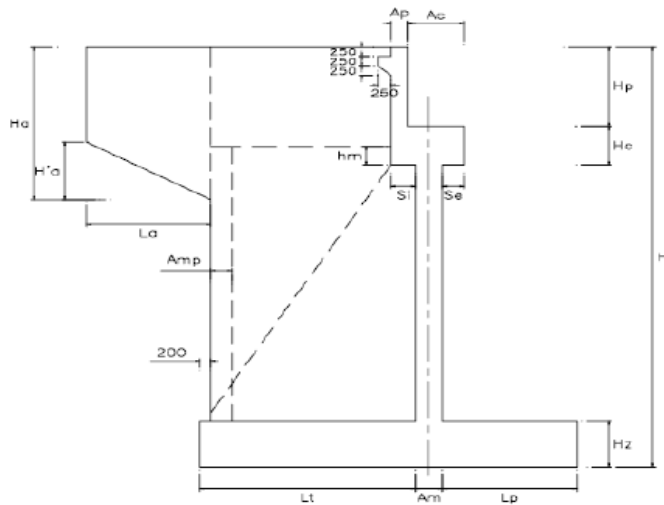


**ESTRIBO CON CONTRAFUERTES TIPICO H=35M**

$\sigma_{adm} = 6.00$  Kg/cm<sup>2</sup> Capacidad Portante Admisible  
 $\phi = 0.45$  Factor de Reducción  
 $\phi\sigma_{ULT} = 8.10$  Kg/cm<sup>2</sup> Capacidad Ultima Reducida



**ANALISIS DE ESTABILIDAD**

**Materiales**

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

**Geometría**

H = 35.00	m	Altura Total
H <sub>z</sub> = 4.00	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> = 16.80	m	Largo Talón
A <sub>m</sub> = 1.00	m	Espesor de Muro (pantalla)
L <sub>p</sub> = 7.50	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> = 31.00	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> = 1.00	m	Espesor de muros laterales (aleros)
A <sub>mc</sub> = 0.70	m	Espesor de muros contrafuertes
H <sub>md</sub> = 27.00	m	Altura de muro frontal
a = 8.00	m	Distancia horizontal de la carga viva al centro de giro
b = 36.80	m	Distancia vertical de la fuerza de frenado al centro de
B = 25.30	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	1457.280	3497.472	12.650	44243.021
2 Muro Frontal	361.800	868.320	8.000	6946.560
3 Viga Cabezal	22.847	54.833	7.875	431.808
4 Parapeto	13.601	32.642	8.475	276.644
6 Muros Laterales	1023.000	2455.200	16.800	41247.360
7 Contrafuertes	457.853	1098.846	14.333	15750.126
	25.515	61.236	8.725	534.284
		<b>8068.549</b>	<b>13.563</b>	<b>109429.804</b>

<b>Relleno</b>	Vol(m3)	Peso (t.)	Xi(m)	Mi(t-m)
1 Relleno superior	804.420	1447.956	17.125	24796.247
2 Relleno inferior	5579.280	10042.704	16.900	169721.698
3 Relleno trasdós de aleros	0.000	0.000	16.800	0.000
		<b>11490.660</b>		<b>194517.944</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) = 8068.549 t.	109429.804 t-m
Peso del relleno	P(EV) = 11490.660 t.	194517.944 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>	5169.10
	<b>R(DW)=</b> 35.16 t.	<b>M(DW)=</b>	281.25
Carga viva vehicular (LL)	<b>R(LL)=</b> 120.42 t.	<b>M(LL)=</b>	963.34

### 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> = 609.58	t-m	



### EMPUJE LATERAL DE TIERRA (EH)

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

$$\phi = 30.00$$

$$\beta = 0.00$$

$$\delta = 15.00$$

$$i = 0.00$$

$$K_a = 0.301$$

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

$$H = 35.00 \quad \text{m}$$

$$p = 18.99 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$E_a = P \cdot H / 2 \cdot L = 4452.98 \quad \text{Ton}$$

