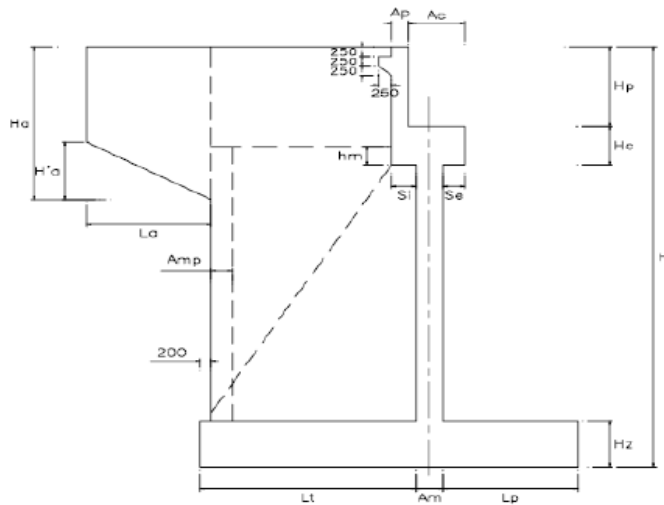


**ESTRIBO CON CONTRAFUERTE TIPO H=15M**

$\sigma_{adm} = 3.20$  Kg/cm<sup>2</sup> Capacidad Portante Admisible  
 $\phi = 0.45$  Factor de Reducción  
 $\phi\sigma_{ULT} = 4.32$  Kg/cm<sup>2</sup> Capacidad Ultima Reducida



**ANALISIS DE ESTABILIDAD**

**Material**

$\gamma_s = 1.8$  t/m<sup>3</sup> Peso Especifico Relleno  
 $\gamma_c = 2.4$  t/m<sup>3</sup> Peso Especifico Concreto

**Geometría**

H = 14.00	m	Altura Total
H <sub>z</sub> = 1.80	m	Altura Zapata
H <sub>p</sub> = 2.90	m	Altura de parapeto
H <sub>c</sub> = 1.10	m	Altura de viga de apoyo
L <sub>t</sub> = 7.00	m	Largo Talón
A <sub>m</sub> = 0.70	m	Espesor de Muro (pantalla)
L <sub>p</sub> = 3.50	m	Largo de punta
A <sub>c</sub> = 1.20	m	Ancho de cajuela
A <sub>p</sub> = 0.35	m	Ancho de parapeto
S <sub>i</sub> = 0.450	m	Volado interior de viga cabezal
S <sub>e</sub> = 0.400	m	Volado exterior de viga cabezal
H <sub>ap</sub> = 12.20	m	Altura promedio de aleros
L = 14.40	m	Ancho de zapata cuerpo central
L <sub>1</sub> = 13.40	m	Ancho del cuerpo central
N <sub>c</sub> = 3.00		Numero de contrafuertes
A <sub>ml</sub> = 0.80	m	Espesor de muros laterales (aleros)
A <sub>mc</sub> = 0.50	m	Espesor de muros contrafuertes
H <sub>md</sub> = 8.20	m	Altura de muro frontal
a = 3.85	m	Distancia horizontal de la carga viva al centro de gravedad
b = 15.80	m	Distancia vertical de la fuerza de frenado al centro de gravedad
B = 11.20	m	Medida de la base de zapata central



### CALCULO DE FUERZAS

<b>Estribo</b>	Vol(m3)	Peso (t.)	Xi(m)	Mi(t-m)
1 Zapata	290.304	696.730	5.600	3901.686
2 Muro Frontal	76.916	184.598	3.850	710.704
3 Viga Cabezal	22.847	54.833	3.875	212.477
4 Parapeto	13.601	32.642	4.475	146.075
6 Muros Laterales	130.784	313.882	7.600	2385.500
7 Contrafuertes	39.053	93.726	6.767	634.213
	5.535	13.284	4.425	58.782
		<b>1389.695</b>	<b>5.792</b>	<b>8049.436</b>

