 7{,}110\ kgm$　$M_{FC} = 0$

$M_1 = 14{,}310\ kgm$　$M_2 = 26{,}770\ kgm$　$M_3 = 4{,}240\ kgm$

$V_A = 38{,}620\ kg$　$V_F = 52{,}380\ kg$

$H_A = 4{,}020\ kg \rightarrow$　$H_F = 0$

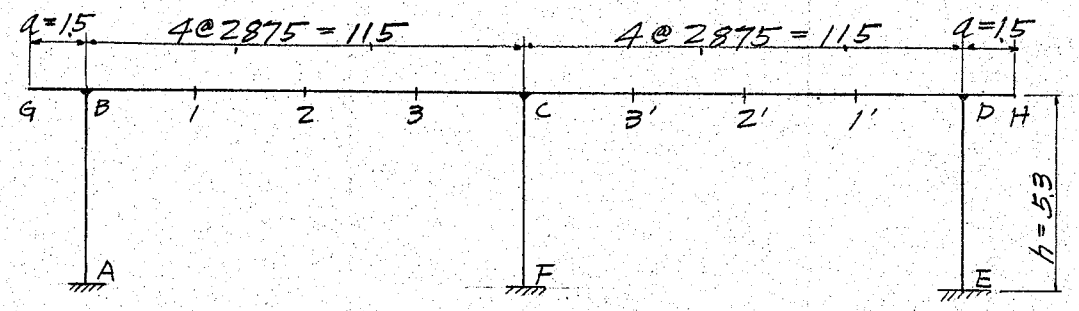
$S_{BG} = -15{,}930\ kg$　$S_{AB} = -4{,}020\ kg$
$S_{BC} = 22{,}690\ kg$　$S_{FC} = 0$
$S_1 = 10{,}510\ kg$
$S_3 = -13{,}960\ kg$
$S_{CB} = -26{,}210\ kg$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	6 頁

鐵筋混凝土跨道橋

活荷重



1) 單位荷重が G 点に載る場合

$M_{BG} = 1.5$

番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	0.0428	0.0104		-0.033	=	-0.75
2	0.0104	0.0636	0.0104	-0.033	=	0
3		0.0104	0.0428	-0.033	=	0
4	0.011	0.011	0.011	-0.066	=	0

$\theta_B = -20.868 \quad \theta_C = 2.042 \quad \theta_D = -3.345 \quad R = -3.695$

$M_{BA} = 2 \times 0.011 \times (-41.736 + 11.085) = -0.674$
$M_{BC} = 2 \times 0.0104 \times (-41.736 + 2.042) = -0.826$
$M_{BG} = 1.5$

$M_{CB} = 2 \times 0.0104 \times (4.084 - 20.868) = -0.349$
$M_{CD} = 2 \times 0.0104 \times (4.084 - 3.345) = 0.015$
$M_{CF} = 2 \times 0.011 \times (4.084 + 11.085) = 0.334$

$M_{DC} = 2 \times 0.0104 \times (-6.690 + 2.042) = -0.097$
$M_{DE} = 2 \times 0.011 \times (-6.690 + 11.085) = 0.097$

$M_{AB} = 2 \times 0.011 \times (-20.868 + 11.085) = -0.215$
$M_{FC} = 2 \times 0.011 \times (2.042 + 11.085) = 0.289$
$M_{ED} = 2 \times 0.011 \times (-3.345 + 11.085) = 0.170$

單位彎曲率

$M_{BA} = 0.674$	$M_{CB} = 0.349$	$M_{DC} = 0.097$	$M_{AB} = -0.215$
$M_{BC} = -0.826$	$M_{CD} = 0.015$	$M_{DE} = 0.097$	$M_{FC} = 0.289$
$M_{BG} = -1.500$	$M_{CF} = -0.334$		$M_{ED} = -0.170$

單位垂直力

$$V_A = 1.000 + \frac{0.826 + 0.349}{11.5} = 1.102$$

$$V_F = -\frac{0.826 + 0.349}{11.5} - \frac{0.015 - 0.097}{11.5} = -0.095$$

$$V_E = -\frac{0.097 - 0.015}{11.5} = -0.007$$

水平反力

$$H_A = \frac{0.674 + 0.215}{5.3} = 0.168 \longleftarrow$$

$$H_F = \frac{0.334 + 0.289}{5.3} = 0.118 \longrightarrow$$

$$H_E = \frac{0.097 + 0.170}{5.3} = 0.050 \longrightarrow$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	、	類別	
照査	日付		第	7 頁

鐵筋混凝土跨道橋

剪　力

$S_{BG} = -1.000$
$S_{BC} = S_{CB} = -1.000 + 1.102 = 0.102$
$S_{CD} = S_{DC} = 0.102 - 0.095 = -0.007$
$S_{AB} = 0.168$
$S_{FC} = -0.118$
$S_{ED} = -0.050$

2) 單位荷重が1米=載ル場合

$C_{BC} = PKl(1-K)^2 = 1.617$
$C_{CB} = PK^2l(1-K) = 0.539$

番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	0.0428	0.0104		-0.033	=	0.8085
2	0.0104	0.0636	0.0104	-0.033	=	-0.2695
3		0.0104	0.0428	-0.033	=	0
4	0.011	0.011	0.011	-0.066	=	0

$\theta_B = 23.230$　$\theta_C = -6.963$　$\theta_D = 4.340$　$R = 3.435$

$M_{BA} = 2 \times 0.011 \times (46.460 - 10.305) = 0.795$
$M_{BC} = 2 \times 0.0104 \times (46.460 - 6.963) - 1.617 = -0.795$

$M_{CB} = 2 \times 0.0104 \times (-13.926 + 23.230) + 0.539 = 0.733$
$M_{CD} = 2 \times 0.0104 \times (-13.926 + 4.340) = -0.200$
$M_{CF} = 2 \times 0.011 \times (-13.926 - 10.305) = -0.533$

$M_{DC} = 2 \times 0.0104 \times (8.680 - 6.963) = 0.036$
$M_{DE} = 2 \times 0.011 \times (8.680 - 10.305) = -0.036$

$M_{AB} = 2 \times 0.011 \times (23.230 - 10.305) = 0.284$
$M_{FC} = 2 \times 0.011 \times (-6.963 - 10.305) = -0.380$
$M_{ED} = 2 \times 0.011 \times (4.340 - 10.305) = -0.131$

單位弯曲率

$M_{BA} = -0.795$　$M_{CB} = -0.733$　$M_{DC} = -0.036$　$M_{AB} = 0.284$
$M_{BC} = -0.795$　$M_{CD} = -0.200$　$M_{DE} = -0.036$　$M_{FC} = -0.380$
　　$M_{CF} = 0.533$　　$M_{ED} = 0.131$

單位垂直力

$$V_A = \frac{0.795 - 0.733}{11.5} + 1.000 \times \frac{3}{4} = 0.755$$

$$V_F = \frac{0.733 - 0.795}{11.5} + \frac{0.200 - 0.036}{11.5} + 1.000 \times \frac{1}{4} = 0.259$$

$$V_E = \frac{0.036 - 0.200}{11.5} = -0.014$$

水平反力

$$H_A = \frac{0.795 + 0.284}{11.5} = 0.094 \rightarrow$$

$$H_F = \frac{0.533 + 0.380}{11.5} = 0.079 \leftarrow$$

$$H_E = \frac{0.036 + 0.131}{11.5} = 0.015 \leftarrow$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 8 頁

鐵筋混凝土跨道橋

剪　力

$S_{BC} = 0.755$
$S_{CB} = 0.755 - 1.000 = -0.245$
$S_{CD} = -0.245 + 0.259 = 0.014 = S_{DC}$
$S_{AB} = -0.094$
$S_{FC} = 0.079$
$S_{ED} = 0.015$

3) 單位荷重が2点に載ル場合

$C_{BC} = C_{CB} = \frac{Pl}{8} = 1.438$

番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	0.0428	0.0104		-0.033	=	0.719
2	0.0104	0.0636	0.0104	-0.033	=	-0.719
3		0.0104	0.0428	-0.033	=	0
4	0.011	0.011	0.011	-0.066	=	0

$\theta_B = 21.964 \quad \theta_C = -14.663 \quad \theta_D = 5.163 \quad R = 2.077$

$M_{BA} = 2 \times 0.011 \times (43.928 - 6.231) = 0.830$
$M_{BC} = 2 \times 0.0104 \times (43.928 - 14.663) - 1.438 = -0.830$

$M_{CB} = 2 \times 0.0104 \times (-29.326 + 21.964) + 1.438 = 1.284$
$M_{CD} = 2 \times 0.0104 \times (-29.326 + 5.163) = -0.502$
$M_{CF} = 2 \times 0.011 \times (-29.326 - 6.231) = -0.782$

$M_{DC} = 2 \times 0.0104 \times (10.326 - 14.663) = -0.090$
$M_{DE} = 2 \times 0.011 \times (10.326 - 6.231) = 0.090$

$M_{AB} = 2 \times 0.011 \times (21.964 - 6.231) = 0.346$
$M_{FC} = 2 \times 0.011 \times (-14.663 - 6.231) = -0.460$
$M_{ED} = 2 \times 0.011 \times (5.163 - 6.231) = -0.024$

單位彎曲率

$M_{BA} = -0.830$	$M_{CB} = -1.284$	$M_{DC} = 0.090$	$M_{AB} = 0.346$
$M_{BC} = -0.830$	$M_{CD} = -0.502$	$M_{DE} = 0.090$	$M_{FC} = -0.460$
	$M_{CF} = 0.782$		$M_{ED} = 0.024$

單位垂直力

$$V_A = \frac{0.830 - 1.284}{11.5} + 0.500 = 0.460$$

$$V_F = \frac{1.284 - 0.830}{11.5} + \frac{0.502 + 0.090}{11.5} + 0.500 = 0.592$$

$$V_E = -\frac{0.502 + 0.090}{11.5} = -0.052$$

水平反力

$$H_A = \frac{0.830 + 0.346}{5.3} = 0.222 \longrightarrow$$

$$H_F = \frac{0.782 + 0.460}{5.3} = 0.234 \longleftarrow$$

$$H_E = \frac{0.090 - 0.024}{5.3} = 0.012 \longrightarrow$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	9 頁

鐵筋混凝土跨道橋

剪　力

$S_{BC} = 0{,}460$
$S_{CB} = 0{,}460 - 1{,}000 = -0{,}540$
$S_{CD} = S_{DC} = -0{,}540 + 0{,}592 = 0{,}052$
$S_{AB} = -0{,}222$
$S_{FC} = 0{,}234$
$S_{ED} = -0{,}012$

4) 單位荷重が3点に載ル場合

$C_{BC} = 0{,}539$
$C_{CB} = 1{,}617$

番號	θ_B	θ_C	θ_D	R		荷重項
1	0.0428	0.0104		-0.033	=	02695
2	0.0104	0.0636	0.0104	-0.033	=	-08085
3		0.0104	0.0428	-0.033	=	0
4	0.011	0.011	0.011	-0.066	=	0

$\theta_B = 9.702 \quad \theta_C = -15.020 \quad \theta_D = 3.405 \quad R = -0.319$

$M_{BA} = 2 \times 0{,}011 \times (19.404 + 0.957) = 0{,}448$
$M_{BC} = 2 \times 0.0104 \times (19.404 - 15.020) - 0.539 = -0.448$

$M_{CB} = 2 \times 0{,}0104 \times (-30.040 + 9.702) + 1{,}617 = 1.194$
$M_{CD} = 2 \times 0{,}0104 \times (-30.040 + 3.405) = -0{,}554$
$M_{CF} = 2 \times 0{,}011 \times (-30.040 + 0.957) = -0{,}640$

$M_{DC} = 2 \times 0.0104 \times (6.810 - 15.020) = -0{,}171$
$M_{DE} = 2 \times 0{,}011 \times (6.810 + 0.957) = 0{,}171$

$M_{AB} = 2 \times 0{,}011 \times (9.702 + 0.957) = 0{,}235$
$M_{FC} = 2 \times 0{,}011 \times (-15.020 + 0.957) = -0{,}309$
$M_{ED} = 2 \times 0{,}011 \times (3.405 + 0.957) = 0{,}096$

單位彎曲率

$M_{BA} = -0.448 \quad M_{CB} = -1{,}194 \quad M_{DC} = 0{,}171 \quad M_{AB} = 0{,}235$
$M_{BC} = -0.448 \quad M_{CD} = -0{,}554 \quad M_{DE} = 0{,}171 \quad M_{FC} = -0{,}309$
$M_{CF} = 0.640 \quad M_{ED} = -0{,}096$

單位垂直力

$$V_A = \frac{0448 - 1194}{11.5} + 0{,}250 = 0.185$$

$$V_F = \frac{1.194 - 0.448}{11.5} + \frac{0{,}554 + 0{,}171}{11.5} + 0{,}750 = 0.878$$

$$V_E = \frac{-0{,}554 - 0{,}171}{11.5} = -0{,}063$$

水平反力

$$H_A = \frac{0448 + 0235}{5.3} = 0{,}129 \longrightarrow$$

$$H_F = \frac{0{,}640 + 0309}{5.3} = 0{,}179 \longleftarrow$$

$$H_E = \frac{0{,}171 + 0096}{5.3} = 0{,}050 \longrightarrow$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	10頁

鐵筋混凝土跨道橋

剪　力

$S_{BC} = 0,185$

$S_{CB} = 0,185 - 1,000 = -0,815$

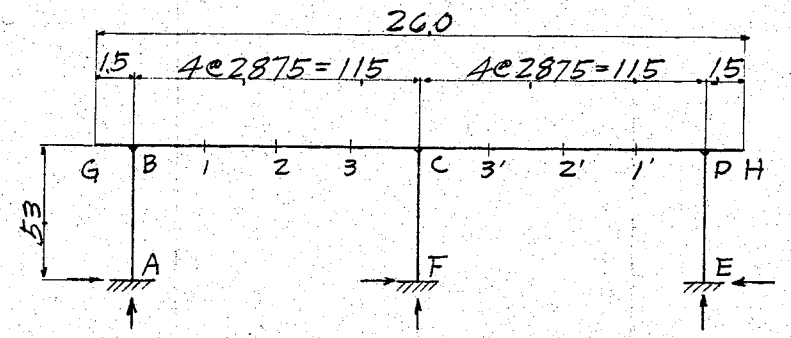
$S_{CD} = S_{DC} = -0,815 + 0,878 = 0,063$

$S_{AB} = -0,129$

$S_{FC} = 0,179$

$H_{ED} = -0,050$

曲率剪力及反力，影響面



曲率

載荷点	M_{BG}	M_{BC}	M_1	M_2	M_3	M_{CB}	M_{AB}	M_{BA}	M_{FC}	M_{CF}
G	-1.500	-0.826	-0.532	-0.238	0.055	0.349	-0.215	0.674	0.289	-0.334
1	—	-0.795	1.386	0.680	-0.027	-0.733	0.284	-0.795	-0.380	0.533
2	—	-0.830	0.495	1.818	0.268	-1.284	0.346	-0.830	-0.460	0.782
3	—	-0.448	0.087	0.623	1.159	-1.194	0.235	-0.448	-0.309	0.640
3'	—	0.171	-0.010	-0.192	-0.373	-0.554	-0.096	0.171	0.309	-0.640
2'	—	0.090	-0.058	-0.206	-0.354	-0.502	0.024	0.090	0.460	-0.782
1'	—	-0.036	0.077	0.118	0.159	-0.200	0.131	-0.036	0.380	-0.533
H	—	0.097	0.076	0.056	0.035	0.015	-0.170	0.097	-0.289	0.334

反力 / 剪力

載荷点	V_A	V_F	H_A	H_F	S_{BG}	S_{BC}	S_{CB}	S_{AB}	S_{FC}
G	1.102	-0.095	-0.168	0.118	-1.000	0.102	0.102	0.168	-0.118
B	1.000	—	—	—	-1.000	1.000	—	—	—
1	0.755	0.259	0.094	-0.079	—	0.755	-0.245	-0.094	0.079
2	0.460	0.592	0.222	-0.234	—	0.460	-0.540	-0.222	0.234
3	0.185	0.878	0.129	-0.179	—	0.185	-0.815	-0.129	0.179
C	—	1.000	—	—	—	—	-1.000	—	—
3'	-0.063	0.878	-0.050	0.179	—	-0.063	-0.063	0.050	-0.179
2'	-0.052	0.592	-0.012	0.234	—	-0.052	-0.052	0.012	-0.234
1'	-0.014	0.259	0.015	0.079	—	-0.014	-0.014	-0.015	-0.079
D	—	—	—	—	—	—	—	—	—
H	-0.007	-0.095	-0.050	-0.118	—	0.007	0.007	0.050	0.118

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話 穴守 (49) 0678番

鐵筋混凝土跨道橋

設計　日付　類別

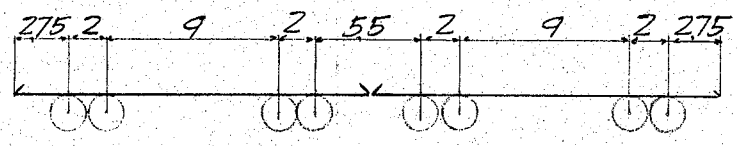
照査　日付　第　／／頁

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	12 頁

鐵筋混凝土跨道橋
活荷重應力

60 瓲電車 桁一本ニ付 7,500 kg



徑間 11.50 m, 桁ニ対シ

輪荷重 7,500 kg

衝撃 $i = \frac{25}{61.5} = 0.407$ 3,050 kg

10,550 kg

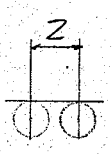
跳出脇ニ対シ

輪荷重 7,500 kg

衝撃 $i = \frac{25}{51.5} = 0.486$ 3,650 kg

11,150 kg

特殊荷重 桁一本ニ付 8,250 kg



8,250 kg

3,360 kg

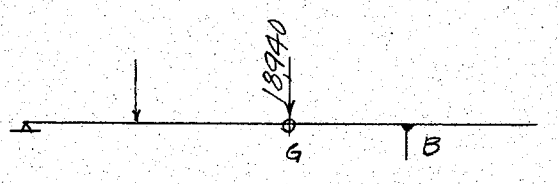
11,610 kg

8,250 kg

4,010 kg

12,260 kg

BG 点



$M_{BG} = -18,940 \times 1,500 = -28,400$ kgm

$V_A = 18,940 \times 1.102 = 20,900$ kg

$S_{BG} = -18,940 \times 1,000 = -18,940$ kg

$H_A = -18,940 \times 0.168 = -3,180$ kg

$12,035 \times \frac{25}{4.5} = 6,680$

12,260

18,940 kg

V_A max.

$12,035 \times \frac{40}{45} = 10,700$

$V_A = 12,260 \times 1,000 = 12,260$

$10,700 \times 1.102 = 11,800$

24,060 kg

$S_{BG} = -12,260 \times 1,000 = -12,260$

$-10,700 \times 1,000 = -10,700$

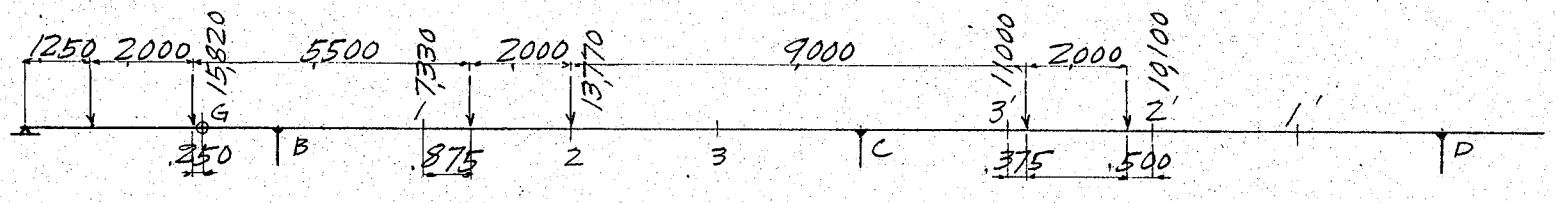
$-22,960$ kg

$H_A = -10,700 \times 0.168 = -1,800$ kg

$M_{AB} = -10,700 \times 0.215 = -2,300$ kgm

BC 点

最大負彎曲率ノ起ル場合



$10,950 \times \frac{65}{45} = 15,820$ $10,550 \times \frac{2}{2.875} = 7,330$ $10,550 \times \frac{3}{2.875} = 11,000$

$7,500 \times 1.459 = 10,950$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

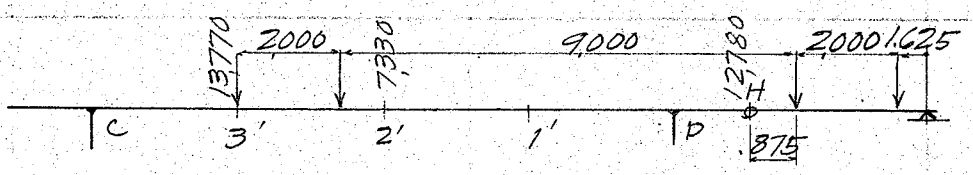
設計	日付	類別	
照査	日付	第	13 頁

鐵筋混凝土跨道橋

荷重表

			-M		HA
G	15,820	-0.826	-13,070	-0.168	-2,660
1	7,330	-0.795	-5,830	0.094	690
2	13,770	-0.830	-11,430	0.222	3,050
3'	11,000	0.171	1,880	-0.050	-550
2'	10,100	0.090	910	-0.012	-120
			-27,540 kgm		410 kg

最大正彎曲率ノ起心場合

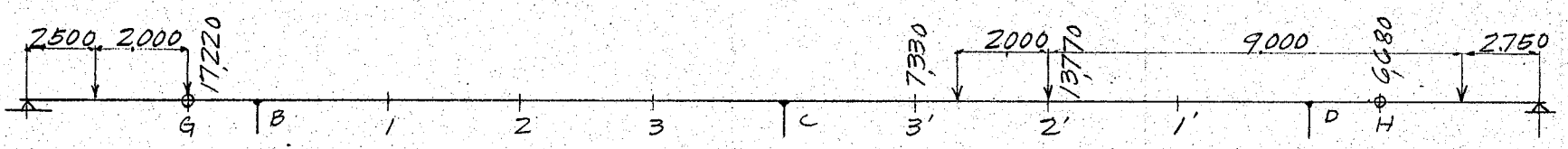


$10{,}950 \times \frac{525}{4.5} = 12{,}780$

荷重表

			M		HA
3'	13,770	0.171	2,350	-0.050	-688
2'	7,330	0.090	660	-0.012	-88
H	12,780	0.097	1,240	0.050	638
			4,250 kgm		-138 kg

1 桁
最大負彎曲率ノ起心場合



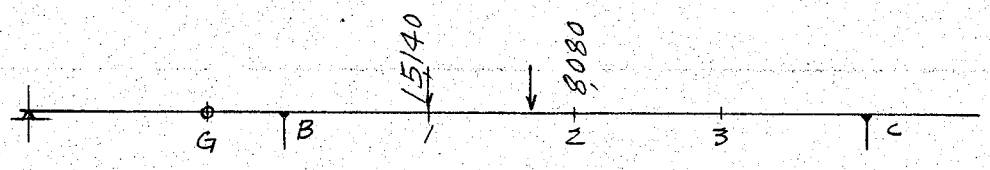
$10{,}950 \times \frac{25}{4.5} = 6{,}070$
$11{,}150$
$17{,}220$

$10{,}950 \times \frac{275}{4.5} = 6{,}680$

荷重表

			-M		HA
G	17,220	-0.532	-9,150	-0.168	-2,890
3'	7,330	-0.010	-73	-0.050	-367
2'	13,770	-0.058	-798	-0.012	-165
H	6,680	0.076	507	0.050	334
			-9,514 kgm		-3,088 kg

最大正彎曲率ノ起ニ場合

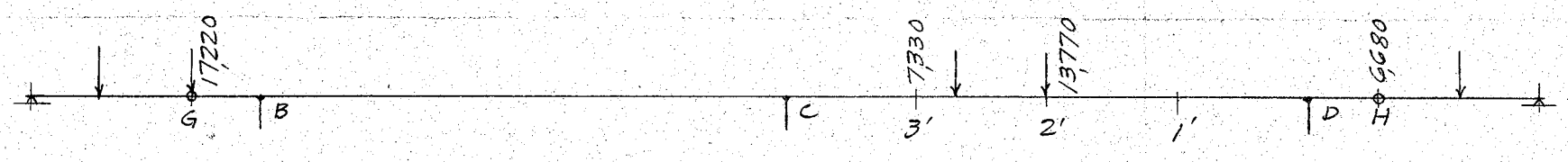


$11{,}610 \times \frac{2.0}{2.875} = 8{,}080$

荷重表

			M		HA
1	15,140	1.386	21,000	0.094	1,425
2	8,080	0.495	4,000	0.222	1,800
			25,000 kgm		3,225 kg

2 桁
最大負彎曲率ノ起ニ場合



増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

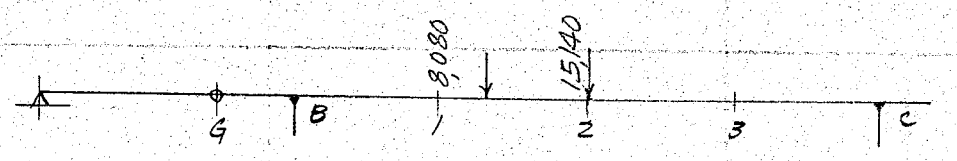
設計	日付	類別
照査	日付	第 14 頁

鐵筋混凝土跨道橋

荷重実

			-M		HA
G	17,220	-0,238	-4,100	-0,168	-2,900
3'	7,330	-0,192	-1,410	-0,050	-367
2'	13,770	-0,206	-2,830	-0,012	-165
H	6,680	0,056	374	0,050	-334
			-7,966 kgm		-3,766 kg

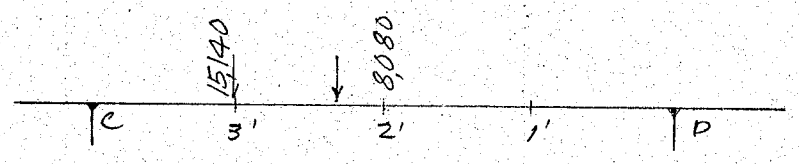
最大正弯曲率ノ起ル場合



荷重実

			M	HA
1	8,080	0,680	5,490	
2	15,140	1,818	27,550	
			33,040 kgm	3,225 kg

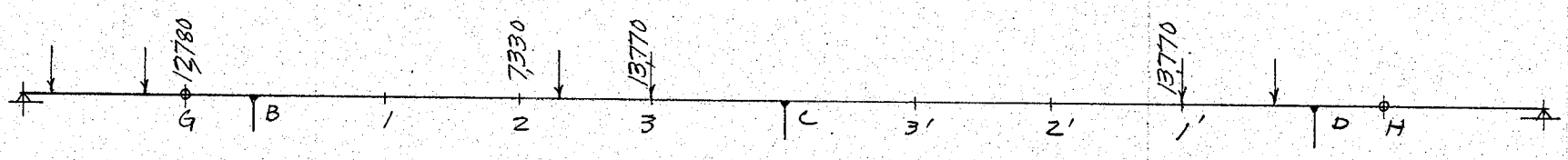
3 実
最大負弯曲率ノ起ル場合



荷重実

			-M		HA
3'	15,140	-0,373	-5,640	-0,050	-757
2'	8,080	-0,354	-2,860	-0,012	-97
			-8,500 kgm		-854 kg

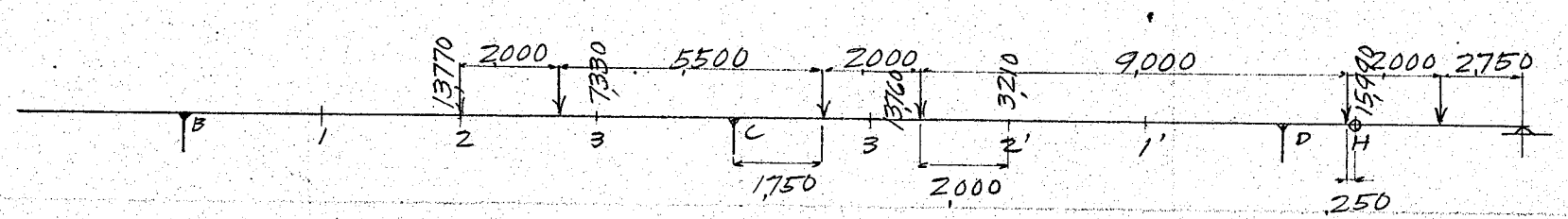
最大正弯曲率ノ起ル場合



荷重実

			M		HA
G	12,780	0,055	703	-0,168	-2,145
2	7,330	0,268	1,965	0,222	1,630
3	13,770	1,159	15,950	0,129	1,775
1'	13,770	0,159	2,190	0,015	206
			20,808 kgm		1,466 kg

CB 実
最大負弯曲率ノ起ル場合



$$10{,}550 \times \frac{1{,}750}{2{,}875} = 6{,}420$$

$$10{,}550 \times \frac{2000}{2{,}875} = \frac{7{,}340}{13{,}760}$$

$$10{,}950 \times \frac{275}{45} = 6{,}690$$

$$11{,}150 \times \frac{125}{15} = \frac{9{,}300}{15{,}990}$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 15 頁

鐵筋混凝土跨道橋

荷重矣

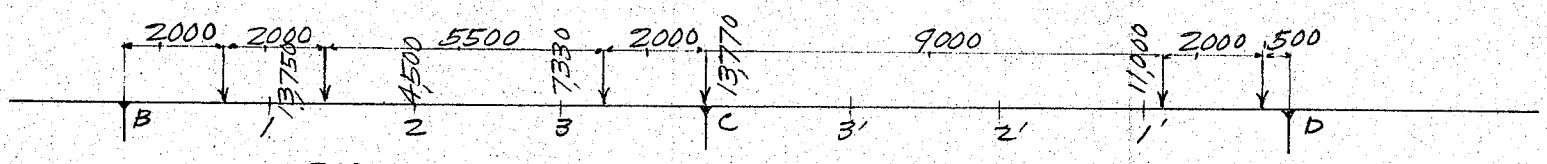
			-M		H_A
2	13,770	-1284	-17,680	0.222	3,050
3	7,330	-1.194	-8,770	0.129	946
3'	13,760	-0.554	-7,620	-0.050	-688
2'	3,210	-0.502	-1,610	-0.012	-39
H	15,990	0.015	240	0.050	-800
			-35,440 Kgm		2,469 Kg

最大正弯曲率，起ル場合
M_{B4}，荷重狀態＝同ジ

荷重矣

			M		H
G	18,940	0.349	6,600 Kgm	-0.168	-3,180 Kg

V_F，最大



$$10{,}550 \times \frac{2000}{2875} = 7{,}330$$

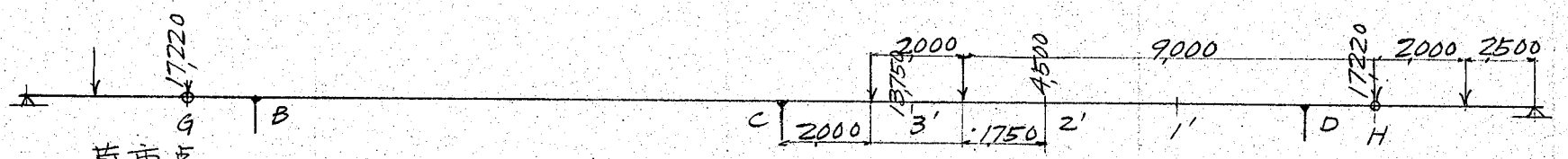
$$10{,}550 \times \frac{1750}{2875} = 6{,}420$$

$$13{,}750$$

荷重矣

			V_F		M_{Fc}		H_F
1	13,750	0.259	3,560	-0.380	-5,220	-0.079	-1,087
2	4500	0.592	2,660	-0.460	-2,070	-0.234	-1,053
3	7,330	0.878	6,450	-0.309	-2,270	-0.179	-1,312
C	13,770	1.000	13,770	—	—	—	—
1'	11,000	0.259	2,850	0.380	4,180	0.079	868
			29,090 Kg		-5,380 Kgm		-2,584 Kg