Fuerza debida a la presión horizontal del empuje

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos(\phi/2) = 4301.25 \quad \text{Ton}$$

$$M_{EaH} = E_{aH} \cdot H / 3 = 50181.22 \quad \text{Ton-m}$$

Fuerza debida a la presión vertical del empuje

$$E_{aV} = E_a \cdot \sin(\phi/2) = 1152.52 \quad \text{Ton}$$

$$M_{EaV} = E_{aV} \cdot \text{brazo} = 9796.38 \quad \text{Ton-m}$$

### 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

$$L_S = \Delta p \cdot h \cdot L = 152.67 \quad \text{Ton}$$

$$M_{L_S} = L_S \cdot h / 2 = 2671.79 \quad \text{Ton-m}$$

Fuerza debida a la presión vertical de la sobrecarga

$$F_{(L_S)} = 226.71 \quad \text{t.}$$

$$\text{Dist} = 17.13 \quad \text{m}$$

$$M_{(L_S)} = 3882.47 \quad \text{t-m}$$

### 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

$$\phi = 30.00$$

$$\beta = 0.00$$

$$\delta = 15.00$$

$$i = 0.00$$

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

$$k_v = 0.00$$

$$k_h = 0.21$$

$$\theta = 11.86$$



$$K_{AE} = 0.462$$

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

$$H = 35.00 \quad \text{m}$$

$$E_{AE} = 6820.95 \quad \text{Ton}$$

Presión activa del terreno

$$E_{AEH} = E_{AE} \cdot \cos(\phi/2) = 6588.53 \quad \text{t.}$$

Incremento dinámico

$$\Delta E_{AEH} = E_{AEH} - E_{aH} = 2287.28 \quad \text{t.}$$

$$M \Delta E_{AEH} = \Delta E_{AEH} \cdot (h/2) = 40027.46 \quad \text{Ton-m}$$

$$E_{AEV} = E_{AE} \cdot \sin(\phi/2) = 1765.39 \quad \text{t.}$$

$$M E_{AEV} = E_{AEV} \cdot x_{\text{brazo}} = 15005.83 \quad \text{t-m}$$

Fuerza Inercial del Estribo

$$\text{Peso del estribo} = 19559.21 \quad \text{t.}$$

$$P_{IR} = 2053.72 \quad \text{t.}$$

$$M_{IR} = 23960.03 \quad \text{t-m}$$

$$\%P = 50\%$$

Porcentaje del peso del estribo

Luego

$$F_{EQ} = 4341.00 \quad \text{t.}$$

$$M_{EQ} = 63987.49 \quad \text{t-m}$$

#### SISMO DE LA SUPERESTRUCTURA (Eqr)

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

$$M E_q = 4373.91 \quad \text{t-m}$$

#### ANALISIS DE ESTABILIDAD

##### FUERZAS RESISTENTES ( R )

Descripción	Cod	Fuerzas (t.) Momentos (t-m)	
		FV (t.)	Mr(t-m)
Estribo (DC)	DC	8068.55	109429.80
Relleno	EV	11490.66	194517.94
Superestructura	DC	646.14	5169.10
	DW	35.16	281.25
Carga Viva Superestructura	LL	120.42	963.34
Sobrecarga por carga viva	LS	226.71	3882.47

##### FUERZAS DE VOLTEO ( V )

Descripción	Cod	Fuerzas (t.) Momentos (t-m)	
		FV (t.)	Mr(t-m)
Empuje de tierras (E)-Activo	EH	4301.25	50181.22
Empuje por carga viva (LS)	LS	152.67	2671.79
Empuje Dinámico (EQ)	EQ	4341.00	63987.49
Fuerza Sísmica (Eqr)	EQ	136.26	4373.91
Fuerza de Frenado (BR)	BR	16.56	609.58



## COMBINACIONES DE CARGA

### C1: DCsub+EH+EV

		Fuerzas (t.)	Momentos (t-m)	
F.Resistentes		19559.21	303947.75	
F.Volteo		4301.25	50181.22	
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq Mv$	151973.87	>	50181.22 ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi FV. \tan \phi \geq FH$	17603.29	>	4301.25 ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.32	<	4.22 ok
Presión rectangular	Q1=	5.23	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	4.96	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	5.78	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