<b>Relleno</b>	Vol(m3)	Peso (t.)	Xi(m)	Mi(t-m)
1 Relleno superior	337.980	608.364	7.925	4821.285
2 Relleno inferior	740.460	1332.828	7.700	10262.776
3 Relleno trasdós de aleros	0.000	0.000	7.600	0.000
		<b>1941.192</b>		<b>15084.060</b>

#### Carga de la Superestructura

<b>DC</b>	646.14	Ton
<b>DW</b>	35.16	Ton
<b>LL</b>	120.42	Ton

#### Calculo Vigas

	646.14
	35.16
	120.42

### A.- Fuerzas Verticales Actuantes

		Fuerzas	Momentos
Peso del estribo	P(DC) =	1389.695 t.	8049.436 t-m
Peso del relleno	P(EV) =	1941.192 t.	15084.060 t-m

#### Transmitidas por la superestructura

		Fuerzas	Momentos t-m
Peso propio y muertas	<b>R(DC)=</b>	646.14 t.	<b>M(DC) =</b> 2487.63
	<b>R(DW)=</b>	35.16 t.	<b>M(DW) =</b> 135.35
Carga viva vehicular (LL)	<b>R(LL)=</b>	120.42 t.	<b>M(LL) =</b> 463.61

### B.- Fuerzas Horizontales Actuantes

Luz del puente	50	m	
<b>CARGA DE FRENADO</b>			ton
El máximo valor de :	0,25* (Camión/Tándem) *Ncarriles*FMP .....		16.56
	0,05*(Camión/Tándem + carga carril)*Ncarriles*FMP		8.05
	<b>BR</b>	16.56	t.
	<b>M<sub>BR</sub></b>	261.72	t-m



### EMPUJE LATERAL DE TIERRA (EH)

$$P = K_a \cdot \gamma_s \cdot H$$

$$\phi = 30.00$$

$$\beta = 0.00$$

$$\delta = 15.00$$

$$i = 0.00$$

$$K_a = 0.301$$

$$\gamma_s = 1.80 \quad \text{Ton/m}^3$$

$$H = 14.00 \quad \text{m}$$

$$p = 7.60 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$E_a = P \cdot H / 2 \cdot L = 712.48 \quad \text{Ton}$$

Fuerza debida a la presión horizontal del empuje

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos(\phi/2) = 688.20 \quad \text{Ton}$$

$$M_{EaH} = E_{aH} \cdot H / 3 = 3211.60 \quad \text{Ton-m}$$

Fuerza debida a la presión vertical del empuje

$$E_{aV} = E_a \cdot \sin(\phi/2) = 184.40 \quad \text{Ton}$$

$$M_{EaV} = E_{aV} \cdot \text{brazo} = 774.49 \quad \text{Ton-m}$$

### SOBRECARGA POR CARGA VIVA ( DEBIDO AL TRAFICO)

$$\Delta p = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_{eq}$$

$$\gamma_s = 1.80 \quad \text{Ton/m}^3$$

$$h_{eq} = 0.60 \quad \text{m}$$

$$\Delta p = 0.326 \quad \text{Ton/m}^2$$

Fuerza debida a la presión horizontal de la sobrecarga

$$L_S = \Delta p \cdot h \cdot L = 61.07 \quad \text{Ton}$$

$$M_{L_S} = L_S \cdot h / 2 = 427.49 \quad \text{Ton-m}$$

Fuerza debida a la presión vertical de la sobrecarga

$$F_{(L_S)} = 94.09 \quad \text{t.}$$

$$\text{Dist} = 7.93 \quad \text{m}$$

$$M_{(L_S)} = 745.66 \quad \text{t-m}$$

### EMPUJE DINAMICO DEL SUELO (EQ)

(Mononobe - Okabe)

$$E_{AE} = 0.5 \cdot K_{AE} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \cdot L$$

