2. 構造計算

2.1. 設計条件

許容応力度　鉄筋　$\sigma_{sa} = 1,400\ Kg/cm^2$.　　$C_1 =$ [illegible]　$J = 0.862$

コンクリート　$\sigma_{ca} = 70\ Kg/cm^2$

セン断 (ハリ)　$\tau_a = 6.5\ Kg/cm^2$

スラブ　$\tau_a = 8.5\ Kg/cm^2$

付着応力度　$\tau_{oa} = 7.5\ Kg/cm^2$

鉄筋のかぶり.　5.0 cm.

単位重量.　コンクリート　鉄筋　2.40 (t/m³)

無筋　2.30 (t/m³)

土砂.　湿潤　1.80 (t/m³)

飽和　2.00 (t/m³)

水中　1.00 (t/m³)

想定. 換算内部マサツ角 (ϕ)

$$\phi = 30°$$

主働土圧係数　$K_a = \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = 0.333$

受働土圧係数　$K_p = \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = 3.00$

土とコンクリートの摩擦係数　$\mu = 0.5$.

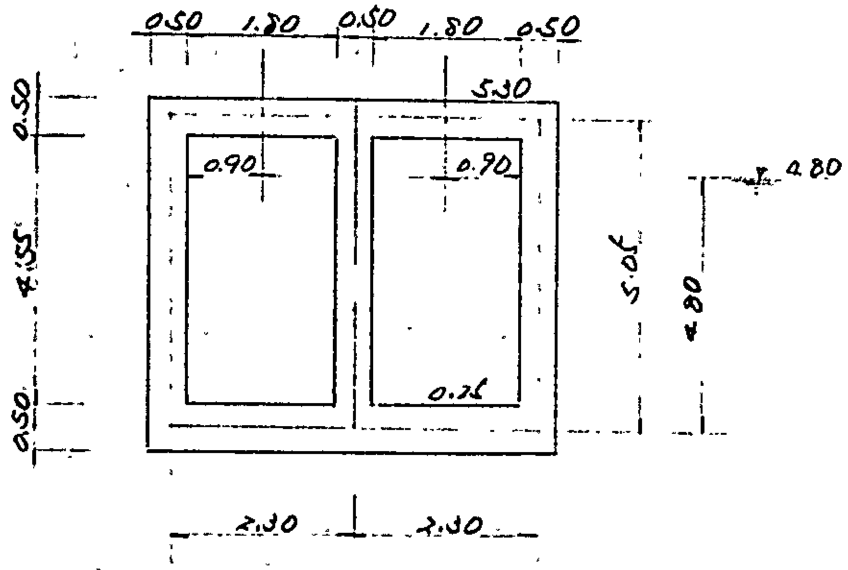
静止土圧係数.　$K_r = 0.5$

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

径	径 (mm)	面積体 (cm²)	面積 @300	面積 @150	周長
3/16	0.48	0.18			1.51
1/4	0.64	0.32			2.0 2.01
5/16	8mm 0.79	0.49	1.633	3.267	2.5 2.48
3/8	9.mm 0.95	0.71	2.366	4.733	3.0 2.98
1/2	13mm 1.27	1.27	4.233	8.467	4.0 3.99
5/8	16mm 1.59	1.98	6.599	13.200	5.0 4.99
3/4	19mm 1.91	2.85	9.499	19.000	6.0
7/8	22mm 2.22	3.88	12.932	25.867	7.0
1	25mm 2.54	5.07	16.898	33.800	8.0
1 1/4	32mm 3.18	7.92	26.397	52.800	10.0

2.2. ポンプ吸水槽

1). 断面形状



2). 荷重.

a) 床版に加わる荷重

群集荷重 0.30 t/m².

床版自重 w_1 $0.5 \times 2.4 = 1.20$ 〃
シンダーコンクリート $0.2 \times 2.3 = 0.46$

計 w_2 1.96 〃

b) エンジン重量

エンジンは受台面積に等分布に加わるものとする.

エンジン重量 55PS 1.4 (t)

衝撃 30% 0.42

1.82 (t)

受台面積 $0.6^m \times 1.50 = 0.9$ m²

荷重 $w_3 = 1.82/0.9 = 2.02$ (t/m²)

c). 側壁に加わる荷重

地下構造物であるから静止土圧係数を適用する

自動車荷重 (14 t) 衝撃率 30%

$$q' = \frac{14(1+0.3)}{2.75\times7.0} = 0.95\ (t/m^2)$$

土換算高 h'

$$h' = \frac{q'}{\gamma_t} = \frac{0.95}{1.8} = 0.53^m$$

土圧力

床版部 $P_1 = K_r\times\gamma_t\times h_1 = 0.5\times1.8\times(0.53+0.25) = 0.70\ (t/m^2)$

地下水位部 $P_2 = 0.5\times1.8\times(0.53+0.50) = 0.93\ (t/m^2)$

底版部 $P_3 = P_2+1.0\times1.0\times4.8+0.5\times1.0\times4.8 = 8.13\ (t/m^2)$

d) 建屋荷重

m^2当り荷重 $0.6^m\times2.40 = 1.44\ t/m^2$ を側壁に線荷重として働かせる。 $P = 1.44\times\frac{8.3}{2}\times(1.80+0.5) = 13.74^t$

$P = 13.74/\frac{5.5}{2} = 5.0\ (t/m)$

e) 側壁自重

$P = 0.5\times4.55\times2.4 = 5.46\ (t/m)$

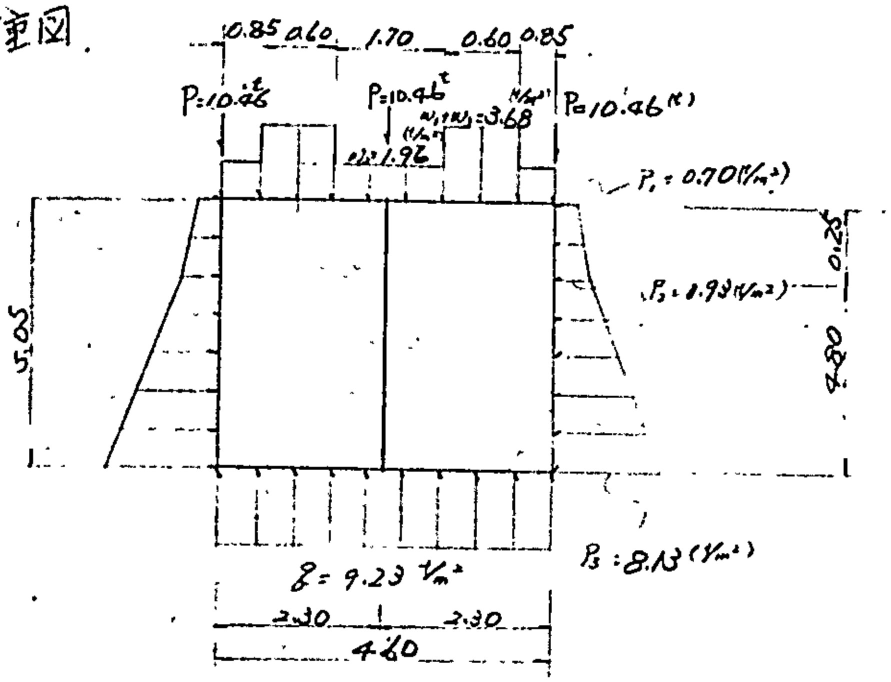
f) 底版反力

$$q = \frac{1.86\times(4.6-1.20)+(2.02+1.66)\times1.20+(5.0+5.46)\times3}{4.60}$$

$= 9.23\ (t/m^2)$

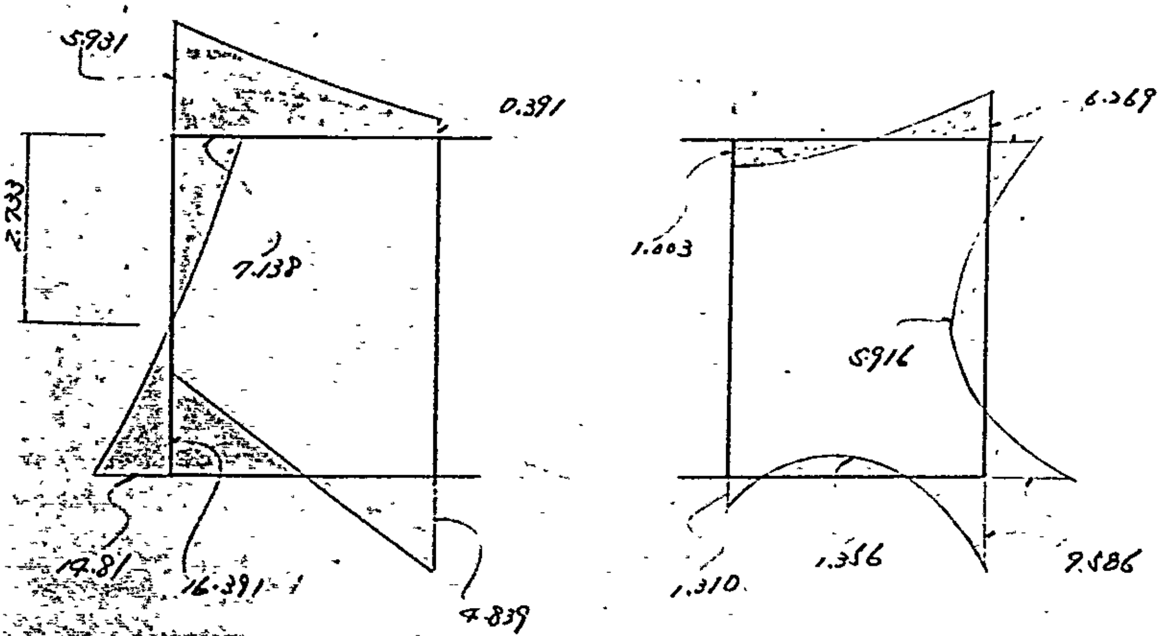
JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE — OF — PAGES

3) 荷重図



4). S図. M図

S図



JIRCO

*** STRUCTURE NO. 3 PLANE FRAME ***

ポンプ吸水槽

*** STRUCTURE DATA ***

M	N	NJ	NR	NRJ	E
7	14	6	4	3	2100000.0

*** CO-ORDINATES OF JOINTS ***

JOINT	X	Y
1	.000	.000
2	.000	5.050
3	2.300	5.050
4	4.600	5.050
5	4.600	.000
6	2.300	.000

*** MEMBER INFORMATION ***

MEMBER	JJ	JK	AX	IZ	-L-
1	1	2	.500	.010	5.050
2	2	3	.500	.010	2.300
3	3	4	.500	.010	2.300
4	4	5	.500	.010	5.050
5	5	6	.500	.010	2.300
6	6	1	.500	.010	2.300
7	3	6	.500	.010	5.050

*** JOINT RESTRAINTS ***

JOINT	RL1	RL2	RL3
1	1	1	0
6	0	1	0
5	0	1	0

*** LOAD CASE = (1) ***

*** ACTIONS APPLIED AT JOINTS ***

JOINT	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION
2	.00000	10.46000	.00000
3	.00000	10.46000	.00000
4	.00000	10.46000	.00000

*** ACTIONS APPLIED AT MEMBERS ***

NO.	K1	K2	-M-	-AS-	-PA-	-CS-	-PB-
1	1	2	1	.000E+00	.813E+01	.480E+01	.930E+00
2	1	2	1	.480E+01	.930E+00	.250E+00	.700E+00
3	1	2	2	.000E+00	.196E+01	.230E+01	.196E+01
4	1	2	2	.850E+00	.172E+01	.600E+00	.172E+01
5	1	2	3	.000E+00	.196E+01	.230E+01	.196E+01
6	1	2	3	.850E+00	.172E+01	.600E+00	.172E+01
7	1	2	4	.000E+00	.700E+00	.250E+00	.930E+00
8	1	2	4	.250E+00	.930E+00	.480E+01	.813E+01
9	1	2	5	.000E+00	.923E+01	.230E+01	.923E+01
10	1	2	6	.000E+00	.923E+01	.230E+01	.923E+01

*** JOINT DISPLACEMENTS ***

JOINT	X-DIS	Y-DIS	ROTA.
1	.00000E+00	.00000E+00	.14499E-03
2	.16805E-04	.78835E-04	-.15546E-03
3	.32441E-04	.46542E-04	.44409E-15
4	.48076E-04	.78835E-04	.15546E-03
5	.64881E-04	.00000E+00	-.14499E-03
6	.32441E-04	.00000E+00	-.35527E-14

*** MAXIMUM MOMENT ***

MEMBERS			DIST.	M-MAX	- S -	- N -
1	1	2	2.317	6.015	.000	16.391
2	2	3	*********	*********	*********	*********
3	3	4	*********	*********	*********	*********
4	4	5	2.733	6.015	.000	16.391
5	5	6	1.540	1.356	.000	14.810
6	6	1	.760	1.356	.000	14.810
7	3	6	*********	*********	*********	*********

*** CASE NO. 1 ***

-M- PT	DIST.	- N -	- S -	- M -
1 - 1	.000	16.391	14.810	-9.586
1 - 2	.842	16.391	8.498	.148
1 - 3	1.683	16.391	3.250	5.017
1 - 4	2.525	16.391	-.937	5.916
1 - 5	3.367	16.391	-4.060	3.739
1 - 6	4.208	16.391	-6.121	-.620
1 - 7	5.050	16.391	-7.138	-6.269
2 - 1	.000	7.138	5.931	-6.269
2 - 2	.383	7.138	5.180	-4.139
2 - 3	.767	7.138	4.429	-2.297
2 - 4	1.150	7.138	3.161	-.821
2 - 5	1.533	7.138	1.894	.126
2 - 6	1.917	7.138	1.143	.709
2 - 7	2.300	7.138	.391	1.003
3 - 1	.000	7.138	-.391	1.003
3 - 2	.383	7.138	-1.143	.709
3 - 3	.767	7.138	-1.894	.126
3 - 4	1.150	7.138	-3.161	-.821
3 - 5	1.533	7.138	-4.429	-2.297
3 - 6	1.917	7.138	-5.180	-4.139
3 - 7	2.300	7.138	-5.931	-6.269
4 - 1	.000	16.391	7.138	-6.269
4 - 2	.842	16.391	6.121	-.620
4 - 3	1.683	16.391	4.060	3.739
4 - 4	2.525	16.391	.937	5.916
4 - 5	3.367	16.391	-3.250	5.017
4 - 6	4.208	16.391	-8.498	.148
4 - 7	5.050	16.391	-14.810	-9.586
5 - 1	.000	14.810	16.391	-9.586
5 - 2	.383	14.810	10.675	-4.816
5 - 3	.767	14.810	7.137	-1.402
5 - 4	1.150	14.810	3.598	.655
5 - 5	1.533	14.810	.060	1.356
5 - 6	1.917	14.810	-3.478	.701
5 - 7	2.300	14.810	-4.939	-1.310
6 - 1	.000	14.810	4.939	-1.310
6 - 2	.383	14.810	3.478	.701
6 - 3	.767	14.810	-.060	1.356
6 - 4	1.150	14.810	-3.598	.655
6 - 5	1.533	14.810	-7.137	-1.402
6 - 6	1.917	14.810	-10.675	-4.816
6 - 7	2.300	14.810	-16.391	-9.586
7 - 1	.000	9.677	.000	-.000
7 - 2	.842	9.677	.000	-.000
7 - 3	1.683	9.677	.000	-.000
7 - 4	2.525	9.677	.000	.000
7 - 5	3.367	9.677	.000	.000
7 - 6	4.208	9.677	.000	.000
7 - 7	5.050	9.677	.000	.000

*** CALCULATION OF REINFORCEMENT ***

ALLOWABLE STRESS

SSA	=	1400.00
SCA	=	70.00
TAUA	=	8.50
TAUDA	=	7.50
SSAT	=	.00

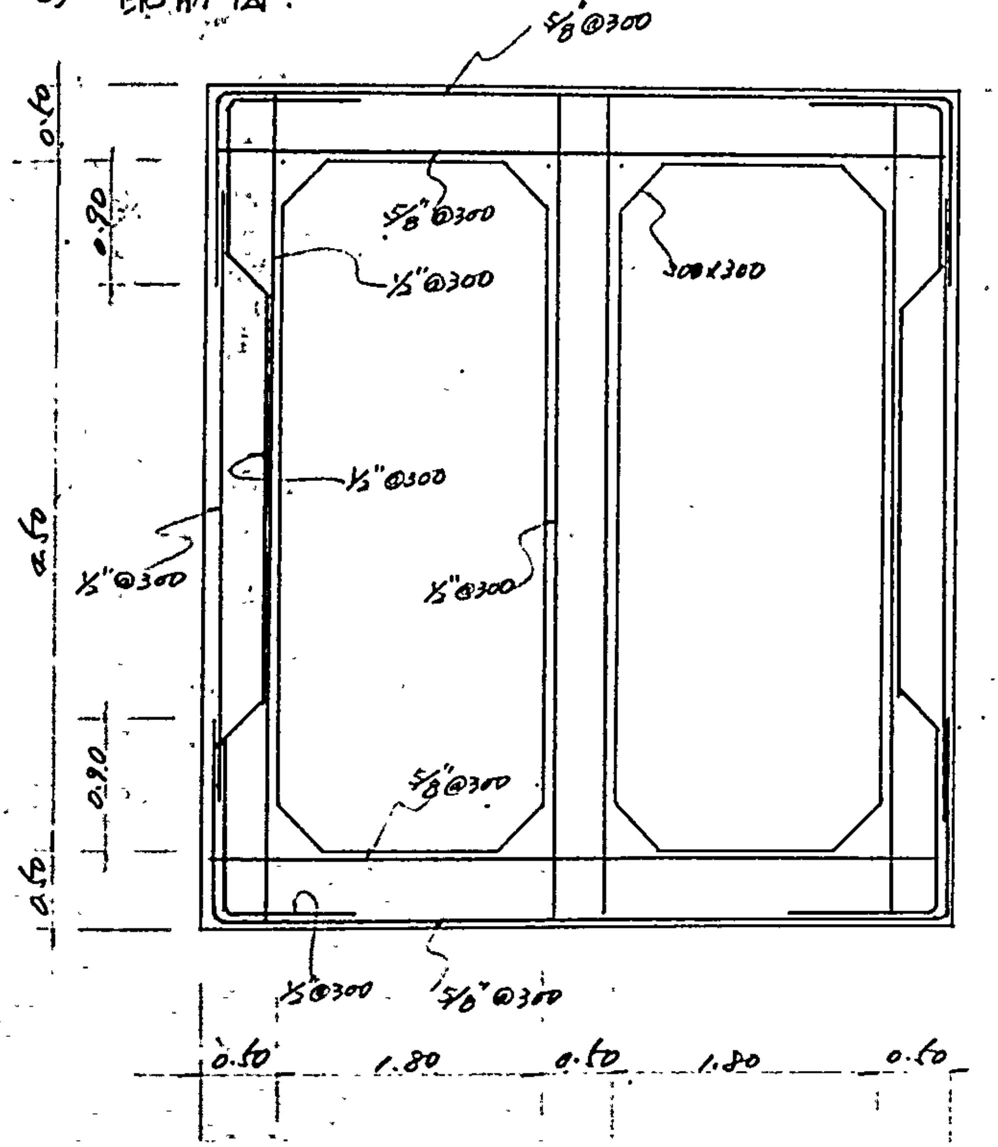
MD ... EFFECTIVE DEPTH DUE TO BENDING MOMENT
SD ... EFFECTIVE DEPTH DUE TO SHEARING FORCE
CD ... COMPRESSIVE STRESS DUE TO BENDING MOMENT
U ... CIRCUMFERENCE OF REINFORCEMENT

MEMBER	DIST	MS	N	S	TT	DD	MD	SD	CD	U	COMPRESSION S1	COMPRESSION S2	TENSION S1	TENSION S2
1	.000	-12.865	16.391	14.810	50.00	5.00	31.64	20.45	34.76	51.50	12.26	.00	(1/2" @300	
1	.042	-.149	16.391	8.498	50.00	5.00	3.39	11.73	.40	29.55	.00	.00	3/4" @300	
1	1.683	-8.296	16.391	3.250	50.00	5.00	25.41	4.49	22.42	11.30	3.75	.00		
1	2.525	9.195	16.391	-.937	50.00	5.00	26.75	1.29	24.84	3.26	5.42	.00	1/2" @150	
1	3.367	7.017	16.391	-4.060	50.00	5.00	23.37	5.61	18.96	14.12	1.36	.00		
1	4.208	-.620	16.391	-6.121	50.00	5.00	6.95	8.45	1.68	21.29	.00	.00	(1/2" @300	
1	5.050	-9.547	16.391	-7.138	50.00	5.00	27.26	9.86	25.80	24.82	6.08	.00	5/8" @300	
2	.000	-7.696	7.138	5.931	50.00	5.00	24.48	8.19	20.80	20.63	9.24	.00	1/2" @300	
2	.383	-5.567	7.138	5.180	50.00	5.00	20.82	7.15	15.04	18.01	5.27	.00	5/8" @300	
2	.767	-3.725	7.138	4.429	50.00	5.00	17.03	6.12	10.07	15.40	1.84	.00		
2	1.150	-.821	7.138	3.161	50.00	5.00	7.99	4.37	2.22	10.99	.13	.00	5/8 @300	
2	1.533	.126	7.138	1.894	50.00	5.00	3.14	2.62	.34	6.59	.00	.00		
2	1.917	.709	7.138	1.143	50.00	5.00	7.43	1.58	1.91	3.97	.04	.00		
2	2.300	2.430	7.138	.391	50.00	5.00	13.75	.54	6.57	1.36	.36	.00	5/8" @300	
3	.000	2.430	7.138	-.391	50.00	5.00	13.75	.54	6.57	1.36	.36	.00		
3	.383	.709	7.138	-1.143	50.00	5.00	7.43	1.58	1.91	3.97	.04	.00		
3	.767	.126	7.138	-1.894	50.00	5.00	3.14	2.62	.34	6.59	.00	.00		
3	1.150	-.821	7.138	-3.161	50.00	5.00	7.99	4.37	2.22	10.99	.13	.00		
3	1.533	-3.725	7.138	-4.429	50.00	5.00	17.03	6.12	10.07	15.40	1.84	.00		
3	1.917	-5.567	7.138	-5.180	50.00	5.00	20.82	7.15	15.04	18.01	5.27	.00		
3	2.300	-7.696	7.138	-5.931	50.00	5.00	24.48	8.19	20.80	20.63	9.24	.00		
4	.000	-9.547	16.391	7.138	50.00	5.00	27.26	9.86	25.80	24.82	6.08	.00		
4	.842	-.620	16.391	6.121	50.00	5.00	6.95	8.45	1.68	21.29	.00	.00		
4	1.683	7.017	16.391	4.060	50.00	5.00	23.37	5.61	18.96	14.12	1.36	.00		
4	2.525	9.195	16.391	.937	50.00	5.00	26.75	1.29	24.84	3.26	5.42	.00		
4	3.367	8.296	16.391	-3.250	50.00	5.00	25.41	4.49	22.42	11.30	3.75	.00		
4	4.208	.149	16.391	-8.498	50.00	5.00	3.39	11.73	.40	29.55	.00	.00		
4	5.050	-12.865	16.391	-14.810	50.00	5.00	31.64	20.45	34.76	51.50	12.26	.00		
5	.000	-12.548	14.810	16.391	50.00	5.00	31.25	22.63	33.91	57.00	12.80	.00	(1/2" @300	
5	.383	-7.778	14.810	10.675	50.00	5.00	24.61	14.74	21.02	37.12	3.91	.00	3/4" @300	
5	.767	-1.412	14.810	7.137	50.00	5.00	10.45	9.85	3.79	24.82	.04	.00		
5	1.150	.655	14.810	3.598	50.00	5.00	7.14	4.97	1.77	12.51	.00	.00	5/8" @300	
5	1.533	1.376	14.810	.060	50.00	5.00	10.27	.08	3.66	.21	.02	.00		
5	1.917	.771	14.810	-3.478	50.00	5.00	7.39	4.80	1.89	12.10	.00	.00		
5	2.300	-1.310	14.810	-4.939	50.00	5.00	10.10	6.68	3.54	16.83	.01	.00	3/4" @300	
6	.000	-1.310	14.810	4.939	50.00	5.00	10.10	6.68	3.54	16.83	.01	.00	1/2" @300	
6	.383	.771	14.810	3.478	50.00	5.00	7.39	4.80	1.89	12.10	.00	.00		
6	.767	1.376	14.810	-.060	50.00	5.00	10.27	.08	3.66	.21	.02	.00		
6	1.150	.655	14.810	-3.598	50.00	5.00	7.14	4.97	1.77	12.51	.00	.00	1/2" @300	
6	1.533	-1.412	14.810	-7.137	50.00	5.00	10.45	9.85	3.79	24.82	.04	.00		
6	1.917	-7.778	14.810	-10.675	50.00	5.00	24.61	14.74	21.02	37.12	3.91	.00		
6	2.300	-12.548	14.810	-16.391	50.00	5.00	31.25	22.63	33.91	57.00	12.80	.00	1/2" @300	

MEMBER	DIST	MS	N	S	TT	DD	MD	SD	CD	U	COMPRESSION S1	COMPRESSION S2	TENSION S1	TENSION S2
7	.000	-.000	9.677	.000	50.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	.842	-.000	9.677	.000	50.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	1.683	-.000	9.677	.000	50.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	2.525	.000	9.677	.000	50.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	3.367	.000	9.677	.000	50.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	4.2[illegible]0	.000	9.677	.000	50.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	5.050	.000	9.677	.000	50.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		

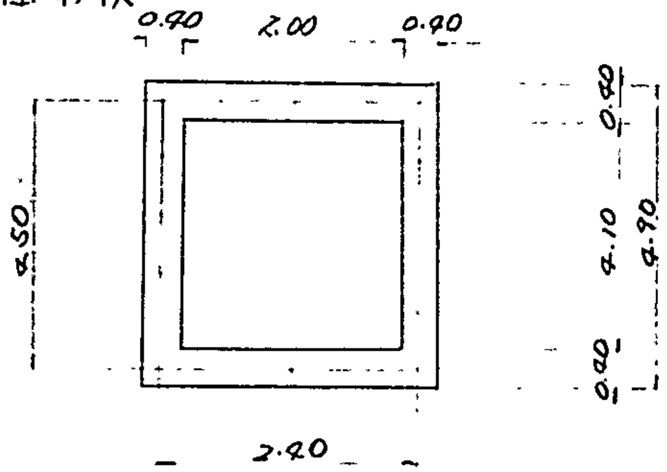
JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

5) 配筋図.



2.3 調圧水槽 下部

1). 断面形状



2). 荷重

土圧. 地表部 RL 5.30

底版部 RL -1.00

地下水位 RL 4.80

地下水位点. $P_1 = K_r \times \gamma_t \times (0.50 + 0.53)$

$= 0.5 \times 1.8 \times 1.03 = 0.93 (t/m^2)$

底版部 $P_2 = P_1 + K_r \times \gamma_s \times 5.80 + \gamma_w \times 5.80$

$= 0.93 + 0.5 \times 1.0 \times 5.8 + 1.0 \times 5.80$

$= 9.63 \ (t/m^2)$

水圧. 最底内水位 0.24

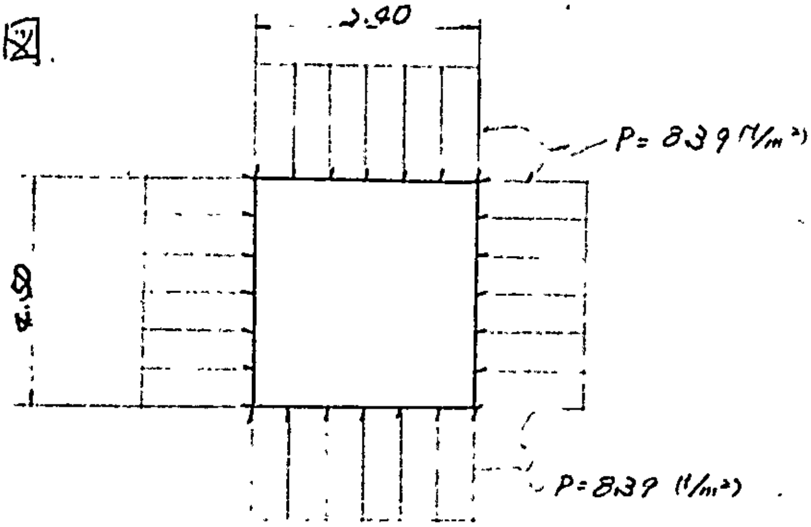
内水圧 $P_3 = 1.0 \times 1.24 = 1.24 \ (t/m^2)$

差引荷重 P

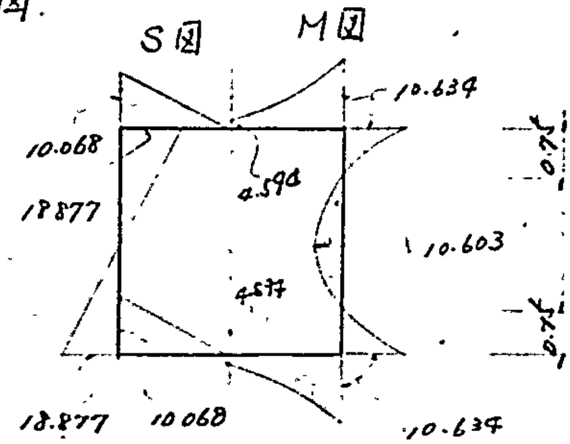
$P = P_2 - P_3 = 9.63 - 1.24 = 8.39 \ (t/m^2)$

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

3). 荷重図.



