

3. Tanque de Carga

3. Tanque de Carga

3.1 Análisis Estructural

1) MODELO ESTRUCTURAL

Los modelos estructurales Type I y II se muestran en la Fig. 1.

2) CALCULO ESTRUCTURAL

El análisis estructural del pórtico se realizó por medio del programa SAP90, que utiliza el "Método de los Elementos Finitos". Este programa representa los investigaciones realizadas en la Universidad de California, Berkeley, por el profesor Edward L. Wilson.

3) CONDICIONES DE CARGA

Para el análisis estructural se estudiaron los siguientes cuatro casos y que se ilustran en la Fig. 2.

CASO 1: el tanque vacío y sin el efecto sísmico

CASO 2: el un lado del tanque lleno hasta el nivel máximo y el otro lado vacío.
Sin el efecto sísmico.

CASO 3: los dos lados del tanque llenos y sin el efecto sísmico.

CASO 4: los dos lados del tanque llenos y considerando el efecto sísmico.

Los resultados de las fuerzas internas tales como el momento flexionante (M), fuerza cortante (Q) y fuerzas axiales, de cada caso, se muestran en las páginas siguientes.

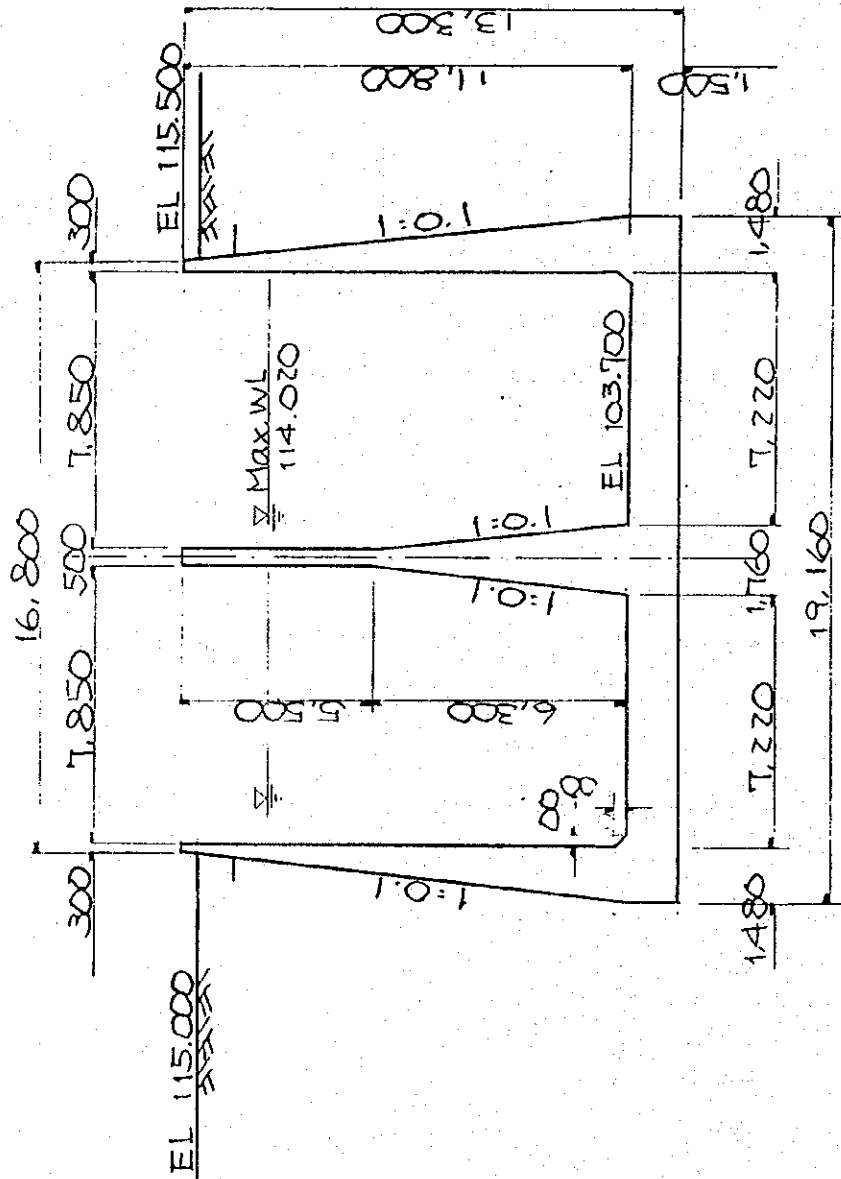


FIG. 1 (a) TANQUE DE CARGA

TIPO I

CARGAS PARA EL TANQUE DE CARGA TIPO I

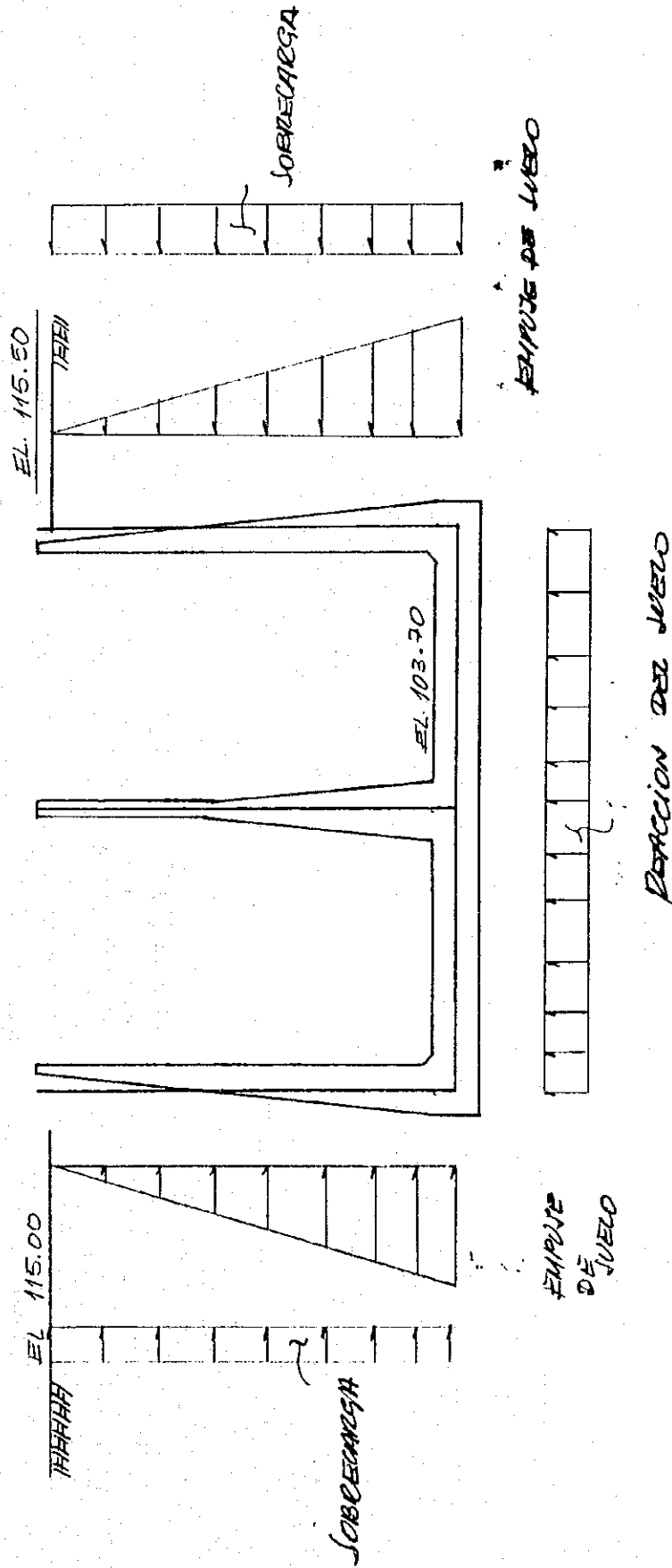
No.	DESCRIPCION	
1	PESO PROPIO	D
2	EMPUJE DE SUELO POR CARGA VIVA	L
3	EMPUJE DE SUELO	H
4	REACCION DEL SUELO (1)	R1
5	PRESION HIDROSTATICA (1)	F1
6	REACCION DEL SUELO (2)	R2
7	REACCION DEL SUELO (3)	R3
8	PRESION HIDROSTATICA (2)	F2
9	SISMO	E

COMBINACIONES

C1	$D + L + H + R1$
C2	$D + L + H + R1 + F1 + R2$
C3	$D + L + H + R1 + F1 + R2 + R3 + F2$
C4	$D + L + H + R1 + F1 + R2 + R3 + F2 + E$
C5	$1.4D + 1.7L + 1.7H + 1.4R1$
C6	$1.4D + 1.7L + 1.7H + 1.4R1 + 1.4F1 + 1.4R2$
C7	$1.4D + 1.7L + 1.7H + 1.4R1 + 1.4F1 + 1.4R2 + 1.4F2$
C8	$1.05D + 1.28L + 1.28H + 1.05R1 + 1.05F1 + 1.05R2 + 1.05R3 + 1.05F2 + 1.4E$
C9	$0.9D + 1.7H + 1.4R1 + 1.4F1 + 1.4R2 + 1.4R3 + 1.4F2 + 1.4E$

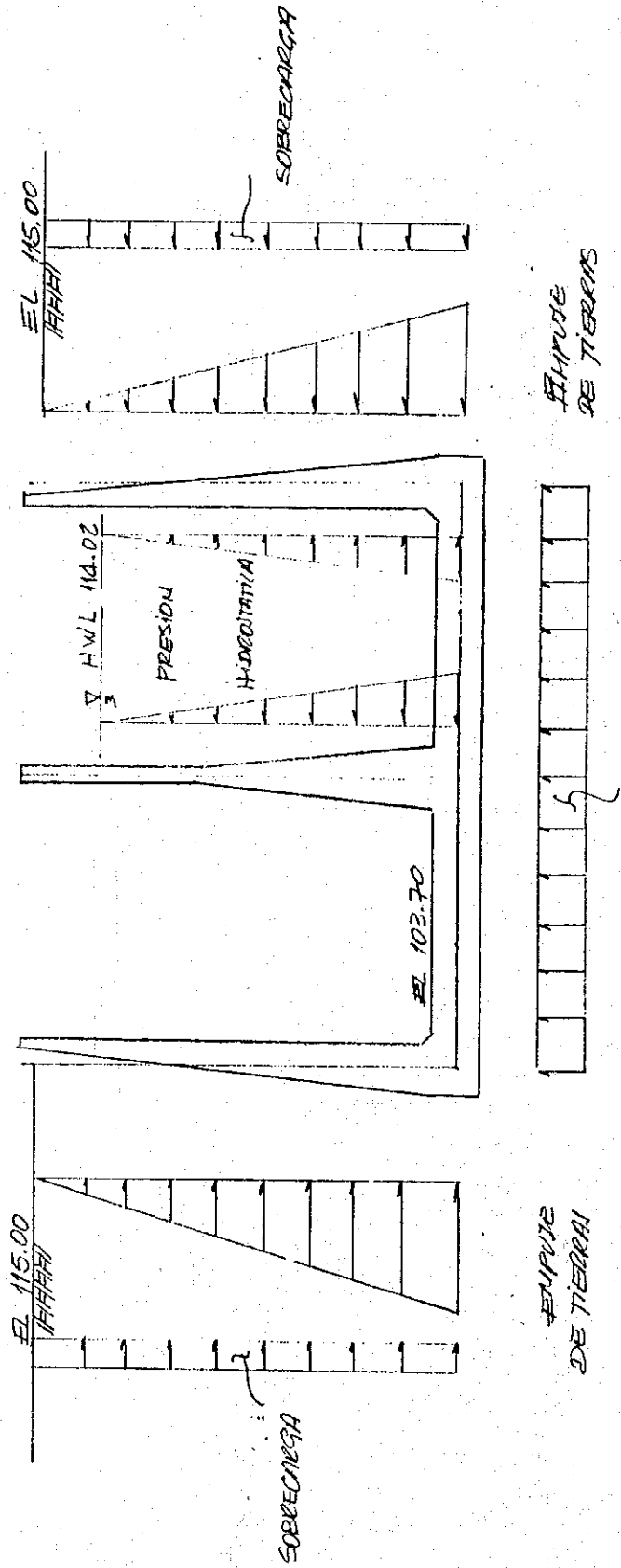
TANQUE DE CARGA TIPO I

Caso 1. VACIO SIN SISMO



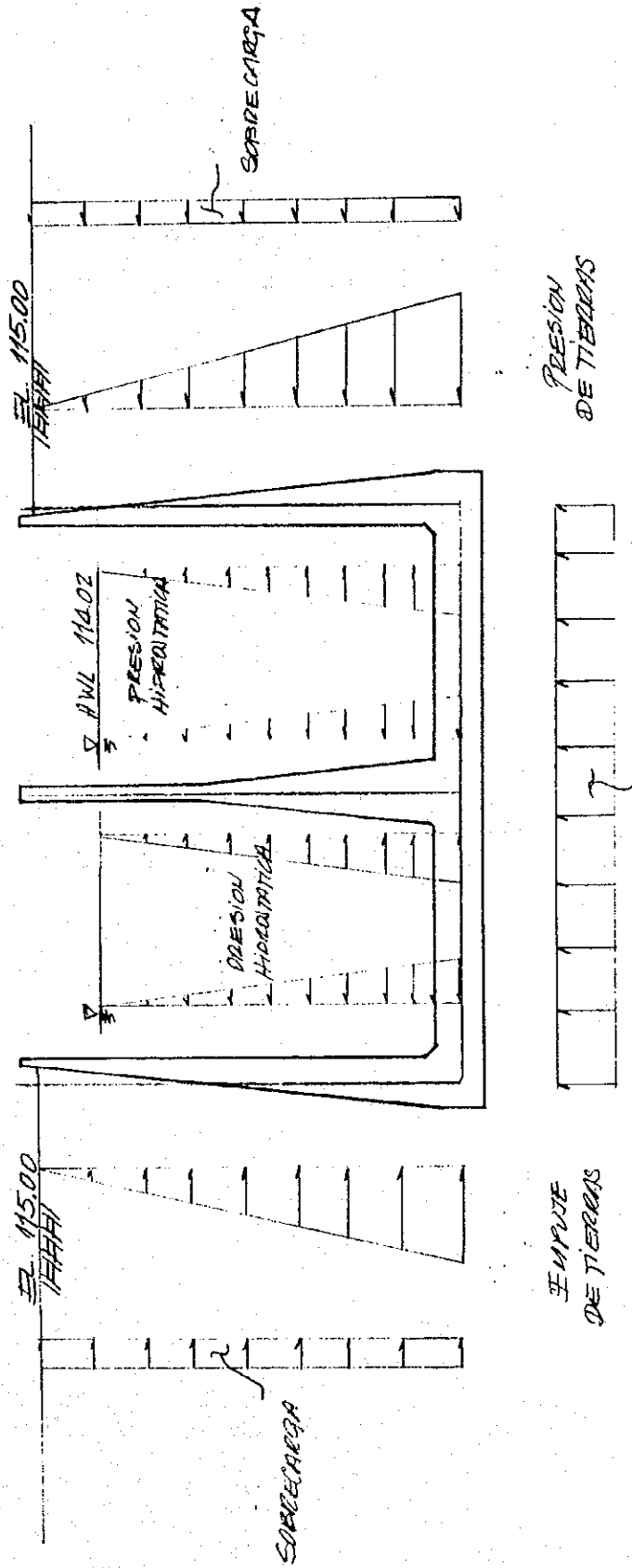
TANQUE DE CARGA TIPO I

CASO 2: HW EN UN LADO VACIO EN EL OTRO LADO



TANQUE DE CARGA TIPO I

- CASO 3. HWL EN LOS DOS LADOS SIN SISMO
- CASO 4. HWL EN LOS DOS LADOS CON SISMO



TANQUE DE CARGA TIPO I

NUDO	X	Y	SUELO q	d (m)	PESO
1	0.00	0.00	11.03	1.500	3.60
2	0.00	0.01	11.02	1.500	3.60
3	0.00	1.00	10.13	1.475	3.54
4	0.00	2.00	9.23	1.375	3.30
5	0.00	3.00	8.33	1.275	3.06
6	0.00	4.00	7.43	1.175	2.82
7	0.00	5.00	6.53	1.075	2.58
8	0.00	6.00	5.63	0.975	2.34
9	0.00	7.00	4.73	0.875	2.10
10	0.00	8.00	3.83	0.775	1.86
11	0.00	9.00	2.93	0.675	1.62
12	0.00	10.00	2.03	0.575	1.38
13	0.00	11.00	1.13	0.475	1.14
14	0.00	12.00	0.23	0.375	0.90
15	0.00	12.75		0.300	0.72
16	0.01	0.00			
17	0.75	0.00			
18	4.43	0.00			
19	7.95	0.00			
20	8.84	0.00			
21	8.85	0.00	11.57	1.80	4.32
22	8.85	0.01	11.56	1.80	4.32
23	8.85	1.00	10.57	1.75	4.20
24	8.85	2.00	9.57	1.55	3.72
25	8.85	3.00	8.57	1.35	3.24
26	8.85	4.00	7.57	1.15	2.76
27	8.85	5.00	6.57	0.95	2.28
28	8.85	6.00	5.57	0.75	1.80
29	8.85	7.00	4.57	0.55	1.32
30	8.85	8.00	3.57	0.50	1.20
31	8.85	9.00	2.57	0.50	1.20
32	8.85	10.00	1.57	0.50	1.20
33	8.85	11.00	0.57	0.50	1.20
34	8.85	12.00		0.50	1.20
35	8.85	12.75		0.50	1.20
36	8.86	0.00			
37	9.75	0.00			
38	13.28	0.00			
39	16.95	0.00			
40	17.69	0.00			
41	17.70	0.00			
42	17.70	0.01			
43	17.70	1.00			
44	17.70	2.00			
45	17.70	3.00			
46	17.70	4.00			
47	17.70	5.00			
48	17.70	6.00			
49	17.70	7.00			
50	17.70	8.00			
51	17.70	9.00			
52	17.70	10.00			
53	17.70	11.00			
54	17.70	12.00			
55	17.70	12.75			

54
354

3-9

5

TANQUE DE CARGA TIPO I

CARGAS

CASO 1.- EMPUJE DE SUELO + SOBRECARGA

1.1 : PESO PROPIO

Elemento	V (m ³)	W (ton)
LOSA DE FONDO	28.8	69.12
PAREDES LATERALES (2)	21.86	52.46
PARED CENTRAL	10.23	24.55
Total		146.14 ton

1.2 : REACCION DE LA FUNDACION

B = 17.7 m
 $qs1 = W / B = 8.26 \text{ t/m}$

1.3 : EMPUJE DE SUELO

H = 12.25 m
 $r = 1.8 \text{ t/m}^3$
 $Ka = 0.5$
 $p = r \cdot Ka \cdot H = 11.03 \text{ t/m}^2$

1.4 : SOBRECARGA

h = 0.61 m
 $r = 1.8 \text{ t/m}^3$
 $Ka = 0.5$
 $p = r \cdot Ka \cdot H = 0.55 \text{ t/m}^2$

CASO 2.- PRESION DEL SUELO + SOBRECARGA + PRESION HIDROSTATICA

2.1 : AGUA :

h = 11.57 m
 b = 8.65 m
 $Ww = 102.39 \text{ ton}$

2.2 : REACCION DE LA FUNDACION :

B = 17.70 m
 $W + Ww = 248.53 \text{ ton}$
 $qs2 = (W + Ww) / B = 14.04 \text{ t/m}$

$qs2 - qs1 = 5.79 \text{ t/m}$

CASO 3.- EMPUJE DEL SUELO + SOBRECARGA + PRESION HIDROSTATICA (ZLADOS)

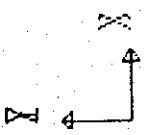
3.1 : AGUA :

h = 11.57 m
 b = 8.65 m
 $Ww = 204.79 \text{ ton}$

3.2 : REACCION DE LA FUNDACION

B = 17.70 m
 $W + Ww = 350.93 \text{ ton}$
 $qs3 = (W + Ww) / B = 19.83 \text{ t/m}$

$qs3 - qs2 = 5.79 \text{ t/m}$


DATOS FRAME M33 OUTPUT LOAD 5 CASE 1
MIN < 1s - .5464E+03 AT .00 MAX < 15s .5464E+03 AT .00

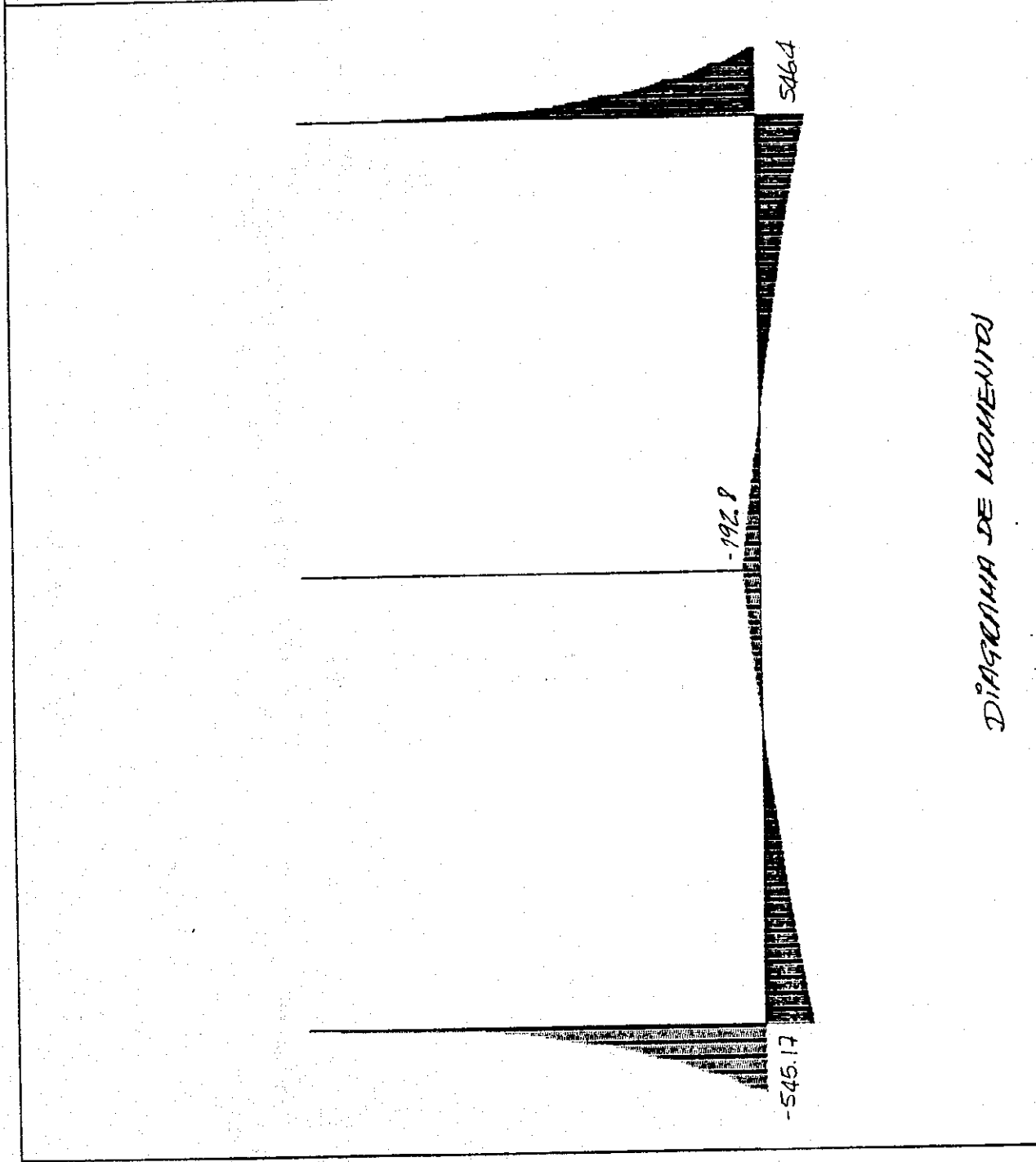


DIAGRAMA DE MOMENTOS

SAP90

100



DATOS

FRAME M33
OUTPUT 6
LOAD 6
CASE 2

MIN < 213
MIN -3620E-03
AT .00
MAX < 403
MAX .5464E-03
AT .01

SAP90

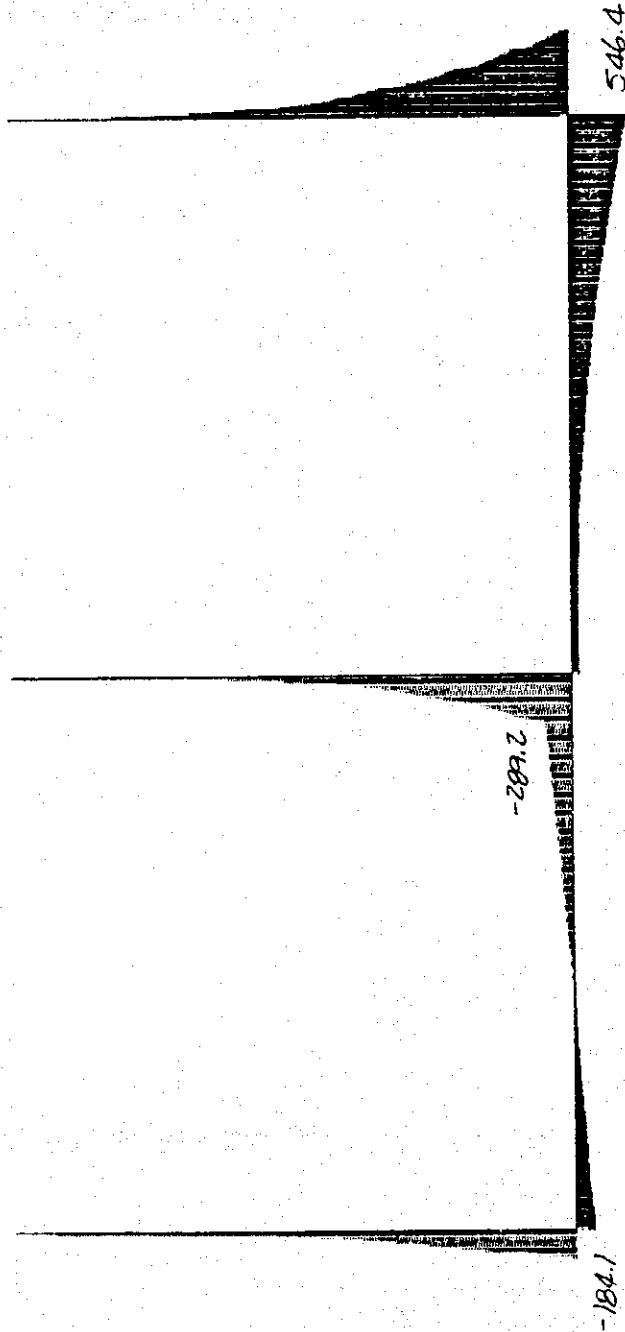
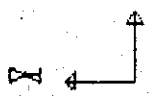