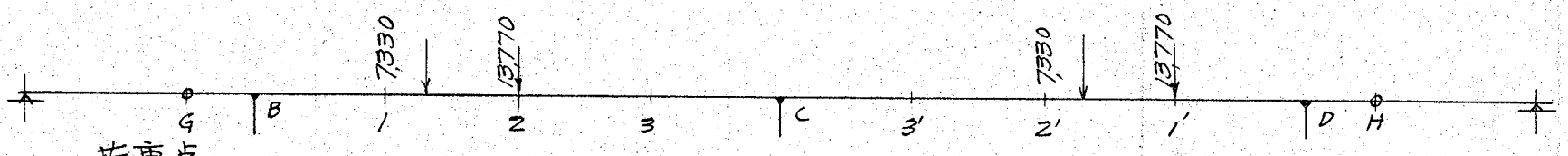
A_B 矣
最大負弯曲率，起ル場合



荷重矣

			-M		V_A		H_A
G	17,220	-0.215	-3700	1,102	19,000	-0.168	-2,895
3'	13,750	-0.096	-1,320	-0.063	-867	-0.050	-684
2'	4,500	0.024	108	-0.052	-234	-0.012	-54
H	17,220	-0.170	-2,930	-0.007	-121	0.050	860
			-7,842 Kgm		17,778 Kg		-2,776 Kg

最大正弯曲率，起ル場合



荷重矣

			M		V_A		H_A
1	7,330	0.284	2,085	0.755	5,530	0.094	690
2	13,770	0.346	4,750	0.460	6,330	0.222	3,055
2'	7,330	0.024	176	-0.052	-381	-0.012	-88
1'	13,770	0.131	1,800	-0.014	-193	0.015	206
			8,811 Kgm		11,286 Kg		3,863 Kg

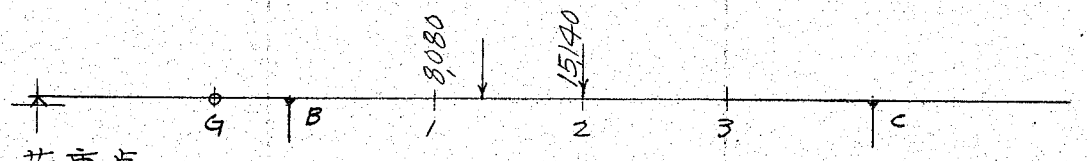
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別

照査　日付　第 16 頁

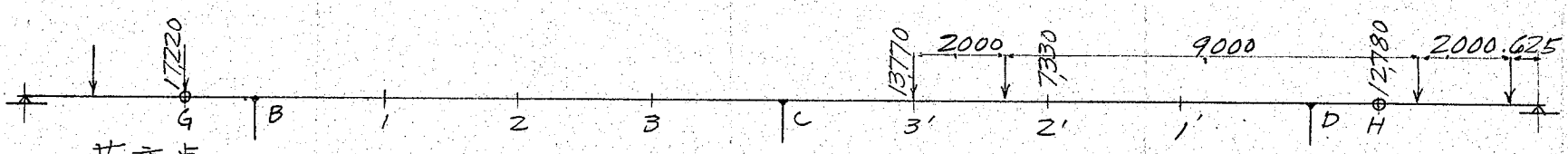
鐵筋混凝土跨道橋

BA 桁
最大負彎曲率ノ起ル場合



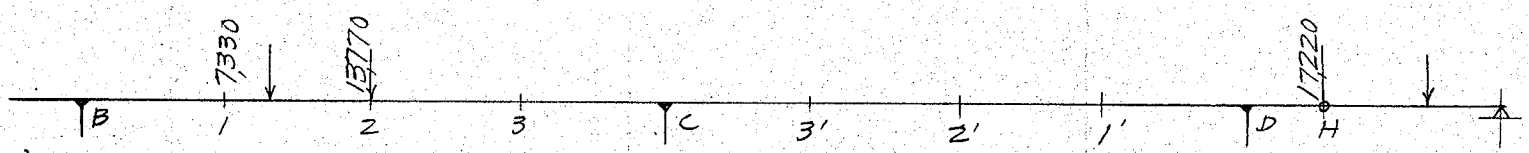
荷重桁			−M		VA		HA
1	8,080	−0.795	−6,430	0.755	6,110	0.094	760
2	15,140	−0.830	−12,560	0.460	6,970	0.222	3,360
			−18,990 kgm		13,080 kg		4,120 kg

最大正彎曲率ノ起ル場合



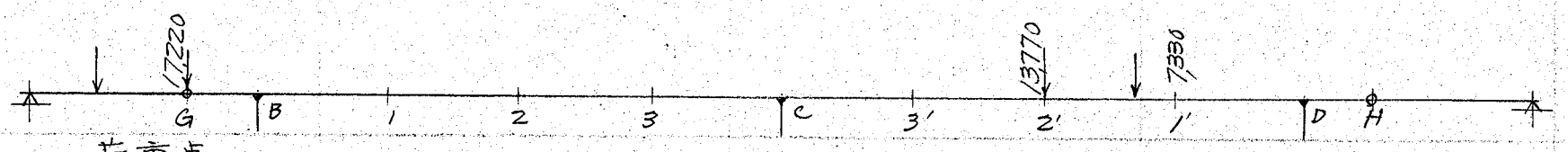
荷重桁			M		VA
G	17,220	0.674	11,620	1.102	19,000
3'	13,770	0.171	2,355	−0.063	− 867
2'	7,330	0.090	660	−0.052	− 382
H	12,780	0.097	1,240	−0.007	− 89
			15,875 kgm		17,662 kg

Fc 桁
最大負彎曲率ノ起ル場合



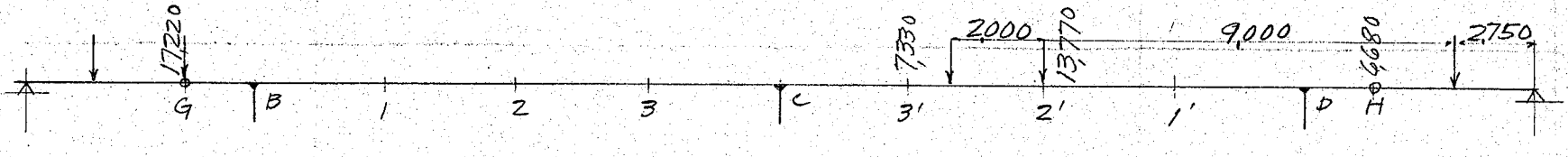
荷重桁			−M		VF		HF
1	7,330	−0.380	−2,785	0.259	1,900	−0.079	− 580
2	13,770	−0.460	−6,330	0.592	8,140	−0.234	− 3,220
H	17,220	−0.289	−4,945	−0.095	−1,635	0.118	2,030
			−14,090 kgm		9,405 kg		− 1,770 kg

最大正彎曲率ノ起ル場合



荷重桁			M		VF
G	17,220	0.289	4,980	−0.095	−1,635
2'	13,770	0.460	6,330	0.592	8,130
1'	7,330	0.380	2,780	0.259	1,900
			14,090 kgm		8,395 kg

Cf 桁
最大負彎曲率ノ起ル場合



増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別

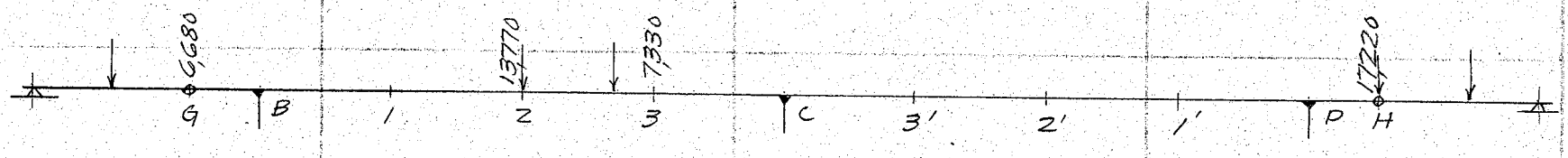
照査　日付　第 17 頁

鐵筋混凝土跨道橋

荷重表

			-M		V_F
G	17,220	-0,334	-5,750	-0,095	-1,640
3'	7,330	-0,640	-4,690	0.878	6,450
2'	13,770	-0.782	-10,760	0,592	8,140
H	6,680	0,334	2230	-0,095	- 635
			-18,970 kgm		12,315 kg

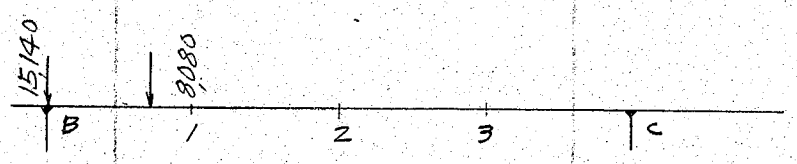
最大正弯曲率，起ル場合



荷重表

			M		V_F
G	6,680	-0,334	-2,230	-0.095	-635
2	13,770	0,782	10,750	0,592	8,140
3	7,330	0,640	4,680	0,878	6,450
H	17,220	0,334	5,750	-0,095	-1,635
			18,950 kgm		12,320 kg

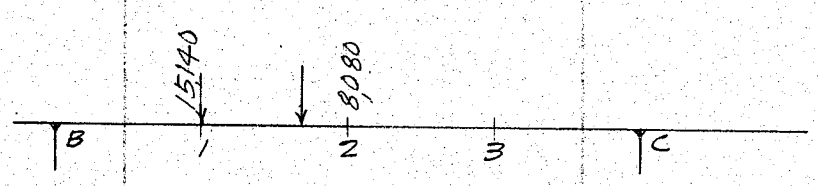
S_{BC}，最大



荷重表

			S_{BC}
B	15,140	1,000	15,140
1	8,080	0,755	6,110
			21,250 kg

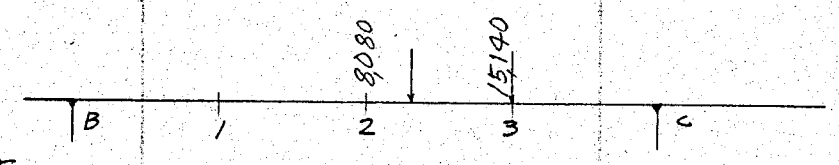
S_1，最大



荷重表

			S_1
1	15,140	0,755	11,430
2	8,080	0.460	3,720
			15,150 kg

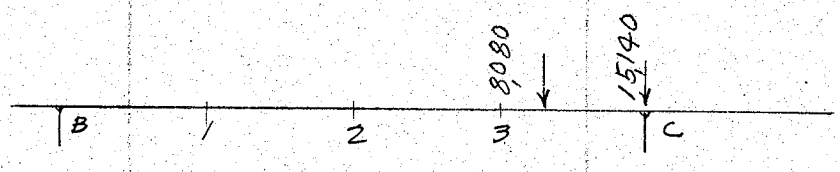
S_3，最大



荷重表

			S_3
2	8,080	-0,540	-4,370
3	15,140	-0,815	-12350
			-16,720 kg

S_{CB}，最大



増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

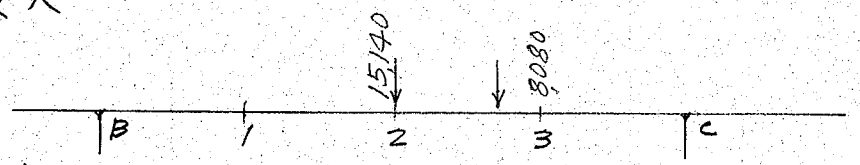
設計	日付	類別	
照査	日付	第	18 頁

鐵筋混凝土跨道橋

荷重点

			S_{CB}
3	8,080	−0.815	−6,580
C	15,140	−1.000	−15,140
			−21,720 kg

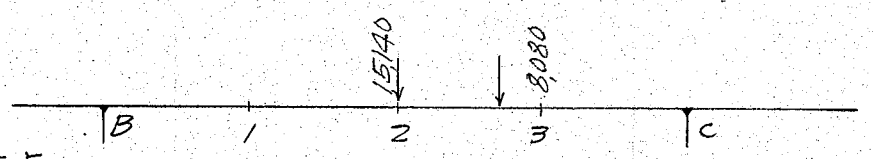
S_{AB} ，最大



荷重点

			S_{AB}
2	15,140	−0.222	−3,360
3	8,080	−0.129	−1,043
			−4,403 kg

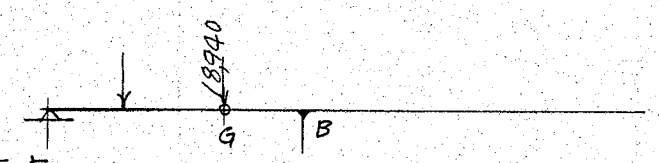
S_{FC} ，最大



荷重点

2	15,140	0.234	3,540
3	8,080	0.179	1,448
			4,988 kg

$-H_A$ ，最大



荷重点

G	18,940	−0.168	−3,180 kg

温度應力 (温度上昇，場合)

温度，変化 $t = 15°C$ $k_1 = 0.011$

膨張係数 $\varepsilon = 0.00001$ $k_2 = 0.0104$

$$M_{BA} = 2E k_1 (2\theta_B - 3R_1) = -M_{BA}$$
$$M_{BC} = 4E k_2 \theta_B = M_{BC}$$

$$M_{CB} = 2E k_2 \theta_B = -M_{CB}$$
$$M_{CF} = 0$$
$$M_{AB} = 2E k_1 (\theta_B - 3R_1) = M_{AB}$$
$$M_{FC} = 0$$

$$\theta_B = \frac{3k_1 R}{2(k_1 + k_2)} = \frac{-3 \times 0.011 \times 0.000326}{2 \times 0.0214} = -0.000252$$

$$R_1 = -\frac{\varepsilon t l}{h} = \frac{-0.00001 \times 15 \times 115}{53} = -0.000326$$

$$M_{BA} = 2 \times 1,400,000,000 \times 0.011 \times (-0.000504 + 0.000978) = 14,700 \text{ kgm}$$
$$M_{BC} = 4 \times 1,400,000,000 \times 0.0104 \times -0.000252 = -14,700 \text{ kgm}$$

$$M_{CB} = -7,350 \text{ kgm}$$
$$M_{CF} = 0$$
$$M_{AB} = 2 \times 1,400,000,000 \times 0.011 \times (-0.000252 + 0.000978) = 22,360 \text{ kgm}$$
$$M_{FC} = 0$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別

照査　日付　第 19 頁

鐵筋混凝土跨道橋

格点曲率

$M_{BA} = -14{,}700$ kgm　$M_{CB} = 7{,}350$ kgm　$M_{AB} = 22{,}360$ kgm

$M_{BC} = -14{,}700$ kgm　$M_{CF} = 0$　$M_{FC} = 0$

無直力

$$V_A = \frac{14{,}700 + 7{,}350}{11{,}50} = 1{,}920 \text{ kg}$$

$V_F = -3{,}840$ kg

水平反力

$$H_A = \frac{14{,}700 + 22{,}360}{53} = 7{,}000 \text{ kg} \rightarrow$$

$H_F = 0$

剪　力

$S_{BC} = S_{CB} = 1{,}920$ kg

$S_{AB} = -7{,}000$ kg

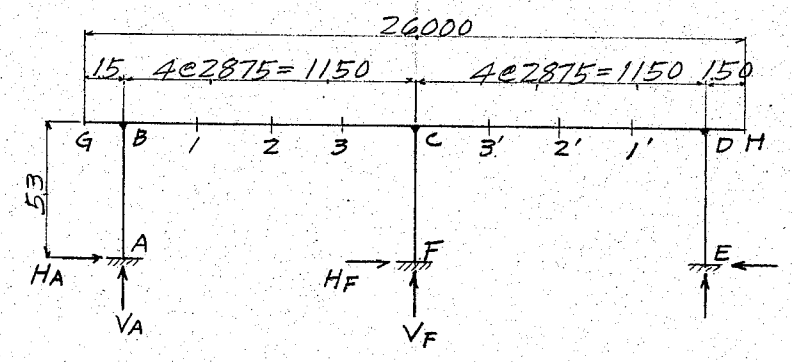
$S_{FC} = 0$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別

照査　日付　第 20 頁

鐵筋混凝土跨道橋
應力一括表



弯曲率(kgm)及軸圧力(kg)

	弯曲率	M_{BG}	M_{BC}	M_1	M_2	M_3	M_{CB}	M_{AB}	M_{BA}	M_{CF}	M_{FC}
最大正弯曲率	死荷重	-19,130	-33,350	14,310	26,770	4,240	-53,510	7,110	-14220	0	0
	活荷重+衝撃		4,250	25,000	33,040	20,808	6,600	8,811	15,875	18,950	14,090
	温度,変化		14,700	9,180	3,670	1,840	7,350	22,360	14,700	0	0
	合成應力		-14,400	48,490	63,480	26,888	-39,560	38,281	16,355	18,950	14,090
	軸圧力										
	死荷重		4,020	4,020	4,020	4,020	4,020	38,620	38,620	52,380	52,380
	活荷重+衝撃		-138	3,225	3,225	1,466	-3,180	11,286	17,662	12,320	8,395
	温度,変化		-7,000	-7,000	-7,000	7,000	7,000	1,920	-1,920	2,840	2,840
	合成應力		-3,118	245	245	12,486	7,840	51,826	54,362	67,540	63,615

	弯曲率	M_{BG}	M_{BC}	M_1	M_2	M_3	M_{CB}	M_{AB}	M_{BA}	M_{CF}	M_{FC}
最大負弯曲率	死荷重	-19130	-33350	14,310	26,770	4,240	-53,510	7,110	-14220	0	0
	活荷重+衝撃	-28,400	-27,540	-9514	-7966	-8,500	-35440	-7842	-18990	-18970	-14090
	温度,変化	—	-14,700	-9180	-3670	-1,840	-7350	-22360	-14,700	0	0
	合成應力	-47,530	-75,590	-4384	+15134	-6,100	-96,300	-23092	-47,910	-18,970	-14090
	軸圧力										
	死荷重		4,020	4,020	4,020	4,020	4,020	38,620	38,620	52,380	52,380
	活荷重+衝撃		410	-3,088	-3766	-854	2,469	17,778	13,080	12,315	9,405
	温度,変化		7,000	7,000	7,000	-7,000	-7,000	-1,920	1,920	-2,840	-2,840
	合成應力		11,430	7,932	7,254	-3,834	-511	54,478	53,620	61,855	58,945

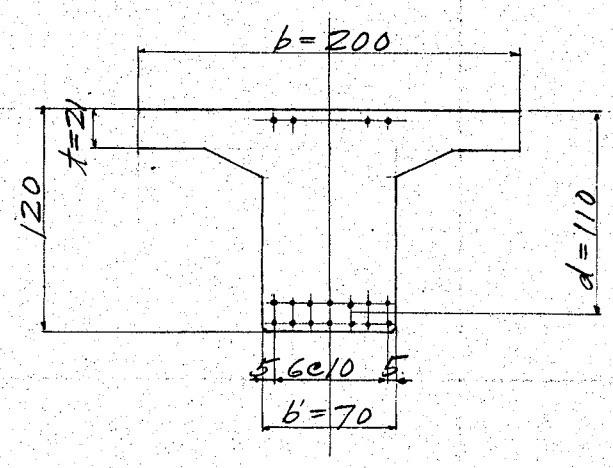
最大反力及剪力

	V_A	V_F	H_A	H_F	S_{BG}	S_{BC}	S_1	S_3	S_{CB}	S_{AB}	S_{FC}
死荷重	38,620	52,380	4,020	0	-15,930	22,690	10,510	-13,960	-26,210	-4,020	0
活荷重+衝撃	24,060	29,090	4,403	4,988	-22,960	21,250	15,150	-16,720	-21,720	-4,403	4,988
温度,変化	1,920	2,840	7,000	0	—	1,920	1,920	-1,920	-1,920	-7,000	0
合成應力	64,600	84,310	15,423	4,988	-38,890	45,860	27,580	-32,600	-49,850	-15,423	4,988
	M_{AB}	M_{FC}	H_A	H_F							
死荷重	7,110	0	4,020	0							
活荷重+衝撃	-2,300	-5,380	-3,766	-4,988							
温度,変化	22,360	0	-7,000	0							
合成應力	27,170	-5,380	-6,746	-4,988							

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別
照査	日付	第 21 頁

鐵筋混凝土跨道橋
断面ノ設計

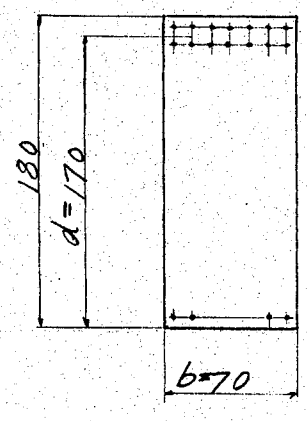


$M_2 = 63{,}480$ kgm, $T = 245$ kg
$A_s = 14 @ 3801 = 532\ cm^2$ 14@22φ
$t = 21$ cm, $d = 110$ cm, $t/d = 0.191$, $b = 200$ cm
$p = \frac{A_s}{bd} = 0.00242$

中立軸ハ腹部ニアリT型桁トシテ計算ス
$k = 0.243$ $j = 0.926$

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{63{,}480 \times 100}{53.2 \times 0.926 \times 110} = 1{,}172\ kg/cm^2$$

$$f_c = \frac{f_s k}{n(1-k)} = \frac{1{,}172 \times 0.243}{15(1-0.243)} = 25.1\ kg/cm^2$$



$M_{CB} = -96{,}300$ kgm $T = 511$ kg $S_{CB} = 49{,}850$ kg
$A_s = 14 @ 22^{\phi} = 53.2\ cm^2$
$p = \frac{532}{70 \times 170} = 0.00447$

$k = 0.312$ $j = 0.898$

$$f_s = \frac{96{,}300 \times 100}{53.2 \times 0.898 \times 170} = 1{,}186\ kg/cm^2$$

$$f_c = \frac{1{,}186 \times 0.312}{15 \times 0.688} = 35.9\ kg/cm^2$$

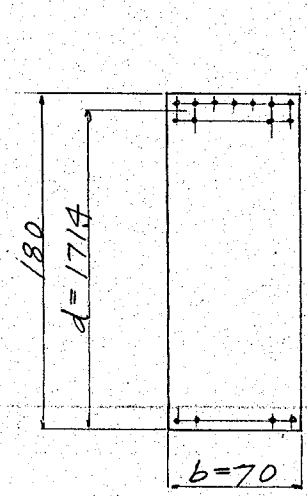
$$s = \frac{49{,}850}{70 \times 0.898 \times 170} = 47\ kg/cm^2$$

肋鉄筋ノ最小間隔

$$s' = \frac{A_s f_s j d}{S} \qquad A_s = 4 @ 12^{\phi} = 4.52\ cm^2$$

$$= \frac{4.52 \times 1{,}200 \times 0.898 \times 170}{49{,}850} = 16.6\ cm^2$$

附着力 $b_0 = 14 @ 22^{\phi} = 96.7$ cm



$$\nu = \frac{S}{b_0 j d} = \frac{49{,}850}{96.7 \times 0.898 \times 170} = 3.4\ kg/cm^2$$

$M_{BC} = -75{,}590$ kgm, $T = 11{,}430$ kg, $S_{BC} = 45{,}860$ kg
$A_s = 11 @ 22^{\phi} = 41.8\ cm^2$
$p = \frac{41.8}{70 \times 171.4} = 0.00349$

$k = 0.275$ $j = 0.908$

$$f_s = \frac{75{,}590}{41.8 \times 0.908 \times 171.4} = 1{,}162\ kg/cm^2$$

$$f_c = \frac{1162 \times 0.275}{15 \times 0.725} = 29.4\ kg/cm^2$$

$$s = \frac{45{,}860}{70 \times 0.908 \times 171.4} = 4.2\ kg/cm^2$$

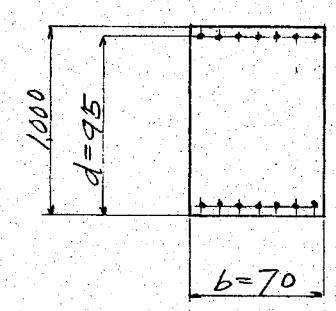
$b = 11 @ 22^{\phi} = 76.0$ cm

$$\nu = \frac{45{,}860}{76.0 \times 0.908 \times 171.4} = 3.9\ kg/cm^2$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

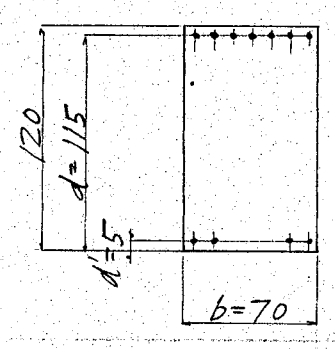
設計	日付	類別
照査	日付	第 22 頁

鐵筋混凝土跨道橋



$M_{AB}=38,281\ kgm$, $T=51,826kg$ $S=15,423kg$
$d'=5cm$, $d=95cm$, $h=100cm$, $d'/h=0.05$
$A_s=7@22^{\phi}=26.6\ cm^2$ $d'/d=0.053$
$e=38,281\times51,826=74.0\ cm$
$e/h=74.0\div100=0.740$
$P=\frac{26.6}{70\times100}=0.0038$

$k=0.41$ $c=0.18$
$f_c=\frac{T}{bhc}=\frac{51,826}{70.0\times100\times0.18}=41.2\ kg/cm^2$
$f_s=15\times41.2\times\frac{0.59}{0.41}=888\ kg/cm^2$



$s=\frac{15,423}{70\times7/8\times95}=27\ kg/cm^2$

$M_{BA}=-47,910\ kgm$, $T=53,620kg$, $S=15,423kg$
$d'=5cm$, $d=115cm$, $h=120cm$, $d'/h=0.0417$ $d/h=0.958$
$A_s=7@22^{\phi}=26.6\ cm^2$
$A_s'=4@22^{\phi}=15.2\ cm^2$
$p_0=\frac{A_s}{bh}=\frac{26.6}{70\times120}=0.00317$
$p_0'=\frac{A_s'}{bh}=\frac{152}{70\times120}=0.00181$
$u/h=0.507$ $u=0.507\times120=60.8\ cm$
$p=\frac{A_s}{bd}=0.00331$
$p'=\frac{A_s'}{bd}=0.00189$
$e_0=47,910\div53,620=89.4cm$
$e=143.6\ cm$ $e'=33.6$ $e'/e=0.234$
$d'/d=0.0435$

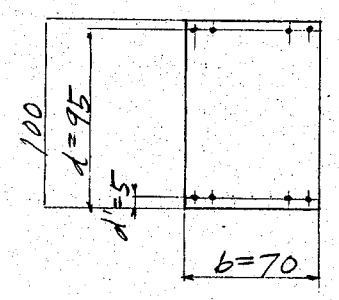
$k=0.408$ $\frac{Te}{bd^2f_c}=0.203$
$f_c=\frac{53,620\times1436}{70\times115^2\times0.203}=41.0\ kg/cm^2$
$f_s=15\times41.0\times\frac{0.592}{0.408}=890\ kg/cm^2$
$s=\frac{15423}{70\times7/8\times115}=22\ kg/cm^2$

$M_{BA}=16,355kgm$, $T=54,362kg$, $S=15,423kg$
$p=0.00189$, $p'=0.00331$
$e_0=16,355\div54,362=30.1\ cm$
$e'=25.7\ cm$, $e=84.3\ cm$ $e'/e=0.305$ $\frac{Te}{bd^2f_c}=0.360$ $k=0.90$
$f_c=\frac{54,362\times843}{70\times115^2\times0.36}=13.8\ kg/cm^2$
$f_s=15\times13.8\times\frac{0.10}{0.90}=2.3\ kg/cm^2$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 23 頁

鐵筋混凝土跨道橋



M_{FC} = 14,090 Kgm, T = 58,945 Kg, S = 4,988 Kg
d' = 5 cm, d = 95 cm　h = 100 cm　d'/h = 0.05
As = 4 ⌀22 = 15.2 cm²

$$p = \frac{As}{bh} = \frac{15.2}{70 \times 100} = 0.00217$$

e = 14,090 ÷ 58,945 = 24 cm
e/h = 0.240
k = 0.84　　c = 0.447

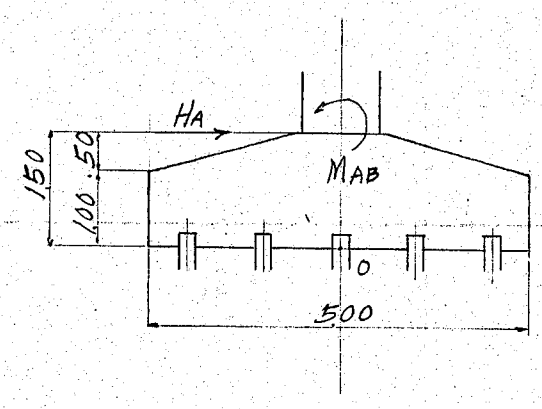
$$f_c = \frac{T}{bhc} = \frac{58,945}{70 \times 100 \times 0.447} = 18.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 15 \times 18.9 \times \frac{0.16}{0.84} = 54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = \frac{4,988}{70 \times 7/8 \times 95} = 0.9 \text{ Kg/cm}^2$$

基礎

A 点	M_{ABmax}			$V_{A\,max}$		
	M_{AB}	V_A	H_A	M_{AB}	V_A	H_A
死荷重	7,110	38,620	4,020	7,110	38,620	4,020
活荷重	8,811	11,286	3,863	-2,300	24,060	-1,800
温度，変化	22,360	1,920	7,000	22,360	1,920	7,000
合成應力	38,281	51,826	14,883	27,170	64,600	9,220



基礎一柱分，重量

柱	.70 × 1.00 × 4.57 × 2,400 =	7,680
土	.50 × 1.90 × 2.00 × 1,600 =	3,040
基礎	.50 × 3.10 × 2.00 × 2400 =	7,440
〃	1.00 × 2.00 × 5.00 × 2,400 =	24,000
		42,160 Kg

0点＝於ケル能率（最大彎曲率，場合）

V_A		51,826	
V		42,160	
H_A	-14,883	× 1.50 = -	22,300
M_{AB}		=	38,281
	ΣV = 93,986 Kg	ΣM = 15,981 Kgm	

e = 15,981 ÷ 93,986 = 0.170

$$P = \frac{93,986}{2.0 \times 5.0} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.170}{5.0}\right) = 11,330 \text{ Kg/m}^2$$
$$= 7,480 \text{ Kg/m}^2$$

0点＝於ケル能率（最大垂直力，場合）

V_A		64,600	
V		42,160	
H_A	-9,220	× 1.50 = -	13,830
M_{AB}		=	27,170
	ΣV = 106,760 Kg	ΣM = 13,340 Kgm	

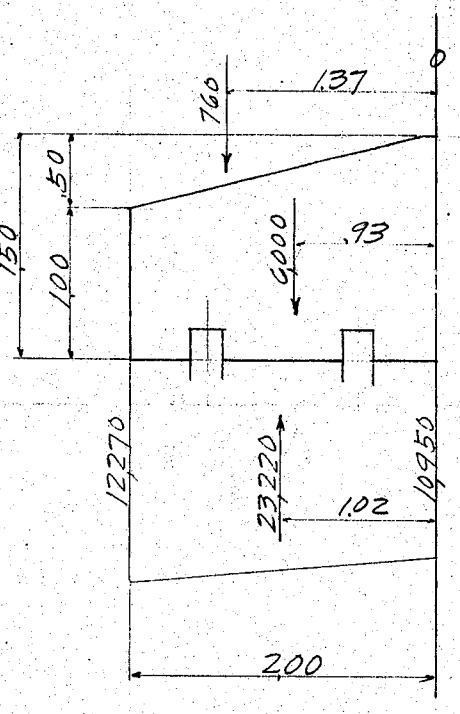
e = 13,340 ÷ 106,760 = 0.125

$$P = \frac{106,760}{2.0 \times 5.0} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.125}{5.0}\right) = 12,270 \text{ Kg/m}^2$$
$$= 9,060 \text{ Kg/m}^2$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話 大崎 (49) 0678 番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	24 頁

鐵筋混凝土跨道橋



O 点 = 於ケル能率

23220 × 1.02	=	23,700
− 6,000 × .93	=	− 5580
− 760 × 137	=	− 1,040
S = 16,460 kg	M =	17,080 kg m

所要厚 $d=\sqrt{\frac{M}{bR}}=\sqrt{\frac{17080\times100}{100\times7.13}}=48.9$ cm

使用厚 140 cm (有効)

所要鐵筋量 $A_s=\frac{M}{f_s j d}=\frac{17,080\times100}{1,200\times7/8\times140}=11.6$ cm²

19 mmϕ 25 cm c. to c.

