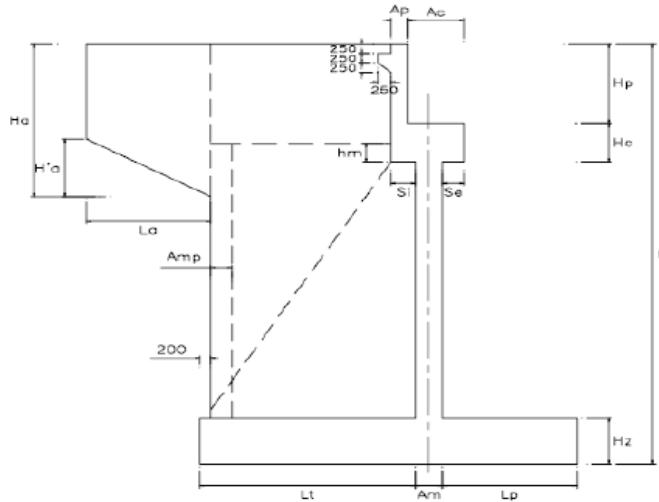


ESTRIBO CON CONTRAFUERTES TIPICO H=20M

$\sigma_{adm} = 3.50$ Kg/cm² Capacidad Portante Admisible
 $\phi = 0.45$ Factor de Reducción
 $\phi\sigma_{ULT} = 4.73$ Kg/cm² Capacidad Ultima Reducida



ANALISIS DE ESTABILIDAD

Materiales

$\gamma_s = 1.8$ t/m³ Peso Especifico Relleno
 $\gamma_c = 2.4$ t/m³ Peso Especifico Concreto

Geometría

H = 20.00	m	Altura Total
H _z = 2.50	m	Altura Zapata
H _p = 2.90	m	Altura de parapeto
H _c = 1.10	m	Altura de viga de apoyo
L _t = 10.00	m	Largo Talón
A _m = 0.80	m	Espesor de Muro (pantalla)
L _p = 5.00	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} = 17.50	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} = 13.50	m	Altura de muro frontal
a = 5.40	m	Distancia horizontal de la carga viva al centro de g
b = 21.80	m	Distancia vertical de la fuerza de frenado al centr
B = 15.80	m	Medida de la base de zapata central



CALCULO DE FUERZAS

Estribo	Vol(m3)	Peso (t.)	Xi(m)	Mi(t-m)
1 Zapata	568.800	1365.120	7.900	10784.448
2 Muro Frontal	144.720	347.328	5.400	1875.571
3 Viga Cabezal	22.847	54.833	5.375	294.726
4 Parapeto	13.601	32.642	5.975	195.038
6 Muros Laterales	271.600	651.840	10.700	6974.688
7 Contrafuertes	94.669	227.205	9.367	2128.154
	9.113	21.870	6.025	131.767
		2700.838	8.288	22384.392

Relleno	Vol(m3)	Peso (t.)	Xi(m)	Mi(t-m)
1 Relleno superior	492.780	887.004	11.025	9779.219
2 Relleno inferior	1741.500	3134.700	10.800	33854.760
3 Relleno trasdós de aleros	0.000	0.000	10.700	0.000
		4021.704		43633.979

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) = 2700.838 t.	22384.392 t-m
Peso del relleno	P(EV) = 4021.704 t.	43633.979 t-m

Transmitidas por la superestructura

	Fuerzas	Momentos t-m
Peso propio y muertas	R(DC)= 646.14 t.	M(DC) = 3489.15
	R(DW)= 35.16 t.	M(DW) = 189.84
Carga viva vehicular (LL)	R(LL)= 120.42 t.	M(LL) = 650.26

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}	361.11	t-m



EMPUJE LATERAL DE TIERRA (EH)

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

$$\phi = 30.00$$

$$\beta = 0.00$$

$$\delta = 15.00$$

$$i = 0.00$$

$$K_a = 0.301$$

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

$$H = 20.00 \quad \text{m}$$

$$p = 10.85 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$E_a = P \cdot H / 2 \cdot L = 1454.03 \quad \text{Ton}$$