4) S図 . M図.



*** STRUCTURE NO. 3 PLANE FRAME ***

調圧水槽下部

*** STRUCTURE DATA ***

M	N	NJ	NR	NRJ	E
4	9	4	3	2	2100000.0

*** CO-ORDINATES OF JOINTS ***

JOINT	X	Y
1	.000	.000
2	.000	4.500
3	2.400	4.500
4	2.400	.000

*** MEMBER INFORMATION ***

MEMBER	JJ	JK	AX	IZ	-L-
1	1	2	.400	.005	4.500
2	2	3	.400	.005	2.400
3	3	4	.400	.005	4.500
4	4	1	.400	.005	2.400

*** JOINT RESTRAINTS ***

JOINT	RL1	RL2	RL3
1	1	1	0
4	0	1	0

103

*** LOAD CASE - (1) ***

*** ACTIONS APPLIED AT MEMBERS ***

NO.	K1	K2	-M-	-AS-	-PA-	-CS-	-PB-
1	1	2	1	.000E+00	.839E+01	.450E+01	.839E+01
2	1	2	2	.000E+00	.839E+01	.240E+01	.839E+01
3	1	2	3	.000E+00	.839E+01	.450E+01	.839E+01
4	1	2	4	.000E+00	.839E+01	.240E+01	.839E+01

*** JOINT DISPLACEMENTS ***

JOINT	X-DIS	Y-DIS	ROTA.
1	.00000E+00	.00000E+00	.70835E-03
2	-.44622E-11	.53936E-04	-.70835E-03
3	.53936E-04	.53936E-04	.70835E-03
4	.53936E-04	.00000E+00	-.70835E-03

*** MAXIMUM MOMENT ***

MEMBERS			DIST.	M-MAX	- S -	- N -
1	1	2	2.250	10.603	.000	10.068
2	2	3	1.200	-4.594	.000	18.878
3	3	4	2.250	10.603	.000	10.068
4	4	1	1.200	-4.594	.000	18.878

*** CASE NO. 1 ***

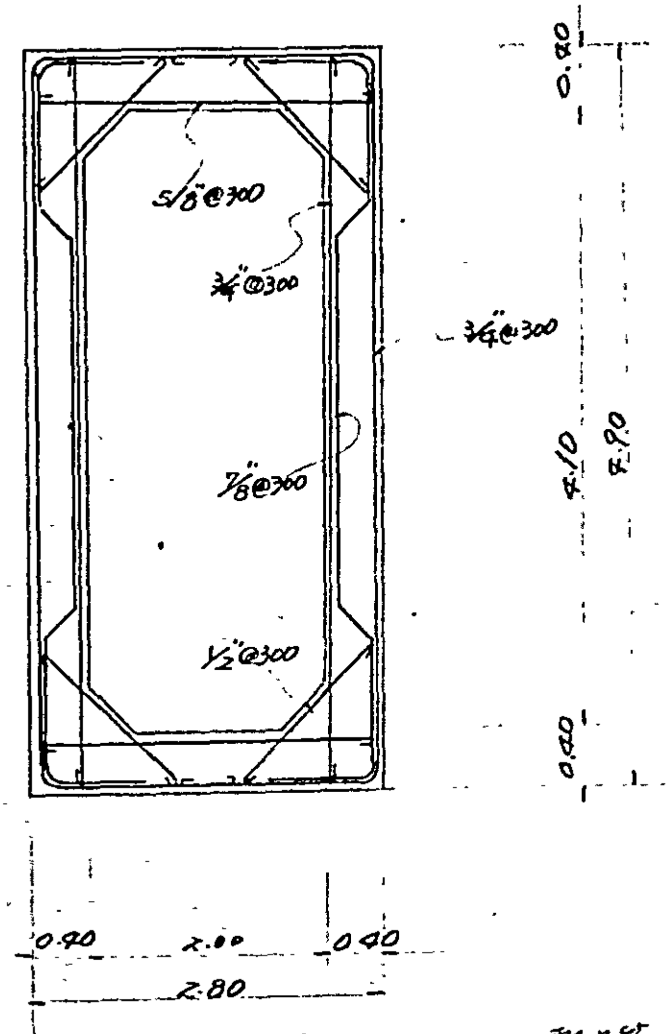
PT	DIST.	- N -	- S -	- [illegible] -
1 - 1	.000	10.068	18.878	-10.634
1 - 2	.750	10.068	12.585	1.164
1 - 3	1.500	10.068	6.293	8.243
1 - 4	2.250	10.068	.000	10.603
1 - 5	3.000	10.068	-6.292	8.243
1 - 6	3.750	10.068	-12.585	1.164
1 - 7	4.500	10.068	-18.877	-10.634
2 - 1	.000	18.878	10.068	-10.634
2 - 2	.400	18.878	6.712	-7.278
2 - 3	.800	18.878	3.356	-5.265
2 - 4	1.200	18.878	3.356	-4.594
2 - 5	1.600	18.878	-.000	-4.594
2 - 6	2.000	18.878	-3.356	-5.265
2 - 7	2.400	18.878	-10.068	-10.634
3 - 1	.000	10.068	18.878	-10.634
3 - 2	.750	10.068	12.585	1.164
3 - 3	1.500	10.068	6.293	8.243
3 - 4	2.250	10.068	.000	10.603
3 - 5	3.000	10.068	-6.292	8.243
3 - 6	3.750	10.068	-12.585	1.164
3 - 7	4.500	10.068	-18.877	-10.634
4 - 1	.000	18.878	10.068	-10.634
4 - 2	.400	18.878	6.712	-7.278
4 - 3	.800	18.878	3.356	-5.265
4 - 4	1.200	18.878	-.000	-4.594
4 - 5	1.600	18.878	-3.356	-5.265
4 - 6	2.000	18.878	-6.712	-7.278
4 - 7	2.400	18.878	-10.068	-10.634

*** CALCULATION OF REINFORCEMENT ***

* ALLOWABLE STRESS	SSA = 1400.00		MD ...	EFFECTIVE DEPTH DUE TO BENDING MOMENT
	SCA = 70.00		SD ...	EFFECTIVE DEPTH DUE TO SHEARING FORCE
	TAUA = 8.50		CD ...	COMPRESSIVE STRESS DUE TO BENDING MOMENT
	TAUDA = 7.50		U ...	CIRCUMFERENCE OF REINFORCEMENT
	SSA' = .00			

MEMBER	DIST	- MS -	- N -	- S -	TT	DD	MD	SD	CD	U	COMPRESSION S1	COMPRESSION S2	TENSION S1	TENSION S2
1	.000	-12.145	10.068	18.878	40.00	5.00	30.75	26.07	54.25	84.41	21.90	.00	(3/4" @300	
1	.750	2.674	10.068	12.585	40.00	5.00	14.43	17.38	11.95	56.27	.56	.00	7/8" @300	
1	1.500	9.753	10.068	6.293	40.00	5.00	27.55	8.69	43.57	28.14	16.17	.00		
1	2.250	12.113	10.068	.000	40.00	5.00	30.71	.00	54.11	.00	21.82	.00		
1	3.000	9.753	10.068	-6.292	40.00	5.00	27.55	8.69	43.57	28.14	16.17	.00		
1	3.750	2.674	10.068	-12.585	40.00	5.00	14.43	17.38	11.95	56.27	.56	.00		
1	4.500	-12.145	10.068	-18.877	40.00	5.00	30.75	26.07	54.25	84.41	21.90	.00	(3/4" @300 7/8" @300	
2	.000	-13.466	13.878	10.068	40.00	5.00	32.38	13.90	60.15	45.02	18.77	.00	(3/4" @300	
2	.400	-11.110	13.878	6.712	40.00	5.00	28.05	9.27	45.16	30.01	10.73	.00	7/8" @300	
2	.800	-8.096	13.878	3.356	40.00	5.00	25.10	4.63	36.16	15.01	5.91	.00		
2	1.200	-7.425	13.878	-.000	40.00	5.00	24.04	.00	33.17	.00	4.30	.00	5/8" @300	
2	1.600	-8.096	13.878	-3.356	40.00	5.00	25.10	4.63	36.16	15.01	5.91	.00		
2	2.000	-11.110	13.878	-6.712	40.00	5.00	28.05	9.27	45.16	30.01	10.73	.00		
2	2.400	-13.466	13.878	-10.068	40.00	5.00	32.38	13.90	60.15	45.02	18.77	.00	(3/4" @300 7/8" @300	
3	.000	-12.145	10.068	18.877	40.00	5.00	30.75	26.07	54.25	84.41	21.90	.00		
3	.750	2.674	10.068	12.585	40.00	5.00	14.43	17.38	11.95	56.27	.56	.00		
3	1.500	9.753	10.068	6.293	40.00	5.00	27.55	8.69	43.57	28.14	16.17	.00		
3	2.250	12.113	10.068	.000	40.00	5.00	30.71	.00	54.11	.00	21.82	.00		
3	3.000	9.753	10.068	-6.292	40.00	5.00	27.55	8.69	43.57	28.14	16.17	.00		
3	3.750	2.674	10.068	-12.585	40.00	5.00	14.43	17.38	11.95	56.27	.56	.00		
3	4.500	-12.145	10.068	-18.877	40.00	5.00	30.75	26.07	54.25	84.41	21.90	.00		
4	.000	-13.466	13.878	10.068	40.00	5.00	32.38	13.90	60.15	45.02	18.77	.00		
4	.400	-11.110	13.878	6.712	40.00	5.00	28.05	9.27	45.16	30.01	10.73	.00		
4	.800	-8.096	13.878	3.356	40.00	5.00	25.10	4.63	36.16	15.01	5.91	.00		
4	1.200	-7.425	13.878	-.000	40.00	5.00	24.04	.00	33.17	.00	4.30	.00		
4	1.600	-8.096	13.878	-3.356	40.00	5.00	25.10	4.63	36.16	15.01	5.91	.00		
4	2.000	-11.110	13.878	-6.712	40.00	5.00	28.05	9.27	45.16	30.01	10.73	.00		
4	2.400	-13.466	13.878	-10.068	40.00	5.00	32.38	13.90	60.15	45.02	18.77	.00		

5). 配筋

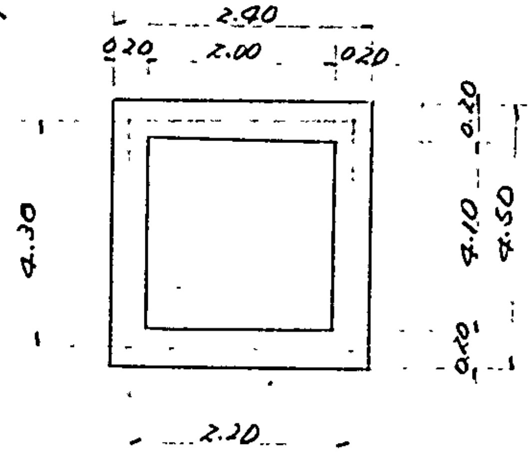


配力筋 1/2"@300

2.4 調圧水槽上部

地表部で計算を行う.

1). 断面形状



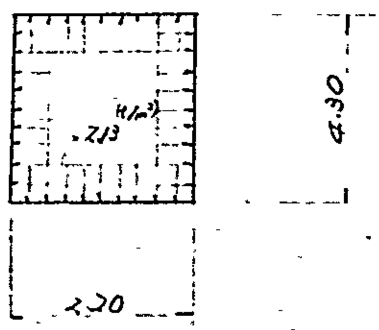
2). 荷重.

最大内水位 RL 7.43

地表部 RL 5.30.

内水圧. $P = 1.0(7.43-5.30) = 2.13 \quad (t/m^2)$

3). 荷重図.



*** STRUCTURE NO. 3 : PLANE FRAME ***

調圧水槽 上部

*** STRUCTURE DATA ***

M	N	NJ	NR	NRJ	E
4	9	4	3	2	2100000.0

*** CO-ORDINATES OF JOINTS ***

JOINT	X	Y
1	.000	.000
2	.000	4.300
3	2.200	4.300
4	2.200	.000

*** MEMBER INFORMATION ***

MEMBER	JJ	JK	AX	IZ	-L-
1	1	2	.200	.001	4.300
2	2	3	.200	.001	2.200
3	3	4	.200	.001	4.300
4	[illegible]	1	.200	.001	2.200

[illegible] RESTRAINTS ***

[illegible]	RL1	RL2	RL3
[illegible]	1	1	0
[illegible]	0	1	0

*** LOAD CASE - (1) ***

*** ACTIONS APPLIED AT MEMBERS ***

NO.	K1	K2	-M-	-AS-	-PA-	-CS-	-PB-
1	1	2	1	.000E+00	-.213E+01	.430E+01	-.213E+01
2	1	2	2	.000E+00	-.213E+01	.220E+01	-.213E+01
3	1	2	3	.000E+00	-.213E+01	.430E+01	-.213E+01
4	1	2	4	.000E+00	-.213E+01	.220E+01	-.213E+01

*** JOINT DISPLACEMENTS ***

JOINT	X-DIS	Y-DIS	ROTA.
1	.00000E+00	.00000E+00	-.12531E-02
2	.63096E-11	-.23985E-04	.12531E-02
3	-.23988E-04	-.23986E-04	-.12531E-02
4	-.23988E-04	.00000E+00	.12531E-02

*** MAXIMUM MOMENT ***

MEMBERS			DIST.	M-MAX	- S -	- N -
1	1	2	2.150	-2.461	.000	-2.343
[illegible]	2	3	1.100	1.173	.000	-4.579
[illegible]	[illegible]	4	2.150	-2.461	.000	-2.343
[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.100	1.173	.000	-4.580

*** CASE NO. 1 ***

-M- PT DIST.	- N -	- S -	- M -
1 - 1 .000	-2.343	-4.579	2.462
1 - 2 .717	-2.343	-3.053	-.273
1 - 3 1.433	-2.343	-1.526	-1.914
1 - 4 2.150	-2.343	-.000	-2.461
1 - 5 2.867	-2.343	1.526	-1.914
1 - 6 3.583	-2.343	3.053	-.273
1 - 7 4.300	-2.343	4.579	2.462
2 - 1 .000	-4.579	-2.343	2.462
2 - 2 .367	-4.579	-1.562	1.746
2 - 3 .733	-4.579	-.781	1.316
2 - 4 1.100	-4.579	.000	1.173
2 - 5 1.467	-4.579	.781	1.316
2 - 6 1.833	-4.579	1.562	1.746
2 - 7 2.200	-4.579	2.343	2.462
3 - 1 .000	-2.343	-4.579	2.462
3 - 2 .717	-2.343	-3.053	-.273
3 - 3 1.433	-2.343	-1.526	-1.914
3 - 4 2.150	-2.343	-.000	-2.461
3 - 5 2.867	-2.343	1.526	-1.914
3 - 6 3.583	-2.343	3.053	-.273
3 - 7 4.300	-2.343	4.579	2.462
4 - 1 .000	-4.580	-2.343	2.462
4 - 2 .367	-4.580	-1.562	1.746
4 - 3 .733	-4.580	-.781	1.316
4 - 4 1.100	-4.580	.000	1.173
4 - 5 1.467	-4.580	.781	1.316
4 - 6 1.833	-4.580	1.562	1.746
4 - 7 2.200	-4.580	2.343	2.462

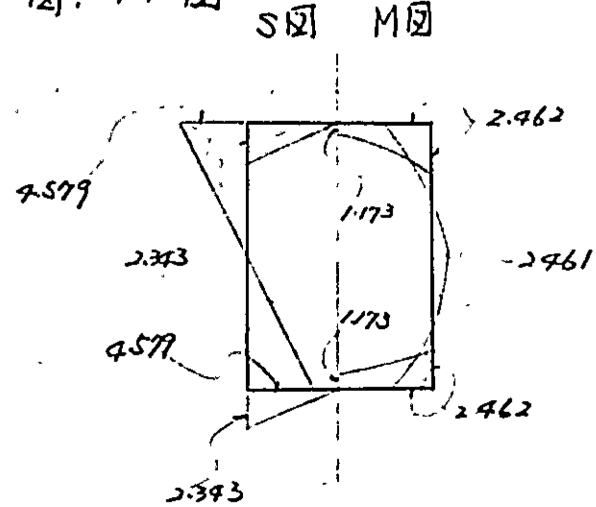
*** CALCULATION OF REINFORCEMENT ***

ALLOWABLE STRESS				
SSA	=	1400.00	MD ...	EFFECTIVE DEPTH DUE TO BENDING MOMENT
SCA	=	70.00	SD ...	EFFECTIVE DEPTH DUE TO SHEARING FORCE
TAUA	=	8.50	CD ...	COMPRESSIVE STRESS DUE TO BENDING MOMENT
TAUDA	=	7.50	U ...	CIRCUMFERENCE OF REINFORCEMENT
SSA'	=	.00		

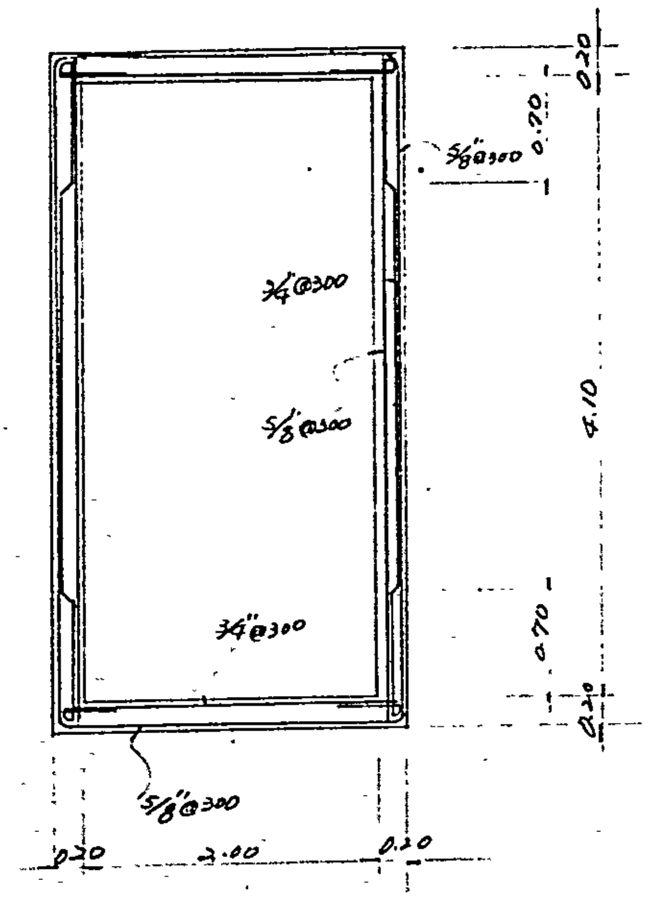
MEMBER	DIST	- S -	- N -	- S -	TT	DD	MD	SD	CD	U	COMPRESSION S1	COMPRESSION S2	TENSION S1	TENSION S2	
1	.000	2.345	-2.343	-4.579	20.00	5.00	13.51	6.32	57.02	47.78			14.78	.00	5/8" @300
1	.717	-.156	-2.343	-3.053	20.00	5.00	3.48	4.22	3.79	31.85			2.54	.00	3/4" @300
1	1.433	-1.797	-2.343	-1.526	20.00	5.00	11.83	2.11	43.70	15.93			11.72	.00	
1	2.150	-2.344	-2.343	-.000	20.00	5.00	13.51	.00	57.00	.00			14.77	.00	7/8" @300
1	2.867	-1.797	-2.343	1.526	20.00	5.00	11.83	2.11	43.70	15.93			11.72	.00	3/4" @300
1	3.583	-.156	-2.343	3.053	20.00	5.00	3.48	4.22	3.79	31.85			2.54	.00	5/8" @300
1	4.300	2.345	-2.343	4.579	20.00	5.00	13.51	6.32	57.02	47.78			14.78	.00	3/4" @300
2	.000	2.233	-4.579	-2.343	20.00	5.00	13.18	3.24	54.30	24.44			15.75	.00	5/8" @300
2	.367	1.517	-4.579	-1.562	20.00	5.00	10.87	2.16	36.89	16.30			11.75	.00	3/4" @300
2	.733	1.097	-4.579	-.781	20.00	5.00	9.20	1.08	26.45	8.15			9.35	.00	
2	1.100	.944	-4.579	.000	20.00	5.00	8.57	.00	22.96	.00			8.55	.00	3/4" @300
2	1.467	1.097	-4.579	.781	20.00	5.00	9.20	1.08	26.45	8.15			9.35	.00	
2	1.833	1.517	-4.579	1.562	20.00	5.00	10.87	2.16	36.89	16.30			11.75	.00	5/8" @300
2	2.200	2.233	-4.579	2.343	20.00	5.00	13.18	3.24	54.30	24.44			15.75	.00	3/4" @300
3	.000	2.345	-2.343	-4.579	20.00	5.00	13.51	6.32	57.02	47.78			14.78	.00	
3	.717	-.156	-2.343	-3.053	20.00	5.00	3.48	4.22	3.79	31.85			2.54	.00	
3	1.433	-1.797	-2.343	-1.526	20.00	5.00	11.83	2.11	43.70	15.93			11.72	.00	
3	2.150	-2.344	-2.343	-.000	20.00	5.00	13.51	.00	57.00	.00			14.77	.00	
3	2.867	-1.797	-2.343	1.526	20.00	5.00	11.83	2.11	43.70	15.93			11.72	.00	
3	3.583	-.156	-2.343	3.053	20.00	5.00	3.48	4.22	3.79	31.85			2.54	.00	
3	4.300	2.345	-2.343	4.579	20.00	5.00	13.51	6.32	57.02	47.78			14.78	.00	
4	.000	2.233	-4.580	-2.343	20.00	5.00	13.18	3.24	54.30	24.44			15.75	.00	
4	.367	1.517	-4.580	-1.562	20.00	5.00	10.87	2.16	36.89	16.30			11.75	.00	
4	.733	1.097	-4.580	-.781	20.00	5.00	9.20	1.08	26.45	8.15			9.35	.00	
4	1.100	.944	-4.580	.000	20.00	5.00	8.57	.00	22.96	.00			8.55	.00	
4	1.467	1.097	-4.580	.781	20.00	5.00	9.20	1.08	26.45	8.15			9.35	.00	
4	1.833	1.517	-4.580	1.562	20.00	5.00	10.87	2.16	36.89	16.30			11.75	.00	
4	2.200	2.233	-4.580	2.343	20.00	5.00	13.18	3.24	54.30	24.44			15.75	.00	

112

4). S図. M図


S図 M図
2.462
4.579
1.173
2.343
2461
1173
4579
2.462
2.343

5) 配筋図


0.20
0.70
5/8"@300
3/4"@300
5/8"@300
4.10
3/4"@300
0.70
0.20
5/8"@300
0.20
2.00
0.20

2.5. 調圧水槽底版

四方向固定の二方向版として計算する.

スパン $2.40^m \times 4.50^m$

縦横比 $l_y/l_x = 0.53$

1). 荷重

調圧水槽下部 参照

$w = 8.39 \ t/m^2$

2). 曲げモーメント

最大スパンモーメント グラフより $\alpha = 0.0044$, $\beta = 0.0336$

$M_{max} = \alpha \cdot w \cdot l_x^2 = 0.0044 \times 8.39 \times 4.50^2 = 0.75 \ (t\text{-}m)$

$M_{max} = \alpha \cdot \beta \cdot l_y^2 = 0.0336 \times 8.39 \times 2.40^2 = 1.62 \ (t\text{-}m)$

最大端モーメント グラフより $r = 0.1147$, $\delta = 0.8853$

$M_{max} = \frac{1}{12} \times r \cdot w \cdot l_x^2 = \frac{1}{12} \times 0.1147 \times 8.39 \times 4.50^2 = 1.62 \ (t\text{-}m)$

$M_{max} = \frac{1}{12} \times \delta \cdot w \cdot l_y^2 = \frac{1}{12} \times 0.8853 \times 8.39 \times 2.40^2 = 3.57 \ (t\text{-}m)$

3). 鉄筋量の計算

有効厚の検討

$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.279 \sqrt{\frac{357000}{100}} = 16.67 \ cm < 40 - 5 = 35.0 \ cm$

鉄筋量

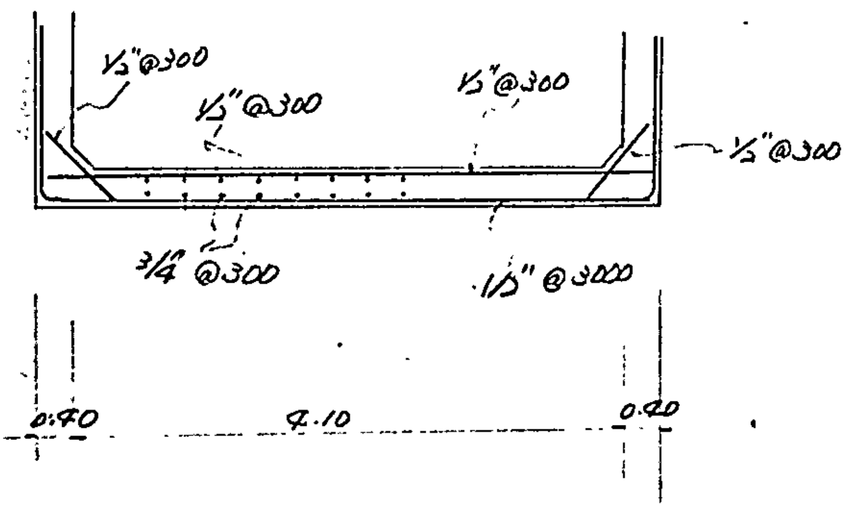
中間部. $A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} = \frac{162000}{1400 \times 0.862 \times 35} = 3.84 \ cm^2$

$\phi 13$ @300 $A_s = 4.23 \ cm^2$

端部 $A_s = \dfrac{M}{\sigma_{sa}\, j\, d} = \dfrac{357000}{1900 \times 0.863 \times 35} = 8.45\ cm^2$

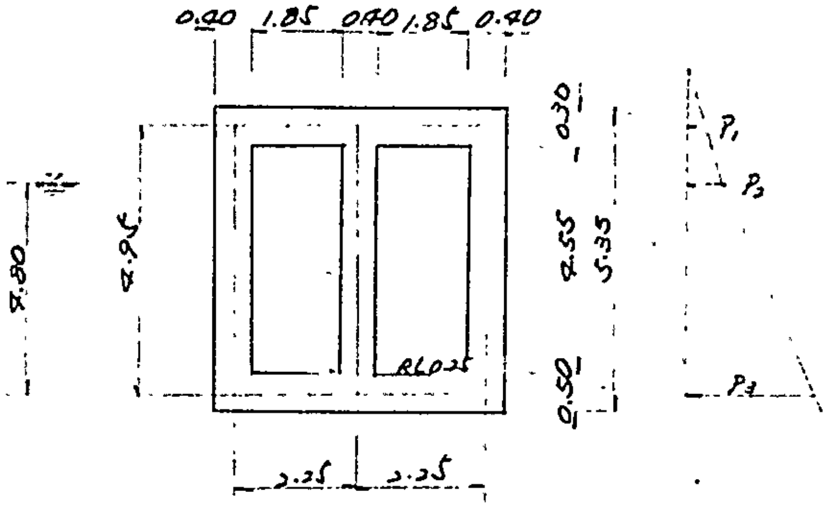
3/4" @300 $A_s = 9.49\ cm^2$

4) 配筋図



2.6. 導流部 1.