$A_s = 4 \text{@} 2835 = 11.4$ cm²

$p=\frac{A_s}{bd}=0.00081$

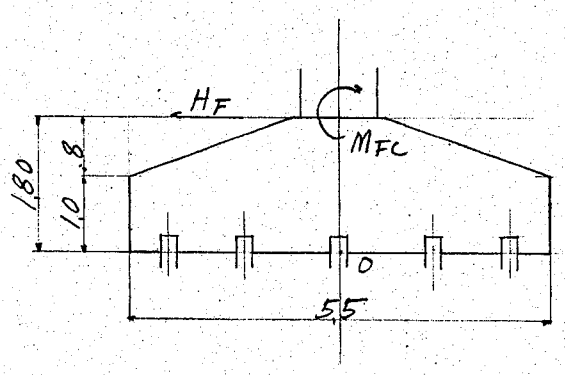
$k=0.147$, $j=0.951$

$f_s=\frac{M}{A_s j d}=\frac{17,080\times100}{11.4\times0.951\times140}=1,127$ kg/cm²

$f_c=\frac{2M}{jkbd^2}=\frac{2\times17,080\times100}{0.951\times0.147\times100\times140^2}=12.5$ kg/cm²

$s=\frac{S}{bjd}=\frac{16460}{100\times0.951\times140}=12$ kg/cm²

F 点	M_{FC} max			V_F max		
	M_{FC}	V_F	H_F	M_{FC}	V_F	H_F
死荷重	0	52,380	0	0	52,380	0
活荷重	−14,090	9405	−1,770	−5,380	29,090	−2,584
温度、変化	0	−2,840	0	0	2840	0
合成應力	−14,090	58,945	−1,770	−5,380	84,310	−2,584



基礎一柱分ノ重量

柱	.70 × 1.00 × 4.57	@ 2,400	= 7,680
土	.80 × 2.15 × 2.00	@ 1,600	= 5,500
基礎	.80 × 3.35 × 2.00	@ 2,400	= 12,860
〃	1.00 × 2.00 × 5.50	@ 2,400	= 26,400
			52,440 kg

O 点 = 於ケル能率 (最大弯曲率ノ場合)

V_F	58,945		
V	52,440		
H_F	−1,770	× 1.80	= −3180
M_{FC}			= 14,090
	ΣV = 111,385 kg	ΣM = 10,910 kg m	

$e = 10,910 \div 111,385 = 0.098$ m

$P=\frac{111,385}{2.0\times5.5}\times\left(1\pm\frac{6\times0.098}{5.5}\right)=11,200$ kg/m²
$=9,050$ kg/m²

O 点 = 於ケル能率 (最大垂直力ノ場合)

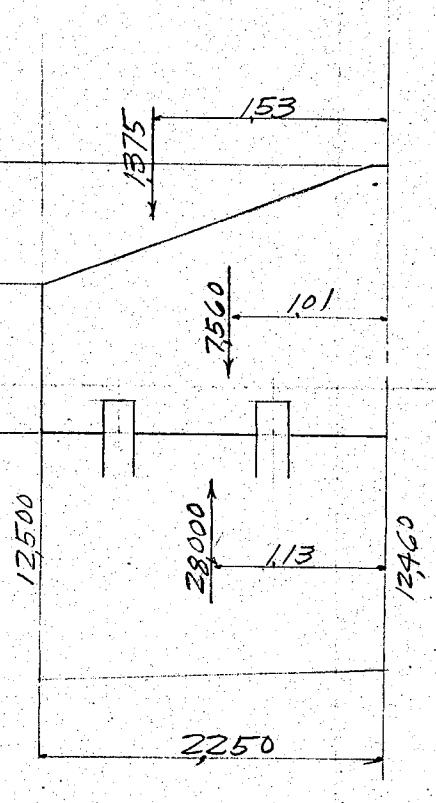
V_F	84,310		
V	52,440		
H_F	− 2,584	× 1.80	= − 4,650
M_{FC}			= 5380
	ΣV = 136,750 kg	ΣM = ,730 kg m	

$e = 730 \div 136,750 = 0.005$ m

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	25頁

鐵筋混凝土跨道橋



$$P=\frac{136,750}{2.0\times5.5}\times\left(1\pm\frac{6\times0.005}{5.5}\right)=12,500\ kg/m^2$$
$$12,400\ kg/m^2$$

0点=許容能率

28,000	× 1.13	=	31,600
−1,375	× 1.53	=	−2,100
−7,560	× 1.01	=	−7,640
S= 19,065 kg		M=	21,860 kgm

所要厚 $d=\sqrt{\frac{M}{bR}}=\sqrt{\frac{21,860\times100}{100\times7.13}}=55.3\ cm$

使用厚 162 cm (有効)

所要鐵筋量 $A_s=\frac{M}{f_s j d}=\frac{21,860\times100}{1,200\times7/8\times182}=11.5\ cm^2$

19mmϕ 20 c.to c

$A_s=4@2.835=11.4\ cm^2$

$p=\frac{A_s}{bd}=0.00063$

$K=0.130$ $j=0.957$

$f_s=\frac{M}{A_s j d}=\frac{21,860\times100}{11.4\times0.957\times182}=1,104\ kg/cm^2$

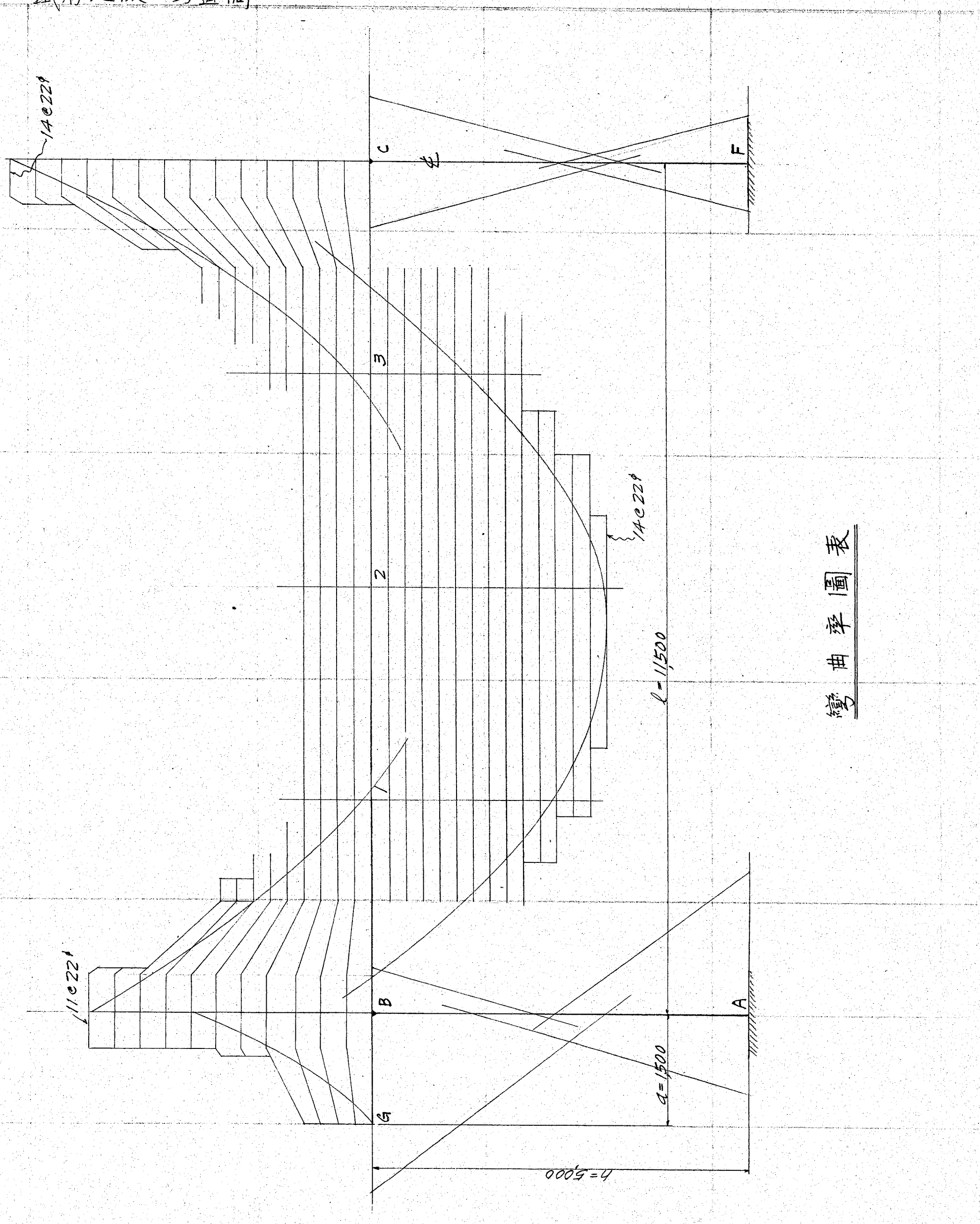
$f_c=\frac{2M}{jKbd^2}=\frac{2\times21,860\times100}{0.957\times0.130\times100\times182^2}=10.6\ kg/cm^2$

$s=\frac{S}{bjd}=\frac{19,065}{100\times0.957\times182}=1.1\ kg/cm^2$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別
照査	日付	第 26 頁

鐵筋混凝土跨道橋



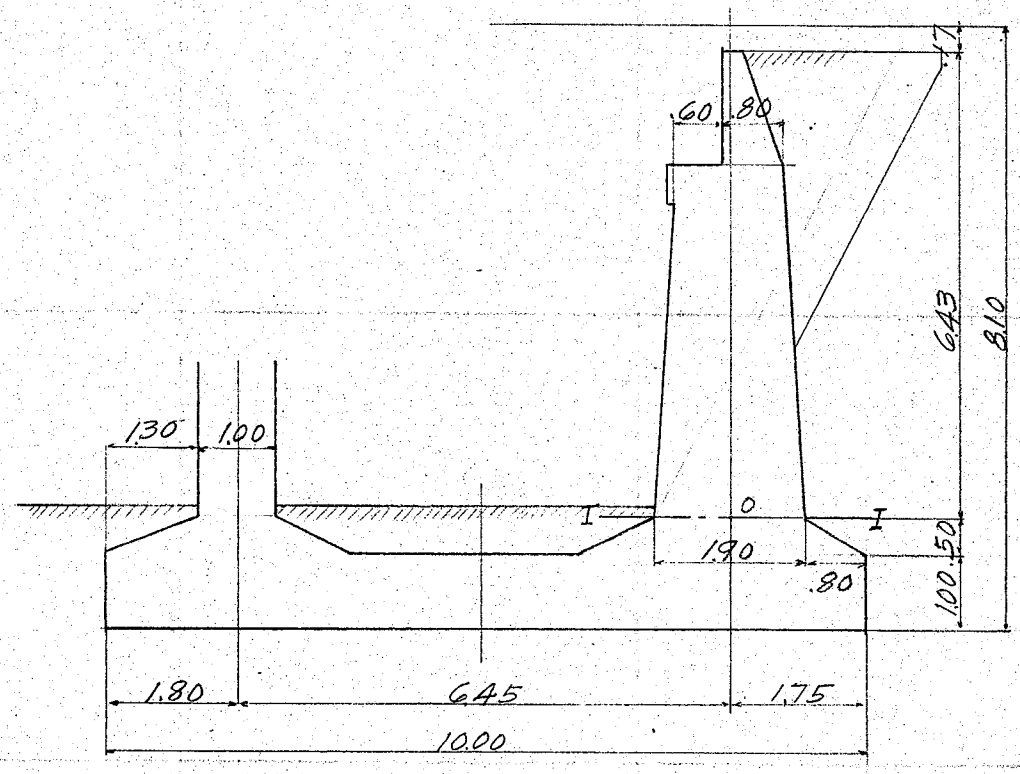
彎曲率圖表

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別

照査　日付　第 27頁

鐵筋混凝土跨道橋
橋臺，設計



断面 I - I

本体ノ重量及重心ノ位置

パラペット壁	0.55 × 1.55 × 4.00 = 3.41	× 0.175 =	0.59
コーピング	0.10 × 0.50 × 4.00 = 0.20	× -0.750 =	-0.15
橋臺	1.65 × 4.88 × 4.00 = 32.20	× 0 =	0
	35.81 m³	0.012 m	0.44

重量　B = 35.81 × 2,400 = 85,900 kg

土ノ重量

	1/2 × 0.50 × 1.55 × 4.00 = 1.55	× 0.533 =	0.826
	3.99 × 0.25 × 4.00 = 3.99	× 0.850 =	3.390
	5.54	0.761 m	4.216

E = 5.54 × 1,600 = 8,860 kg

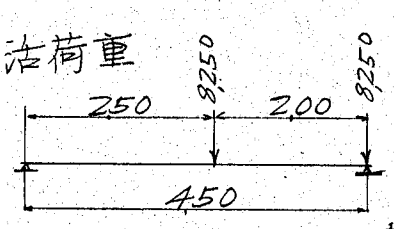
活荷重＝対スル換算土深　1.80 m

上部土圧　1/3 × 1,600 × 1.80 = 960 kg/m²

下部土圧　1/3 × 1,600 × 8.23 = 4,390 kg/m²

水平力　$H = \frac{960 + 4390}{2} \times 6.43 \times 4.00 = 68,800$ kg　力ノ作用点　a = 2.51 m

活荷重



$8,250 \times \frac{2.50}{4.50} = \frac{8,250}{4,580}$

12,830 kg

桁死荷重　1/2 × 4,250 × 4.50 = 9,560 kg

衝撃　$i = \frac{0.5 \times 12,830}{12,830 + 9,560 + 85,900} = 0.059 \times 12,830 = \frac{760}{12,830}$

P = 13,590 kg × 2 = 27,180 kg

土ノ摩擦　tan θ = tan 20° = 0.364　a = 4.5 m

F = 68,800 × 0.364 = 25,100 kg

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 28 頁

鐵筋混凝土跨道橋

0点＝於ケル弯曲率

P	27,180	× -0.45 =	- 12,220
B	85,900	× 0.012 =	1,030
E	8,860	× 0.761 =	6,740
F	25,100	× 0.950 =	23,850
H	68,800	× -2.510 =	- 173,000

ΣV=147,040kg ΣH=68,800kg 1.04m −153,600kgm

As = 16mmφ 25cm c.to c = 16 × 2.01 = 32.1 cm²
As' = 16mmφ 50cm c.to c = 8 × 2.01 = 16.1 cm²
e' = 1.040 − 0.902 = 0.138 m
e = 1.040 + 0.898 = 1.938 m
e'/e = 0.138/1.938 = 0.071

$p' = \frac{16.1}{400 \times 185} = 0.00022$

$p = \frac{32.1}{400 \times 185} = 0.00043$

$d'/d = \frac{5}{185} = 0.027$

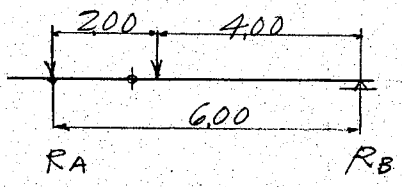
k = 0.29　　$\frac{Ne}{bd^2 f_c} = 0.135$

$f_c = \frac{147040 \times 193.8}{0.135 \times 400 \times 185^2} = 15.5\ kg/cm^2$

$f_s = 15 \times 15.5 \times \frac{0.71}{0.29} = 568\ kg/cm^2$

基礎底面

柱＝最大反力ヲ起ス活荷重ノ位置



$R_A = 8250 \times \frac{400}{450} = 7,330$

8,250
15,580 kg × 2 = 31,160 kg

$R_B = 8,250 - 7,330 = 920 \times 2 = 1,840$ kg

基礎重量

2.10 × 0.50 × 4.00 = 4.20 × 3.20 = 13.43
1.00 × 5.00 × 4.00 = 20.00 × 2.50 = 50.00
24.20 m³ × 2,400 = 58,100 kg = W1
a = 2.62 m

2.85 × 0.50 × 4.00 = 5.70
1.00 × 5.00 × 4.00 = 20.00
25.70 m³ × 2,400 = 61,700 kg

柱ノ重量
2@7,680 = 15,360 kg

77,240
15,360
92,600 kg

衝撃

柱＝対スル衝撃 $\frac{0.5 \times 31,160}{31,160 + 92,600 + 58,100} = 0.086$

橋臺＝対スル衝撃 $\frac{0.5 \times 1,840}{1,840 + 19,120 + 147,600} = 0.005$

反力及衝撃荷重

$R_A = 31,160 \times 1.086 = 33,800$ kg
$R_B = 1,840 \times 1.005 = 1,850$ kg

活荷重弯曲率 M_A

$M_A = 7330 \times -0.215 = -1,575$ kgm

活荷重弯曲率及衝撃

−1,575 × 1.086 = − 1,710 kgm × 2 = − 3,420 kgm

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計　日付　類別
照査　日付　第 29 頁

鐵筋混凝土跨道橋

死荷重彎曲率

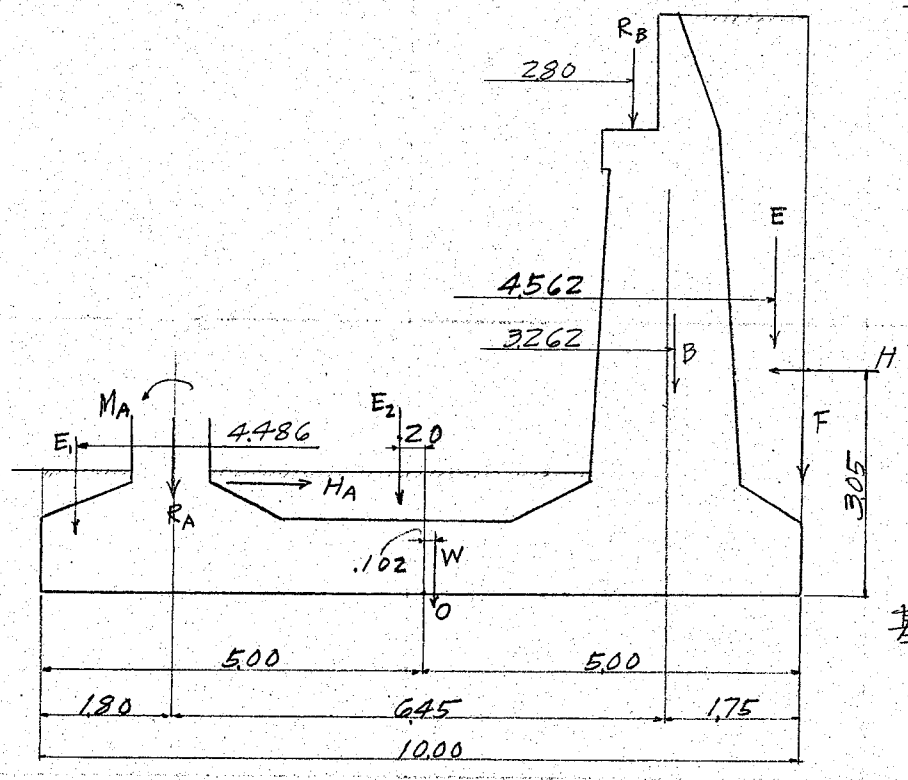
$$M_A = 7{,}110 \times 2 = 14{,}220 \text{ kgm}$$

溫度荷重彎曲率

$$M_A = -22{,}360 \text{ kgm} \times 2 = -44{,}720 \text{ kgm}$$

反力
$$R_A = -1{,}920 \times 2 = -3{,}840 \text{ kg}$$

總計	M_A	R_A	H_A
死荷重	14,220	92,600	8,040
活荷重	-3,420	33,800	2×7,330×-0.168= -2,470
溫度荷重	-44,720	-3,840	1.086 -14,000
	-33,920 kgm	122,560 kg	-8,630 kg



土ノ重量

$$\frac{6.43+6.93}{2} \times 0.80 \times 4.00 = 2{,}137 \times 1.455 = 3{,}110$$

554　4216
2691　1.312 m　35316

$$E = 26.91 \times 1{,}600 = 43{,}100 \text{ kg}$$
$$a = 1.312 + 3.25 = 4.562 \text{ m}$$

$$E_1 = \frac{0.15+0.65}{2} \times 1.30 \times 4.00 = 2.08 \times 1{,}600 = 3{,}330 \text{ kg}$$
$$a = 4.486 \text{ m}$$

$$E_2 = \frac{0.15+0.65}{2} \times 1.00 \times 4.00 \times 2 = 3.20$$
$$0.65 \times 3.00 \times 4.00 = 7.80$$
$$11.00$$
$$11.00 \times 1{,}600 = 17{,}600 \text{ kg}$$

基礎ノ重量

$$2.10 \times 0.50 \times 4.00 = 4.20 \times 3.20 = 13.43$$
$$2.85 \times 0.50 \times 4.00 = 5.70 \times -3.25 = -18.52$$
$$1.00 \times 10.00 \times 4.00 = 40.00 \times 0 = 0$$
$$49.90 - 0.102 \quad -5.09$$
$$W = 49.90 \times 2.400 = 119{,}800 \text{ kg}$$

土壓

上部土壓　960 kg/m²
下部土壓　1/3 × 1,600 × 9.73 = 5,190 kg/m²

水平力　$H = \frac{960+5{,}190}{2} \times 7.93 \times 4.00 = 97{,}500 \text{ kg}$　$a = 3.05 \text{ m}$

土ノ摩擦　$F = 97{,}500 \times 0.364 = 35{,}500 \text{ kg}$

O 点ニ於ケル能率

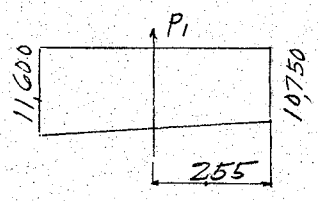
R_A	122,560		× 3.20 =	392,000
R_B	1,850		× -2.80 = -	5,170
E	43,100		× -4.562 = -	196,700
E_1	3330		× 4.486 =	14,930
E_2	17,600		× 0.20 =	3,520
F	35,500		× -5.00 = -	177,500
W	119,800		× -0.102 = -	12,220
B	85,900		× -3.262 = -	280,300
H_A		-8630 × 1.500 = -		12,950
H		97,500 × 3.05 =		297,300
M_A			=	33,920
	429,640 kg	0.132 m		56,830 kgm

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別	
照査	日付	第	30頁

鐵筋混凝土跨道橋

$$P = \frac{429,640}{4.0 \times 10.0} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0,132}{10.0}\right) = 11,600 \text{ kg/m}^2$$
$$9,900 \text{ kg/m}^2$$



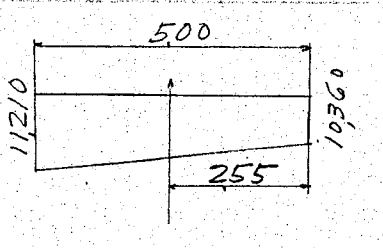
$$P_1 = \frac{11,600 + 10,750}{2} \times 5.00 \times 4.00 = 223,500 \text{ kg} \qquad a = 2.55 \text{ m}$$

0点=於ケル彎曲率

P_1	223,500	×	2.55	=	570,000	
R_A	−122,560	×	3.20	=	− 392,000	
E_1	− 3,330	×	4.486	=	− 14,930	
E_2'	− 9,630	×	1.18	=	− 11,360	
W_1	− 58,100	×	2.62	=	− 152,200	
H_A		8,630 ×	1.00	=	8,630	
M_A				=	− 33,920	
					− 25,780 kgm	

E_2' 1.60
0.65 × 1.70 × 4.0 = 442
6.02 m³
1.60 × 2.095 = 335
442 × 0.85 = 376
7.11
a = 1.18 m
$E_2' = 6.02 \times 1,600 = 9,630$ kg

剪力



基礎重量

2.70 × 1.00 × 4.00 = 10.80
.25 × 1.00 × 4.00 = 1.00
11.80 × 2,400 = 28,300 kg

$$\frac{11,210 + 10,360}{2} \times 4.00 \times 5.00 = 215,700$$

$$215,700 \times \frac{2.55}{5.00} = 110,000$$
− 28,300
− 9,630
S = 72,070 kg

有効厚 95 cm

所要鐵筋量 $A_s = \frac{25,780 \times 100}{1,200 \times 7/8 \times 95} = 25.9 \text{ cm}^2$

A_s = 16 mmφ 25 cm c.to c = 16 × 2.01 = 32.2 cm²

$p = \frac{32.2}{400 \times 95} = 0.00085$ $j = 0.95$ $k = 0.15$

$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{25,780 \times 100}{32.2 \times 0.95 \times 95} = 886 \text{ kg/cm}^2$

$f_c = \frac{2M}{jkbd^2} = \frac{2 \times 25,780 \times 100}{0.95 \times 0.15 \times 400 \times 95^2} = 10.0 \text{ kg/cm}^2$

$s = \frac{S}{bjd} = \frac{72,070}{400 \times 7/8 \times 145} = 1.4 \text{ kg/cm}^2$

橋桁築造前=盛土施セル場合
0点=於ケル能率

E	43,100		× − 4.562	=	− 196,700	
E_1	3,330		× 4.486	=	14,930	
E_2	17,600		× 0.20	=	3,520	
F	35,500		× − 5.00	=	− 177,500	
W	119,800		× − 0.102	=	− 12,220	
B	85,900		× − 3.262	=	− 280,300	
H		97,500	× 3.05	=	297,300	
	305,230 kg		− 1.15 m		− 350,970 kgm	

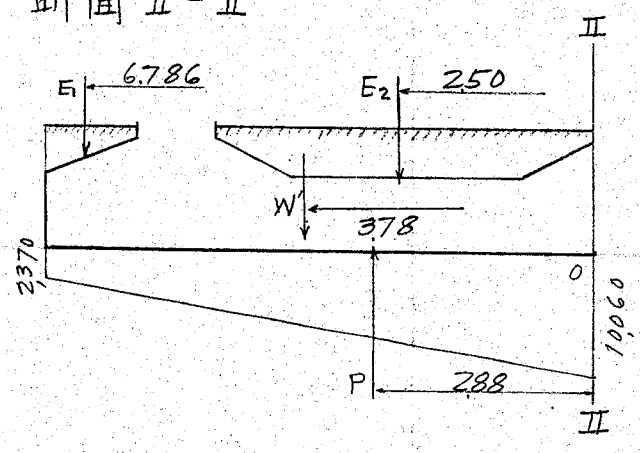
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別
照査	日付	第 31 頁

鐵筋混凝土跨道橋

$$P = \frac{305230}{4.0 \times 10.0} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 1.15}{10.0}\right) = 12,900\ kg/m^2 \quad 2,370\ kg/m^2$$

斷面 II－II



基礎重量

2.10 × 0.50 × 4.00 = 4.20 × 5.50 = 23.10
0.25 × 1.00 × 4.00 = 1.00 × 0.33 = .33
1.00 × 7.30 × 4.00 = 29.20 × 3.65 = 106.50
34.40 3.78m 129.93

$W' = 34.40 \times 2.400 = 82,500\ kg$

$P = \frac{2370 + 10060}{2} \times 4.00 \times 7.30 = 181,500\ kg$

0点＝於ケル彎曲率

E_1	−3,330	× 6.786	=	− 22,600
E_2	−17,600	× 2.50	=	− 44,000
W'	−82,500	× 3.78	=	−312,000
P	181,500	× 2.88	=	523,000

$S = 78,070\ kg$　　$M = 144,400\ kgm$

有効厚 140 cm

所要鐵筋量 $A_s = \frac{144,400 \times 100}{1,200 \times 7/8 \times 140} = 98.2\ cm^2$

$A_s = 19^{mm\phi}$ 12.5 cm c. to c. = 32 × 2.835 = 90.7 cm²

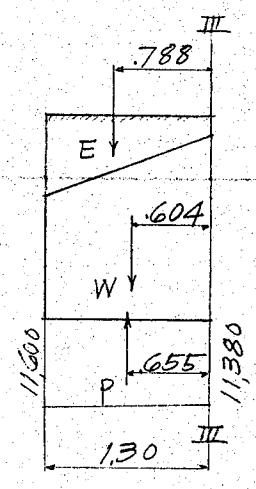
$p = \frac{90.7}{400 \times 140} = 0.00162$　　$j = 0.934$　$K = 0.20$

$f_s = \frac{144400 \times 100}{90.7 \times 0.934 \times 140} = 1,218\ kg/cm^2$

$f_c = \frac{2 \times 144400 \times 100}{0.20 \times 0.934 \times 400 \times 140^2} = 19.7\ kg/cm^2$

$s = \frac{78,070}{400 \times 0.934 \times 140} = 1.5\ kg/cm^2$

斷面 III－III



$E = 3330 \div 4 = 830\ kg$

$W = \frac{1.50 + 1.00}{2} \times 1.30 \times 2,400 = 3,900\ kg$

$P = \frac{11,380 + 11,600}{2} \times 1.30 = 14,930\ kg$

III－III ＝於ケル彎曲率

E	− 830	× .788	=	− 650
W	−3,900	× .604	=	− 2,360
P	14,930	× .655	=	9,800

$S = 10200\ kg$　　$M = 6,790\ kgm$

有効厚 140 cm

$A_s = 19^{mm\phi}$ 50 cm c. to c. = 2 @ 2.835 = 5.67 cm　　$P = \frac{5.67}{100 \times 140} = 0.0004$

$j = 0.965$　$K = 0.11$

$f_s = \frac{6,790 \times 100}{5.67 \times 0.965 \times 140} = 888\ kg/cm^2$

$f_c = \frac{2 \times 6,790 \times 100}{0.11 \times 0.965 \times 100 \times 140^2} = 6.5\ kg/cm^2$

$s = \frac{10,200}{100 \times 0.965 \times 140} = 0.7\ kg/cm^2$

翼壁ハ跨道鋼橋ト同一トス

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別
照査	日付	第 表紙 頁

上海高速鐵道 停車場一階建標準構框 土被五.五米 應力計算書

Standard Rahmen for Station.