$K_{AE}$  = Coeficiente Activo de presión dinámica

$$\phi = 30.00$$

$$\beta = 0.00$$

$$\delta = 15.00$$

$$i = 0.00$$

$$A_g = 0.420 \quad \text{g} \quad (\text{Según estudio de peligro sismico})$$

$$k_v = 0.00$$

$$k_h = 0.21$$

$$\theta = 11.86$$



$$K_{AE} = 0.462$$

$$\gamma_s = 1.80 \quad \text{Ton/m}^3$$

$$H = 14.00 \quad \text{m}$$

$$E_{AE} = 1091.35 \quad \text{Ton}$$

Presión activa del terreno

$$E_{AEH} = E_{AE} \cdot \cos(\phi/2) = 1054.16 \quad \text{t.}$$

Incremento dinámico

$$\Delta E_{AEH} = E_{AEH} - E_{aH} = 365.97 \quad \text{t.}$$

$$M \Delta E_{AEH} = \Delta E_{AEH} \cdot (h/2) = 2561.76 \quad \text{Ton-m}$$

$$E_{AEV} = E_{AE} \cdot \sin(\phi/2) = 282.46 \quad \text{t.}$$

$$M E_{AEV} = E_{AEV} \cdot x_{\text{brazo}} = 1186.34 \quad \text{t-m}$$

Fuerza Inercial del Estribo

$$\text{Peso del estribo} = 3330.89 \quad \text{t.}$$

$$P_{IR} = 349.74 \quad \text{t.}$$

$$M_{IR} = 1632.13 \quad \text{t-m}$$

%P= 50%  
Porcentaje del peso del estribo

Luego

$$F_{EQ} = 715.71 \quad \text{t.}$$

$$M_{EQ} = 4193.89 \quad \text{t-m}$$

#### SISMO DE LA SUPERESTRUCTURA (Eqr)

$$E_q = 136.26 \quad \text{t.}$$

$$M_{Eq} = 1512.47 \quad \text{t-m}$$

#### ANALISIS DE ESTABILIDAD

##### FUERZAS RESISTENTES ( R )

Descripción	Cod	Fuerzas (t. Momentos (t-m))	
		FV (t.)	Mr(t-m)
Estribo (DC)	DC	1389.69	8049.44
Relleno	EV	1941.19	15084.06
Superestructura	DC	646.14	2487.63
	DW	35.16	135.35
Carga Viva Superestructura	LL	120.42	463.61
Sobrecarga por carga viva	LS	94.09	745.66

##### FUERZAS DE VOLTEO ( V )

Descripción	Cod	Fuerzas (t. Momentos (t-m))	
		FV (t.)	Mr(t-m)
Empuje de tierras (E)-Activo	EH	688.20	3211.60
Empuje por carga viva (LS)	LS	61.07	427.49
Empuje Dinámico (EQ)	EQ	715.71	4193.89
Fuerza Sísmica (Eqr)	EQ	136.26	1512.47
Fuerza de Frenado (BR)	BR	16.56	261.72



## COMBINACIONES DE CARGA

### C1: DCsub+EH+EV

	Fuerzas (t. Momentos (t-m))			
F.Resistentes	3330.89	23133.50		
F.Volteo	688.20	3211.60		
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$		
	11566.75	>	3211.60	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$			
	2997.80	>	688.20	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.38	<	1.87 ok
Presión rectangular	Q1=	1.93	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	1.64	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	2.49	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

### C2: DC+DW+EH+EV

	Fuerzas (t. Momentos (t-m))			
F.Resistentes	4012.18	25756.48		
F.Volteo	688.20	3211.60		
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$		
	12878.24	>	3211.60	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$			
	3610.96	>	688.20	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.02	<	1.87 ok
Presión rectangular	Q1=	2.48	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	2.46	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	2.51	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