Fuerza debida a la presión horizontal del empuje

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos(\phi/2) = 1404.49 \quad \text{Ton}$$

$$M_{EaH} = E_{aH} \cdot H / 3 = 9363.26 \quad \text{Ton-m}$$

Fuerza debida a la presión vertical del empuje

$$E_{aV} = E_a \cdot \sin(\phi/2) = 376.33 \quad \text{Ton}$$

$$M_{EaV} = E_{aV} \cdot \text{brazo} = 2182.72 \quad \text{Ton-m}$$

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

$$L_S = \Delta p \cdot h \cdot L = 87.24 \quad \text{Ton}$$

$$M_{L_S} = L_S \cdot h / 2 = 872.42 \quad \text{Ton-m}$$

Fuerza debida a la presión vertical de la sobrecarga

$$F_{(L_S)} = 136.86 \quad \text{t.}$$

$$\text{Dist} = 11.03 \quad \text{m}$$

$$M_{(L_S)} = 1508.86 \quad \text{t-m}$$

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

$$\phi = 30.00$$

$$\beta = 0.00$$

$$\delta = 15.00$$

$$i = 0.00$$

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

$$k_v = 0.00$$

$$k_h = 0.21$$

$$\theta = 11.86$$



$$K_{AE} = 0.462$$

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

$$H = 20.00 \quad \text{m}$$

$$E_{AE} = 2227.25 \quad \text{Ton}$$

Presión activa del terreno

$$E_{AEH} = E_{AE} \cdot \cos(\phi/2) = 2151.36 \quad \text{t.}$$

Incremento dinámico

$$\Delta E_{AEH} = E_{AEH} - E_{aH} = 746.87 \quad \text{t.}$$

$$M \Delta E_{AEH} = \Delta E_{AEH} \cdot (h/2) = 7468.68 \quad \text{Ton-m}$$

$$E_{AEV} = E_{AE} \cdot \sin(\phi/2) = 576.45 \quad \text{t.}$$

$$M E_{AEV} = E_{AEV} \cdot \text{brazo} = 3343.44 \quad \text{t-m}$$

Fuerza Inercial del Estribo

$$\%P = 50\%$$

$$\text{Peso del estribo} = 6722.54 \quad \text{t.}$$

Porcentaje del peso del estribo

$$P_{IR} = 705.87 \quad \text{t.}$$

$$M_{IR} = 4705.78 \quad \text{t-m}$$

Luego

$$F_{EQ} = 1452.73 \quad \text{t.}$$

$$M_{EQ} = 12174.46 \quad \text{t-m}$$

SISMO DE LA SUPERESTRUCTURA (E_q)

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

$$M E_q = 2330.03 \quad \text{t-m}$$

ANALISIS DE ESTABILIDAD

FUERZAS RESISTENTES (R)

Descripción	Cod	Fuerzas (t.) Momentos (t-m)	
		FV (t.)	Mr(t-m)
Estribo (DC)	DC	2700.84	22384.39
Relleno	EV	4021.70	43633.98
Superestructura	DC	646.14	3489.15
	DW	35.16	189.84
Carga Viva Superestructura	LL	120.42	650.26
Sobrecarga por carga viva	LS	136.86	1508.86

FUERZAS DE VOLTEO (V)

Descripción	Cod	Fuerzas (t.) Momentos (t-m)	
		FV (t.)	Mr(t-m)
Empuje de tierras (E)-Activo	EH	1404.49	9363.26
Empuje por carga viva (LS)	LS	87.24	872.42
Empuje Dinámico (EQ)	EQ	1452.73	12174.46
Fuerza Sísmica (E_q)	EQ	136.26	2330.03
Fuerza de Frenado (BR)	BR	16.56	361.11



COMBINACIONES DE CARGA

C1: DCsub+EH+EV

	Fuerzas (t.)		Momentos (t-m)	
F.Resistentes	6722.54		66018.37	
F.Volteo	1404.49		9363.26	
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv		
	33009.19	>	9363.26	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$			
	6050.29	>	1404.49	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.53	<	2.63 ok
Presión rectangular	Q1=	2.77	Kg/cm ²	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	2.36	Kg/cm ²	Punta
	Q2a=	3.55	Kg/cm ²	Talón

C2: DC+DW+EH+EV

	Fuerzas (t.)		Momentos (t-m)	
F.Resistentes	7403.84		69697.36	
F.Volteo	1404.49		9363.26	
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv		
	34848.68	>	9363.26	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$			
	6663.45	>	1404.49	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.25	<	2.63 ok
Presión rectangular	Q1=	3.15	Kg/cm ²	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	2.95	Kg/cm ²	Punta
	Q2a=	3.56	Kg/cm ²	Talón