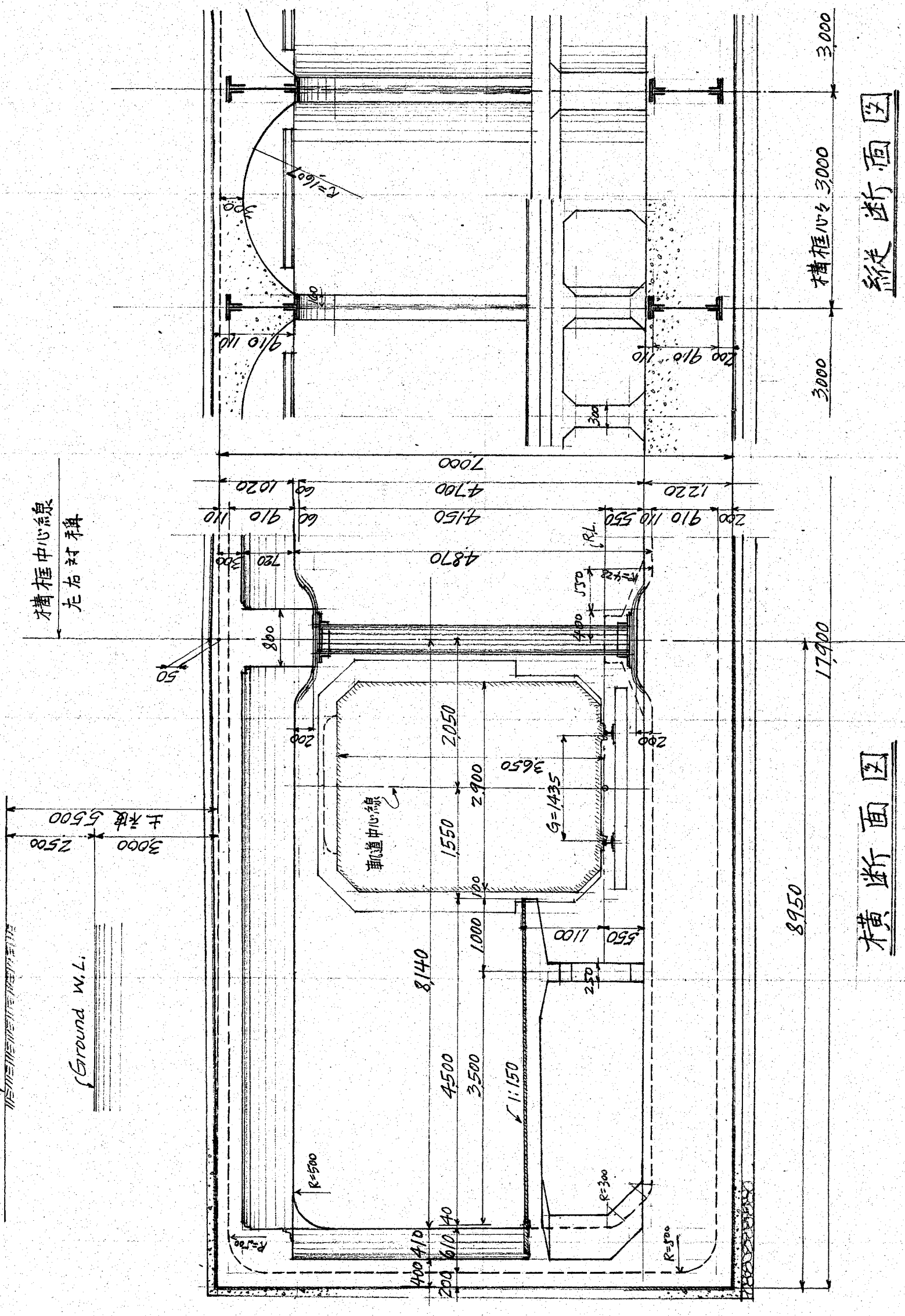
Mark SS1R

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話 大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-17 類別 SS1R
照査 日付 第 1 頁

上海高速鉄道 停車場一階建標準構框

停車場標準構框 SS1R 土被 5.50m



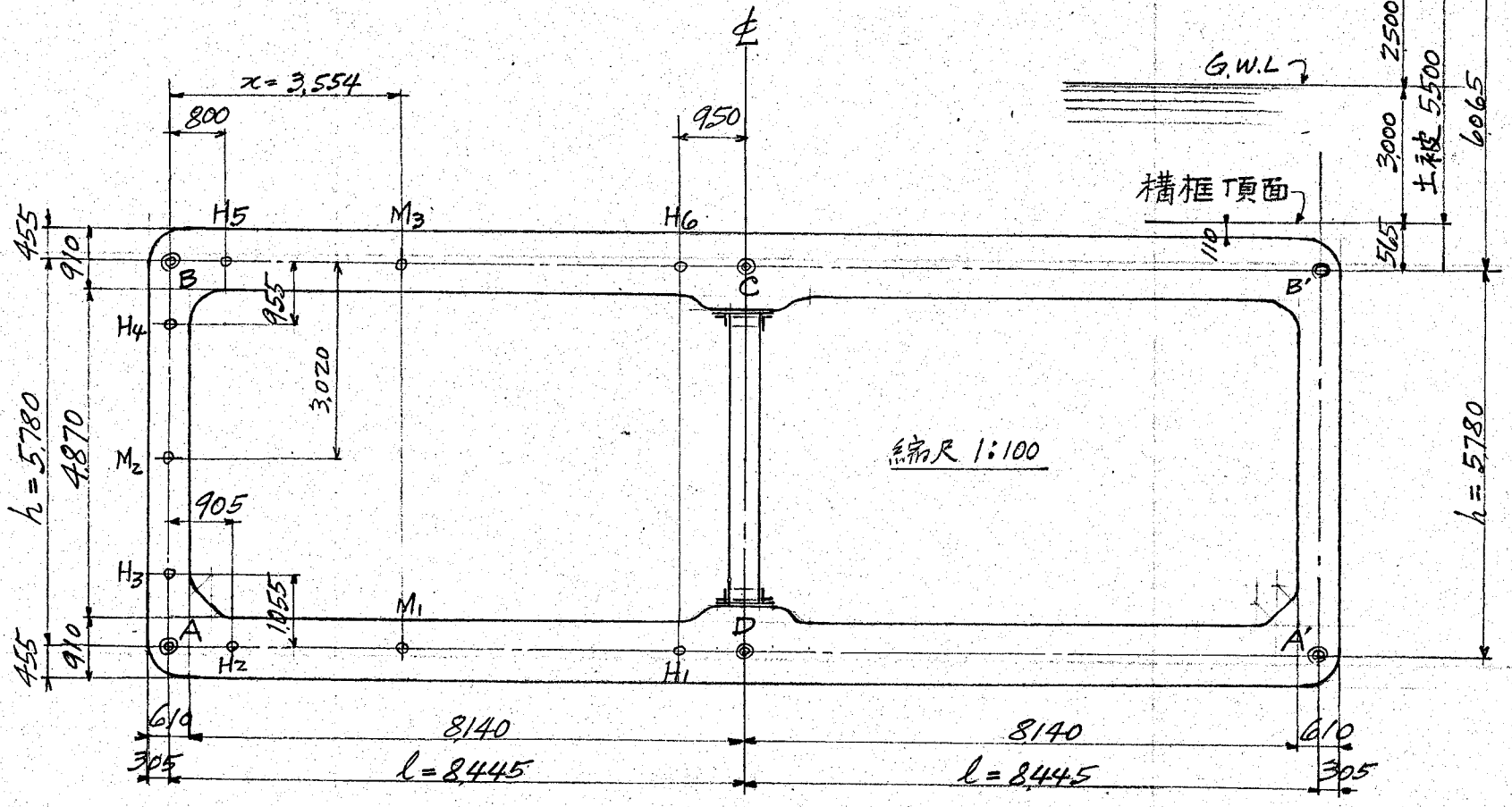
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-17 類別 SS1R
照査 日付 第 2 頁

上海. 停車場標準鉄構框

鐵構框應力計算 土被 5.50m

構框寸法



設計條件

土 被	5.50m ト假定ス
地下水位	地表面下 2.50m ト假定ス
土ノ息角	$\phi = 25°$ トス ---- 土圧係数 $C = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{0.5774}{1.4226} = 0.406$
土ノ重量	地下水位以上 1,600 kg/m³
〃	地下水位以下 2,000 〃
路面傳布荷重	800 kg/m² ---- 換算土深 0.50m
被覆混凝土	10 cm
構框間隔	心々 3.00m
上 床	アーチ型 鉄筋混凝土 造
側 壁	鉄筋混凝土 平造 (持送付)
下 床	鉄筋混凝土 平造

(第1頁圖參照)

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

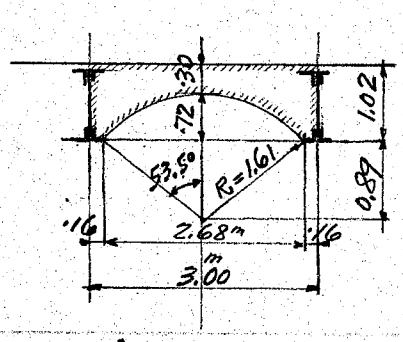
設計 稲義 日付 16-6-18 類別 SS1R
照査 日付 第 3. 頁

上海. 停車場標準鉄構框

荷重ノ計算

上床荷重

土被	地下水位以上	2.50m @1600 =	4000 kg	
〃	〃 以下	2.90 @2000 =	5,800	
被覆混凝土		0.10 @2200 =	220	
			10,020×3.0 =	30060
上床混凝土		1.830@2400 =		4400
鉄筋	(detail 42%共)	380 × 1.42 =		540
路面荷重		3.0m @800 =		2400
			w =	37400 kg/m



$R = \frac{2.68^2}{8\times.72} + \frac{0.72}{2} = 1.61^m$

$\pi \times 1.61^2 \times \frac{107^\circ}{360^\circ} = 2.420$
$- 0.89 \times 1.34 = -1.190$
セグメント面積 1.230 m²

上床断面積
3.00×1.02 = 3.060
−1.230
1.830 m²

下床荷重　上床荷重ト全一トス　w = 37400 〃

側壁荷重

B点ニ於ケル荷重

上被	地下水位以上	2.5m @1600 =	4000
〃	〃 以下	3.565@2000 =	7,130
路面荷重			800
			11,930

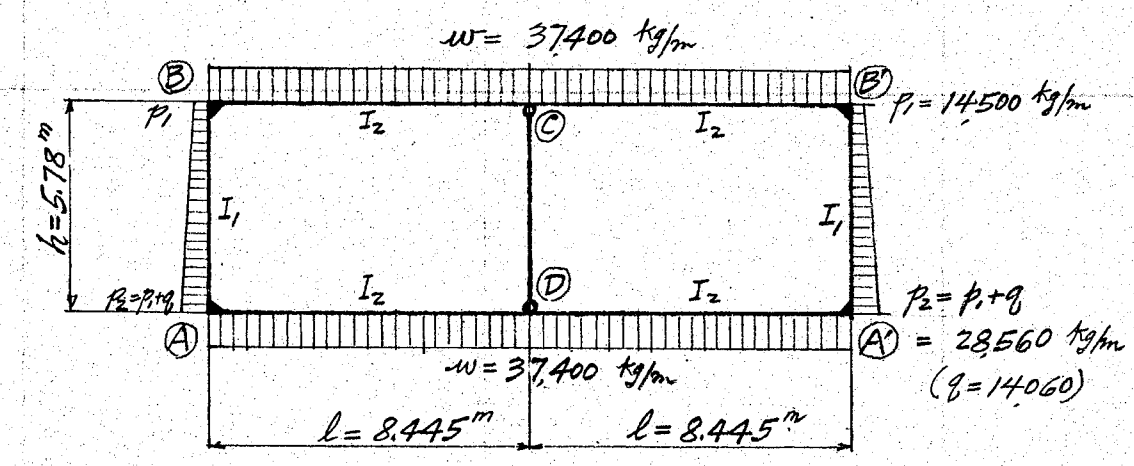
荷重 p_1 = 11,930×3.0×0.406 = 14,500 kg/m

A点ニ於ケル荷重

q = 5.78m @2000×3.0×0.406 = 14,060 〃

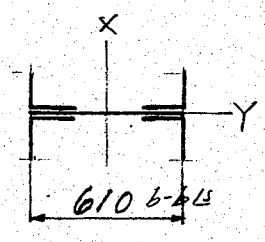
荷重 $p_2 = p_1 + q$ = 28,560 kg/m

荷重狀態



断面二次率ノ假定

側壁部材 AB



4L	150×150×15 =	170.96 cm²	× 26.28² + 4@889 =	121,600	
1web.pl.	600×16 =	96.00	1.6×60³÷12 =	28800	
		266.96 cm²		150,400 cm⁴	

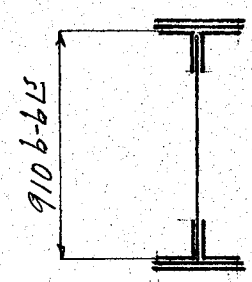
I_1 = 0.001504 m⁴

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-18 類別 SS1R
照査 日付 第 4 頁

上海、停車場標準鉄構桁

上下床部材 BC 及び AD



山形	150×150×15	= 170.96	× 41.28^2 + 4@889	=	294,800
2 cov.pls	340×12	= 81.60	× 46.10^2	=	173,300
乙 〃	340×10	= 68.00	× 47.20^2	=	151,400
1 Web.pl.	900×16	= 144.00	$1.6\times90^3\div12$	=	97,200
		464.56 cm²			716,700 cm⁴

$I_2 = 0.007167\ m^4$

計算上必要ナル諸項ノ値

$$k_1 = \frac{I_1}{h} = \frac{0.001504}{5.780} = 0.000260$$

$$k_2 = \frac{I_2}{l} = \frac{0.007167}{8.445} = 0.000850$$

$$k = \frac{k_2}{k_1} = \left(\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}\right) = \frac{0.00085}{0.00026} = 3.265$$

$12(1+2k) = 12(1+6.530) = 90.360$
$1+3k = 1+9.795 = 10.795$
$wl^2 = 37{,}400\times8.445^2 = 2{,}667{,}400$

$61k_1+12k_2 = 0.01586 + 0.01020 = 0.02606$
$59k_1+8k_2 = 0.01534 + 0.00680 = 0.02214$
$31k_1+7k_2 = 0.00806 + 0.00595 = 0.01401$
$29k_1+3k_2 = 0.00754 + 0.00255 = 0.01009$
$120(6k_1+k_2)(k_1+2k_2) = 120\times0.00241\times0.00196 = 0.000567$
$k_2h^2 = 0.000850\times5.78^2 = 0.02840$

上下床ノ荷重 w ニ依ル彎曲率

$$M_A = M_B = -\frac{wl^2}{12(1+2k)} = -\frac{2{,}667{,}400}{90.360} = -29{,}500\ kgm$$

$$M_C = M_D = -\frac{(1+3k)wl^2}{12(1+2k)} = -\frac{10.795\times2{,}667{,}400}{90.360} = -318{,}500\ 〃$$

両側ノ荷重 p_1 及び p_2 ニ依ル彎曲率

$$M_A = -\frac{k_2h^2\{(61k_1+12k_2)p_2+(59k_1+8k_2)p_1\}}{120(6k_1+k_2)(k_1+2k_2)} = -\frac{0.0284(0.02606\times28{,}560+0.02214\times14{,}500)}{0.000567} = -53{,}400\ kgm$$
(1066)

$$M_B = -\frac{k_2h^2\{(59k_1+8k_2)p_2+(61k_1+12k_2)p_1\}}{120(6k_1+k_2)(k_1+2k_2)} = -\frac{0.0284(0.02214\times28{,}560+0.02606\times14{,}500)}{0.000567} = -50{,}600\ 〃$$
(1011)

$$M_C = +\frac{k_2h^2\{(31k_1+7k_2)p_2+(29k_1+3k_2)p_1\}}{120(6k_1+k_2)(k_1+2k_2)} = +\frac{0.0284(0.01401\times28{,}560+0.01009\times14{,}500)}{0.000567} = +27{,}400\ 〃$$
(547)

$$M_D = +\frac{k_2h^2\{(29k_1+3k_2)p_2+(31k_1+7k_2)p_1\}}{120(6k_1+k_2)(k_1+2k_2)} = +\frac{0.0284(0.01009\times28{,}560+0.01401\times14{,}500)}{0.000567} = +24{,}600\ 〃$$
(491)

上下床及ビ側壁荷重ニ依ル合成彎曲率

	床荷重ニ依ル彎曲率	側壁荷重ニ依ル彎曲率	合成彎曲率
M_A	− 29,500 kgm	−53,400 kgm	− 82,900 kgm
M_B	− 29,500 〃	− 50,600 〃	− 80,100 〃
M_C	− 318,500 〃	+ 27,400 〃	− 291,100 〃
M_D	− 318,500 〃	+ 24,600 〃	− 293,900 〃

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-18 類別 SS1R
照査 日付 第 5 頁

上海. 停車場標準鉄構桁

剪力

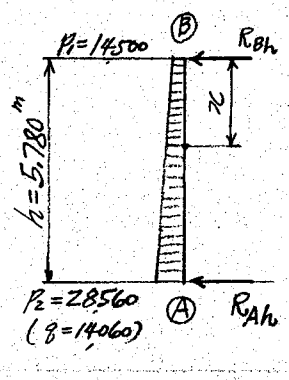
上床 $S_{BZ} = \frac{wl}{2} + \frac{M_C - M_B}{l} = \frac{37400 \times 8.445}{2} + \frac{-291100 + 80100}{8.445} = 157,900 - 25,000 = 132,900\,kg$

〃 $S_{CZ} = -\frac{wl}{2} + \frac{M_C - M_B}{l} = -157,900 - 25,000 = -182,900$ 〃

下床 $S_{AZ} = -\frac{wl}{2} + \frac{M_A - M_D}{l} = -157,900 + \frac{-82900 + 293900}{8.445} = -157,900 + 25000 = -132,900$ 〃

〃 $S_{DZ} = \frac{wl}{2} + \frac{M_A - M_D}{l} = 157,900 + 25000 = 182,900$ 〃

側壁



AB ヲ單桁トスル支力

$R_{Ah} = \frac{h}{6}(2p_2 + p_1) = \frac{5.78}{6}(57120 + 14500) = 69,000\,kg$ (71620)

$R_{Bh} = \frac{h}{6}(2p_1 + p_2) = \frac{5.78}{6}(29000 + 28560) = 55,400$ (57560)

剪力.

$S_{BI} = -R_{Bh} + \frac{M_B - M_A}{h} = -55400 + \frac{-80100 + 82900}{5.780} = -54,900\,kg$ (500)

$S_{AI} = R_{Ah} + \frac{M_B - M_A}{h} = 69,000 + 500 = 69,500$ 〃

中間点ニ於ケル彎曲率及剪力

下床 AD.

(M1) 剪力ガ零ナル点, A点ヨリノ距離 $x = -\frac{S_{AZ}}{w} = \frac{132900}{37400} = 3.554\,m$

$-S_{AZ}x = 132,900 \times 3.554 = 472,300$

$-\frac{wx^2}{2} = -\frac{37,400 \times 3.554^2}{2} = -236,200$

$M_A = -82,900$

$M_1 = 153,200\,kgm$ $S_1 = 0$

(H1) $x = 8.445 - 0.950 = 7.495\,m$

$132,900 \times 7.495 = 996,100$

$-\frac{37400 \times 7.495^2}{2} = -1050,500$

$-82,900$

$M_{H1} = -137,300\,kgm$

$S_{AZ} = -132,900$

$wx = 37400 \times 7.495 = 280,300$

$S_{H1} = 147,400\,kg$

(H2) $x = 0.905\,m$

$132900 \times 0.905 = 120,300$

$-\frac{37400 \times 0.905^2}{2} = -15,300$

$-82,900$

$M_{H2} = 22,100\,kgm$

$S_{AZ} = -132,900$

$wx = 37400 \times 0.905 = 33,800$

$S_{H2} = -99,100\,kg$

軸力.

$N_{AD} = S_{AI} = 69,500\,kg\,C$

上床 BC.

(M3) 剪力ガ零ナル点, B点ヨリノ距離 $x = \frac{S_{BZ}}{w} = \frac{132900}{37400} = 3.554\,m$

$S_{BZ}x = 132900 \times 3.554 = 472,300$

$-\frac{wx^2}{2} = -\frac{37400 \times 3.554^2}{2} = -236,200$

$M_B = -80,100$

$M_3 = 156,000\,kgm$ $S_3 = 0$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-18 類別 SS1R
照査 日付 第 6 頁

上海、停車場標準鉄構桁

(H5) $x = 0.800^m$

$132,900 \times 0.800 = 106,300$
$-\frac{37400 \times 0.80^2}{2} = -12,000$
$-80,100$
$M_{H5} = 14,200\ kgm$

$S_{B2} = 132,900$
$-wx = -37400 \times 0.80 = -29,900$
$S_{H5} = 103,000\ kg$

(H6) $x = 8.445 - 0.950 = 7.495^m$

$132900 \times 7.495 = 996,100$
$-\frac{37400 \times 7.495^2}{2} = -1,050,500$
$-80,100$
$M_{H6} = -134,500\ kgm$

$+132,900$
$-wx = -37400 \times 7.495 = -280,300$
$S_{H6} = -147,400\ kg$

軸力 $N_{BC} = -S_{B1} = 54,900\ kg.c.$

側壁 AB

任意1点に於ける剪力 $S_x = S_{B1} + \frac{q}{2h}x^2 + px = -54900 + \frac{14060}{2 \times 5.78}x^2 + 14,500x$
$= 1,218x^2 + 14,500x - 54,900$

剪力が零となる点 $x^2 + 11.90x - 45.07 = 0$
$x = -\frac{11.90}{2} \pm \frac{\sqrt{11.90^2 + 4 \times 45.07}}{2} = 3.020^m$

任意1点に於ける弯曲率

$M_x = -S_{B1}x - \frac{p}{2}x^2 - \frac{q}{6h}x^3 + M_B = 54,900x - 7,250x^2 - \frac{14060}{6 \times 5.780}x^3 - 80,100$
$= -405.4x^3 - 7,250x^2 + 54,900x - 80,100$

弯曲率

	x		$-405.4x^3$		$-7250x^2$		$+54,900x$		$-80,100$		M_x (100未満四捨五入)
(H4)	0.955^m	−	350	−	6,620	+	52,400	−	80,100	=	−34,700 kgm
(M2)	3.020	−	11,060	−	66,100	+	165,500	−	80,100	=	8,200 〃
(H3)	4.725	−	42,750	−	161,800	+	259,000	−	80,100	=	−25,700 〃

剪力

	x		$1218x^2$		$+14,500x$		$-54,900$		S_x	
(H4)	0.955^m		1,110	+	13,850	−	54,900	=	−39,900	kg
(M2)	3.020		11,100	+	43,800	−	54,900	=	0	〃
(H3)	4.725		27,200	+	68,500	−	54,900	=	40,800	〃

軸力 $N_{AB} = S_{B2} = 132,900\ kg.c$

中央柱 CD

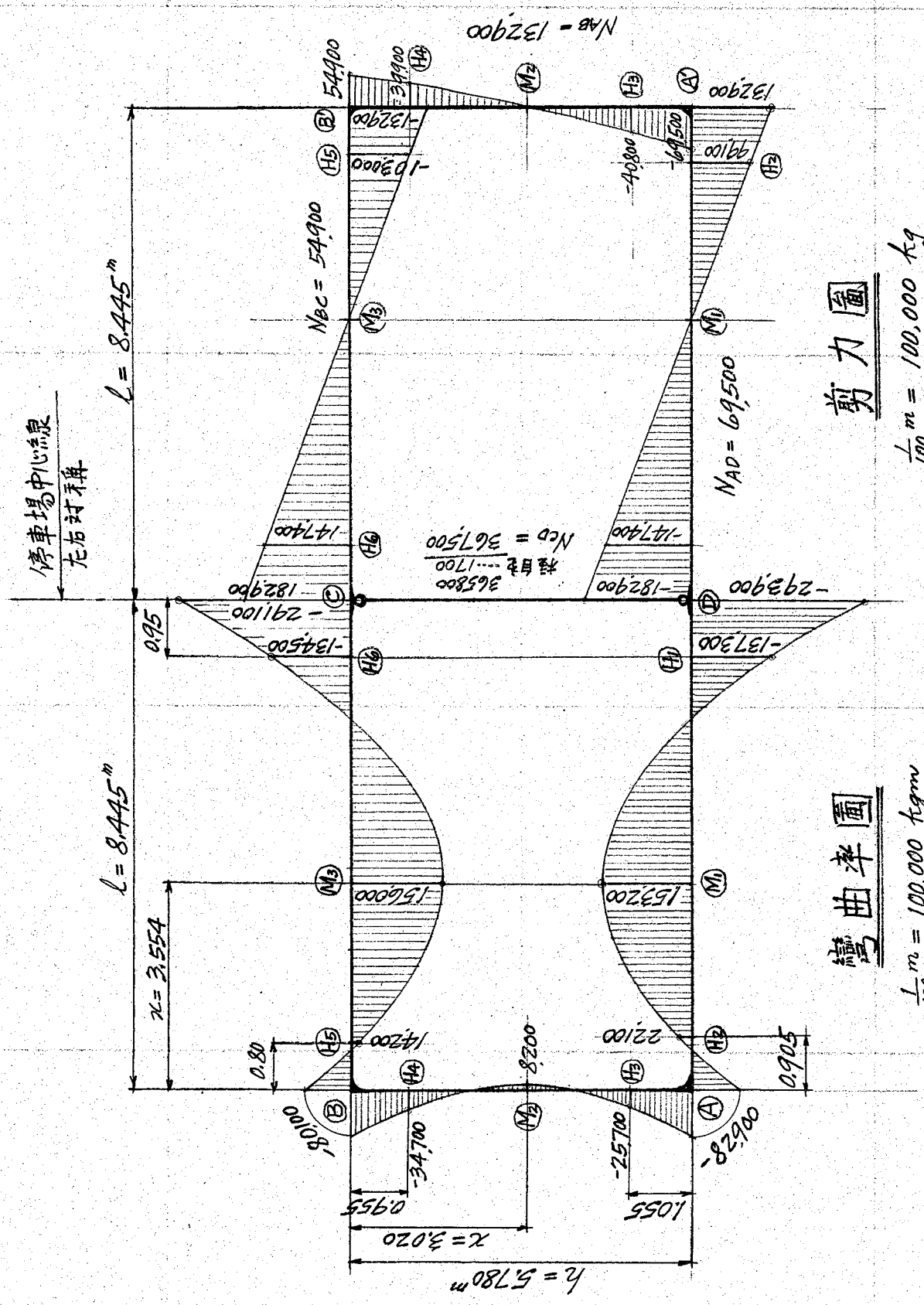
軸力 $-2S_{C2} = 2 \times 182,900 = 365,800$
柱自重 $1,700$
$N_{CD} = 367,500\ kg.c.$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-19 類別 S.S.1R
照査 日付 第 7 頁

上海. 停車場標準鉄構框

彎曲率及び剪力圖



増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

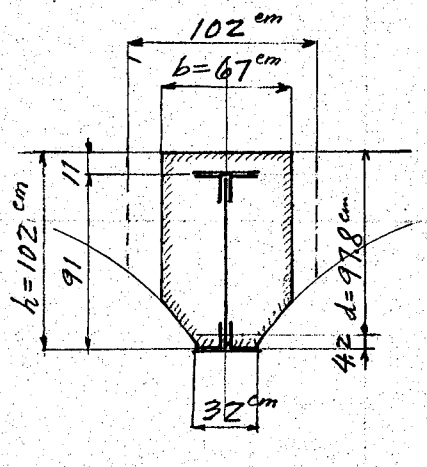
設計 稲葉 日付 16-6-19 類別 SS1R
照査 日付 第 8 頁

上海 停車場標準鉄構桁

各部材断面應力ノ計算

各部材 混凝土ノ抵抗剪力及ビ附着力

上床部材 BC



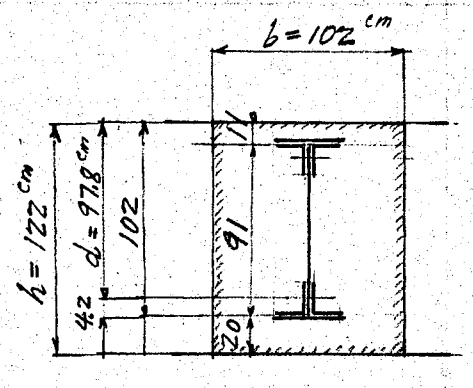
抵抗剪力 S_R (此場合 τ_a= 3.5 kg/cm² ヲ許容スルモノトス)
有効巾 $b = (102+32) \div 2 = 67$ cm ト假定ス

$$S_R = \tau_a b j d = 3.5 \times 67 \times \frac{7}{8} \times 97.8 = 20{,}000 \text{ kg}$$

抵抗附着力 B_R (此場合 τ_{oa}= 4.5 kg/cm² ヲ許容スルモノトス)
有効周長 $U = 150 \times 1.41 \times 2 + 3 = 45.3$ cm ------ 正彎曲率ノ部分
〃 $U = 45.3 + 34.0 = 79.3$ 〃 ------ 負 〃 〃

$B_R = \tau_{oa} U j d = 4.5 \times 45.3 \times \frac{7}{8} \times 97.8 = 17{,}400$ kg --- 正彎曲率ノ部分
〃 = 〃 $= 4.5 \times 79.3 \times \frac{7}{8} \times 97.8 = 30{,}500$ 〃 --- 負 〃 〃

下床部材 AD



抵抗剪力 S_R
有効巾 102 cm ト假定ス

$$S_R = \tau_a b j d = 3.5 \times 102 \times \frac{7}{8} \times 97.8 = 30{,}500 \text{ kg}$$

抵抗附着力 B_R
$U = 79.3$ cm.

$$B_R = \tau_{oa} U j d = 4.5 \times 79.3 \times \frac{7}{8} \times 97.8 = 30{,}500 \text{ kg}$$

正負彎曲率ノ部分共ニ一ト看做ス

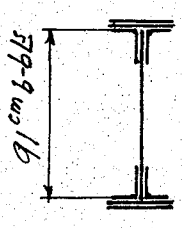
側壁部材 AB

側壁部材 AB ハ剪力比較的小ナルヲ以テ混凝土ノ抵抗剪力及ビ附着力ヲ無視シ鉄骨ノミニテ抵抗スルモノトス.

断面ノ應力

下床部材 AD

Ⓜ11 $M = 153{,}200$ kgm. $N = 69500$ kg. c. $S = 0$.



断面

			実線総断面		実線純断面
4L	150×150×15 = 170.96	2L	= 85.48	− 15.00 =	70.48
2 cov.pls	340×12 = 81.60	1Pl	= 40.80	− 6.00 =	34.80
2 〃	340×10 = 68.00 ←(340×12 ニ書換)	1Pl.	= 34.00	− 5.00 =	29.00
1 Web.pl.	900×16 = 144.00				
	A = 464.56 cm²		A_{FG} = 160.28 cm² gr		A_{FN} = 134.28 cm² net

断面二次率 $I = 716{,}700$ cm⁴ (第4頁參照), $y = 47.7$ cm

彎曲應力 $\frac{M}{I} y = \frac{153{,}200 \times 100}{716700} \times 47.7 = 1{,}018$ kg/cm² 抗壓縁纖
$1018 \times \frac{160.28}{134.28} = 1{,}215$ 〃 抗張縁纖

直應力 $\frac{N}{A} = \frac{69500}{464.56} = 149$ 〃

抗壓縁纖應力 $\sigma_c = 1{,}018 + 149 = 1{,}167$ kg/cm²
抗張 〃 $\sigma_t = 1{,}215 - 149 = 1{,}066$ 〃

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-19 類別 SS1R
照査 日付 第 9 頁

上海. 停車場標準鉄構桁

上記ノ断面ニテハ抗圧縁組應力σcガ稍過大ナルヲ以テ断面ヲ次ノ如ク修正ス.

修正断面

4L	150×150×15 = 170.96	×	41.28² + 4@889	=	294,800
4 cov. pls	340×12 = 163.20	×	46.70²	=	355,500
1 web. pl.	900×16 = 144.00		1.6×90³÷12	=	97,200
	A = 478.16 cm²			I =	747,500 cm⁴
				y =	47.9 cm

2L	= 85.48 − 15.00	=	70.48
2 pls	= 81.60 − 12.00	=	69.60
A_{Fg} =	167.08 cm² gr	A_{Fn} =	140.08 cm² net

弯曲応力 $\frac{M}{I}y = \frac{153,200\times100}{747,500}\times47.9 = 981$ kg/cm² ---- 抗圧縁組

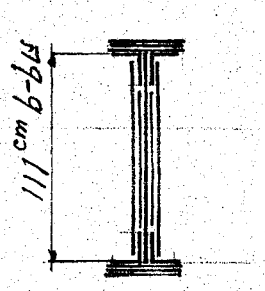
$981\times\frac{167.08}{140.08} = 1,170$ 〃 ---- 抗張 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{69500}{478.16} = 145$ 〃

抗圧縁組応力. $\sigma_c = 981 + 145 = 1,126$ kg/cm² < 1,150

抗張 〃 $\sigma_t = 1170 - 145 = 1,025$ 〃 < 1,200

Ⓓ M = 293,900 kgm , N = 69500 kg c. S = 182900 kg



断面

4L	150×150×15 = 170.96	×	51.28² + 4@889	=	452,600
2 cov. pls	380×12 = 91.20	×	56.10²	=	286,900
4 〃	380×14 = 212.80	×	58.10²	=	681,000
1 web pl.	1100×16 = 176.00		1.6×110³÷12	=	177,500
2 side pls	1060×10 = 212.00		2.0×106³÷12	=	198,300
2 〃	800×15 = 240.00		3.0×80³÷12	=	127,800
	A = 1,102.96 cm²			I =	1,924,100 cm⁴
				y =	59.5 cm

2L	150×150×15 = 85.48 − 15.00	=	70.48
1 Pl.	380×12 = 45.60 − 6.00	=	39.60
2 pls	380×14 = 106.40 − 14.00	=	92.40
	A_{Fg} = 237.48 cm²	A_{Fn}	202.48 cm² net

弯曲応力 $\frac{M}{I}y = \frac{293,900\times100}{1,924,100}\times59.5 = 908$ kg/cm² ---- 抗圧縁組

$908\times\frac{237.48}{202.48} = 1,065$ 〃 ------ 抗張縁組.