### C3: DC+DW+EH+EV+1.3(LL+BR)

	Fuerzas (t. Momentos (t-m))			
F.Resistentes	4291.04	27328.53		
F.Volteo	709.73	3551.84		
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$		
	13664.26	>	3551.84	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$			
	3861.94	>	709.73	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	0.06	<	1.87 ok
Presión rectangular	Q1=	2.69	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	2.74	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	2.58	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

#### C4: 1.25DC+1.5DW+1.5EH+1.35EV

			Fuerzas (t. Momentos (t-m))	
	F.Resistentes		5218.13	33737.84
	F.Volteo		1032.30	4817.40
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$		
	20242.70	>	4817.40	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$			
	4696.32	>	1032.30	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	0.06	<	2.80 ok
Presión rectangular	Q1=	3.27	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	3.34	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	3.14	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

#### C5: 1.25DC+1.5DW+1.5EH+1.35EV+1.75(LL+LP+LS+BR)

			Fuerzas (t. Momentos (t-m))	
	F.Resistentes		5593.52	35854.06
	F.Volteo		1168.16	6023.51
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$		
	21512.44	>	6023.51	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$			
	5034.17	>	1168.16	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	0.27	<	2.80 ok
Presión rectangular	Q1=	3.64	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	3.96	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	2.97	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

#### C6: 0.90DC+0.65DW+1.5EH+EV+1.75(LL+LP+LS+BR)

			Fuerzas (t. Momentos (t-m))	
	F.Resistentes		4851.10	32051.04
	F.Volteo		1168.16	6023.51
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$		
	19230.62	>	6023.51	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$			
	4365.99	>	1168.16	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	0.23	<	2.80 ok
Presión rectangular	Q1=	3.14	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	3.39	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	2.63	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

**C7: 1.25DC+1.5DW+EH+EV+0.5(LL+LP+LS+BR)+EQ**

			Fuerzas (t. Momentos (t-m))	
	F.Resistentes	4645.97	29063.05	
	F.Volteo	1578.98	9262.57	
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq Mv$	29063.05	>	9262.57 ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$	4645.97	>	1578.98 ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	1.34	<	4.48 ok
Presión rectangular	Q1=	3.79	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	4.95	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	0.82	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