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DATOS
FRAME
OUTPUT MBE
LOAD
CASE 3

MIN < 1
- .1844E+02
AT .0E
MAX < 15
.1844E+02
AT .0E

SAP90

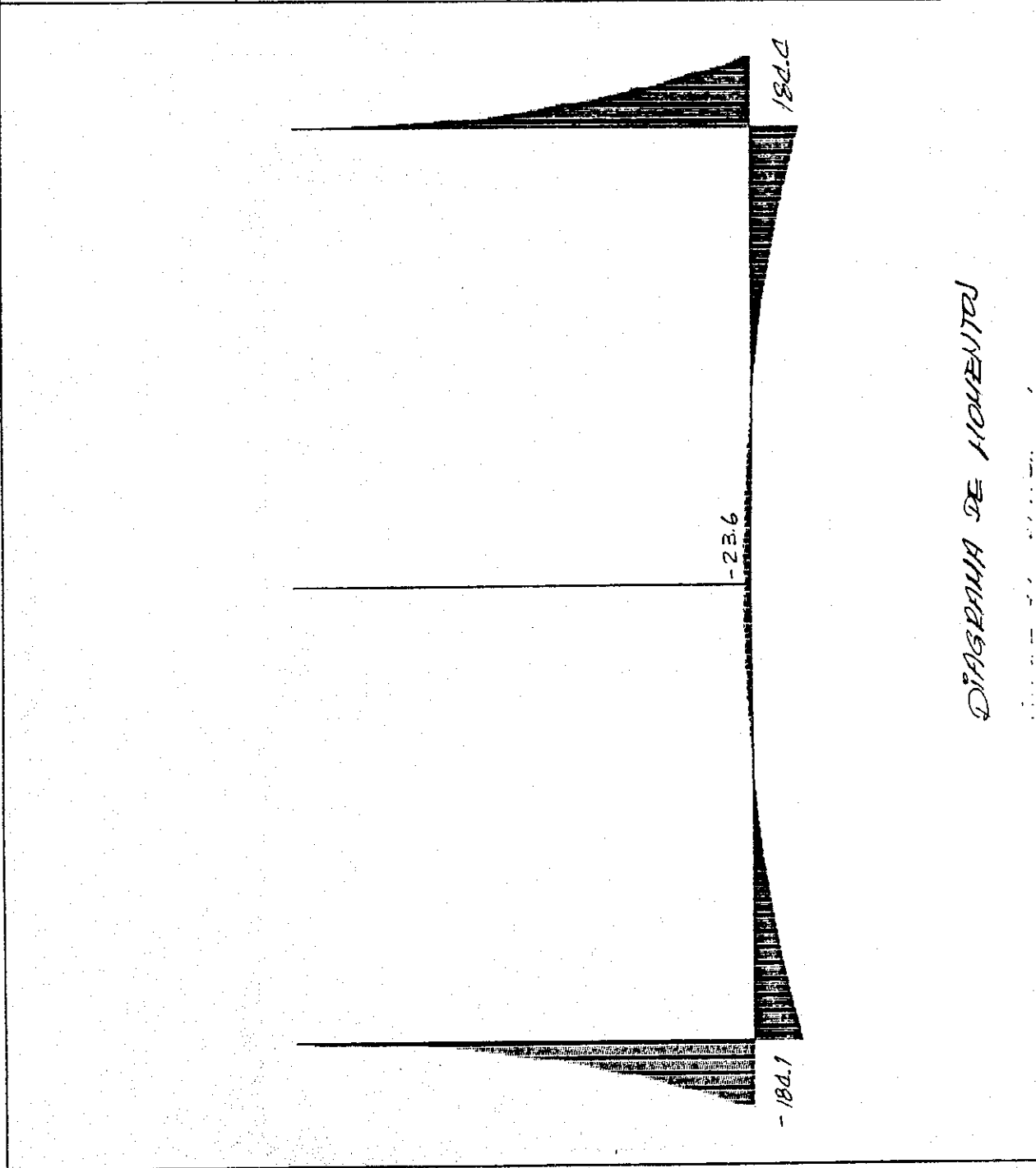


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DATOS
FRAME M33
OUTPUT 8
LOAD
CASE 4..

MIN < 1 >
- .1696E+03
AT .00
MAX < 15 >
.1696E+03
AT .00

SAP90

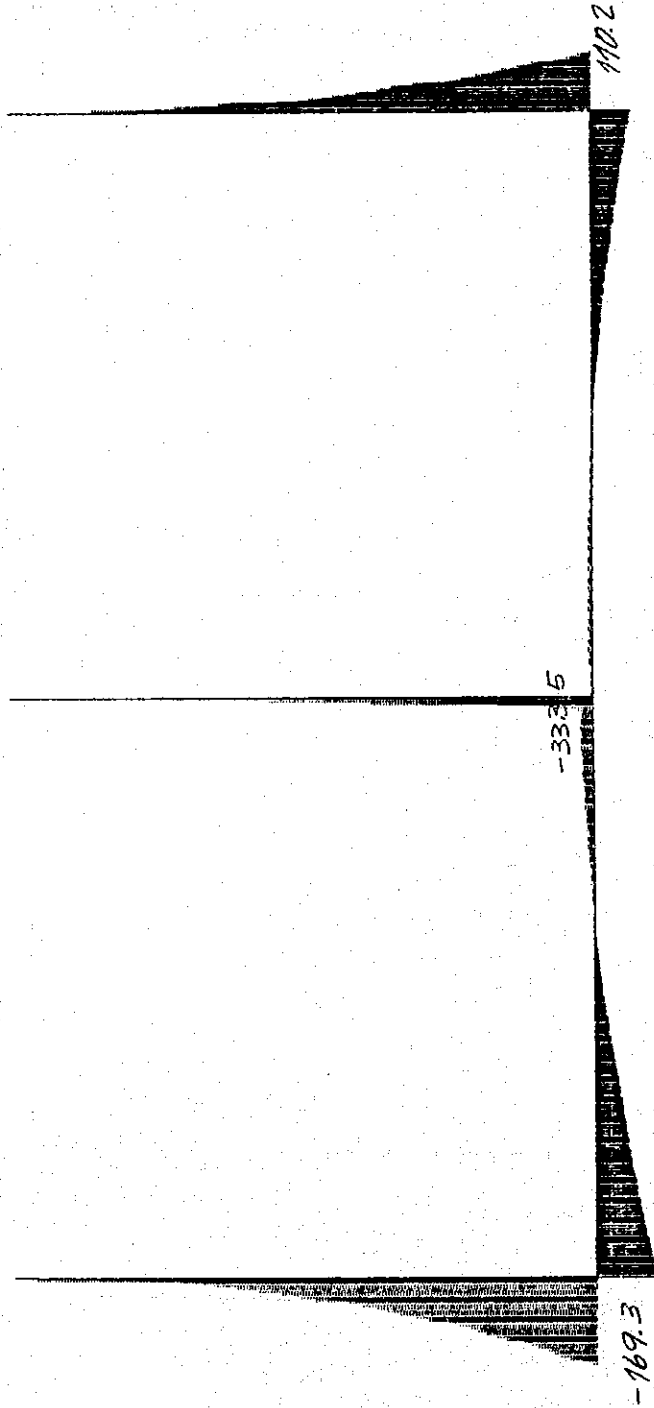
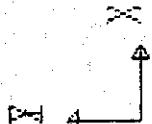


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DATOS
 FRAME
 OUTPUT W33
 LOAD ?
 CASE 4.-

MIN < 13
 -.1388E+03
 AT .00
 MAX < 153
 .1388E+03
 AT .00

5AP90

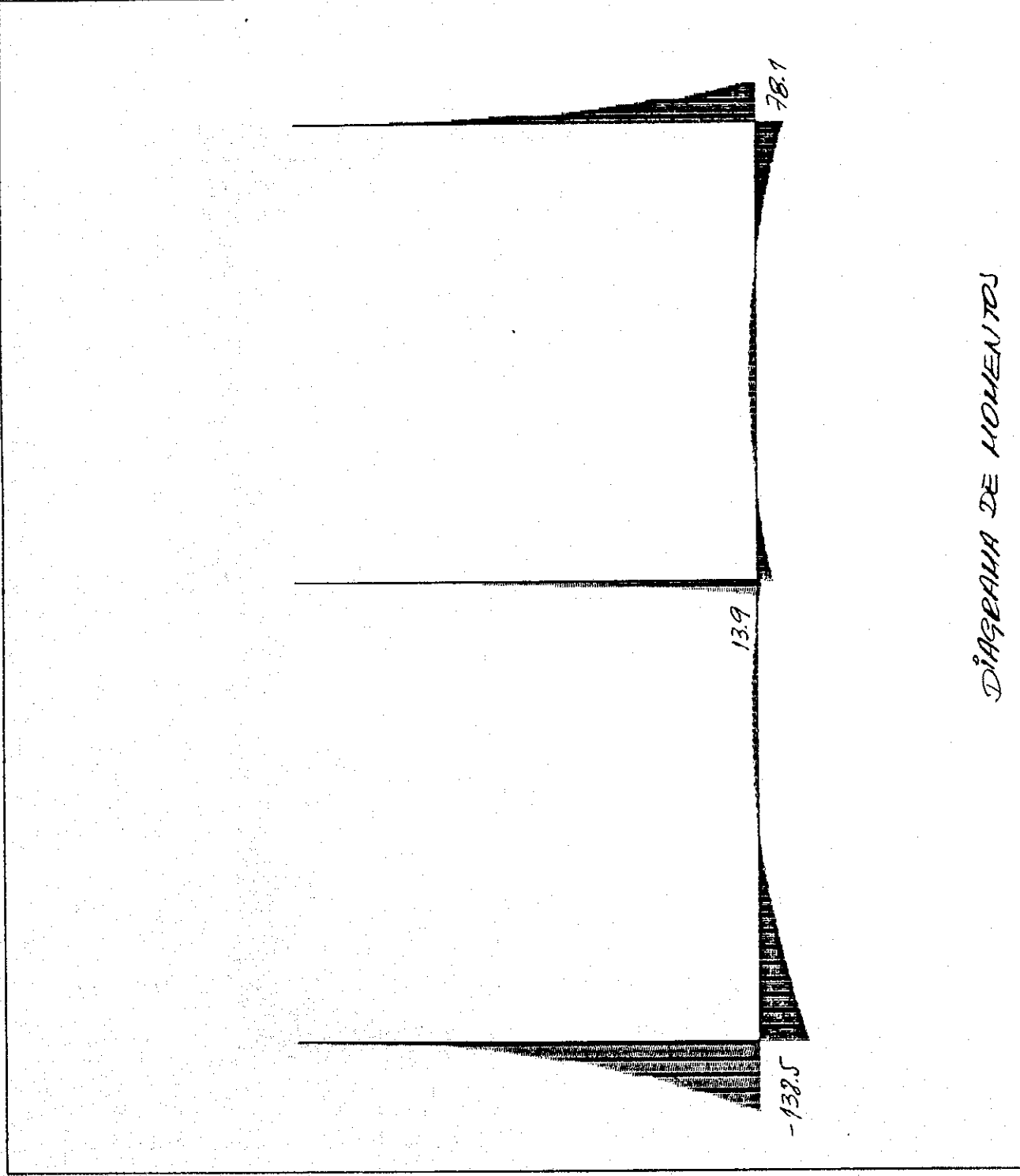
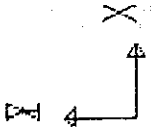


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DATE: 01/22/83
FRAME: 1
OUTPUT: V22
LOAD: 5
CASE: 1

MIN < 41 >
- .1269E+03
AT .00
MAX < 1 >
.1269E+03
AT .00

SAP90

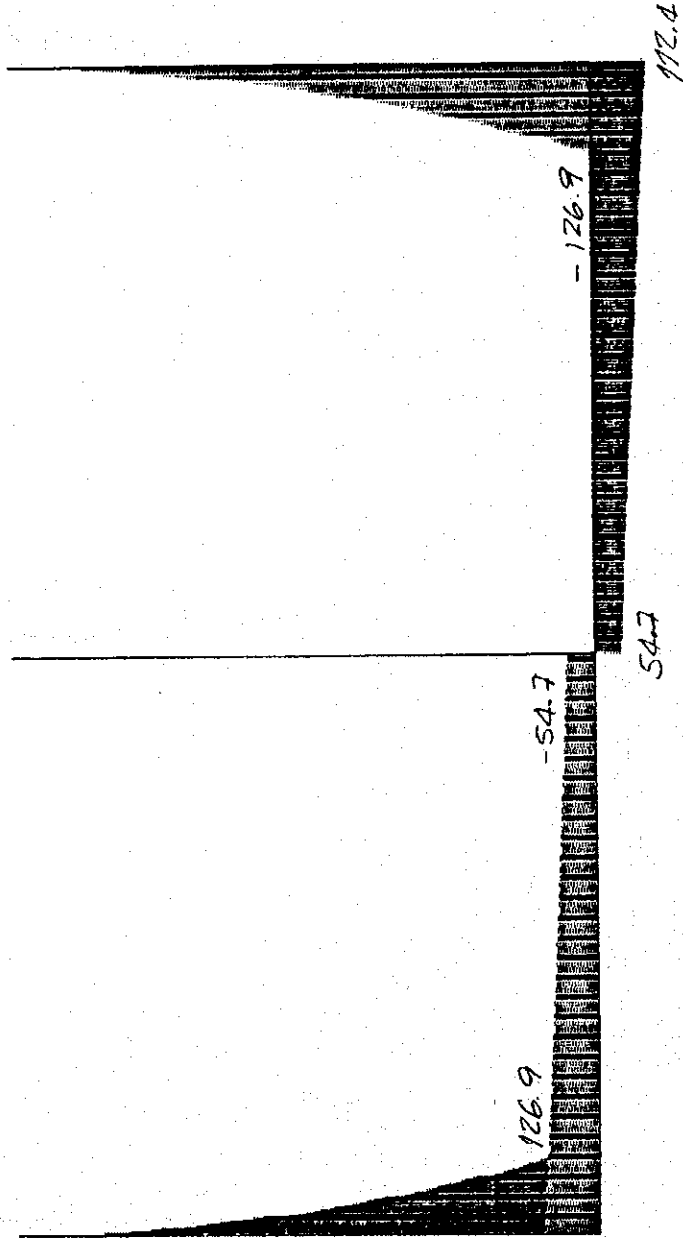
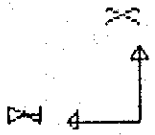


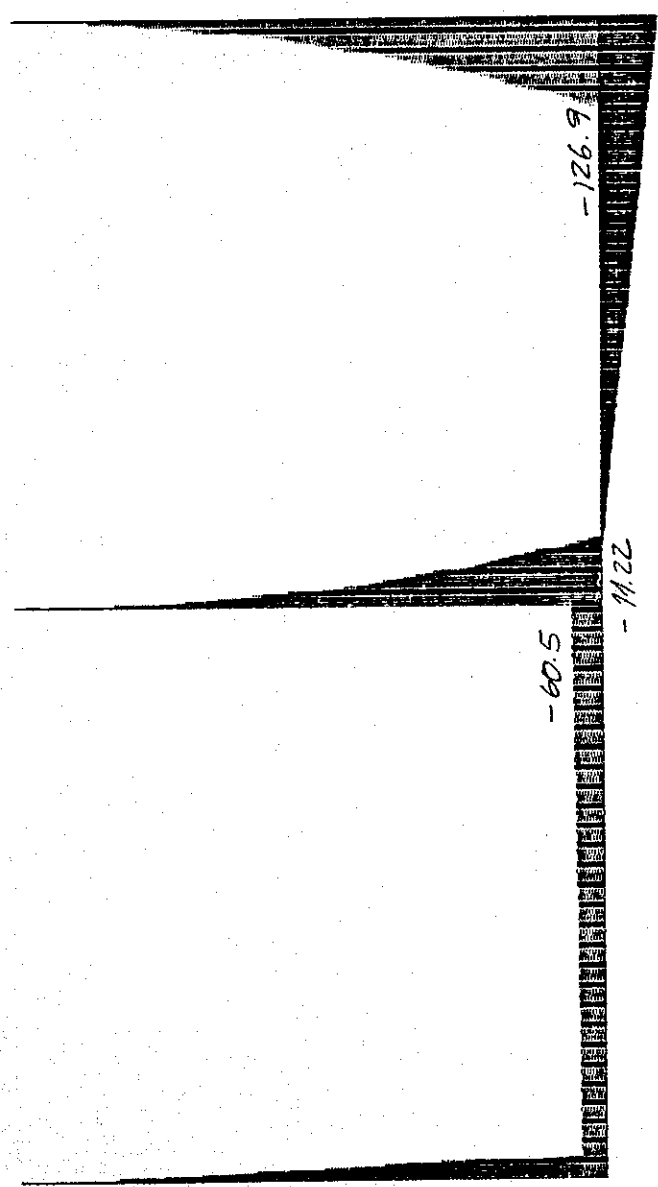
DIAGRAMA DE CORTE



DATOS
FRAME
OUTPUT VZ2
LOAD 6
CASE 2

MIN < 41 >
- .1269E+03
AT
MAX < 40 >
.1182E+03
AT

SAP90

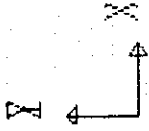


11820

DIAGRAMA DE CORTE

33.1

3-17



DATOS
FRAME
OUTPUT V22
LOAD 7
CASE 3

MIN < 15>
-5249E+02
AT .00
MAX < 40>
.5249E+02
AT .01

SAP90

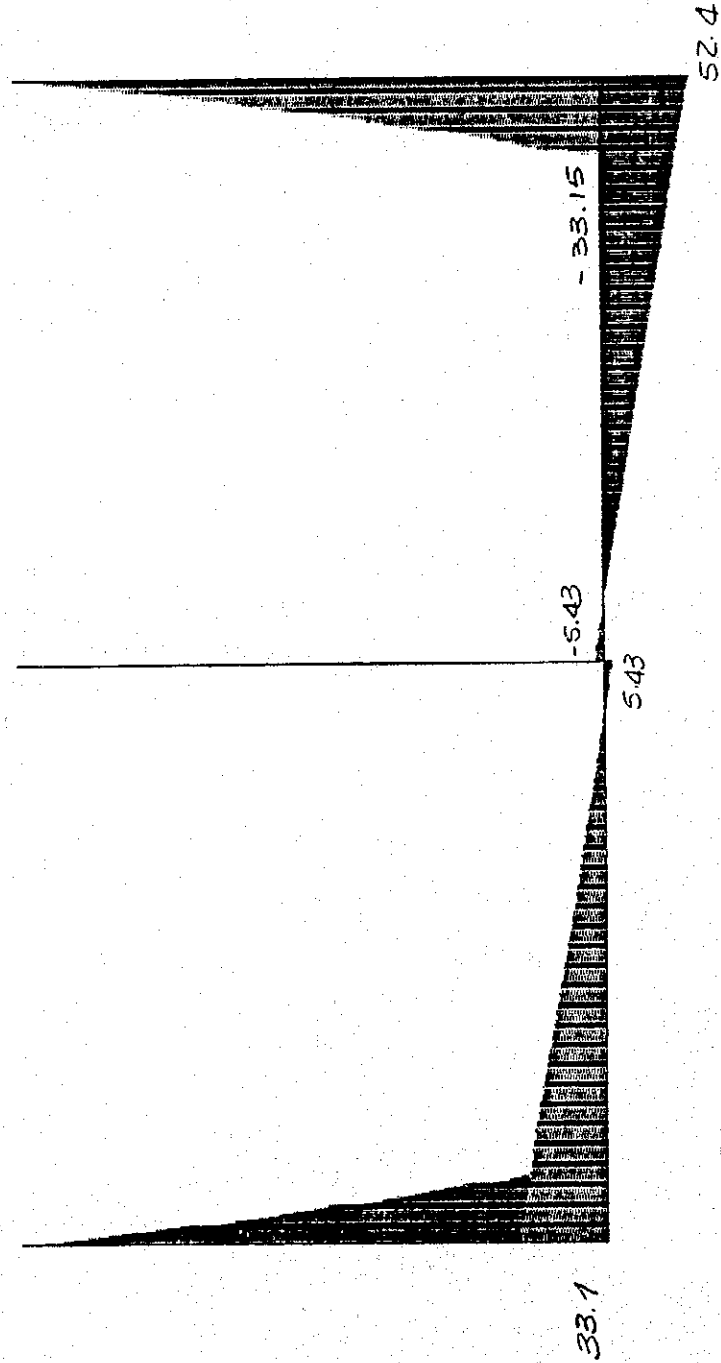
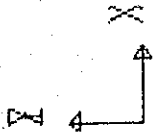


DIAGRAMA DE CORTE



DATOS
 FRAME
 OUTPUT V22
 LOAD 8
 CASE 4..

MIN < 15
 -.4463E+02
 AT
 MAX < 40
 .3454E+02
 AT .01

SAP90

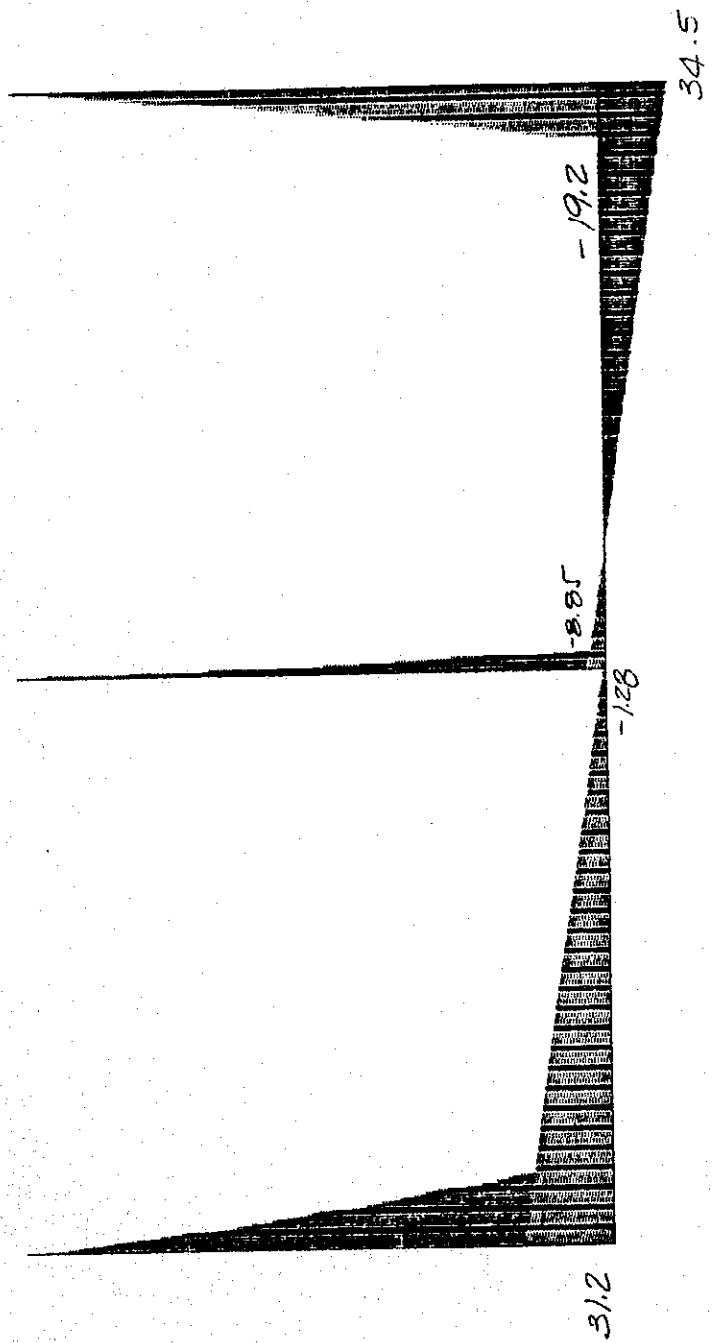
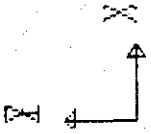


DIAGRAMA DE CORTE

364 67

3-19



DATOS

FRAME

OUTPUT V22

LOAD P

CASE 4.-

MIN < 15

- .5100E+02

AT .00

MAX < 40

.4000E+02

AT .01

SAP90

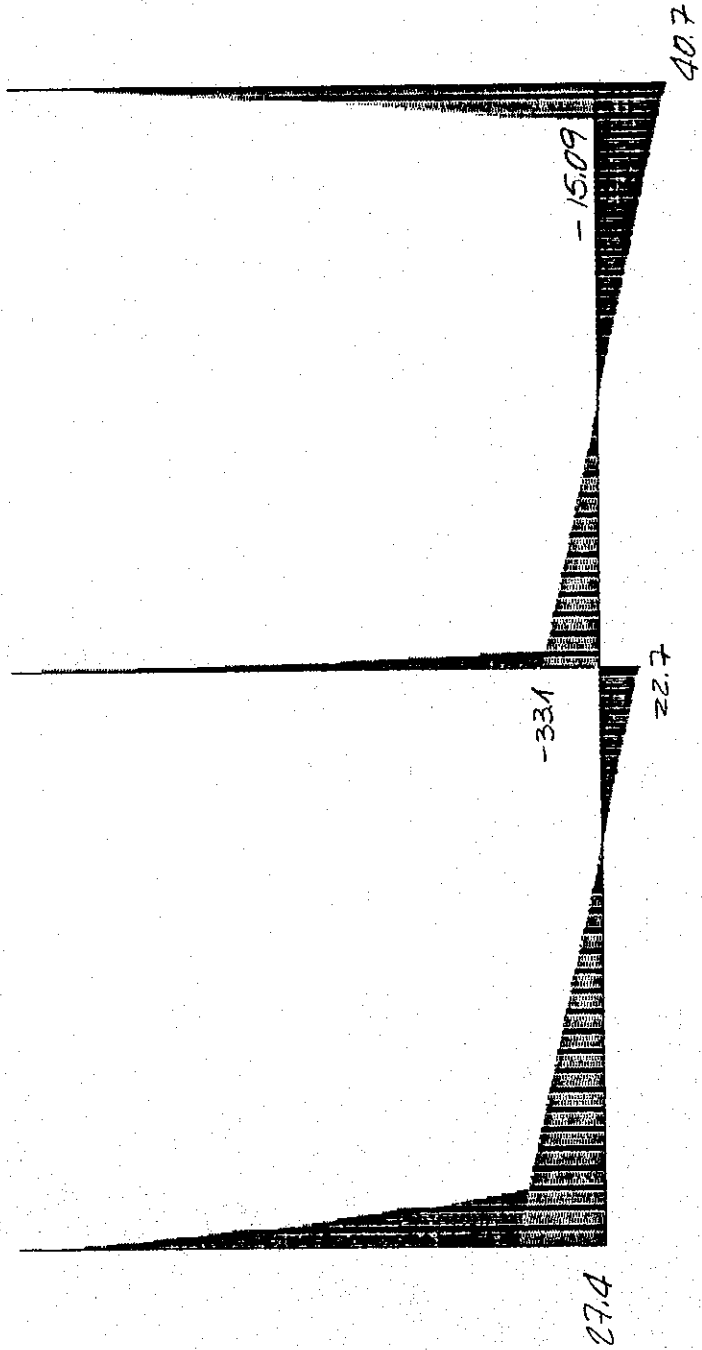


DIAGRAMA DE CORTE

55

0-20

HA

TANQUE DE CARGA TIPO I

DATOS:

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200$$

DISEÑO POR CORTANTE

ID ELEM	Vu (ton)	bw (cm)	dn (cm)	h (cm)	d(adopt) (cm)	ϕV_c (ton)
2	107.99	100.0	165.41	180.0	175.00	114.25
3	90.59	100.0	138.77	140.0	135.00	88.13
4	74.73	100.0	114.47	127.5	122.50	79.97
5	60.40	100.0	92.52	117.5	112.50	73.44
6	47.60	100.0	72.91	107.5	102.50	66.92
7	36.33	100.0	55.65	97.5	92.50	60.39
8	26.59	100.0	40.73	87.5	82.50	53.86
9	18.38	100.0	28.15	77.5	72.50	47.33
10	11.70	100.0	17.92	67.5	62.50	40.80
11	6.55	100.0	10.03	57.5	52.50	34.27
12	2.93	100.0	4.48	47.5	42.50	27.75
13	0.86	100.0	1.31	37.5	32.50	21.22
14	0.01	100.0	0.01	30.0	25.00	16.32
16	107.50	100.0	164.67	170.0	165.00	107.72
17	83.53	100.0	127.94	150.0	145.00	94.66
23	78.26	100.0	119.88	175	170.00	110.98
28	14.67	100.0	22.47	50	45.00	29.38
39	107.50	100.0	164.67	170.0	165.00	107.72

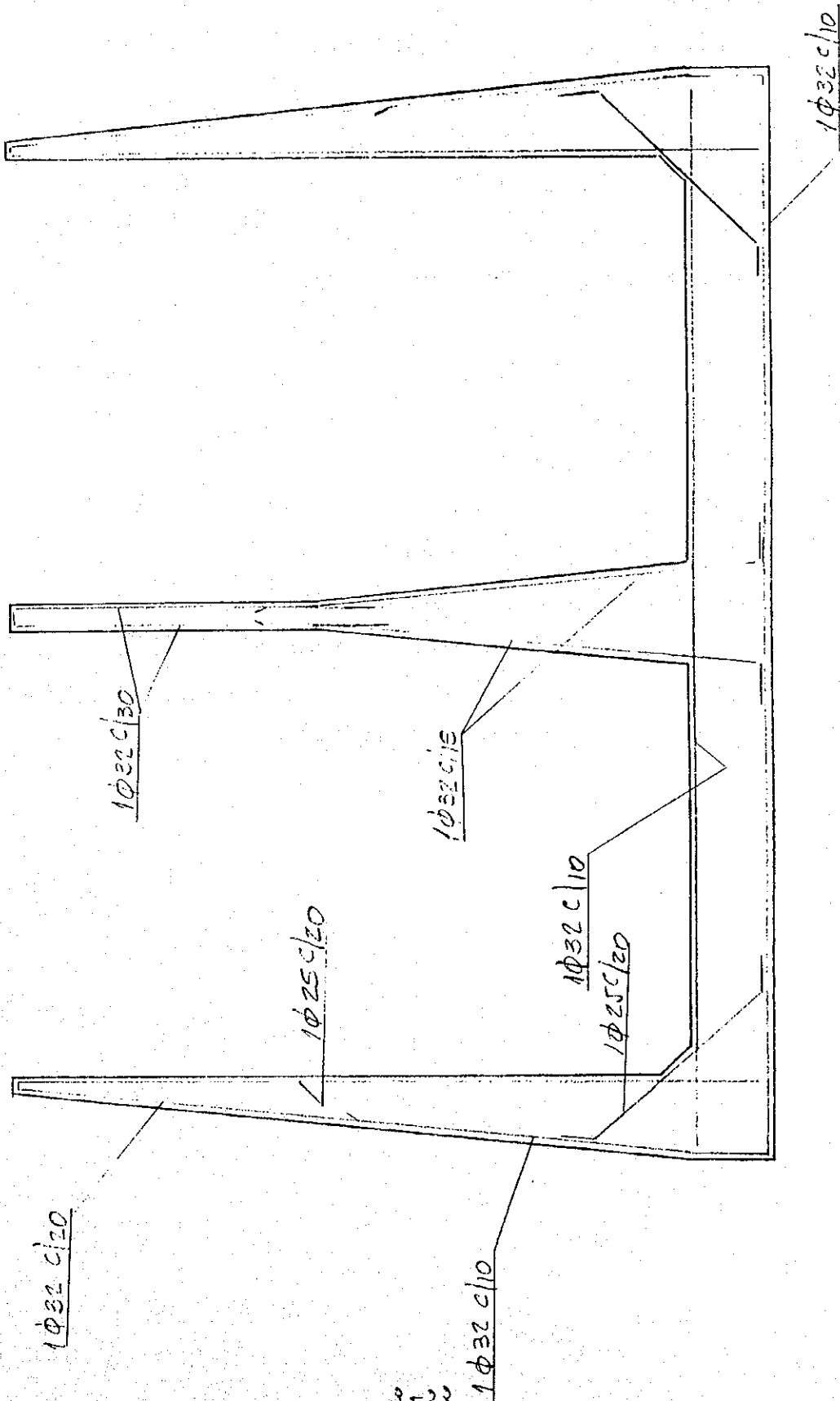
TANQUE DE CARGA TIPO I

DISEÑO POR FLEXIÓN

DATOS:

$f_c =$	210	Kg/cm ²
$f_y =$	4200	"
$r =$	7.5	cm
$\rho_{max} = 0.75 \rho_b =$	1.61	(%)
$\rho_s =$	0.90	(%)

ID ELEM	Mu (t m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	ρ (%)	Ae (cm ²)	Ae(min) (cm ²)	Ae(imp) (cm ²)	Ae(adopt) (cm ²)	Ae(adopt) (varillas)
1	546.43	100	150.0	142.5	0.78	111.79	47.50	18.75		
2	545.16	100	150.0	142.5	0.78	111.50	47.50	18.75		
3	429.11	100	147.5	140.0	0.63	87.55	46.67	18.44		
4	329.95	100	137.5	130.0	0.55	71.83	43.33	17.19	80.43	1 # 32 @ 10 cm
5	247.41	100	127.5	120.0	0.48	57.83	40.00	15.84	80.43	1 # 32 @ 10 cm
6	179.97	100	117.5	110.0	0.41	45.50	36.67	14.68	40.21	1 # 32 @ 10 cm
7	128.09	100	107.5	100.0	0.35	34.78	33.33	13.44	40.21	1 # 32 @ 20 cm
8	84.26	100	97.5	90.0	0.28	25.63	30.00	12.19	40.21	1 # 32 @ 20 cm
9	52.92	100	87.5	80.0	0.22	17.98	26.67	10.94	40.21	1 # 32 @ 20 cm
10	30.57	100	77.5	70.0	0.17	11.79	23.33	9.69	24.54	1 # 32 @ 20 cm
11	15.66	100	67.5	60.0	0.12	7.00	20.00	8.44	24.54	1 # 32 @ 20 cm
12	6.66	100	57.5	50.0	0.07	3.55	16.67	7.19	24.54	1 # 32 @ 20 cm
13	2.05	100	47.5	40.0	0.03	1.38	13.33	5.94	24.54	1 # 32 @ 20 cm
14	0.30	100	37.5	30.0	0.01	0.26	10.00	4.69	24.54	1 # 32 @ 20 cm
15	546.43	100	150.0	142.5	0.78	111.79	47.50	18.75		
16	545.30	100	150.0	142.5	0.78	111.54	47.50	18.75		
17	463.964	100	150.0	142.5	0.66	93.35	47.50	18.75	80.43	1 # 32 @ 10 cm
18	140.94	100	150.0	142.5	0.19	26.76	47.50	18.75	53.82	1 # 32 @ 10 cm
19	289.56	100	150.0	142.5	0.39	56.18	47.50	18.75	57.45	1 # 32 @ 10 cm
20	289.16	100	150.0	142.5	0.40	56.31	47.50	18.75	57.45	1 # 32 @ 10 cm
21	382.00	100	180.0	172.5	0.34	57.80	57.50	22.50		
22	361.07	100	175.0	167.5	0.36	59.52	55.83	21.88		
23	276.11	100	155.0	147.5	0.35	51.66	49.17	18.38	53.82	1 # 32 @ 15 cm
24	205.02	100	135.0	127.5	0.35	44.36	42.50	16.88	53.82	1 # 32 @ 15 cm
25	147.32	100	115.0	107.5	0.35	37.82	35.83	14.38	53.82	1 # 32 @ 15 cm
26	101.62	100	95.0	87.5	0.37	32.12	29.17	11.88	40.21	1 # 32 @ 15 cm
27	65.52	100	75.0	67.5	0.41	27.38	22.50	9.38	40.21	1 # 32 @ 15 cm
28	40.82	100	55.0	47.5	0.51	24.08	15.83	6.88	40.21	1 # 32 @ 15 cm
29	22.51	100	50.0	42.5	0.34	14.61	14.17	6.25	15.71	1 # 32 @ 30 cm
30	10.81	100	50.0	42.5	0.18	6.86	14.17	6.25	15.71	1 # 32 @ 30 cm
31	4.10	100	50.0	42.5	0.06	2.57	14.17	6.25	15.71	1 # 32 @ 30 cm
32	1.00	100	50.0	42.5	0.01	0.62	14.17	6.25	15.71	1 # 32 @ 30 cm
33	0.39	100	50.0	42.5	0.01	0.25	14.17	6.25	15.71	1 # 32 @ 30 cm
34	0.07	100	50.0	42.5	0.00	0.04	14.17	6.25	15.71	1 # 32 @ 30 cm
35	182.78	100	150.0	142.5	0.28	36.92	47.50	18.75	53.82	1 # 32 @ 10 cm
36	192.23	100	150.0	142.5	0.28	36.91	47.50	18.75	53.82	1 # 32 @ 10 cm
37	166.40	100	150.0	142.5	0.22	31.73	47.50	18.75	53.82	1 # 32 @ 10 cm
38	463.96	100	150.0	142.5	0.66	93.35	47.50	18.75	80.43	1 # 32 @ 10 cm
39	545.30	100	150.0	142.5	0.78	111.54	47.50	18.75		
40	546.43	100	150.0	142.5	0.79	111.79	47.50	18.75		
41	546.43	100	150.0	142.5	0.78	111.79	47.50	18.75		
42	543.16	100	150.0	142.5	0.78	111.50	47.50	18.75		
43	429.11	100	147.5	140.0	0.63	87.55	46.67	18.44		
44	329.95	100	137.5	130.0	0.55	71.83	43.33	17.19	80.43	1 # 32 @ 10 cm
45	247.41	100	127.5	120.0	0.48	57.83	40.00	15.84	80.43	1 # 32 @ 10 cm
46	179.97	100	117.5	110.0	0.41	45.50	36.67	14.68	40.21	1 # 32 @ 10 cm
47	128.09	100	107.5	100.0	0.35	34.78	33.33	13.44	40.21	1 # 32 @ 20 cm
48	84.26	100	97.5	90.0	0.28	25.63	30.00	12.19	40.21	1 # 32 @ 20 cm
49	52.92	100	87.5	80.0	0.22	17.98	26.67	10.94	40.21	1 # 32 @ 20 cm
50	30.57	100	77.5	70.0	0.17	11.79	23.33	9.69	24.54	1 # 32 @ 20 cm
51	15.66	100	67.5	60.0	0.12	7.00	20.00	8.44	24.54	1 # 32 @ 20 cm
52	6.66	100	57.5	50.0	0.07	3.55	16.67	7.19	24.54	1 # 32 @ 20 cm
53	2.05	100	47.5	40.0	0.03	1.38	13.33	5.94	24.54	1 # 32 @ 20 cm
54	0.30	100	37.5	30.0	0.01	0.26	10.00	4.69	24.54	1 # 32 @ 20 cm



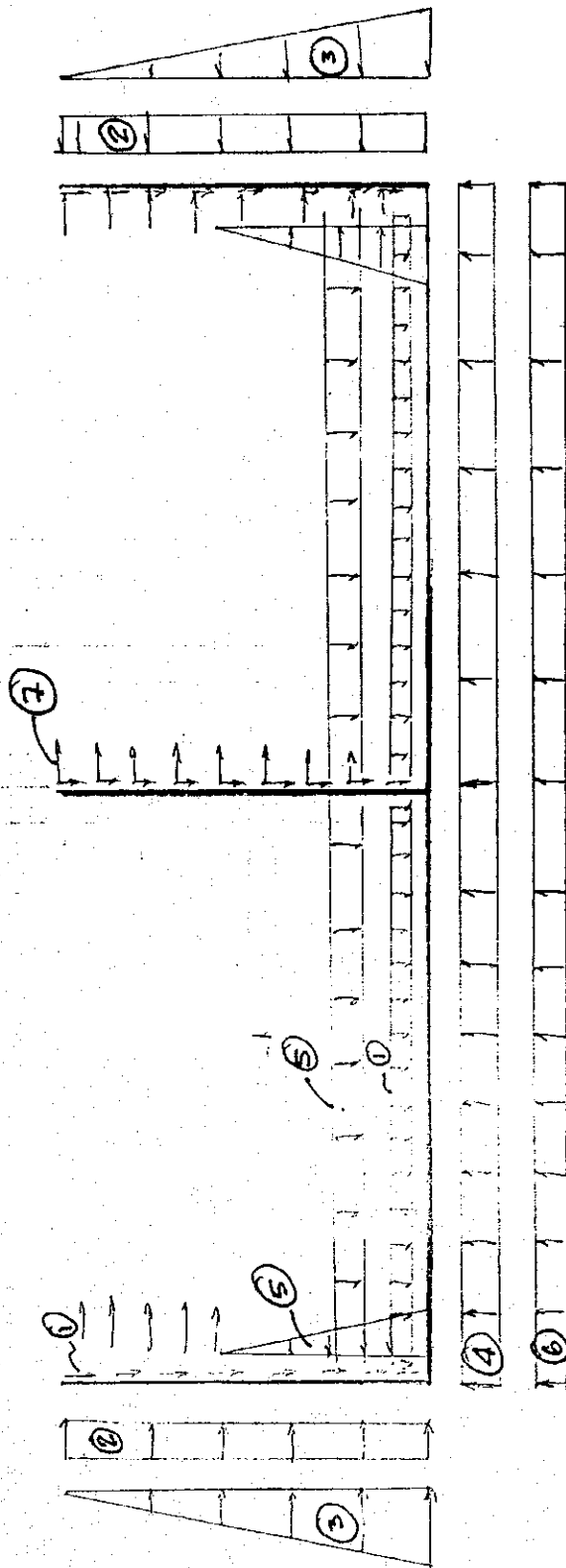
REFUERZO DEL TANQUE DE CARGA TIPO I

CARGAS PARA EL TALQUE DE CARGA TIPO II

No.	DESCRIPCION	
1	PESO PROPIO	D
2	EMPUJE DE SUELO POR CARGA VIVA	L
3	EMPUJE DE SUELO	H
4	REACCION DE LA FUNDACION (1)	R1
5	PRESION HIDROSTATICA	F
6'	PESO DEL AGUA	F
6	REACCION DE LA FUNDACION (2)	R2
7	SISMO	E

COMBINACIONES

C1	$D + L + H + R1$
C2	$D + L + H + R1 + F + R2$
C3	$D + L + H + R1 + F + R2 + E$
C4	$1.4D + 1.7L + 1.7H + 1.4R1$
C5	$1.4D + 1.7L + 1.7H + 1.4R1 + 1.4F + 1.4R2$
C6	$0.75(1.4D + 1.7L + 1.7H + 1.4R1 + 1.4F + 1.4R2 + 1.87E)$
C7	$0.9D + 1.7H + 1.4R1 + 1.43E$

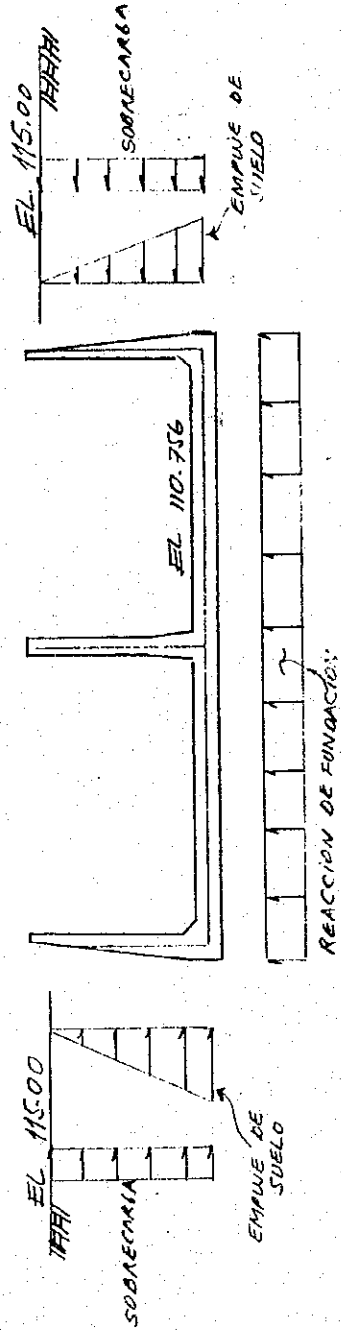


2-17

Me

TANQUE DE CARGA TIPO II

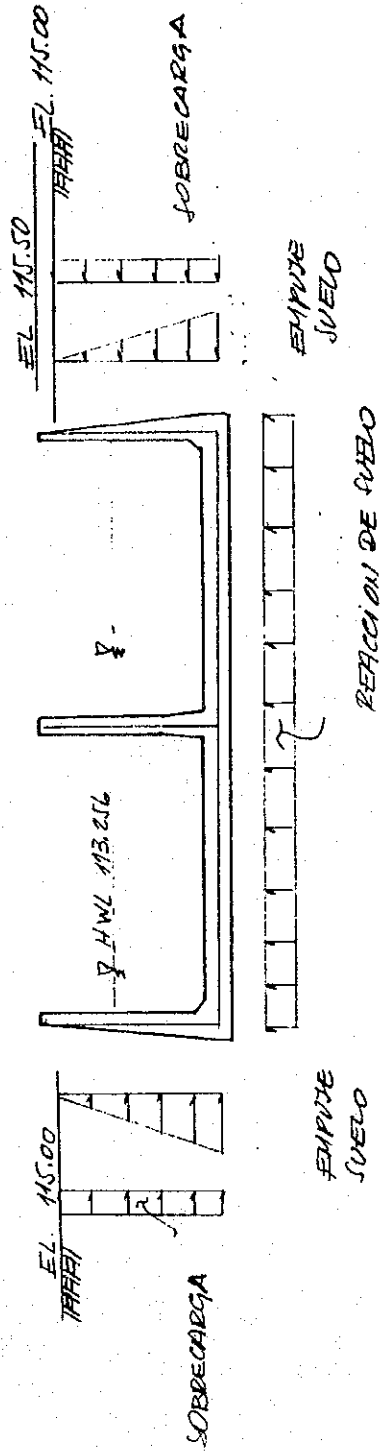
CASO 1.- VACIO SIN SISMO



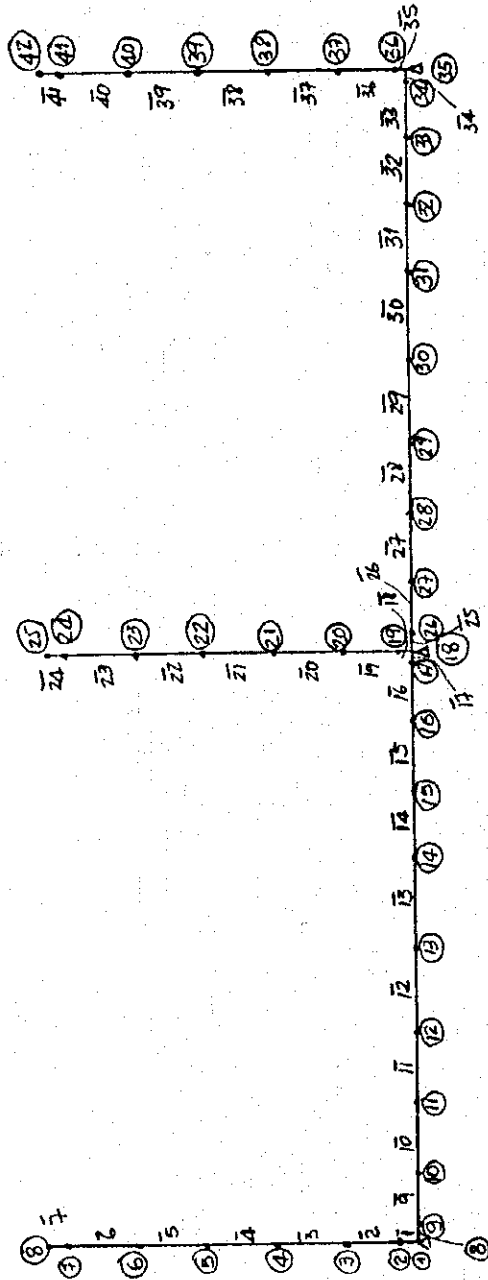
TANQUE DE CARGA TIPO II

CASO 2. HWL EN DOS LADOS SIN SISMO

CASO 3. HWL EN DOS LADOS CON SISMO



NUMERO DE NUDO Y MIEMBROS



TANQUE DE CARGA TIPO II

NUDO	X	Y	VELO q	d (m)	PESO
1	0.00	0.00	4.32	0.790	1.90
2	0.00	0.01	4.31	0.790	1.90
3	0.00	1.00	3.42	0.730	1.75
4	0.00	2.00	2.52	0.630	1.51
5	0.00	3.00	1.62	0.530	1.27
6	0.00	4.00	0.72	0.430	1.03
7	0.00	5.00		0.330	0.79
8	0.00	5.30		0.300	0.72
9	0.01	0.00			
10	1.00	0.00			
11	2.00	0.00			
12	3.00	0.00			
13	4.25	0.00			
14	5.50	0.00			
15	6.50	0.00			
16	7.50	0.00			
17	8.49	0.00			
18	8.50	0.00		0.88	2.11
19	8.50	0.01		0.88	2.11
20	8.50	1.00		0.76	1.82
21	8.50	2.00		0.56	1.34
22	8.50	3.00		0.5	1.20
23	8.50	4.00		0.5	1.20
24	8.50	5.00		0.5	1.20
25	8.50	5.30		0.5	1.20
26	8.51	0.00			
27	9.50	0.00			
28	10.50	0.00			
29	11.50	0.00			
30	12.74	0.00			
31	13.99	0.00			
32	14.99	0.00			
33	15.99	0.00			
34	16.98	0.00			
35	16.99	0.00			
36	16.99	0.01			
37	16.99	1.00			
38	16.99	2.00			
39	16.99	3.00			
40	16.99	4.00			
41	16.99	5.00			
42	16.99	5.30			

TANQUE DE CARGA TIPO II

CARGAS

CASO 1. EMPUJE SUELO + SOBRECARGA

1.1 PESO PROPIO

1.1

Element	V (m ³)	W (ton)
Bottom slab	14.22	34.13
Side Wall	5.43	13.03
Central Wall	2.81	6.74
Total		53.90 ton

1.2 REACCION DE FUNDACION

1.2

$$B = 16.99 \text{ m}$$

$$qs1 = W / B = 3.17 \text{ t/m}$$

1.3 EMPUJE SUELO

1.3

$$H = 4.8 \text{ m}$$

$$r = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$Ka = 0.5$$

$$p = r \cdot Ka \cdot H = 4.32 \text{ t/m}^2$$

1.4 SOBRECARGA

1.4

$$h = 0.61 \text{ m}$$

$$r = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$Ka = 0.5$$

$$p = r \cdot Ka \cdot h = 0.55 \text{ t/m}^2$$

CASO 2. EMPUJE SUELO + SOBRECARGA + PRESION HIDROSTATICA (ZLADOS)

2.1 ASUA

$$h = 2.9 \text{ m}$$

$$b = 8.50 \text{ m}$$

$$Ww = 49.27 \text{ ton}$$

2.2 REACCION DE LA FUNDACION

$$B = 16.99 \text{ m}$$

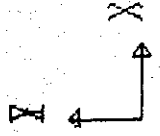
$$W + Ww = 103.18 \text{ ton}$$

$$qs2 = (W + Ww) / B = 6.07 \text{ t/m}$$

$$qs2 - qs1 = 2.90 \text{ t/m}$$

176
376

3/13/87


DATOS
FRAME
OUTPUT
LOAD
M33
1

MIN < 1 >
-.2346E+02
AT .00
MAX < 8 >
.2346E+02
AT .00

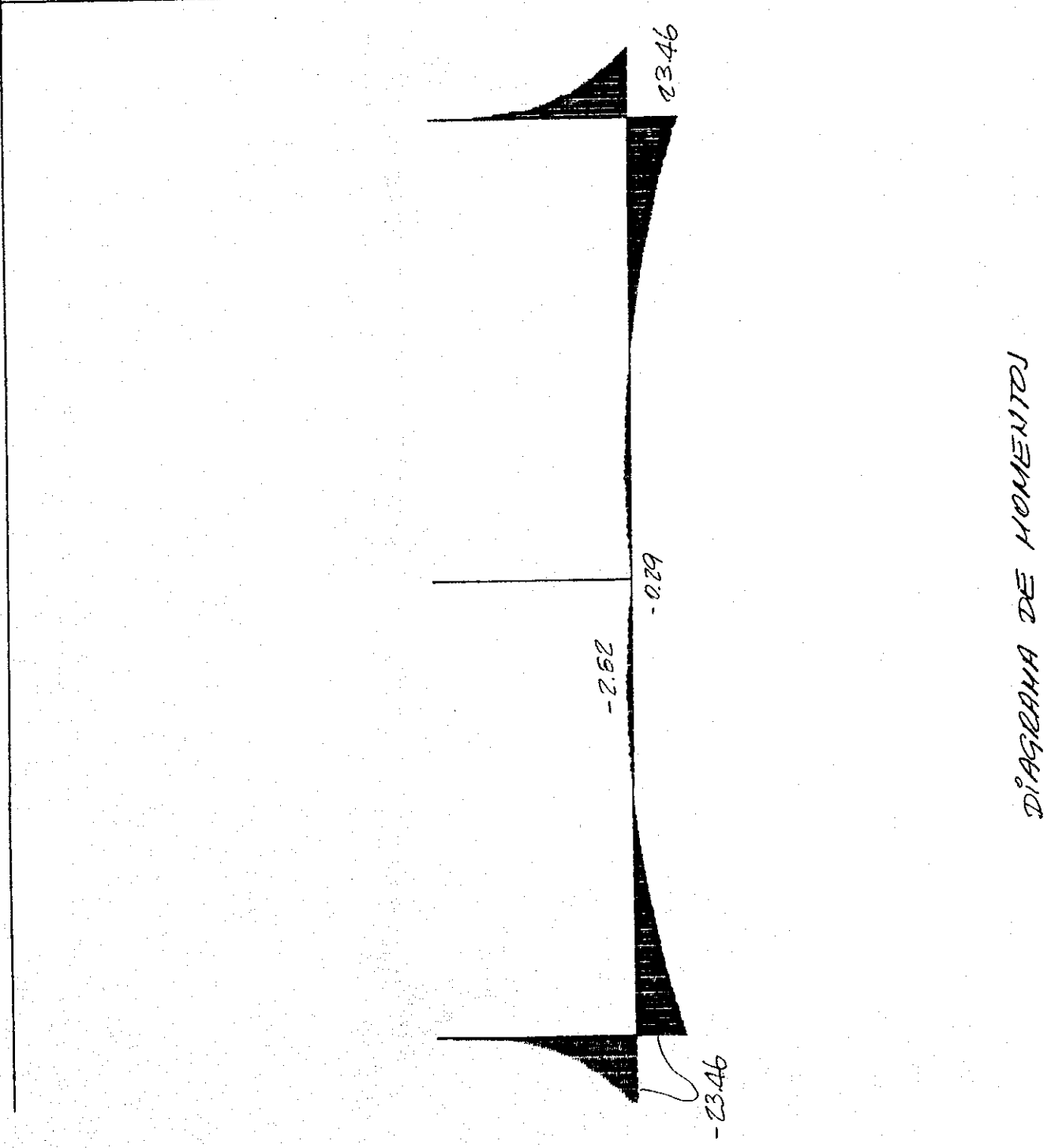
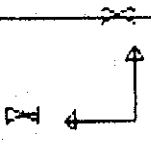


