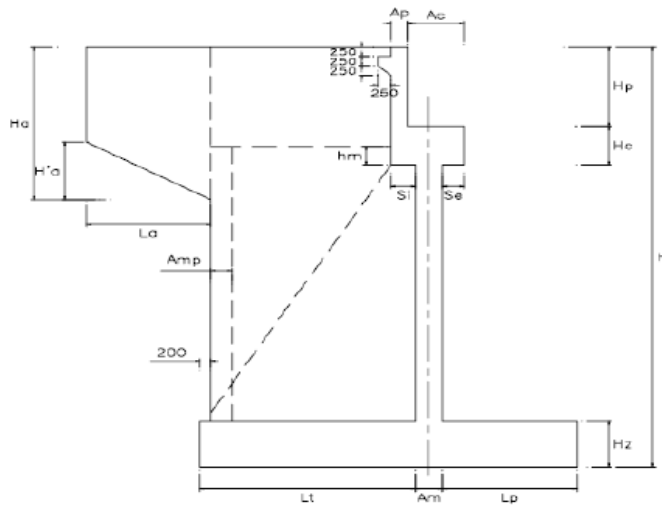


ESTRIBO CON CONTRAFUERTE TIPO H=25M

$\sigma_{adm} = 4.00$	Kg/cm ²	Capacidad Portante Admisible
$\phi = 0.45$		Factor de Reducción
$\phi\sigma_{ULT} = 5.40$	Kg/cm ²	Capacidad Ultima Reducida



ANALISIS DE ESTABILIDAD

Material

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

Geometría

H = 25.00	m	Altura Total
H _z = 3.00	m	Altura Zapata
H _p = 2.90	m	Altura de parapeto
H _c = 1.10	m	Altura de viga de apoyo
L _t = 13.80	m	Largo Talón
A _m = 0.80	m	Espesor de Muro (pantalla)
L _p = 6.20	m	Largo de punta
A _c = 1.20	m	Ancho de cajuela
A _p = 0.35	m	Ancho de parapeto
S _i = 0.450	m	Volado interior de viga cabezal
S _e = 0.400	m	Volado exterior de viga cabezal
H _{ap} = 22.00	m	Altura promedio de aleros
L = 14.40	m	Ancho de zapata cuerpo central
L ₁ = 13.40	m	Ancho del cuerpo central
N _c = 3.00		Numero de contrafuertes
A _{ml} = 0.80	m	Espesor de muros laterales (aleros)
A _{mc} = 0.50	m	Espesor de muros contrafuertes
H _{md} = 18.00	m	Altura de muro frontal
a = 6.60	m	Distancia horizontal de la carga viva al centro de g
b = 26.80	m	Distancia vertical de la fuerza de frenado al centr
B = 20.80	m	Medida de la base de zapata central



CALCULO DE FUERZAS

Estribo	Vol(m3)	Peso (t.)	Xi(m)	Mi(t-m)
1 Zapata	898.560	2156.544	10.400	22428.058
2 Muro Frontal	192.960	463.104	6.600	3056.486
3 Viga Cabezal	22.847	54.833	6.575	360.526
4 Parapeto	13.601	32.642	7.175	234.209
6 Muros Laterales	475.200	1140.480	13.800	15738.624
7 Contrafuertes	177.525	426.060	11.833	5041.710
	12.150	29.160	7.225	210.681
		4302.823	10.939	47070.294

Relleno	Vol(m3)	Peso (t.)	Xi(m)	Mi(t-m)
1 Relleno superior	688.860	1239.948	14.125	17514.266
2 Relleno inferior	3204.360	5767.848	13.900	80173.087
3 Relleno trasdós de aleros	0.000	0.000	13.800	0.000
		7007.796		97687.353

Carga de la Superestructura

DC	646.14	Ton
DW	35.16	Ton
LL	120.42	Ton

Calculo Vigas

	646.14
	35.16
	120.42

A.- Fuerzas Verticales Actuantes

		Fuerzas	Momentos
Peso del estribo	P(DC) =	4302.823 t.	47070.294 t-m
Peso del relleno	P(EV) =	7007.796 t.	97687.353 t-m