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

		Fuerzas (t.)	Momentos (t-m)	
F.Resistentes		20240.50	309398.10	
F.Volteo		4301.25	50181.22	
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq Mv$	154699.05	>	50181.22 ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi FV. \tan \phi \geq FH$	18216.45	>	4301.25 ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.16	<	4.22 ok
Presión rectangular	Q1=	5.49	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	5.35	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	5.76	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

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

		Fuerzas (t.)	Momentos (t-m)	
F.Resistentes		20691.77	315697.66	
F.Volteo		4322.78	50973.67	
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq Mv$	157848.83	>	50973.67 ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi FV. \tan \phi \geq FH$	18622.60	>	4322.78 ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.14	<	4.22 ok
Presión rectangular	Q1=	5.62	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	5.49	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta
	Q2a=	5.87	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón

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

			Fuerzas (t.)	Momentos (t-m)	
	F.Resistentes		26458.48	406269.73	
	F.Volteo		6451.87	75271.83	
Verificación de estabilidad					
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$			
	243761.84	>	75271.83	ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi FV. \tan \phi \geq FH$				
	23812.64	>	6451.87	ok	
Verificación de Presiones					
Verificación de Excentricidad	e=	0.14	<	6.33	ok
Presión rectangular	Q1=	7.34	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta	ok
Presión lineal	Q1a=	7.50	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta	
	Q2a=	7.02	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		27065.96	414749.91	
	F.Volteo		6748.04	81014.22	
Verificación de estabilidad					
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$			
	248849.94	>	81014.22	ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi FV. \tan \phi \geq FH$				
	24359.37	>	6748.04	ok	
Verificación de Presiones					
Verificación de Excentricidad	e=	0.32	<	6.33	ok
Presión rectangular	Q1=	7.62	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta	ok
Presión lineal	Q1a=	7.99	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta	
	Q2a=	6.87	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		23985.94	374401.23	
	F.Volteo		6748.04	81014.22	
Verificación de estabilidad					
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$			
	224640.74	>	81014.22	ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi FV. \tan \phi \geq FH$				
	21587.35	>	6748.04	ok	
Verificación de Presiones					
Verificación de Excentricidad	e=	0.42	<	6.33	ok
Presión rectangular	Q1=	6.81	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta	ok
Presión lineal	Q1a=	7.24	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta	
	Q2a=	5.93	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		22610.32	340611.36	
	F.Volteo		8863.13	120183.30	
Verificación de estabilidad					
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$			
	340611.36	>	120183.30	ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi FV. \tan \phi \geq FH$				
	22610.32	>	8863.13	ok	
Verificación de Presiones					
Verificación de Excentricidad	e=	2.90	<	10.12	ok
Presión rectangular	Q1=	8.05	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta	ok
Presión lineal	Q1a=	10.48	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta	
	Q2a=	1.94	Kg/cm <sup>2</sup>	Talón	