DIAGRAMA DE MOMENTOS

SAP90



DATOS
 FRAME
 OUTPUT M33
 LOAD

NIN < 1
 -.2061E+02
 AT .00
 MAX < 8
 .2061E+02
 AT .00

SAP90

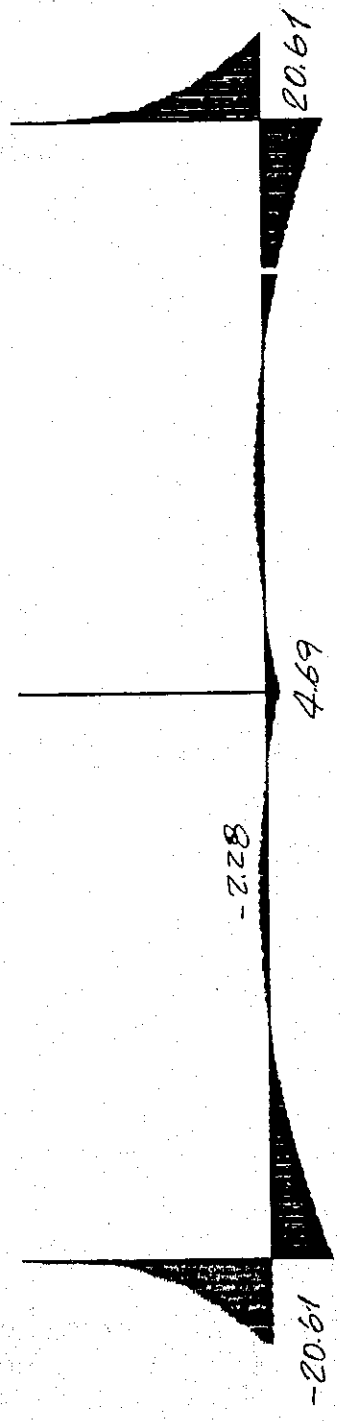
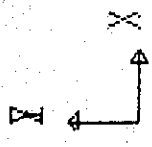


DIAGRAMA DE MOMENTOS

9-32



DATOS
 FRAME 133
 OUTPUT 3

MIN < 1>
 -2.302E+02
 AT .00
 MAX < 8>
 .2302E+02
 AT .00

SAP90

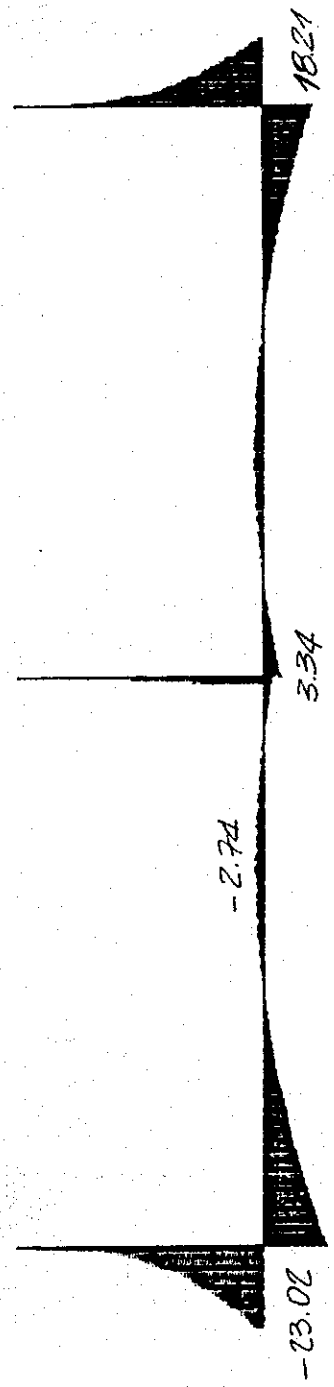
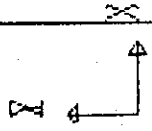


DIAGRAMA DE MOMENTOS

30 1 20



DATOS
FRASE
OUTPUT
LOAD

MIN < 1
- .3989E+02
AT .00
MAX < 3
.3989E+02
AT .00

SAP90

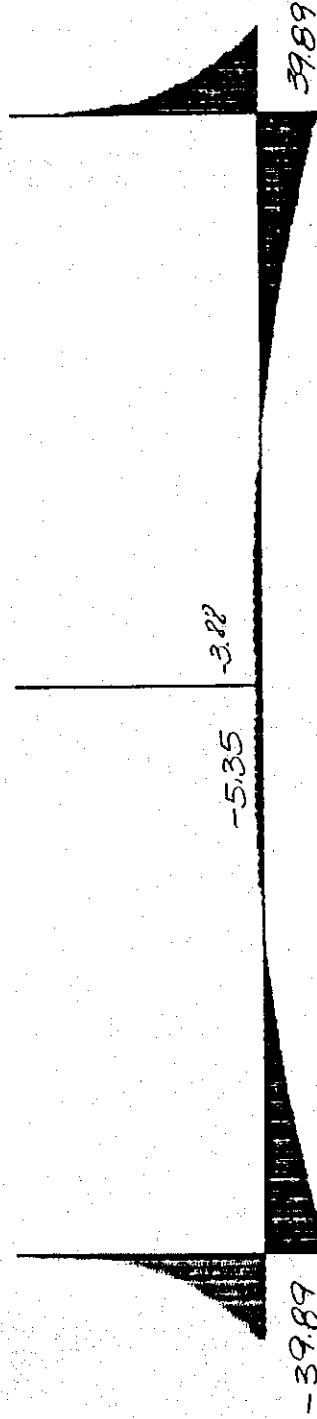


DIAGRAMA DE MOMENTOS

3-84

169



DATOS
 FRAME 13
 OUTPUT M33
 LOAD 5

MIN < 13
 - .3590E+02
 AT .00
 MAX < 83
 .3590E+02
 AT .00

SAP90

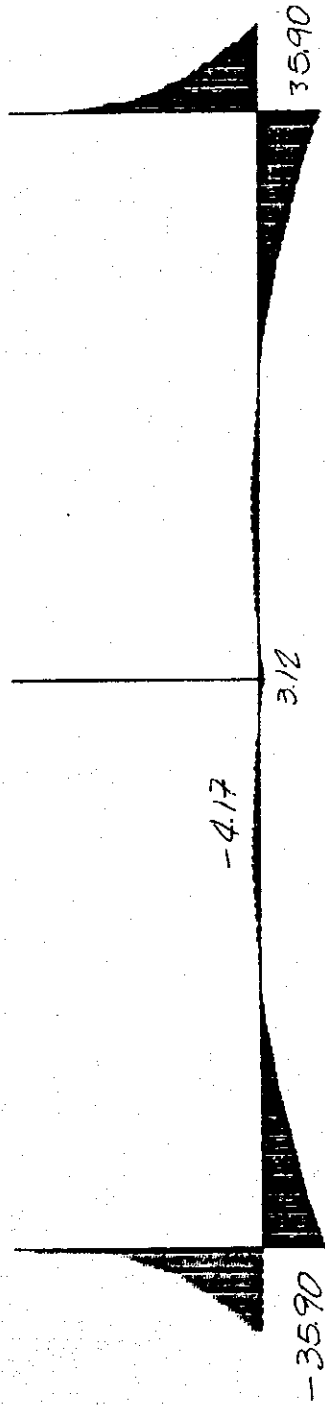
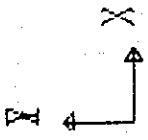


DIAGRAMA DE MOMENTOS

2-35

170



DATOS
FRAME
OUTPUT M33
LOAD 6

MIN < 1 >
- .3041E+02
AT .00
MAX < 8 >
.3041E+02
AT .00

SAP90

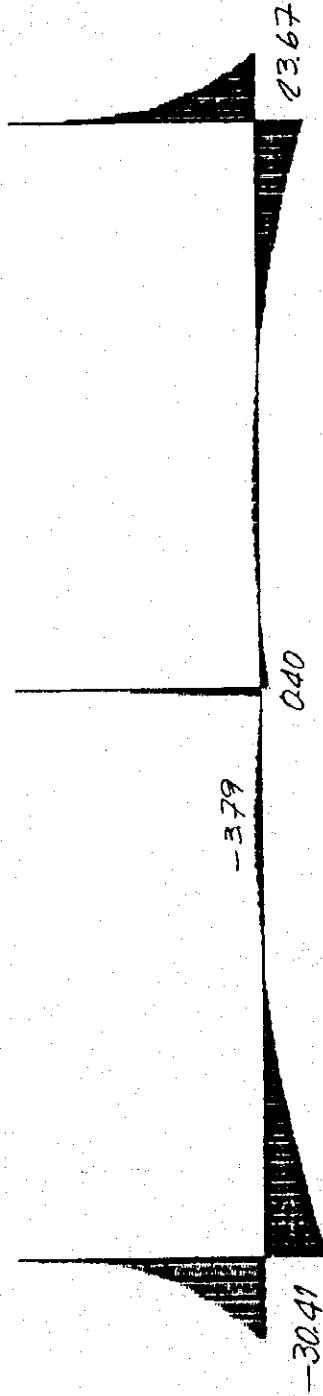
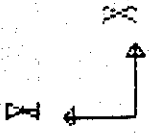


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DATOS
FRAME
OUTPUT M33
LOAD ?

MIN < 1 >
-.3164E+02
AT .00
MAX < 8 >
.3164E+02
AT .00

SAP90

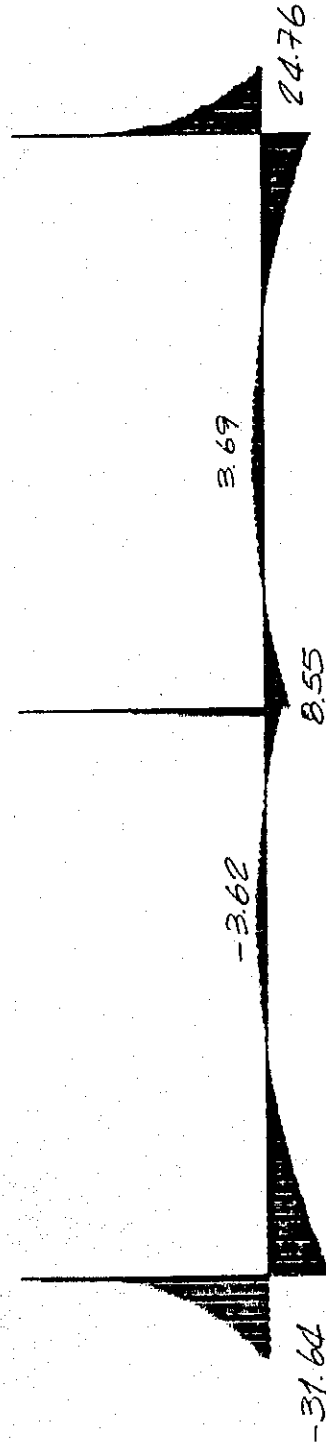
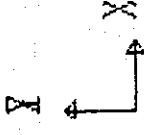


DIAGRAMA DE MOMENTOS

45-300



DATOS
 FRAME
 OUTPUT V22
 LOAD 1

MIN < 35
 - .1312E+02
 AT .00
 MAX < 1
 .1312E+02
 AT .00

SAP90

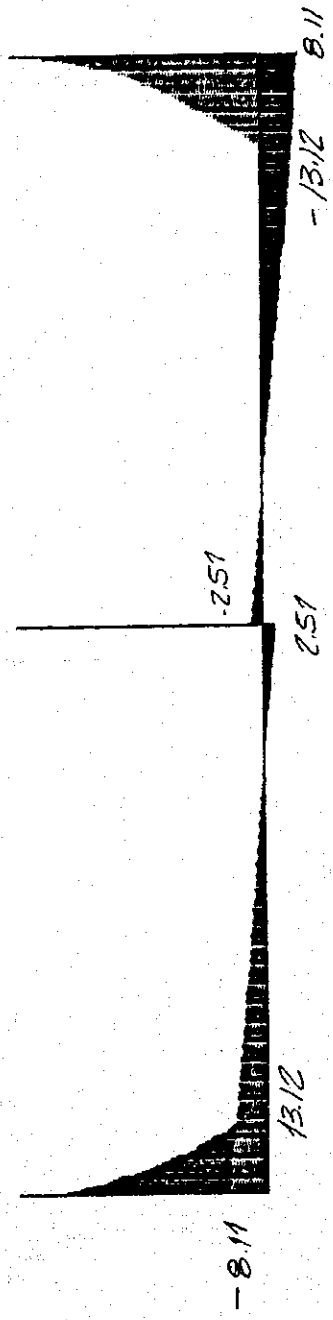
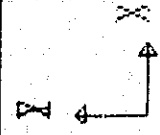


DIAGRAMA DE CORTE



DATOS
FRAME
OUTPUT V22
LOAD 2

MIN < 35
- .9891E+01
AT .00
MAX < 1
.9891E+01
AT .00

SAP90

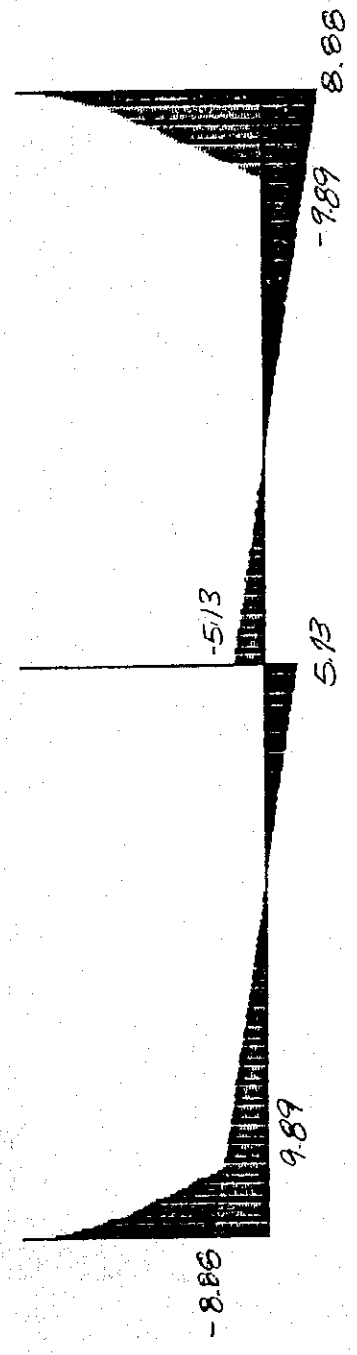


DIAGRAMA DE CORTE

3-39

174



DATOS
FRAME
OUTPUT V22
LOAD 3

NIN < 8 >
- .9324E+01
AT .00
MAX < 1 >
.1096E+02
AT .00

SAP90

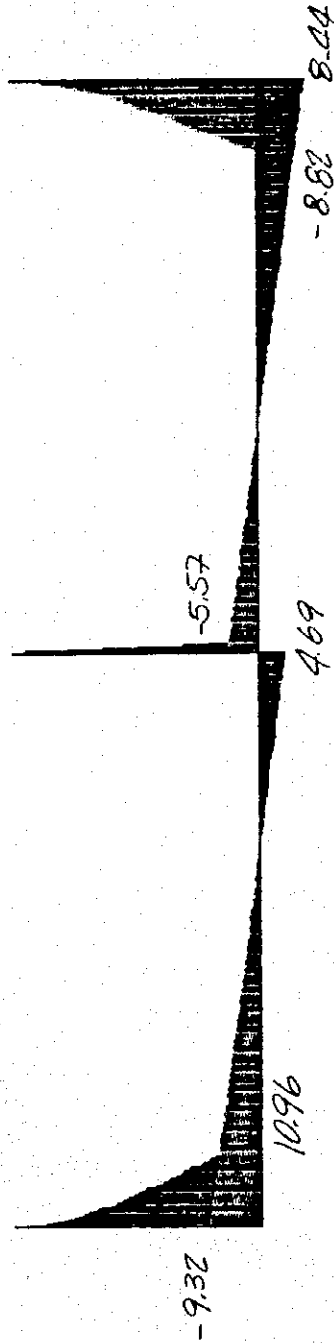


DIAGRAMA DE CORTE



DATOS
 FRAME
 OUTPUT VZ2
 LOAD 4

MIN < 35
 - .2230E+02
 AT .00
 MAX < 1
 .2230E+02
 AT .00

SAP90

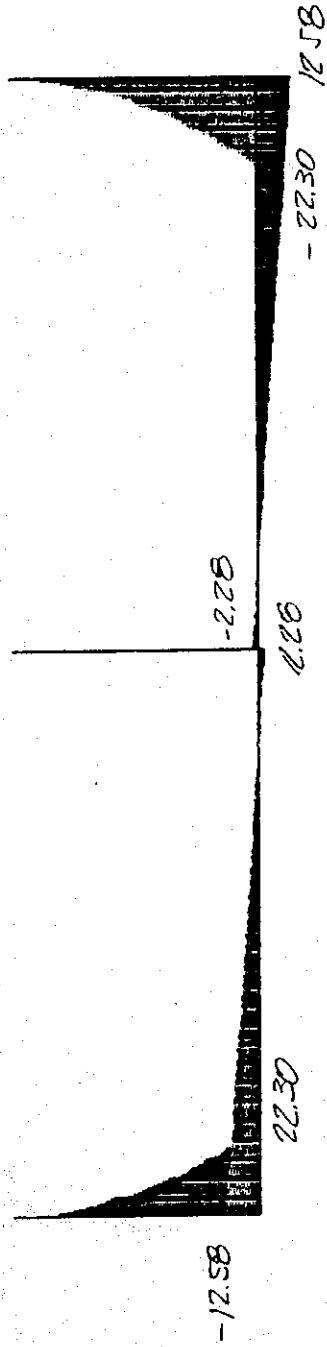
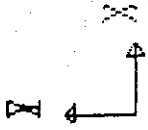


DIAGRAMA DE CORTE

3 f



DATOS
FRAME
OUTPUT V22
LOAD 5

MIN < 35
- .1778E+02
AT .00
MAX < 1
.1778E+02
AT .00

SAP90

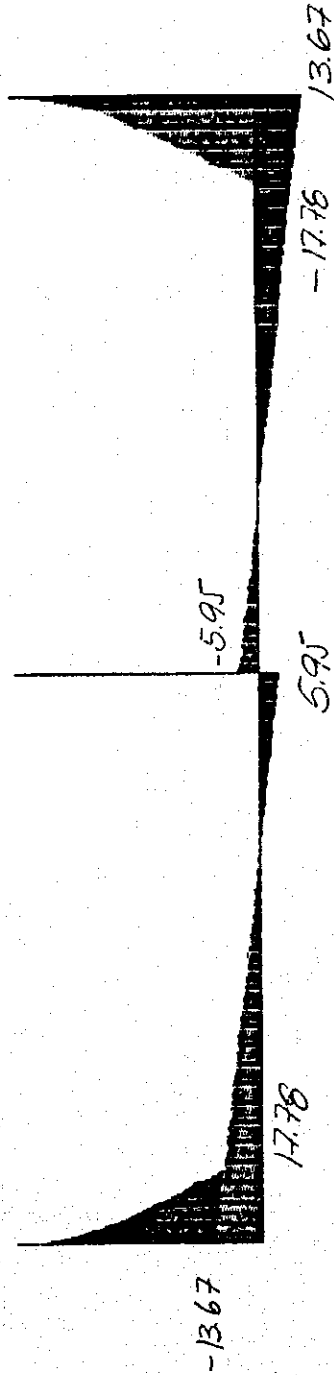
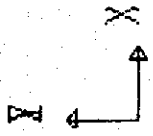


DIAGRAMA DE CORTE



DATOS
FRAME V22
OUTPUT 6
LOAD 6

MIN < 35>
- .1190E+02
AT .00
MAX < 1>
.1490E+02
AT .00

SAP90

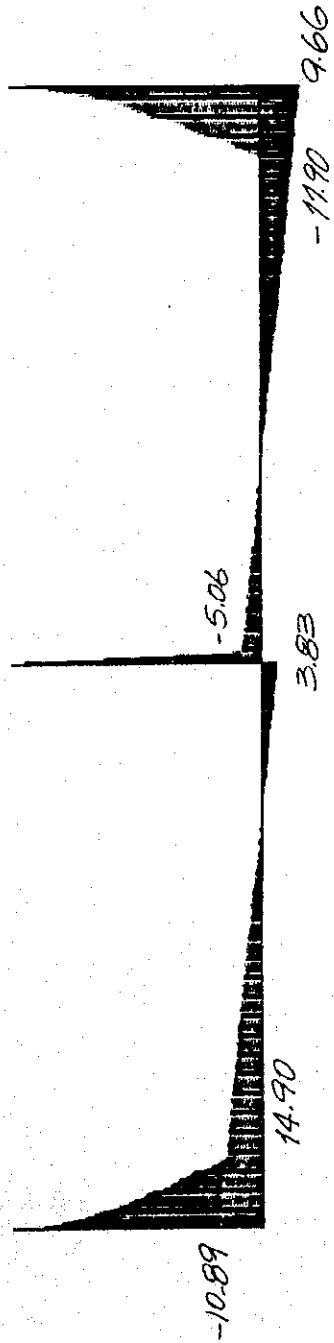
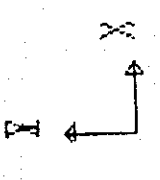


DIAGRAMA DE CORTE

3-8

	DATOS FRAME OUTPUT V22 LOAD ?	MIN < 35 - .1609E+02 AT .00 MAX < 1 .1915E+02 AT .00
---	--	---

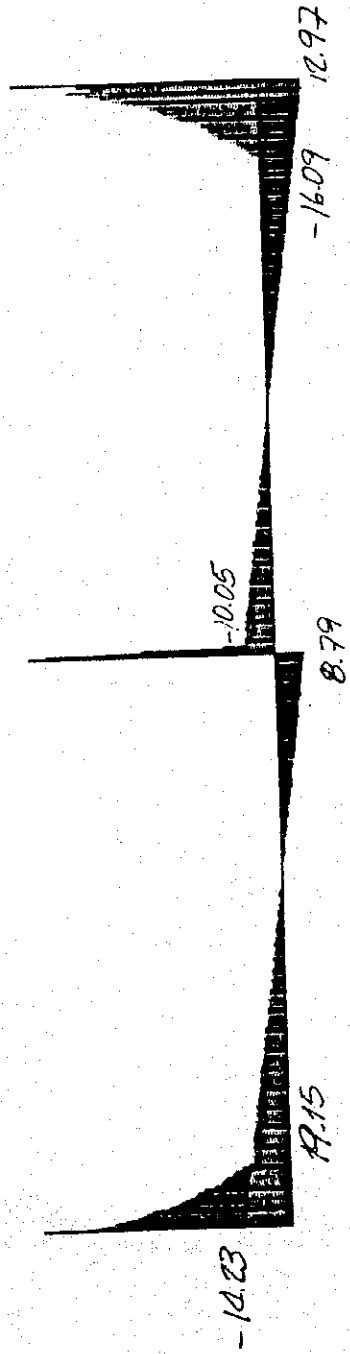


DIAGRAMA DE CORTE

TANQUE DE CARGA TIPO II

DATOS:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200$$

DISEÑO POR CORTANTE

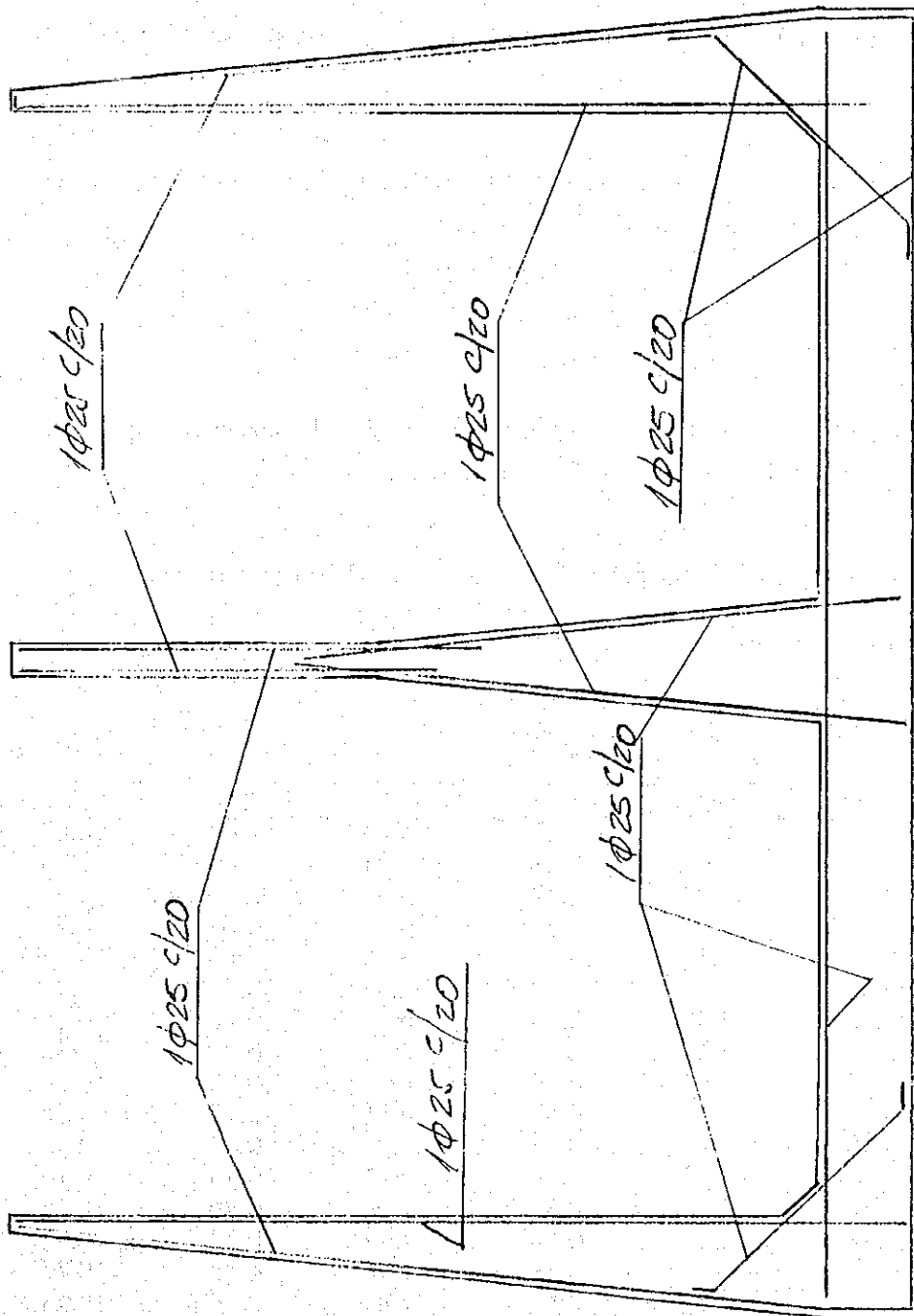
ID ELEM	Vu (ton)	bw (cm)	dn (cm)	h (cm)	d(adopt) (cm)	ϕV_c (ton)
1	22.30	100	34.16	79.0	71.50	46.68
2	22.22	100	34.03	73.0	65.50	42.76
3	14.79	100	22.65	63.0	55.50	36.23
4	8.80	100	13.48	53.0	45.50	29.70
5	4.35	100	6.66	43.0	35.50	23.18
6	1.43	100	2.18	33.0	25.50	16.65
7	0.03	100	0.05	30.0	22.50	14.69
9	14.20	100	21.75	80.0	72.50	47.33
19	1.62	100	2.48	88.0	80.50	52.55
21	0.86	100	1.32	50.0	42.50	27.75