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

	Fuerzas (t.)		Momentos (t-m)	
F.Resistentes	7738.29		72504.20	
F.Volteo	1426.02		9832.70	
Verificación de estabilidad				
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv		
	36252.10	>	9832.70	ok
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$			
	6964.47	>	1426.02	ok
Verificación de Presiones				
Verificación de Excentricidad	e=	-0.20	<	2.63 ok
Presión rectangular	Q1=	3.32	Kg/cm ²	Punta ok
Presión lineal	Q1a=	3.14	Kg/cm ²	Punta
	Q2a=	3.66	Kg/cm ²	Talón

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

			Fuerzas (t.)		Momentos (t-m)	
	F.Resistentes		9665.75	91532.56		
	F.Volteo		2106.73	14044.89		
Verificación de estabilidad						
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv				
	54919.53	>	14044.89	ok		
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$					
	8699.18	>	2106.73	ok		
Verificación de Presiones						
Verificación de Excentricidad	e=	-0.12	<	3.95	ok	
Presión rectangular	Q1=	4.19	Kg/cm ²	Punta	ok	
Presión lineal	Q1a=	4.06	Kg/cm ²	Punta		
	Q2a=	4.44	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		10115.99	95311.00		
	F.Volteo		2288.40	16203.57		
Verificación de estabilidad						
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv				
	57186.60	>	16203.57	ok		
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$					
	9104.39	>	2288.40	ok		
Verificación de Presiones						
Verificación de Excentricidad	e=	0.08	<	3.95	ok	
Presión rectangular	Q1=	4.49	Kg/cm ²	Punta	ok	
Presión lineal	Q1a=	4.58	Kg/cm ²	Punta		
	Q2a=	4.31	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		8914.66	86093.90		
	F.Volteo		2288.40	16203.57		
Verificación de estabilidad						
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv				
	51656.34	>	16203.57	ok		
Verificación del Deslizamiento	$\phi T Q_T = \phi T FV. \tan \phi \geq FH$					
	8023.20	>	2288.40	ok		
Verificación de Presiones						
Verificación de Excentricidad	e=	0.06	<	3.95	ok	
Presión rectangular	Q1=	3.95	Kg/cm ²	Punta	ok	
Presión lineal	Q1a=	4.01	Kg/cm ²	Punta		
	Q2a=	3.83	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			8386.80		77340.22	
F.Volteo			3045.39		24484.51	
Verificación de estabilidad						
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv				
	77340.22	>	24484.51		ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$					
	8386.80	>	3045.39		ok	
Verificación de Presiones						
Verificación de Excentricidad	e=	1.60	<	6.32		ok
Presión rectangular	Q1=	4.62	Kg/cm ²	Punta		ok
Presión lineal	Q1a=	5.92	Kg/cm ²	Punta		
	Q2a=	1.45	Kg/cm ²	Talón		