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

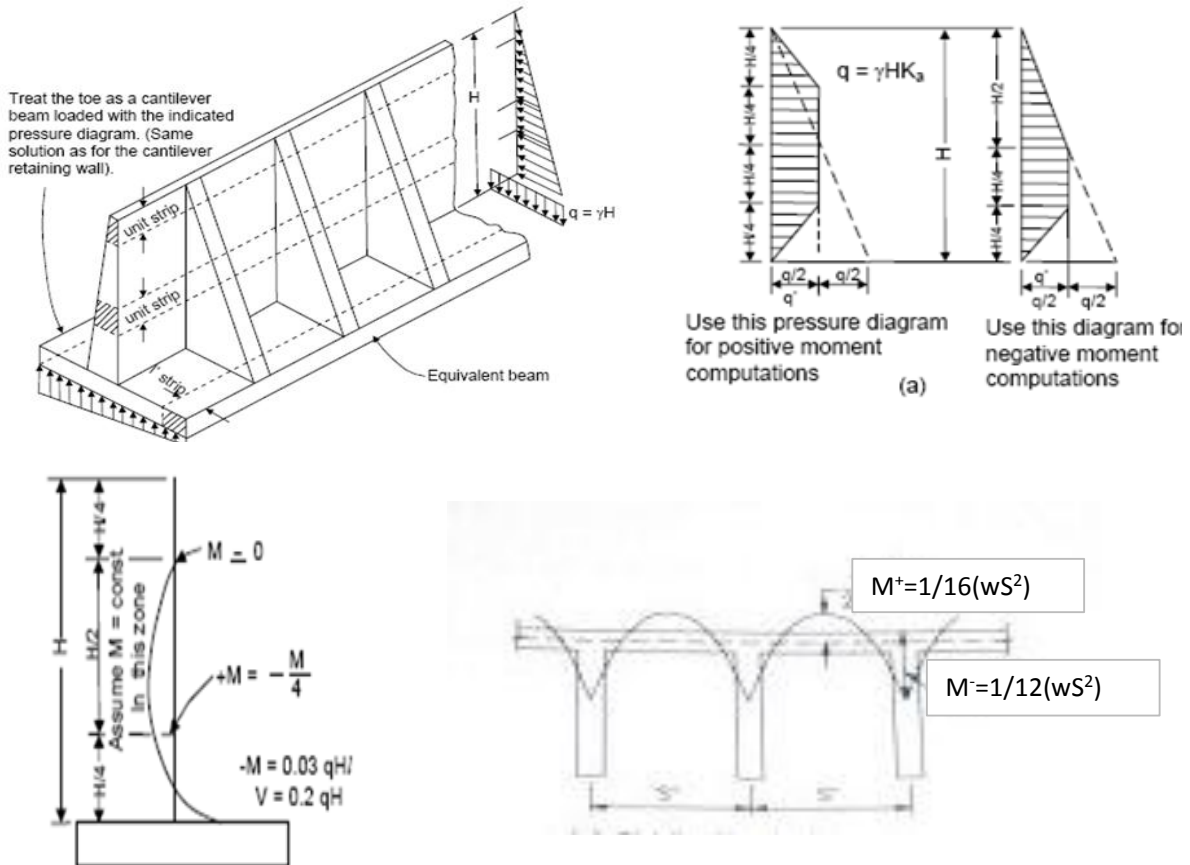
			Fuerzas (t.)	Momentos (t-m)	
	F.Resistentes		22436.75	338188.45	
	F.Volteo		8778.51	118542.61	
Verificación de estabilidad					
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	$Mv$			
	338188.45	>	118542.61	ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi FV. \tan \phi \geq FH$				
	22436.75	>	8778.51	ok	
Verificación de Presiones					
Verificación de Excentricidad	e=	2.86	<	10.12	ok
Presión rectangular	Q1=	7.96	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta	ok
Presión lineal	Q1a=	10.34	Kg/cm <sup>2</sup>	Punta	
	Q2a=	1.98	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 que 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 re la presión distribuida de tal forma que las presiones de diseño resultan igual a la mitad del valor en la base 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 los contrafuertes, tal como se muestra en las siguientes figuras.



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

FUERZAS DE VOLTEO ( V )		PRESION W (T/m2.)
Descripción	Cod	
Empuje de tierras (E)-Activo	EH	16.82
Empuje por carga viva (LS)	LS	0.33
Empuje Dinámico (EQ)	EQ	8.94
Fuerza Sísmica (Eqr)	EQ	9.46
Fuerza de Frenado (BR)	BR	1.15

PRESION A NIVEL DE BASE DE PANTALLA	W (T/m2)
RESISTENCIA I	27.81
EVENTO EXTREMO I	35.96



## PANTALLA EN PLANTA

### REFUERZO POSITIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	35.96	T/m2	
Mu =	23.02	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	1.00	m	
f'c=	280	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
φ=	0.90		
M <sub>DISEÑO</sub>	30.69	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 =	4.46	cm2	
As1=	<b>8.61</b>	cm2	φ= 5/8
ESPACIAMIENTO		0.230 m	usar
USAR	φ=	5/8 @	0.200 m