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{69500}{1102.96} = 63$ 〃

抗圧縁組応力 $\sigma_c = 908 + 63 = 971$ kg/cm² < 1150

抗張 〃 $\sigma_t = 1065 - 63 = 1,002$ 〃 < 1,200

剪応力 $\tau = \frac{182900 - 30500}{628.00} = 243$ 〃 < $950\times\frac{5}{6} = 790$

増田橋梁建築設計事務所

東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-20 類別 SS1R

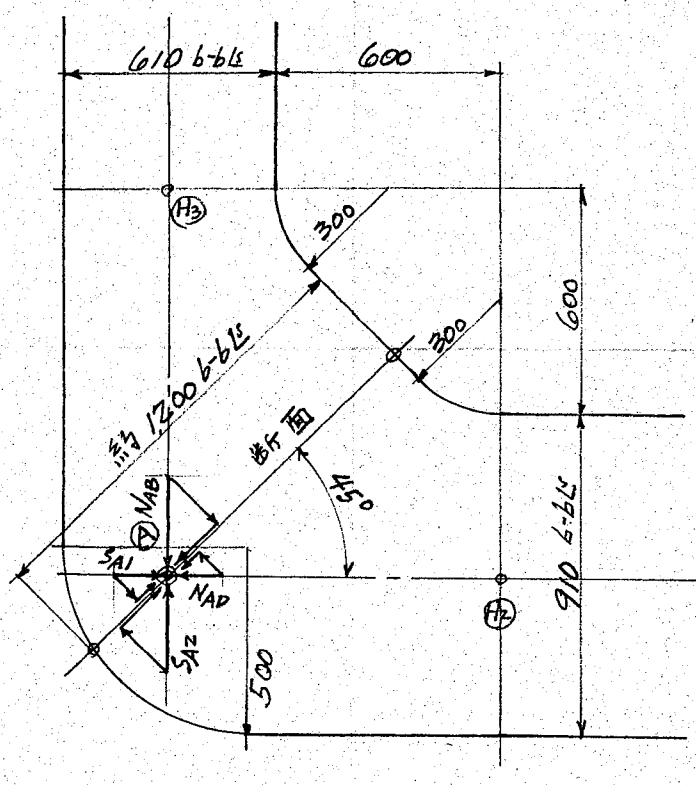
照査 日付 第 10 頁

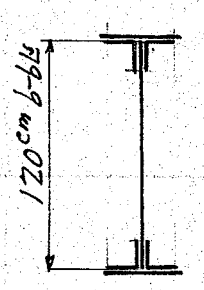
上海、停車場標準鉄構桁

Ⓐ $M = -82900$ kgm

$N_{AB}\cos 45° = 132900 \times 0.707 = 94000$
$S_{A1}\cos 45° = 69500 \times 0.707 = 49100$
$N_A = 143100$ kg.c

$N_{AB}\sin 45° = 94000$
$S_{A1}\sin 45° = -49100$
$S_A = 44900$ kg





断面

4L 150×150×15 =	170.96	×	55.78^2 + 4@889	=	535,100
2 cov.pls 340×12 =	81.60	×	60.60^2	=	299,500
1 Web.Pl. 1190×16 =	190.04		$1.6 \times 119^3 \div 12$	=	224,700
	A = 442.60 cm²			I = 1059300 cm⁴	y = 61.2 cm

突縁断面

ZL	85.48	−	15.00	= 70.48
1 Pl.	40.80	−	6.00	= 34.80

$A_{Fg} = 126.28$ cm² gr　　$A_{Fn} = 105.28$ cm² net

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{82900 \times 100}{1059300} \times 61.2 = 479$ kg/cm² ---- 抗圧突縁

$479 \times \frac{126.28}{105.28} = 574$ 〃 ---- 抗張 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{143100}{442.6} = 324$ 〃

抗圧縁維応力 $\sigma_c = 479 + 324 = 803$ kg/cm²
抗張 〃 $\sigma_t = 574 - 324 = 250$ 〃

剪応力 $\tau = \frac{44900}{190.04} = 236$ 〃

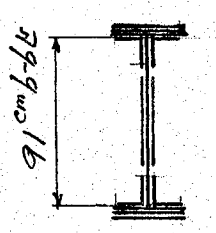
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-20 類別 SS1R
照査 日付 第 11 頁

上海 停車場標準鉄構桁

(H1) M=− 137300 kgm, N= 69500 kg.c. S= 147400 kg

断面



4山	150×150×15	= 170.96	×	41.28²+4@88.9	=	294800
2 Cov.pls	380×12	= 91.20	×	46.10²	=	193600
4 〃	380×14	= 212.80	×	48.10²	=	492000
1 web pl.	900×16	= 144.00		1.6×90.00³÷12	=	97200
2 side pls	600×15	= 180.00		3.0×60.00³÷12	=	54000
		A = 798.96 cm²			I =	1131600 cm⁴ y = 49.5 cm

突縁
2山	85.48	− 15.00	=	70.48
1 pl.	45.60	− 6.00	=	39.60
2 pls	106.40	− 14.00	=	92.40

A_{Fg} = 237.48 cm² gr A_{Fn} = 202.48 cm² net

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{137300\times100}{1131600}\times49.5 =$ 601 kg/cm²

$601\times\frac{237.48}{202.48} =$ 705 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{69500}{798.96} =$ 87 〃

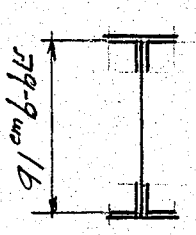
抗圧縁純応力 $\sigma_c = 601+87 =$ 688 〃

抗張 〃 $\sigma_t = 705-87 =$ 618 〃

剪応力 $\tau = \frac{147400-30500}{324.0} =$ 361 〃

(H2) M= 22100 kgm, N= 69500 kg.c. S= 99100 kg

断面



4山	150×150×15	= 170.96	
2 cov. pls	340×12	= 81.60	
1 web. pl.	900×16	= 144.00	
		A = 396.56 cm²	

剪応力 $\tau = \frac{99000-30500}{144.00} =$ 475 kg/cm²

上床部材 BC.

(M3) M= 156000 kgm, N= 54900 kg.c S=0

断面ハ (M1) ニ合ス (第9頁修正断面参照)

A = 478.16 cm²
I = 747500 cm⁴, y = 47.9 cm, A_{Fg} = 167.08, A_{Fn} = 140.08 net

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{156000\times100}{747500}\times47.9 =$ 1000 kg/cm²

$1000\times\frac{167.08}{140.08} =$ 1192 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{54900}{478.16} =$ 115 〃

抗圧縁純応力 $\sigma_c = 1000+115 =$ 1115 kg/cm² < 1150

抗張 〃 $\sigma_t = 1192-115 =$ 1077 〃 < 1200

上海. 停車場標準鉄構桁

Ⓒ . $M = -291{,}100$ kgm , $N = 54900$ kg.c $S = -182{,}900$ kg .

断面ハ Ⓓ = 含ム (第9頁参照)

$A = 1{,}102.96$ cm² , $A_{FG} = 237.48$ cm²gr $A_{FN} = 202.48$ cm²net

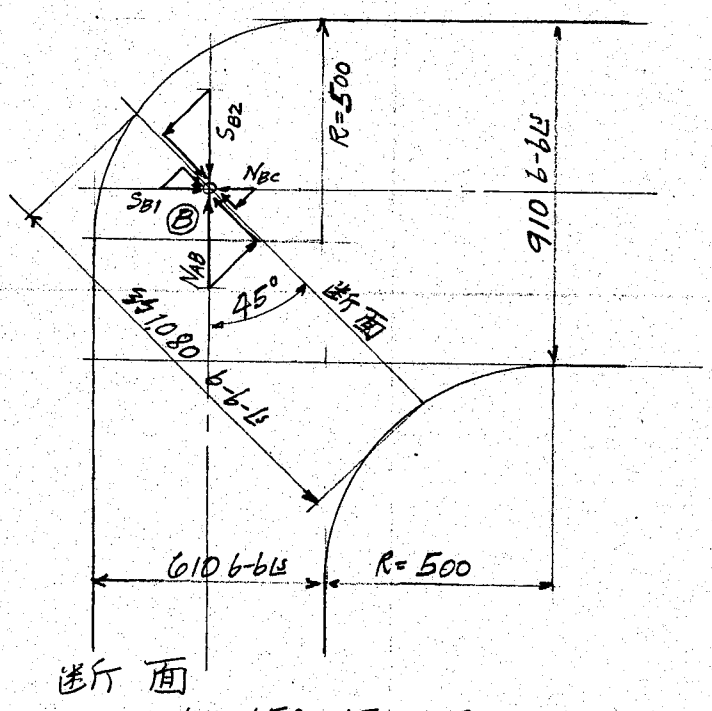
$I = 1{,}924{,}100$ cm⁴ , $y = 59.5$ cm

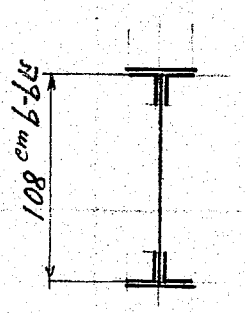
弯曲応力	$\frac{M}{I}y$	$= \frac{291100 \times 100}{1924100} \times 59.5$	$=$	901	kg/cm²
		$901 \times \frac{237.48}{202.48}$	$=$	1056	〃
直圧応力	$\frac{N}{A}$	$= \frac{54900}{1102.96}$	$=$	50	〃
抗圧縁纖応力	σ_c	$= 901 + 50$	$=$	951 kg/cm²	< 1150
抗張 〃	σ_t	$= 1056 - 50$	$=$	1006 〃	< 1200
剪応力	τ	$= \frac{182900 - 20000}{628.00}$	$=$	260 〃	$< 950 \times \frac{5}{6} = 790$

Ⓑ $M = -80100$ kgm, $N_{AB}\cos 45° = 132900 \times 0.707 = 94000$ $N_{AB}\sin 45° = 94000$

$S_{B1}\cos 45° = 54900 \times 0.707 = 38800$ $S_{B1}\sin 45° = -38800$

$N_B = 132800$ kg.c. $S_B = 55200$ kg





断面

4L	150×150×15	= 170.96	×	49.78^2 + 4@889	=	427,000
2 cov.pls.	340×12	= 81.60	×	54.60^2	=	243,300
1 web.pl.	1070×16	= 171.20		$1.6 \times 107^3 \div 12$	=	163,200

$A = 423.76$ cm² $I = 833{,}500$ cm⁴ $y = 55.2$ cm

突縁断面 Ⓐ = 含ム (第10頁参照) $A_{FG} = 126.28$ cm²gr , $A_{FN} = 105.28$ cm² net

弯曲応力	$\frac{M}{I}y$	$= \frac{80100 \times 100}{833500} \times 55.2$	$=$	531	kg/cm²
		$531 \times \frac{126.28}{105.28}$	$=$	637	〃
直圧応力	$\frac{N}{A}$	$= \frac{132800}{423.76}$	$=$	314	〃
抗圧縁纖応力	σ_c	$= 531 + 314$	$=$	845 kg/cm²	
抗張 〃	σ_t	$= 637 - 314$	$=$	323 〃	
剪応力	τ	$= \frac{55200}{171.2}$	$=$	323 〃	

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話六局(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-20 類別 SS1R
照査 日付 第 13 頁

上海，停車場標準鉄構桁

(H6) $M = -134500$ kgm , $N = 54900$ kg.c $S = -147400$ kg

断面ハ (H1) ニ合シ (第11頁参照)

剪応力 $\tau = \frac{147400 - 20000}{324.00} = 393$ kg/cm²

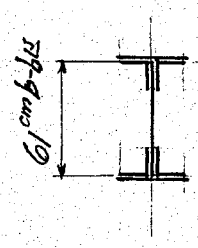
(H5) $M = 14200$ kgm, $N = 54900$ kg c , $S = 103000$ kg

断面ハ (H2) ニ合シ (第11頁参照)

剪応力 $\tau = \frac{103000 - 17400}{144.00} = 594$ kg/cm²

側壁部材 AB

(H4) $M = -34700$ kgm , $N = 132900$ kg.c $S = -39900$ kg



断面

4L's	150×150×15	= 170.96	× 26.28² + 4c889	=	121,600
2 cov.pls	340×12	= 81.60	× 31.1²	=	78900
1 web.pl	600×16	= 96.00	1.6×60³÷12	=	28800
		A = 348.56 cm²		I =	229,300 cm⁴, y = 31.7 cm

突縁

乙心	= 85.48	− 15.00	= 70.48
1 pl.	= 40.80	− 6.00	= 34.80

$A_{Fg} = 126.28$ cm² gr $A_{Fn} = 105.28$ cm² net

弯曲応力 $\frac{M}{I}y = \frac{34700 \times 100}{229300} \times 31.7 = 480$ kg/cm²

$480 \times \frac{126.28}{105.28} = 575$ 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{132900}{348.56} = 382$ 〃

抗圧縁絶応力 $\sigma_c = 480 + 382 = 862$ kg/cm²

抗張 〃 $\sigma_t = 575 - 382 = 193$ 〃

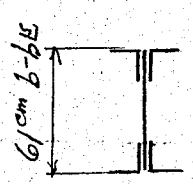
剪応力 $\tau = \frac{39900}{96.00} = 416$ 〃

(H3) $M = -25,700$ kgm , $N = 132,900$ kg.c $S = 40,800$ kg

断面ハ上記 (H4) ニ合シ

剪応力 $\tau = \frac{40800}{96.00} = 425$ kg/cm².

(M2) $M = 8,200$ kgm $N = 132,900$ kg.c. $S = 0$



断面

4L's	150×150×15	= 170.96	× 26.28² + 4c889	=	121,600
1 web.pl.	600×16	= 96.00	1.6×60³÷12	=	28800
		A = 266.96 cm²		I =	150,400 cm⁴ y = 30.5 cm

突縁

乙心 = 85.48 − 15.00 = 70.48
A_{Fg} A_{Fn}

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-20 類別 S.S.1尺
照査 日付 第 14 頁

上海. 停車場標準鉄構桁

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{8200\times100}{150400}\times30.5 = 166$ kg/cm²

$166\times\frac{85.48}{70.48} = 202$ 〃

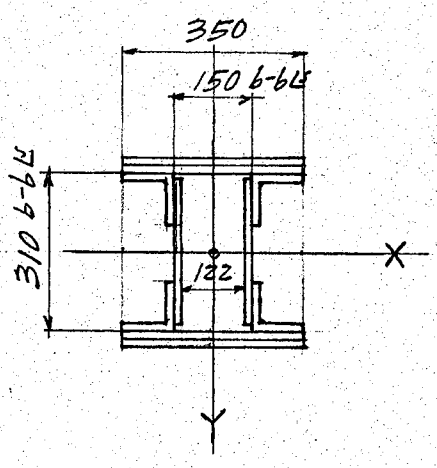
直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{132900}{266.96} = 498$ 〃

抗圧縦縁応力 $\sigma_c = 166 + 498 = 664$ 〃 C

抗張 〃 $\sigma_t = 202 - 498 = 296$ 〃 C

$\tau = 0$

柱 CD.



$N_{CD} = 367{,}500$ kg. C

断面

4L	100×100×13 = 97.24	× 12.58² + 4@220 =	16280
4 cov. pls.	350×14 = 196.00	× 16.90² =	56000
2 web. pls.	300×14 = 84.00	2.8×30³÷12 =	6300
	A = 377.24 cm²	I_x =	78,580 cm⁴

4L	97.24	× 10.42² + 4@220 =	11,450
4 cov. pls.	5.6×35.0³÷12 =		20000
2 web. pls	84.00	× 6.8² =	3890
		I_y =	35340 cm⁴

最小環動半径 $r_y = \sqrt{\frac{35340}{377.24}} = 9.68$ cm

細長比 $\frac{l}{r} = \frac{447}{9.68} = 46$

許容圧応力 $\sigma_{ca} = 1100 - 0.04\left(\frac{l}{r}\right)^2 = 1100 - 0.04\times46^2 = 1015$ kg/cm²

実圧応力 $\sigma_c = \frac{367500}{377.24} = 975$ kg/cm² < 1015

腹鈑ノ抗剪強度

上弦部材 BC.

腹鈑ノ許容平均剪応力ヲ $950\times\frac{5}{6} = 790$ kg/cm² トスレバ

腹鈑ノ抗剪強	790×144.00 =		113,700
混凝土ノ 〃		=	20000 (第8頁參照)
		S_R =	133,700 kg

往テ剪力ガ 133700 kg ヲ超エル部分ニハ總テ添鈑ヲ使用スベシ

下弦部材 AD.

$S_R = 113700 + 30500 = 144200$ kg

往テ剪力ガ 144,200 kg ヲ超エル部分ニハ總テ添鈑ヲ使用スベシ

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-20 類別 SS.1R
照査 日付 第 15 頁

上海 停車場標準鉄構桁

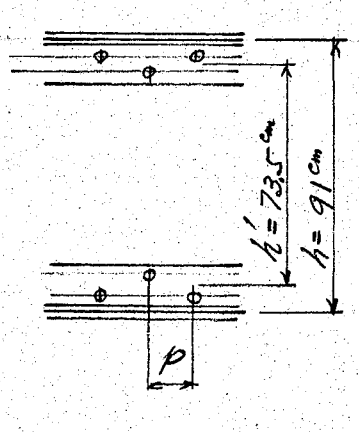
側壁部材 AB

$S_R = 790 \times 96.00 = 75{,}800\ kg$

側壁部材ABハ勞力ガ 75,800 kg ニ達スル部分ヤキフルステ添鈑ヲ要セズ

鋲距

上下床 AD及ビBC.



$$p = \frac{A_{Fn} + \frac{1}{8}A_w}{A_{Fn}} \times \frac{r h'}{S} = \frac{140+18}{140} \times \frac{6770 \times 73.5}{S} = \frac{562000}{S}$$

$$\text{即チ } S = \frac{562000}{p}$$

A_{Fn} = 突縁純断面積 = 140. cm²
A_w = 腹鈑ノ総断面積 = 144 "
r = 鋲ノ強サ = 6770 kg (16mm支圧)
h' = 鋲ノ距離 = 73.5 cm
S = 勞力.

(H1)及ビ(H6) $A_w = 324$ $\frac{1}{8}A_w = 40.5$

$$S = \frac{202.5+40.5}{202.5} \times \frac{6770 \times 73.5}{p} = \frac{600000}{p}$$

上床

鋲距 p	許容勞力 S	混凝土ノ抗勞強サ	許容総勞力 S_R
5 cm	112,500 kg	+ 20,000	= 132,500 kg
6	94,000	+ 〃	= 114,000
8	70,300	+ 〃	= 90,300
10	56,200	+ 〃	= 76,200
(H1)及(H6) 4.8 cm	125000	+ 20000	= 145,000
〃 5 cm	120,000	+ 〃	= 140,000

下床

許容勞力 S	混凝土ノ抗勞強サ	許容総勞力 S_R
112,500	+ 30500	= 143,000 kg
94,000	+ 〃	= 124,500
70,300	+ 〃	= 100,800
56,200	+ 〃	= 86,700
145,000	+ 〃	= 175,500
140,000	+ 〃	= 170,500

側壁 AB

$$S = \frac{70.5+12}{70.5} \times \frac{6770 \times 43.5}{p} = \frac{345000}{p}$$

$$\frac{105+12}{105} \times \frac{6770 \times 43.5}{p} = \frac{328000}{p} \quad (H3)\text{及}(H4)$$

鋲距 p	許容勞力 S_R
6 cm	57,500 kg
7	49,300
8	43100
10	34,500
(H3)及(H4) 6 cm	54700
〃 7	45,800
〃 8	41,000
〃 10	32,800

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-21 類別 SS1R
照査 日付 第 16 頁

上海 停車場標準鐵構桁

鐵筋混凝土ノ設計

上床

支間 3.00m ノ連續桁

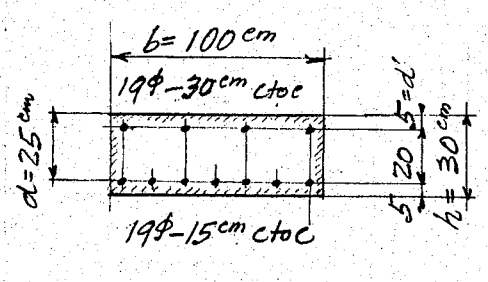
荷重 $w = \frac{37400-540}{3.0} = 12{,}300\ kg/m^2$ (第3頁參照)

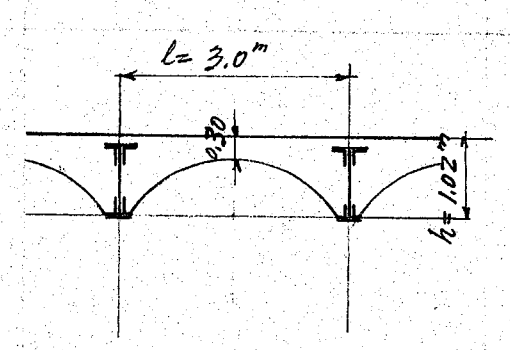
彎曲率

支間中央部 $M_c = \frac{wl^2}{24} = \frac{12300\times3.0^2}{24} = 4{,}610\ kgm$

支承部 $M_s = -\frac{wl^2}{12} = -\frac{12300\times3.0^2}{12} = -9{,}220\ "$

剪力 $S = \frac{wl}{2} = \frac{12300\times3.0}{2} = 18{,}450\ kg$





支間中央部

$M = 4610\ kgm$

$A_s = 19\phi-15^{cm}ctoc = 18.90^{cm^2}$ $p = 18.90/100\times25 = 0.00756$

$A_s' = 19\phi-30^{cm}\ " = 9.45\ "$ $p' = 9.45/\ "\ " = 0.00378$

$d'/d = 5/25 = 0.200$

$k = 0.358$, $L_c = 0.177$

$\sigma_c = \frac{M}{bd^2L_c} = \frac{4610\times100}{100\times25^2\times0.177} = 41.7\ kg/cm^2$

$\sigma_s = n\sigma_c\frac{1-k}{k} = 15\times41.7\times\frac{0.642}{0.358} = 1120\ "$

支承部

$M = 9220\ kgm$, $S = 18450\ kg$

$A_s = \begin{cases}19\phi-30^{cm}ctoc = 9.45\\ 16\phi-30^{cm}\ " = 6.70\end{cases}$ $16.15\ cm^2$

$b=100$, $h=102$, $d=97$

$p = 16.15/100\times97 = 0.00166$

$A_s' = 0$

$k = 0.200$

$j = 0.923$

混凝土應力 $\sigma_c = \frac{2M}{bd^2kj} = \frac{9220\times100\times2}{100\times97^2\times0.200\times0.923} = 10.6\ kg/cm^2$

鉄筋應力 $\sigma_s = n\sigma_c\frac{1-k}{k} = 15\times10.6\times\frac{0.800}{0.200} = 636\ "$

剪應力 $\tau = \frac{18450}{100\times0.923\times97} = 2.1\ kg/cm^2$

鉄筋周長 U

$3.33\times5.97 = 19.9$

$3.33\times5.03 = 16.8$

$U = 36.7\ cm$

附着應力 $\tau_0 = \frac{18450}{36.7\times.923\times97} = 5.6\ "$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稍美 日付 16-6-23 類別 SSIR
照査 日付 第 17 頁

上海. 停車場標準鉄構桁

下床

支間 3.00m ノ連續桁

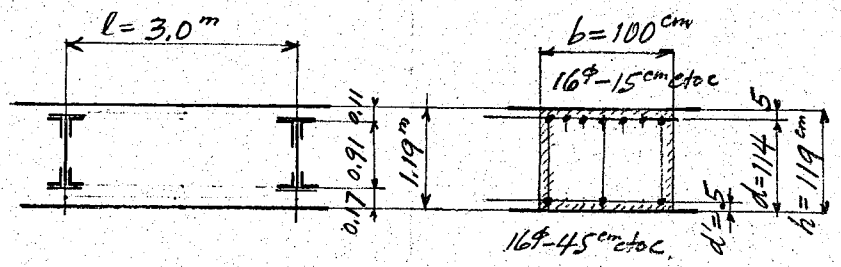
荷重 上床荷重ト同一ト假定ス $w = 12,300\ kg/m^2$

彎曲率

支間中央部 $M_c = \frac{wl^2}{14} = \frac{12300 \times 3^2}{14} = 7,910\ kgm$

支承部 $M_s = -\frac{wl^2}{10} = -\frac{12300 \times 3^2}{10} = -11,060$ 〃

勞力 $S = \frac{wl}{2} = \frac{12300 \times 3}{2} = 18450\ kg$



支間中央部 $M = 7,910\ kgm$

$A_s = 16\phi - 15^{cm}$ c to c $= 13.41\ cm^2$ $p = 13.41/100 \times 114 = 0.00118$

$A's = 16\phi - 45^{cm}$ c to c $= 4.47$ 〃 $p' = 4.47/$ 〃 $= 0.00039$

$d'/d = 5/114 = 0.044$

$k = 0.172$, $Lc = 0.086$

$$\sigma_c = \frac{7910 \times 100}{100 \times 114^2 \times 0.086} = 7.1\ kg/cm^2$$

$$\sigma_s = 15 \times 7.1 \times \frac{0.828}{0.172} = 511$$ 〃

支承部. $M = -11060\ kgm$, $S = 18,450\ kg$

斷面ハ中央部ト同一ニ付上ヲ轉倒

$k = 0.172$, $Lc = 0.086$, $j' = 0.947$

$$\sigma_c = \frac{11060 \times 100}{100 \times 114^2 \times 0.086} = 9.9\ kg/cm^2$$

$$\sigma_s = 15 \times 9.9 \times \frac{0.828}{0.172} = 716$$ 〃

$$\tau = \frac{18450}{100 \times 0.947 \times 114} = 1.7$$ 〃

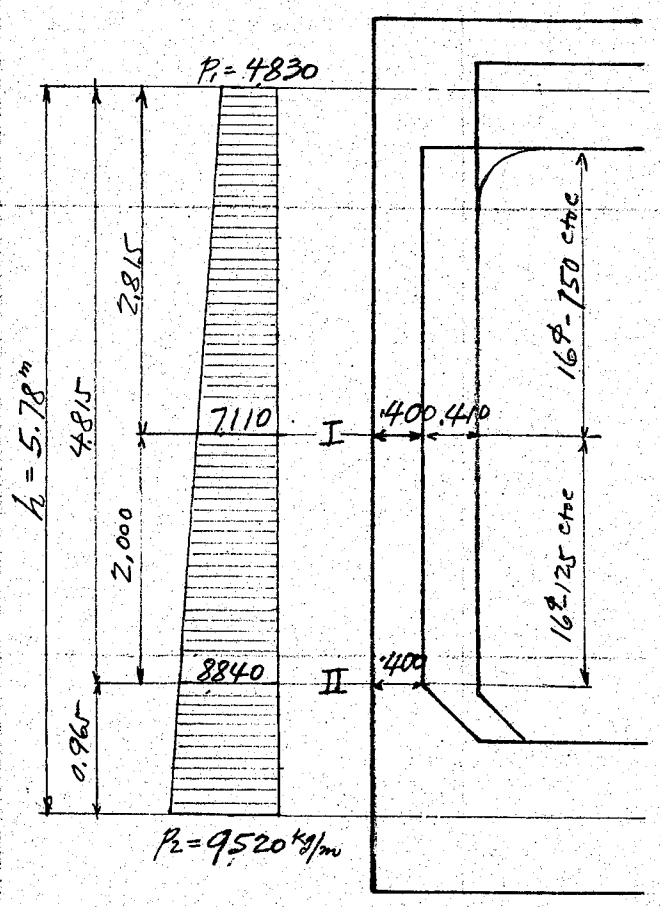
$$\tau_0 = \frac{18450}{5.03 \times 6.67 \times 1947 \times 114} = 5.1$$ 〃

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-23 類別 SS1R
照査 日付 第 18 頁

上海 停車場標準鉄構框

側壁



荷重 $w_x = p_1 + \frac{q}{h}x = 4830 + \frac{4690}{5.78}x$

$= 4830 + 812x$

断面 I, $x = 2.815^m$

$w_1 = 4830 + 812 \times 2.815 = 7110\ kg/m$

断面 II $x = 4.815^m$

$w_2 = 4830 + 812 \times 4.815 = 8840\ kg/m$

断面 II.

$M_c = \frac{8840 \times 3.0^2}{14} = 5680\ kgm$

$M_s = -\frac{8840 \times 3.0^2}{10} = -7950\ "$

$S = \frac{8840 \times 3.0}{2} = 13270\ kg$

中央断面

$b=100$, $h=40^{cm}$, $d=35^{cm}$, $d'=5^{cm}$

$A_s = 16\phi - 12.5^{cm}$ c to c $= 16.09^{cm^2}$

$A_s' = 16\phi - 37.5^{cm}$ " $= 5.36$ "

$p = 16.09/100 \times 35 = 0.00460$

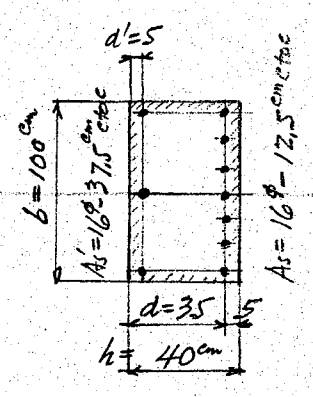
$p' = 5.36/$ " " $= 0.00153$

$d'/d = 5/35 = 0.143$

$k = 0.300$, $L_c = 0.145$

$\sigma_c = \frac{5680 \times 100}{100 \times 35^2 \times 0.145} = 32.0\ kg/cm^2$

$\sigma_s = 15 \times 32.0 \times \frac{0.700}{0.300} = 1120$ "



支承部断面

$b=100^{cm}$, $h = 40 + \frac{50}{3} = 57^{cm}$, $d=52^{cm}$, $d'=5^{cm}$

$A_s = 16\phi - 12.5^{cm}$ c to c $= 16.09^{cm^2}$, $p = 16.09/100 \times 52 = 0.00309$

$A_s' = 0$, $p' = 0$.

$k = 0.265$, 0.912

$\sigma_c = \frac{7950 \times 2 \times 100}{100 \times 52^2 \times 0.265 \times 0.912} = 24.3\ kg/cm^2$

$\sigma_s = 15 \times 24.3 \times \frac{0.735}{0.265} = 1010$ "

$\tau = \frac{13270}{100 \times 0.912 \times 52} = 2.8$ "

$\tau_0 = \frac{13270}{5.03 \times 8 \times .912 \times 52} \times \frac{1}{2} = 3.5$ " (曲鉄筋使用)

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-23 類別 SS1R
照査 日付 第 19 頁

上海、停車場標準鐵構橋

断面 I

$$M_c = \frac{7110 \times 3.0^2}{14} = 4570 \text{ kgm}$$

$$M_s = \frac{7110 \times 3.0^2}{10} = 6400 \text{ "}$$

$$S = \frac{7110 \times 3.0}{2} = 10660 \text{ kg}$$

中央断面

$b = 100^{cm}$, $h = 40^{cm}$, $d = 35^{cm}$, $d' = 5^{cm}$

$A_s = 16\phi - 15.0^{cm}$ c to c $= 13.41^{cm^2}$, $p = 13.41/100 \times 35 = 0.00384$

$A_s' = 16\phi - 45.0^{cm}$ " $= 4.47$ ", $p' = 4.47/$ " " $= 0.00128$

$d'/d = 5/35 = 0.143$

$k = 0.279$, $L_c = 0.134$

$$\sigma_c = \frac{4570 \times 100}{100 \times 35^2 \times 0.134} = 27.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times 27.8 \times \frac{0.721}{0.279} = 1078 \text{ "}$$

支承部断面

$b = 100$, $h = 40 + \frac{50}{3} = 57^{cm}$, $d = 52^{cm}$, $d' = 5^{cm}$

$A_s = 16\phi - 15.0^{cm}$ c to c $= 13.41^{cm^2}$ $p = 13.41/100 \times 52 = 0.00258$

$A_s' = 0$ $p' = 0$

$k = 0.245$, $j = 0.918$

$$\sigma_c = \frac{6400 \times 100 \times 2}{100 \times 52^2 \times 0.245 \times 0.918} = 21.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times 21.0 \times \frac{0.755}{0.245} = 972 \text{ "}$$

$$\tau = \frac{10660}{100 \times .918 \times 35} = 3.3 \text{ "}$$

$$\tau_0 = \frac{10660}{5.03 \times 6.67 \times .918 \times 35} \times \frac{1}{2} = 5.0 \text{ "}$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-23 類別 S.S.1R
照査 日付 第 20 頁

上海 停車場標準鉄構橋

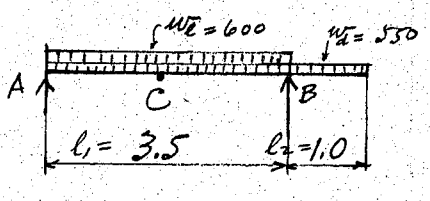
停車場標準歩廊 (第一頁略図参照) P.F.1

有効幅員 4.50m.