Transmitidas por la superestructura

		Fuerzas	Momentos t-m
Peso propio y muertas	R(DC)=	646.14 t.	M(DC) = 4264.51
	R(DW)=	35.16 t.	M(DW) = 232.03
Carga viva vehicular (LL)	R(LL)=	120.42 t.	M(LL) = 794.76

B.- Fuerzas Horizontales Actuantes

Luz del puente	50	m	
CARGA DE FRENADO			ton
El máximo valor de :	0,25* (Camión/Tándem) *Ncarriles*FMP		16.56
	0,05*(Camión/Tándem + carga carril)*Ncarriles*FMP .		8.05
	BR	16.56	t.
	M_{BR}	443.93	t-m



EMPUJE LATERAL DE TIERRA (EH)

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

$$\phi = 30.00$$

$$\beta = 0.00$$

$$\delta = 15.00$$

$$i = 0.00$$

$$K_a = 0.301$$

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

$$H = 25.00 \quad \text{m}$$

$$p = 13.56 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$E_a = P \cdot H / 2 \cdot L = 2271.93 \quad \text{Ton}$$

Fuerza debida a la presión horizontal del empuje

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos(\phi/2) = 2194.51 \quad \text{Ton}$$

$$M_{EaH} = E_{aH} \cdot H / 3 = 18287.62 \quad \text{Ton-m}$$

Fuerza debida a la presión vertical del empuje

$$E_{aV} = E_a \cdot \sin(\phi/2) = 588.02 \quad \text{Ton}$$

$$M_{EaV} = E_{aV} \cdot \text{brazo} = 4116.13 \quad \text{Ton-m}$$

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

$$L_S = \Delta p \cdot h \cdot L = 109.05 \quad \text{Ton}$$

$$M_{L_S} = L_S \cdot h / 2 = 1363.16 \quad \text{Ton-m}$$

Fuerza debida a la presión vertical de la sobrecarga

$$F_{(L_S)} = 191.03 \quad \text{t.}$$

$$\text{Dist} = 14.13 \quad \text{m}$$

$$M_{(L_S)} = 2698.30 \quad \text{t-m}$$

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

$$\phi = 30.00$$

$$\beta = 0.00$$

$$\delta = 15.00$$

$$i = 0.00$$

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

$$k_v = 0.00$$

$$k_h = 0.21$$

$$\theta = 11.86$$



$$K_{AE} = 0.462$$

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

$$H = 25.00 \quad \text{m}$$

$$E_{AE} = 3480.08 \quad \text{Ton}$$

Presión activa del terreno

$$E_{AEH} = E_{AE} \cdot \cos(\phi/2) = 3361.50 \quad \text{t.}$$

Incremento dinámico

$$\Delta E_{AEH} = E_{AEH} - E_{aH} = 1166.98 \quad \text{t.}$$

$$M \Delta E_{AEH} = \Delta E_{AEH} \cdot (h/2) = 14587.27 \quad \text{Ton-m}$$

$$E_{AEV} = E_{AE} \cdot \sin(\phi/2) = 900.71 \quad \text{t.}$$

$$M E_{AEV} = E_{AEV} \cdot x_{\text{brazo}} = 6304.97 \quad \text{t-m}$$

Fuerza Inercial del Estribo

$$\%P = 50\%$$

$$\text{Peso del estribo} = 11310.62 \quad \text{t.}$$

Porcentaje del peso del estribo

$$P_{IR} = 1187.62 \quad \text{t.}$$

$$M_{IR} = 9896.79 \quad \text{t-m}$$

Luego

$$F_{EQ} = 2354.60 \quad \text{t.}$$

$$M_{EQ} = 24484.06 \quad \text{t-m}$$

SISMO DE LA SUPERESTRUCTURA (E_{qr})