1) 断面形状



2) 荷重

自動車荷重 14(t) $l=2.25^m$

衝撃係数 $i=\frac{7}{20+l}=\frac{7}{22.25}=0.31$

線荷重 $P=3.5$ (t)

分布荷重 $p=0.245$ (t/m²)

等分布荷重 W_L

$$W_L=\left(\frac{2\times P}{l}+p\right)(1+i)=\left(\frac{2\times3.5}{2.25}+0.245\right)(1+0.31)$$

$$=4.40\ (t/m^2)$$

床版自重 $W_1=0.3\times2.4=0.72$ (t/m²)

土圧力 静止土圧を考慮。自動車荷重による上載荷高 0.53^m

$P_1=K_r\cdot\gamma_h\cdot(0.15+0.53)=0.5\times1.8\times0.68=0.61$ (t/m²)

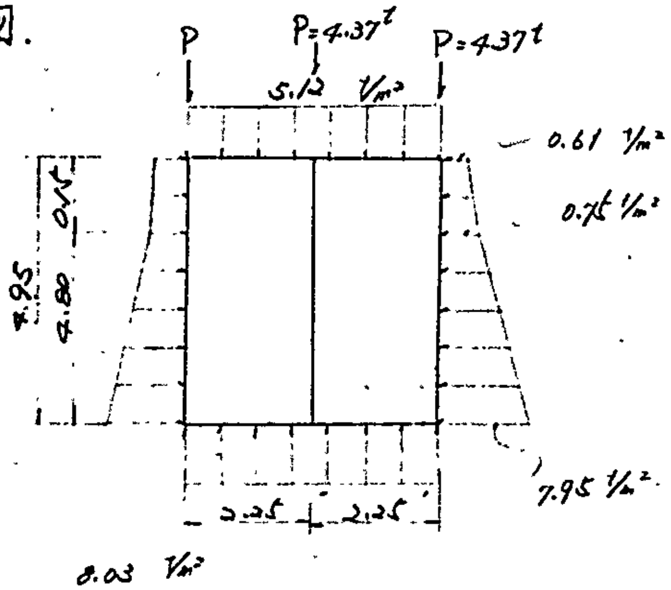
$P_2=0.5\times1.8\times(0.53+0.30)=0.75$ (t/m²)

$P_3=P_2+K_r\cdot\gamma_s\times4.80+1.0\times4.80=0.75+7.20=7.95$ (t/m²)

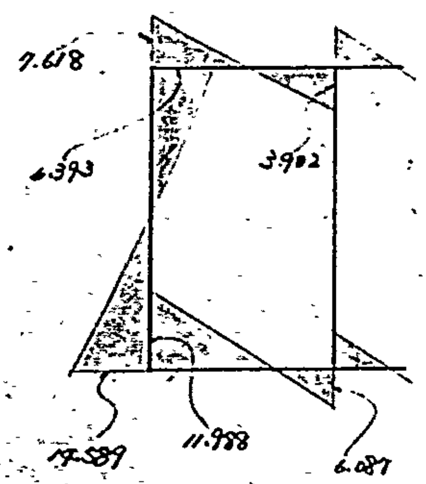
側壁自重　$P_p = 0.4 \times 4.55 \times 2.4 = 4.37$ t

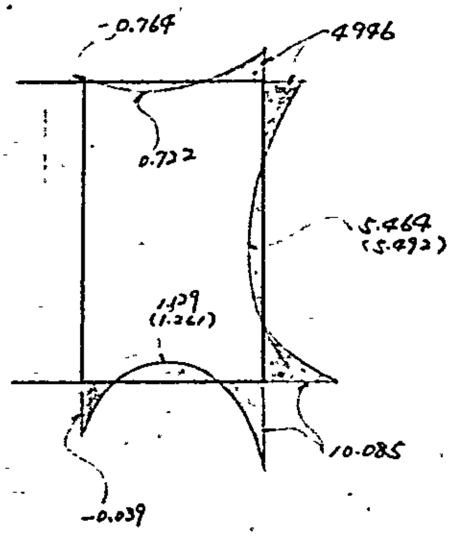
底版反力　$q = w_L + w_1 + \frac{3P_p}{4.50} = 4.40 + 0.72 + 2.91 = 8.03$ (t/m²)

3). 荷重図.



4). S図, M図





*** STFUCTURE NO. 3 PLANE FRAME ***

導流部 1.

*** STFUCTURE DATA ***

M	N	NJ	NR	NRJ	E
7	14	6	4	3	2100000.0

*** CO-ORDINATES OF JOINTS ***

JOINT	X	Y
1	.000	.000
2	.000	4.950
3	2.250	4.950
4	4.500	4.950
5	4.500	.000
6	2.250	.000

*** MEMBER INFORMATION ***

MEMBER	JJ	JK	AX	IZ	-L-
1	1	2	.400	.005	4.950
2	2	3	.300	.002	2.250
3	3	4	.300	.002	2.250
4	4	5	.400	.005	4.950
5	5	6	.500	.010	2.250
6	6	1	.500	.010	2.250
7	3	6	.400	.005	4.950

*** JOINT RESTRAINTS ***

JOINT	RL1	RL2	RL3
1	1	1	0
6	0	1	0
5	0	1	0

*** LOAD-CASE - (1) ***

*** ACTIONS APPLIED AT JOINTS ***

JOINT	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION
2	.00000	4.37000	.00000
3	.00000	4.37000	.00000
4	.00000	4.37000	.00000

*** ACTIONS APPLIED AT MEMBERS ***

NO.	K1	K2	-M-	-AS-	-PA-	-CS-	-PB-
1	1	2	1	.000E+00	.795E+01	.480E+01	.750E+00
2	1	2	1	.480E+01	.750E+00	.150E+00	.610E+00
3	1	2	2	.000E+00	.512E+01	.225E+01	.512E+01
4	1	2	3	.000E+00	.512E+01	.225E+01	.512E+01
5	1	2	4	.000E+00	.610E+00	.150E+00	.750E+00
6	1	2	4	.150E+00	.750E+00	.480E+01	.795E+01
7	1	2	5	.000E+00	.803E+01	.225E+01	.803E+01
8	1	2	6	.000E+00	.803E+01	.225E+01	.803E+01

*** JOINT DISPLACEMENTS ***

JOINT	X-DIS	Y-DIS	ROTA.
1	.00000E+[illegible]	.00000E+00	.17216E-03
2	.24295E-[illegible]5	.70646E-04	-.33088E-03
3	.31762E-[illegible]4	.71735E-04	.10392E-12
4	.54094E-[illegible]4	.70646E-04	.33088E-03
5	.62524E-[illegible]4	.00000E+00	-.17216E-03
6	.31262E-[illegible]4	.00000E+00	-.26645E-13

*** MAXIMUM MOMENT ***

MEMBERS			DIST.	M-MAX	- S -	- N -
1	1	2	2.361	5.492	.000	11.988
2	2	3	1.408	.722	.000	6.393
3	3	4	.762	.722	.000	6.393
4	4	5	2.559	5.492	.000	11.988
5	5	6	1.631	1.261	.000	14.549
6	6	1	.569	1.261	.000	14.549
7	3	6	*********	*********	*********	*********

*** CASE NO. 1 ***

M - PT DIST	- N -	- S -	- M -
1 - 1 .000	11.988	14.589	-10.085
1 - 2 .825	11.988	8.541	-.614
1 - 3 1.650	11.988	3.513	4.288
1 - 4 2.475	11.988	-.493	5.464
1 - 5 3.300	11.988	-3.479	3.755
1 - 6 4.125	11.988	-5.443	.005
1 - 7 4.950	11.988	-6.393	-4.946
2 - 1 .000	6.393	7.618	-4.946
2 - 2 .375	6.393	5.698	-2.449
2 - 3 .750	6.393	3.778	-.672
2 - 4 1.125	6.393	1.858	.385
2 - 5 1.500	6.393	-.062	.722
2 - 6 1.875	6.393	-1.982	.339
2 - 7 2.250	6.393	-3.902	-.764
3 - 1 .000	6.393	3.902	-.764
3 - 2 .375	6.393	1.982	.339
3 - 3 .750	6.393	.062	.722
3 - 4 1.125	6.393	-1.858	.385
3 - 5 1.500	6.393	-3.778	-.672
3 - 6 1.875	6.393	-5.698	-2.449
3 - 7 2.250	6.393	-7.618	-4.946
4 - 1 .000	11.988	6.393	-4.946
4 - 2 .825	11.988	5.443	.005
4 - 3 1.650	11.988	3.479	3.755
4 - 4 2.475	11.988	.493	5.464
4 - 5 3.300	11.988	-3.513	4.288
4 - 6 4.125	11.988	-8.541	-.614
4 - 7 4.950	11.988	-14.589	-10.085
5 - 1 .000	14.589	11.988	-10.085
5 - 2 .375	14.589	10.487	-5.587
5 - 3 .750	14.589	7.476	-2.219
5 - 4 1.125	14.589	4.465	.020
5 - 5 1.500	14.589	1.453	1.129
5 - 6 1.875	14.589	-1.558	1.110
5 - 7 2.250	14.589	-6.087	-.039
6 - 1 .000	14.589	6.087	-.039
6 - 2 .375	14.589	1.558	1.110
6 - 3 .750	14.589	-1.453	1.129
6 - 4 1.125	14.589	-4.465	.020
6 - 5 1.500	14.589	-7.476	-2.219
6 - 6 1.875	14.589	-10.487	-5.587
6 - 7 2.250	14.589	-11.988	-10.085
7 - 1 .000	12.173	.000	-.000
7 - 2 .825	12.173	.000	-.000
7 - 3 1.650	12.173	.000	-.000
7 - 4 2.475	12.173	.000	.000
7 - 5 3.300	12.173	.000	.000
7 - 6 4.125	12.173	.000	.000
7 - 7 4.950	12.173	.000	.000

*** CALCULATION OF REINFORCEMENT ***

* ALLOWABLE STRESS

SSA = 1400.00
SCA = 70.00
TAUA = 8.50
TAUOA = 7.50
SSA' = .00

MD ... EFFECTIVE DEPTH DUE TO BENDING MOMENT
SD ... EFFECTIVE DEPTH DUE TO SHEARING FORCE
CD ... COMPRESSIVE STRESS DUE TO BENDING MOMENT
U ... CIRCUMFERENCE OF REINFORCEMENT

121

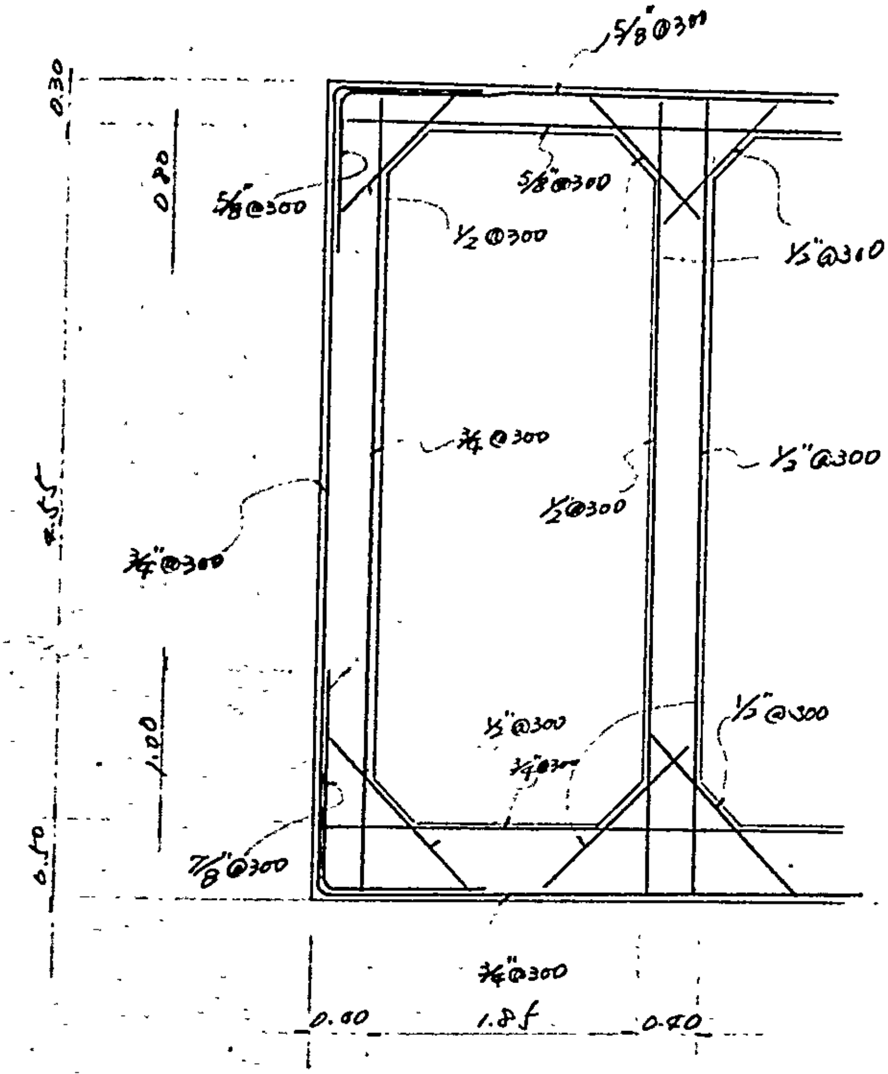
MEMBER	DIST	MS	N	S	TT	DD	MD	SD	CD	U	COMPRESSION S1	COMPRESSION S2	TENSION S1	TENSION S2
1	.000	-11.983	11.988	14.589	40.00	5.00	30.41	20.14	53.08	65.23	19.90	.00	3/4"@300	
1	.825	-.614	11.988	8.541	40.00	5.00	6.91	11.79	2.74	38.19	.00	.00	7/8"@300	
1	1.650	6.016	11.988	3.513	40.00	5.00	21.77	4.85	27.19	15.71	6.02	.00		
1	2.475	7.262	11.988	-.493	40.00	5.00	23.78	.68	32.44	2.20	8.83	.00	3/4"@300	
1	3.300	5.553	11.988	-3.479	40.00	5.00	20.79	4.80	24.81	15.55	4.74	.00		
1	4.125	.005	11.988	-5.443	40.00	5.00	.61	7.52	.02	24.34	.00	.00		
1	4.950	-6.744	11.988	-6.393	40.00	5.00	22.91	8.83	30.12	28.59	7.59	.00	3/4"@300	
2	.000	-5.585	6.393	7.618	30.00	5.00	20.85	10.52	48.89	47.69	14.16	.00	3/4"@300	
2	.375	-3.099	6.393	5.698	30.00	5.00	15.50	7.87	27.03	35.67	5.79	.00	5/8"@300	
2	.750	-1.311	6.393	3.778	30.00	5.00	10.10	5.22	11.48	23.65	.66	.00		
2	1.125	.385	6.393	1.858	30.00	5.00	5.43	2.57	3.37	11.63	.04	.00		
2	1.500	1.361	6.393	-.062	30.00	5.00	10.29	.09	11.92	.39	.80	.00	3/8"@300	
2	1.875	.339	6.393	-1.982	30.00	5.00	5.14	2.74	2.97	12.40	.00	.00		
2	2.250	-1.403	6.393	-3.902	30.00	5.00	10.45	5.39	12.29	24.42	.14	.00	5/8"@300	
3	.000	-1.403	6.393	3.902	30.00	5.00	10.45	5.39	12.29	24.42	.14	.00		
3	.375	.339	6.393	1.982	30.00	5.00	5.14	2.74	2.97	12.40	.00	.00		
3	.750	1.361	6.393	.062	30.00	5.00	10.29	.09	11.92	.39	.80	.00		
3	1.125	.385	6.393	-1.858	30.00	5.00	5.48	2.57	3.37	11.63	.04	.00		
3	1.500	-1.311	6.393	-3.778	30.00	5.00	10.10	5.22	11.48	23.65	.66	.00		
3	1.875	-3.099	6.393	-5.698	30.00	5.00	15.50	7.87	27.03	35.67	5.79	.00		
3	2.250	-5.585	6.393	-7.618	30.00	5.00	20.85	10.52	48.89	47.69	14.16	.00		
4	.000	-6.744	11.988	6.393	40.00	5.00	22.91	8.83	30.12	28.59	7.59	.00		
4	.825	.005	11.988	5.443	40.00	5.00	.61	7.52	.02	24.34	.00	.00		
4	1.650	5.553	11.988	3.479	40.00	5.00	20.79	4.80	24.81	15.55	4.74	.00		
4	2.475	7.262	11.988	.493	40.00	5.00	23.78	.68	32.44	2.20	8.83	.00		
4	3.300	6.006	11.988	-3.513	40.00	5.00	21.77	4.85	27.19	15.71	6.02	.00		
4	4.125	-.614	11.988	-8.541	40.00	5.00	6.91	11.79	2.74	38.19	.00	.00		
4	4.950	-11.983	11.988	-14.589	40.00	5.00	30.41	20.14	53.08	65.23	19.90	.00		
5	.000	-13.003	14.589	11.968	50.00	5.00	31.81	16.55	35.13	41.69	13.80	.00	3/4"@300	
5	.375	-8.515	14.589	10.487	50.00	5.00	25.73	14.48	22.98	36.47	5.42	.00	7/8"@300	
5	.750	-5.137	14.589	7.476	50.00	5.00	20.00	10.32	13.88	26.00	.97	.00		
5	1.125	.370	14.589	4.465	50.00	5.00	1.23	6.17	.05	15.53	.00	.00		
5	1.500	1.120	14.589	1.453	50.00	5.00	9.38	2.01	3.05	5.05	.00	.00	5/8"@300	
5	1.875	1.110	14.589	-1.558	50.00	5.00	9.29	2.15	3.00	5.42	.00	.00		
5	2.250	-.039	14.589	-6.067	50.00	5.00	1.75	8.40	.11	21.17	.00	.00	5/8"@300	
6	.000	-.039	14.589	6.067	50.00	5.00	1.75	8.40	.11	21.17	.00	.00		
6	.375	1.110	14.589	1.558	50.00	5.00	9.29	2.15	3.00	5.42	.00	.00		
6	.750	1.120	14.589	-1.453	50.00	5.00	9.38	2.01	3.05	5.05	.00	.00		
6	1.125	.370	14.589	-4.465	50.00	5.00	1.23	6.17	.05	15.53	.00	.00		
6	1.500	-5.137	14.589	-7.476	50.00	5.00	20.00	10.32	13.88	26.00	.97	.00		
6	1.875	-8.515	14.589	-10.487	50.00	5.00	25.73	14.48	22.98	36.47	5.42	.00		
6	2.250	-13.003	14.589	-11.968	50.00	5.00	31.81	16.55	35.13	41.69	13.80	.00		

MEMBER	DIST	- FS -	- N -	- S -	TT	DD	MD	SD	CD	U	COMPRESSION S1	COMPRESSION S2	TENSION S1	TENSION S2
7	.000	-.000	12.173	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	.825	-.000	12.173	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	½" @ 300	
7	1.650	-.000	12.173	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	2.475	.000	12.173	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	3.300	.000	12.173	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	4.125	.000	12.173	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	4.950	.000	12.173	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	½" @ 300	

122

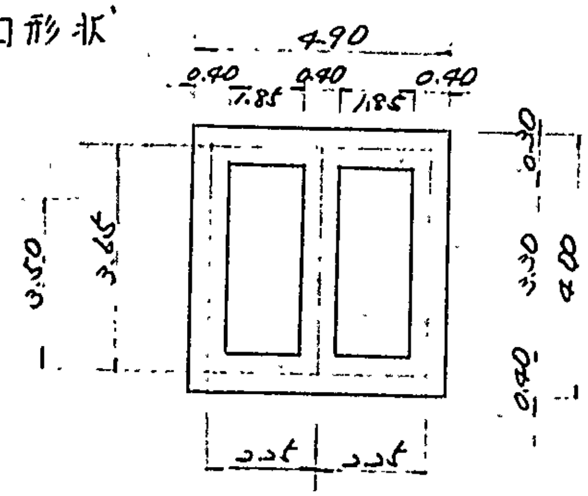
JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

5) 配筋図



2.7.7 導流部 2.

1). 断面形状



2). 荷重

自動車荷重 14 t $w_L = 4.40$ (t/m²)

床版自重 $w_1 = 0.72$ (t/m²)

導流部1 参照

土圧力 $P_1 = 0.61$ t/m²

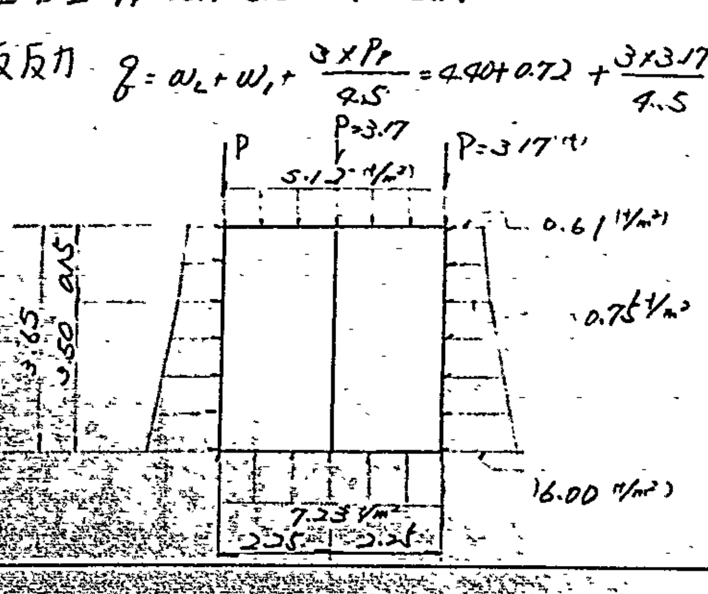
$P_2 = 0.75$ t/m²

$P_3 = 0.75 + K_n \cdot \gamma_s 3.50 + 1.0 \times 3.50 = 6.00$ (t/m²)

側壁自重 $P_P = 0.4 \times 3.3 \times 2.4 = 3.17$ (T)

底版反力 $q = w_L + w_1 + \frac{3 \times P_P}{4.5} = 4.40 + 0.72 + \frac{3 \times 3.17}{4.5} = 7.23$ (t/m²)

3). 荷重図



*** STRUCTURE NO. 3 PLANE FRAME ***

導流部2

*** STRUCTURE DATA ***

M	N	NJ	NR	NRJ	E
7	14	6	4	3	2100000.0

*** CO-ORDINATES OF JOINTS ***

JOINT	X	Y
1	.000	.000
2	.000	3.650
3	2.250	3.650
4	4.500	3.650
5	4.500	.000
6	2.250	.000

*** MEMBER INFORMATION ***

MEMBER	JJ	JK	AX	IZ	-L-
1	1	2	.400	.005	3.650
2	2	3	.300	.002	2.250
3	3	4	.300	.002	2.250
4	4	5	.400	.005	3.650
5	5	6	.400	.005	2.250
6	6	1	.400	.005	2.250
7	3	6	.400	.005	3.650

*** JOINT RESTRAINTS ***

JOINT	RL1	RL2	RL3
1	1	1	0
6	0	1	0
5	0	1	0

*** LOAD CASE = (1) ***

*** ACTIONS APPLIED AT JOINTS ***

JOINT	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION
2	.00000	3.17000	.00000
3	.00000	3.17000	.00000
4	.00000	3.17000	.00000

*** ACTIONS APPLIED AT MEMBERS ***

NO.	K1	K2	-M-	-AS-	-PA-	-CS-	-PB-
1	1	2	1	.000E+00	.600E+01	.350E+01	.750E+00
2	1	2	1	.350E+01	.750E+00	.150E+00	.610E+00
3	1	2	2	.000E+00	.512E+01	.225E+01	.512E+01
4	1	2	3	.000E+00	.512E+01	.225E+01	.512E+01
5	1	2	4	.000E+00	.610E+00	.150E+00	.750E+00
6	1	2	4	.150E+00	.750E+00	.350E+01	.600E+01
7	1	2	5	.000E+00	.723E+01	.225E+01	.723E+01
8	1	2	6	.000E+00	.723E+01	.225E+01	.723E+01

*** JOINT DISPLACEMENTS ***

JOINT	X-DIS	Y-DIS	ROTA.
1	.00000E+00	.00000E+00	.45298E-04
2	.72105E-05	.40480E-04	-.51131E-04
3	.21327E-04	.60478E-04	-.23315E-13
4	.35443E-04	.40480E-04	.51131E-04
5	.42653E-04	.00000E+00	-.45298E-04
6	.21327E-04	.00000E+00	-.57732E-14

*** MAXIMUM MOMENT ***

MEMBERS			DIST.	M-MAX	- S -	- N -
1	1	2	1.680	2.143	.000	9.316
2	2	3	1.208	.987	.000	3.953
3	3	4	1.050	.987	.000	3.953
4	4	5	1.970	2.143	.000	9.316
5	5	6	1.208	1.325	.000	7.962
6	6	1	1.042	1.325	.000	7.962
7	3	6	*********	*********	*********	*********

*** CASE NO. 1 ***

-M- PT	DIST.	- N -	- S -	- M -
1 - 1	.000	9.316	7.962	-3.952
1 - 2	.608	9.316	4.589	-.162
1 - 3	1.217	9.316	1.772	1.745
1 - 4	1.825	9.316	-.490	2.107
1 - 5	2.433	9.316	-2.197	1.261
1 - 6	3.042	9.316	-3.349	-.454
1 - 7	3.650	9.316	-3.953	-2.701
2 - 1	.000	3.953	6.146	-2.701
2 - 2	.375	3.953	4.226	-.757
2 - 3	.750	3.953	2.306	.468
2 - 4	1.125	3.953	.386	.973
2 - 5	1.500	3.953	-1.534	.757
2 - 6	1.875	3.953	-3.454	-.178
2 - 7	2.250	3.953	-5.374	-1.833
3 - 1	.000	3.953	5.374	-1.833
3 - 2	.375	3.953	3.454	-.178
3 - 3	.750	3.953	1.534	.757
3 - 4	1.125	3.953	-.386	.973
3 - 5	1.500	3.953	-2.306	.468
3 - 6	1.875	3.953	-4.226	-.757
3 - 7	2.250	3.953	-6.146	-2.701
4 - 1	.000	9.316	3.953	-2.701
4 - 2	.608	9.316	3.349	-.454
4 - 3	1.217	9.316	2.197	1.261
4 - 4	1.825	9.316	.490	2.107
4 - 5	2.433	9.316	-1.772	1.745
4 - 6	3.042	9.316	-4.589	-.162
4 - 7	3.650	9.316	-7.962	-3.952
5 - 1	.000	7.962	9.316	-3.952
5 - 2	.375	7.962	6.023	-1.184
5 - 3	.750	7.962	3.312	.566
5 - 4	1.125	7.962	.601	1.300
5 - 5	1.500	7.962	-2.110	1.017
5 - 6	1.875	7.962	-4.822	-.283
5 - 7	2.250	7.962	-6.959	-2.599
6 - 1	.000	7.962	6.959	-2.599
6 - 2	.375	7.962	4.822	-.283
6 - 3	.750	7.962	2.110	1.017
6 - 4	1.125	7.962	-.601	1.300
6 - 5	1.500	7.962	-3.312	.566
6 - 6	1.875	7.962	-6.023	-1.184
6 - 7	2.250	7.962	-9.316	-3.952
7 - 1	.000	13.918	.000	-.000
7 - 2	.608	13.918	.000	-.000
7 - 3	1.217	13.918	.000	-.000
7 - 4	1.825	13.918	.000	-.000
7 - 5	2.433	13.918	.000	.000
7 - 6	3.042	13.918	.000	.000
7 - 7	3.650	13.918	.000	.000

*** CALCULATION OF REINFORCEMENT ***

* ALLOWABLE STRESS

SSA = 1400.00
SCA = 70.00
TAUA = 8.50
TAUDA = 7.50
SSA' = .00

MD ... EFFECTIVE DEPTH DUE TO BENDING MOMENT
SD ... EFFECTIVE DEPTH DUE TO SHEARING FORCE
CD ... COMPRESSIVE STRESS DUE TO BENDING MOMENT
U ... CIRCUMFERENCE OF REINFORCEMENT