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

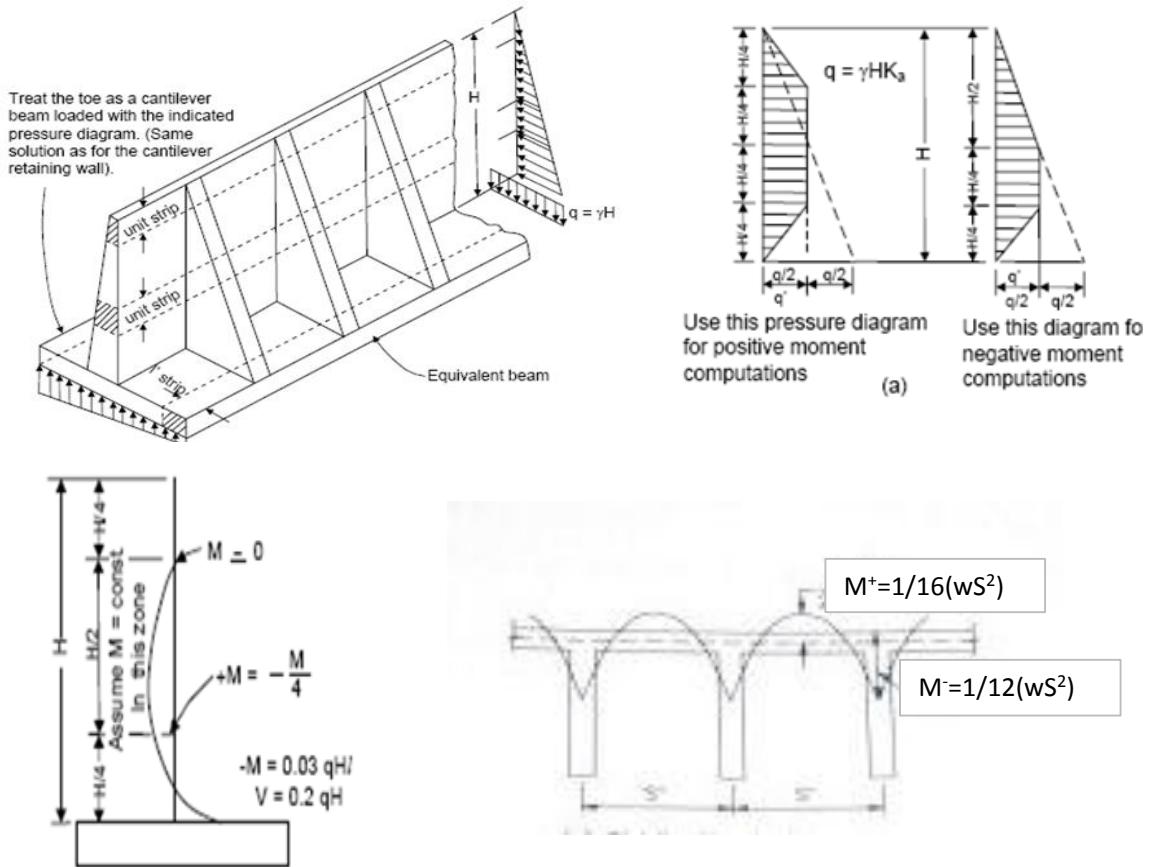
			Fuerzas (t.)		Momentos (t-m)	
F.Resistentes			8258.16		76260.66	
F.Volteo			2993.48		23867.74	
Verificación de estabilidad						
Verificación del Volteo	$\phi Mr \geq$	Mv				
	76260.66	>	23867.74		ok	
Verificación del Deslizamiento	$\phi TQ_T = \phi T FV. Tan \phi \geq FH$					
	8258.16	>	2993.48		ok	
Verificación de Presiones						
Verificación de Excentricidad	e=	1.56	<	6.32		ok
Presión rectangular	Q1=	4.52	Kg/cm ²	Punta		ok
Presión lineal	Q1a=	5.77	Kg/cm ²	Punta		
	Q2a=	1.49	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	9.49
Empuje por carga viva (LS)	LS	0.33
Empuje Dinámico (EQ)	EQ	5.05
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	16.82
EVENTO EXTREMO I	24.74

PANTALLA EN PLANTA

REFUERZO POSITIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	24.74	T/m ²	
Mu =	15.84	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}	21.11	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=	7.51	cm ²	φ= 5/8

ESPACIAMIENTO

0.263 m usar

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

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm ²
fcr=	33.47	kg/cm ²
1.2Mcr=	42.84	T-m
4/3Mu=	21.11	T-m
Mmin=	21.11	T-m

REFUERZO NEGATIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	24.74	T/m ²	
Mu =	21.11	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}	28.15	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=	10.05	cm ²	φ= 3/4

ESPACIAMIENTO

0.284 m usar

USAR	φ=	3/4 @	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 =	28.15	T-m
M _{min} =	28.15	T-m

PANTALLA EN ELEVACION

REFUERZO POSITIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	24.74	T/m ²	
M _u =	8.77	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	11.69	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 =	3.97	cm ²	
As1=	4.14	cm ²	φ= 5/8

ESPACIAMIENTO

USAR	φ=	0.478 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 =	11.69	T-m
M _{min} =	11.69	T-m

REFUERZO NEGATIVO

S=	3.20	m	Separación de Contrafuertes
w=	24.74	T/m ²	
M _u =	35.07	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	42.84	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=	15.39	cm2	φ= 3/4
ESPACIAMIENTO		0.185 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=	46.77	T-m
Mmin=	42.84	