DISEÑO POR FLEXIÓN

DATOS:

$f'_c =$ 210 Kg/cm^2
 $f_y =$ 4200 "
 $r =$ 7.5 cm
 $\rho_{\max} = 0.75\rho_b =$ 1.51 (%)
 $\rho_s =$ 0.90 (%)

ID ELEM	Mu (t-m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	p (%)	As (cm^2)	As(min) (cm^2)	As(temp) (cm^2)	As(adopt) (cm^2)	As(adopt) (varillas)
1	39.89	100	79.0	71.5	0.21	15.14	23.83	9.88	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
2	39.67	100	73.0	65.5	0.25	16.51	21.83	9.13	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
3	21.47	100	63.0	55.5	0.19	10.47	18.50	7.88	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
4	9.81	100	53.0	45.5	0.13	5.79	15.17	6.63	15.71	1 # 20 @ 20 cm.
5	3.36	100	43.0	35.5	0.07	2.52	11.83	5.38	15.71	1 # 20 @ 20 cm.
9	39.76	100	80.0	72.5	0.21	14.87	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
10	28.18	100	80.0	72.5	0.14	10.46	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
11	18.22	100	80.0	72.5	0.09	6.72	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
12	10.02	100	80.0	72.5	0.05	3.68	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
13	5.72	100	80.0	72.5	0.03	2.09	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
14	5.64	100	80.0	72.5	0.03	2.06	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
15	5.35	100	80.0	72.5	0.03	1.96	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
16	8.46	100	80.0	72.5	0.04	3.10	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
18	3.76	100	88.0	80.5	0.02	1.24	26.83	11.00	30.79	1 # 28 @ 20 cm.
19	3.83	100	88.0	80.5	0.02	1.26	26.83	11.00	30.79	1 # 28 @ 20 cm.
20	2.43	100	75.0	68.5	0.01	0.94	22.83	9.50	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
25	12.39	100	80.0	72.5	0.06	4.55	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
28	5.58	100	80.0	72.5	0.03	2.04	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
29	6.26	100	80.0	72.5	0.03	2.29	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
30	10.02	100	80.0	72.5	0.05	3.68	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
31	13.18	100	80.0	72.5	0.07	4.85	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
32	28.18	100	80.0	72.5	0.14	10.46	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
33	39.76	100	80.0	72.5	0.21	14.87	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
34	39.89	100	80.0	72.5	0.21	14.92	24.17	10.00	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
36	39.67	100	73.0	65.5	0.25	16.51	21.83	9.13	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
37	21.47	100	63.0	55.5	0.19	10.47	18.50	7.88	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
38	9.81	100	53.0	45.5	0.13	5.79	15.17	6.63	24.54	1 # 25 @ 20 cm.
39	3.36	100	43.0	35.5	0.07	2.52	11.83	5.38	24.54	1 # 25 @ 20 cm.



REFUERZO DEL TANQUE DE CARGA TIPO II

4. Canal Abierto

4. Canal Abierto

Contenido

4.1 Cálculos de Diseño Hidráulico

1. Sección de canal abierto
2. Pérdida de carga en la transición abierta
3. Pérdida de carga del sifón
4. Descarga de los cruces de esteros/ríos
5. Vertedero lateral en el Sifón N° 1
6. Canal lateral

4.2 Cálculos de Diseño Estructural

1. General
2. Canal abierto
3. Alcantarilla
4. Transición abierto
5. Sifón
6. Puente de peatones

4. CANAL ABIERTO

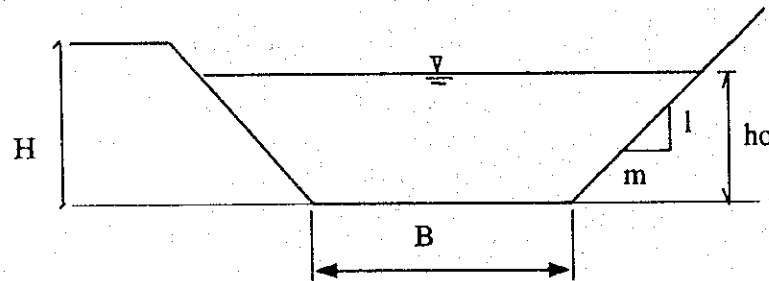
4.1 Cálculos de Diseño Hidráulico

1. Sección de canal abierto

Para el dimensionamiento de la sección del canal abierto se adopta la fórmula de Manning como sigue:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S_0}} = AR^{2/3}$$

- Donde, Q : Caudal = 16 m³/s
n : Coeficiente de rugosidad = 0,015
S₀ : Pendiente longitudinal = 1/3.000
A : Área de la sección (como se muestra abajo)
R : Radio hidráulico



- B : Ancho de la solera = 1,6 m
m : Talud = 1,2 : 1
ho : Tirante de agua

$$A = (B + mho) ho$$

$$R = \frac{(B + mho) ho}{B + 2\sqrt{Hm^2} ho}$$

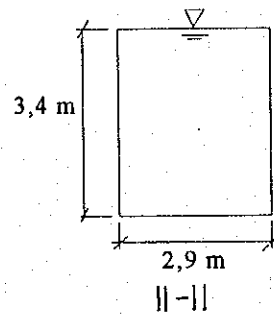
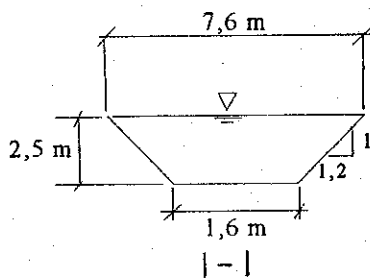
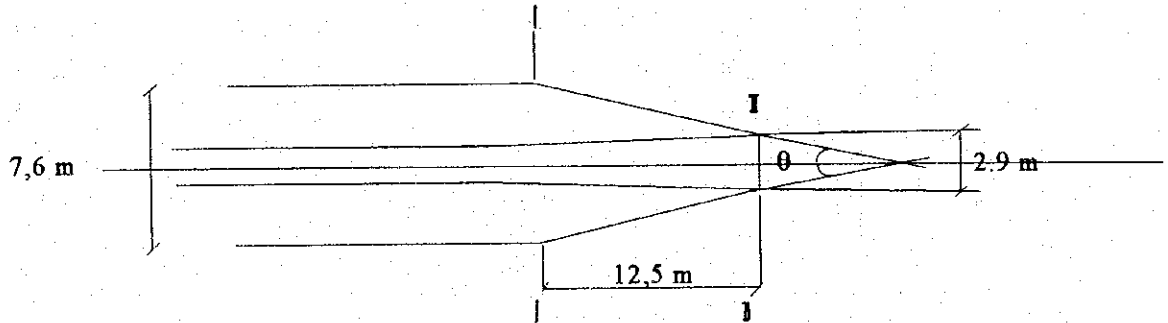
Velocidad (v) y caudal (Q) por cada tirante de agua se muestran en la tabla siguiente

h_o (m)	$h_o/H(\%)$	v (m/s)	Q (m^3/s)
0,28	10	0,442	0,240
0,56	20	0,638	0,812
0,84	30	0,786	1,721
1,12	40	0,910	3,001
1,40	50	1,021	4,690
1,68	60	1,124	6,826
1,96	70	1,220	9,446
2,24	80	1,310	12,587
2,50	89,29	1,391	16,000
2,52	90	1,397	16,283
2,80	100	1,481	20,568

2. Pérdida de carga en la transición abierta

1) Entrada de la transición abierta

El cálculo de pérdida de carga en la entrada de la transición abierta se hace para el caso de contracción gradual.



$$A_1 = 11,5 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 1,391 \text{ m/s}$$

$$A_2 = 9,86 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 1,623 \text{ m/s}$$

$$\tan \frac{\theta}{2} = \frac{7,6 - 2,9}{2 \times 12,5} = 0,188$$

$$\therefore \theta = 21,294^\circ$$

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{11,5}{9,86} = 0,857$$

$$f_c = 0,0025$$

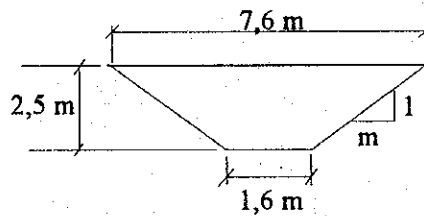
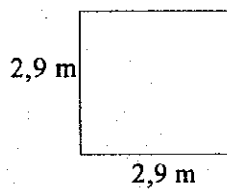
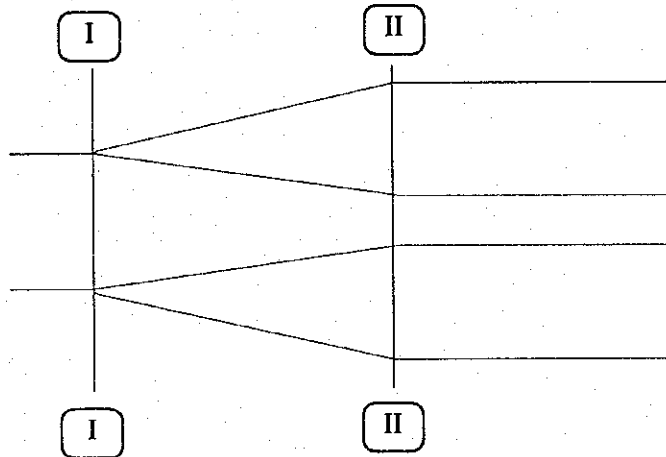
$$\Delta h_c = f_c \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$= 0,0025 \times \frac{1,623^2}{2 \times 9,8} + \left[\frac{1,623^2}{2 \times 9,8} - \frac{1,391^2}{2 \times 9,8} \right]$$

$$= 0,036 \text{ m}$$

2) Salida de la transición abierta

El cálculo de pérdida de carga en la salida de la transición abierta se hace para el caso de ensanchamiento gradual.



$$A_1 = 8,41 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 1,902 \text{ m/s}$$

$$A_2 = 11,5 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 1,391 \text{ m/s}$$

$$h_{ge} = f_{gc} \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = f_{ge} \left\{ 1 - \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2 \frac{V_1^2}{2g}$$

$$= f_{ge} f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$$

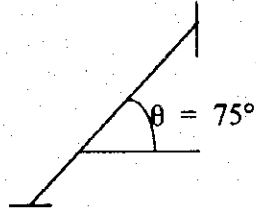
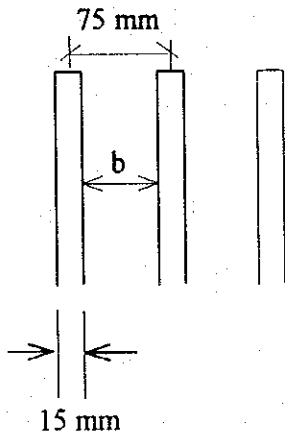
$$\theta = 21,294^\circ \longrightarrow f_{ge} = 0,4$$

$$\sqrt{\frac{A_1}{A_2}} = \sqrt{\frac{8,41}{11,5}} = 0,855$$

$$\therefore f_{se} = 0,081$$

$$h_{ge} = 0,0805 \times 0,4 \times \frac{1,902^2}{2 \times 9,8} = 0,006 \text{ m}$$

Rejilla



$$b = 75 - 15 = 60 \text{ (mm)}$$

$$\frac{t}{b} = \frac{15}{60} = 0,25$$

$$\beta = 2,42, \quad \theta = 75^\circ, \quad V = 1,623 \text{ m/s}$$

$$f_r = \beta \operatorname{seno} \theta \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3}$$

$$= 2,42 \times \operatorname{seno} 75^\circ \times (0,25)^{4/3}$$

$$= 0,368$$

$$\Delta h_r = f_r \frac{V^2}{2g} = 0,368 \times \frac{1,623^2}{2 \times 9,8}$$

$$= 0,049 \text{ m}$$

3. Pérdida de carga del sifón

1) Sifón N°. 1

- Condición básica

Sección: 2,9 m x 2,9 m (Tipo rectangular)

Radio hidráulico: $R = 0,967$ m

Longitud: $L = 49,105$ m Velocidad: 1,902 m/s

Radio de curvatura: $\rho = 15,0$ m

- Coeficiente de pérdida en la entrada: f_e

$$A_1 = 11,5 \text{ m}^2$$

$$a = 8,41 \text{ m}^2$$

Contracción brusca

$$\sqrt{\frac{a}{A_1}} = \sqrt{\frac{8,41}{11,5}} = 0,855$$

$$f_e = 0,12. \quad (\text{Igual para todos los sifones})$$

- Coeficiente de pérdida en curva: Σf_b

$$\rho = 15 \text{ m}$$

$$\frac{\rho}{D} = \frac{15}{2,9} = 5,172 \quad \therefore f_{b1} = 0,08 \quad (\text{Igual para todos los sifones})$$

$$\theta_1 = 25,565^\circ \quad \therefore f_{b21} = 0,45$$

$$\theta_2 = 25,565^\circ \quad f_{b22} = 0,45$$

$$\Sigma f_b = 0,08 \times 0,45 \times 2$$

$$= 0,072$$

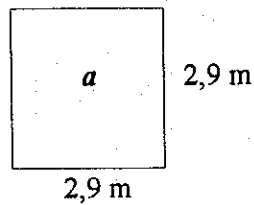
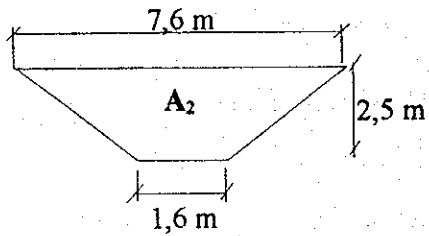
- Coeficiente de pérdida por fricción: $f' \frac{L}{R}$

$$\begin{aligned} f' \frac{L}{R} &= \frac{2 \times g n^2}{R^{1/3}} \cdot \frac{L}{R} \\ &= \frac{2 \times 9,8 \times 0,015^2}{0,967^{1/3}} \times \frac{49,105}{0,967} \\ &= 0,226 \end{aligned}$$

- Coeficiente de pérdida por salida

$$A_2 = 11,5 \text{ m}^2$$

$$a = 8,41 \text{ m}^2$$



$$\sqrt{\frac{a}{A_2}} = 0,855$$

Ensamblamiento repentino

$$\therefore f_0 = 0,081 \text{ (Igual para todos los sifones)}$$

- Total de pérdida de carga : Δh_s

$$\Sigma f = f_e + \Sigma f_b + f' \frac{L}{R} + f_0$$

$$= 0,12 + 0,072 + 0,226 + 0,081$$

$$= 0,499$$

$$\therefore \Delta h_s = \Sigma f \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$= 0,499 \times \frac{1,902^2}{2 \times 9,8}$$

$$= 0,092 \text{ m}$$

2) Sifón N°. 2

- Condición básica (r: Tipo rectangular, c: tipo circular)

Sección: 2,9 m x 2,9 m (tipo rectangular)

: 3,2 m de diámetro (tipo circular)

Radio hidráulico: R = 0,967 m (tipo rectangular)

Velocidad: Vr = 1,902 m/s (tipo rectangular)

: Vc = 1,989 m/s (tipo circular)

Longitud: Lr = 141,028 m (tipo rectangular)

: Lc = 74,663 m (tipo circular)

Radio de curvatura: ρ = 15,0 m

- Coeficiente de pérdida en la entrada: fe

$$f_e = 0,12$$

- Coeficiente de pérdida en curva: Σfbr, Σfbc

f_{b1}

$$\theta_1 = 14,532^\circ \quad \therefore f_{b21} = 0,28$$

$$\theta_2 = 29,899^\circ \quad f_{b22} = 0,50$$

$$\theta_3 = 29,745^\circ \quad \therefore f_{b23} = 0,50$$

$$\theta_4 = 14,507^\circ \quad f_{b24} = 0,28$$

$$\Sigma f_{br} = 0,08 \times 0,28 = 0,022 \text{ (tipo rectangular)}$$

$$\Sigma f_{bc} = 0,08 \times (0,50 + 0,50 + 0,28) = 0,102 \text{ (parte circular)}$$

- Coeficiente de pérdida por fricción: f' $\frac{L_r}{R}$, f $\frac{L_c}{D}$

$$f' \frac{L_r}{R} = \frac{2 \times g n^2}{R^{1/3}} \cdot \frac{L_r}{R} = \frac{2 \times 9,8 \times 0,015^2}{0,967^{1/3}} \cdot \frac{141,028}{0,967}$$

$$= 0,650$$

$$f \frac{L_c}{D} = \frac{124,5 \text{ n}^2 L_c}{D^{4/3}} = \frac{124,5 \times 0,015^2 \times 74,663}{3,2^{4/3}}$$

$$= 0,444$$

- Coeficiente de pérdida en la salida: fo = 0,081

- Total de pérdida de carga: Δhs

$$\Sigma f_r = f_e + \Sigma f_{br} + f' \frac{L_r}{R} + f_o = 0,12 + 0,022 + 0,650 + 0,081$$

$$= 0,873$$

$$\Sigma f_c = \Sigma f_{bc} + f \frac{L_c}{D} = 0,102 + 0,444$$

$$= 0,546$$

$$\therefore \Delta h_{sr} = \Sigma f_r \frac{V_r^2}{2g} = 0,873 \times \frac{1,902^2}{2 \times 9,8}$$

$$= 0,161$$

$$\therefore \Delta h_{sc} = \Sigma f_c \frac{V_c^2}{2g} = 0,546 \times \frac{1,989^2}{2 \times 9,8}$$

$$= 0,110$$

$$\therefore \Delta h_s = \Delta h_{sr} + \Delta h_{sc} = 0,161 + 0,110$$

$$= 0,271 \text{ m}$$

3) Sifón N° 3

- Condición básica (r: Tipo rectangular, c: tipo circular)

Sección: 2,9 m x 2,9 m (Tipo rectangular)

: 3,2 m de diámetro (tipo circular)

Radio hidráulico: $R = 0,967$ m (tipo rectangular)

Velocidad: $V_r = 1,902$ m/s (tipo rectangular)

: $V_c = 1,989$ m/s (tipo circular)

Longitud: $L_r = 129,874$ m (tipo rectangular)

: $L_c = 187,960$ m (tipo circular)

Radio de curvatura: $\rho = 15,0$ m

- Coeficiente de pérdida en la entrada: f_e

$$f_e = 0,12$$

- Coeficiente de pérdida en curva: Σf_{br} , Σf_{bc}

$$f_{b1} = 0,08$$

$$\theta_1 = 13,859^\circ$$

$$f_{b21} = 0,27$$

$$\theta_2 = 24,969^\circ$$

$$f_{b22} = 0,45$$

$$\theta_3 = 29,953^\circ$$

$$f_{b23} = 0,50$$

$$\theta_4 = 16,659^\circ$$

$$f_{b24} = 0,30$$

$$\Sigma f_{br} = 0$$

$$\Sigma f_{bc} = 0,08 \times (0,27 + 0,45 + 0,50 + 0,30) \\ = 0,122$$

- Coeficiente de pérdida por fricción: $f' \frac{L_r}{R}$, $f \frac{L_c}{D}$

$$f' \frac{L_r}{R} = \frac{2 \times 9,8 \times 0,015^2}{0,967^{1/3}} \cdot \frac{129,874}{0,967} \\ = 0,599$$

$$f \frac{L_c}{D} = \frac{124,5 \times 0,015^2 \times 187,960}{3,2^{4/3}} \\ = 1,117$$

- Coeficiente de pérdida por fricción : f_o

$$f_o = 0,081$$

- Total de pérdida de carga : Δh_s

$$\begin{aligned}\Sigma f_r &= f_e + f' \frac{L_r}{R} + f_o = 0,12 + 0,599 + 0,081 \\ &= 0,800\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma f_c &= \Sigma f_{bc} + f \frac{L_c}{D} = 0,122 + 1,117 \\ &= 1,239\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore \Delta h_{sr} &= 0,800 \times \frac{1,902^2}{2 \times 9,8} \\ &= 0,148\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore \Delta h_{sc} &= 1,239 \times \frac{1,989^2}{2 \times 9,8} \\ &= 0,250\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore \Delta h_s &= 0,148 + 0,250 \\ &= 0,348 \text{ m}\end{aligned}$$

4) Sifón N°. 4

- Condición básica

Sección básica: 2,9 m x 2,9 m

Radio hidráulico: $R = 0,967$ m

Velocidad: 1,902 m/s

Longitud: $L = 50,6$ m

Radio de curvatura: $\rho = 15,0$ m

- Coeficiente de pérdida en la entrada: f_e

$$f_e = 0,12.$$

- Coeficiente de pérdida en curva: Σf_b

$$f_{b1} = 0,08$$

$$\theta_1 = 12,881^\circ \quad \therefore f_{b21} = 0,26$$

$$\theta_2 = 15,201^\circ \quad f_{b22} = 0,29$$

$$\Sigma f_b = 0,08 \times (0,26 + 0,29) \\ = 0,044$$

- Coeficiente de pérdida por fricción: $f' \frac{L}{R}$

$$\therefore f' \frac{L}{R} = \frac{2 \times 9,8 \times 0,015^2}{0,967^{1/3}} \times \frac{50,6}{0,967} \\ = 0,233$$

- Coeficiente de pérdida en la salida: f_o

$$f_o = 0,081$$

- Total de pérdida de carga : Δh_s

$$\Sigma f = 0,12 + 0,044 + 0,233 + 0,081 = 0,478$$

$$\therefore \Delta h_s = 0,478 \times \frac{1,902^2}{2 \times 9,8} = 0,088 \text{ m}$$

5) Sifón N° 5

- Condición básica

Sección básica: 2,9 m x 2,9 m
Radio hidráulico: $R = 0,967\text{m}$
Velocidad: 1,902 m/s
Longitud: $L = 153,089\text{ m}$
Radio de curvatura: $\rho = 15,0\text{ m}$

- Coeficiente de pérdida en la entrada: f_e

$$f_e = 0,12.$$

- Coeficiente de pérdida en curva: Σf_b

$$f_{b1} = 0,08$$

$$\theta_1 = 18,736^\circ \quad \therefore f_{b21} = 0,34$$

$$\theta_2 = 12,868^\circ \quad f_{b22} = 0,25$$

$$\Sigma f_b = 0,08 \times (0,34 + 0,25) \\ = 0,047$$

- Coeficiente de pérdida por fricción: $f' \frac{L}{R}$

$$f' \frac{L}{R} = \frac{2 \times 9,8 \times 0,015^2}{0,967^{1/3}} \times \frac{153,809}{0,967} \\ = 0,706$$

- Coeficiente de pérdida en la salida: f_o

$$f_o = 0,081$$

- Total de pérdida de carga : Δh_s

$$\Sigma f = 0,12 + 0,047 + 0,706 + 0,081 = 0,954$$

$$\therefore \Delta h_s = 0,954 \times \frac{1,902^2}{2 \times 9,8} = 0,176\text{ m}$$

4. Descarga de los cruces de esteros/ríos

Se han calculado los caudales de los cruces de esteros a lo largo del canal abierto Severino en base de los criterios de diseño. Hay treinta y tres partes, las cuales incluyen treinta y ocho esteros para las alcantarillas de drenaje y tres ríos para sifones.