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

$$M E_q = 3011.32 \quad \text{t-m}$$

ANALISIS DE ESTABILIDAD

FUERZAS RESISTENTES (R)

Descripción	Cod	Fuerzas (t.) Momentos (t-m)	
		FV (t.)	Mr(t-m)
Estribo (DC)	DC	4302.82	47070.29
Relleno	EV	7007.80	97687.35
Superestructura	DC	646.14	4264.51
	DW	35.16	232.03
Carga Viva Superestructura	LL	120.42	794.76
Sobrecarga por carga viva	LS	191.03	2698.30

FUERZAS DE VOLTEO (V)

Descripción	Cod	Fuerzas (t.) Momentos (t-m)	
		FV (t.)	Mr(t-m)
Empuje de tierras (E)-Activo	EH	2194.51	18287.62
Empuje por carga viva (LS)	LS	109.05	1363.16
Empuje Dinámico (EQ)	EQ	2354.60	24484.06
Fuerza Sísmica (E_{qr})	EQ	136.26	3011.32
Fuerza de Frenado (BR)	BR	16.56	443.93



COMBINACIONES DE CARGA

C1: DCsub+EH+EV

	Fuerzas (t.)		Momentos (t-m)	
F.Resistentes	11310.62	144757.65		
F.Volteo	2194.51	18287.62		
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv		
	72378.82	>	18287.62	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$			
	10179.56	>	2194.51	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.78	<	3.47 ok
Presión rectangular	Q1=	3.51	Kg/cm ²	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	2.92	Kg/cm ²	Punta
	Q2a=	4.63	Kg/cm ²	Talón

C2: DC+DW+EH+EV

	Fuerzas (t.)		Momentos (t-m)	
F.Resistentes	11991.91	149254.19		
F.Volteo	2194.51	18287.62		
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv		
	74627.09	>	18287.62	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$			
	10792.72	>	2194.51	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.52	<	3.47 ok
Presión rectangular	Q1=	3.81	Kg/cm ²	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	3.40	Kg/cm ²	Punta
	Q2a=	4.61	Kg/cm ²	Talón

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

	Fuerzas (t.)		Momentos (t-m)	
F.Resistentes	12396.80	153795.17		
F.Volteo	2216.05	18864.73		
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv		
	76897.58	>	18864.73	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$			
	11157.12	>	2216.05	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.48	<	3.47 ok
Presión rectangular	Q1=	3.95	Kg/cm ²	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	3.56	Kg/cm ²	Punta
	Q2a=	4.72	Kg/cm ²	Talón

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

			Fuerzas (t.)	Momentos (t-m)	
	F.Resistentes		15699.46	196394.48	
	F.Volteo		3291.77	27431.42	
Verificación de estabilidad					
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv			
	117836.69	>	27431.42	ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$				
	14129.51	>	3291.77	ok	
Verificación de Presiones					
Verificación de Excentricidad	e=	-0.36	<	5.20	ok
Presión rectangular	Q1=	5.07	Kg/cm ²	Punta	ok
Presión lineal	Q1a=	4.69	Kg/cm ²	Punta	
	Q2a=	5.79	Kg/cm ²	Talón	

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

			Fuerzas (t.)	Momentos (t-m)	
	F.Resistentes		16244.49	202507.34	
	F.Volteo		3511.60	30593.83	
Verificación de estabilidad					
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv			
	121504.40	>	30593.83	ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$				
	14620.05	>	3511.60	ok	
Verificación de Presiones					
Verificación de Excentricidad	e=	-0.18	<	5.20	ok
Presión rectangular	Q1=	5.33	Kg/cm ²	Punta	ok
Presión lineal	Q1a=	5.14	Kg/cm ²	Punta	
	Q2a=	5.71	Kg/cm ²	Talón	