荷重

鋪装	2.5cm	@ 22kg	=	55
床版	20 〃	@ 24	=	480
雑				15
		w_2	=	550
手摺荷重		w_1	=	600
		w	=	1150 kg/m²

床版.



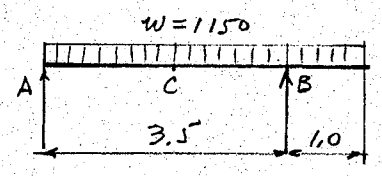
最大正曲率 M_C

$$\frac{w l_1^2}{8} = \frac{1150 \times 3.5^2}{8} = 1760$$

$$-\frac{w_2 l_2^2}{2} \times \frac{1}{2} = -\frac{550 \times 1.0^2}{4} = -140$$

$$M_C = 1620 \text{ kgm}$$

最大負曲率 M_B.



$$M_B = -\frac{w l_1^2}{2} = -\frac{1150 \times 1.0^2}{2} = -575 \text{ kgm}$$

剪力.

$$S_{BL} = -\frac{1150 \times 3.5}{2} = -2010 \text{ kg}$$

$$S_{BR} = 1150 \times 1.0 = 1150 \text{ 〃}$$

支間中央部 C 断面

$M_C = 1620$ kgm,

$b = 100$ cm, $h = 20$ cm, $d = 17.5$ cm, $d' = 2.5$ cm.

$A_s = 12\phi - 12.5$ cm c to c $= 9.05$ cm², $p = 9.05/100 \times 17.5 = 0.00518$

$A_s' = 12\phi - 37.5$ cm 〃 $= 3.02$ 〃, $p' = 3.02/$ 〃 〃 $= 0.00173$

$d'/d = 2.5/17.5 = 0.143$

$k = 0.313$ $L_c = 0.153$

$$\sigma_c = \frac{1620 \times 100}{100 \times 17.5^2 \times 0.153} = 34.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times 34.6 \times \frac{0.687}{0.313} = 1137 \text{ 〃}$$

支承部 B 断面

$M_B = -575$ kgm, $S_{BL} = -2010$ kg, $S_{BR} = 1150$ kg

$b = 100$ cm, $h = 30$ cm, $d = 27.5$ cm $d' = 2.5$ cm

$A_s = 12\phi - 12.5$ cm c to c $= 9.05$ cm², $p = 9.05/100 \times 27.5 = 0.00329$

$A_s' = 12\phi - 37.5$ 〃 〃 $= 3.02$ $p' = 3.02/$ 〃 〃 $= 0.00110$

$d'/d = 2.5/27.5 = 0.091$

$k = 0.262$, $L_c = 0.130$, $j = .913$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-23 類別 SS1R
照査 日付 第 21 頁

上海 停車場標準鉄構桁

$$\sigma_c = \frac{575\times100}{100\times27.5^2\times0.130} = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15\times5.9\times\frac{0.738}{0.262} = 249 \text{ "}$$

$$\tau = \frac{2010}{100\times0.913\times27.5} = 0.8 \text{ "}$$

$$\tau_0 = \frac{2010}{5.03\times8\times0.913\times27.5}\times\frac{1}{2} = 2.0 \text{ "}$$

縦桁

支間 1.50m. 連續桁

荷重

歩廊床	2.75m @ 550	=	1510
桁	0.25×0.25 @ 2400	=	150
			1660
雑荷重	2.75 @ 600	=	1650
		w =	3310 kg/m.

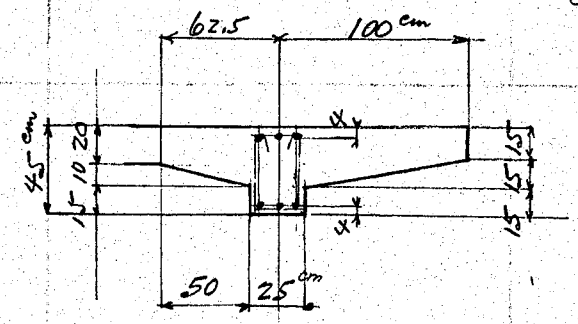
最大正曲率 $M_c = \frac{3310\times1.5^2}{14} = 532$ kgm

最大負曲率 $M_s = -\frac{3310\times1.5^2}{10} = -745$ "

剪力 $S = \frac{3310\times1.5}{2} = 2480$ kg

支間中央断面.

$M_c = 532$ kgm.



所要鉄筋量 $A_s = \frac{532\times100}{1200\times7/8\times41} = 1.24$ cm²

使用鉄筋 3-12φ = 3.39 cm².

支点部断面 $M_s = -745$ kgm, $S = 2480$ kg. $h = 45 + \frac{32.5}{3} = 56$, $d = 52$

所要鉄筋量 $A_s = \frac{745\times100}{1200\times7/8\times52} = 1.36$ cm²

(主鉄筋ハ曲鉄筋ヲ使用セズシテ上下層共直筋トス)

使用鉄筋 3-12φ = 3.39 cm².

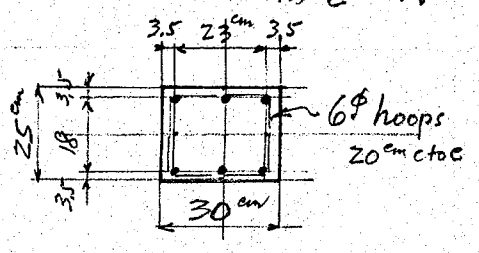
$\tau = \frac{2480}{25\times\frac{7}{8}\times52} = 2.2$ kg/cm² 6φ 肋筋使用ノ事.

$\tau_0 = \frac{2480}{3.77\times3\times\frac{7}{8}\times52} = 4.8$ "

柱 心々間隔 1.50m.

荷重 $W = 3310\times1.5 = 4960$ kg. 之ヲ 5,000 kg トス

鉄筋 6-12φ = 6.79 cm²



$A = 25\times30 = 750$

$6.79\times15 = 102$

$A' = 852$

$\sigma_c = \frac{5000}{852} = 5.9$ kg/cm²

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計	日付	類別
照査	日付	第22ノ前、表紙、頁

上海高速鐵道 停車場二階建標準構框 土被六米 應力計算書

Standard Rahmen for Station

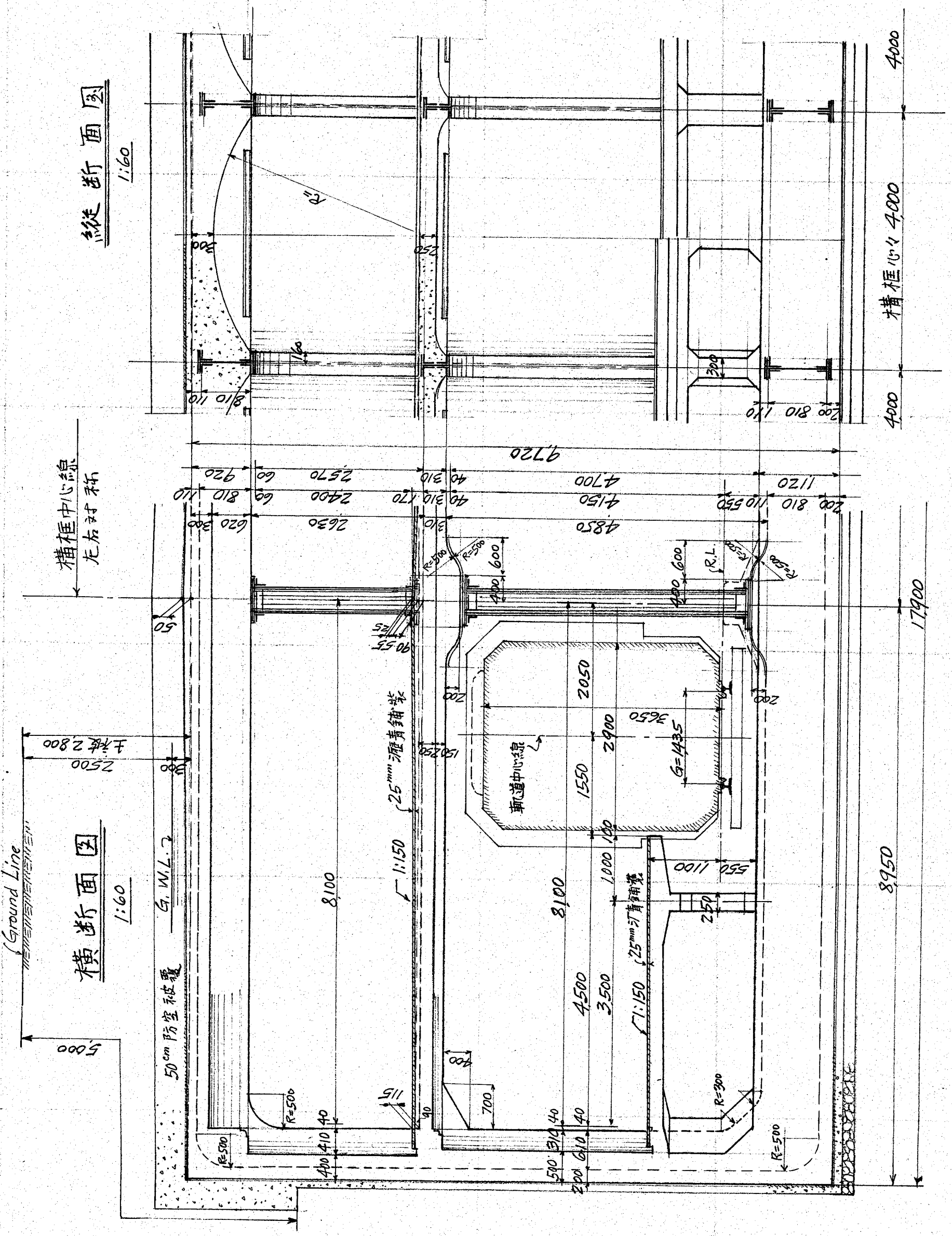
Mark S.S2R

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲垣 日付 16-6-25 類別 SS2R
照査 日付 第 22 頁

上海高速鉄道、停車場二階建標準構桓

停車場標準構桓 SS2R 土被 2.80m



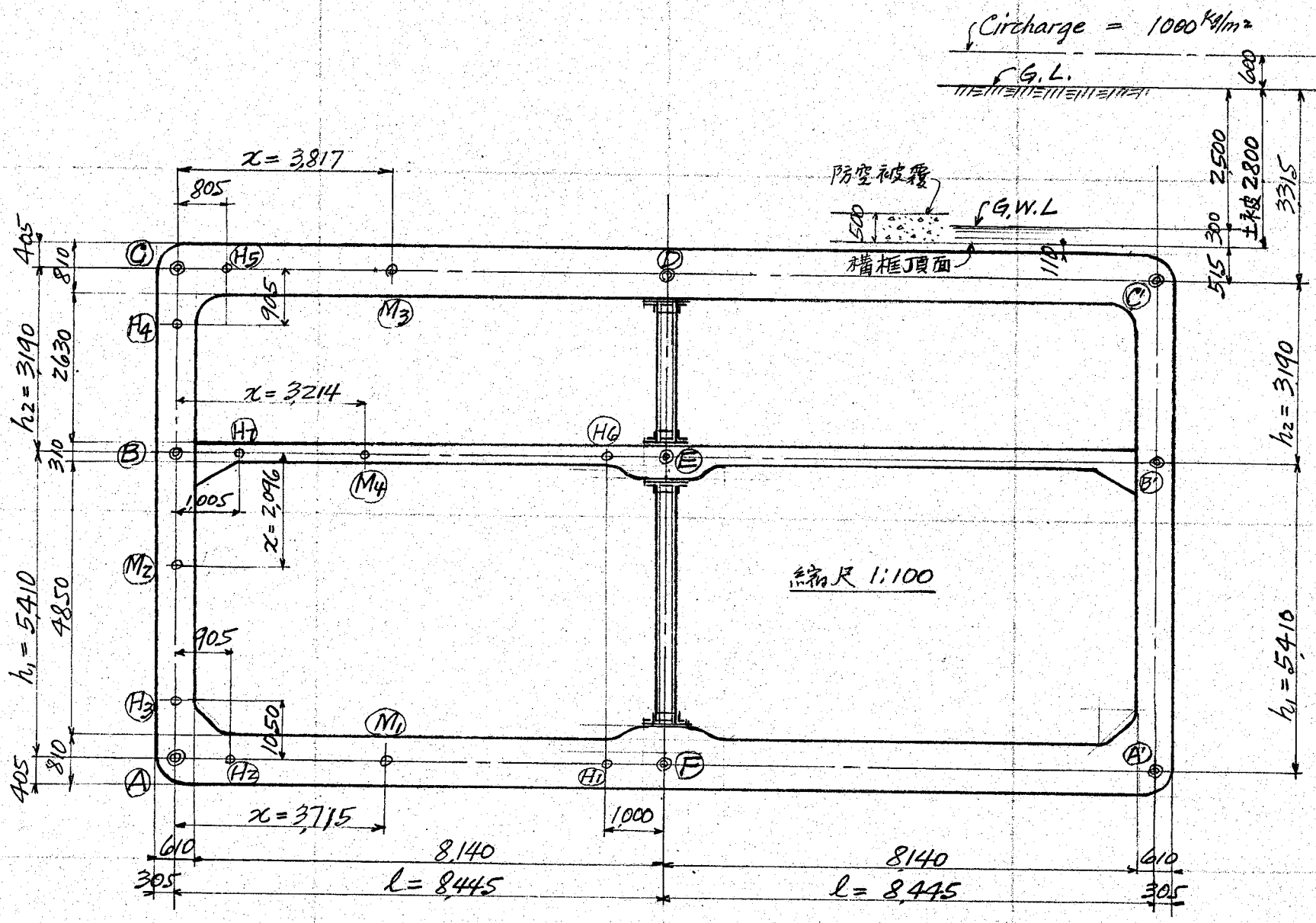
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-26 類別 SS2R
照査 日付 第 23 頁

上海 停車場標準鉄構框

鐵構框應力計算 土被 2.80m

構框寸法



設計條件

土被	2.80m ト假定ス	
地下水位	地表面以下 2.50m ト假定ス	
土ノ息角	φ = 25° トス ――――	土圧係数 $C = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{0.5774}{1.4226} = 0.406$
土ノ重量	地下水位以上	1600 kg/m³
〃	〃 以下	2000 〃

路面傳布荷重 ―――― 1000 kg/m² ―― 換算土深 0.6m

被覆混凝土	上床上面 50 cm 厚	側壁上部外面 50 cm 厚	(防空兼防水被覆)
〃	下床下面 10 cm 〃	側壁下部 〃 10 〃	(防水被覆)

構框間隔 心々 4.00 m

上床	アーチ型鐵筋混凝土版
下床	鉄筋混凝土平版
中床	〃
側壁	〃 (持送付)

(第22頁參圖參照)

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

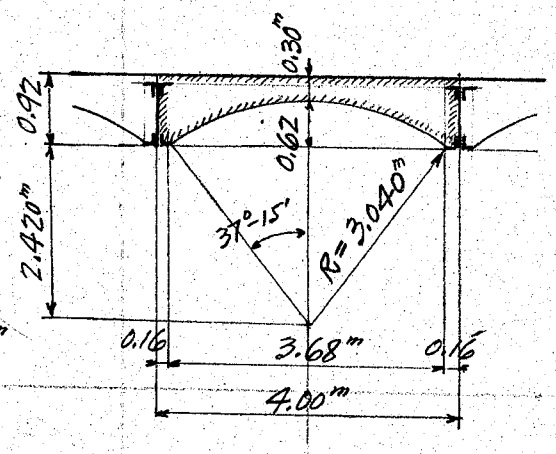
設計 稲葉 日付 16-6-26 類別 SS2R
照査 日付 第 24 頁

上海. 停車場標準鐵構桁

荷重ノ計算

上床荷重 w_1

土被 地下水位以上 2.30m@1600 = 3,680
被覆混凝土 0.50m@2200 = 1,100
路面荷重 1,000
5,780×4.0m = 23120
上床混凝土 2.135m³@2400 = 5,130
28,250 kg/m
鉄骨 450
w_1 = 28,700 kg/m



$$R = \frac{3.68^2}{8\times0.62} + \frac{0.62}{2} = 3.040\ m$$

$$\pi\times3.04^2\times\frac{74.5^\circ}{360^\circ} = 6.000$$

$-2.42\times1.84 = -4.455$

セグメント面積 = 1.545 m²

上床断面積

4.00×0.92 = 3.680
− 1.545
2.135 m²

中床荷重 w_2

瀝青鋪装 2.5cm@22kg = 55
水切混凝土 平均 2.8"@22 = 60
115×4.0m = 460
中床混凝土 4.00×0.25@2400 = 2400
〃 持送 2@0.30×0.15@〃 = 220
床面活荷重 4.00m @600 = 2400
5480
鉄骨 320
w_2 = 5,800 kg/m

下床荷重

$$w_3 = w_1 + w_2 = 28700 + 5800 = 34500\ kg/m$$

側壁荷重

Ⓒ点ニ於ケル荷重

地下水位以上 2.5m@1600 = 4000
〃 以下 0.815@2000 = 1630
路面荷重 = 1000
6,630

$$q_C = 6630\times4.0\times0.406 = 10760\ kg/m$$

Ⓑ点ニ於ケル荷重

3,190×4.0×2000×0.406 = 10360
10760
q_B = 21,120 kg/m

Ⓐ点ニ於ケル荷重

5,410×4.0×2000×0.406 = 17,580
21,120
q_A = 38,700 kg/m

BC部材ノ荷重

$$q_2 = \frac{q_C + q_B}{2} = \frac{10760 + 21120}{2} = 15,940\ kg/m$$

AB部材ノ荷重

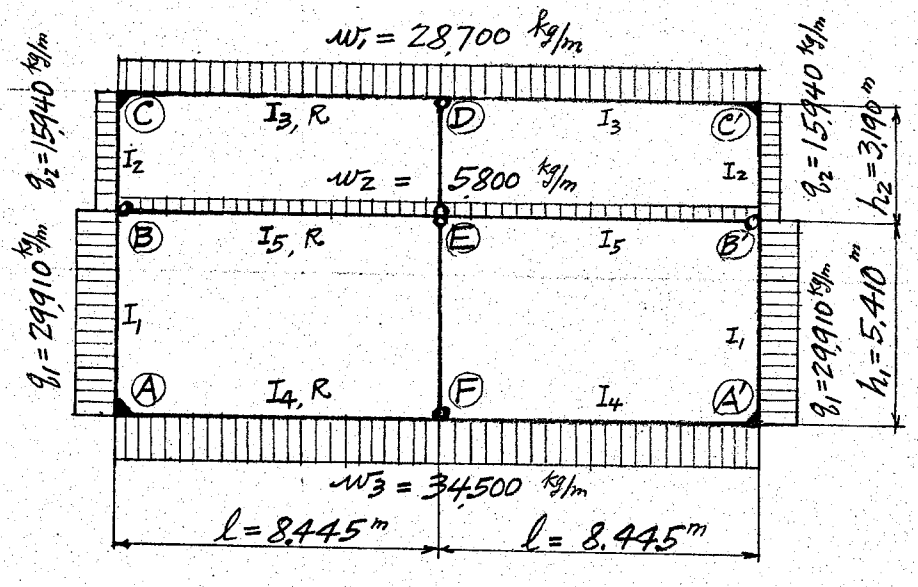
$$q_1 = \frac{q_B + q_A}{2} = \frac{21120 + 38700}{2} = 29,910\ 〃$$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-26 類別 SS2R
照査 日付 第 25 頁

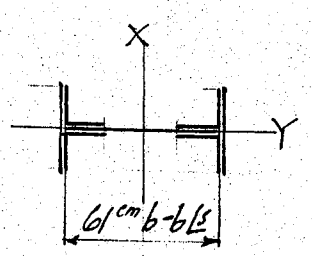
上海、停車場標準鐵構桁

荷重狀態



断面二次率 I 假定

側壁部材 A-B



4Ls 150×150×12	= 138.24	× 26.39² + 4@721	=	99100
2 Cov.pls. 340×12	= 81.60	× 31.10²	=	78,900
1 Web pl. 600×16	= 96.00	1.6×60³÷12	=	28800
	A = 315.84 cm²			206,800 cm⁴

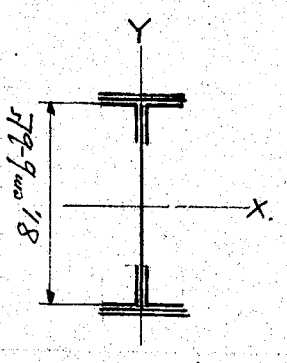
$I_1 = 0.002068\ m^4$

B-C.

AB ト同一断面使用

$I_2 = 0.002068\ m^4$

上床部材 CD



4Ls 150×150×12	= 138.24	× 36.39² + 4@721	=	186,100
4 Cov.pls 340×12	= 163.20	× 41.70²	=	283900
1 Web pl. 800×16	= 128.00	1.6×80³÷12	=	68300
	A = 429.44 cm²			538300 cm⁴

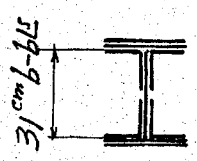
$I_3 = 0.005383\ m^4$

下床部材 AF.

4Ls 150×150×12	= 138.24	× 36.39² + 4@721	=	186,100
2 Cov. pls 340×12	= 81.60	× 41.10²	=	138,000
2 〃 〃 340×14	= 95.20	× 42.40²	=	171000
1 Web. pl. 800×16	= 128.00	1.6×80³÷12	=	68,300
	A = 443.04 cm²			563,400 cm⁴

$I_4 = 0.005634\ m^4$

中床部材 BE.



4Ls 150×150×12	= 138.24	× 11.39² + 4@721	=	20,800
4 cov.pls 340×9	= 122.40	× 16.40²	=	32,900
1 Web pl. 300×16	= 48.00	1.6×48³÷12	=	14,700
	A = 308.64 cm²			68,400 cm⁴

$I_5 = 0.000,684\ m^4$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-26 類別 SSZR
照査 日付 第 26 頁

上海 停車場標準鉄構框

計算上必要ナル諸項ノ値

$k_1 = \frac{I_1}{h_1} = \frac{0.002068}{5.410} = 0.000382$,

$k_2 = \frac{I_2}{h_2} = \frac{0.002068}{3.190} = 0.000648$,

$K_A = k_1 + k_4 = 0.001049$
$K_B = k_1 + k_2 = 0.001030$
$K_C = k_2 + k_3 = 0.001285$
$K_S = 2(k_3 + k_4) + 0.5k_5$
$= 0.002649$

$k_3 = \frac{I_3}{l} = \frac{0.005383}{8.445} = 0.000637$

$k_4 = \frac{I_4}{l} = \frac{0.005634}{8.445} = 0.000667$

$k_5 = \frac{I_5}{l} = \frac{0.000684}{8.445} = 0.000081$

$E = 2{,}100{,}000\ kg/cm^2 = 21(10)^9\ kg/m^2$
$2E = 42(10)^9\ kg/m^2$
$6E = 126(10)^9$ 〃

$C_{AB} = C_{BA} = \frac{q_1 h_1^2}{12} = \frac{2991.0 \times 5.410^2}{12} = 72{,}950\ kgm$
$C_{BC} = C_{CB} = \frac{q_2 h_2^2}{12} = \frac{1594.0 \times 3.190^2}{12} = 13{,}520$ 〃
$C_{CD} = C_{DC} = \frac{w_1 l^2}{12} = \frac{2870.0 \times 8.445^2}{12} = 170{,}570$ 〃
$C_{AF} = C_{FA} = \frac{w_3 l^2}{12} = \frac{3450.0 \times 8.445^2}{12} = 205{,}040$ 〃
$H_{EB} = \frac{w_2 l^2}{8} = \frac{580.0 \times 8.445^2}{8} = 51{,}710$ 〃

$C_{AB} - C_{AF} = -132{,}090\ kgm$
$C_{BC} - C_{BA} = -59{,}430$ 〃
$C_{CD} - C_{CB} = 157{,}050$ 〃

綴点彎曲率一般式

$M_{AF} = 2Ek_4(2\theta_A - 3R) + C_{AF} = -M_A$
$M_{AB} = 2Ek_1(2\theta_A + \theta_B) - C_{AB} = M_A$

$M_{BA} = 2Ek_1(2\theta_B + \theta_A) + C_{BA} = -M_B$
$M_{BC} = 2Ek_2(2\theta_B + \theta_C) - C_{BC} = M_B$

$M_{CB} = 2Ek_2(2\theta_C + \theta_B) + C_{CB} = -M_C$
$M_{CD} = 2Ek_3(2\theta_C - 3R) - C_{CD} = M_C$

$M_{DC} = 2Ek_3(\theta_C - 3R) + C_{DC} = -M_D$
$M_{FA} = 2Ek_4(\theta_A - 3R) - C_{FA} = M_F$

$M_{EB} = -3Ek_5R + H_{EB} = -M_E$

平衡狀件式

番號	θ_A	θ_B	θ_C	R		荷重項
1	$2K_A$	k_1		$-3k_4$	=	$(C_{AB}-C_{AF})/2E$
2	k_1	$2K_B$	k_2		=	$(C_{BC}-C_{BA})/2E$
3		k_2	$2K_C$	$-3k_3$	=	$(C_{CD}-C_{CB})/2E$
4	k_4		k_3	$-K_S$	=	$-H_{EB}/6E$

上式ノ各項ニ夫々數値ヲ代入スレバ次ノ如シ

番號	θ_A	θ_B	θ_C	R		荷重項
1	0.002098	0.000382		-0.002000	=	$-132{,}090/42(10)^9$
2	0.000382	0.002060	0.000648		=	$-59430/42(10)^9$
3		0.000648	0.002570	-0.001911	=	$157{,}050/42(10)^9$
4	0.000667		0.000637	-0.002649	=	$-51{,}710/126(10)^9$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稍 日付 16-6-27 類別 SS2R
照査 日付 第 27 頁

上海、停車場標準鉄構框

上式ヲ整理有約スレバ次ノ如シ

番号	θ_A	θ_B	θ_C	R		荷重項	摘要
1	5.492	1		-5.236	=	− 8233	右辺ノ値ヲ(10)6倍シタルヲ以テ之等ノ式ヲ解キテ得タル θ及R ノ値ニハ夫々 1/(10)6 ヲ乗ズベシ
2	1	5.393	1.696		=	− 3704	
3		1	3.966	-2.944	=	5770	
4	1.047		1	-4.159	=	− 644	

上式ヲ 反覆試索法ニ依リテ解ケバ θ及R ノ値ハ次ノ如シ

$\theta_A = -871/(10)^6$ $2\theta_A = -1742/(10)^6$
$\theta_B = -1178/(10)^6$ $2\theta_B = -2356/(10)^6$
$\theta_C = 2074/(10)^6$ $2\theta_C = 4148/(10)^6$
$R = 434/(10)^6$ $3R = 1302/(10)^6$

綴点彎曲率ノ値

$M_{AF} = 42(10)^9 \times 0.000667 \times (-3044) \div (10)^6 + 205,040 = 119,800$ kgm
$M_{AB} = 42(10)^9 \times 0.000382 \times (-2920) \div (10)^6 - 72,950 = -119,800$
$M_A = -119,800$ kgm

$M_{BA} = 42(10)^9 \times 0.000382 \times (-3227) \div (10)^6 + 72,950 = 21,190$
$M_{BC} = 42(10)^9 \times 0.000648 \times (-282) \div (10)^6 - 13,520 = -21,190$
$M_B = -21,190$ 〃

$M_{CB} = 42(10)^9 \times 0.000648 \times 2970 \div (10)^6 + 13,520 = 94,390$
$M_{CD} = 42(10)^9 \times 0.000637 \times 2846 \div (10)^6 - 170,570 = -94,390$
$M_C = -94,390$ 〃

$M_{DC} = 42(10)^9 \times 0.000637 \times 772 \div (10)^6 + 170,570 = 191,240$
$M_D = -191,240$ 〃

$M_{FA} = 42(10)^9 \times 0.000667 \times (-2173) \div (10)^6 - 205,040 = -265,930$
$M_F = -265,930$ 〃

$M_{EB} = -63(10)^9 \times 0.000081 \times 434 \div (10)^6 + 51,710 = 49,500$
$M_E = -49,500$ 〃

各支点ニ於ケル剪力

上床 CD.

$S_{C3} = \frac{wl}{2} + \frac{M_D - M_C}{l} = \frac{28700 \times 8.445}{2} + \frac{-96850}{8.445} = 121,000 - 11450 = 109,550$ kg
$S_{D3} = -\frac{wl}{2} + \frac{M_D - M_C}{l} = -121000 - 11450 = -132,450$ 〃

中床 BE.

$S_{B5} = \frac{w_2 l}{2} + \frac{M_E}{l} = \frac{5800 \times 8.445}{2} + \frac{-49500}{8.445} = 24,500 - 5860 = 18,640$ 〃
$S_{E5} = -\frac{w_2 l}{2} + \frac{M_E}{l} = -24500 - 5860 = -30,360$ 〃

下床 AF.

$S_{A4} = -\frac{w_3 l}{2} + \frac{M_A - M_F}{l} = -\frac{34500 \times 8445}{2} + \frac{146130}{8.445} = -145500 + 17320 = -128,180$ 〃
$S_{F4} = \frac{w_3 l}{2} + 〃 = 145500 + 17320 = 162,820$ 〃

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-30 類別 SSZR
照査 日付 第 28 頁

上海、停車場標準鉄構框

側壁 AB.

$$S_{A1} = \frac{q_1 h_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{h_1} = \frac{29910 \times 5.410}{2} + \frac{98610}{5.410} = 80900 + 18200 = 99,100\ kg$$

$$S_{B1} = -\frac{q_1 h_1}{2} + \text{〃} = -80900 + 18200 = -62,700\ \text{〃}$$

側壁 BC

$$S_{B2} = \frac{q_2 h_2}{2} + \frac{M_C - M_B}{h_2} = \frac{15940 \times 3.190}{2} + \frac{-73200}{3.190} = 25430 - 22930 = 2,500\ \text{〃}$$

$$S_{C2} = -\frac{q_2 h_2}{2} + \text{〃} = -25430 - 22930 = -48,360\ \text{〃}$$

中間点ニ於ケル彎曲率及剪力.

下床 AF.

Ⓜ1 剪力が零ナル点ノAヨリノ距離 $x = -\frac{S_{A4}}{w_3} = \frac{128180}{34500} = 3.715\ m$

$$-S_{A4}x = 128180 \times 3.715 = 476,100$$
$$-\frac{w_3 x^2}{2} = -\frac{34500 \times 3.715^2}{2} = -238000$$
$$M_A = -119800$$
$$M_1 = 118,300\ kgm \qquad S_1 = 0$$

Ⓗ1 $x = 8.445 - 1.000 = 7.445\ m$

$$128180 \times 7.445 = 955,000$$
$$-\frac{34500 \times 7.445^2}{2} = -956,000$$
$$-119800$$
$$M_{H1} = -120,800\ kgm$$

$S_{A4} = -128180$
$w_3 x = 34500 \times 7.445 = 256880$
$S_{H1} = 128,700\ kg$

Ⓗ2 $x = 0.905\ m$

$$128180 \times 0.905 = 116,000$$
$$-\frac{34500 \times 0.905^2}{2} = -14,500$$
$$-119,800$$
$$M_{H2} = -18,300\ kgm$$

-128180
$34500 \times 0.905 = 31,180$
$S_{H2} = -97,000\ kg$

上床 CD.

Ⓜ3 $S_1 = 0$ $x = \frac{S_{C3}}{w_1} = \frac{109550}{28700} = 3.817\ m$

$$S_{C3}x = 109550 \times 3.817 = 418,150$$
$$-\frac{w_1 x^2}{2} = -\frac{28700 \times 3.817^2}{2} = -209,060$$
$$M_C = -94,390$$
$$M_3 = 114,700\ kgm \qquad S_3 = 0$$

Ⓗ5 $x = 0.805\ m$

$$109550 \times 0.805 = 88,200$$
$$-\frac{28700 \times 0.805^2}{2} = -9,290.$$
$$-94,390$$
$$M_{H5} = -15,480\ kgm$$

109550
$-28700 \times 0.805 = -23100$
$S_{H5} = 86,450\ kg$

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-6-30 類別 S.S.ZR
照査 日付 第 29 頁

上海、停車場標準鐵構框

中床 BE

Ⓜ4 $S_4=0$ $x=\frac{S_{B5}}{w_2}=\frac{18640}{5800}=3.214\,m$

$S_{B5}x = 18640\times 3.214 = 59950$
$-\frac{w_2x^2}{2} = -\frac{5800\times 3.214^2}{2} = -29950$
$M_4 = 30000\,kgm$ $S_4=0$

Ⓗ6 $x=8.445-1.000=7.445\,m$

$18640\times 7.445 = 138700$
$-\frac{5800\times 7.445^2}{2} = -167200$
$M_{H6} = -28500\,kgm$

$18640 - 5800\times 7.745 = 18640 - 43200$
$S_{H6} = -24560\,kg$

Ⓗ7 $x=1.005\,m$

$18640\times 1.005 = 18730$
$-\frac{5800\times 1.005^2}{2} = -2930$
$M_{H7} = 15800\,kgm$

$18640 - 5800\times 1.005 = 18640 - 5830$
$S_{H7} = 12810\,kg$

側壁 AB.