Los resultados del cálculo se muestra en la siguiente tabla

CAUDAL DE LOS ESTEROS/RIOS EN LOS PUNTOS DE CRUCE

No.	AREA (Km ²)	Máxima Cota (m)	Mínima Cota (m)	Diferencia de Altura (m)	Longitud del Estero (m)	Tiempo de Concentración (minutos)	Qmax Tr = 25 (m ³ /s)	Alcantarilla de Drenaje y Sifón No.
1	0,049	184	105	79	250	2,13	1,33	Sifón No. 1
2	0,435	355	90	265	875	5,69	11,79	Sifón No. 2
3	0,020	145	103	42	230	2,47	0,55	CD-1
4	0,013	145	103	42	250	2,72	0,36	CD-2
5	0,126	200	102	98	600	5,40	3,42	CD-3
6	0,046	175	105	70	350	3,30	1,25	CD-4
7	0,014	145	112	33	170	1,91	0,38	CD-5
8	0,064	300	112	188	750	5,43	1,73	CD-5
9	0,017	160	107	53	300	3,07	0,47	CD-7
10	0,053	250	102	148	550	4,16	1,42	CD-8
11	0,011	150	103	47	210	2,13	0,30	CD-9
12	0,161	300	110	190	610	4,26	4,36	CD-10
13	0,023	155	113	42	250	2,72	0,63	CD-11
14	0,060	170	112	58	460	4,86	1,63	CD-12
15	0,018	140	113	27	200	2,49	0,49	CD-13
16	0,017	175	115	60	230	2,15	0,47	CD-14
17	6,934	416	70	346	3125	Modelo HYMO	78,40	Sifón No. 3
18	0,009	155	105	50	220	2,19	0,25	CD-15
19	0,028	140	112	28	200	2,46	0,75	CD-16
20	0,037	156	110	46	200	2,03	1,00	CD-17
21	0,010	133	108	25	140	1,70	0,28	CD-18
22	0,150	165	110	55	500	5,46	4,06	CD-19
23	0,072	200	112	88	600	5,63	1,94	CD-20
24	0,024	150	110	40	250	2,77	0,65	CD-21
25	0,090	250	110	140	500	3,81	2,45	CD-22
26	0,010	144	108	36	150	1,60	0,26	CD-23
27	0,220	290	105	185	600	4,23	5,96	Sifón No. 4
28	0,015	150	107	43	150	1,49	0,41	CD-24
29	0,236	390	104	286	825	5,16	6,41	CD-25
30	0,094	285	112	173	450	3,11	2,54	CD-26
31	1,071	447	93	354	1750	11,33	29,05	Sifón No. 5
32	0,018	155	105	50	220	2,19	0,49	CD-27
33	0,056	220	105	115	300	2,28	1,51	CD-28

Vertedero Lateral

5. Vertedero Lateral en el Sifón Invertido N°. 1

Sección de Rebose

Condición

Caudal en el canal aguas arriba del vertedero	Q1 =		20,8 m³/s
Caudal en el canal aguas abajo del vertedero	Q2 =		16,0 m³/s
Caudal a derivar por el vertedero	Qd =	Q1-Q2	4,8 m³/s
Peso del vertedero	Hd =		2,5 m
Coefficiente de rebose (para vertederos de cresta ancha)	K =		1,7
Tirante del agua en el canal para Q=20,8 m³/s	h1 =		2,814 m
Tirante del agua en el canal para Q=16,0 m³/s	h2 =		2,5 m
Tirante de rebose en extremo final del vertedero	H2 =	h1-h2=	0,314 m

Cálculos

Entrada	H1=	0,275 m	
	H2=	0,314 m	
	Q1=	20,8 m³/s	
	Q2=	16,0 m³/s	
	V2=	Q2/A2=	1,142 m/s
		A2	14,0047152
	V1=	Q1/A1=	1,520 m/s
			13,68075
			17,667 m
			18,000 m

$$Qd = Kl(h1+h2)/2^{1,5}$$

$$L =$$

CHEQUEO

- Pérdida por fricción en la porción lateral del vertedero

$$Hf = (I1 + I2)/2 \times L$$

I1 =	$(nV1)^2/R1^{(4/3)} =$	0,000354815
I2 =	$(nV2)^2/R2^{(4/3)} =$	0,000197271
	n =	0,015
	R1 =	1,332188877
	R2 =	1,347745423

$$Hf = 0,0050$$

- Pérdida de rebose

$$Hb = fb (v1^2/2g)$$

$$fb = 0,5807 Qr - (0,0788Qr + 0,0003)^{0,5} + 0,0171$$

$$Qr = Qd/Q1 = 0,230769231$$

$$fb = 0,015149554$$

$$Hb = 0,0018$$

$$E1 = H1 + Hd + V1^2/2g$$

$$= 2,893$$

$$E1 = E2 + Hd + z + Hf + Hb$$

$$= \text{Igual}$$

$$= H2 + V2^2/2g + L/3000 + Hf + Hb$$

$$= 2,893$$

Correcto!

Vertedero Lateral

6. Canal Lateral

Condición

Caudal de rebose	Q =	4,8 m ³ /s	
Tirante del agua en el extremo aguas abajo	d	d/B =	0,5
Ancho del canal en extremo final aguas abajo	B		
Gradiente del canal con porción de pendiente rápida	i1 =	1/13,0	
Gradiente del canal con porción de pendiente moderada	i2		
Inclinación de la pendiente en lado de rebose	1:m	m=0	

$$d^3 \cdot B^2 \cdot (1 + m \cdot d/B)^3 / (1 + m \cdot d/B) = Q^2 / g \cdot Fr^2$$

$$d = 0,480112 \times (Q/Fr)^{0,4}$$

$$Fr = 0,44 \quad \sim \quad 0,5$$

$$d = 1,25 \quad \sim \quad 1,19$$

$$= 1,2 \text{ m}$$

$$B = 2,4 \text{ m}$$

$$Fr = 0,486$$

Longitud del canal con porción de pendiente moderada	l = > 4d		
	=	4,8	
	=	5,0 m	

$$i2 = g \cdot n^2 \cdot Fr^2 \cdot (1 + 2d/B)^{4/3} / d^{1/3}$$

$$= 1/809,70$$

$$= 1/810$$

4.2 Cálculos de Diseño Estructural

GENERAL

Los elementos estructurales se diseñaron para obtener la resistencia de diseño en todas las secciones al menos iguales a las resistencias requeridas calculadas para las cargas factorizadas y las fuerzas que se estipulan en los reglamentos utilizados CEC (Codigo Ecuatoriano de la Construcción), ACI (American Concrete Institute).

Además dentro del análisis y diseño, las estructuras garantizan un comportamiento adecuado dentro de las cargas de servicio.

Para el análisis y diseño de los diferentes elementos se ha previsto estructuras en cajón para alcantarillas, muros y fundación para transición, cajón de sección rectangular interior y exterior y cajón de sección rectangular exterior y circular interior.

Estos modelos se han escogido considerando las solicitaciones a las que trabajaran las estructuras.

Las cargas utilizadas son las de servicio y peso propio, las mismas que se encuentran analizadas más adelante.

CARGAS

Previo al análisis de cargas se realizó un prediseño de los elementos, para estimar cargas reales de servicio por peso propio más sobrecarga.

Los valores entregados en el cuadro de análisis para cada estructura corresponden a varias condiciones y alturas de sobrecarga, el procedimiento de cálculo se detalla en la preparación de datos para cada estructura.

Para el cálculo de cargas se usaron los siguientes datos:

Gs	=	1.8 t/m ³ peso específico del suelo
Gc	=	2.4 t/m ³ peso específico del hormigón
Ka	=	coeficiente de empuje activo
Ec	=	2.1e05 kg/cm ² modulo de elasticidad del hormigón
Es	=	2.1e06 kg/cm ² modulo de elasticidad del acero

DETALLE DE CARGAS APLICADAS A CADA ESTRUCTURA ALCANTARILLAS, SIFONES, TRANSICIONES

W ₁	=	carga viva de HS-20-44
W ₂	=	carga vertical por sobrecarga de tierra mas peso de la tapa de la estructura
W ₃	=	sobrecarga de subpresión en la cimentación
W ₄	=	reacción en la cimentación
W _t	=	presión lateral de suelo
W _w	=	presión lateral de agua
P _w	=	presión interior de agua
P _{w1}	=	presión interior de sobrecarga de agua
P _c	=	peso de las paredes de hormigón

Con los datos y condiciones de carga anteriores se procedio al análisis estructural, usando el programa de computación SAP90.

ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS

En el análisis se utilizó el programa SAP90, utiliza el metodo FEA (finite element analysis), se utilizó el elemento Frame.

El programa nos permite discretizar las estructuras y modelarlas, en las que se incluyó los estados de carga para el análisis.

Luego de la verificación gráfica del programa el mismo que nos presenta los diagramas de cuerpo libre para geometria, secciones, ejes globales, locales, cargas en cada barra y en los diferentes estados, se procedió al análisis obteniéndose analítica y gráficamente desplazamientos, momentos, cortes, cargas axiales, para cada estado de carga y en cada uno de los miembros, para las siguientes combinaciones:

ESTADOS ANALISIS

- General

$$W_u = 1.4 DL + 1.7 LL + E_p + 1.7 P_w$$

$$D_1 = \text{carga muerta}$$

$$L_1 = \text{carga viva}$$

$$E_p = \text{presión de tierra}$$

$$P_w = \text{presión de agua}$$

- Alcantarilla

$$W_u = 1.4 W_2 + 1.7 W_2 + 1.7 W_3 + 1.4 W_4 + 1.7 W_4 + 1.7 W_t$$

$$W_u = 1.4 W_2 + 1.4 W_4 + 1.7 P_w$$

- Transición

$$W_u = 1.4 W_4 + 1.7 W_t$$

$$W_u = 1.4 W_4 + 1.7 W_t + 1.7 P_w$$

$$W_u = 1.4 W_4 + 1.7 P_w$$

- Sifon

$$W_u = 1.4 W_2 + 1.7 W_2 + 1.7 W_3 + 1.4 W_4 + 1.7 W_4 + 1.7 W_t$$

$$W_u = 1.4 W_2 + 1.7 W_2 + 1.7 W_3 + 1.4 W_4 + 1.7 W_4 + 1.7 W_t + W_w$$

$$W_u = 1.4 W_2 + 1.4 W_4 + 1.7 P_w + 1.7 P_{w1}$$

DISEÑO

Con las reacciones finales del análisis estructural se procedió al diseño.

Con las reacciones finales (momentos últimos, cortes y esfuerzos) de diseño, los elementos se diseñaron utilizando el método de diseño plástico.

Se consideraron los siguientes criterios generales:

- Hormigón

$$P_u \leq P_d$$

$$M_u \leq M_d$$

$$V_u \leq V_d$$

- Características de los materiales:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ esfuerzo de trabajo del hormigón}$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2 \text{ límite de fluencia del acero}$$

- b = 100 cm
- d = altura efectiva de la sección de hormigón
- r = 7.0 cm recubrimiento de la sección de hormigón

Los diseños se realizaron para elementos por Flexión, corte, flexión y Carga axial.

El formulario usado en el diseño se detalla en cada análisis adjunto.

Diseño Estructural de Canal Abierto Structural Design of Open Channel

1. Datos/Data

f_c	:	210 kg/cm ²
f_y	:	4,200 kg/cm ²
ϕ	:	30° (Angulo de fricción interna del suelo/ Internal friction angle)
α	:	39°48'20" (Angulo de inclinación de talua/ Inclination angle)
m	:	1:1.2
γ	:	2,000 kg/m ³ (Peso unitario del suelo/ Unit weight of sand)
N_f	:	1.00 m (Nivel del agua subterránea/ Groundwater level)

2. Diseño/ Design

1) Factor de cohesión/Cohesion factor

$$K = \frac{\cos^2(\theta + \alpha)}{\cos^3\left(1 + \frac{\sin \theta}{\cos \alpha}\right)^2} = \frac{0.119}{0.997} = 0.119$$

2) Empjes/Thrust

$$E = \frac{1}{2} \gamma \times h^2 \times K \quad (\text{Formula para triángulo/Formula for triangle})$$

$$E = \gamma \times h^2 \times K \quad (\text{Formula para cuadrado/Formula for square})$$

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma \times h^2 \times K = \frac{1}{2} \times 2000 \times 1.8 \times 1.2 \times 0.119 = 463 \text{ kg} \quad (\text{Suelo seco/Dry soil, Triángulo/Triangle})$$

$$E_2 = 1.2 \times 1.8 \times 1 \times 1.000 \times 0.119 = 257 \text{ kg} \quad (\text{Suelo saturado/Saturated soil, Rectángulo/Rectangular})$$

$$E_3 = 0.5 \times 1.2 \times 1 \times 1.000 \times 0.119 = 60 \text{ kg} \quad (\text{Suelo saturado/Saturated soil, Triángulo/Triangle})$$

$$E_w = 0.5 \times 1.2 \times 1 \times 1.000 \gamma = 600 \text{ kg}$$

$$E_t = E_1 + E_2 + E_3 + E_w = 1380 \text{ kg}$$

3) Momentos/Moment

$$M = E \times L$$

$$M_1 = E_1 \times 1.60 = 741 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = E_2 \times 0.50 = 129 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = E_3 \times 0.39 = 20 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_4 = E_4 \times 0.33 = 198 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_T = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 1088 \text{ kg-m}$$

4) Posicion del empuje de momento maxima/Maximum momentum location

$$h = \frac{M}{T} = \frac{1088 \text{ kg-m}}{1380 \text{ kg}} = 0.79 \text{ m}$$

5) Momento ultimo/Ultimate moment

$$M_u = 1.7 \times M = 1.7 \times 1088 \text{ kg-m} = 1850 \text{ kg-m}$$

6) Calculo de penalte/Thickness calculation

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{I \times b}} = \sqrt{\frac{1850 \text{ kg-m}}{30.55 \times 1.00}} = 7.9 < 12 \text{ cm, OK}$$

7) Calculo de Ku/ Calculation of Ku

$$K_u = \frac{M_u}{b \times d} = \frac{1850 \text{ kg-m}}{1.00 \times 12} = 12.85 \text{ kg/cm}^2$$

8) Calculo de la cuantos de acero/ Calculation of minimum reinforcement

$$\rho = 0.85 \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 K_u}{\phi f_c}} \right) = 0.85 \times \frac{210}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \times 12.85}{0.9 \times 210}} \right) = 0.0036$$

9) Calculo de seccion de acero/ Calculation of reinforcement

$$A_s = \rho \times b \times t = 0.0036 \times 100 \times 12 = 4.32 \text{ cm}^2$$

de acero/ # of reinforcement

$$4.32 \text{ cm}^2 / 0.785 \text{ cm}^2 = 5.5 \phi 10 \text{ mm} = 6.0 \phi 10 \text{ mm}$$

para sentido longitudinal/ in longitudinal direction

$$\rho_{\min} = 14/f_y = 0.0033$$

$$A_s = 0.0033 \times 100 \times 12 = 3.96 \text{ cm}^2$$

1 $\phi 10 \text{ mm}$ c/20cm

10) Carga sobre losa de fondo/ Load acting on slab

(Peso propio revestimiento/Dead load)

$$P_{pr} = \frac{1}{6} [(8.74 \times 0.15 \times 2400) \cos 39^\circ 48' 20'' + (0.15 \times 1.71 \times 2400)] = 505 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

(Subpresion/ Uplift)

$$S_p = 1000 \times 1.00 = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

(Reaccion del terreno/ Soil reaction)

$$R_t = P_w + P_t + P_{pn} - S_p = 0 + 0 + 505 - 1000 = 495 \text{ kg/m}^2$$

(Peso propio losa inferior/ Dead load of bottom slab)

$$P_{pli} = 0.15 \times 2400 = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

(Carga sobre losa inferior/ Load acting on upper slab)

$$W = R_t + S_p - P_{pli} = 495 + 1000 - 360 = 1135 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \frac{W \times L^2}{8} = \frac{1135 \times 1.11^2}{8} = 415 \text{ kgm}$$

$$M_u = 1.7 \times 415 = 704 \text{ kgm}$$

$$d = \sqrt{\frac{704}{330.55 \times 1.00}} = 4.8 < 12$$

$$K_u = \frac{704}{1.00 \times 12^2} = 4.89$$

$$\rho = 0.85 \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \times 4.89}{0.9 \times 210}} \right) = 0.0013$$

$$\rho = 14/f_y = 0.0033$$

$$A_s = 0.0033 \times 1.00 \times 12 = 3.96 \text{ cm}^2$$

1φ10mm, c/20cm,

4-25

General ANALYSIS AND DESIGN OF BOX CULVERT

- Concrete protection for reinforcement CEC 7.7
 $t = 7.0 \text{ cm}$
- shrinkage and temperature 4200 kg/cm^2 , ratio of reinforcement
 $\text{also} : 0.0020$ CEC 7.12.2.1
- REQUIRED STRESS CEC 9.2.1

$$W_u = 1.4D + 1.7L + 1.7E_p + 1.7P_w$$

D = dead load
 L = Live load
 E_p = Earth pressure
 P_w = WATER PRESSURE

W_u = ULTIMATE LOAD

- DESIGN STRESS CEC 9.3
 REDUCTION STRESS FACTOR ϕ
 $\phi = 0.9$ Flexure
 $\phi = 0.85$ Shear and torsion

minimum height $\frac{L}{24}$

maximum deflexion $\frac{L}{180}$

L = length of the beam or slab clear span in one direction

AXIAL AND FLEXURAL LOAD CEC 10.0

minimum reinforcement in member subjected to flexure

$$P_{min} = \frac{14}{f_y}$$

SHEAR STRESS CEC 11

$$V_u \leq \phi V_n$$

V_u Shear force in the section
 V_n nominal shear strength

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

JICA STUDY TEAM - GRUPO DE ESTUDIOS JICA

Date: 19-IX-94

DAULE-PERIPA-LA ESPERANZA TRANSBASIN (TRASVASE DAULE PERIPA-LA ESPERANZA)

Fecha: C.M.S

MEMBRILLO OUTLET ACCESS ROAD (CAMINO DE ACCESO SALIDA MEMBRILLO)

Calculated by: C.M.S

Calculado por: C.M.S

Sheet of 2

Hoja de 2

General Considerations

$$V_n = \phi(V_c + V_s)$$

V_c = nominal shear strength supplied by the concrete.

V_s = " " strength supplied by the reinforcement

for member subjected to shear and flexure.

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

b_w = width of the web

d = effective depth.

if $V_u > V_c$ require A_v with steel

$$\phi V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

A_v = shear reinforcement area

f_y = yield strength.

s = separation of shear reinforcement in parallel direction.

$$A_v = \frac{V_s}{\phi f_y \sin \alpha} \text{ (for diagonal bars)}$$

$$A_v = \frac{V_s \times s}{\phi f_y \cdot d} \text{ (for stirrups)}$$

REINFORCEMENT IN MEMBER SUBJECTED TO FLEXURE

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

A_s = flexural reinforcement area.

ρ = ratio for calculation of the reinforcement.

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c}$$

$$a = \frac{A_s M}{0.85 f'_c \cdot b}$$

CEC 10.5

CEC 7.12.1.a

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{LINKAGE} = 0.002 \text{ TEMPERATURA}$$

$$A_s = 0.002 \times b \times d$$

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

JICA STUDY TEAM - GRUPO DE ESTUDIOS JICA

Date: 19-IX-94

DAULE-PERIPA-LA ESPERANZA TRANSBASIN (TRASVASE DAULE PERIPA-LA ESPERANZA)

Calculated by: C.H.S.

MEMBRILLO OUTLET ACCESS ROAD (CAMINO DE ACCESO SALIDA MEMBRILLO)

Sheet of 3
Hoja de 3

1.0 Design Condition

1.1 General Condition

- 1) Clearance of culvert 1.2 x 1.2 mt.
- 2) Earth Covering $h = 5.0$ mt.
 $h = 10.0$ mt.
 $h = 13.0$ mt.

1.2 NATURAL CONDITION

- 1) ELEVATION of ground water
GWL = 0.0 mt.

1.3 Geological condition (unit weight)

- 1) Earth unit weight = 1.80 T/m³

- 2) coefficient of earth pressure = 0.50 = K_a

1.4 Material

- 1) $f'_c = 180$ kg/cm² STRENGTH OF CONCRETE
 $F_y = 4200$ kg/cm² YIELD STRENGTH OF REINFORCING BAR

MODULUS OF ELASTICITY

$E_{CONCRETE} = 2.1 \times 10^5$ kg/cm²

$E_{STEEL} = 2.1 \times 10^6$ kg/cm²

$\gamma_{CONCRETE} = 2.400$ kg/m³ UNIT WEIGHT

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

JICA STUDY TEAM - GRUPO DE ESTUDIOS JICA

DAULE-PERIPA-LA ESPERANZA TRANSBASIN (TRASVASE DAULE PERIPA-LA ESPERANZA)

MEMBRILLO OUTLET ACCESS ROAD (CAMINO DE ACCESO SALIDA MEMBRILLO)

LOADS FOR BOX CULVERT 4.2 x 1.2 x 0.3

Date:

Fecha:

Calculated by: CESAR MEDINA S.

Calculado por:

Sheet

of 4

Hoja

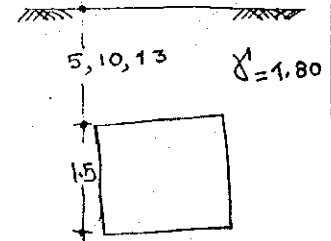
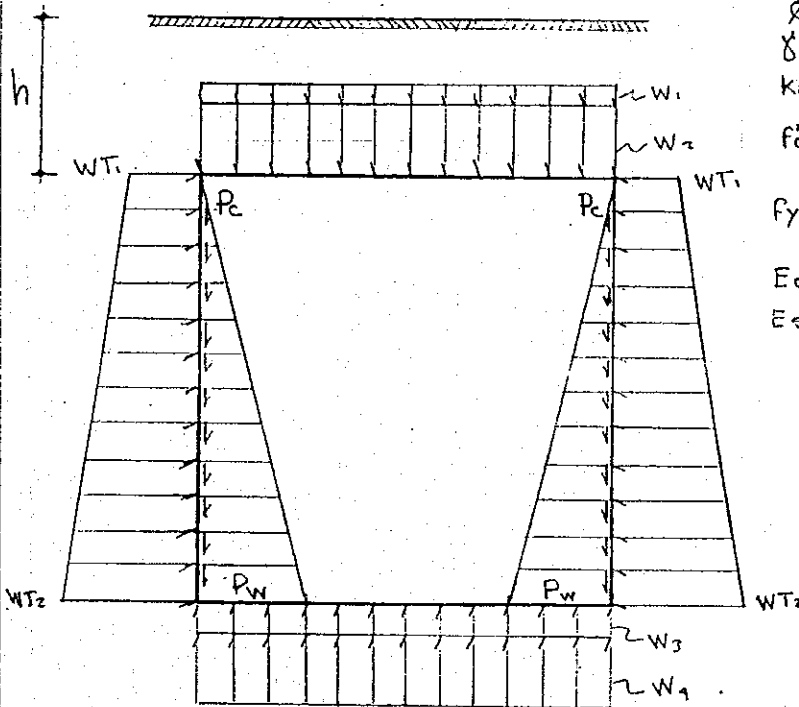
de

THE LOADS APPLIED IN THE DESIGN OF BOX CULVERT ARE AS FOLLOWS :

- W₁: LIVE LOAD OF HS-20-44 TRAILER
- W₂: VERTICAL LOAD OF EARTH WEIGHT AND SELF WEIGHT OF TOP SLAB
- W₃: SURCHARGE OF THE UPLIFT ACT ON BOTTOM SLAB.
- W₄: REACTION LOAD ACT ON BOTTOM SLAB
- WT₁: LATERAL EARTH PRESSURE
- P_w: LATERAL WATER PRESSURE
- P_c: LOAD OF CONCRETE

DATA

- $\gamma_{\text{SOIL}} = 1.8 \text{ T/M}^3$ UNIT WEIGHT
- $\phi = 20^\circ$ ANGLE OF INTERNAL FRICTION
- $\gamma_{\text{CONCRETE}} = 2.4 \text{ T/M}^3$ UNIT WEIGHT
- $K_0 = 0.50$ COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE
- $f'_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$ STRENGTH OF CONCRETE
- $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ YIELD STRENGTH OF REINFORCING BAR
- $E_{\text{CONCRETE}} = 2.1 \times 10^5$ MODULUS OF ELASTICITY (Kg/cm^2)
- $E_{\text{STEEL}} = 2.1 \times 10^6$ MODULUS OF ELASTICITY (Kg/cm^2)

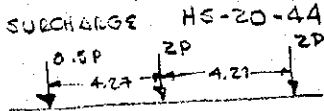


CARGA DISEÑO	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	WT ₁	WT ₂	P _c	P _w	h
1.2x1.2 0.3		9.27		9.27	4.64	5.99	1.08	1.5	5.0
1.2x1.2 0.3		18.27		18.27	9.14	10.49	1.08	1.5	10.0
1.2x1.2 0.3		23.67		23.67	11.84	13.19	1.08	1.5	13.0

Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por	Date (Fecha)

ANALYSIS FOR W₁

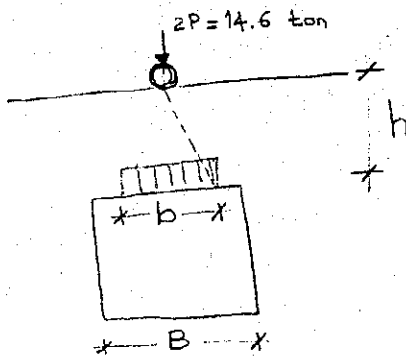
W₁ = LIVE LOAD OF HS-20-44 TRAILER



W = 40000 lb
 2P = 0.8W
 P = 7.3 ton

$W_1 = \frac{14.60}{4.27 \times 3.05} = 1.12 \text{ T/m}^2$

$h'_s = \frac{1.12}{1.8} = 0.622 \text{ mt} \approx 0.65 \text{ mt}$ (SOIL EQUIVALENT HEIGHT)



$a = 2h + 2.25$ (1 lane)
 $a = 2h + 5.0$ (2 lane)
 $b = 2h + 0.2$

$b = 2 \times 1.5 = 3.0$ BOX CULVERT 1.2 x 1.2

$b > B$

$W_1 = \frac{2PN(1+i)}{a \cdot b}$

$W = \frac{2 \times 7.3(1.3)}{12.25 \times 10.2} = 0.15 \text{ Ton/m}^2$

$h'_s = \frac{0.15}{1.8} = 0.15 \text{ TU/m}^2$

$h'_{s(\min)} = 0.65 \text{ mt}$ (CODE ASSHTO)

W₁ = vertical load (ton/m²)

i = impact coefficient

P = rear wheel load (ton)

a = Distribution width (m)

b = Distribution Length (m)

N = number of lanes

h = earth coverage depth

$a = 2 \times 5 + 2.25 = 12.25$

$b = 2 \times 5 + 0.2 = 10.20$

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

DESIGN LOAD

1.5 DESIGN LOAD

W_1 = LIVE LOAD OF HS-2044 TRAILER

W_1 can be neglected because W_2 (vertical load of earth weight) $> W_1$

W_2 = VERTICAL LOAD OF EARTH WEIGHT AND SELF WEIGHT OF TOP SLAB
 = γ_{EARTH} (unit weight) $\times h$ + γ_{CONCRETE} (unit weight) \times thickness

W_3 = SURCHARGE OF THE UPLIFT ACT ON BOTTOM SLAB
 = $\gamma'_{\text{WATER UPLIFT}} \times H$ H : (Groundwater level - Bottom level)

W_4 = REACTION LOAD ACT ON BOTTOM SLAB
 = $W_1 + W_2 + \frac{2P_c}{B}$

P_c = load of concrete of the walls

W_T = Lateral earth pressure
 = γ_{EARTH} (unit weight) $\times h \times K_a$

$W_2 = 1.80 \times 5.150 + 2.4 \times 0.30 = 9.99 \text{ T/m}$

$K_a = 0.5$

$W_3 = 0.0 \text{ T/m}$

$W_4 = 9.27 + 0.72 + 2 \times \frac{0.30 \times 2.4 \times 1.5}{1.5}$
 = $9.27 + 0.72 + \frac{2 \times 1.08}{1.5} = 11.43 \text{ T/m}$

$W_{T1} = 1.80 \times 5.15 \times 0.50 = 4.64 \text{ T/m}$

$W_{T2} = 1.80 \times 6.65 \times 0.50 = 5.99 \text{ T/m}$

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha) Aprobado por:

JICA STUDY TEAM - GRUPO DE ESTUDIOS JICA

Date: 19-IX-94

DAULE-PERIPA-LA ESPERANZA TRANSBASIN (TRAVASE DAULE PERIPA-LA ESPERANZA)

Fecha: C.M.S

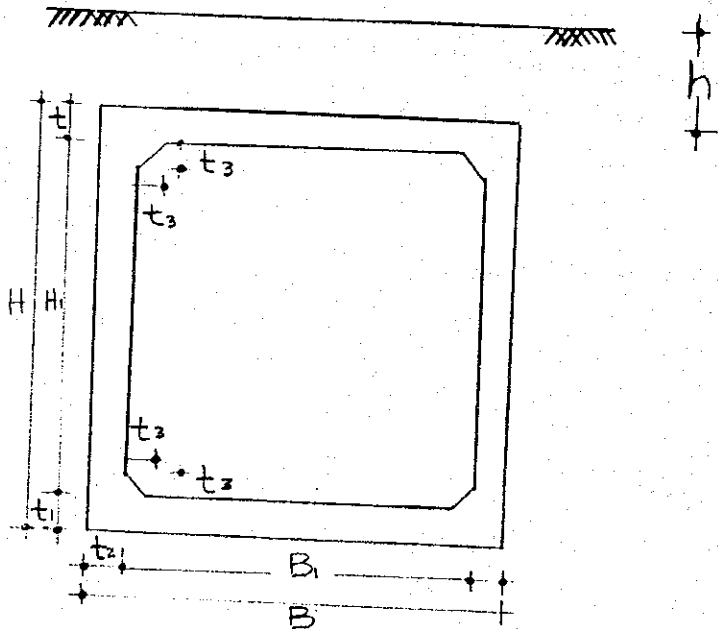
MEMBRILLO OUTLET ACCESS ROAD (CAMINO DE ACCESO SALIDA MEMBRILLO)

Calculated by:

Sheet of 7

ANALYSIS AND DESIGN OF THE BOX CULVERT 1.2x1.2

- SHAPE AND DIMENSION



DIM	h		
	5.0	10.0	13.0
H	1.8	1.8	1.8
H ₁	1.2	1.2	1.2
B	1.8	1.8	1.8
B ₁	1.2	1.2	1.2
t	0.30	0.30	0.30
t ₁	0.30	0.30	0.30
t ₂	0.3	0.30	0.30
t ₃	0.15	0.15	0.15

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

JICA STUDY TEAM - GRUPO DE ESTUDIOS JICA

DAULE-PERIPA-LA ESPERANZA TRANSVASIN (TRASVASE DAULE PERIPA-LA ESPERANZA)

MEMBRILLO OUTLET ACCESS ROAD (CAMINO DE ACCESO SALIDA MEMBRILLO)

BOX CULVERT 1.5 x 1.5 x 0.3

Date:

Fecha:

Calculated by:

CESAR MEDINA S.