**C8: 1.25DC+1.5DW+EH+EV+EQ**

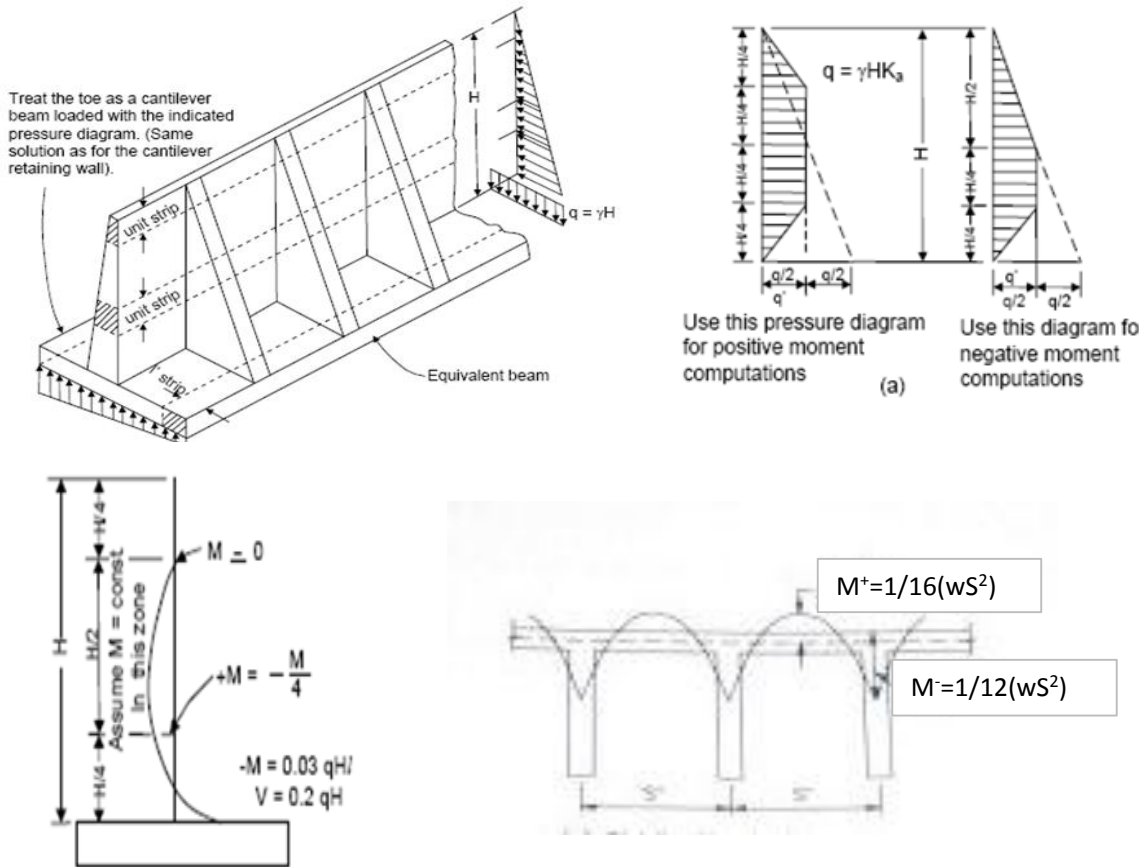
			Fuerzas (t. Momentos (t-m))	
	F.Resistentes	4538.72	28458.42	
	F.Volteo	1540.17	8917.96	
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq Mv$	28458.42	>	8917.96 ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$	4538.72	>	1540.17 ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	1.29	<	4.48 ok
Presión rectangular	Q1=	3.66	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	4.77	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	0.86	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

### CALCULO DEL REFUERZO

Para el diseño de los muros de contención con contrafuertes, se ha considerado el modelo aproximado supone la pantalla como una losa apoyada en los contrafuertes.

Por otro lado teniendo en cuenta las condiciones de borde como el empotramiento en la base es usual la presión distribuida de tal forma que las presiones de diseño resultan igual a la mitad del valor en la con lo cual se obtiene el refuerzo de diseño.

De igual forma se realiza el análisis para la zapata teniendo en consideración que esta se apoya sobre contrafuertes, tal como se muestra en las siguientes figuras.



### DETERMINACION DEL EMPUJE HORIZONTAL A NIVEL DE BASE DE PANTALLA

FUERZAS DE VOLTEO ( V )		PRESSION W (T/m2.)
Descripción	Cod	
Empuje de tierras (E)-Activo	EH	6.62
Empuje por carga viva (LS)	LS	0.33
Empuje Dinámico (EQ)	EQ	3.52
Fuerza Sísmica (Eqr)	EQ	9.46
Fuerza de Frenado (BR)	BR	1.15

PRESSION A NIVEL DE BASE DE PANTALLA	W (T/m2)
RESISTENCIA I	12.51
EVENTO EXTREMO I	20.34



## PANTALLA EN PLANTA

### REFUERZO POSITIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	20.34	T/m2	
Mu =	13.02	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	0.70	m	
f'c=	210	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
φ=	0.90		
MU <sub>DISEÑO</sub>	17.36	Ton-m	<>

### REFUERZO FINAL

Diámetro a considerar

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

As t =	3.68	cm2	
As1=	<b>7.16</b>	cm2	φ= 5/8

### ESPACIAMIENTO

0.277 m usar

USAR	φ=	5/8 @	0.250 m
------	----	-------	---------

### Acero Mínimo

	14.49	kg/cm2
fcr=	28.98	kg/cm2
1.2Mcr=	28.40	T-m
4/3Mu=	17.36	T-m
Mmin=	17.36	T-m