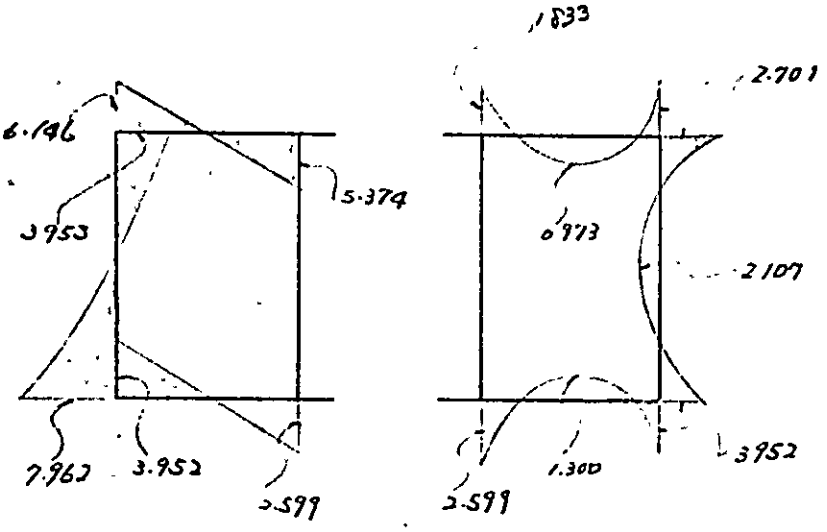
MEMBER	DIST	IS	N	S	TT	DD	MD	SD	CD	U	COMPRESSION S1	COMPRESSION S2	TENSION S1	TENSION S2
1	.000	-5.349	9.316	7.962	40.00	5.00	20.40	10.99	23.89	35.60	6.16	.00	5/8" @300	
1	.608	-.162	9.316	4.589	40.00	5.00	3.55	6.34	.72	20.52	.00	.00		
1	1.217	3.142	9.316	1.772	40.00	5.00	15.64	2.45	14.04	7.92	.87	.00		
1	1.829	3.504	9.316	-.490	40.00	5.00	16.52	.68	15.65	2.19	1.74	.00	1/2" @300	
1	2.433	2.657	9.316	-2.197	40.00	5.00	14.39	3.03	11.88	9.82	.87	.00		
1	3.042	-.454	9.316	-3.349	40.00	5.00	5.94	4.62	2.03	14.98	.00	.00		
1	3.650	-4.097	9.316	-3.953	40.00	5.00	17.86	5.45	18.31	17.67	3.16	.00	1/2" @300	
2	.000	-3.097	3.953	6.146	30.00	5.00	15.53	9.49	27.11	38.47	7.56	.00	(1/2" @300 5/8" @300	
2	.375	-1.152	3.953	4.226	30.00	5.00	9.47	5.84	10.09	26.45	1.04	.00		
2	.750	.863	3.953	2.306	30.00	5.00	8.20	3.18	7.56	14.43	.07	.00		
2	1.125	1.368	3.953	.386	30.00	5.00	10.32	.53	11.98	2.42	1.76	.00	1/2" @300	
2	1.500	1.152	3.953	-1.534	30.00	5.00	9.47	2.12	10.09	9.60	1.04	.00		
2	1.875	-.178	3.953	-3.454	30.00	5.00	3.72	4.77	1.56	21.62	.00	.00		
2	2.250	-2.229	3.953	-5.374	30.00	5.00	13.17	7.42	19.51	33.64	4.65	.00	5/8" @300	
3	.000	-2.229	3.953	5.374	30.00	5.00	13.17	7.42	19.51	33.64	4.65	.00		
3	.375	-.171	3.953	3.454	30.00	5.00	3.72	4.77	1.56	21.62	.00	.00		
3	.750	1.153	3.953	1.534	30.00	5.00	9.47	2.12	10.09	9.60	1.04	.00		
3	1.125	1.360	3.953	-.386	30.00	5.00	10.32	.53	11.98	2.42	1.76	.00		
3	1.500	.863	3.953	-2.306	30.00	5.00	8.20	3.18	7.56	14.43	.07	.00		
3	1.875	-1.152	3.953	-4.226	30.00	5.00	9.47	5.84	10.09	26.45	1.04	.00		
3	2.250	-3.077	3.953	-6.146	30.00	5.00	15.53	8.49	27.11	38.47	7.56	.00		
4	.000	-4.097	9.316	3.953	40.00	5.00	17.86	5.46	18.31	17.67	3.16	.00		
4	.608	-.454	9.316	3.349	40.00	5.00	5.94	4.62	2.03	14.98	.00	.00		
4	1.217	2.659	9.316	2.197	40.00	5.00	14.39	3.03	11.88	9.82	.87	.00		
4	1.825	3.514	9.316	.490	40.00	5.00	16.52	.68	15.65	2.19	1.74	.00		
4	2.433	3.142	9.316	-1.772	40.00	5.00	15.64	2.45	14.04	7.92	.87	.00		
4	3.042	-.172	9.316	-4.589	40.00	5.00	3.55	6.34	.72	20.52	.00	.00		
4	3.650	-5.349	9.316	-7.962	40.00	5.00	20.40	10.99	23.89	35.60	6.16	.00		
5	.000	-5.146	7.962	9.316	40.00	5.00	20.01	12.86	22.99	41.65	6.64	.00	(5/8" @300 1/2" @300	
5	.375	-2.379	7.962	6.023	40.00	5.00	13.61	8.32	10.63	26.93	.01	.00		
5	.750	.566	7.962	3.312	40.00	5.00	6.64	4.57	2.53	14.81	.01	.00		
5	1.125	2.494	7.962	.601	40.00	5.00	13.93	.83	11.14	2.69	.29	.00		
5	1.500	2.211	7.962	-2.110	40.00	5.00	13.12	2.91	9.88	9.44	.62	.00	1/2" @300	
5	1.875	-.203	7.962	-4.822	40.00	5.00	4.69	6.66	1.26	21.56	.00	.00		
5	2.250	-3.794	7.962	-6.959	40.00	5.00	17.18	9.61	16.95	31.12	3.40	.00	5/8" @300	
6	.000	-3.794	7.962	6.959	40.00	5.00	17.18	9.61	16.95	31.12	3.40	.00		
6	.375	-.203	7.962	4.822	40.00	5.00	4.69	6.66	1.26	21.56	.00	.00		
6	.750	2.211	7.962	2.110	40.00	5.00	13.12	2.91	9.88	9.44	.62	.00		
6	1.125	2.494	7.962	-.601	40.00	5.00	13.93	.83	11.14	2.69	.29	.00		
6	1.500	.566	7.962	-3.312	40.00	5.00	6.64	4.57	2.53	14.81	.01	.00		
6	1.875	-2.379	7.962	-6.023	40.00	5.00	13.61	8.32	10.63	26.93	.01	.00		
6	2.250	-5.146	7.962	-9.316	40.00	5.00	20.01	12.86	22.99	41.65	6.64	.00		

128

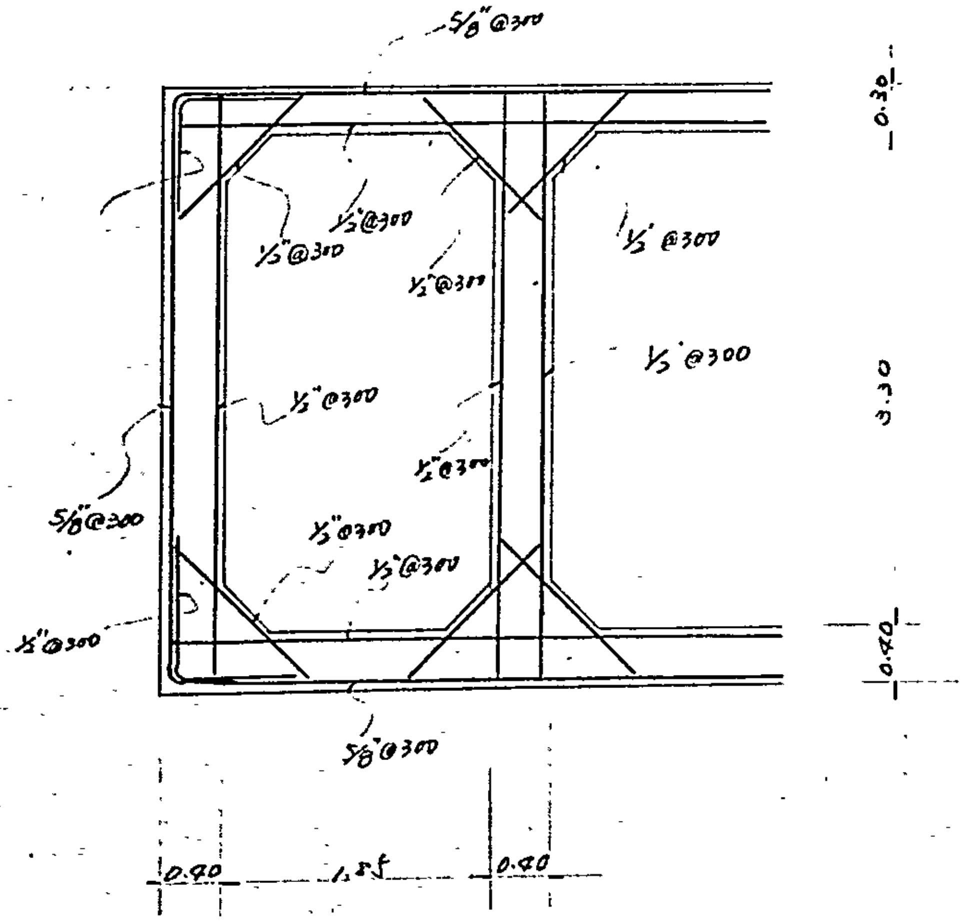
MEMBER	DIST	NS	N	S	TT	UD	MD	SD	CD	U	COMPRESSION S1	COMPRESSION S2	TENSION S1	TENSION S2
7	.000	.000	13.918	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	.608	.000	13.918	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	1.217	.000	13.918	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	1.825	.000	13.918	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	2.433	.000	13.918	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	3.042	.000	13.918	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		
7	3.650	.000	13.918	.000	40.00	5.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00		

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

4). S図, M図.



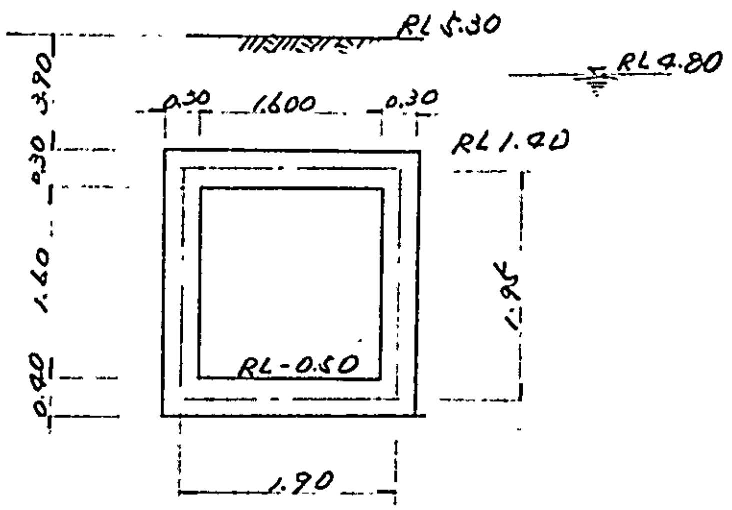
5) 配筋図



JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

2.8 自然排水樋管

1). 断面形状



2). 荷重

a) 頂版に加わる荷重.

自動車荷重土換算高 T-14^t ・$h' = 0.53^m$

上載荷重 w_1 1.8×(0.53+0.5) = 1.85

2.0×3.4 = 6.80

計. 8.65 t/m²

頂版自重 w_2 2.4×0.3 = 0.72 t/m².

合計 9.37 (t/m²)

b). 側壁に加わる荷重

土圧. 静止土圧. 地下水位部 $P_1 = 1.8\times0.5\times(0.53+0.5) = 0.93$ (t/m²)

頂版部 $P_2 = P_1 + 1.0\times0.5\times3.55 + 1.0\times3.55 = 6.26$ (t/m²)

底版部 $P_3 = P_1 + 1.0\times0.5\times5.5 + 1.0\times5.5 = 9.18$ (t/m²)

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE — OF — PAGES

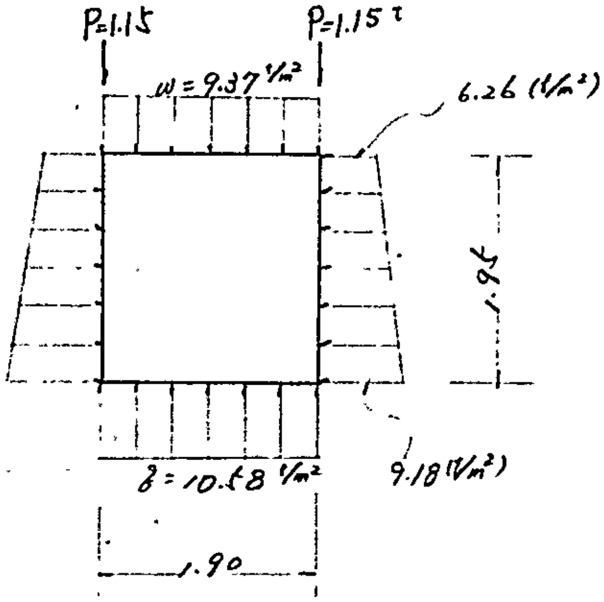
c). 底版反力

側壁自重　$P = 2.4 \times 0.3 \times 1.6 = 1.15^{t}$

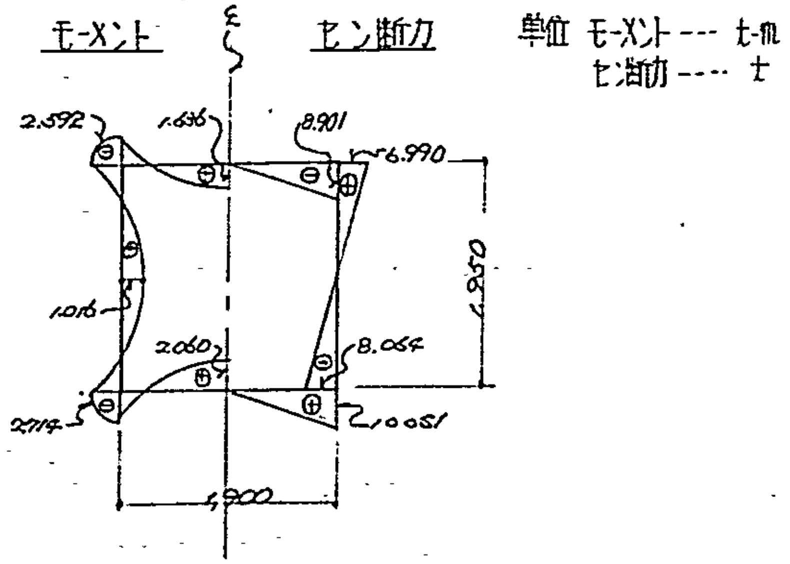
底版反力 q

$$q = 9.37 + \frac{2 \times 1.15}{1.90} = 10.58 \ (t/m^2)$$

3). 荷重図



4) モーメント.せん断力図



*** STRUCTURE NO. 3 PLANE FRAME ***

自然排水樋管

*** STRUCTURE DATA ***

M	N	NJ	NR	NRJ	E
4	9	4	3	2	2100000.0

*** CO-ORDINATES OF JOINTS ***

JOINT	X	Y
1	.000	.000
2	.000	1.950
3	1.900	1.950
4	1.900	.000

*** MEMBER INFORMATION ***

MEMBER	JJ	JK	AX	IZ	-L-
1	1	2	.300	.002	1.950
2	2	3	.300	.002	1.900
3	3	4	.300	.002	1.950
4	4	1	.400	.005	1.900

*** JOINT RESTRAINTS ***

JOINT	RL1	RL2	RL3
1	1	1	0
4	0	1	0

*** LOAD CASE = (1) ***

*** ACTIONS APPLIED AT JOINTS ***

JOINT	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION
2	.00000	1.15000	.00000
3	.00000	1.15000	.00000

*** ACTIONS APPLIED AT MEMBERS ***

NO.	K1	K2	-M-	-AS-	-PA-	-CS-	-PB-
1	1	2	1	.000E+00	.918E+01	.195E+01	.626E+01
2	1	2	2	.000E+00	.937E+01	.190E+01	.937E+01
3	1	2	3	.000E+00	.626E+01	.195E+01	.918E+01
4	1	2	4	.000E+00	.106E+02	.190E+01	.106E+02

*** JOINT DISPLACEMENTS ***

JOINT	X-DIS	Y-DIS	ROTA.
1	.00000E+00	.00000E+00	-.39782E-04
2	-.14203E-05	.31112E-04	.45578E-04
3	.19660E-04	.31112E-04	-.45578E-04
4	.18240E-04	.00000E+00	.39782E-04

*** MAXIMUM MOMENT ***

MEMBERS			DIST.	M-MAX	- S -	- N -
1	1	2	.952	1.018	.000	10.051
2	2	3	.959	1.636	.000	6.990
3	3	4	.998	1.018	.000	10.051
4	4	1	.959	2.060	.000	8.064

*** CASE NO. 1 ***

-M- PT	DIST.	- N -	- S -	- M -
1 - 1	.000	10.051	8.064	-2.714
1 - 2	.325	10.051	5.160	-.570
1 - 3	.650	10.051	2.413	.657
1 - 4	.975	10.051	-.175	1.016
1 - 5	1.300	10.051	-2.605	.560
1 - 6	1.625	10.051	-4.876	-.660
1 - 7	1.950	10.051	-6.990	-2.592
2 - 1	.000	6.990	8.902	-2.592
2 - 2	.317	6.990	5.934	-.243
2 - 3	.633	6.990	2.967	1.166
2 - 4	.950	6.990	.000	1.636
2 - 5	1.267	6.990	-2.967	1.166
2 - 6	1.583	6.990	-5.934	-.243
2 - 7	1.900	6.990	-8.901	-2.592
3 - 1	.000	10.051	6.990	-2.592
3 - 2	.325	10.051	4.876	-.660
3 - 3	.650	10.051	2.605	.560
3 - 4	.975	10.051	.175	1.016
3 - 5	1.300	10.051	-2.413	.657
3 - 6	1.625	10.051	-5.160	-.570
3 - 7	1.950	10.051	-8.064	-2.714
4 - 1	.000	8.064	10.051	-2.714
4 - 2	.317	8.064	6.701	-.062
4 - 3	.633	8.064	3.350	1.530
4 - 4	.950	8.064	.000	2.060
4 - 5	1.267	8.064	-3.350	1.530
4 - 6	1.583	8.064	-6.701	-.062
4 - 7	1.900	8.064	-10.052	-2.714

*** CALCULATION OF REINFORCEMENT ***

* ALLOWABLE STRESS

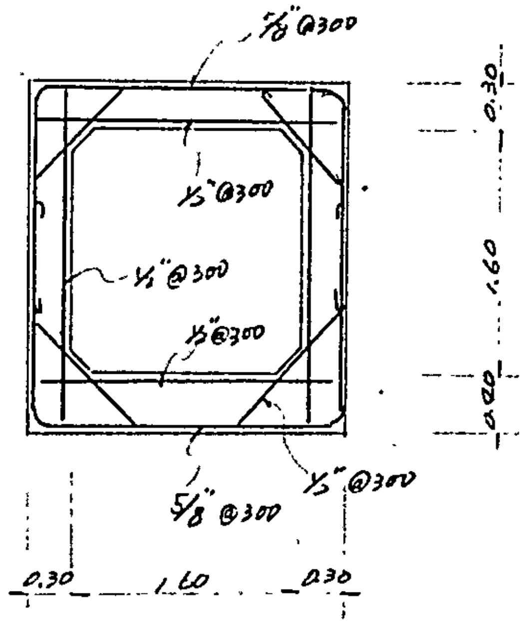
SSA	=	1400.00
SCA	=	70.00
TAUA	=	8.50
TAUOA	=	7.50
SSA'	=	.00

MD ... EFFECTIVE DEPTH DUE TO BENDING MOMENT
SD ... EFFECTIVE DEPTH DUE TO SHEARING FORCE
CD ... COMPRESSIVE STRESS DUE TO BENDING MOMENT
U ... CIRCUMFERENCE OF REINFORCEMENT

MEMBER	DIST	- S -	- N -	- S -	TT	DD	MD	SD	CD	U	COMPRESSION S1	COMPRESSION S2	TENSION S1	TENSION S2
1	.000	-3.719	10.051	8.064	30.00	5.00	17.01	11.14	32.56	50.48	5.29	.00	5/8" @300	
1	.325	-.570	10.051	5.160	30.00	5.00	6.66	7.12	4.99	32.30	.03	.00		
1	.650	.657	10.051	2.413	30.00	5.00	7.15	3.33	5.75	15.11	.13	.00		
1	.975	2.021	10.051	-.175	30.00	5.00	12.54	.24	17.70	1.09	.93	.00	1/2" @300	
1	1.300	.560	10.051	-2.605	30.00	5.00	6.60	3.60	4.91	16.30	.02	.00		
1	1.625	-.660	10.051	-4.376	30.00	5.00	7.17	6.73	5.77	30.52	.13	.00		
1	1.950	-3.597	10.051	-6.990	30.00	5.00	16.73	9.65	31.49	43.76	4.88	.00	5/8" @300	
2	.000	-3.291	6.999	8.902	30.00	5.00	16.01	12.29	28.81	55.72	6.04	.00	5/8" @300	
2	.317	-.242	6.999	5.934	30.00	5.00	4.35	8.19	2.13	37.15	.00	.00		
2	.633	1.865	6.999	2.967	30.00	5.00	12.05	4.10	16.33	18.57	1.26	.00		
2	.950	2.335	6.999	.000	30.00	5.00	13.48	.00	20.44	.00	2.84	.00	1/2" @300	
2	1.267	1.865	6.999	-2.967	30.00	5.00	12.05	4.10	16.33	18.57	1.26	.00		
2	1.583	-.243	6.999	-5.934	30.00	5.00	4.35	8.19	2.13	37.15	.00	.00		
2	1.900	-3.291	6.999	-8.901	30.00	5.00	16.01	12.29	28.81	55.72	6.04	.00	5/8" @300	
3	.000	-3.597	10.051	6.990	30.00	5.00	16.73	9.65	31.49	43.76	4.88	.00		
3	.325	-.660	10.051	4.376	30.00	5.00	7.17	6.73	5.77	30.52	.13	.00		
3	.650	.560	10.051	2.605	30.00	5.00	6.60	3.60	4.91	16.30	.02	.00		
3	.975	2.021	10.051	.175	30.00	5.00	12.54	.24	17.70	1.09	.93	.00		
3	1.300	.657	10.051	-2.413	30.00	5.00	7.15	3.33	5.75	15.11	.13	.00		
3	1.625	-.570	10.051	-5.160	30.00	5.00	6.66	7.12	4.99	32.30	.03	.00		
3	1.950	-3.719	10.051	-8.064	30.00	5.00	17.01	11.14	32.56	50.48	5.29	.00		
4	.000	-3.924	8.064	10.051	40.00	5.00	17.48	13.88	17.53	44.94	3.64	.00	5/8" @300	
4	.317	-.062	8.064	6.701	40.00	5.00	2.19	9.25	.28	29.96	.00	.00		
4	.633	2.739	8.064	3.350	40.00	5.00	14.60	4.63	12.24	14.98	.80	.00		
4	.950	3.272	8.064	.000	40.00	5.00	15.95	.00	14.61	.00	2.07	.00	1/2" @300	
4	1.267	2.739	8.064	-3.350	40.00	5.00	14.60	4.63	12.24	14.98	.80	.00		
4	1.583	-.062	8.064	-6.701	40.00	5.00	2.19	9.25	.28	29.96	.00	.00		
4	1.900	-3.924	8.064	-10.052	40.00	5.00	17.48	13.88	17.53	44.94	3.64	.00	5/8" @300	

136

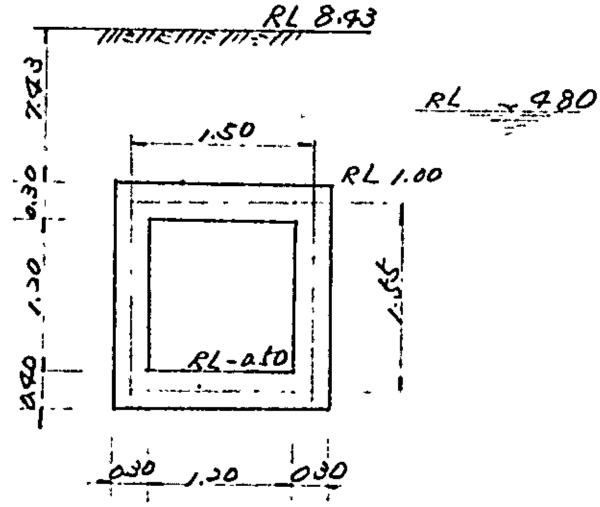
5) 配筋図



JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

2.9. 吐出樋管

1). 断面形状



2) 荷重.

a) 頂版に加わる荷重.

上載荷重 w_1 $1.8 \times (8.43-4.80) = 6.53$ t/m²

$2.0 \times (4.80-1.00) = 7.60$ t/m²

計 14.13 (t/m²)

頂版自重 w_2 $2.4 \times 0.3 = 0.72$ (t/m²)

合計 14.85 (t/m²)

b). 側壁に加わる荷重

土圧 地下水位部 $p_1 = 1.8 \times (8.43-4.8) \times 0.5 = 3.27$ (t/m²)

(静止土圧) 頂版部 $p_2 = p_1 + 1.0 \times 0.5 \times 3.95 + 1.0 \times 3.95 = 9.20$ (t/m²)

底版部 $p_3 = p_1 + 1.0 \times 0.5 \times 5.5 + 1.0 \times 5.5 = 11.52$ (t/m²)

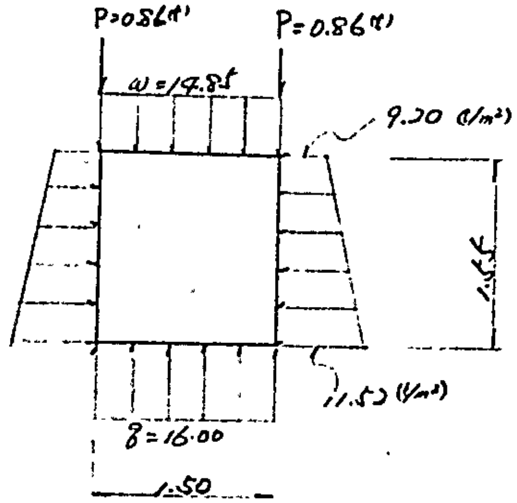
c). 底版反力

側壁自重 $P = 0.3 \times 2.4 \times 1.2 = 0.86$ (t)

底版反力 $q = 14.85 + \frac{2 \times 0.86}{1.50} = 16.00$ (t/m²)

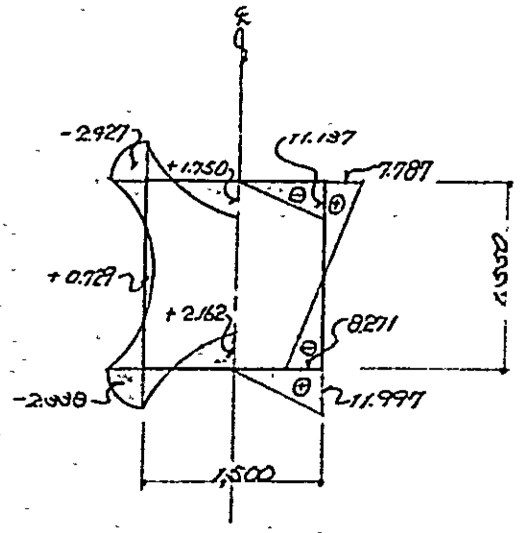
JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

3). 荷重図.