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

			Fuerzas (t.)	Momentos (t-m)	
	F.Resistentes		14482.48	184342.93	
	F.Volteo		3511.60	30593.83	
Verificación de estabilidad					
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv			
	110605.76	>	30593.83	ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$				
	13034.23	>	3511.60	ok	
Verificación de Presiones					
Verificación de Excentricidad	e=	-0.22	<	5.20	ok
Presión rectangular	Q1=	4.74	Kg/cm ²	Punta	ok
Presión lineal	Q1a=	4.53	Kg/cm ²	Punta	
	Q2a=	5.14	Kg/cm ²	Talón	

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

			Fuerzas (t.)		Momentos (t-m)	
F.Resistentes			13402.46		163950.43	
F.Volteo			4748.18		46686.54	
Verificación de estabilidad						
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv				
	163950.43	>	46686.54		ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$					
	13402.46	>	4748.18		ok	
Verificación de Presiones						
Verificación de Excentricidad	e=	1.65	<	8.32		ok
Presión rectangular	Q1=	5.32	Kg/cm ²	Punta		ok
Presión lineal	Q1a=	6.61	Kg/cm ²	Punta		
	Q2a=	2.34	Kg/cm ²	Talón		

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

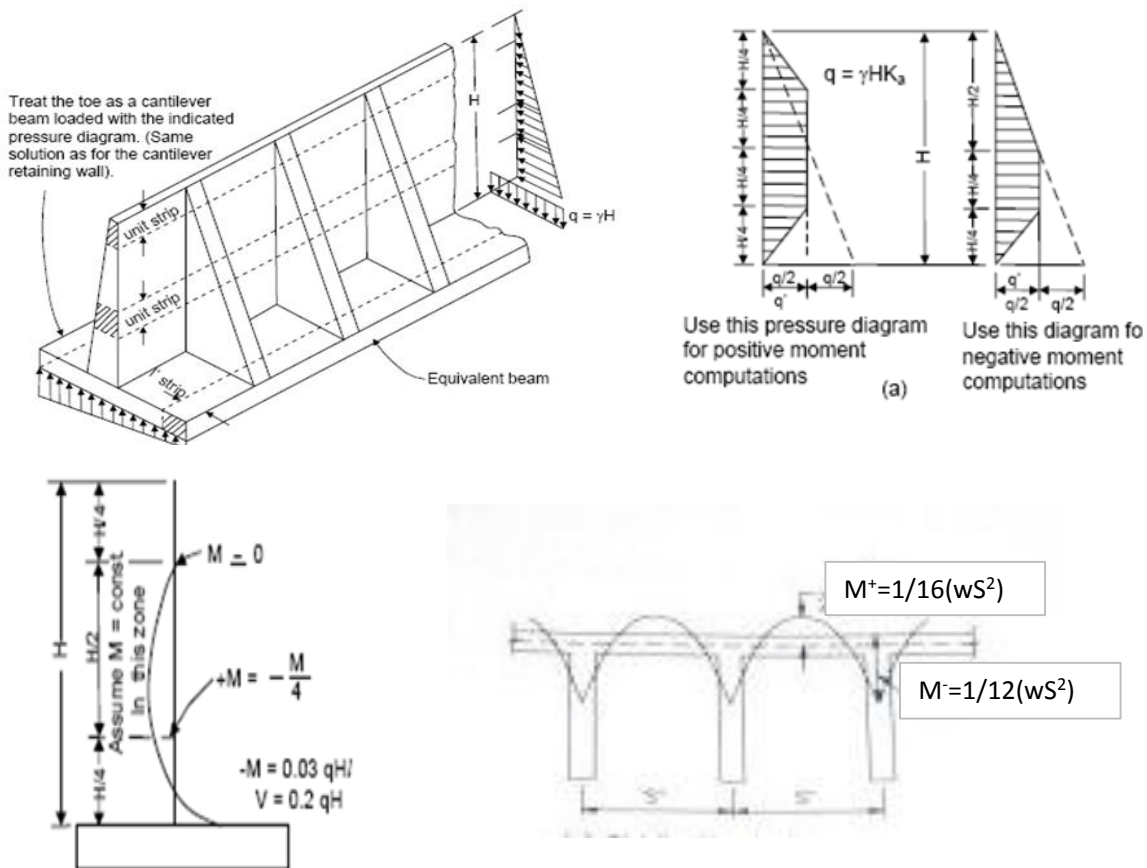
			Fuerzas (t.)		Momentos (t-m)	
F.Resistentes			13246.73		162203.90	
F.Volteo			4685.37		45782.99	
Verificación de estabilidad						
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv				
	162203.90	>	45782.99		ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$					
	13246.73	>	4685.37		ok	
Verificación de Presiones						
Verificación de Excentricidad	e=	1.61	<	8.32		ok
Presión rectangular	Q1=	5.23	Kg/cm ²	Punta		ok
Presión lineal	Q1a=	6.48	Kg/cm ²	Punta		
	Q2a=	2.37	Kg/cm ²	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)		PRESION W (T/m2.)
Descripción	Cod	
Empuje de tierras (E)-Activo	EH	11.94
Empuje por carga viva (LS)	LS	0.33
Empuje Dinámico (EQ)	EQ	6.35
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	20.49
EVENTO EXTREMO I	28.48