Calculated por:

Sheet

of 8

Hoja

de

THE LOADS APPLIED IN THE DESIGN OF ARE AS FOLLOWS :

- W₁: LIVE LOAD OF HS-20-44 TRAILER
- W₂: VERTICAL LOAD OF EARTH WEIGHT AND SELF WEIGHT OF TOP SLAB
- W₃: SURCHARGE OF THE UPLIFT ACT ON BOTTOM SLAB.
- W₄: REACTION LOAD ACT ON BOTTOM SLAB
- WT₁: LATERAL EARTH PRESSURE
- PW: LATERAL WATER PRESURE
- Pc: LOAD OF CONCRETE

DATA

$\gamma_{\text{SOIL}} = 1.8 \text{ T/H}^3$ UNIT WEIGHT

$\phi = 20^\circ$ ANGLE OF INTERNAL FRICTION

$\gamma_{\text{CONCRETE}} = 2.4 \text{ T/H}^3$ UNIT WEIGHT

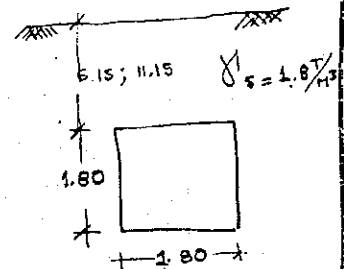
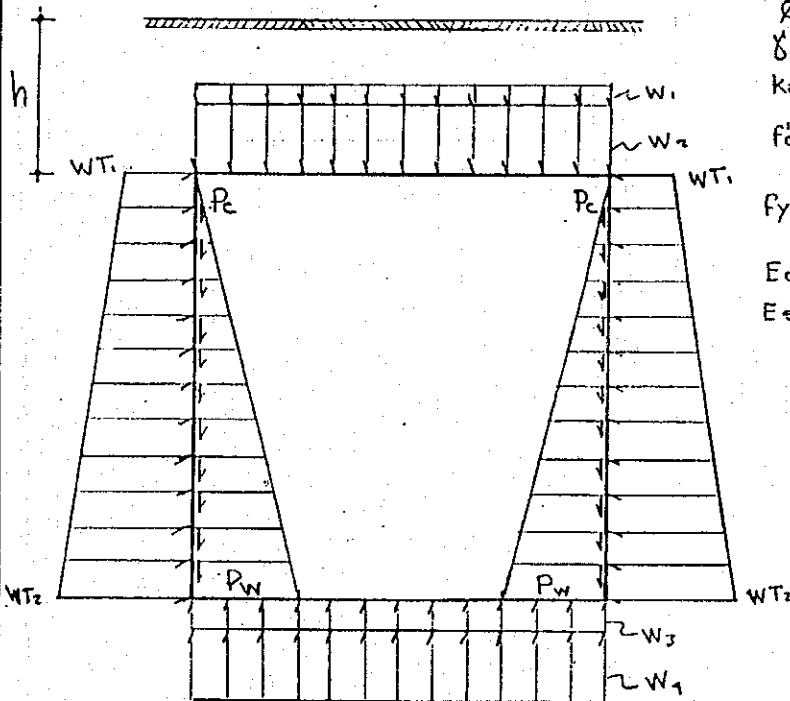
$K_a = 0.5$ COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE

$f'_c = 180 \text{ KG/CM}^2$ STRENGTH OF CONCRETE

$f_y = 1200 \text{ KG/CM}^2$ YIELD STRENGTH OF REINFORCING BAR

$E_{\text{CONCRETE}} = 2.1 \times 10^5$ MODULUS OF ELASTICITY (KG/CM^2)

$E_{\text{STEEL}} = 2.1 \times 10^6$ ELASTICITY (KG/CM^2)



CROSS SECTION	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	WT ₁	WT ₂	P _c	P _w	h
1.5 x 1.5 0.3		11.07 0.72		11.07 2.16	5.54	7.16	1.30	1.80	6.0
1.5 x 1.5 0.3		20.07 0.72		20.07 2.16	10.04	11.66	1.30	1.80	11.0

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

24

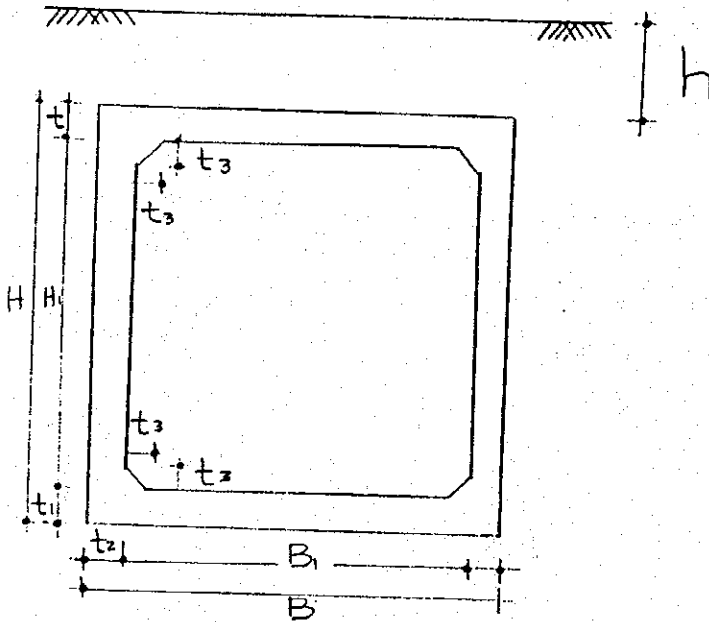
JICA STUDY TEAM - GRUPO DE ESTUDIOS JICA

DAULE-PEPIPA-LA ESPERANZA TRANSVASIN (TRAVASE DAULE PERIPA-LA ESPERANZA)

MEMBRILLO OUTLET ACCESS ROAD (CAMINO DE ACCESO SALIDA MEMBRILLO)

BOX CULVERT 1.5 x 1.5

Date: _____
 Fecha: _____
 Calculated by: _____
 Calculado por: _____
 Sheet of 9
 Hoja de



DIM	h	
	6.0	11.0
H	2.10	2.10
H ₁	1.50	1.50
B	2.10	2.10
B ₁	1.50	1.50
t	0.30	0.30
t ₁	0.30	0.30
t ₂	0.30	0.30
t ₃	0.15	0.15

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

JICA STUDY TEAM - GRUPO DE ESTUDIOS JICA

DAULE-PERIPA-LA ESPERANZA TRANSVASIN (TRASFASE DAULE PERIPA-LA ESPERANZA)

MEMBRILLO OUTLET ACCESS ROAD (CAMINO DE ACCESO SALIDA MEMBRILLO)

BOX CULVERT 2.0 x 2.0 x 0.3

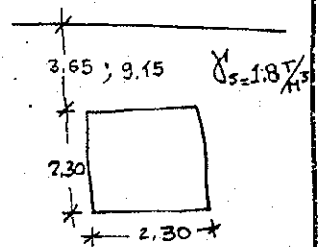
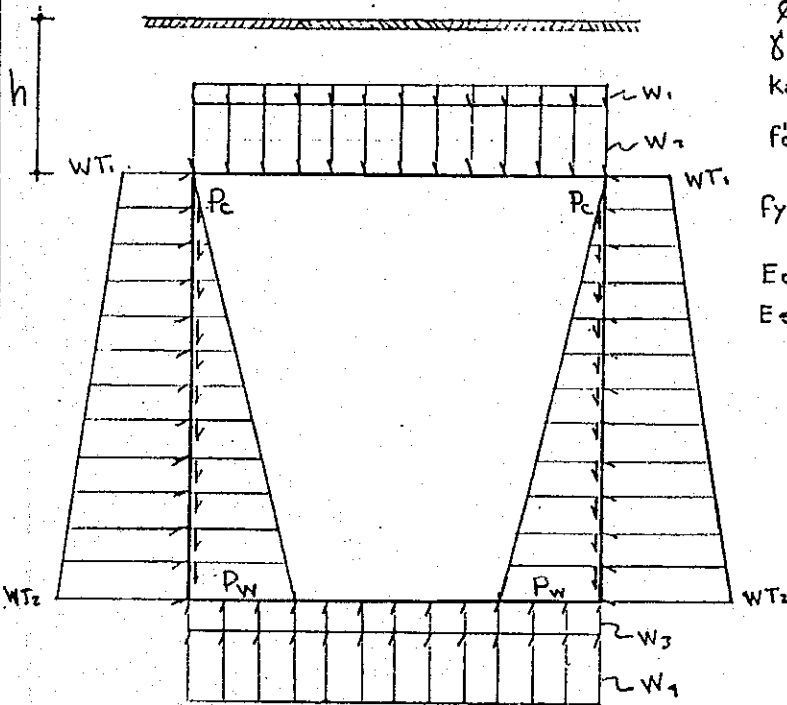
Date: _____
 Fecha: _____
 Calculated by: CESAR MEDINA S.
 Calculado por: _____
 Sheet _____ of 10
 Hoja _____ de _____

THE LOADS APPLIED IN THE DESIGN OF ARE AS FOLLOWS :

- W₁: LIVE LOAD OF HS-20-44 TRAILER
- W₂: VERTICAL LOAD OF EARTH WEIGHT AND SELF WEIGHT OF TOP SLAB
- W₃: SURCHARGE OF THE UPLIFT ACT ON BOTTOM SLAB.
- W₄: REACTION LOAD ACT ON BOTTOM SLAB
- WT₁: LATERAL EARTH PRESSURE
- P_w: LATERAL WATER PRESSURE
- P_c: LOAD OF CONCRETE

DATA

- $\gamma_{\text{SOIL}} = 1.8 \text{ T/H}^3$ UNIT WEIGHT
- $\phi = 20^\circ$ ANGLE OF INTERNAL FRICTION
- $\gamma_{\text{CONCRETE}} = 2.4 \text{ T/H}^3$ UNIT WEIGHT
- $K_0 = 0.5$ COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE
- $f'_c = 180 \text{ KG/CM}^2$ STRENGTH OF CONCRETE
- $F_y = 4200 \text{ KG/CM}^2$ YIELD STRENGTH OF REINFORCING BAR
- $E_{\text{CONCRETE}} = 2.1 \times 10^5$ MODULUS OF ELASTICITY (KG/CM^2)
- $E_{\text{STEEL}} = 2.1 \times 10^6$



CARGA SECCION	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	WT ₁	WT ₂	P _c	P _w	h
2.0, 2.0 0.3		6.57 0.72		6.57 2.16	3.29	5.36	1.66	2.30	3.5
2.0, 2.0 0.3		16.47 0.72		16.47 2.16	8.24	10.31	1.66	2.3	9.0

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

4-35

JICA STUDY TEAM - GRUPO DE ESTUDIOS JICA

DAULI-PERIPA-LA ESPERANZA TRANSVASIN (TRAVASE DAULE PERIPA-LA ESPERANZA)

MEMBRILLO OUTLET ACCESS ROAD (CAMINO DE ACCESO SALIDA MEMBRILLO)

BOX CULVERT 2.0 x 2.0

Date:

Fecha:

Calculated by:

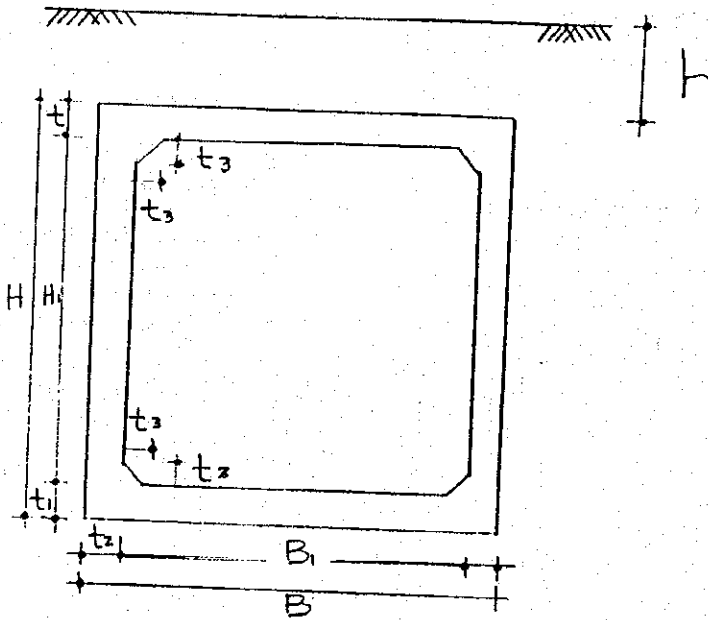
Calculado por:

Sheet

Hoja

of 11

de

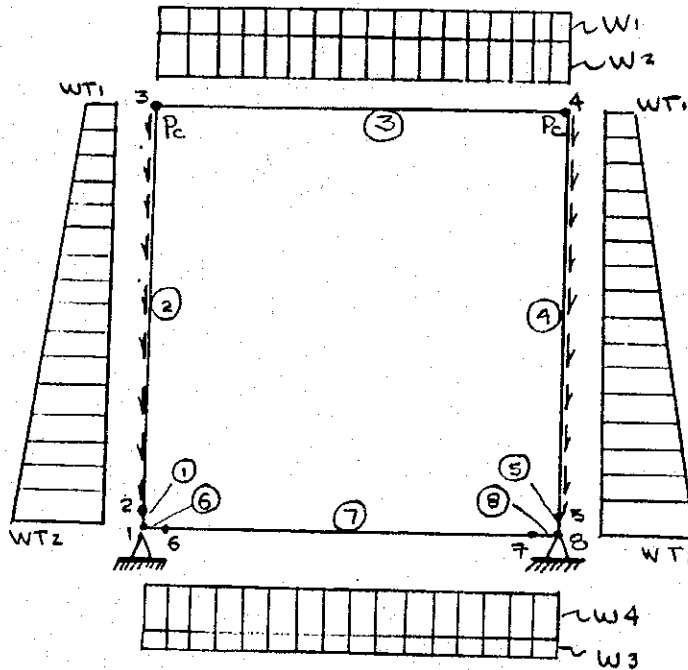


DIM	h	
	3.50	9.0
H	2.60	2.60
H ₁	2.0	2.0
B	2.60	2.60
B ₁	2.0	2.0
t	0.3	0.3
t ₁	0.3	0.3
t ₂	0.3	0.3
t ₃	0.15	0.15

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

ANALYSIS OF THE BOX CULVERT

4 - MODEL OF STRUCTURAL ANALYSIS.



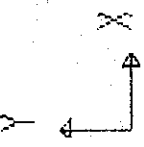
PARA EL ANALISIS SE USO EL MODELO QUE SE INDICA EN EL GRAFICO, LOS DATOS ESTAN PREPARADOS PARA EL PROGRAMA SAP30.

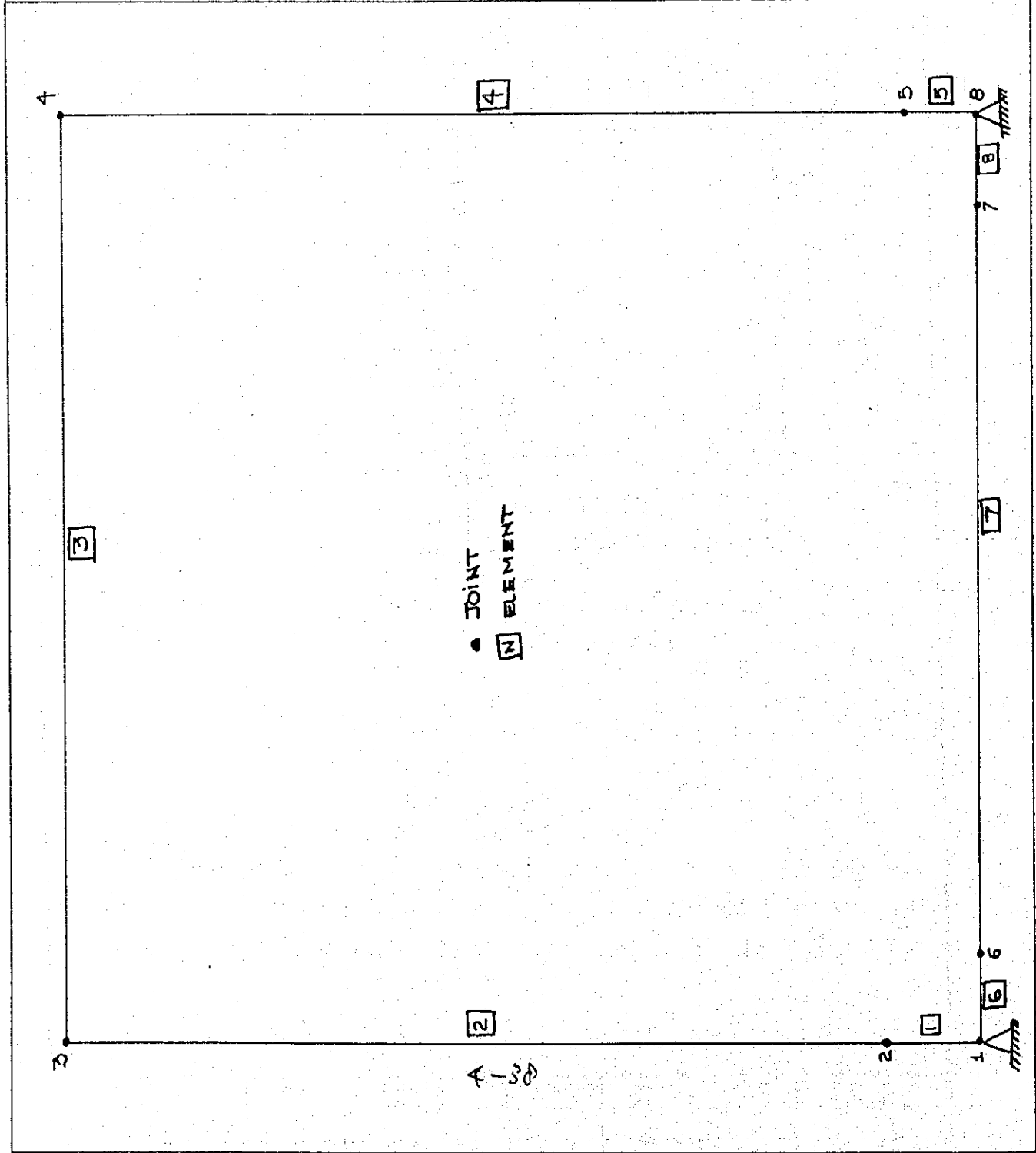
LA CONSIDERACION DE CARGA ES LA SIGUIENTE:

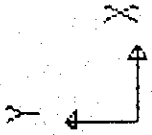
$$U = 1.4 D + 1.7 L + 1.7 E_p + 1.7 P_w$$

SE REALIZO LA EJECUCION DEL PROGRAMA, OBTENIENDOSE MOMENTOS, CORTES, CARGAS AXIALES Y TORSION COMO SE INDICA EN LOS GRAFICOS QUE ADJUNTO.

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

	<p>0112 UNDEFORMED SHAPE BOX CULVERT $1.2 \times 1.2 \times 0.3$ $h = 5.0$</p>	<p>OPTIONS WIRE FRAME</p>	<p>SAP90</p>
---	---	--	--------------





al 12
 FRAME
 LOADS
 LOAD 1
 ton/mt

MINIMA
 u -.9220E+01
 P .0000E+00
 MAXIMA
 u .9220E+01
 P .0000E+00

SAP90

4.64 = WTI

5.99 = WTZ

W2 = 9.99

WTI = 4.64

A-30

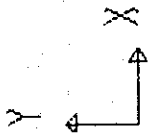
LOAD CASE

$$W_0 = 4.4W_2 + 1.7W_3 + 1.4W_4 + 1.7W_5 + 1.7W_6 + 1.7W_7$$

(Dead load) (Earth load) (Dead load) (Uplift) (Reaction of foundation)

W4 = 11.43

WTZ 5.99



$W_2 = 0.72$

LOAD CASE

$$W_U = 1.7 P_N + 1.4 W_2 + 1.4 W_4$$

1.50

$W_4 = 1.44$

1.50

0112

FRAME
LOADS

LOAD 2
ton/mt

MINIMA

U .1500E+01

P .0000E+00

MAXIMA

U .1500E+01

P .0000E+00

SAP90

ALCANTARILLA 1.2X1.2 h=5.0
SYSTEM
L=4

JOINTS

1 X=0 Y=0 Z=0
2 Y=0.01
3 Y=1.50
4 x=1.5 y=1.5
5 X=1.5 Y=.01
6 X=.01 y=0
7 X=1.49 Y=0
8 X=1.5 Y=0

RESTRAINTS

1 8 1 R=0,0,1,1,1,0
1 8 7 R=1,1,1,1,1,0

FRAME

NM=2 NL=9
1 SH=R T=.30,1 E=2100000.
2 SH=R T=.30,1
1 WL=0,-9.27 :w2
2 WL=0,-0.72 :w2
3 WL=0,9.27 :w4
4 WL=0,2.16 :w4
5 WL=0 :w3
6 TRAP=0,+1.50,0,1.49 :pw izq.
7 TRAP=0,0,0,1.49,1.50 :pw der.
8 TRAP=0,-5.99,0,1.4900,-4.64 :wt izq.
9 TRAP=0,-4.64,0,1.4900,-5.99 :wt der.
1 1 2 M=1 LP=1,0
2 2 3 NSL=8,0,6
3 3 4 nsl=1,2
4 4 5 nsl=9,0,7
5 5 8
6 1 6 M=1
7 6 7 nsl=3,4,0,5
8 7 8

COMBO

1 C=1.7,1.4,0,1.7
2 c=0,1.4,1.7

```

          $$$$$$$$          $$$$$$$$          $$$$$$$$          $$$$$$$$          $$$$$$$$
        $$$$$$$$          $$$$$$$$          $$$$$$$$          $$$$$$$$          $$$$$$$$
      $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$
    $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$
  $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$
 $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$
$$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$
$$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$

```

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.41

Copyright (C) 1978-1994
 EDWARD L. WILSON
 All rights reserved

ASTEC

PAGE 1

PROGRAM:SAP90/FILE:a112.F3F

ALCANTARILLA 1.2X1.2 h=5.0

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ

1	1	.000			-12.575			
		.000	7.197	-2.684				
		.010	7.197	-2.612				
		.010			-12.575			

2	1	.000			-.756			
		.000	-1.094	-.191				
		.010	-1.094	-.202				
		.010			-.756			

2	1	.000			-12.575			
		.000	7.197	-2.612				
		.749	.000	.030				
		1.490	-6.266	-2.343				
		1.490			-12.575			
	2	.000			-.756			
		.000	-1.094	-.202				
		.520	.000	-.467				
		1.490	.805	.054				
		1.490			-.756			

3	1	.000			-6.266			
		.000	12.575	-2.343				
		.750	.000	2.372				
		1.500	-12.575	-2.343				
		1.500			-6.266			
	2	.000			.805			
		.000	.756	.054				
		.750	.000	.338				
		1.500	-.756	.054				
		1.500			.805			

4-42

1	.000			-12.575
	.000	6.266	-2.343	
	.741	.000	.030	
	1.490	-7.197	-2.612	
	1.490			-12.575
2	.000			-.756
	.000	-.805	.054	
	.970	.000	-.467	
	1.490	1.094	-.202	
	1.490			-.756

ASTEC

PAGE 2

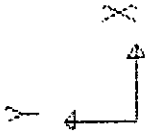
PROGRAM:SAP90/FILE:a112.F3F

ALCANTARILLA 1.2X1.2 h=5.0

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
5								
1	.000	.000			-12.575			
	.000	.010	-7.197	-2.612				
	.010	.010	-7.197	-2.684				
	.010				-12.575			
2	.000	.000			-.756			
	.000	.010	1.094	-.202				
	.010	.010	1.094	-.191				
	.010				-.756			
6								
1	.000	.000			.000			
	.000	.010	-13.899	2.684				
	.010	.010	-13.899	2.545				
	.010				.000			
2	.000	.000			.000			
	.000	.010	-2.238	.191				
	.010	.010	-2.238	.169				
	.010				.000			
7								
1	.000	.000			.000			
	.000	.740	-13.899	2.545				
	.740	1.480	.000	-2.598				
	1.480	1.480	13.899	2.545				
	1.480				.000			
2	.000	.000			.000			
	.000	.740	-2.238	.169				
	.740	1.480	.000	-.659				
	1.480	1.480	2.238	.169				
	1.480				.000			
8								
1	.000	.000			.000			
	.000	.010	13.899	2.545				
	.010	.010	13.899	2.684				
	.010				.000			
2	.000	.000			.000			
	.000	.010	2.238	.169				
	.010	.010	2.238	.191				
	.010				.000			