4). モーメント.セン断力図

モーメント図　　セン断力図　　単位. モーメント---t·m
セン断力---t



*** STRUCTURE NO. 3 PLANE FRAME ***

吐出碰管

*** STRUCTURE DATA ***

M	N	NJ	NR	NRJ	E
4	9	4	3	2	2100000.0

*** CO-ORDINATES OF JOINTS ***

JOINT	X	Y
1	.000	.000
2	.000	1.550
3	1.500	1.550
4	1.500	.000

*** MEMBER INFORMATION ***

MEMBER	JJ	JK	AX	IZ	-L-
1	1	2	.300	.002	1.550
2	2	3	.300	.002	1.500
3	3	4	.300	.002	1.550
4	4	1	.400	.005	1.500

*** JOINT RESTRAINTS ***

JOINT	RL1	RL2	RL3
1	1	1	0
4	0	1	0

*** LOAD CASE - (1) ***

*** ACTIONS APPLIED AT JOINTS ***

JOINT	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION
2	.00000	.86000	.00000
3	.00000	.86000	.00000

*** ACTIONS APPLIED AT MEMBERS ***

NO.	K1	K2	-M-	-AS-	-PA-	-CS-	-PB-
1	1	2	1	.000E+00	.115E+02	.155E+01	.920E+01
2	1	2	2	.000E+00	.148E+02	.150E+01	.148E+02
3	1	2	3	.000E+00	.920E+01	.155E+01	.115E+02
4	1	2	4	.000E+00	.160E+02	.150E+01	.160E+02

*** JOINT DISPLACEMENTS ***

JOINT	X-DIS	Y-DIS	ROTA.
1	.00000E+00	.00000E+00	-.44366E-04
2	-.18049E-05	.29518E-04	.56744E-04
3	.16655E-04	.29518E-04	-.56744E-04
4	.14770E-04	.00000E+00	.44366E-04

*** MAXIMUM MOMENT ***

MEMBERS			DIST.	M-MAX	- S -	- N -
1	1	2	.755	.731	.000	11.997
2	2	3	.750	1.750	.000	7.787
3	3	4	.795	.731	.000	11.997
4	4	1	.750	2.162	.000	8.271

*** CASE NO. 1 ***

-M- PT	DIST.	- N -	- S -	- M -
1 - 1	.000	11.997	8.271	-2.338
1 - 2	.258	11.997	5.345	-.581
1 - 3	.517	11.997	2.519	.432
1 - 4	.775	11.997	-.207	.729
1 - 5	1.033	11.997	-2.834	.334
1 - 6	1.292	11.997	-5.360	-.727
1 - 7	1.550	11.997	-7.787	-2.427
2 - 1	.000	7.787	11.137	-2.427
2 - 2	.250	7.787	7.425	-.107
2 - 3	.500	7.787	3.713	1.286
2 - 4	.750	7.787	.000	1.750
2 - 5	1.000	7.787	-3.712	1.286
2 - 6	1.250	7.787	-7.425	-.107
2 - 7	1.500	7.787	-11.137	-2.427
3 - 1	.000	11.997	7.787	-2.427
3 - 2	.258	11.997	5.360	-.727
3 - 3	.517	11.997	2.834	.334
3 - 4	.775	11.997	.207	.729
3 - 5	1.033	11.997	-2.519	.432
3 - 6	1.292	11.997	-5.345	-.581
3 - 7	1.550	11.997	-8.271	-2.338
4 - 1	.000	8.271	11.997	-2.338
4 - 2	.250	8.271	8.000	.162
4 - 3	.500	8.271	4.000	1.662
4 - 4	.750	8.271	.000	2.162
4 - 5	1.000	8.271	-4.000	1.662
4 - 6	1.250	8.271	-8.000	.162
4 - 7	1.500	8.271	-11.997	-2.338

*** CALCULATION OF REINFORCEMENT ***

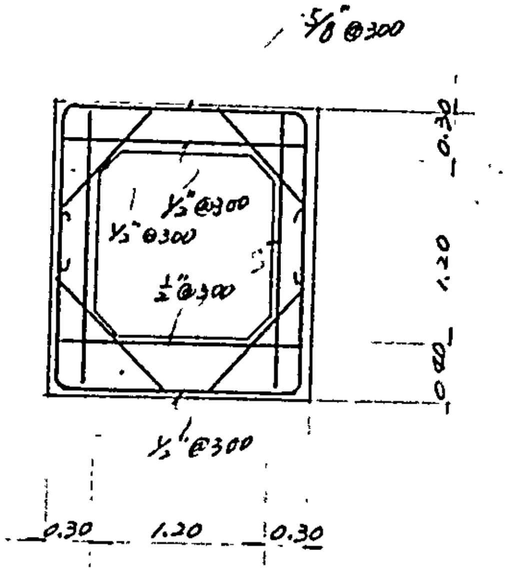
* ALLOWABLE STRESS

SSA	=	1400.00
SCA	=	70.00
TAUA	=	8.50
TAUDA	=	7.50
SSA'	=	.00

MD ... EFFECTIVE DEPTH DUE TO BENDING MOMENT
SD ... EFFECTIVE DEPTH DUE TO SHEARING FORCE
CD ... COMPRESSIVE STRESS DUE TO BENDING MOMENT
U ... CIRCUMFERENCE OF REINFORCEMENT

MEMBER	DIST	- S -	- H -	- S -	TT	DD	MD	SD	CD	U	COMPRESSION S1	COMPRESSION S2	TENSION S1	TENSION S2
1	.000	-3.530	11.997	8.271	30.00	5.00	16.59	11.42	30.97	51.78	3.29	.00	3/8" Ø300	
1	.258	-.531	11.997	5.345	30.00	5.00	6.73	7.38	5.09	33.46	.00	.00		
1	.517	.432	11.997	2.519	30.00	5.00	5.80	3.48	3.79	15.77	.00	.00		
1	.775	.729	11.997	-.207	30.00	5.00	7.53	.29	6.38	1.30	.08	.00		
1	1.033	.334	11.997	-2.234	30.00	5.00	5.10	3.91	2.92	17.74	.00	.00	1/2" Ø300	
1	1.292	-.727	11.997	-5.360	30.00	5.00	7.52	7.40	6.36	33.55	.08	.00		
1	1.550	-3.627	11.997	-7.787	30.00	5.00	16.80	10.75	31.75	48.74	3.59	.00	3/8" Ø300	
2	.000	-3.206	7.787	11.137	30.00	5.00	15.80	15.38	28.06	69.72	5.19	.00	1/2" Ø300	
2	.250	-.107	7.787	7.425	30.00	5.00	2.88	10.25	.93	46.48	.00	.00		
2	.500	2.064	7.787	3.712	30.00	5.00	12.68	5.13	18.07	23.24	1.36	.00		
2	.750	2.520	7.787	.000	30.00	5.00	14.03	.09	22.14	.00	2.92	.00		
2	1.000	2.064	7.787	-3.712	30.00	5.00	12.68	5.13	18.07	23.24	1.36	.00	1/2" Ø300	
2	1.250	-.107	7.787	-7.425	30.00	5.00	2.88	10.25	.93	46.48	.00	.00		
2	1.500	-3.206	7.787	-11.137	30.00	5.00	15.80	15.38	28.06	69.72	5.19	.00	3/8" Ø300	
3	.000	-3.627	11.997	7.787	30.00	5.00	16.80	10.75	31.75	48.74	3.59	.00		
3	.258	-.727	11.997	5.360	30.00	5.00	7.52	7.40	6.36	33.55	.08	.00		
3	.517	.334	11.997	2.234	30.00	5.00	5.10	3.91	2.92	17.74	.00	.00		
3	.775	.729	11.997	.207	30.00	5.00	7.53	.29	6.38	1.30	.08	.00		
3	1.033	.432	11.997	-2.519	30.00	5.00	5.80	3.48	3.79	15.77	.00	.00		
3	1.292	-.531	11.997	-5.345	30.00	5.00	6.73	7.38	5.09	33.46	.00	.00		
3	1.550	-3.530	11.997	-8.271	30.00	5.00	16.59	11.42	30.97	51.78	3.29	.00		
4	.000	-3.579	8.271	11.997	40.00	5.00	16.69	16.57	15.98	53.64	2.66	.00	1/2" Ø300	
4	.250	.162	8.271	8.000	40.00	5.00	3.55	11.05	.72	35.77	.00	.00		
4	.500	2.903	8.271	4.000	40.00	5.00	15.03	5.52	12.97	17.89	1.05	.00		
4	.750	3.401	8.271	.000	40.00	5.00	16.28	.00	15.20	.00	2.24	.00	1/2" Ø300	
4	1.000	2.903	8.271	-4.000	40.00	5.00	15.03	5.52	12.97	17.89	1.05	.00		
4	1.250	.162	8.271	-8.000	40.00	5.00	3.55	11.05	.72	35.77	.00	.00		
4	1.500	-3.579	8.271	-11.997	40.00	5.00	16.69	16.57	15.98	53.64	2.66	.00	1/2" Ø300	

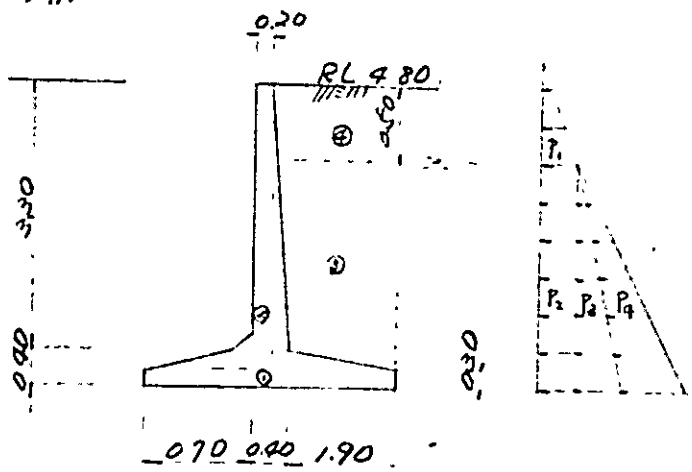
5) 配筋図



JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

2.10 擁壁構造計算

1). 断面形状



2). 安定計算

a) 水平力 転倒モーメント

自動車荷重による土換算高 h' = 0.18 m

	P (t/m²)		P (t/m)		アーム m		モーメント (t-m)
P1	0.333×1.8×1.03	0.62	½×P×1.03	0.32	⅓×1.03+3.20	3.54	1.13
P2		0.62	P×3.20	1.98	½×3.20	1.60	3.17
P3	0.333×1.0×3.20	1.07	½×P×3.20	1.71	⅓×3.20	1.07	1.83
P4	1.0×1.0×3.20	3.20	½×P×3.20	5.12	⅓×3.20	1.07	5.48
計				9.13			11.61

b). 抵抗モーメント

部分	V (t)		アーム (m)		モーメント (t-m)
① コンクリート	0.35×3.0×2.4	2.52	½×3.0	1.50	3.78
② 〃	0.30×3.3×2.4	2.38	½×0.30+0.70	0.85	2.02
③ 土砂	2.85×2.00×2.0	11.40	½×2.00+1.00	2.00	22.80
④ 土砂	0.5×2.20×1.8	1.98	⅓×2.20+0.90	2.00	3.96
計		18.28			32.56

c). 転倒に対する安定

$$F_S = \frac{抵抗モーメント}{転倒モーメント} = \frac{32.56}{11.61} = 2.80 > 1.5 \quad O.K$$

d). 滑動に対する安定

$$F_S = \frac{\mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0.5 \times 18.28}{9.13} = 1.00 < 1.5 \quad NO$$

従って キーで受持たせる.

e). 地盤反力

合力作用点. $x = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{32.56 - 11.61}{18.28} = 1.15 \ m$

偏心量 $e = \frac{b}{2} - x = \frac{3.0}{2} - 1.15 = 0.35 \ m$

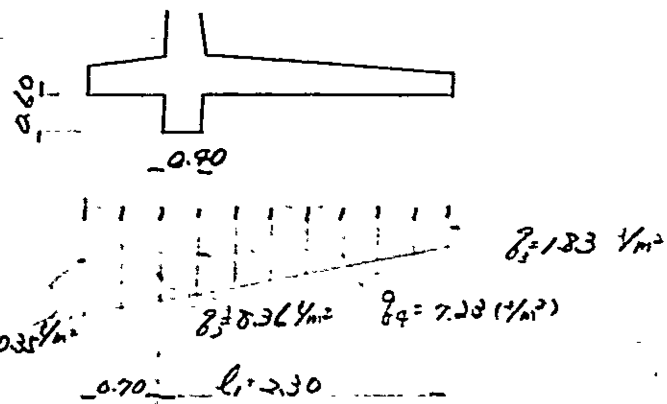
$$\frac{6 \times e}{b} = \frac{6 \times 0.35}{3.00} = 0.70 < 1.0$$

地盤反力 $q = \frac{\Sigma V}{b}\left(1 \pm \frac{6 \times e}{b}\right) = \frac{18.28}{3.0}(1 \pm 0.70) = \begin{cases} 10.35 \ (t/m^2) \\ 1.83 \ (t/m^2) \end{cases}$

f). キーの計算

キーの高さ $h_K = 0.2 \times b = 0.60 \ m$

キーの位置 直壁の直下に設ける



水平抵抗力 R は

$$R = \frac{q_1 + q_2}{2} \times K_P \times h_K + \frac{q_2 + q_3}{2} \times l_1 \times \mu$$

$$= \frac{10.35+8.36}{2} \times 3.0 \times 0.60 + \frac{8.36+1.83}{2} \times 2.30 \times 0.5$$

$$= 16.84 + 5.86 = 22.70 \ (t)$$

滑動に対する安全率

$$F_S = \frac{R}{\Sigma H} = \frac{22.70}{9.13} = 2.49 > 2.0 \quad OK$$

3). 鉄筋量の計算

a). 壁.

曲げモーメント.

	P (t/m²)		P (t/m)		アーム (m)		モーメント (t·m)
P_1	0.333×1.8×1.03	0.62	$\frac{1}{2}$×P×1.03	0.32	$\frac{1}{3}$×1.03+2.80	3.14	1.00
P_2	〃	0.62	P×2.80	1.74	$\frac{1}{2}$×2.80	1.40	2.44
P_3	0.333×1.0×2.80	0.93	$\frac{1}{2}$P×2.80	1.30	$\frac{1}{3}$×2.80	0.93	1.21
P_4	1.0×1.0×2.80	2.80	$\frac{1}{2}$P×2.80	3.92	$\frac{1}{3}$×2.80	0.93	3.65
Σ				7.28			8.30

$$M_{max} = 8.30 \ (t\cdot m)$$

$$S_{max} = 7.28 \ (t)$$

有効部材厚の検討.

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.279\sqrt{\frac{830000}{100}} = 25.42 \text{ cm} < 40-5 = 35 \text{ cm}$$

$$A_S = \frac{M_{max}}{\sigma_{sa}\, j\, d} = \frac{830000}{1400 \times 0.862 \times 35} = 19.65 \ (cm^2)$$

7/8" @300
3/4" @300 } 配筋 $A_S = 22.41$ (cm²)

$$\tau = \frac{S_{max}}{b\, j\, d} = \frac{7280}{100 \times 0.862 \times 35} = 2.41 < 6.5 \text{ kg/cm}^2$$

OK

$$\tau_0 = \frac{S_{max}}{U\,j\,d} = \frac{2280}{43.3\times0.862\times35} = 5.57 < 7.5\ Kg/cm^2$$

b). 壁．天端より2.0mの点.

・曲げモーメント.

	P (t/m²)		P (t)		アーム (m)		モーメント (t-m)
P_1	0.333×1.8×1.03	0.62	$\frac{1}{2}$P×1.03	0.32	$\frac{1}{3}$1.03+1.50	1.84	0.59
P_2	〃	0.62	P×1.50	0.93	$\frac{1}{2}$×1.50	0.75	0.70
P_3	0.333×1.0×1.5	0.50	$\frac{1}{2}$P×1.50	0.38	$\frac{1}{3}$×1.50	0.50	0.19
P_4	1.0×1.0×1.5	1.50	$\frac{1}{2}$P×1.50	1.13	$\frac{1}{3}$×1.50	0.50	0.57
計				2.76			2.05

$M_{max} = 2.05$ (t-m)

$S_{max} = 2.76$ (t)

鉄筋量の計算 　　　$d = 27^{cm}$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa}\,j\,d} = \frac{205000}{1400\times0.862\times27} = 6.29\ cm^2$$

ϕ3/4 @300 　　$A_s = 9.49\ cm^2$

c). 趾版.

・曲げモーメント

$$M = q_2\times l\times\frac{1}{2}l + (q_1-q_2)\times\frac{1}{2}\times l\times\frac{2}{3}l$$

$$= 8.36\times0.7\times0.35 + (10.35-8.36)\times0.5\times0.7\times\frac{2}{3}\times0.7$$

$$= 2.05 + 0.33 = 2.38$$

鉄筋量の計算

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa}\,j\,d} = \frac{238000}{1400\times0.862\times35} = 5.63\ cm^2$$

5/8" @300 　　$A_s = 6.69\ cm^2$

d) 踵版

有効上載荷重

$$w = 0.50\times1.8+2.0\times2.85+0.35\times2.4 = 7.44\ (t/m^2)$$

底版反力 $q_3 = 1.83\ t/m^2$, $q_4 = 7.23\ (t/m^2)$

曲げモーメント

$$M=(w-q_4)\times l\times\frac{1}{2}l+\frac{1}{2}(w-q_3)\times l\times\frac{2}{3}l$$

$$=(7.44-7.23)\times1.9\times0.95+\frac{1}{2}(7.44-1.83)\times1.9\times\frac{2}{3}\times1.9$$

$$=0.38+6.75=7.13\ (t\text{-}m)$$

有効部材厚の検討

$$d=C_1\sqrt{\frac{M}{b}}=0.279\sqrt{\frac{713000}{100}}=23.56>40-5=35\ cm$$

OK.

鉄筋量

$$A_s=\frac{M}{\sigma_{sa}\,j\,d}=\frac{713000}{1900\times0.862\times35}=16.88\ cm^2$$

7/8" @ 300　$A_s = 19.51\ cm^2$

5/8" @ 300

e). キー

曲げモーメント

$$M=\Sigma H\times\frac{1}{2}h=9.13\times\frac{1}{2}\times0.6=2.74\ (t\cdot m)$$

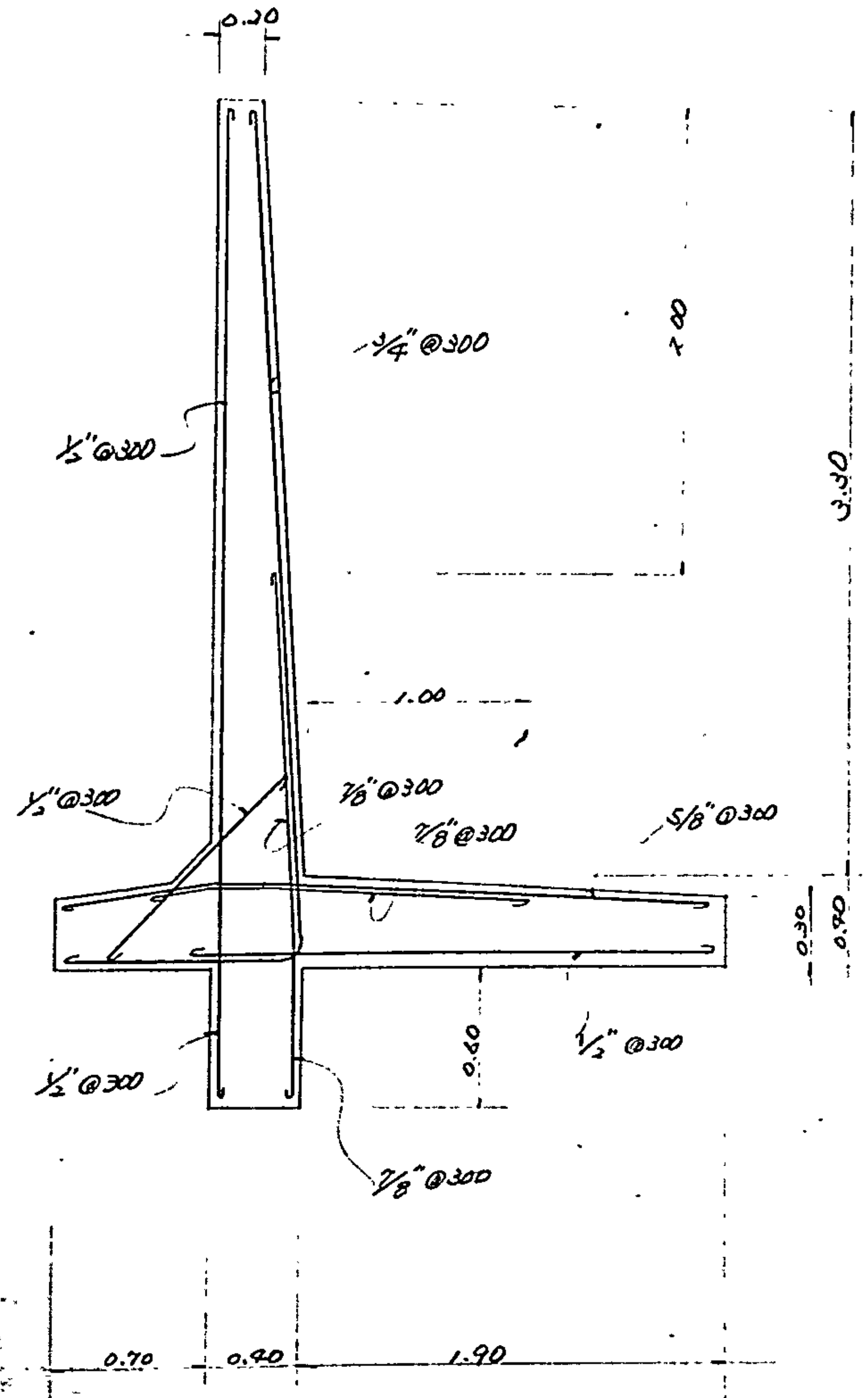
鉄筋量

$$A_s=\frac{M}{\sigma_{sa}\,j\,d}=\frac{274000}{1900\times0.862\times35}=6.49\ cm^2$$

3/4" @ 300　$A_s = 9.49\ cm^2$

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

4. 配筋図　S= 1/300



配力筋 φ1/2" @300

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

2.11. 鉄筋コンクリート T形単純ゲタ橋の設計

設計要項

等　級　　二等橋

幅　員　　4.50 m の車道

スパン　　L = 10.00 m の直橋

舗　装　　アスファルトコンクリート厚 5 cm

許容応力度

(a) コンクリート

$\sigma_{ca} = 70$ Kg/cm²

τ_a = 床版 8.5 Kg/cm²

ケタ 6.5 〃

腹鉄筋のある場合 17.0 〃

$\tau_{oa} = 7.5$ Kg/cm²

(b) 鉄筋

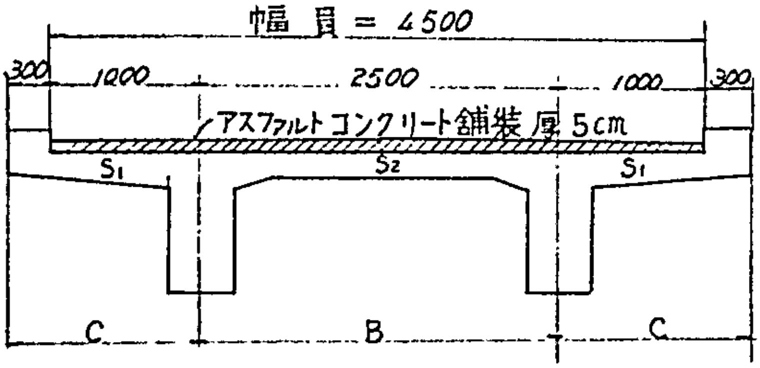
$\sigma_{sa} = 1,400$ Kg/cm²

(C) ヤング係数の比

$n = 15$

1. 主ゲタの間隔

図－1.



主ゲタの間隔は、主ゲタ２本であるから片持床版長Cは主ゲタ中心間隔Bの½内外がよく、また一方向スラブにおけるBの最大は2.50 m程度であることを考慮して上図－1のように決定する。

2. 中間床版の計算（図－1の床版S_2 巾1.m当り）

(1) 曲げモーメント

スパンは、主ゲタ腹部の幅を45 cmと仮定し、$\ell = 2.50 - 0.45 = 2.05$ mとする。

(a) 活荷重

(i) スパン中央（正）

$$M_{\ell i} = (0.100 + 0.075 \times 2.05)\,5{,}600 = 1.421 \ ^{kg\text{-}m}$$

(ii) スパン中央（負）

活荷重による負のスパン最大曲げモーメントは、両側の片持床版に活荷重が満載され、中間床版には活荷重が負載されない場合であるが、「ケタと単体的につくられた床版」のときには、ケタのネジリ抵抗のために片持床版の活荷重の影響は、中間床版に完全に伝わらないので、活荷重による負のスパン曲げモーメントはその1/2を採る。

$$M_{\ell i} = -\frac{1.831}{2} = -916^{\,kg\text{-}m} \qquad (\because\ 3\ (1)\ (a)\ による)$$

(iii) 支点上

$$M_{\ell i} = -(0.125 + 0.15 \times 2.05)\,5600 = -2.422^{\,kg\text{-}m}$$

(b) 死荷重

床版の厚さは16cmと推定し、横断コウ配の平均厚さを2cmとするがハンチは無視する。

舗装の重量	0.05×2.300	$= 115$
床版の 〃 〃	$(0.16 + 0.02) \times 2.400$	$= 432$
計		$w = 547^{\,kg/m}$

$$M_d = \pm \frac{1}{10} \times 547 \times 2.05^2 = \pm 230^{\,kg\text{-}m}$$

(c) 最大（合計）曲げモーメント M

(i) スパン中央（正）

$$M = 1421 + 230 = 1,651^{\,kg\text{-}m} = 165,100^{\,kg\text{-}cm}$$

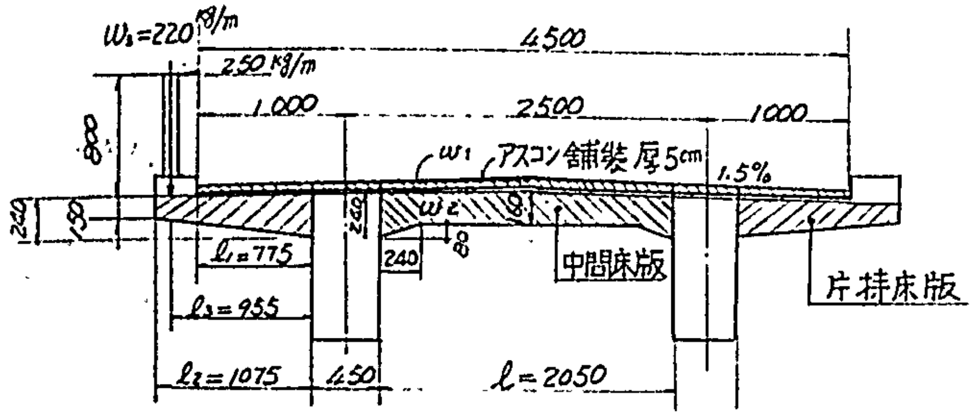


図 − 2.

(ii) スパン中央（負）

$$M = -916 + 230 = -686\ \text{kg-m} = -68600\ \text{kg-cm}$$

(iii) 支 点 上

$$M = -(2{,}422 + 230) = -2{,}652\ \text{kg-m} = -265{,}200\ \text{kg-cm}$$

(2) 断面および鉄筋量

(a) 床版の厚さ

(i) (ii) スパン中央

$$d = 0.279\sqrt{\frac{165100}{100}} = 11.34\ \text{cm}$$

$\frac{\phi}{2}$ + カブリ = 3cm とすれば, $t = 11.34 + 3.0 = 14.34$ cm となるから、前記推定どおり $t = 16$cm と決めれば, $d = 16 - 3 = 13$ cm となる.