### Acero Mínimo

	16.73	kg/cm2
fcr=	33.47	kg/cm2
1.2Mcr=	66.93	T-m
4/3Mu=	30.69	T-m
Mmin=	30.69	T-m

### REFUERZO NEGATIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	35.96	T/m2	
Mu =	30.69	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	1.00	m	
f'c=	280	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
φ=	0.90		
M <sub>DISEÑO</sub>	40.92	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 =	4.46	cm2	
As1=	<b>11.52</b>	cm2	φ= 3/4
ESPACIAMIENTO		0.247 m	usar
USAR	φ=	3/4 @	0.200 m



### Acero Mínimo

	16.73	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>cr</sub> =	33.47	kg/cm <sup>2</sup>
1.2M <sub>cr</sub> =	66.93	T-m
4/3M <sub>u</sub> =	40.92	T-m
M <sub>min</sub> =	40.92	T-m

### PANTALLA EN ELEVACION

#### REFUERZO POSITIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	35.96	T/m <sup>2</sup>	
M <sub>u</sub> =	20.90	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	1.00	m	
f' <sub>c</sub> =	280	kg/cm <sup>2</sup>	
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
φ=	0.90		
M <sub>U</sub> DISEÑO	27.87	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 =	4.46	cm <sup>2</sup>	
As1=	<b>7.82</b>	cm <sup>2</sup>	φ= 5/8
<b>ESPACIAMIENTO</b>		0.253 m	usar
USAR	φ=	5/8 @	0.200 m

### Acero Mínimo

	16.73	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>cr</sub> =	33.47	kg/cm <sup>2</sup>
1.2M <sub>cr</sub> =	66.93	T-m
4/3M <sub>u</sub> =	27.87	T-m
M <sub>min</sub> =	27.87	T-m

#### REFUERZO NEGATIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	35.96	T/m <sup>2</sup>	
M <sub>u</sub> =	83.61	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	1.00	m	
f' <sub>c</sub> =	280	kg/cm <sup>2</sup>	
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
φ=	0.90		
M <sub>U</sub> DISEÑO	83.61	Ton-m	



**REFUERZO FINAL**

Diámetro a considerar

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

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

As t = 4.46 cm2

As1= 23.81 cm2

 $\phi = 1$ 
**ESPACIAMIENTO**

0.213 m

usar

USAR

 $\phi =$ 

1 @

0.200 m

**Acero Mínimo**

	16.73	kg/cm2
fcr=	33.47	kg/cm2
1.2Mcr=	66.93	T-m
4/3Mu=	111.49	T-m
Mmin=	66.93	

**DISEÑO DEL CONTRAFUERTE**

Datos

Ancho Tributario	3.2	m	
H(Altura de relleno)	31.00	m	
Angulo de inclinación del contrafuerte	30.19	°	Ver geometría

Cargas Actuantes

Brazo(ton) M(t-m)

Empuje de Tierra (EH) =	834.22	t	10.32	8611.70
-------------------------	--------	---	-------	---------

Empuje de Trafico (LS) =	32.29	t	15.50	500.53
--------------------------	-------	---	-------	--------

Combinación 1 .... 1.5EH+1,75LS=	1307.85	t		13793.49
----------------------------------	---------	---	--	----------