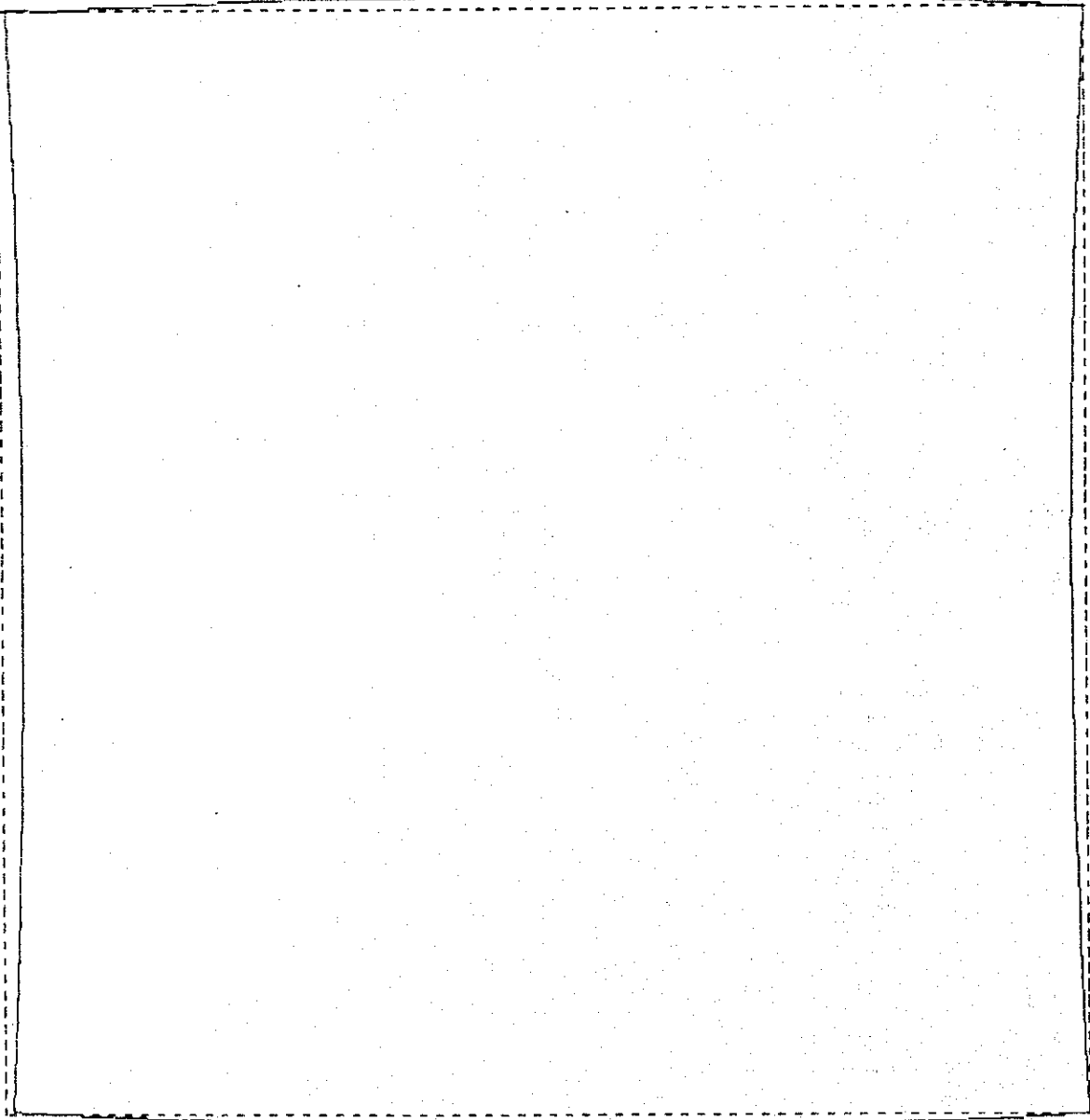
4-43



el 12
DEFORMED
SHAPE
LOAD 1

MINIMA
X -.7460E-05
Y -.2994E-04
Z .0000E+00
MAXIMA
X .7460E-05
Y .2044E-05
Z .0000E+00

SAP90



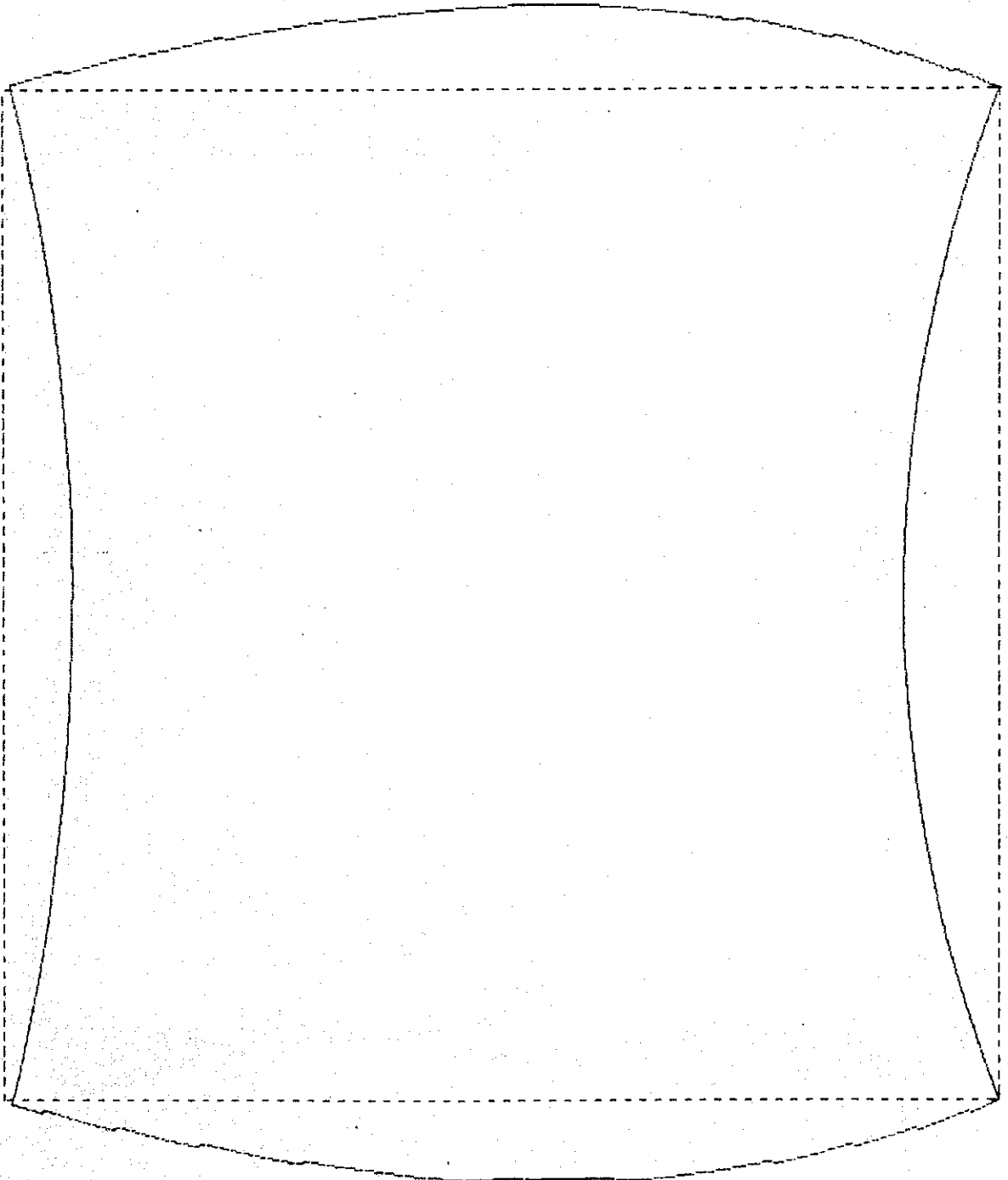
4-44



0112

DEFORMED
SHAPE

LOAD 2



4-4

MINIMA

X -.9589E-06

Y -.1800E-05

Z .0000E+00

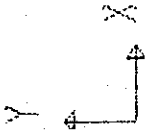
MAXIMA

X .9589E-06

Y .7086E-06

Z .0000E+00

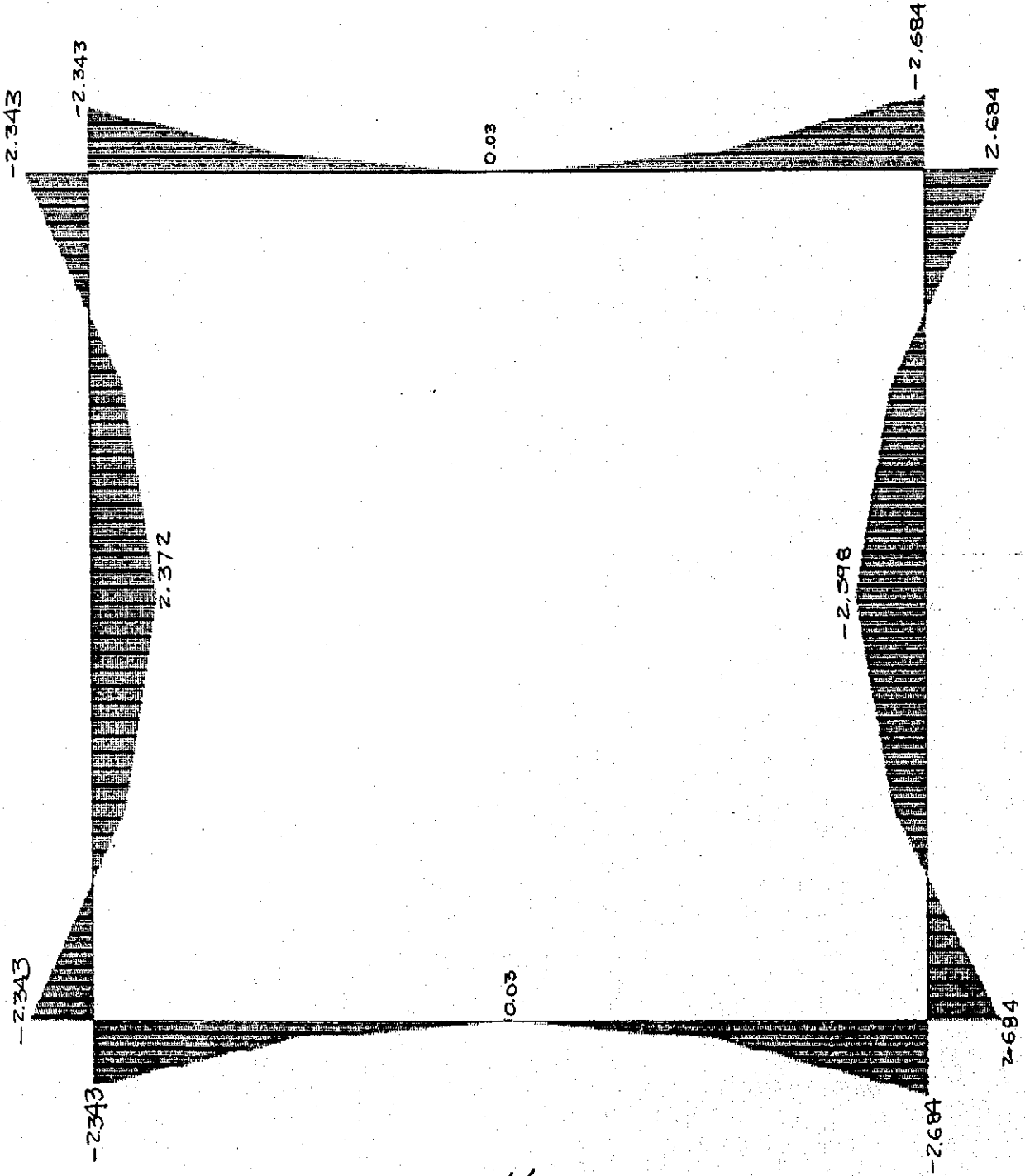
SAP90



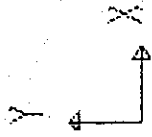
all 12
FRAME
OUTPUT 133
LOAD 1

MIN < 1 >
- .2684E+01
AT .00
MAX < 6 >
.2684E+01
AT .00

SAP90



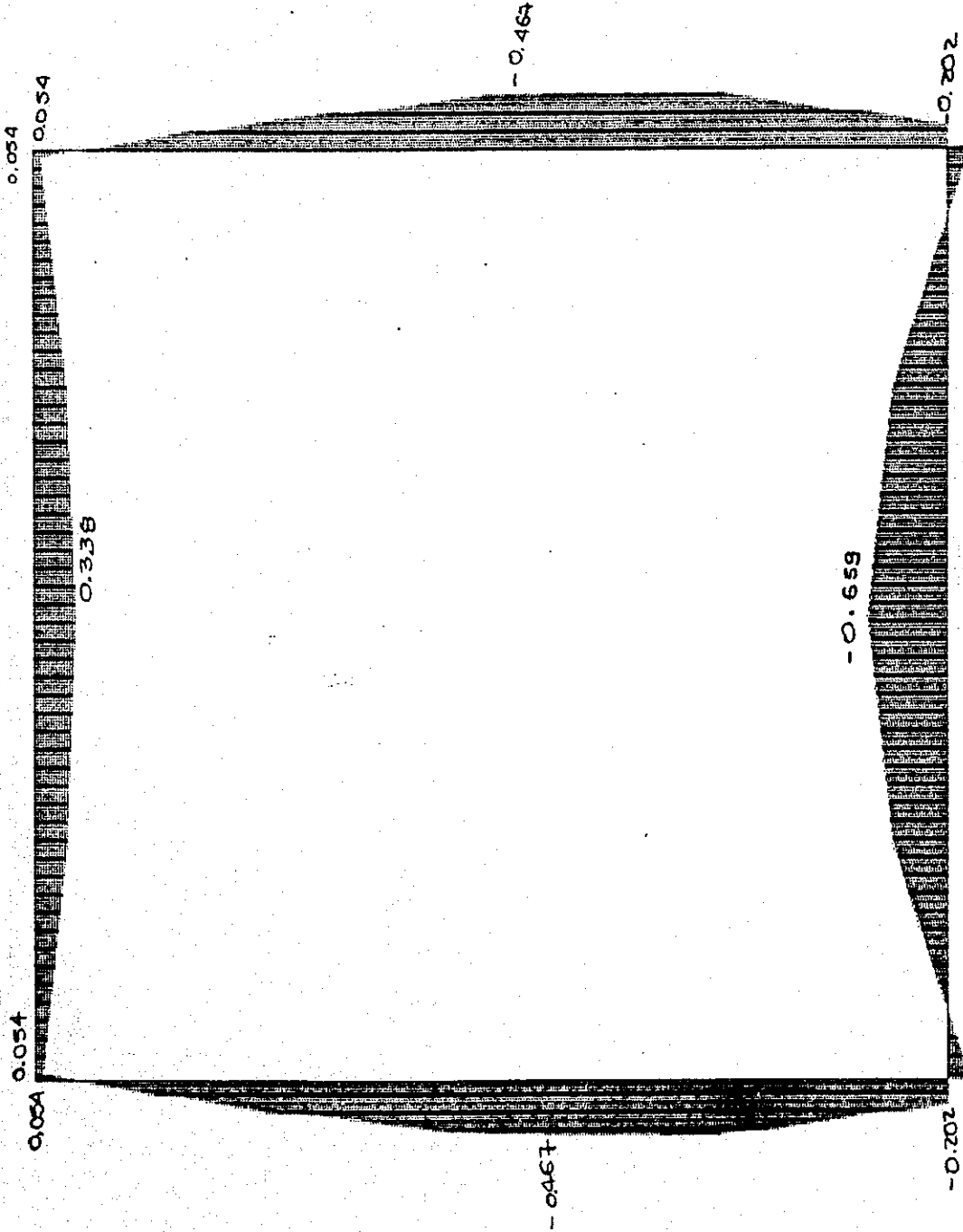
A-46



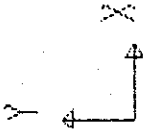
al 12
FRAME
OUTPUT H33
LOAD 2

MIN < 7>
- .6589E+00
AT .74
MAX < 3>
.3377E+00
AT .75

SAP90



4-47



0112
FRAME
OUTPUT V22
LOAD 1

MIN < 6?
-1.390E+02
AT .00
MAX < 3?
1.390E+02
AT 1.48

SAP90

-12.575

0.258

-7.197

13.899


-6.256

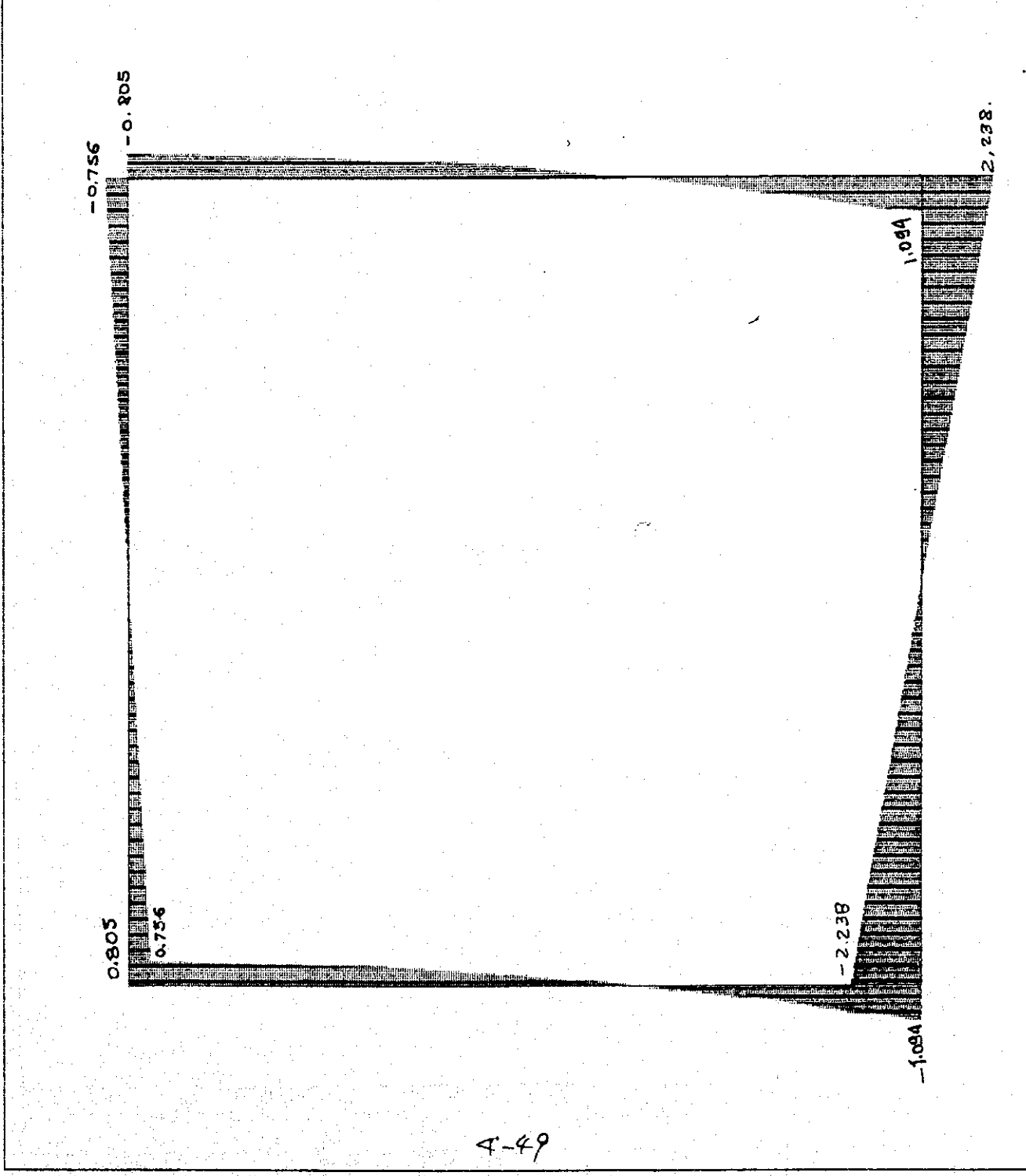
12.675

-13.899

7.197

4-40

	0.112 FRAME OUTPUT U22 LOAD 2	MIN < 6 - .2238E+01 AT .00 MAX < 7 .2238E+01 AT 1.48
---	--	---



SAP90

5-DATA FOR CALCULATION OF REINFORCEMENT

$$f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 2.684 \text{ ton-mt.}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 23 \text{ cm}$$

$$t = 7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2.684 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(23 - \frac{7}{2}\right)} = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.16}{100 \times 23} = 0.001372$$

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_s = 0.0032 \cdot b \cdot d = 7.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \phi 12 @ 16$$

$$a = \frac{3.64 \times 4200}{0.85 \times 180 \times 100} = 1.0 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2.684 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (23 - 0.50)} = 3.16 \text{ cm}^2$$

WITH BEAM DESIGN PROGRAM

$$A_s = 7.56 \Rightarrow 7 \phi 12 = 1 \phi 12 @ 16$$

SHEAR STRESS CHECK

$$V_u = 7.197 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.85 \cdot 0.537 \sqrt{180} \times 100 \times 23 = 13.901.41 \text{ Kg.}$$

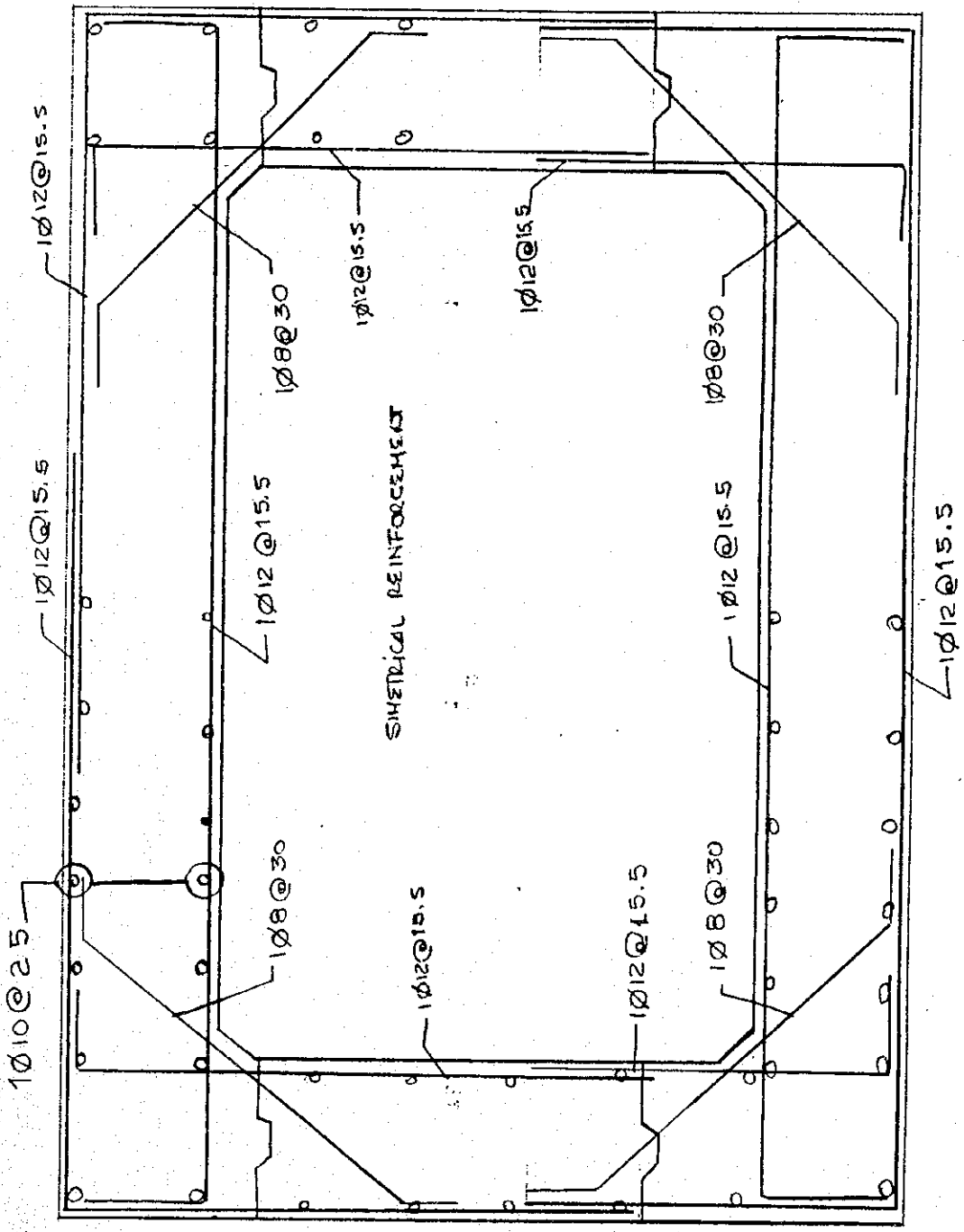
$$V_c > V_u \text{ "OK"}$$

$$V_u = 13899 \text{ ton}$$

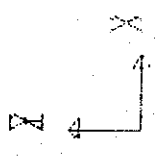
NO REQUIRED STIRUPS

Revision	Checked by Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)	Revision	Checked by: Revisado por	Date (Fecha)	Approved by: Aprobado por:	Date (Fecha)

ARMADURA LONGITUDINAL
EN AMBAS CARAS



4-11

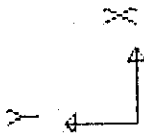


UNDEFORMED
SHAPE
BOX CULVERT
1.2 x 1.2 x 0.3

OPTIONS
WIRE FRAME

height
h = 5.0

SAP90



dL
 FRAME
 LOADS
 LOAD 1
 ton/mt
 BOX CURVE
 $1.2 \times 1.2 \times 0.3$
 $h=10.0$

MINIMA
 U $-9270E+01$
 P $.00000E+00$
 MAXIMA
 U $.9270E+01$
 P $.00000E+00$

SAP90

$W_2 = 18.99$

$WT_1 = 9.14$

$WT_1 = 9.14$

$WT_2 = 10.49$

$WT_2 = 10.49$

$W_U = 1.4W_4 + 1.7W_4 + 1.4W_2 + 1.7W_2 + WT_1 + 1.7$

$W_4 = 21.13$

A-12