(iii) 支点上

$$d = 0.279\sqrt{\frac{265200}{100}} = 14.4\ \text{cm}$$

$\frac{\phi}{2}$+カブリ＝3cm とすれば、全厚＝14.4＋3.0＝17.4 cmと

なるが、スパン中央の厚さ $t=16$cm に決めたので ハンチ8cm

をつけ 全厚＝16.0＋8.0 ＝24 cmとする。

$d = 24-3 = 21$ cmとなる。

(b). 応力度

(i) スパン中央（正）

$$A_s \fallingdotseq \frac{165100}{1400 \times 7/8 \times 13} = 10.4\ cm^2$$

これに対し $\phi\frac{5}{8}$" @ 150 を使用すると

$$A_s = 13.20\ cm^2 > 10.4\ cm^2$$

$$p = \frac{13.20}{100 \times 13} = 0.0102$$

$$j = 0.860$$

$$K = 0.421$$

$$\sigma_s = \frac{165100}{13.20 \times 0.86 \times 13} = 1116\ ^{kg/cm^2} < \sigma_{sa}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 165100}{0.421 \times 0.86 \times 100 \times 13^2} = 54.0\ ^{kg/cm^2} < \sigma_{ca}$$

(ii) スパン中央（負）

スパン中央の上側に要する負鉄筋の所要断面積は、

$$A_s \fallingdotseq \frac{68600}{1400 \times \frac{7}{8} \times 13} = 4.3\ cm^2$$

これに対し、$\phi 5/8$ @ 300 = 6.599 cm^2 とすれば、

$$p = \frac{6.599}{100 \times 13} = 0.0051$$

$$j = 0.893$$

$$k = 0.322$$

$$\sigma s = \frac{68600}{6.599 \times 0.893 \times 13} = 893.6\ ^{kg/cm^2} < \sigma sa$$

$$\sigma c = \frac{2 \times 68600}{0.322 \times 0.893 \times 100 \times 13^2} = 28.2\ '' < \sigma ca$$

(iii) 支点上（負）

スパン中央の正鉄筋と同じ太さの鉄筋を同じ間隔に用いるものとする。

$$p = \frac{13.20}{100 \times 21} = 0.0063$$

$$j = 0.883$$

$$k = 0.350$$

$$\sigma s = \frac{265200}{13.20 \times 0.883 \times 21} = 1079.3\ ^{kg/cm^2} < \sigma sa$$

$$\sigma c = \frac{2 \times 265200}{0.35 \times 0.883 \times 100 \times 21^2} = 38.9\ '' < \sigma ca$$

(C) 配力鉄筋

スパン中央正鉄筋と支点上の負鉄筋とは同量 As = 13.20 cm^2 であるから、配力鉄筋も同量である。

$$Ds = 13.20 \times \frac{1}{4} = 3.30 > 2.14\ cm^2$$

引張鉄筋と同じ$\phi 5/8''$を用いるとすれば、配力鉄筋の間隔は.

$$中心間隔 \leqq \frac{100 \times 1.98}{3.30} = 60\ cm$$

60 cm 以内の間隔に配列すればよい。

3. 片持床版の計算（図-1 の S_1 幅 1m 当り）

(1) 曲げモーメント

(a) 活荷重

$$\ell = 0.775 - 0.500 = 0.275^{m} \quad (図-2)$$

$$M_{\ell i} = -(0.250 + 0.280\ell) \cdot P = -(0.250 + 0.280 \times 0.275) \times 5600$$

$$= -1,831^{kg\text{-}m}$$

(b) 死荷重

床版の厚さは. 先端で15cm, 支点では中間床版支点と同じく24cmとする。

舗装の重量 $w_1 = 0.05 \times 2.300 = 115^{kg/m^2}$

床版の〃 $w_2 = \frac{0.15+0.24}{2} \times 2,400 = 468$ 〃

高欄,地覆の重量 $w_3 = 220$ 〃

$$M_d = -\left(\frac{w_1 \ell_1^2}{2} + \frac{w_2 \ell_2^2}{2} + w_3 \ell_3\right)$$

$$= -\left(\frac{115 \times 0.775^2}{2} + \frac{468 \times 1.075^2}{2} + 220 \times 0.955\right)$$

$$= -(34.6 + 270.5 + 210.1)$$

$$= -515.2^{kg\text{-}m}$$

(c) 高欄の推力

$M_h = -(250 \times 0.80) = -200^{kg\text{-}m}$

(d) 最大(合計)曲げモーメント M

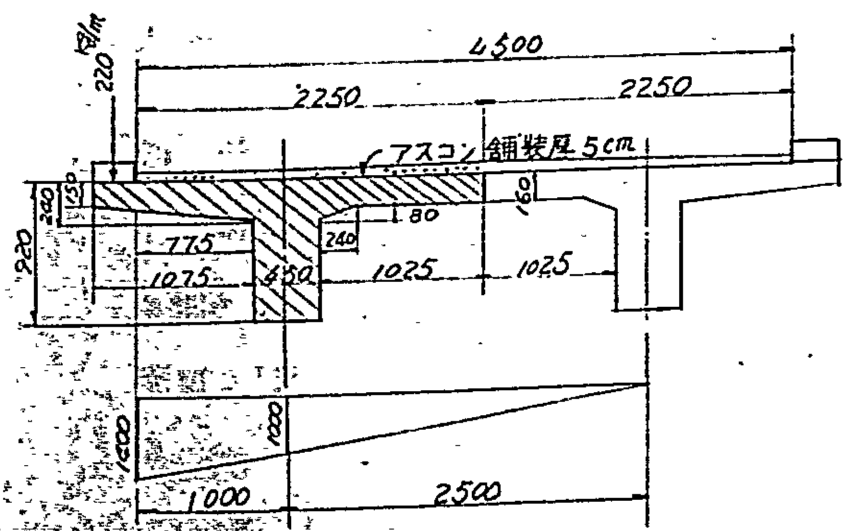
$M = -(1,831 + 515.2 + 200) = -2546.2^{kg\text{-}m} = -254620^{kg\text{-}cm}$

(2) 断面および鉄筋量

中間床版支点の最大曲げモーメント $M = -265,200^{kg\text{-}cm}$ で、$-254,620^{kg\text{-}cm}$ よりも大きく、床版厚(24cm)は等しいから、同量の負鉄筋を用いるので計算を要しない。

4. 主ゲタの計算

(1) 曲げモーメント (主ゲタ1本当り)



図－3.

(a) 活荷重

主ゲタ2本の場合であるから図-3の影響線の示す範囲

に載荷されたとき最大荷重となる。

線荷重 $P = \frac{3.50 \times 1.40}{2} \times 3.500 = 8.575^{kg}$

等分布荷重 $p = \frac{3.50 \times 1.40}{2} \times 245 = 600^{kg/m}$

$Ml = \frac{1}{4} \cdot P \cdot L + \frac{1}{8} \cdot p \cdot L^2$

$= \frac{1}{4} \times 8.575 \times 10.0 + \frac{1}{8} \times 600 \times 10.0^2 = 28.938^{kg\text{-}m}$

(b) 衝撃

$i = \frac{7}{20+10} = 0.233$

$Mi = Ml \cdot i = 28.938 \times 0.233 = 6.743^{kg\text{-}m}$

(C) 死荷重

主ゲタの断面は 図-3 の如く推定する。

横ゲタは、両端とスパン中央に設け 腹部の高さ 66cm，幅 25cm

床版には 8×24cm のハンチをつける。

舗装 $0.05 \times 2.25 \times 2.300 = 260.0$

$$\left.\begin{array}{ll} \text{片持床版} & \frac{0.15+0.24}{2} \times 1.075 \\ \text{中間床版} & 0.16 \times 1.025 \\ \text{横断コウ配} & 0.02 \times 2.25 \\ \text{ハンチ} & 0.08 \times 0.24 \times 1/2 \\ \text{主体} & 0.45 \times 0.92 \end{array}\right\} \times 2{,}400 = 2023.2$$

高欄地覆 $= 220.0$

計 $w = 2{,}503.2^{kg/m}$

中央横ゲタ

$$\left.\begin{array}{ll} \text{ハンチ} & 0.08 \times 0.24 \times 1.025 \\ \text{腹 部} & 0.25 \times 0.66 \times 1.025 \end{array}\right\} \times 2{,}400 = 451.2\ ^{kg} = W$$

$$M_d = \frac{1}{8} \times 2{,}503.2 \times 10.00^2 + \frac{1}{4} \times 451.2 \times 10.00 = 32{,}418\ ^{kg\text{-}m}$$

(d) 最大(合計)曲げモーメント M

$$M = 28{,}938 + 6{,}743 + 32{,}418 = 6{,}809{,}900\ ^{kg\text{-}cm}$$

$\boxed{\text{(2) 支点せん断力}}$ (主ゲタ1本当り)

(a). 活荷重

$$S_l = P + \frac{1}{2} \cdot p \cdot L$$
$$= 8{,}575 + \frac{1}{2} \times 600 \times 10.00 = 11{,}575\ ^{kg}$$

(b). 衝 撃

$$S_i = 11{,}575 \times 0.233 = 2{,}697\ ^{kg}$$

(c). 死荷重

$$S_d = \frac{1}{2} \times 2{,}503.2 \times 10.00 + 1.5 \times 451.2 = 13{,}193\ ^{kg}$$

(d). 支点最大(合計)せん断力 S

$$S = 11{,}575 + 2{,}697 + 13{,}193 = 27{,}465\ ^{kg}$$

$\boxed{\text{(3) 中央せん断力}}$ (主ゲタ 1本当り)

(a) 活荷重

$$S_{cl} = \frac{1}{2}\cdot P + \frac{1}{8}\cdot p \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 8{,}575 + \frac{1}{8} \times 600 \times 10.00 = 5{,}038^{\,kg}$$

(b) 衝撃

$$S_{ci} = 5{,}038 \times 0.233 = 1{,}174^{\,kg}$$

(C) 死荷重

$$S_{cd} = 0$$

(d) 中央最大（合計）せん断力

$$S_c = 5{,}038 + 1{,}174 + 0 = 6{,}212^{\,kg}$$

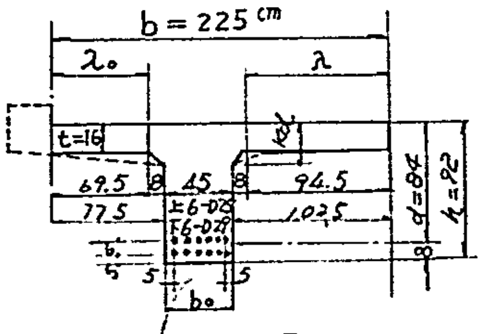
(4) 任意点の最大せん断力

$$S_x = (S - S_c)\left(\frac{L}{2} - x\right)\frac{2}{L} + S_c$$

$$= (27{,}465 - 6{,}212)\left(\frac{10.0}{2} - x\right)0.2 + 6{,}212$$

$$= 4{,}251(5.00 - x) + 6{,}212$$

(5) 断面および鉄筋量



図−4

(a) T形の圧縮有効幅

$$\lambda_0 = \frac{L}{8} \geq (77.5 - 8.0 = 69.5^{\,cm})$$

$$= \frac{1{,}000}{8} = 125\ cm > 69.5\ cm$$

$$\lambda = \frac{L}{8} \geq (102.5 - 8.0 = 94.5^{\,cm}) > 94.5^{\,cm}$$

$b = 69.5 + 94.5 + 2 \times 8.0 + 45.0 = 225\,cm$ （図－4 参照）

(b) 最小ケタ高

$$h \geqq \sqrt{\frac{6 \times 6809900}{110 \times 45}} = 90.9\,cm < 92\,cm$$

推定ケタ高の方が大きいので, $h = 92\,cm$ とする.

(C) 正鉄筋量

正鉄筋は 2段に配置するものとし、有効高さ $d = 92.0 - 8.0 = 84.0\,cm$ とする。

$$As \fallingdotseq \frac{6{,}809{,}900}{1400 \times 7/8 \times 84} = 66.2\,cm^2$$

これに対し、上段 $\phi 1''$ 6本, 下段 $1\frac{1}{8}''$ 6本が適応する。

$$As = 30.42 + 38.46 = 68.88\,cm^2 > 66.2\,cm^2$$

(d) 応力度

$$p = \frac{68.88}{225 \times 84} = 0.0036$$

$$\frac{t}{d} = \frac{16}{84.0} = 0.19$$

$k = 0.279$

$j \fallingdotseq 0.907$

$k \cdot d = 0.279 \times 84.0 = 23.4 > t$

$j \cdot d = 0.907 \times 84.0 = 76.19\,cm$

$$\sigma_s = \frac{6809900}{68.88 \times 76.19} = 1{,}296\,kg/cm^2 < \sigma_{sa}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 6809900}{0.279 \times 0.907 \times 225 \times 84^2} = 33\,kg/cm^2 < \sigma_{ca}$$

いづれも許容応力度以内であり、仮定どおりに決定する。

(6) 腹鉄筋

(a). せん断応力度

(i) 支点最大せん断応力度

$$\tau = \frac{27,465}{45.0 \times 76.19} = 8.0 \ ^{kg/cm^2}$$

(ii) 中央最大せん断応力度

$$\tau_c = \frac{6212}{45.0 \times 76.19} = 1.8 \ ^{kg/cm^2}$$

(b). スターラップ

スターラップには、$\phi\frac{3}{8}''$ の鉄筋をW形として用いるものとする。

$a = 0.71^{cm^2} \times 4 = 2.84\ cm^2 \qquad \tau' \fallingdotseq 8.0 \times \frac{5}{12} = 3.3\ ^{kg/cm^2}$

中心間隔 $S = \frac{\sigma sa \cdot a}{b_0 \cdot \tau'} = \frac{1,400 \times 2.84}{45.0 \times 3.3} = 26.9\ cm$

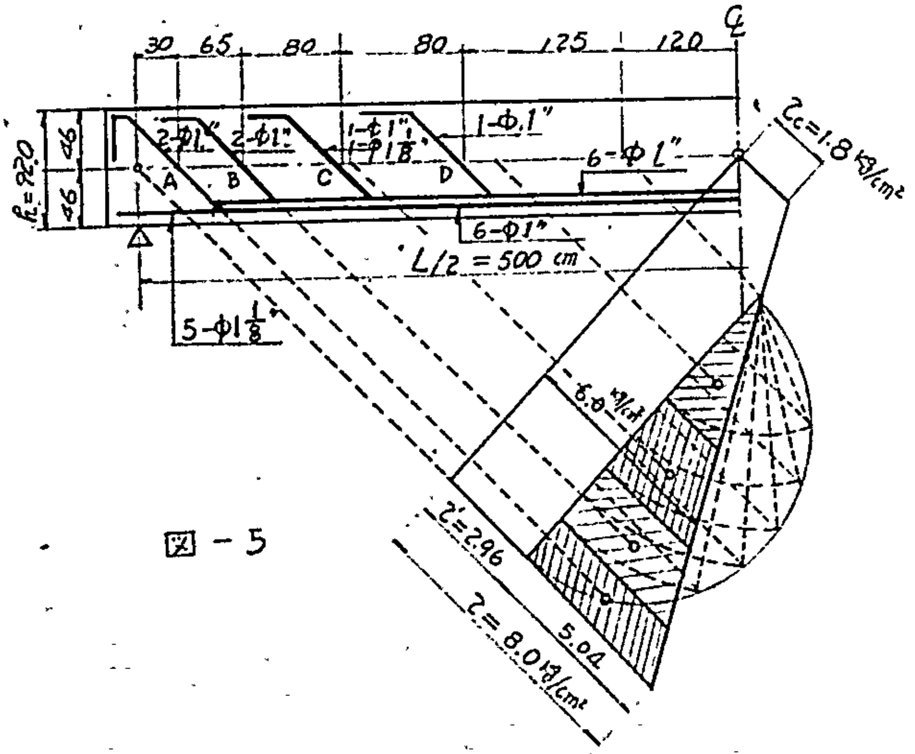
S = 30 cm とする。

$$\tau' = \frac{1,400 \times 2.84}{45.0 \times 30} = 2.96\ ^{kg/cm^2}$$

(C) 折曲げ鉄筋

折曲げ鉄筋には、正鉄筋のうち上段6本($\phi 1''$)全部と、下段1本($\phi 1\frac{1}{8}''$)の不要部分を4ヶ所で45°に曲げ上げて利用する。

7本曲げ上げるから負担するせん断力を7等分し、その図心点から曲げ上げるのであるが、間隔を考えてC, Dを少し左方に寄せると、水平部長 l_n と断面積 a_n は、次のようになる。



図－5

$l_1 = 4.2\ m \quad a_1 = 5.07\ cm^2\ (= 1\text{-}\phi 1'')$

$l_2 = 5.7\ m \quad a_2 = 11.48\ cm^2\ (= 1\text{-}\phi 1'' = 1\text{-}\phi 1\frac{1}{8}'')$

$l_3 = 7.4\ m \quad a_3 = 10.14\ cm^2\ (= 2\text{-}\phi 1'')$

$l_4 = 8.7\ m \quad a_4 = 10.14\ cm^2\ (= 2\text{-}\phi 1'')$

正鉄筋の水平部所要長は、次のとおりである。

$$\frac{l}{\sqrt{A_s}} = \frac{10.00}{\sqrt{68.88}} = 1.21$$

$$l_1 = 1.21\sqrt{5.07} = 2.7\ m < 4.2\ m$$

$$l_2 = 1.21\sqrt{5.07 + 11.48} = 4.9\ m < 5.7\ m$$

$$l_3 = 1.21\sqrt{5.07 + 11.48 + 10.14} = 6.3\,m < 7.4^m$$

$$l_4 = 1.21\sqrt{5.07 + 11.48 + 2\times 10.14} = 7.3^m < 8.7^m$$

いづれも必要長以上あるから安全である。

(i) 曲上げ位置のせん断力

(4) による。

$$S_A = 4.251(5.00-0.30) + 6.212 = 26.191 \quad kg$$

$$S_B = 4.251(5.00-0.95) + 6.212 = 23.428 \quad ''$$

$$S_C = 4.251(5.00-1.75) + 6.212 = 20.028 \quad ''$$

$$S_D = 4.251(5.00-2.55) + 6.212 = 16.627 \quad ''$$

(ii) 折曲げ鉄筋の引張応力度

$$\tau' \cdot b_o \cdot j \cdot d = 2.96 \times 45.0 \times 76.19 = 10.149\ kg$$

$$\sin\theta = \sin 45^\circ = 0.707$$

$$\sigma_{sA} = \frac{(30+65/2)(26191-10149)\,0.707}{10.14(=2\text{-}\phi 1'')\times 76.19} = 918\ kg/cm^2$$

$$\sigma_{sB} = \frac{(65/2+80/2)(23.428-10149)\,0.707}{10.14(=2\text{-}\phi 1'')\times 76.19} = 881\ kg/cm^2$$

$$\sigma_{sC} = \frac{(80/2+80/2)(20.028-10149)\,0.707}{11.48\ (=1\text{-}\phi 1'',\ \phi 1\tfrac{1}{8})\times 76.19} = 638\ kg/cm^2$$

$$\sigma_{sD} = \frac{(80/2+125/2)(16.627-10149)\,0.707}{5.07(=\phi 1'')\times 76.19} = 1.216\ kg/cm^2$$

いずれも $\sigma_{sa} = 1.400\ kg/cm^2$ 以内であるから安全である。

(7) 付着応力度

支点をこえて延ばす正鉄筋は $\phi 1\frac{1}{8}''$ 5本 ($U=45cm$) である。

$$\tau_o = \frac{27,465}{2 \times 45.0 \times 76.19} = 4.01 \ kg/cm^2 < \tau_{oa}$$

許容応力度以内であるから、安全である。

5. 支承の計算

(1) 支圧応力度

支承は、可動端も固定端もともに平面支承とし、ソールプレートとベットプレートの2枚重ねとする。支承の長さを45 cm 巾45cmとし、厚さはいずれも12mmの鋼板を用いるものとする。

(2－PL 450×12×450)

コンクリートの支圧応力度 σc は

$$\sigma c = \frac{R}{A'} \leqq \sigma ca$$

R＝最大反力＝S＝27,465 kg

A'＝支圧面積＝45×45＝2,025 cm^2

$$\sigma c = \frac{27,465}{2,025} = 13.6 \ kg/cm^2 < \sigma ca$$

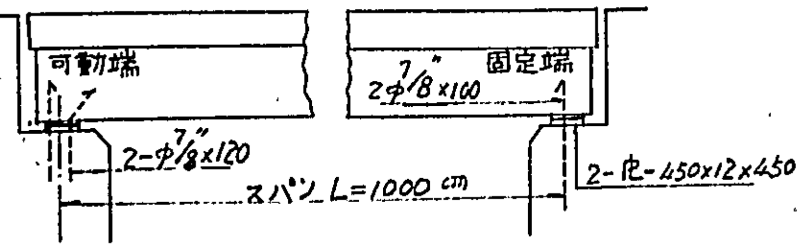
故に十分安全である。

(2) 可動支承

可動支承のソールプレートは主ゲタに、ベットプレートは下部構造に定着し、両者間にはグリスの類を塗って移動を助長する

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

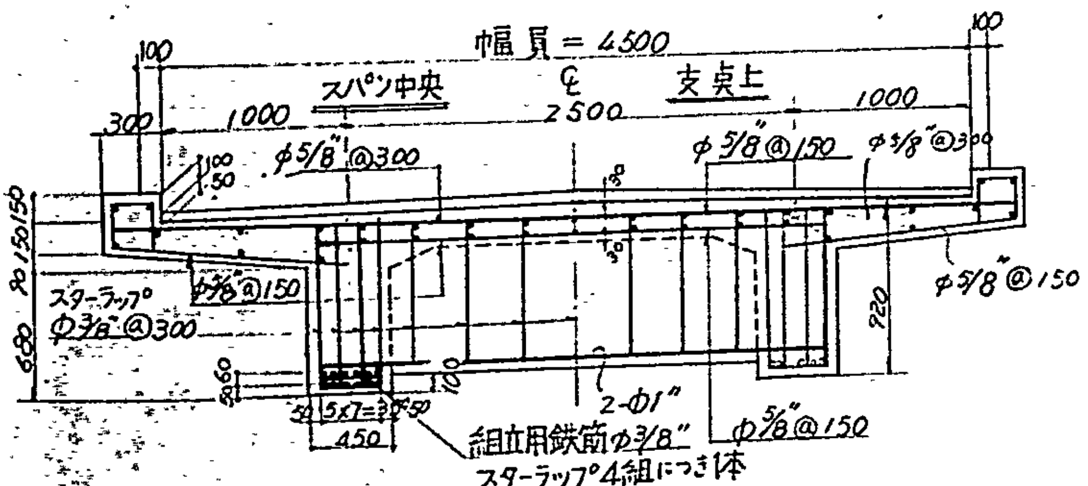
とともに、サビ止めの役目も果させる。

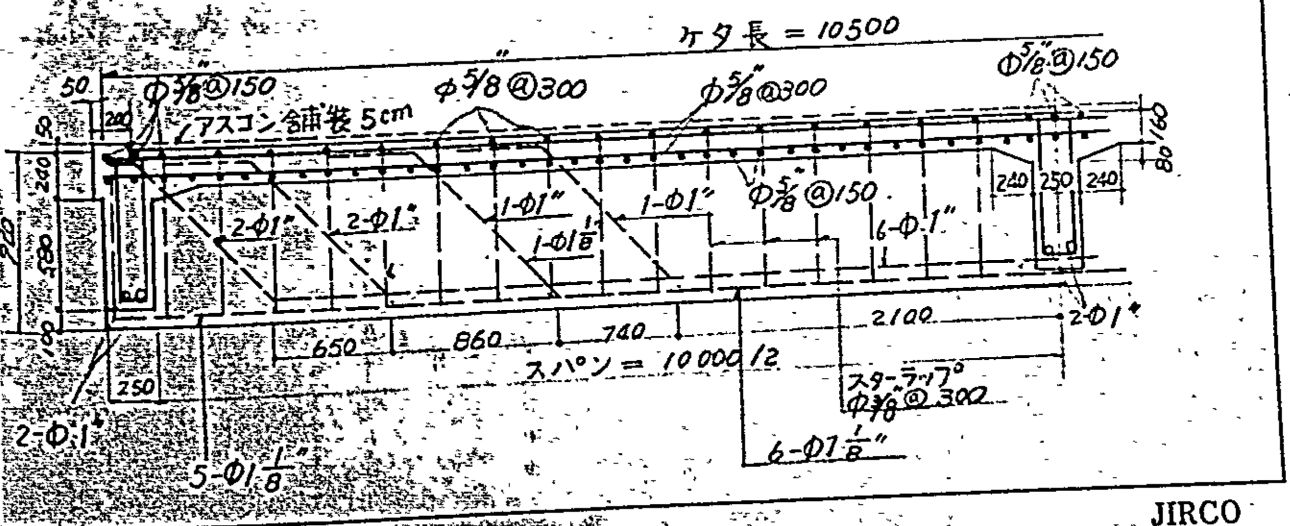


図－6.

(3) 固定支承

2枚重ねのプレートを通す 22mmの丸鋼を1主ゲタに2本あて(φ7/8")用いる。





JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT			PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

2.12. 橋台の設計

1. 上部構造からの荷重

(1) 死荷重

橋長 1.00 m 当りの等分布荷重は $w = 2.503\ ^{t}/_{m}$ である。

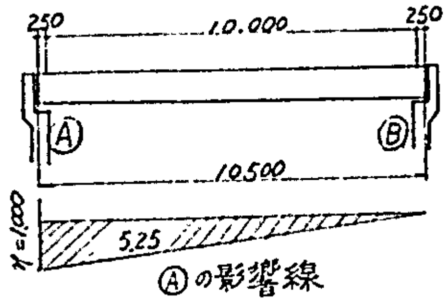
（主ゲタの設計参照）

橋台に作用する死荷重反力

$R_A = w \cdot A$

$= 2.503 \times 5.25$

$= 13.14^{t}$



図ーⅠ

(2) 活荷重

線荷重　：$P = 8.58^{t}$

等分布荷重：$p = 0.60\ ^{t}/_{m}$

橋台に作用する活荷重反力

$R_l = P \cdot \eta + p \cdot A = 8.58 \times 1.0 + 0.6 \times 5.25 = 11.73^{t}$.