PANTALLA EN PLANTA

REFUERZO POSITIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	28.48	T/m ²	
Mu =	18.23	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	0.80	m	
f'c=	280	kg/cm ²	
fy=	4200	kg/cm ²	
φ=	0.90		
Mu _{DISEÑO}	24.31	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 =	3.97	cm ²	
As1=	8.66	cm ²	φ= 5/8

ESPACIAMIENTO

0.229 m usar

USAR	φ=	5/8 @	0.200 m
------	----	-------	---------

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm ²
fcr=	33.47	kg/cm ²
1.2Mcr=	42.84	T-m
4/3Mu=	24.31	T-m
Mmin=	24.31	T-m

REFUERZO NEGATIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	28.48	T/m ²	
Mu =	24.31	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	0.80	m	
f'c=	280	kg/cm ²	
fy=	4200	kg/cm ²	
φ=	0.90		
Mu _{DISEÑO}	32.41	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 =	3.97	cm ²	
As1=	11.59	cm ²	φ= 3/4

ESPACIAMIENTO

0.246 m usar

USAR	φ=	3/4 @	0.200 m
------	----	-------	---------



Acero Mínimo

	16.73	kg/cm ²
f _{cr} =	33.47	kg/cm ²
1.2M _{cr} =	42.84	T-m
4/3M _u =	32.41	T-m
M _{min} =	32.41	T-m

PANTALLA EN ELEVACION

REFUERZO POSITIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	28.48	T/m ²	
M _u =	12.69	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	0.80	m	
f' _c =	280	kg/cm ²	
f _y =	4200	kg/cm ²	
φ=	0.90		
M _U DISEÑO	16.92	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 =	3.97	cm ²	
As1=	6.01	cm ²	φ= 5/8

ESPACIAMIENTO

USAR	φ=	0.329 m	usar
		5/8 @	0.250 m

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm ²
f _{cr} =	33.47	kg/cm ²
1.2M _{cr} =	42.84	T-m
4/3M _u =	16.92	T-m
M _{min} =	16.92	T-m

REFUERZO NEGATIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	28.48	T/m ²	
M _u =	50.76	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	0.80	m	
f' _c =	280	kg/cm ²	
f _y =	4200	kg/cm ²	
φ=	0.90		
M _U DISEÑO	50.76	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 =	3.97	cm2	
As1=	18.30	cm2	φ= 3/4
ESPACIAMIENTO		0.156 m	usar
USAR	φ=	3/4 @	0.150 m

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm2
fcr=	33.47	kg/cm2
1.2Mcr=	42.84	T-m
4/3Mu=	67.68	T-m
Mmin=	42.84	