Ⓜ2 $S_2=0$ $x=-\frac{S_{B1}}{q_1}=\frac{62700}{29910}=2.096\,m$

$62700\times 2.096 = 131420$
$-\frac{29910\times 2.096^2}{2} = -65700$
-21190
$M_2 = 44530\,kgm$ $S_2=0$

Ⓗ3 $x=5.410-1.050=4.360\,m$

$62700\times 4.360 = 273370$
$-\frac{29910\times 4.360^2}{2} = -284290$
-21190
$M_{H3} = -32110\,kgm$

$29910\times 4.36 = 130400 - 62700$
$S_{H3} = 67700\,kg$

側壁 BC.

$S=0$ $x=\frac{48360}{15940}=3.034\,m$ (C点より下方)

$48360\times 3.034\times\frac{1}{2} = 73360$
-94390
$M = -21030\,kgm$ $S=0$.

Ⓗ4 $x=0.905\,m$

$48360\times 0.905 = 43770$
$\frac{15940\times 0.905^2}{2} = -6530$
-94390
$M_{H4} = -57150\,kgm$

$15940\times 0.905 = 14430 - 48360$
$S_{H4} = -33930\,kg$

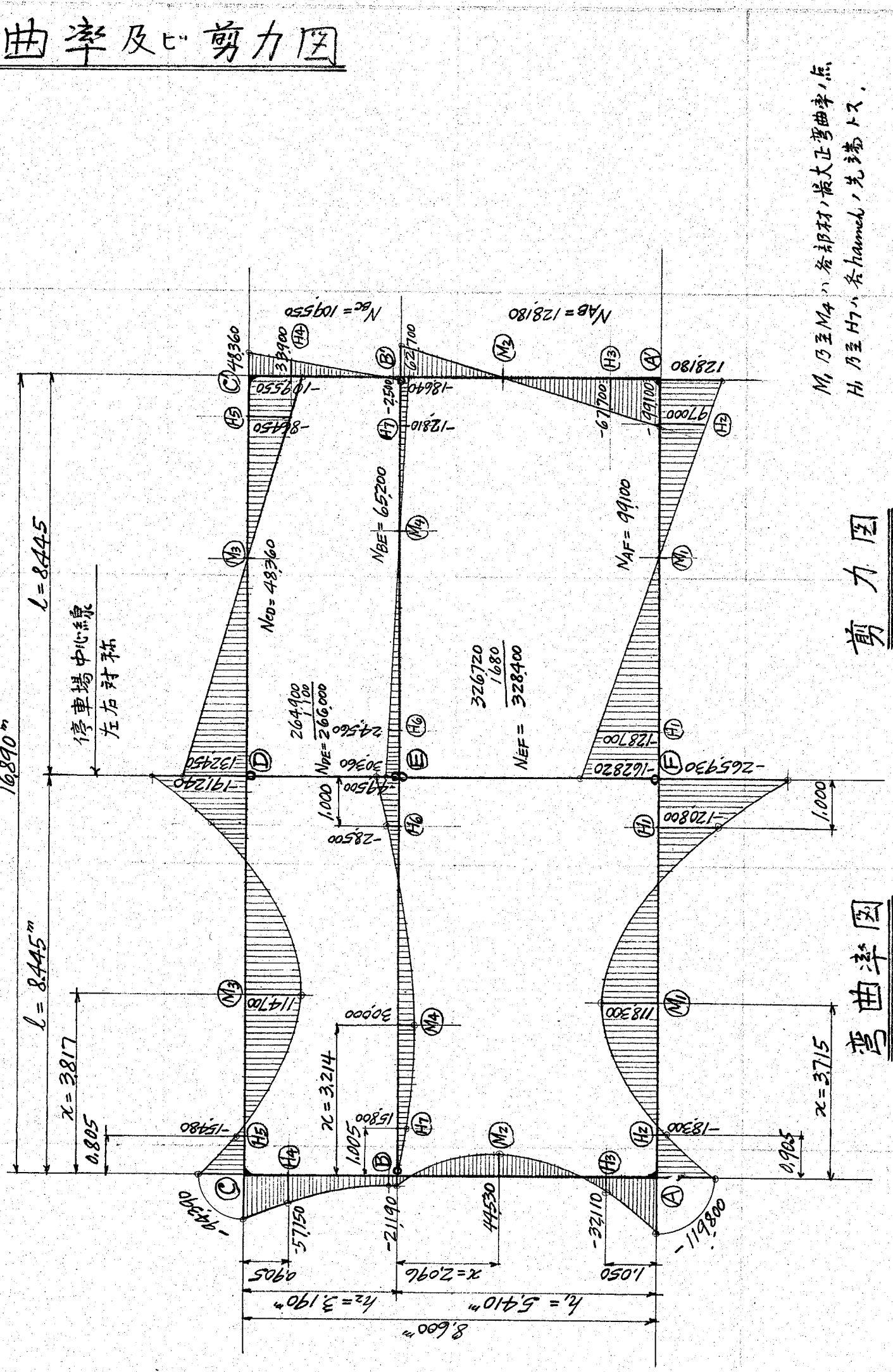
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 6-6-30 類別 SSZR

照査 日付 第 30 頁

上海、停車場標準鐵構框

彎曲率及ビ剪力図



増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

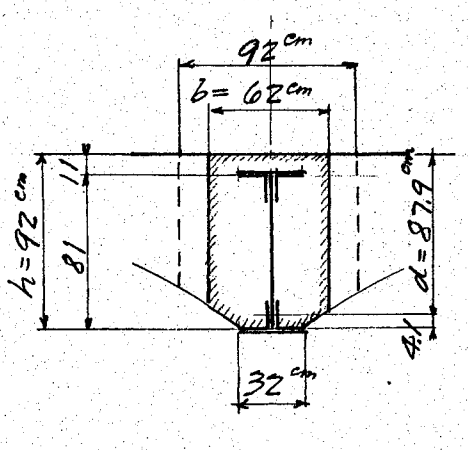
設計 稲葉 日付 16-6-30 類別 SSZR
照査 日付 第 31 頁

上海、停車場標準鉄構桁

各部材断面應力ノ計算

各部材混凝土ノ抵抗剪力及附着力

上床部材 CD



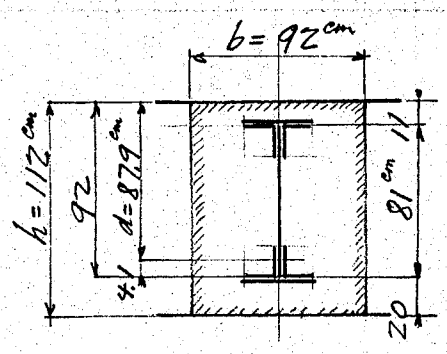
抵抗剪力 S_R (此場合 $\tau_a = 3.5$ kg/cm² ヲ許容スルモノトス)
有効幅 $b = (92+32) \div 2 = 62$ cm ト假定ス

$$S_R = \tau_a b j d = 3.5 \times 62 \times \frac{7}{8} \times 87.9 = 16{,}700 \text{ kg}$$

抵抗附着力 B_R (此場合 $\tau_{oa} = 4.5$ kg/cm² ヲ許容スルモノトス)
有効周長 $U = 150 \times 1.41 \times 2 + 3 = 45.3$ cm ---正曲率ノ部分
〃 $U = 45.3 + 34.0 = 79.3$ 〃 ---負〃 〃

$$B_R = \tau_{oa} U j d = 4.5 \times 45.3 \times \frac{7}{8} \times 87.9 = 15{,}700 \text{ kg} \text{ ---正曲率ノ部分}$$
$$= 4.5 \times 79.3 \times \frac{7}{8} \times 76.9 = 24{,}000 \text{ 〃 ---負〃 〃}$$

下床部材 AF



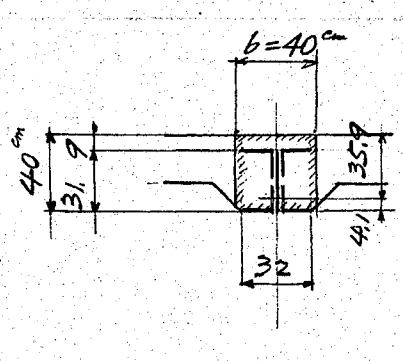
抵抗剪力 S_R
有効幅 $b = 92$ cm ト假定ス

$$S_R = \tau_a b j d = 3.5 \times 92 \times \frac{7}{8} \times 87.9 = 24{,}800 \text{ kg}$$

抵抗附着力 B_R

$$B_R = \tau_{oa} U j d = 4.5 \times 79.3 \times \frac{7}{8} \times 87.9 = 27{,}400 \text{ kg}$$ 正負曲率ノ部分共ニ一ト称假ス.

中床部材 BE



抵抗剪力

$$S_R = 3.5 \times 40 \times \frac{7}{8} \times 35.9 = 4400 \text{ kg}$$

抵抗附着力

$$B_R = 4.5 \times 45.3 \times \frac{7}{8} \times 35.9 = 6{,}400 \text{ kg} \text{ ---正曲率ノ部分}$$
$$= 4.5 \times 79.3 \times \frac{7}{8} \times 26.9 = 8{,}400 \text{ 〃 ----負〃 〃}$$

側壁部材 AB及BC

側壁部材AB及ビBCハ剪力比較的小ナルヲ以テ混凝土ノ抵抗剪力及ビ附着力ヲ無視シ鉄骨ノミニテ抵抗スルモノト假定ス.

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-1 類別 SS2R
照査 日付 第 32 頁

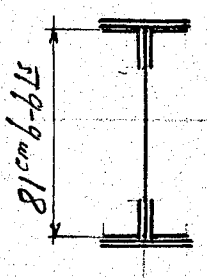
上海 停車場標準鐵構桁

断面ノ應力

下床部材 AF

Ⓜ₁ M= 118,300 kgm , N= 99,100 kg.c S=0

断面



4L	150×150×12	= 138.24	ZLs	= 69.12	− 12.00	= 57.12
2 Cov.pls	340×12	= 81.60	1Pl.	= 40.80	− 6.00	= 34.80
2 〃	340×14	= 95.20	1Pl.	= 47.60	− 7.00	= 40.60
1 Web pl.	800×16	= 128.00	A_{Fg}	= 157.52 cm²gr	A_{Fn}	= 132.52 cm² net
	A =	443.04 cm²				

断面二次率 I= 563,400 cm⁴ (25頁参照) , y= 43.1 cm

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{118300\times100}{563400}\times43.1 =$ 906 kg/cm² 抗圧縁纖

$906\times\frac{157.52}{132.52} =$ 1077 〃 抗張 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{99100}{443.04} =$ 224 〃

抗圧縁纖応力 σ_c = 906 + 224 = 1130 kg/cm² < 1150

抗張 〃 σ_t = 1077 − 224 = 853 〃 < 1200

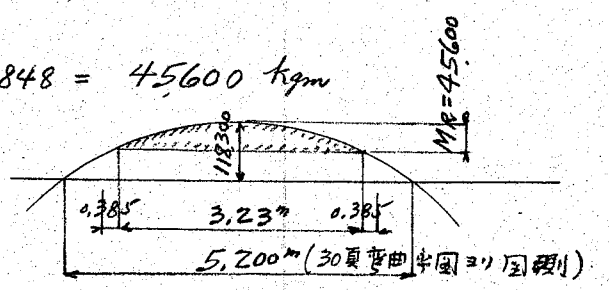
第二蓋鈑 (340×14) ノ所要長

蓋鈑ノ抵抗力率 M_R = 47.60×1130×0.848 = 45,600 kgm

$\sqrt{\frac{45600}{118300}}\times5.20 =$ 3.23 m

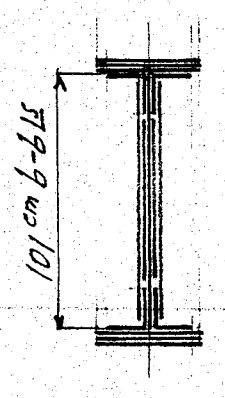
2@0.385 = 0.77

蓋鈑総長 L = 4.00 m



Ⓕ M= − 265,930 kgm , N= 99,100 kg.c S= 162820 kg

断面



4L	150×150×12	= 138.24	× 46.39² +	721×4	=	300,200
6 Cov.pls	380×14	= 319.20	× 52.60²		=	883000
1 Web pl.	1000×16	= 160.00		1.6×100³÷12	=	133300
2 Side pls.	700×12	= 168.00		2.4×70³÷12	=	68600
2 〃	960×10	= 192.00		2.0×96³÷12	=	147300
	A =	977.44 cm²			I =	1532400 cm⁴
					y =	54.7 cm

ZLs	69.12	− 12.00	=	57.12
3 Cov.pls	159.60	− 21.00	=	138.60
A_{Fg} =	228.72 cm²gr	A_{Fn} =	195.72 cm² net	

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{265930\times100}{1532400}\times54.7 =$ 948 kg/cm² ―― 抗圧縁纖

$948\times\frac{228.72}{195.72} =$ 1108 〃 ―― 抗張 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{99100}{977.44} =$ 101 〃

抗圧縁纖応力 σ_c = 948 + 101 = 1049 kg/cm² < 1150

抗張 〃 σ_t = 1108 − 101 = 1007 〃 < 1200

剪応力 $\tau = \frac{162820 - 24800}{520} =$ 266 〃 < $950\times\frac{5}{6} = 790$

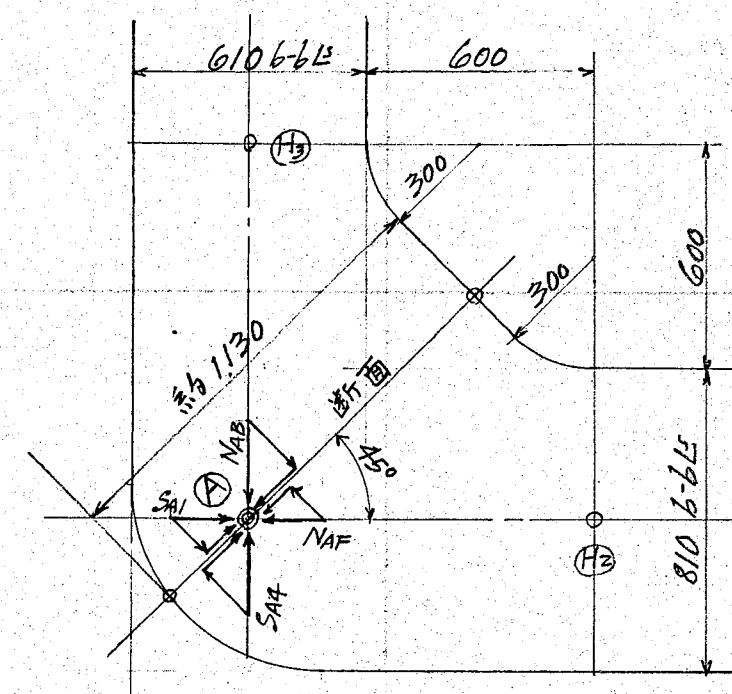
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

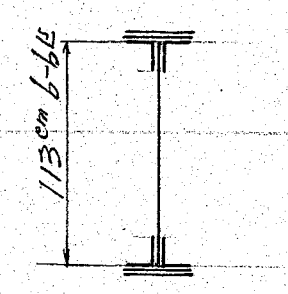
設計 稲葉 日付 16-7-1 類別 SS2R
照査 日付 第 33 頁

上海 停車場標準鐵構框

Ⓐ $M = -119{,}800$ kgm, $N_{AB}\cos 45° = 128180 \times 0.707 = 90{,}700$ $S_{A1}\cos 45° = 99100 \times 0.707 = 70000$ $N_A = 160{,}700$ kg.c

$N_{AB}\sin 45° = 90{,}700$ $S_{A1}\sin 45° = -70000$ $S_A = 20{,}700$ kg





斷面

4L	150×150×12	=	138.24	× 52.39^2 + 4@721	=	382,400
2 cov. pls	340×12	=	81.60	× 57.10^2	=	266,100
2 〃	340×10	=	68.00	× 58.20^2	=	230,400
1 Web pl.	1120×16	=	179.20	$1.6 \times 112^3 \div 12$	=	187,400
			A = 467.04			I = 1,066,300 cm⁴,	y = 58.7 cm

突縁斷面

	總斷面積			純斷面積
2L	69.12	−	12.00	= 57.12
1 cov. pl.	40.80	−	6.00	= 34.80
1 〃	34.00	−	5.00	= 29.00
	A_{Fg} = 143.92 cm² gr			A_{Fn} = 120.92 cm² net

彎曲応力 $\frac{M}{I}y = \frac{119800 \times 100}{1066300} \times 58.7 = 660$ kg/cm² ——抗圧縁絶

$660 \times \frac{143.92}{120.92} = 786$ 〃 ——抗張 〃

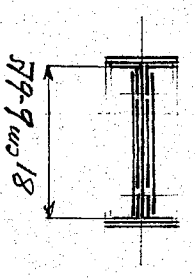
直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{160700}{467.04} = 345$ 〃

抗圧縁絶応力 $\sigma_c = 660 + 345 = 1{,}005$ kg/cm² < 1150

抗張 〃 $\sigma_t = 786 - 345 = 441$ 〃 < 1200

剪応力 $\tau = \frac{20700}{179.2} = 116$ 〃

Ⓗ1 $M = -120{,}800$ kgm, $N = 99{,}100$ kg.c $S = 128{,}700$ kg



斷面

4L	150×150×12	=	138.24	× 36.39^2 + 4@721	=	185,900
4 cov. pls	380×14	=	212.80	× 41.90^2	=	373,500
1 Web pl.	800×16	=	128.00	$1.6 \times 80^3 \div 12$	=	68,300
2 Side pls.	500×12	=	120.00	$2.4 \times 50^3 \div 12$	=	25,000
2 〃	760×10	=	152.00	$2.0 \times 76^3 \div 12$	=	73,100
			A = 751.04 cm²			I = 725,800 cm⁴,	y = 43.3 cm

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-1 類別 SS2R
照査 日付 第 34 頁

上海 停車場標準鉄構桁

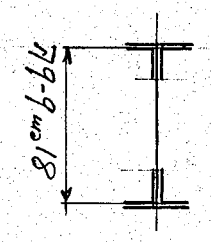
突縁断面		総断面積			純断面積
	2山	69.12	−	12.00	= 57.12
	2 cov.pls	106.40	−	14.00	= 92.40
		A_{Fg} = 175.52 cm²gr			A_{Fn} = 149.52 cm²net

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{120800\times100}{725800}\times43.3 = 722$ kg/cm² ---抗圧縁絶
$722\times\frac{175.52}{149.52} = 847$ 〃 ---抗張〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{99100}{751.04} = 132$ 〃

抗圧縁縁応力 $\sigma_c = 722+132 = 854$ 〃
抗張 〃 $\sigma_t = 847-132 = 711$ 〃
剪応力 $\tau = \frac{128700-24800}{400.00} = 260$ 〃

(F2) $M=-18300$ kgm, $N=99100$ kg.c $S=-97000$ kg

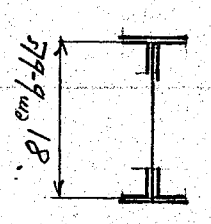


断面
4山 150×150×12 = 138.24
2 Cov.pls 340×12 = 81.60
1 web pl. 800×16 = 128.00
A = 347.84 cm²

剪応力 $\tau = \frac{97000-24800}{128.00} = 564$ kg/cm²

上床部材 CD.

(M3) $M=114700$ kgm, $N=48360$ kg.c $S=0$.



断面
4山 150×150×12 = 138.24
4 Cov.pls 340×12 = 163.20
1 web.pl. 800×16 = 128.00
A = 429.44 cm²

突縁断面
2山 = 69.12 − 12.00 = 57.12
2pls = 81.60 − 12.00 = 69.60
A_{Fg} = 150.72 cm²gr A_{Fn} = 126.72 cm²net

断面二次半 I = 538300 cm⁴ (第25頁参照), y = 42.9 cm.

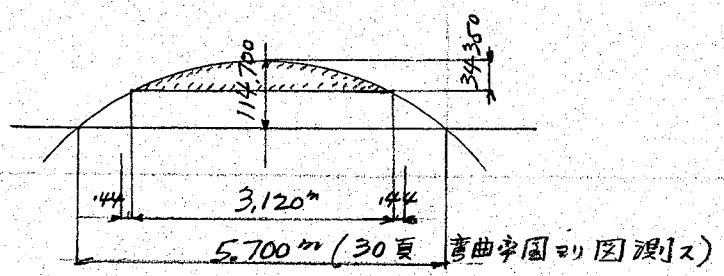
曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{114700\times100}{538300}\times42.9 = 912$ kg/cm² --- 抗圧縁絶
$912\times\frac{150.72}{126.72} = 1085$ 〃 --- 抗張〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{48360}{429.44} = 113$ 〃

抗圧縁縁応力 $\sigma_c = 912+113 = 1025$ kg/cm² < 1150
抗張 〃 $\sigma_t = 1085-113 = 972$ 〃 < 1200

第二蓋鈑ノ所要長
蓋鈑ノ抵抗力率 $M_R = 40.80\times1025\times0.822 = 34350$ kgm

$\sqrt{\frac{34350}{114700}}\times5.70 = 3.12^m$
$2@.44 = 0.88$
蓋鈑長 $\ell = 4.00^m$

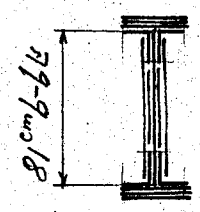


増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-1 類別 SSZR
照査 日付 第 35 頁

上海、停車場標準鉄構桁

Ⓓ $M=-191{,}240$ kgm , $N=48360$ kg.C , $S=-132{,}450$ kg



断面

4Ls	150×150×12 =	138.24	× 36.39^2 + 4@721	=	185,900
2 Cov.Pls	340×12 =	81.60	× 41.10^2	=	137,700
4 〃	340×14 =	190.40	× 43.10^2	=	353,500
1 Web pl.	800×16 =	128.00	$1.6\times80^3\div12$	=	68,300
2 Side pls	500×12 =	120.00	$2.4\times50^3\div12$	=	25,000
2 〃	760×10 =	152.00	$2.0\times76^3\div12$	=	73,100
	A =	810.24 cm²			I = 843500 cm⁴, y = 44.5 cm

突縁断面 (総) (純)

2Ls	=	69.12 − 12.00	=	57.12
1 cov.pl.	=	40.80 − 6.00	=	34.80
2 〃	=	95.20 − 14.00	=	81.20
	A_{Fg} =	205.12 cm² gr	A_{Fn} =	173.12 cm² net

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{191240\times100}{843500}\times44.5 = 1008$ kg/cm² 抗圧縁紐

$1008\times\frac{205.12}{173.12} = 1195$ 〃 抗張 〃

圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{48360}{810.24} = 60$ 〃

抗圧縁維応力 $\sigma_c = 1008+60 = 1068$ kg/cm² < 1150

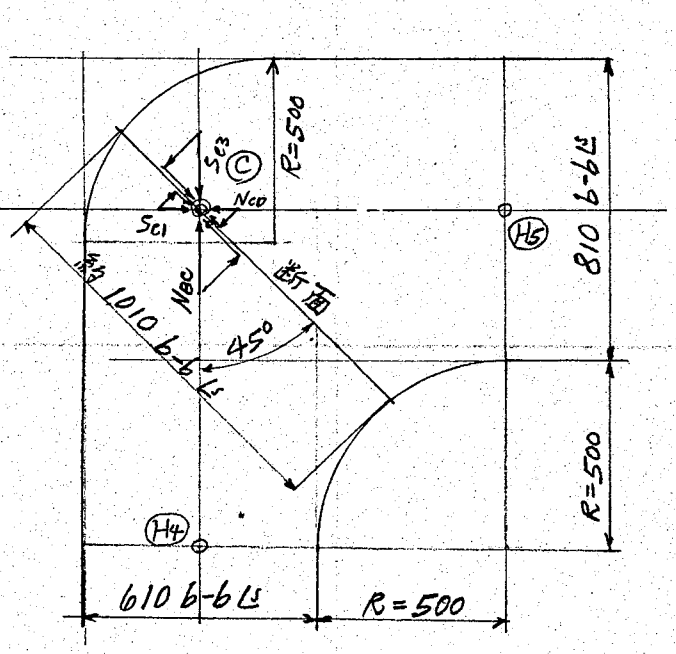
抗張 〃 $\sigma_t = 1195-60 = 1135$ 〃 < 1200

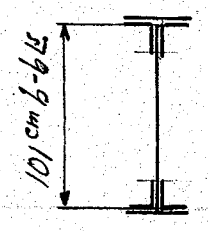
剪応力 $\tau = \frac{132450-16700}{400.00} = 289$ 〃

Ⓒ $M=-94390$ kgm $N_{BC}\cos45° = 109550\times0.707 = 77500$, $N_{BC}\sin45° = 77500$

$S_{C2}\cos45° = 48360\times0.707 = 34200$, $S_{C2}\sin45° = -34200$

$N_C = 111{,}700$ kg C $S_C = 43300$ kg





突縁断面 (総) (純)

2Ls	=	69.12 − 12.00	=	57.12
1 Pl.	=	40.80 − 6.00	=	34.80
A_{Fg}	=	109.92 cm² gr	A_{Fn}	= 91.92 cm² net

断面

4Ls	150×150×12 =	138.24	× 46.39^2 + 721×4	=	300,400
2 Cov.Pls	340×12 =	81.60	× 51.10^2	=	213,000
1 Web pl.	1000×16 =	160.00	$1.6\times100^3\div12$	=	133,300
	A =	379.84 cm²		I =	646,700 cm⁴,	y = 51.7 cm

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-2 類別 SSZR
照査 日付 第 36 頁

上海 停車場標準鉄構框

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{94390\times100}{646,700}\times51.70 = 754$ kg/cm² 圧縮縁応

$754\times\frac{109.92}{91.92} = 901$ 〃 引張 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{111700}{379.84} = 294$ 〃

圧縮縁繊維応力 $\sigma_c = 754+294 = 1048$ kg/cm² < 1150

引張 〃 $\sigma_t = 901-294 = 607$ 〃 < 1200

剪断応力 $\tau = \frac{43300}{160,00} = 271$ 〃

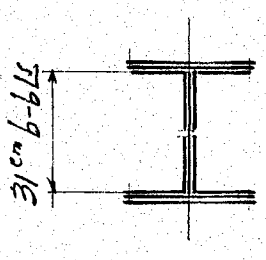
(H5) $M = -15480$ kgm, $N = 48360$ kg.c $S = 86450$ kg

断面 = (H2) と同じ (第34頁参照)

剪断応力 $\tau = \frac{86450-16700}{128.00} = 545$ kg/cm²

中床部材 BE

(M4) $M = 30,000$ kgm, $N = 65200$ kg.c $S = 0$



断面

4L	150×150×12	=	138.24
4 cov.pls	340×9	=	122.40
1 web pl.	300×16	=	48.00
	A	=	308.64 cm²
	I	=	57,300 cm⁴ (第37頁 H6 断面参照)
	y	=	17.30 cm

実線断面

2L	69.12	− 12.00	= 57.12
2 cov.pls	61.20	− 9.00	= 52.20

$A_{Fg} = 130.32$ cm² gr $A_{Fn} = 109.32$ cm² net

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{30000\times100}{57300}\times17.30 = 904$ kg/cm² --- 圧縮縁応

$904\times\frac{130.32}{109.32} = 1077$ 〃 -- 引張 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{65200}{308.64} = 212$ 〃

圧縮縁応力 $\sigma_c = 904+212 = 1116$ kg/cm² < 1150

引張 〃 $\sigma_t = 1077-212 = 865$ 〃 < 1200

第二蓋鈑所要長

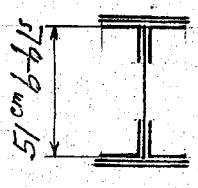
蓋鈑1枚抵抗力率 $M_R = 30.60\times1116\times0.337 = 11,500$ kgm

$\sqrt{\frac{11500}{30000}}\times6.20 = 3.840$ m

2@0.330 = 0.660

蓋鈑総長 $\ell = 4.500$ m

(E) $M = -49500$ kgm, $N = 65200$ kg.c, $S = -30360$ kg



断面

4L	150×150×12	=	138.24	×	21.39² + 4@7.21	= 66100
4 cov.pls	340×9	=	122.40	×	26.40²	= 85,400
1 Web pl.	500×16	=	80.00		1.6×50³÷12	= 16,700
	A	=	340.64 cm²		I	= 168,200 cm⁴
					y	= 27.30 cm

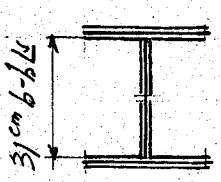
上海 停車場標準鉄構桁

突縁断面

2L 69.12 − 12.00 = 57.12
2cov.pls 61.20 − 9.00 = 52.20
A_{Fg} = 130.32 cm²gr A_{Fn} = 109.32 cm²net

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{49500\times100}{168,200}\times27.3 = 803$ kg/cm²
$803\times\frac{130.32}{109.32} = 957$ 〃
直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{65200}{340.64} = 192$ 〃
抗圧縁繊応力 $\sigma_c = 803+192 = 995$ kg/cm²
抗張 〃 $\sigma_t = 957-192 = 765$ 〃
剪応力 $\tau = \frac{30360-4400}{80.0} = 325$ 〃

Ⓗ6 M = −28,500 kgm N = 65200 kg.c S = −24560 kg

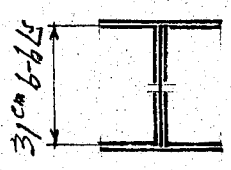


断面
4L 150×150×12 = 138.24 × 11.39² + 4@721 = 20800
4cov.pls 340×9 = 122.40 × 16.40² = 32900
1 Web pl. 300×16 = 48.00 1.6×30³÷12 = 3600
A = 308.64 cm² I = 57,300 cm⁴, y = 17.3 cm

突縁断面
2L = 69.12 − 12.00 = 57.12
2cov pls. = 61.20 − 9.00 = 52.20
A_{Fg} = 130.32 cm²gr A_{Fn} = 109.32 cm²net

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{28500\times100}{57300}\times17.3 = 860$ kg/cm²
$860\times\frac{130.32}{109.32} = 1024$ 〃
直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{65200}{308.64} = 212$ 〃
抗圧縁繊応力 $\sigma_c = 860+212 = 1,072$ kg/cm²
抗張 〃 $\sigma_t = 1024-212 = 812$ 〃
剪応力 $\tau = \frac{2456-4400}{48.00} = 421$ 〃

Ⓗ7 M = 15,800 kgm N = 65200 kg.c. S = 12810 kg



断面
4L 150×150×12 = 138.24 × 11.39² + 4@721 = 20800
2 cov.pls 340×9 = 61.20 × 15.95² = 15500
1 web pl. 300×16 = 48.00 1.6×30³÷12 = 3600
A = 247.44 cm² I = 39,900 cm⁴, y = 16.4 cm

突縁断面
2L = 69.12 − 12.00 = 57.12
1 cov.pl. = 30.60 − 4.50 = 26.10
A_{Fg} = 99.72 cm²gr A_{Fn} = 83.22 cm²net

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-2 類別 SS2R
照査 日付 第 38 頁

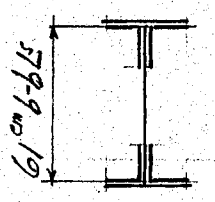
上海 停車場標準鐵構桁

曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{15800\times100}{39900}\times16.4 = 650$ kg/cm²
$650\times\frac{99.72}{83.22} = 777$ 〃
直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{65200}{247.44} = 264$ 〃
抗圧縁縁応力 $\sigma_c = 650+264 = 914$ kg/cm²
抗張 〃 $\sigma_t = 777-264 = 513$ 〃
剪応力 $\tau = \frac{12810-4400}{48.00} = 175$ 〃

側壁部材 ABC.