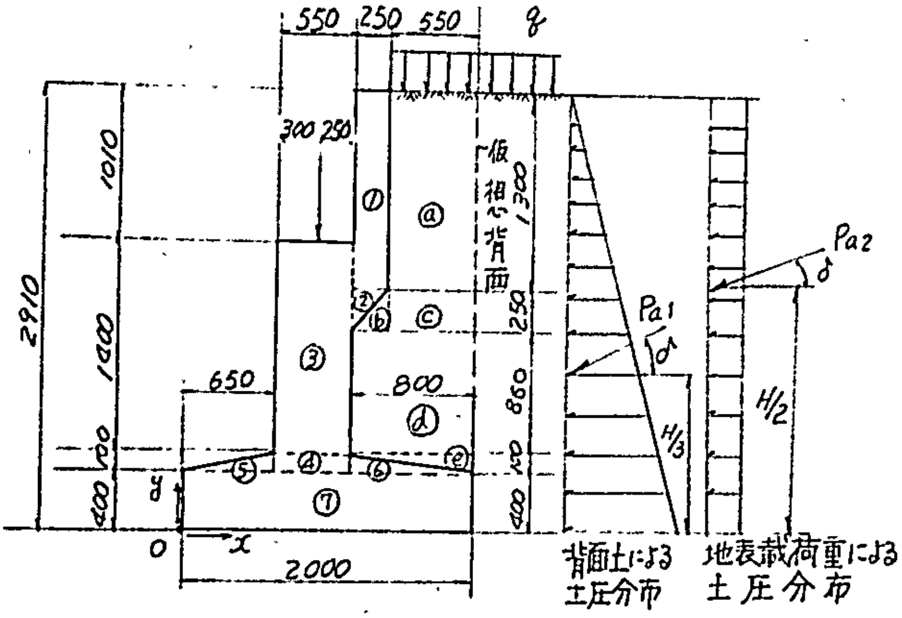
(3) 反力合計

$R = R_A + R_l = 13.14 + 11.73 = 24.87^{t}$

2. 橋台の設計

(1) 基本の諸数値

JIRCO



(a). 躯体　　　　　　　　図－Ⅱ

まず躯体の重心位置を求める。

区分	Ai (m²)	x_i (m)	y_i (m)	$A_i \cdot x_i$ (m³)	$A_i \cdot y_i$ (m³)
1	0.25×1.30 = 0.33	1.33	2.26	0.44	0.75
2	$\frac{0.25\times0.25}{2}$ = 0.03	1.28	1.44	0.04	0.04
3	0.55×1.40 = 0.77	0.93	1.20	0.72	0.92
計(躯体) 1.13 m²				1.20 m³	1.71 m³
4	0.10×0.55 = 0.06	0.93	0.45	0.06	0.03
5	$\frac{0.65\times0.10}{2}$ = 0.03	0.43	0.43	0.01	0.01
6	$\frac{0.80}{2}$×0.10 = 0.04	1.47	0.43	0.06	0.02
7	0.40×2.00 = 0.80	1.00	0.20	0.80	0.16
計(フーチング) 0.93 m²				0.93 m³	0.22 m³
合計 2.06 m²				2.13 m³	1.93 m³

∴ 躯体壁の重量 $W_1 = \sum_{i=1}^{3} Ai \cdot L \cdot w = 1.13^{m^2} \times 4.50^{m} \times 2.40^{t/m^3} = 12.2^{t}$

フーテングの重量 $W_2 = \sum_{i=4}^{7} Ai \cdot L \cdot w = 0.93 \times 4.50 \times 2.40 = 10.0^{t}$

原点Oより躯体壁の重心までの巨離

$$x_1 = \frac{\Sigma Ai \cdot xi}{\Sigma Ai} = \frac{1.20}{1.13} = 1.06^{m}$$

原点Oよりフーテング重心までの巨離

$$x_2 = \frac{0.93}{0.93} = 1.00^{m}$$

原点Oより躯体壁の重心までの高さ

$$y_1 = \frac{\Sigma Ai \cdot yi}{\Sigma Ai} = \frac{1.71}{1.13} = 1.51^{m}$$

原点Oよりフーテング重心までの高さ

$$y_2 = \frac{0.22}{0.93} = 0.24^{m}$$

(b) フーテング上の土

区分	Ai (m²)	xi (m)	yi (m)	$Ai \cdot xi$ (m³)	$Ai \cdot yi$ (m³)
a	0.55 × 1.30 = 0.72	1.73	2.26	1.25	1.63
b	$0.25^2 \times 1/2$ = 0.03	1.36	1.44	0.04	0.04
c	0.25 × 0.55 = 0.14	1.73	1.49	0.24	0.21
d	0.80 × 0.86 = 0.69	1.60	0.93	1.10	0.64
e	$\frac{1}{2}$ × 0.80 × 0.10 = 0.04	1.73	0.47	0.07	0.02
合計	1.62 m²			2.70 m³	2.54 m³

$W_3 = 1.62^{m^2} \times 4.50^{m} \times 1.80^{t/m^3} = 13.12^{t}$
(土の重量)

原点Oよりフーチング上の土の重心までの距離

$$x_3 = \frac{2.70}{1.62} = 1.67^{m}$$

原点Oよりフーチング上の土の重心までの距離

$$y_3 = \frac{2.54}{1.62} = 1.57\ m$$

(C) 背面盛土による土圧

$$P_{a1} = \frac{1}{2} \times 1.80 \times 2.91^2 \times 0.33 \times 4.50 = 11.3^{t}$$

$$P_{a1H} = 11.3 \times \cos 30° = 9.8^{t}$$

$$P_{a1V} = 11.3 \times \sin 30° = 5.7^{t}$$

$$y_{a1} = \frac{1}{3} \cdot H = \frac{1}{3} \times 2.91 = 0.97\ m$$

$$P_{a2} = q \cdot H \cdot K_A \cdot L = 1.0 \times 2.91 \times 0.33 \times 4.50 = 4.32^{t}$$

$$P_{a2H} = 4.32 \times \cos 30° = 3.74^{t}$$

$$P_{a2V} = 4.32 \times \sin 30° = 2.16^{t}$$

$$y_{a2} = \frac{1}{2} H = \frac{1}{2} \times 2.91 = 1.46^{m}$$

地表載荷重による鉛直力

$$Q = q \cdot b \cdot L = 1.0 \times 0.55 \times 4.50 \fallingdotseq 2.5^{t}$$

(2) 安定計算

	W(t)	H(t)	x(m)	y(m)	$M_r = W \cdot x$ (t·m)	$M_o = H \cdot y$ (t·m)
上部工	ΣR=24.87	0	0.95	1.90	23.63	0
躯体壁	W_1=12.2	0	1.06	1.51	12.93	0
フーチング	W_2=10.0	0	1.00	0.24	10.00	0
背面土	W_3=13.12	0	1.67	1.57	21.91	0
土圧(背面土)	P_{a1V}= 5.7	P_{a1H}= 9.8	2.00	0.97	11.40	9.51
土圧(載荷重)	P_{a2V}= 2.16	P_{a2H} =3.74	2.00	1.46	4.32	5.46
載荷重	Q= 2.5	0	1.73	2.91	4.33	0
計	70.55	13.54	−	−	88.52	14.97

$$x_0 = \frac{M_r - M_o}{W} = \frac{88.52-14.97}{70.55} = 1.04\ ^m$$

$$e = \frac{B}{2} - x_0 = \frac{1}{2} \times 2.00 - 1.04 = -0.04\ m$$

転倒に対し

$$\frac{e}{B} = \frac{0.04}{2.00} = 0.02 < \frac{1}{6} = 0.167$$ 安全である。

滑動に対し

$$H_u = 70.55 \times 0.50 = 35.28\ ^t$$

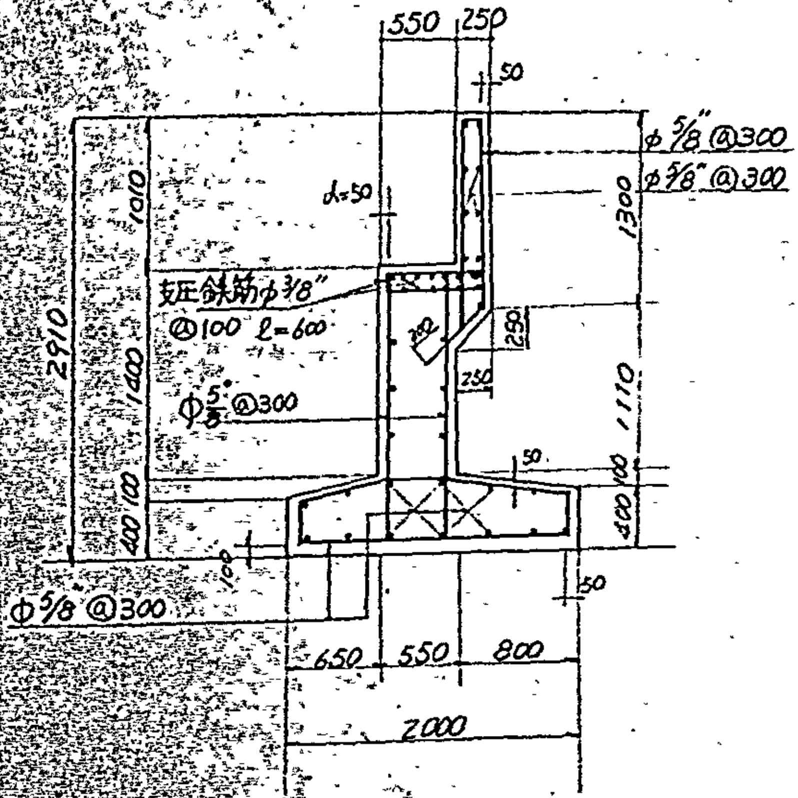
$$F_s = \frac{H_u}{\Sigma H} = \frac{35.28}{13.54} = 2.60 > 1.5$$ 安全である。

(3) 断面計算

本例の橋台躯体は図-II に示したように、最も一般的な

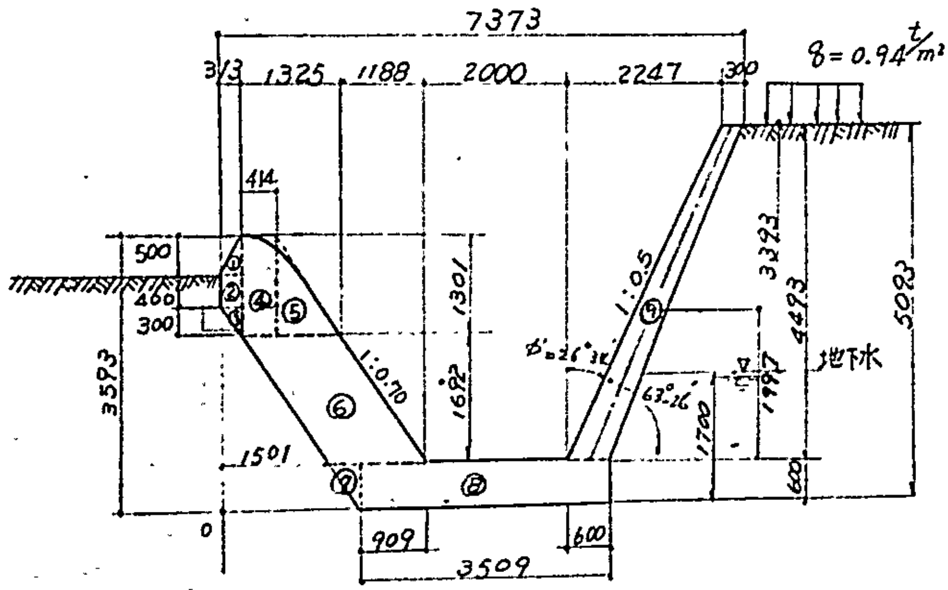
逆T形式である。したがって、躯体の断面計算は
単位巾について行えばよい。
計算は躯体壁，フーチング，胸壁（パラペット）の
順に行なうが、試算の結果は、下図のとおりとなり、
計算手順は省略する。

(4). 配筋図



2.13. 越流ぜき終点

1. 仮定断面



2. 重心の位置

(1) 自重

NO	算式	W (t)
1	0.313 x 0.50 x 1/2 x 2.40	0.19
2	0.313 x 0.40 x 2.40	0.30
3	0.313 x 0.30 x 1/2 x 2.40	0.11
4	0.414 x 1.301 x 2.40	1.29
5	0.911 x 1.301 x 1/2 x 2.40	1.42
6	1.325 x 1.692 x 2.40	5.38
7	0.416 x 0.60 x 1/2 x 2.40	0.30

8	3.509 x 0.60 x 2.40	5.05
9	(0.30 + 0.60) x 1/2 x 4.493 x 2.40	4.85
Σ		18.89

(2) x 方向

No.	W (t)	算式	x (m)	W·x (t-m)
1	0.19	0.313 x 1/3	0.104	0.020
2	0.30	0.313 x 1/2	0.157	0.047
3	0.11	0.313 x 1/3	0.104	0.011
4	1.29	0.313 + 0.414 x 1/2	0.520	0.671
5	1.42	$0.727 + \frac{1}{3} \times 0.911$	1.031	1.464
6	5.38	$\frac{1}{2}(0.313+1.501) + \frac{1.325}{2}$	1.570	8.447
7	0.30	$1.501 + \frac{2 \times 0.416}{3}$	1.778	0.533
8	5.05	$1.917 + \frac{3.509}{2}$	3.672	18.544
9	4.85	$(2.247+0.15-0.30) \times \frac{1.997}{4.493} + 5.126$	6.057	29.376
Σ	18.89		x_G 3.129	59.113

$$x_G = \frac{\Sigma Wx}{\Sigma W}$$

(3) y 方向

No.	W (t)	算式	y (m)	W·y (t-m)
1	0.19	$3.093 + \frac{0.50}{3}$	3.26	0.619
2	0.30	$2.693 + \frac{0.40}{2}$	2.893	0.868
3	0.11	$2.393 + \frac{2 \times 0.30}{3}$	2.593	0.285

4	1.29	$2.393 + \frac{1.301}{2}$	3.043	3.925
5	1.42	$2.393 + \frac{1.301}{3}$	3.043	4.321
6	5.38	$0.60 + \frac{1.692}{2}$	1.446	7.779
7	0.30	$0.60 \times \frac{2}{3}$	0.40	0.120
8	5.05	$0.60 \times \frac{1}{2}$	0.30	1.515
9.	4.85	$\frac{4.493}{3} \times \frac{2 \times 0.30 + 0.60}{0.30 + 0.60} + 0.60$	2.598	12.600
Σ	18.89		y_G 1.696	32.032

$$y_G = \frac{\Sigma W \cdot y}{\Sigma W}$$

3. 安定計算

(i) 転倒に対する安定

自動車荷重 T−14　$1m^2$当りの荷重 $0.725^{t/m^2} \times 1.3 = 0.94\ t/m^2$

$P_q = q \cdot K_1 = 0.94 \times 0.333 = 0.31\ t/m^2$

$p_1 = w_1 \cdot h_1 \cdot K_1 = 1.80 \times 3.393 \times 0.333 = 2.03\ t/m^2$

$p_2 = (w_2 - 1.00) h_2 K_2 = (2.00 - 1.00) \times 1.70 \times 0.41 = 0.70\ t/m^2$

$p_3 = w_w h_3 = 1.00 \times 1.70 = 1.70\ t/m^2$

傾斜壁係数 $C = 0.32$

載荷重による土圧

$P_q = C P_q h = 0.32 \times 0.31 \times 5.093 = 0.504^{t}$

地下水面上の土圧

$P_1 = C P_1 \frac{h_1}{2} = 0.32 \times 2.03 \times \frac{3.393}{2} = 1.102^{t}$

(2) 滑動に対する安定

滑動に対する安全率

$$\frac{N.f}{H} = \frac{18.89 \times 0.6}{5.067} = 2.2 > 1.5$$

(3) 地盤支持力に対する安定

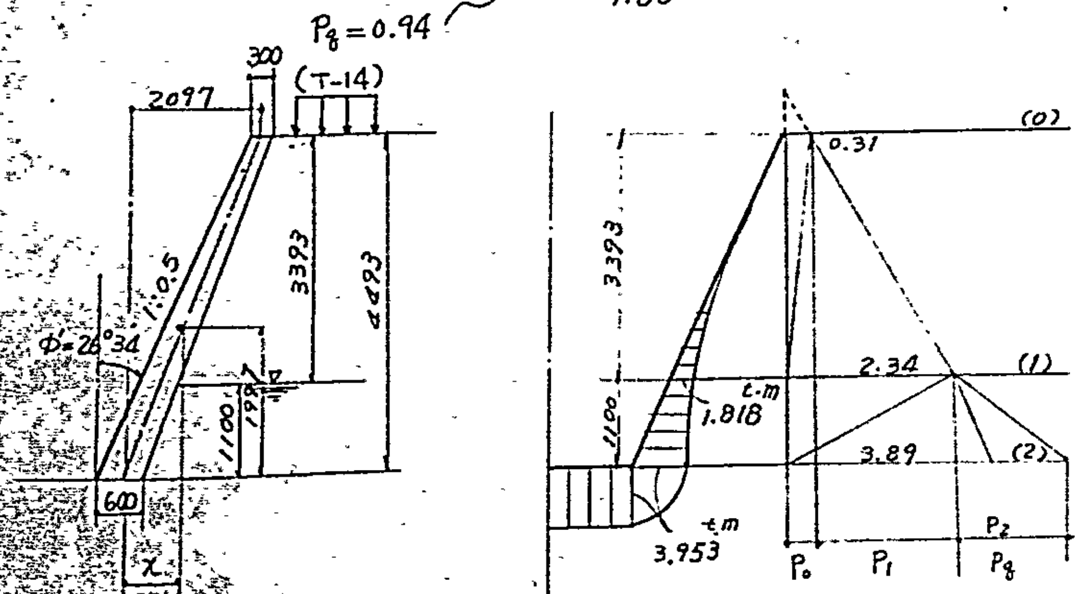
$$P = \frac{2N}{3d} = \frac{2 \times 18.89}{3 \times 2.695} = 4.7\,t/m^2 < 20\,t/m^2$$

4. 側壁の設計

A. Case I.

(1). 土圧によるモーメント

$$h' = \frac{0.94}{1.80} = 0.52^m$$



地下水面下の土圧

$$P_2 = C p_1 h_2 + \frac{C p_2 h_2}{2} = 0.32 \times \overset{1.105}{2.03} \times 1.70 + \frac{0.32 \times 0.70 \times 1.70}{2}$$

$$= 1.296^{t}$$

地下水による水平方向の水圧

$$P_{Hg} = \frac{p_3 h_2}{2} = \frac{1.70 \times 1.70}{2} = 1.445^{t}$$

地下水による垂直方向の水圧

$$P_{vg} = P_{Hg} \times \tan\phi' = 1.445 \times 0.500 = 0.72^{t}$$

$$H = 0.504 + 1.102 + 1.296 + 1.445 + 0.72 = 5.067^{t}$$

$$\therefore M_H = P_g \times \frac{H}{2} + P_1 \times \frac{h_1}{3} + h_2 + C p_1 h_2 \times \frac{h_2}{2} + \frac{C p_2 h_2}{2} \times \frac{h_2}{3} + P_{Hg} \times \frac{h_2}{3}$$

$$+ P_{vg} \times \left(\frac{h_2}{3} \times \tan\phi'\right)$$

$$= 0.504 \times \frac{5.093}{2} + 1.102 \times \left(\frac{3.393}{3} + 1.70\right) + 1.105 \times \frac{1.70}{2} + 0.191 \times \frac{1.70}{3} +$$

$$1.445 \times \frac{1.70}{3} + 0.72 \times \left(\frac{1.70}{3} \times 0.50\right)$$

$$= 1.284 + 3.12 + 0.939 + 0.108 + 2.549 + 0.204$$

$$= 8.204^{t \cdot m}$$

$$d = \frac{M_N - M_H}{N} = \frac{59.113 - 8.204}{18.89} = 2.695$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.509}{2} - 2.695 = 0.941$$

$$\frac{e}{B} = \frac{0.941}{3.509} = 0.268 < \frac{1}{6} = 0.167 \quad \text{O.K}$$

安全率 $\dfrac{M_N}{M_H} = \dfrac{59.113}{8.204} = 7.2 > 1.5$

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES

土圧による各点のモーメント；せん断力

断面	h'	w	KA	P	ΣP	P_8 水圧	各断面強度 g	$g \times h' \cdot h/2$	S_o	(1) アーム	(1) M_o	(2) アーム	(2) M_o	M $M_o \times K$	S $S_o \times K'$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0.52	1.80	0.33	0.31	0.31	–	0.31	0							
1	3.393	1.80	〃	2.03	2.34	–	2.34	0.526 3.970	4.496	2.262 1.131	1.190 4.490	3.362 2.231	1.768 8.857	1.818	0.643
2	1.100	1.00	0.41	0.45	2.79	1.10	3.89	1.287 2.140	3.427			0.733 0.367	0.944 0.785	3.953	0.490
計							M^o=	7.923			5.680		12.354		

K = 傾斜係数 $= 0.32$

$K' = \sin\phi' \times K = \sin 26°34' \times 0.32 = 0.447 \times 0.32 = 0.143$

(2) 自重によるモーメント

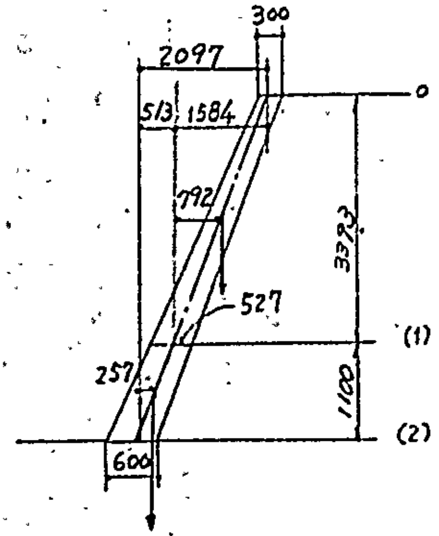
断面	h	h'	d	断面	自重	自重 Pd	M (1) アーム	M (1) $M_{(1)}$	M (2) アーム	M (2) $M_{(2)}$	S S_o $Pd \cdot \sin\phi'$	S S $S_o(1-\gamma)$	N $S \times \sin\phi'$
(0)	0	0	0.300	–	–	–							
(1)	3.393	3.393	0.527	1.403	3.367	3.367	0.792	2.667	1.305	4.394	1.505	0.978	
(2)	1.100	4.493	0.600	0.620	1.488	4.855			0.257	1.248	2.170	1.411	0.631
計								2.667		5.642			底版に作らく
$(1-\gamma)M$								1.734		3.667			

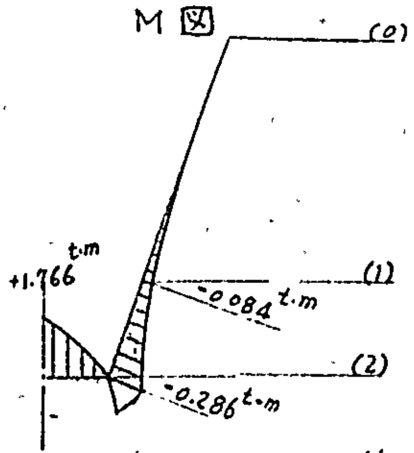
※ $\gamma = 0.35$

$M(1-\gamma) = 0.65M$

$\sin\phi' = \sin 26°34' = 0.447$

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES





底版へ伝達され、自重反力となる量は $4.855^{t/m} \times (1-\psi)$ であるから

$$R = \frac{4.855 \times (1-0.35) \times 2}{2.60} = 2.428^{t/m}$$

$$S = 2.428 \times \frac{2.60}{2} = 3.156^{t/m}$$

$$M_d = \frac{2.428 \times 2.60^2}{8} = 2.052^{t\,m}$$

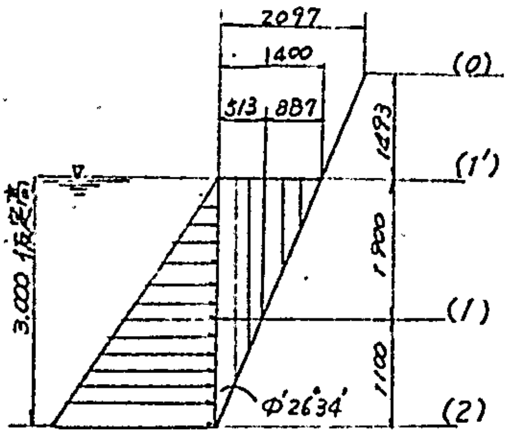
底版中央のモーメントは

$$M = 3.667 + 2.052 = 5.719^{t\text{-}m}$$

M：S；N 集計表

断面		M			S			N		
		外土圧	自重	計	外土圧	自重	計	外土圧	自重	計
(1)		-1.818	1.734	-0.084	0.643	-0.978	-0.335			
(2)		-3.953	3.667	-0.286	0.490	-1.414	-0.921			
底版	節点	-3.953	3.667	-0.286	0	-3.156	+3.156	0.490	-0.631	-0.141
底版	中央	-3.953	5.719	+1.766	0	0	0	0.490	-0.631	-0.141

B. Case II. 内水圧の働く場合



(a) 内水圧による各断面のモーメント；せん断力の計算表

断面	水深 Σh_w	水平水圧				垂直水圧				M		P_r	S
		P_h	全水圧 P_H	アーム $\frac{\Sigma h_w}{3}$	M_H	Σb	P_V	アーム $\frac{\Sigma b}{3}$	M_V	$M_H + M_V$	$M(1-\gamma)$	$P_H \times \sec\phi'$	$0.65 P_r$
(1)	1.90	1.90	1.805	0.633	1.143	0.887	0.843	0.296	0.249	1.392	0.905	1.992	1.295
(2)	3.00	3.00	4.50	1.000	4.500	1.400	2.100	0.467	0.980	5.480	3.562	4.966	3.228

※ $\gamma = 0.35$

$M(1-\gamma) = 0.65M$

内水圧による底版のモーメントは．側壁より関連する $M = 3.562^{t\cdot m}$ と側壁よりきた垂直力 $P \times (1-\gamma)$ が底版に分布されて反力となりこれより起るモーメントの合計となる。

$$\frac{2.10 \times (1-0.35) \times 2}{2.60} = 1.05^{t/m}$$

$$Md = \frac{1.05 \times 2.60^2}{8} = 0.887^{t\cdot m}$$

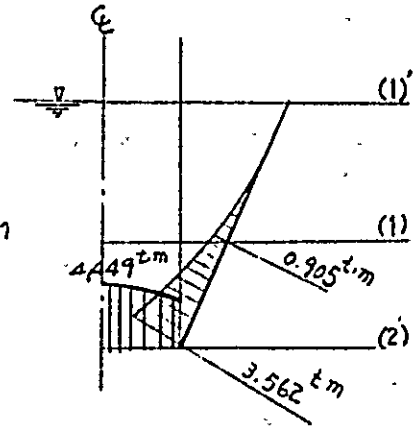
JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN

SUBJECT				PROJECT
COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
				PAGE OF PAGES

$$S = \frac{1.05 \times 2.60}{2} = 1.365 \ t/m$$

$$M = 3.562 + 0.887 = 4.449 \ t \cdot m$$

$$N = -4.50 \times (1 - 0.35) = -2.925 \ t/m$$



(b) 自重によるモーメント　case I に同じ

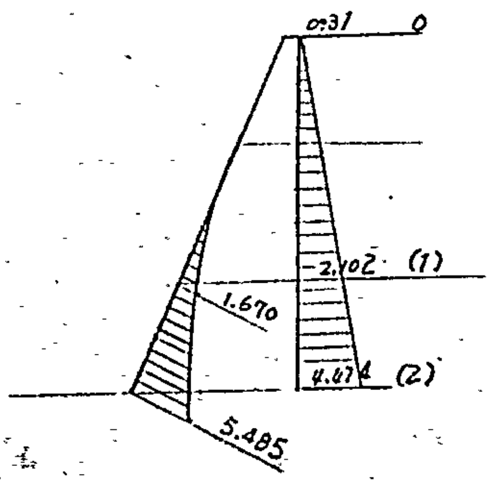
(C) 乾燥土圧による各断面のモーメント

断面	h	P	P'	P°	P	M: y	M: M_P°	M: M_P	M: $M = M_P K$	S: $S^\circ = P$	S: $S_1 = S^\circ \cdot \sin\phi'$	S: $S' = S_1 K$	S: S
(0)	0	0.31	0	0.31	0	0	0	0	0	0	0	0	
(1)	3.393	0.31	1.792	2.102	4.092	1.276	5.22	5.22	1.670	4.092	1.829	0.585	0.585
(2)	4.493	0.31	2.372	4.474	10.747	1.595	17.14	17.14	5.485	10.747	4.804	1.537	1.537

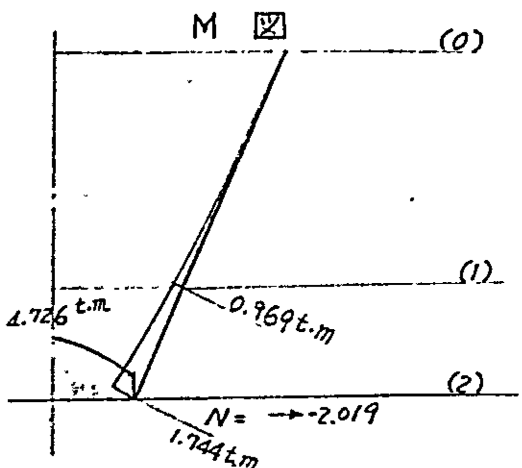
※ $P = \frac{P' + P^\circ}{2} \times h$　　$w = 1.6 \ t/m^3$　　$K = 0.32$ (傾斜壁係数)

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{2P' + P^\circ}{P' + P^\circ}$$

$$\sin\phi' = \sin 26°34' = 0.447$$



断面		M				S				N			
		内水圧	自重	土圧	計	内水圧	自重	土圧	計	内水圧	自重	土圧	計
(1)		0.905	1.734	-1.670	+0.969	1.295	0.978	-0.585	+1.648				
(2)		3.562	3.667	-5.485	+1.744	3.228	1.411	-1.537	+3.102				
底版	節点	3.562	3.667	-5.485	+1.744	1.365	3.156	0	4.521	-2.925	-0.631	1.537	-2.019
底版	中央	4.492	5.719	-5.485	+4.726	0	0	0	0	-2.925	-0.631	1.537	-2.019