### REFUERZO NEGATIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	20.34	T/m2	
Mu =	17.36	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	0.70	m	
f'c=	210	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
φ=	0.90		
MU <sub>DISEÑO</sub>	23.14	Ton-m	

### REFUERZO FINAL

Diámetro a considerar

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

As t =	3.68	cm2	
As1=	<b>9.58</b>	cm2	φ= 3/4

### ESPACIAMIENTO

0.297 m usar

USAR	φ=	3/4 @	0.250 m
------	----	-------	---------



### Acero Mínimo

	14.49	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>cr</sub> =	28.98	kg/cm <sup>2</sup>
1.2M <sub>cr</sub> =	28.40	T-m
4/3M <sub>u</sub> =	23.14	T-m
M <sub>min</sub> =	23.14	T-m

### PANTALLA EN ELEVACION

#### REFUERZO POSITIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	20.34	T/m <sup>2</sup>	
M <sub>u</sub> =	5.02	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	0.70	m	
f' <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>	
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
φ=	0.90		
M <sub>U</sub> DISEÑO	6.70	Ton-m	

#### REFUERZO FINAL

Diámetro a considerar

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

As t =	3.68	cm <sup>2</sup>	
As1=	<b>3.68</b>	cm <sup>2</sup>	φ= 1/2

#### ESPACIAMIENTO

USAR	φ=	0.345 m	usar
		1/2 @	0.250 m

### Acero Mínimo

	14.49	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>cr</sub> =	28.98	kg/cm <sup>2</sup>
1.2M <sub>cr</sub> =	28.40	T-m
4/3M <sub>u</sub> =	6.70	T-m
M <sub>min</sub> =	6.70	T-m

#### REFUERZO NEGATIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	20.34	T/m <sup>2</sup>	
M <sub>u</sub> =	20.10	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	0.70	m	
f' <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>	
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
φ=	0.90		
M <sub>U</sub> DISEÑO	26.80	Ton-m	



**REFUERZO FINAL**

Diámetro a considerar

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h) f_y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

As t =	3.68	cm2	
As1=	<b>11.13</b>	cm2	φ= 3/4
<b>ESPACIAMIENTO</b>		0.256 m	usar
USAR	φ=	3/4 @	0.250 m

**Acero Mínimo**

	14.49	kg/cm2
fcr=	28.98	kg/cm2
1.2Mcr=	28.40	T-m
4/3Mu=	26.80	T-m
Mmin=	26.80	

**DISEÑO DEL CONTRAFUERTE**

<b>Datos</b>			
Ancho Tributario	3.2	m	
H(Altura de relleno)	12.20	m	
Angulo de inclinación del contrafuerte	30.19	º	Ver geometría

<b>Cargas Actuantes</b>			<b>Brazo(tor M(t-m)</b>
Empuje de Tierra (EH) =	129.21	t	4.06 524.91
Empuje de Trafico (LS) =	12.71	t	6.10 77.52
Combinación 1 .... 1.5EH+1,75LS=	216.05	t	923.03
	Mu = 923.03	t-m.	
	d= 7.60	m.	
	Vu= 216.05	t	
	Tu = 213.62	t	
	As = 56.51	cm2	
	Usar 11.20	φ=	1

As colocado 12 varillas de 1".....OK

**ZAPATA**

**PUNTA EN VOLADIZO (REFUERZO INFERIOR)**

Mu =	243.50	T-m	$M=(Q - 1,25wpp)Lp^2 / 2$
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	1.80	m	
f'c=	210	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
φ=	0.90		
MuDISEÑO	243.50	Ton-m	



**REFUERZO FINAL**

Diámetro a considerar

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

As t =	5.74	cm2		
As1=	<b>38.00</b>	cm2	$\phi = 1$	
<b>ESPACIAMIENTO</b>			0.133 m	usar
USAR	$\phi =$	1	@	0.100 m