DISEÑO DEL CONTRAFUERTE

Datos

Ancho Tributario	3.2	m	
H(Altura de relleno)	17.50	m	
Angulo de inclinación del contrafuerte	30.19	°	Ver geometría

Cargas Actuantes

			Brazo(ton)	M(t-m)
Empuje de Tierra (EH) =	265.85	t	5.83	1549.24
Empuje de Trafico (LS) =	18.23	t	8.75	159.51

Combinación 1 1.5EH+1,75LS=	430.68	t		2603.00
	Mu = 2603.00	t-m.		
	d= 10.70	m.		
	Vu= 430.68	t		
	Tu = 426.85	t		
	As = 112.92	cm2		
	Usar 22.30	φ=	1	

As colocado 23 varillas de 1".....OK

ZAPATA
PUNTA EN VOLADIZO (REFUERZO INFERIOR)

Mu =	587.61	T-m	$M=(Q - 1,25wpp)Lp^2 / 2$
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	2.50	m	
f'c=	280	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
φ=	0.90		
MuDISEÑO	587.61	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 =	6.38	cm2	
As1=	65.25	cm2	φ= 1 3/8
ESPACIAMIENTO		0.147 m	usar
USAR	φ=	1 3/8 @	0.150 m

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm2
fcr=	33.47	kg/cm2
1.2Mcr=	418.33	T-m
4/3Mu=	783.48	T-m
Mmin=	418.33	T-m

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

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	39.26	T/m2	
Mu =	12.562	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	2.50	m	
f'c=	280	kg/cm2	
fy=	4200	kg/cm2	
φ=	0.90		
Mu _{DISEÑO}	16.75	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 =	6.38	cm2	
As1=	6.38	cm2	φ= 3/4
ESPACIAMIENTO		0.447 m	
USAR	φ=	3/4 @	0.250 m

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm2
fcr=	33.47	kg/cm2
1.2Mcr=	418.33	T-m
4/3Mu=	16.75	T-m
Mmin=	16.75	T-m



REFUERZO NEGATIVO

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	39.26	T/m ²	
Mu =	16.750	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	2.50	m	
f'c=	280	kg/cm ²	
fy=	4200	kg/cm ²	
φ=	0.90		
Mu _{DISEÑO}	22.33	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 =	6.38	cm ²	
As1=	6.38	cm ²	φ= 5/8

ESPACIAMIENTO

0.310 m

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

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm ²
fcr=	33.47	kg/cm ²
1.2Mcr=	418.33	T-m
4/3Mu=	22.33	T-m
Mmin=	22.33	T-m

ZAPATA EN ELEVACION (REFUERZO LONGITUDINAL)

REFUERZO POSITIVO (INFERIOR)

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	39.26	T/m ²	
Mu =	9.422	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	2.50	m	
f'c=	280	kg/cm ²	
fy=	4200	kg/cm ²	
φ=	0.90		
Mu _{DISEÑO}	12.56	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 =	6.38	cm ²	
As1=	6.38	cm ²	φ= 5/8

Comparar con refuerzo

ESPACIAMIENTO

0.310 m

por punta

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



Acero Mínimo

	16.73	kg/cm ²
f _{cr} =	33.47	kg/cm ²
1.2M _{cr} =	418.33	T-m
4/3M _u =	12.56	T-m
M _{min} =	12.56	T-m

REFUERZO NEGATIVO

S=	3.2	m	Separación de Contrafuertes
w=	39.26	T/m ²	
M _u =	37.687	T-m	
b=	1.00	m	Ancho unitario
h=	2.50	m	
f' _c =	280	kg/cm ²	
f _y =	4200	kg/cm ²	
φ=	0.90		
M _u _{DISEÑO}	50.25	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 _{s t} =	6.38	cm ²	
A _{s1} =	6.38	cm ²	φ= 5/8

ESPACIAMIENTO

USAR	φ=	0.310 m	5/8 @	0.25 m
------	----	---------	-------	--------

Acero Mínimo

	16.73	kg/cm ²
f _{cr} =	33.47	kg/cm ²
1.2M _{cr} =	418.33	T-m
4/3M _u =	50.25	T-m
M _{min} =	50.25	T-m