C. 両設計条件を考慮した必要鉄筋量の計算.

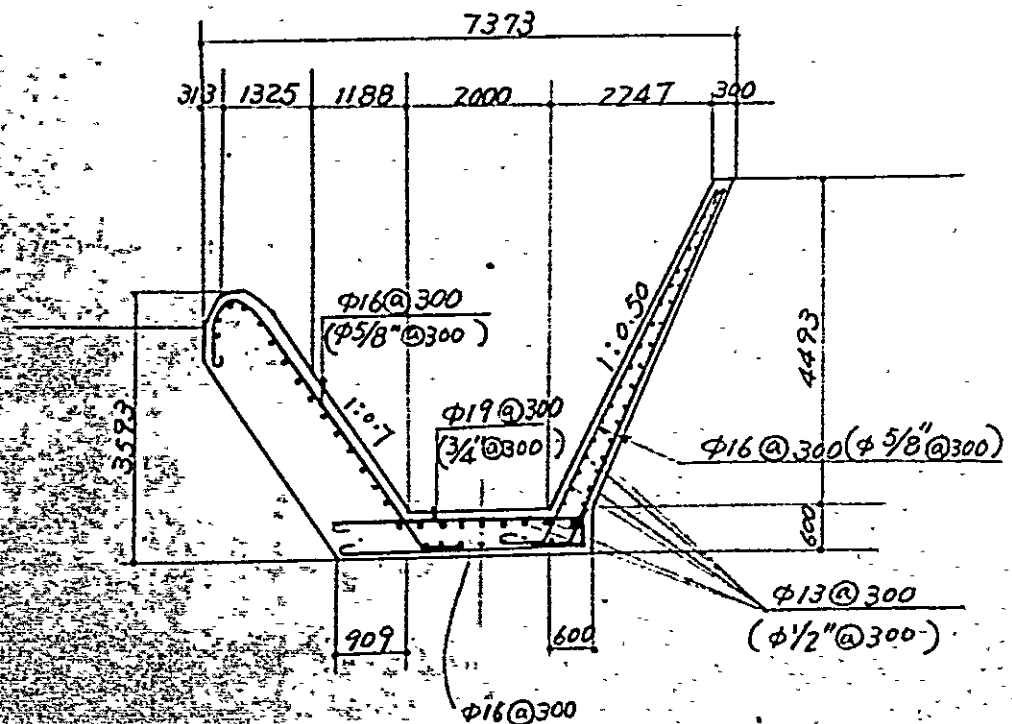
部材		点	M	S	N	$e=\frac{M}{N}$	$C=\frac{h}{2}-d'$	Ms= N(e±C)	d	$\frac{M(s)}{\sigma_{sa} j d}$	$\frac{N}{\sigma_{sa}}$	As
傾斜壁	外側	(1)	kgcm 8400	kg 335	—	—	—	—	cm 47.7	0.14	—	cm² 0.14
傾斜壁	内〃	(1)	96900	1,648	—	—	—	—	47.7	1.66	—	1.66
傾斜壁	外〃	(2)	28600	921	—	—	—	—	55.0	0.42	—	0.42
傾斜壁	内〃	(2)	174400	3102	—	—	—	—	55.0	2.59	—	2.59
底版	外	節点	28,600	3,150	-141	202.8	20	25,774	55.0	0.38	0.10	0.48
底版	内	節点	174400	4.521	-2019	86.4	25	123,967	55.0	1.84	1.44	3.28
底版	外	中央	—	0	-141							
底版	内	中央	472600	0	-2019	234.1	25	422173	55.0	6.27	1.44	7.71

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT	PROJECT
	COMPUTED / DATE / CHECKED / DATE	FILE NO.
		PAGE OF PAGES

$C_1 = 0.279$

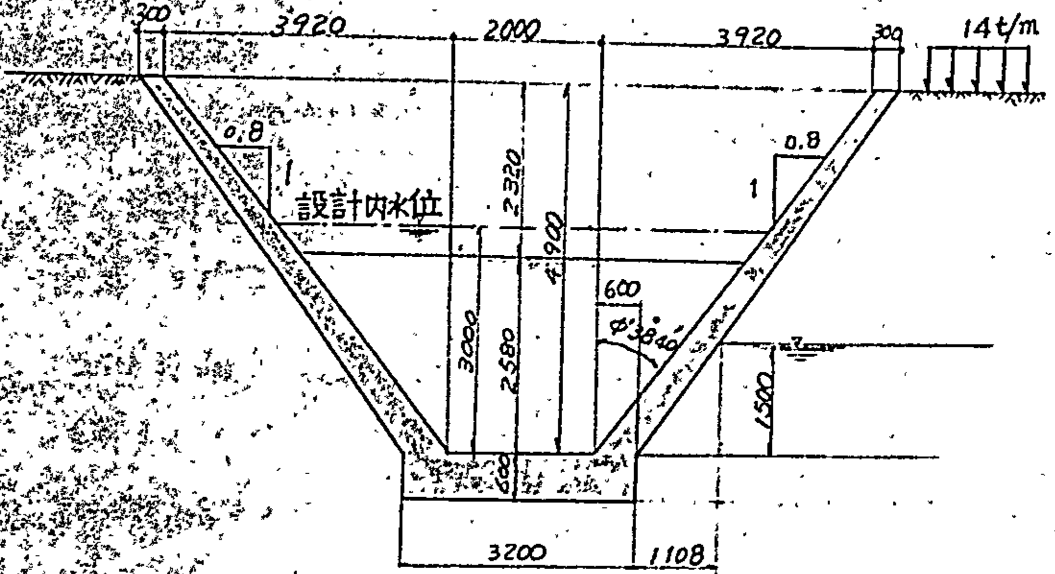
部材		点	施工鉄筋量	主筋仕様	仮定コンクリート厚の検討 $d = C_1\sqrt{M}$
傾斜壁	外	(1)	6.70	φ16@300	d+d'=8.70+5.0 =13.70
	内		〃	〃	
	外	(2)	〃	〃	
	内		〃	〃	d+d'=11.7+5=16.70
底版	外	節点	〃	〃	d+d'=4.7+10.0 =14.7
	内		9.45	φ19@300	
	外	中央	—	—	
	内		9.45	φ19@300	d+d'=19.2+5.0 =24.2

D 配筋図



2.14. オープントランシジョンの計算

1. 仮定断面



図示のとおりに仮定する。

この断面形状では，動荷重は側壁に影響がない。

2. 揚圧力に対する検討

このような $\tan\varphi < 0.2$ の場合には，土圧によるコンクリートのまさつ力はなく自重のみである。

$$\text{自重}\ W = \left(\frac{0.30+0.60}{2} \times 4.90 \times 2 + 0.60 \times 3.20\right) \times 2.4 = 15.19\ t/m$$

$$U = 3.20 \times 2.10 + (1.108 \times 1.50)/2 \times 2 = 6.72 + 1.66$$

$$= 8.38 < 15.19\ t/m$$

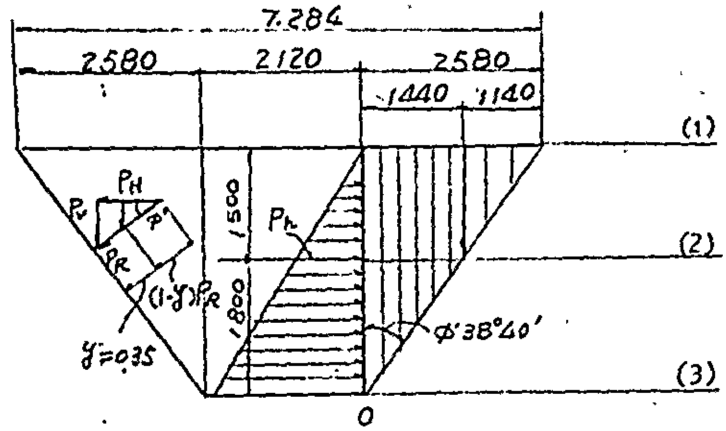
ゆえに安全である。

3. Case I 内水圧の働く場合

内水位は水路底より3.00^{m}までを見込む。(水理計算$h = \overset{m}{2.58}$)

(a)

内水圧による各断のモーメントせん断力の計算 支持率は1.5:1の線を採用するために$\gamma = 0.35$となる。



内水圧図

ゆえに内水圧によるモーメントは　$M(1-\gamma) = 0.65M$である。

内水圧による各断面のモーメント,せん断力の計算表

断面	水深	水平水圧				垂直水圧				M		Pr	S
	Σhw	P_h	P_H	アーム $\frac{\Sigma hw}{3}$	M_H	Σb	P_v	アーム $\frac{\Sigma b}{3}$	M_v	$M_H + M_v$	$M(1-\gamma)$	$P_H \times \sec\phi'$	$0.65 P_r$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
(1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
(2)	1.50	1.50	1.125	0.50	0.563	1.14	0.855	0.38	0.325	0.888	0.577	1.413	0.918
(3)	3.30	3.30	5.445	1.10	5.99	2.58	4.257	0.86	3.661	9.651	6.273	6.912	4.493

内水圧による底版のモーメントは、側壁より関連する$M = 6.273^{t\text{-}m}$と側壁よりきた垂直力$P \times (1-\gamma)$が底版に分布されて反力となり、これより起こるモーメントの合計となる。

$$\frac{4.257 \times (1-0.35) \times 2}{2.12} = 2.61\ t/m$$

$$Md = \frac{2.61 \times 2.12^2}{8} = 1.466\ t \cdot m$$

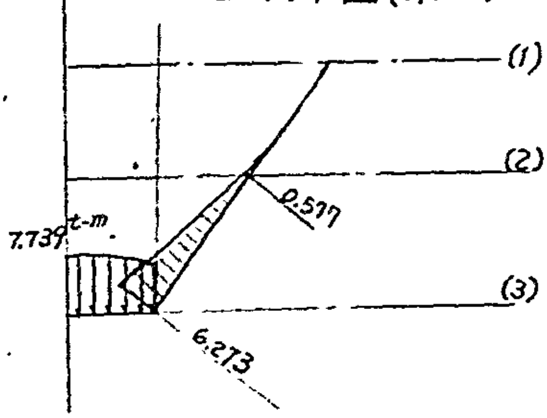
$$S = \frac{2.61 \times 2.12}{2} = 2.767\ t/m$$

$$M = 6.273 + 1.466 = 7.739\ t \cdot m$$

軸力Nは水平水圧 $P_H \times (1-\gamma)$ で張力である。

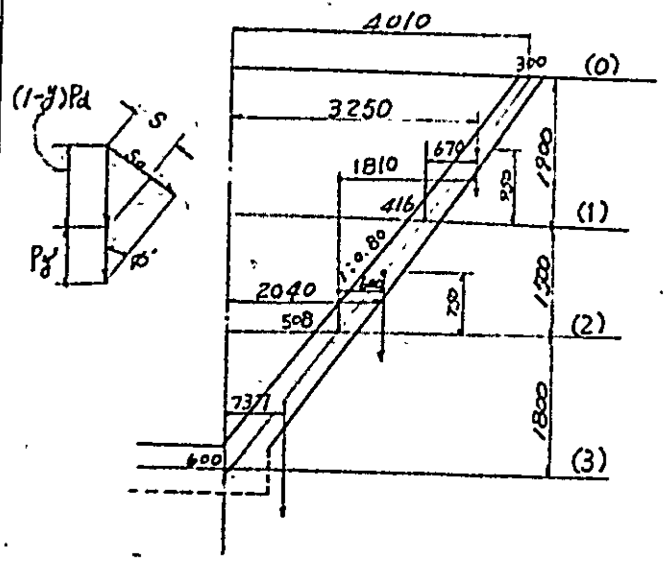
$$N = -5.445 \times (1-0.35) = -3.539\ t/m$$

モーメント図(水圧)



(b) 自重によるモーメント

断面	h	h'	d	断面	自重	自重 Pd	M ① アーム	M ① M①	M ② アーム	M ② M②	M ③ アーム	M ③ M③	S So $P_d \times \sin\phi'$	S S $So \cdot (1-\gamma)$	N $S \times \sin\phi'$
⓪ ①	0 1.90	0 1.90	0.300 0.416	m² 0.68	1.632	1.632	0.67	1.093	1.81	2.954	3.25	5.394	1.020	0.663	
②	3.40	1.50	0.508	0.69	1.656	3.288	—	—	0.60	1.973	2.04	6.708	2.054	1.335	
③	5.20	1.80	0.600	1.00	2.400	5.688	—	—	—	—	0.737	4.192	3.553	2.309	1.442
計								1.093		4.927		16.204			(底版に向く)
(1−γ)M								0.710		3.203		10.533			



底版へ伝達され、自重反力となる量は

$5.688 \times (1-\gamma)$ t/m であるから

$$R = \frac{\{(5.688 \times (1-\gamma) \times 2\}}{B}$$

$$= \frac{5.688 \times (1-0.35) \times 2}{2.12}$$

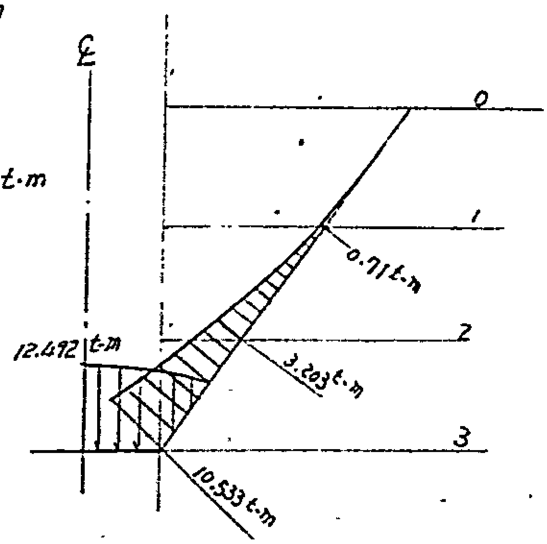
$$= 3.488 \text{ t/m}$$

$$S = 3.488 \times \frac{2.12}{2} = 3.698 \text{ t/m}$$

$$M_d = \frac{(3.488 \times 2.12^2)}{8} = 1.959 \text{ t·m}$$

底版中央のモーメントは

$$M = 10.533 + 1.959 = 12.492 \text{ t·m}$$



(C) 乾燥土圧による各断面のモーメント

せん断力の計算土圧による各断面のモーメント，せん断力の計算はA表に勾配係数を乗じたものである。

※ 1. 地表より各断面の高さ　2. 載荷重強度

3. 乾燥土強度　4. 單位土圧　5. 各断面の全土圧 $\frac{P_1 + P_2}{2} \times h$

6. 各断面のアーム長 $\frac{h}{3}\frac{2P'+P^{\circ}}{P'+P^{\circ}}$　7. 各断面の土圧によるモーメント

A 表

断面	h	p	p'	p°	P	y	M°_{P}
	1	2	3	4	5	6	7
(0)	0	0.31	0	0.31	0	0	0
(1)	1.900	0.31	1.003	1.313	1.543	0.754	1.163
(2)	3.400	0.31	1.795	2.105	4.107	1.278	5.249
(3)	5.200	0.31	2.746	3.056	8.752	1.892	16.559

2…… 載荷重強度 qKA

q : 自動車荷重 T-14 の30%増

$q = 0.725 \times 1.30 = 0.94\ t/m^2$

$qKA = 0.94 \times 0.33 = 0.31\ t/m^2$

3… 乾燥土強度 $KA \cdot w \cdot h$

$w = 1.600\ t/m^3$

傾斜率 K は 表より　$K = 0.16$

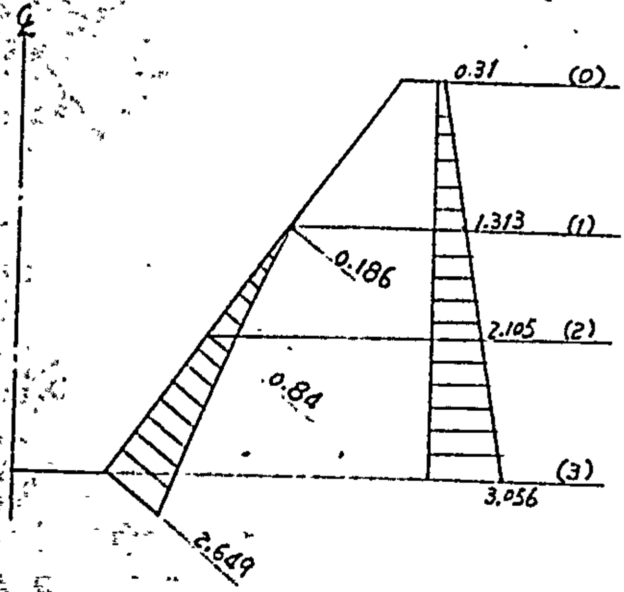
外圧によるモーメント，せん断力の計算表

断面	h	P°	P	M				S			
				y	M°_{P}	M_P	$M = M_P K$	$S^{\circ} = P$	$S_1 = S^{\circ} \times \sin\phi$	$S' = S_1 K$	S
0	0	0.31	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1.900	1.313	1.543	0.754	1.163	1.163	0.186	1.543	0.964	0.154	0.154
2	3.400	2105	4.107	1.278	5.249	5.249	0.84	4.107	2.566	0.411	0.411

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT			PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO
					PAGE OF PAGES

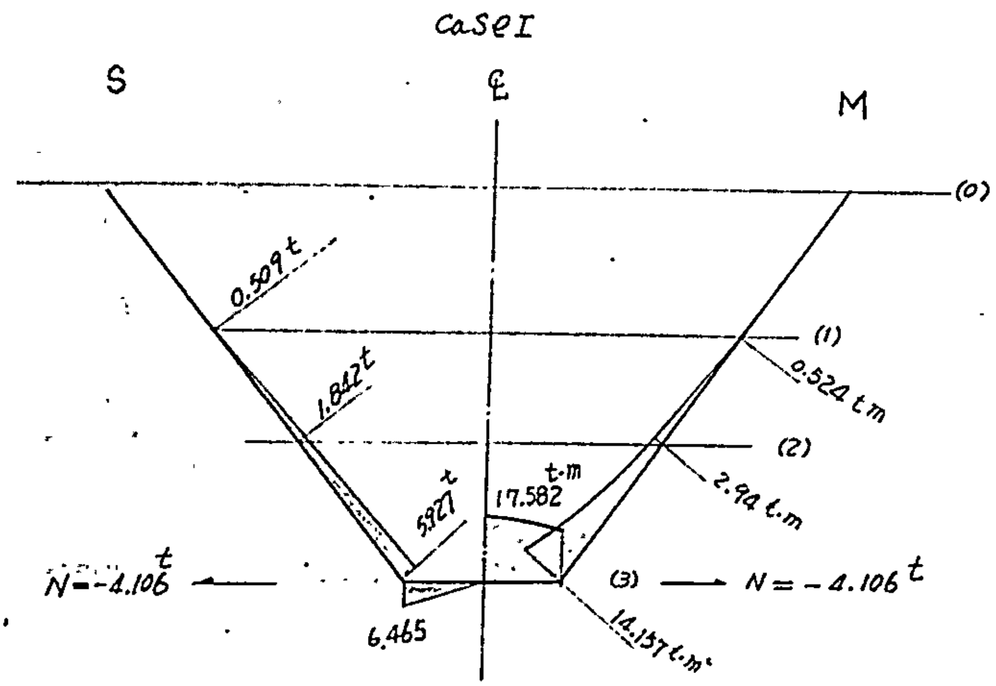
	h	P°	P	y	M'p	Mp	M	S°	S_1	S'	S
3	5.200	3.056	8.752	1.892	16.559	16.559	2.649	8.752	5.467	0.875	0.875

外圧力 及びモーメント図 (土圧)



断面		M				S				N			
		内水圧	自重	土圧	合計	内水圧	自重	土圧	合計	内水圧	自重	土圧	合計
(0)		0	0	0	0	0	0	0	0	—	—	—	—
(1)		0	0.710	-0.186	+0.524	0	0.663	-0.154	+0.509	—	—	—	—
(2)		0.577	3.703	-0.840	+2.94	0.918	1.335	-0.411	+1.842	—	—	—	—
(3)		6.273	10.533	-2.649	+14.157	4.493	2.309	-0.875	+5.927	—	—	—	—
底版	節点	6.273	10.533	-2.649	+14.157	2.767	3.698	0	+6.465	-3.539	-1.442	0.875	-4.106
底版	中央	7.739	12.492	-2.649	+17.582	0	0	0	0	-3.539	-1.442	0.875	-4.106

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE OF PAGES



4. CaseⅡ 内部空きよで外圧の働く場合

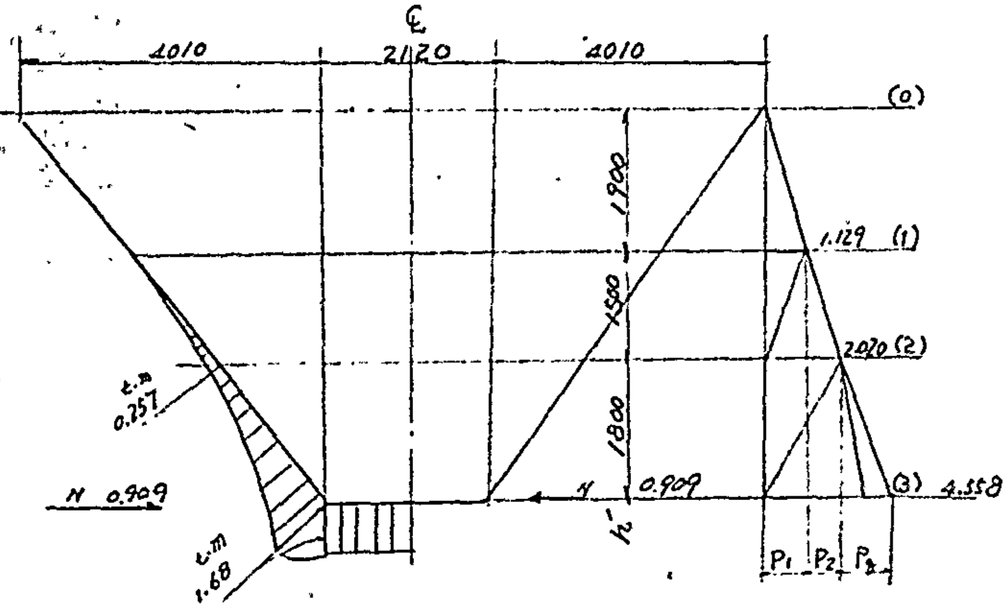
(a). 土圧による各断面のモーメント，せん断力の計算

底版のモーメントは側壁からのモーメントが伝達されるだけでせん断力はない。

<u>土圧による各点のモーメント；せん断力</u>

断面	h'	w	KA	P	ΣP	P8 水圧	各断面強度 8	8×h'h/2	So	(2) ア-ム	(2) Mo	(3) ア-ム	(3) Mo	M Mo×K	S So×K'
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
(0)	0	1.8	0.33	0	0	—	0	0		—	—	—	—		
(1)	1.900	1.8	〃	1.129	1.129	—	1.129	1.		—	—	—	—		
(2)	1.500	1.8	〃	0.891	2.020	—	2.020	0.846 1.515	2.361	1.000 0.500	0.846 0.758	2.800 2.300	2.369 3.485	0.257	0.213
(3)	1.800	1.0	0.41	0.738	2.758	1.800	4.558	1.818 4.102	5.920	—	—	1.200 0.600	2.182 2.461	1.680	0.533
計	Mo =							8.281			1.604		10.497		

土圧図とモーメント図



$$K' = \sin\phi' \times K = 0.625 \times 0.16 = 0.09$$

(b) 自重によるモーメント；せん断力 …… case I に同じ

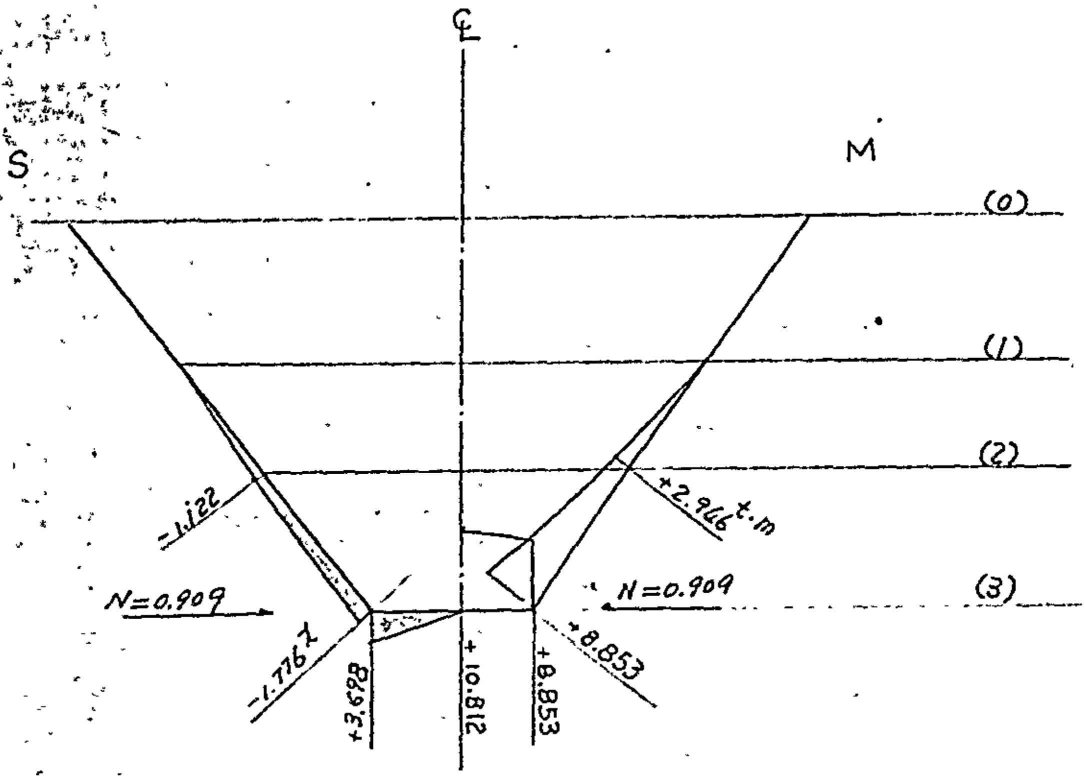
M．S．N 集計表

断面		M			S			N		
		外土圧	自重	計	外土圧	自重	計	外土圧	自重	計
(2)		-0.257	3.203	+2.946	0.213	-1.335	-1.122			
(3)		-1.680	10.533	+8.853	0.533	-2.309	-1.776			
底版	節点	-1.680	10.533	+8.853	0	-3.698	+3.698	0.533	-1.442	+0.909
底版	中央	-1.680	12.492	+10.812	0	0	0	0.533	-1.442	+0.909

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN

SUBJECT				PROJECT
COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
				PAGE OF PAGES

Case II M ; S ; N 図



(C). コンクリートの有効厚 および 鉄筋量の算定

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN

SUBJECT

COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE

PROJECT

FILE NO.

PAGE OF PAGES

部材		断面	M kg-cm	S kg/m	N kg/m	$e=M/N$	d cm	$C=\frac{h}{2}-d'$ $d'=5$cm	$M_s=N(e\pm C)$	$\sqrt{\frac{M_s \text{ or } M}{b}}$ $b_1=100$	$C_1\sqrt{\frac{M}{b}}$ $C_1=0.279$	$\frac{M_s \text{ or } M}{\sigma_s j}$	$\frac{M_s \text{ or } M}{\sigma_s j d}$	$\frac{N}{\sigma_s}$	As
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
側	外	(1)	—	—	—	—	—	—	—	—					
側	内	(1)	52400	509	—	—	37	—	—	22.89	6.39	42.78	1.16		1.16
壁	外	(2)	—	—	—	—	—	—	—	—					
壁	内	(2)	294600	1,842	—	—	46	—	—	54.28	15.14	240.48	5.23		5.23
壁	外	(3)	—	—	—	—	—	—	—	—					
壁	内	(3)	1,415700	5927	—	—	55	—	—	118.98	33.20	1155.67	21.01		21.01
底	外	節点	—	—	—	—	—	—	—	—					
底	内	節点	1,415,700	6465	-4106	344.79	55	25	1518357	123.22	34.38	1239.48	22.54	2.93	25.47
版	外	中央	—	—	—	—	—	—	—	—					
版	内	中央	1758200	0	-4106	428.20	55	25	1,860,839	136.41	38.06	1519.05	27.62	2.93	30.55

$d' = 5$ cm $\quad \sigma_{sa} = 1400$ kg/cm^2 $\quad \sigma_{ca} = 70$ $\quad C_1 = 0.279$

$j = 0.875$ $\quad \therefore \sigma_s \cdot j = 1225$

部材		断面	bjd	s/bjd τ	使用鉄筋	鉄筋量
			14	15	16	17
側壁	外	(1)				
	内		3237.5	0.16	φ16 @ 300 (φ5/8"@300)	6.70
	外	(2)				
	内		4025.0	0.46	〃	〃
	外	(3)				
	内		4812.5	1.23	φ25 @ 150 (φ1" @ 150)	32.73
底版	外	節点				
	内		4.812.5	1.34	〃	〃
	外	中央				
	内		4.812.5	0	〃	〃

d 配筋図