DISEÑO DEL CONTRAFUERTE

Datos

Ancho Tributario	3.2	m	
H(Altura de relleno)	22.00	m	
Angulo de inclinación del contrafuerte	30.19	º	Ver geometría

Cargas Actuantes

			Brazo(ton)	M(t-m)
Empuje de Tierra (EH) =	420.15	t	7.33	3078.02
Empuje de Trafico (LS) =	22.92	t	11.00	252.09

Combinación 1 1.5EH+1,75LS=	670.33	t		5058.19
	Mu = 5058.19	t-m.		
	d= 14.50	m.		
	Vu= 670.33	t		
	Tu = 638.61	t		
	As = 168.95	cm2		
	Usar 17.70	φ=	1 3/8	

As colocado 18 varillas de 1 3/8"OK

ZAPATA

PUNTA EN VOLADIZO (REFUERZO INFERIOR)

Mu =	1015.16	T-m	$M=(Q - 1,25wpp)Lp^2 /2$
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	3.00	m	
f'c=	280	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
φ=	0.90		
MuDISEÑO	1015.16	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 =	6.70	cm2	
As1=	94.00	cm2	φ= 1 3/8
ESPACIAMIENTO		0.102 m	usar
USAR	φ=	1 3/8 @	0.100 m

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm2
fcr=	33.47	kg/cm2
1.2Mcr=	602.40	T-m
4/3Mu=	1353.54	T-m
Mmin=	602.40	T-m

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

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	43.96	T/m2	
Mu =	14.068	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	3.00	m	
f'c=	280	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
φ=	0.90		
Mu _{DISEÑO}	18.76	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 =	6.70	cm2	
As1=	6.70	cm2	φ= 3/4
ESPACIAMIENTO		0.426 m	
USAR	φ=	3/4 @	0.250 m

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm2
fcr=	33.47	kg/cm2
1.2Mcr=	602.40	T-m
4/3Mu=	18.76	T-m
Mmin=	18.76	T-m



REFUERZO NEGATIVO

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	43.96	T/m ²	
Mu =	18.757	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	3.00	m	
f'c=	280	kg/cm ²	
fy=	4200	kg/cm ²	
φ=	0.90		
MU _{DISEÑO}	25.01	Ton-m	

REFUERZO FINAL

Diámetro a considerar

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

As t =	6.70	cm ²	
As1=	6.70	cm ²	φ= 5/8

ESPACIAMIENTO

0.296 m

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

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm ²
fcr=	33.47	kg/cm ²
1.2Mcr=	602.40	T-m
4/3Mu=	25.01	T-m
Mmin=	25.01	T-m

ZAPATA EN ELEVACION (REFUERZO LONGITUDINAL)

REFUERZO POSITIVO (INFERIOR)

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	43.96	T/m ²	
Mu =	14.560	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	3.00	m	
f'c=	280	kg/cm ²	
fy=	4200	kg/cm ²	
φ=	0.90		
MU _{DISEÑO}	19.41	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 =	6.70	cm ²	
As1=	6.70	cm ²	φ= 5/8

Comparar con refuerzo por punta

ESPACIAMIENTO

0.296 m

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



Acero Mínimo

	16.73	kg/cm ²
f _{cr} =	33.47	kg/cm ²
1.2M _{cr} =	602.40	T-m
4/3M _u =	19.41	T-m
M _{min} =	19.41	T-m

REFUERZO NEGATIVO

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	43.96	T/m ²	
M _u =	58.241	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	3.00	m	
f' _c =	280	kg/cm ²	
f _y =	4200	kg/cm ²	
φ=	0.90		
M _u _{DISEÑO}	77.65	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 =	6.70	cm ²	
As1=	6.98	cm ²	φ= 5/8

ESPACIAMIENTO

USAR	φ=	0.284 m	
		5/8 @	0.25 m

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm ²
f _{cr} =	33.47	kg/cm ²
1.2M _{cr} =	602.40	T-m
4/3M _u =	77.65	T-m
M _{min} =	77.65	T-m