(M2) $M = 44530$ kgm, $N = 128180$ kg.c $S=0$

断面



4L 150×150×12 = 138.24
2 cov.pls 340×12 = 81.60
1 web pl. 600×16 = 96.00
$A = 315.84$ cm²
$I = 206800$ cm⁴ (第25頁参照)
$y = 31.7$ cm

突縁断面

2L = 69.12 − 12.00 = 57.12
1 cov.pl. = 4080 − 6.00 = 34.80
$A_{Fg} = 109.92$ cm² gr $A_{Fn} = 91.92$ cm² net

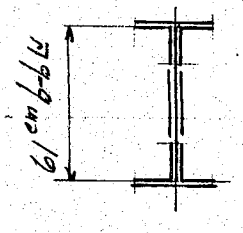
曲げ応力 $\frac{M}{I}y = \frac{44530\times100}{206800}\times31.7 = 683$ kg/cm² 抗圧縁縁
$683\times\frac{109.92}{91.92} = 816$ 〃 抗張 〃
直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{128180}{315.84} = 406$ 〃
抗圧縁縁応力 $\sigma_c = 683+406 = 1089$ kg/cm²
抗張 〃 $\sigma_t = 816-406 = 410$ 〃

所要蓋鈑長
蓋鈑抵抗力率 $M_R = 40.80\times1089\times0.622 = 27600$ kgm
$\sqrt{\frac{27600}{44530}}\times3.50 = 2.760$ m
2@0.32 = 0.640
蓋鈑総長 L = 3.400 m

(H3) $M = -32110$ kgm, $N = 128180$ kg.c $S = 67700$ kg
断面ハ (M2) ニ仝シ

剪応力 $\tau = \frac{67700}{96.00} = 705$ kg/cm² $< 950\times\frac{5}{6} = 790$

(H4) $M = -57150$, $N = 109550$ kg.c $S = -33900$ kg
断面



4L 150×150×12 = 138.24 + 26.39² + 4@721 = 99.100
2 cov. pls 340×12 = 81.60 + 31.10² = 78.900
1 web pl. 600×16 = 96.00 1.6×60³÷12 = 28.800
2 side pls 300×12 = 72.00 2.4×30³÷12 = 5400
$A = 387.84$ cm² $I = 212,200$ cm⁴
$y = 31.7$ cm
$A_{Fg} = 109.92$ cm² gr, $A_{Fn} = 91.92$ cm² net

上海、停車場標準鉄構桁

弯曲応力 $\frac{M}{I}y = \frac{57150\times100}{212200}\times31.70 = 854$ kg/cm² 抗圧縁応

$854\times\frac{109.92}{91.92} = 1{,}020$ 〃 抗張 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{109550}{387.84} = 283$ 〃

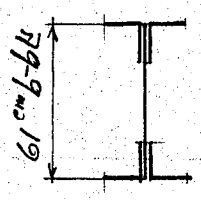
抗圧縁応力 $\sigma_c = 854 + 283 = 1{,}137$ kg/cm² < 1150

抗張 〃 $\sigma_t = 1020 - 283 = 737$ 〃 < 1200

剪応力 $\tau = \frac{33900}{96.00} = 354$ 〃

Ⓑ $M = -21{,}190$ kgm, $N = 128180$ kg.C. $S = -62700$ kg

断面



4L 150×150×12 = 138.24 × 26.39² + 4@721 = 99,100

1 Web pl. 600×16 = 96.00 1.6×60³÷12 = 28,800

A = 234.24 cm² I = 127,900 cm⁴ y = 30.5 cm

実線断面

ZL = 69.12 − 12.00 = 57.12

弯曲応力 $\frac{M}{I}y = \frac{21190\times100}{127900}\times30.5 = 505$ kg/cm² 抗圧縁応

$505\times\frac{69.12}{57.12} = 612$ 〃 抗張 〃

直圧応力 $\frac{N}{A} = \frac{128180}{234.24} = 547$ 〃

抗圧縁応力 $\sigma_c = 505 + 547 = 1052$ kg/cm² < 1150

抗張 〃 $\sigma_t = 612 - 547 = 65$ 〃

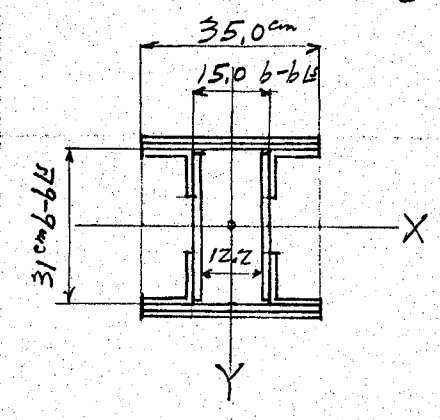
剪応力 $\tau = \frac{62700}{96} = 653$ 〃

柱 EF

拡大荷重

柱自重 仮定. $\frac{326720}{1680}$

$N_{EF} = 328400$ kg. C $M = 0$, $S = 0$.



断面

4L 100×100×13 = 97.24 × 12.58² + 4@220 = 16280

4 Cov. pls 350×12 = 168.00 × 16.70² = 46900

2 Web pls 300×14 = 84.00 2.8×30³÷12 = 6300

A = 349.24 cm² I_x = 69480 cm⁴

4L = 97.24 × 10.42² + 4@220 = 11450

4 Cov. pls 168.00 4.8×35³÷12 = 17150

2 web pls 84.00 × 6.8² = 3890

349.24 cm² I_y = 32490 cm⁴

最小環動半径 $r_y = \sqrt{\frac{32490}{349.24}} = 9.65$ cm

最長比 $\frac{l}{r_y} = \frac{445}{9.65} = 46$, $\sigma_{ca} = 1100 - 0.04\times46^2 = 1015$ kg/cm² C

実応力 $\sigma_c = \frac{328400}{349.24} = 941$ kg/cm² C. < 1015.

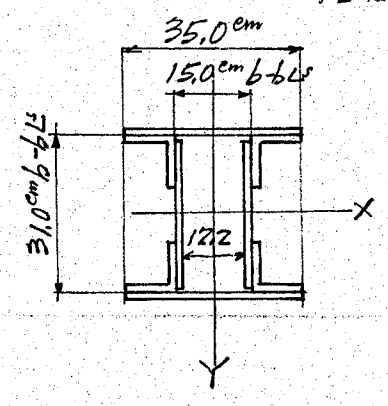
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-2 類別 SSZR
照査 日付 第 40 頁

上海、停車場標準鉄構桁

柱 DE.

最大荷重 264900
柱自重 (假定) 1,100
N_{DE} = 266,000 kg. C M=0, S=0.



断面

4Ls 100×100×13	= 97.24	+ 10.42² + 4@220	= 11450
2Cov.pls 350×12	= 84.00	+ 2.4×35.0³÷12	= 8580
2web pls 300×14	= 84.00	× 6.8²	= 3890
	A = 265.24 cm²		Ig = 23920 cm⁴

最小環動半径 $r_y = \sqrt{\frac{23920}{265.24}}$ = 9.50 cm

最長比 $\frac{l}{r_y} = \frac{263}{9.50}$ = 27.7

許容応力 $\sigma_{ca} = 1100 - 0.04 \times 27.7^2$ = 1070 kg/cm² C

実応力 $\sigma_c = \frac{266000}{265.24}$ = 1002, C < 1070

腹鈑ノ抗剪強度

下床部材 AF.

腹鈑ノ許容平均剪応力ヲ $\tau_a = 950 \times \frac{5}{6}$ = 790 kg/cm² トスレバ

腹鈑ノ抗剪強度 = 790 × 128.00 = 101,000
混凝土ノ〃 = 24800
S_R = 125,800 kg

後ヲ剪力ガ 125800 kg ヲ超エル部分ニハ總ヲ添鈑ヲ使用スベシ
Ⓕ点ノ左右 添鈑所要長 $l = \frac{162820 - 125800}{34500}$ = 1.075m 左右夫々 1.30m 内外ノ長サトスルコト

上床部材 CD.

S_R = 101,000 + 16700 = 117,700 kg
後ヲ剪力ガ 117,700 kg ヲ超エル部分ニハ總ヲ添鈑ヲ使用スベシ
Ⓓ点ノ左右 添鈑所要長 $l = \frac{132450 - 117700}{28700}$ = 0.52m
左右夫々 1.00m 内外ノ長サトスルコト

中床部材 BE.

腹鈑ノ抗剪強度 = 790 × 48.0 = 37900 kg
混凝土ノ〃 = 4400
S_R = 42,300 kg

最大剪力ヲ生ズルヲ以テ現場上添鈑ヲ要セザルモ中央柱ノ支承部ハ適当ニ腹鈑ヲ補強スルコト

側壁部材 ABC.

腹鈑ノ抗剪強度 = 790 × 96.00 = 75,800 kg.
Ⓗ3, Ⓑ等ニ於ケル剪力ヨリモ大ナル故添鈑ヲ要セズ

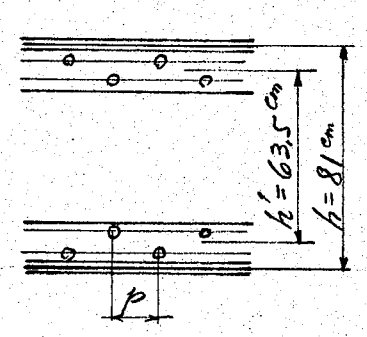
増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-3 類別 SS2R.
照査 日付 第 41 頁

上海、停車場標準鉄構桁

鉚距

上下床 CD及びAF



$$p = \frac{A_{Fn} + \frac{1}{8}A_w}{A_{Fn}} \times \frac{r h'}{S}$$

$$= \frac{132.52 + 16.0}{132.52} \times \frac{6770 \times 63.5}{S}$$

$$= \frac{482000}{S}$$

$$S = \frac{482000}{p} \quad \text{---一般}$$

茲ニ.
A_{Fn} = 突縁ノ純断面積 = 132.52 cm² net
A_w = 腹鈑ノ總断面積 = 128.00 cm²
r = 鉚ノ強サ = 6770 kg (16mm支圧)
h' = 鉚ヲ距ル = 63.5 cm
S = 剪力.

(H1) A_w = 400.0 cm² $\frac{1}{8}A_w$ = 50.0 cm²
A_{Fn} = 149.52

$$S = \frac{149.52 + 50.0}{149.52} \times \frac{6770 \times 63.5}{p} = \frac{575000}{p}$$

	鉚距 p	上床 許容剪力 S	混凝土ノ抗剪強サ	上床 許容總剪力 S_R	下床 許容剪力 S	下床 混凝土ノ抗剪力	下床 許容總剪力 S_R
	5cm	96500	15700	112200 kg	96500	24800	121300 kg
	6	80400	〃	96100	80400	〃	105200
	8	60300	〃	76000	60300	〃	85100
	10	48200	〃	63900	48200	〃	73000
(D)	5cm	115000	15700	130700 kg			
(H1)	5cm				115000	24800	139800 kg
〃	5.5				104700	〃	129500

中床 BE

$$S = \frac{109.32 + 6.0}{109.32} \times \frac{6770 \times 13.5}{p} = \frac{96500}{p}$$

鉚距 p	許容剪力 S	混凝土ノ抗剪強サ	許容總剪力 S_R
5cm	19300 kg	4400 kg	23700 kg
6	16100	〃	20500
8	12100	〃	16500
10	9700	〃	14100

側壁 ABC

$$S = \frac{91.92 + 12.0}{91.92} \times \frac{6770 \times 43.5}{p} = \frac{333000}{p}$$

鉚距 p	許容剪力 S_R
5cm	66700 kg
6	55500
7	47600
8	41700
10	33300

各部材共上記ノモノ h' ノ寸法ガ大ナル部分ハ多少鉚距ヲ増加スルコトヲ得.

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-3 類別 SS2R
照査 日付 第 42 頁

上海 停車場標準鐵構框

鐵筋混凝土ノ設計

上床

支間 4.00m ノ連續桁

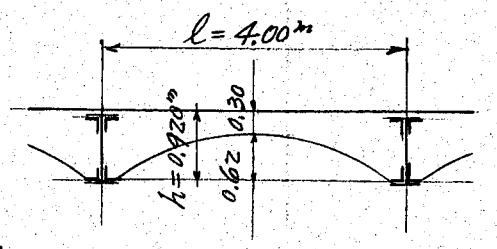
荷重 $w = \frac{28250}{4.0} = 7060$ kg/m² (第24頁參照)

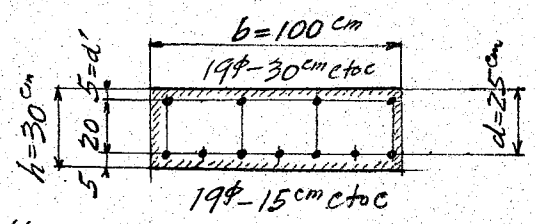
彎曲率

支間中央部 $M_c = \frac{wl^2}{24} = \frac{7060 \times 4.0^2}{24} = 4{,}700$ kgm

支承部 $M_s = -\frac{wl^2}{12} = -\frac{7060 \times 4.0^2}{12} = -9400$ "

剪力 $S = \frac{wl}{2} = \frac{7060 \times 4.0}{2} = 14{,}120$ kg





支間中央部 横鉄筋ハ總テ12φトス.

M = 4,700 kgm

As = 19φ-15cm ctoc = 18.90 cm²
As' = 19φ-30cm " = 9.45 "

p = 18.90/100×25 = 0.00756
p' = 9.45/ " " = 0.00378
d'/d = 5/25 = 0.200

k = 0.358, Lc = 0.177

$\sigma_c = \frac{M}{bd^2 L_c} = \frac{4700 \times 100}{100 \times 25^2 \times 0.177} = 42.5$ kg/cm²

$\sigma_s = n\sigma_c \frac{1-k}{k} = 15 \times 42.5 \times \frac{0.642}{0.358} = 1143$ "

支承部

M = -9400 kgm, S = 14120 kg

As = { 19φ-30cm ctoc = 9.45
16φ-30cm " = 6.70
As = 16.15 cm²
As' = 0

b = 100, h = 92, d = 87 cm
p = 16.15/100×87 = 0.00186
k = 0.212
j = 0.929

混凝土應力 $\sigma_c = \frac{2M}{bd^2kj} = \frac{2 \times 9400 \times 100}{100 \times 87^2 \times 0.212 \times 0.929} = 12.6$ kg/cm²

鉄筋應力 $\sigma_s = n\sigma_c \frac{1-k}{k} = 15 \times 12.6 \times \frac{0.788}{0.212} = 704$ "

剪應力 $\tau = \frac{14120}{100 \times 0.929 \times 87} = 1.8$ kg/cm²

附着應力 $\tau_0 = \frac{14120}{36.7 \times 0.929 \times 87} = 4.8$ "

鉄筋周長.

19φ-30cm ctoc --- 3.33@5.97 = 19.9
16φ-30cm " --- 3.33@5.03 = 16.8
U = 36.7 cm

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-3 類別 SS2R
照査 日付 第 43 頁

上海 停車場標準鐵構桁

下床

支間 4.00m 1連續桁

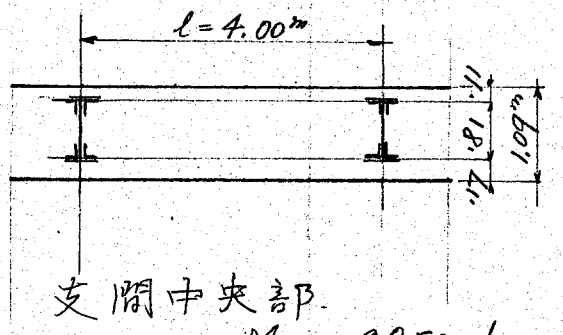
荷重 $w = \frac{34500}{4.0} = 8625$ kg/m² (第24頁 w3 參照)

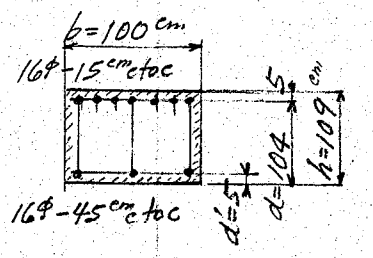
彎曲率

支間中央部 $M_C = \frac{wl^2}{14} = \frac{8625 \times 4.0^2}{14} = 9850$ kgm

支承部 $M_S = -\frac{wl^2}{10} = -\frac{8625 \times 4.0^2}{10} = -13780$ kgm

剪力 $S = \frac{wl}{2} = \frac{8625 \times 4.0}{2} = 17250$ kg





横鉄筋ハ總テ12φトス

支間中央部

M = 9850 kgm

As = 16φ-15cm c to c = 13.41 cm² $p = 13.41/100 \times 104 = 0.00129$

As' = 16φ-45cm 〃 = 4.47 〃 $p' = 4471$ 〃 〃 = 0.00043

$d'/d = 5/104 = 0.0481$

$k = 0.178$ $L_c = 0.088$

$\sigma_c = \frac{9850 \times 100}{100 \times 104^2 \times 0.088} = 10.4$ kg/cm²

$\sigma_s = 15 \times 10.4 \times \frac{0.822}{0.178} = 722$ 〃

支承部

M = −13780 kgm , S = 17250 kg

斷面ハ中央部ト全ク同ジク上下轉倒

$k = 0.178$, $L_c = 0.088$, $j = 0.941$

$\sigma_c = \frac{13780 \times 100}{100 \times 104^2 \times 0.088} = 14.5$ kg/cm²

$\sigma_s = 15 \times 14.5 \times \frac{0.822}{0.178} = 1005$ 〃

$\tau = \frac{17250}{100 \times 0.941 \times 104} = 1.8$ 〃

$\tau_0 = \frac{17250}{5.03 \times 6.67 \times .941 \times 104} = 5.2$ 〃

中床

支間 4.00m 1連續桁

荷重 $w = 5480 \div 4.0 = 1370$ kg/m².

彎曲率

支間中央部 $M_C = \frac{wl^2}{14} = \frac{1370 \times 4.0^2}{14} = 1565$ kgm

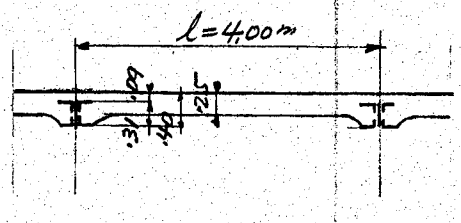
支承部 $M_S = -\frac{wl^2}{10} = -\frac{1370 \times 4.0^2}{10} = -2190$ 〃

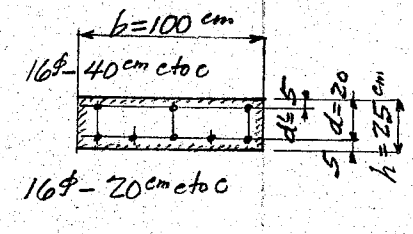
剪力 $S = \frac{wl}{2} = \frac{1370 \times 4.0}{2} = 2740$ kg

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-3 類別 SSZR
照査 日付 第 44 頁

上海 停車場標準鐵構框





木造鉄筋ハ総テ 12φトス

支間中央部

M = 1,565 kgm

As = 16φ- 20 cm c to c = 10.06 cm²
As' = 16φ- 40 〃 〃 = 5.03 〃

p = 10.06/100×20 = 0.00503
p' = 5.03/ 〃 〃 = 0.00252
d'/d = 5/20 = 0.250

k = 0.313 , Lc = 0.146

$\sigma_c = \frac{1565 \times 100}{100 \times 20^2 \times 0.146} = 26.7$ kg/cm²

$\sigma_s = 15 \times 26.7 \times \frac{0.687}{0.313} = 879$ 〃

支点部

M = -2190 kgm , S = 2740 kg
d = 35 cm h = 40 cm
As = 16φ- 20cm c to c = 10.06 cm²
As' — — — — — = 0
p = 10.06/100×35 = 0.00287
k = 0.256 , j = 0.915

$\sigma_c = \frac{2 \times 2190 \times 100}{100 \times 35^2 \times 0.256 \times 0.915} = 15.3$ kg/cm²

$\sigma_s = 15 \times 15.3 \times \frac{0.744}{0.256} = 668$ 〃

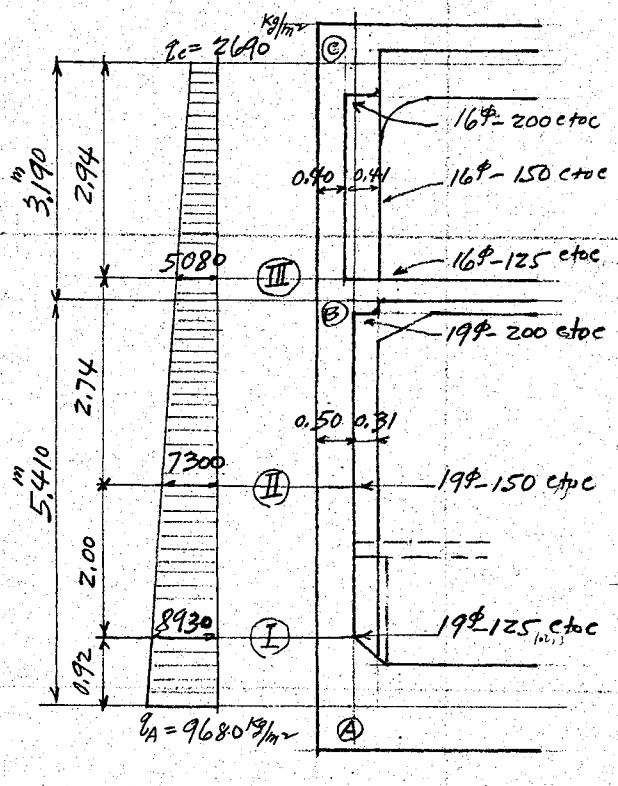
$\tau = \frac{2740}{100 \times .915 \times 35} = 0.9$ 〃

$\tau_0 = \frac{2740}{5.03 \times 5 \times .915 \times 35} = 3.4$ 〃

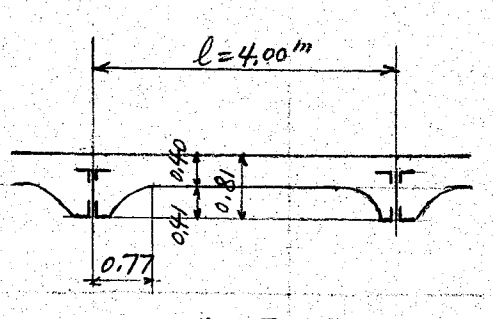
側壁

荷重 $W_x = q_c + 812x = 2690 + 812x$

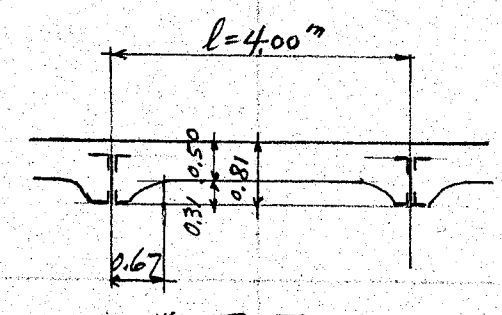
断面	x	812x + 2690 =	W_x
I	7.68 m	6240 + 2690 =	8930 kg/m = W_1
II	5.68	4610 + 〃 =	7300 〃 = W_2
III	2.94	2390 + 〃 =	5080 〃 = W_3



側壁 垂直鉄筋ハ総テ 12φトス



断面 I



断面 II 及ビ III

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-3 類別 SS2R
照査 日付 第 45 頁

上海、停車場標準鉄構桁

断面 I

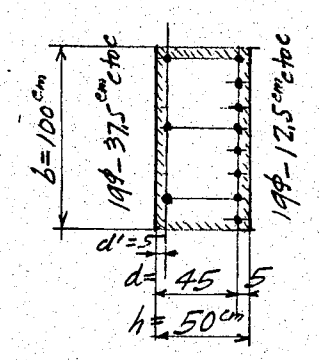
$w_1 = 8930$ kg/m

弯曲率 支間中央部 $M_c = \frac{8930 \times 4.0^2}{14} = 10{,}200$ kgm

支点部 $M_s = -\frac{8930 \times 4.0^2}{10} = -14{,}280$ 〃

剪力 $S = \frac{8930 \times 4.0}{2} = 17{,}860$ kg

中央断面



重直鉄筋ハ総テ 12φトス

$M = 10{,}200$ kgm

$b = 100$ cm, $h = 50$, $d = 45$, $d' = 5$ cm

$A_s = 19\phi - 12.5$ cm c to c $= 22.68$ cm² $\quad p = 22.68/100 \times 45 = 0.00504$

$A_s' = 19\phi - 37.5$ cm 〃 $= 7.56$ 〃 $\quad p' = 7.56/$ 〃 〃 $= 0.00168$

$d'/d = 5/45 = 0.111$

$k = 0.309$, $L_c = 0.153$

$\sigma_c = \frac{10{,}200 \times 100}{100 \times 45^2 \times 0.153} = 32.9$ kg/cm²

$\sigma_s = 15 \times 32.9 \times \frac{0.691}{0.309} = 1105$ 〃

支点部断面

$M = -14{,}280$ kgm, $S = 17{,}860$ kg

$b = 100$ cm, $h = 50 + \frac{67}{3} = 72$ cm $\quad d = 67$ cm

$A_s = 19\phi - 12.5$ cm c to c $= 22.68$ cm² $\quad p = 22.68/100 \times 67 = 0.00339$

$A_s' = 0 \quad p' = 0$

$k = 0.275$, $j = 0.908$

$\sigma_c = \frac{2 \times 14280 \times 100}{100 \times 67^2 \times 0.275 \times 0.908} = 25.5$ kg/cm²

$\sigma_s = 15 \times 25.5 \times \frac{0.725}{0.275} = 1010$ 〃

$\tau = \frac{17860}{100 \times .908 \times 67} = 2.9$ 〃

$\tau_b = \frac{17860}{5.97 \times 8 \times .908 \times 67} \times \frac{1}{2} = 3.1$ 〃 (Bent up bar ヲ用フル場合ハ、剪力ヲ半減ニ採ルモノトス)

断面 II

$w_2 = 7300$ kg/m.

弯曲率 支間中央部 $M_c = \frac{7300 \times 4.0^2}{14} = 8{,}350$ kgm

支点部 $M_s = -\frac{7300 \times 4.0^2}{10} = -11{,}680$ 〃

剪力 $S = \frac{7300 \times 4.0}{2} = 14{,}600$ kg

中央断面

$M = 8350$ kgm

$b = 100$ cm, $h = 50$, $d = 45$, $d' = 5$ cm

$A_s = 19\phi - 15$ cm c to c $= 18.90$ cm² $\quad p = 18.90/100 \times 45 = 0.00420$

$A_s' = 19\phi - 45$ cm 〃 $= 6.30$ 〃 $\quad p' = 6.30/$ 〃 〃 $= 0.00140$

$d'/d = 5/45 = 0.111$.

増田橋梁建築設計事務所
東京市品川區五反田五ノ一〇八
電話大崎(49)0678番

設計 稲葉 日付 16-7-4 類別 SS2R
照査 日付 第 46 頁

上海、停車場標準鉄構桁

$k = 0.289$ $Lc = 0.142$

$\sigma_c = \frac{8350 \times 100}{100 \times 45^2 \times 0.142} = 29.1$ kg/cm²

$\sigma_s = 15 \times 29.1 \times \frac{0.711}{0.289} = 1074$ 〃

支承部断面.

$M = -11{,}680$ kgm, $S = 14{,}600$ kg
$b = 100$ cm, $h = 72$ cm, $d = 67$ cm.
$A_s = 19\phi - 15$ cm c to c $= 18.90$ cm² $p = 18.90/100 \times 67 = 0.00282$
$A_s' = 0$ $p' = 0$
$k = 0.256$ $j = 0.915$

$\sigma_c = \frac{2 \times 11{,}680 \times 100}{100 \times 67^2 \times 0.256 \times 0.915} = 22.2$ kg/cm²

$\sigma_s = 15 \times 22.2 \times \frac{0.744}{0.256} = 968$ 〃

$\tau = \frac{14600}{100 \times .915 \times 67} = 2.4$ 〃

$\tau_a = \frac{14600}{5.97 \times 6.67 \times .915 \times 67} \times \frac{1}{2} = 3.0$ 〃

断面 Ⅲ

$w_3 = 5080$ kg/m

彎曲率 支間中央部 $M_c = \frac{5080 \times 4.0^2}{14} = 5800$ kgm

支承部 $M_s = -\frac{5080 \times 4.0^2}{10} = -8130$ 〃

剪力 $S = \frac{5080 \times 4.0}{2} = 10160$ kg

中央断面

$M = 5800$ kgm
$b = 100$ cm, $h = 40$ cm, $d = 35$ cm, $d' = 5$ cm.
$A_s = 16\phi - 12.5$ cm c to c $= 16.09$ cm² $p = 16.09/100 \times 35 = 0.00460$
$A_s' = 16\phi - 37.5$ cm 〃 $= 5.36$ 〃 $p' = 5.36/$ 〃 $= 0.00153$
$d'/d = 5/35 = 0.143$.

$k = 0.299$, $Lc = 0.146$

$\sigma_c = \frac{5800 \times 100}{100 \times 35^2 \times .0.146} = 32.4$ kg/cm²

$\sigma_s = 15 \times 32.4 \times \frac{0.701}{0.299} = 1138$ 〃

支承部断面

$M = -8130$ kgm. $S = 10{,}160$ kg
$b = 100$, $h = 40 + \frac{77}{3} = 66$ cm $d = 61$ cm
$A_s = 16\phi - 12.5$ cm c to c $= 16.09$ cm² $p = 16.06/100 \times 61 = 0.00264$
$A_s' = 0$ $p' = 0$.

$k = 0.248$, $j = 0.917$.

上海. 停車場標準鉄構框

$$\sigma_c = \frac{2\times 8130\times 100}{100\times 61^2\times 0.248\times 0.917} = 19.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15\times 19.2\times \frac{0.75^2}{0.248} = 875 \text{ 〃}$$

$$\tau = \frac{10160}{100\times 0.917\times 61} = 1.8 \text{ 〃}$$

$$\tau_0 = \frac{10160}{5.03\times 8\times .917\times 61}\times\frac{1}{2} = 2.3 \text{ 〃}$$

停車場標準歩廊. (第22頁略図参照) PF2.

有効幅員 4.5m.

床版 歩廊 PF1 ニ合ス (第20頁参照)

縦桁

支間 2.0m 連続桁

荷重 $w = 3310$ kg/m (第21頁 PF1 参照 桁寸法ハ PF1 ニ合ス)

最大正曲率 $M_c = \frac{3310\times 2.0^2}{14} = 950$ kgm

最大負 〃 $M_s = -\frac{3310\times 2.0^2}{10} = -1325$ 〃

剪力 $S = \frac{3310\times 2.0}{2} = 3310$ kg

支間中央断面.

$M_c = 950$ kgm.

断面寸法並ニ
鉄筋並ニ其ノ
歩廊 PF1 ニ合ス
(第21頁参照)

所要鉄筋 $A_s = \frac{950\times 100}{1200\times \frac{7}{8}\times 41} = 2.21$ cm²

使用鉄筋 3-12φ = 3.39 cm²

支点部断面

$M_s = -1325$ kgm, $S = 3310$ kg., $h = 45 + \frac{32.5}{3} = 56$ cm, $d = 52$ cm

(主鉄筋ハ曲鉄筋ヲ用ヒズシテ上下共直筋トス)

所要鉄筋並 $A_s = \frac{1325\times 100}{1200\times\frac{7}{8}\times 52} = 2.43$ cm²

使用鉄筋 3-12φ = 3.39 cm² (PF1 ト全一)

$\tau = \frac{3310}{25\times\frac{7}{8}\times 52} = 2.9$ kg/cm² 6φ 肋筋使用ノ事.

$\tau_0 = \frac{3310}{3.77\times 3\times\frac{7}{8}\times 52} = 6.4$ 〃

柱 間隔 中々 2.00m.

荷重 $W = 3310\times 2.0 = 6620$ kg 之レヲ 6700 kg ト云フ

断面ハ PF1 ニ合ス(第21頁参照)

$A_s = 6-12\phi = 6.79$ cm²

$A = 25\times 30 = 750$

$6.79\times 15 = 102$

$A_i = 852$

$\sigma_c = \frac{6700}{852} = 7.9$ kg/cm²

6φ Hoop 使用ノ事.