Mu =	13793.49	t-m.
------	----------	------

d=	17.70	m.
----	-------	----

Vu=	1307.85	t
-----	---------	---

Tu =	1331.27	t
------	---------	---

As =	352.19	cm2
------	--------	-----

Usar	36.80	$\phi =$	1 3/8
------	-------	----------	-------

As colocado 38 varillas de 1 3/8" .....OK

**ZAPATA**
**PUNTA EN VOLADIZO (REFUERZO INFERIOR)**

Mu =	2371.53	T-m	$M=(Q - 1,25wpp)Lp^2 / 2$
------	---------	-----	---------------------------

b=	1.00	m	Ancho unitario
----	------	---	----------------

h=	4.00	m	
----	------	---	--

f'c=	280	kg/cm2	
------	-----	--------	--

fy=	4200	kg/cm2	
-----	------	--------	--

$\phi =$	0.90		
----------	------	--	--

Mu <sub>DISEÑO</sub>	2371.53	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 =	7.14	cm2		
As1=	<b>165.36</b>	cm2	$\phi =$	1 3/8
<b>ESPACIAMIENTO</b>			0.058 m	usar
USAR	2 $\phi =$		1 3/8 @	0.100 m

**Acero Mínimo**

	16.73	kg/cm2
fcr=	33.47	kg/cm2
1.2Mcr=	1070.92	T-m
4/3Mu=	3162.03	T-m
Mmin=	1070.92	T-m

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

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	75.34	T/m2	
Mu =	24.109	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	4.00	m	
f'c=	280	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
$\phi =$	0.90		
Mu <sub>DISEÑO</sub>	32.14	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 =	7.14	cm2		
As1=	<b>7.14</b>	cm2	$\phi =$	3/4
<b>ESPACIAMIENTO</b>			0.399 m	
USAR	$\phi =$		3/4 @	0.250 m

**Acero Mínimo**

	16.73	kg/cm2
fcr=	33.47	kg/cm2
1.2Mcr=	1070.92	T-m
4/3Mu=	32.14	T-m
Mmin=	32.14	T-m



### REFUERZO NEGATIVO

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	75.34	T/m <sup>2</sup>	
Mu =	32.145	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	4.00	m	
f'c=	280	kg/cm <sup>2</sup>	
fy=	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
φ=	0.90		
Mu <sub>DISEÑO</sub>	42.86	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 =	7.14	cm <sup>2</sup>	
As1=	<b>7.14</b>	cm <sup>2</sup>	φ= 5/8

### ESPACIAMIENTO

0.277 m

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

### Acero Mínimo

	16.73	kg/cm <sup>2</sup>
fcr=	33.47	kg/cm <sup>2</sup>
1.2Mcr=	1070.92	T-m
4/3Mu=	42.86	T-m
Mmin=	42.86	T-m

### ZAPATA EN ELEVACION (REFUERZO LONGITUDINAL)

#### REFUERZO POSITIVO (INFERIOR)

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	75.34	T/m <sup>2</sup>	
Mu =	30.377	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	4.00	m	
f'c=	280	kg/cm <sup>2</sup>	
fy=	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
φ=	0.90		
Mu <sub>DISEÑO</sub>	40.50	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 =	7.14	cm <sup>2</sup>	
As1=	<b>7.14</b>	cm <sup>2</sup>	φ= 5/8

Comparar con refuerzo por punta

### ESPACIAMIENTO

0.277 m

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

### Acero Mínimo

	16.73	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>cr</sub> =	33.47	kg/cm <sup>2</sup>
1.2M <sub>cr</sub> =	1070.92	T-m
4/3M <sub>u</sub> =	40.50	T-m
M <sub>min</sub> =	40.50	T-m

### REFUERZO NEGATIVO

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	75.34	T/m <sup>2</sup>	
M <sub>u</sub> =	121.507	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	4.00	m	
f' <sub>c</sub> =	280	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>	162.01	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> =	7.14	cm <sup>2</sup>	
A <sub>s1</sub> =	<b>10.88</b>	cm <sup>2</sup>	φ= 3/4

### ESPACIAMIENTO

USAR	φ=	0.262 m	3/4 @	0.25 m
------	----	---------	-------	--------

### Acero Mínimo

	16.73	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>cr</sub> =	33.47	kg/cm <sup>2</sup>
1.2M <sub>cr</sub> =	1070.92	T-m
4/3M <sub>u</sub> =	162.01	T-m
M <sub>min</sub> =	162.01	T-m