**Acero Mínimo**

	14.49	kg/cm2
fcr=	28.98	kg/cm2
1.2Mcr=	187.81	T-m
4/3Mu=	324.67	T-m
Mmin=	187.81	T-m

**TALON APOYADO EN CONTRAFUERTE  
ZAPATA EN PLANTA (REFUERZO TRANSVERSAL)  
REFUERZO POSITIVO (INFERIOR)**

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	28.92	T/m2	
Mu =	9.254	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	1.80	m	
f'c=	210	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
$\phi =$	0.90		
Mu <sub>DISEÑO</sub>	12.34	Ton-m	

**REFUERZO FINAL**

Diámetro a considerar

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

As t =	5.74	cm2		
As1=	<b>5.74</b>	cm2	$\phi = 5/8$	
<b>ESPACIAMIENTO</b>			0.345 m	
USAR	$\phi =$	5/8	@	0.250 m

**Acero Mínimo**

	14.49	kg/cm2
fcr=	28.98	kg/cm2
1.2Mcr=	187.81	T-m
4/3Mu=	12.34	T-m
Mmin=	12.34	T-m



### REFUERZO NEGATIVO

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	28.92	T/m <sup>2</sup>	
Mu =	12.338	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	1.80	m	
f'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>	
fy=	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
φ=	0.90		
Mu <sub>DISEÑO</sub>	16.45	Ton-m	

### REFUERZO FINAL

Diámetro a considerar

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

As t =	5.74	cm <sup>2</sup>	
As1=	<b>5.74</b>	cm <sup>2</sup>	φ= 5/8

### ESPACIAMIENTO

0.345 m

USAR	φ=	5/8 @	0.20 m
------	----	-------	--------

### Acero Mínimo

	14.49	kg/cm <sup>2</sup>
fcr=	28.98	kg/cm <sup>2</sup>
1.2Mcr=	187.81	T-m
4/3Mu=	16.45	T-m
Mmin=	16.45	T-m

### ZAPATA EN ELEVACION (REFUERZO LONGITUDINAL)

#### REFUERZO POSITIVO (INFERIOR)

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	28.92	T/m <sup>2</sup>	
Mu =	4.858	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	1.80	m	
f'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>	
fy=	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
φ=	0.90		
Mu <sub>DISEÑO</sub>	6.48	Ton-m	

### REFUERZO FINAL

Diámetro a considerar

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

As t =	5.74	cm <sup>2</sup>	
As1=	<b>5.74</b>	cm <sup>2</sup>	φ= 5/8

Comparar con refuerzo

### ESPACIAMIENTO

0.345 m

por punta

USAR	φ=	5/8 @	0.2 m
------	----	-------	-------



### Acero Mínimo

	14.49	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>cr</sub> =	28.98	kg/cm <sup>2</sup>
1.2M <sub>cr</sub> =	187.81	T-m
4/3M <sub>u</sub> =	6.48	T-m
M <sub>min</sub> =	6.48	T-m

### REFUERZO NEGATIVO

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	28.92	T/m <sup>2</sup>	
M <sub>u</sub> =	19.432	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	1.80	m	
f' <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>	
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
φ=	0.90		
M <sub>u</sub> <sub>DISEÑO</sub>	25.91	Ton-m	

### REFUERZO FINAL

Diámetro a considerar

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

A <sub>s t</sub> =	5.74	cm <sup>2</sup>	
A <sub>s1</sub> =	5.74	cm <sup>2</sup>	φ= 5/8

### ESPACIAMIENTO

USAR	φ=	0.345 m	
		5/8 @	0.25 m

### Acero Mínimo

	14.49	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>cr</sub> =	28.98	kg/cm <sup>2</sup>
1.2M <sub>cr</sub> =	187.81	T-m
4/3M <sub>u</sub> =	25.91	T-m
M <sub>min</sub> =	25.91	T-m