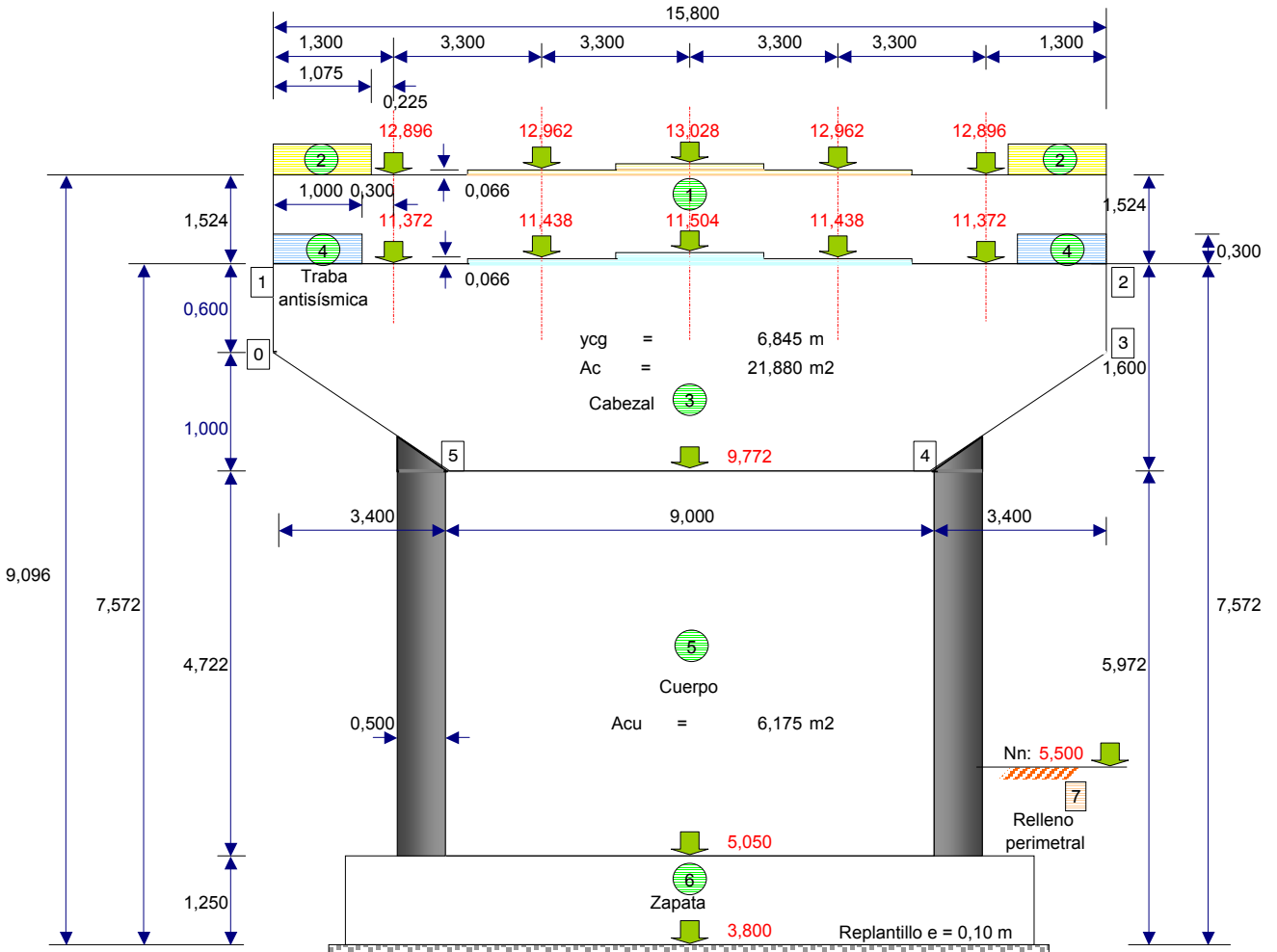
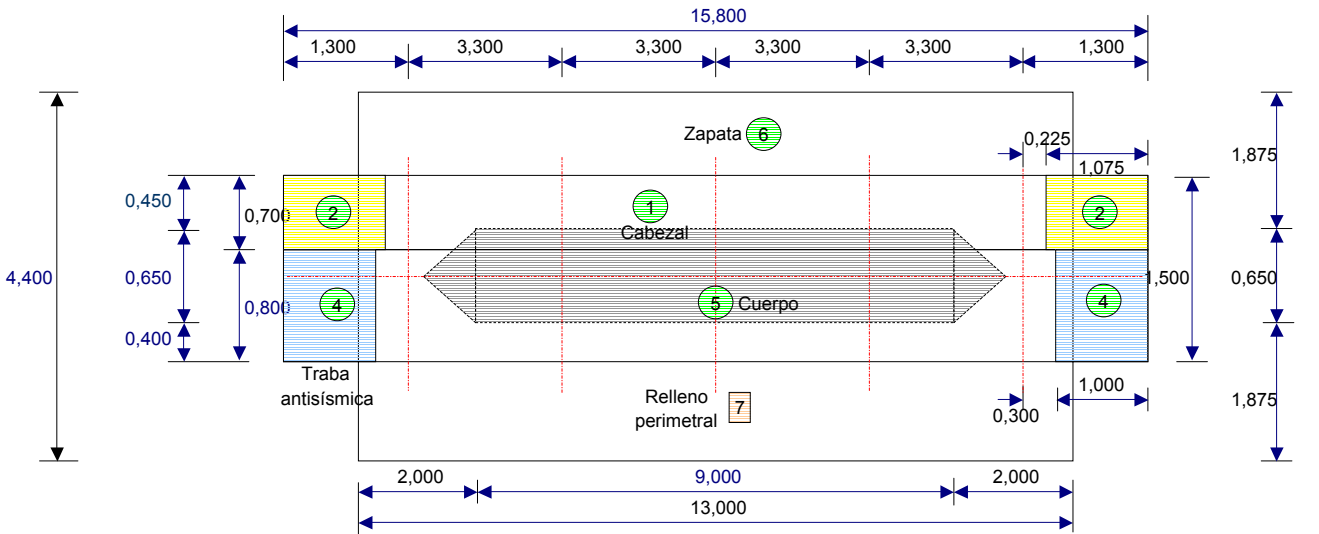


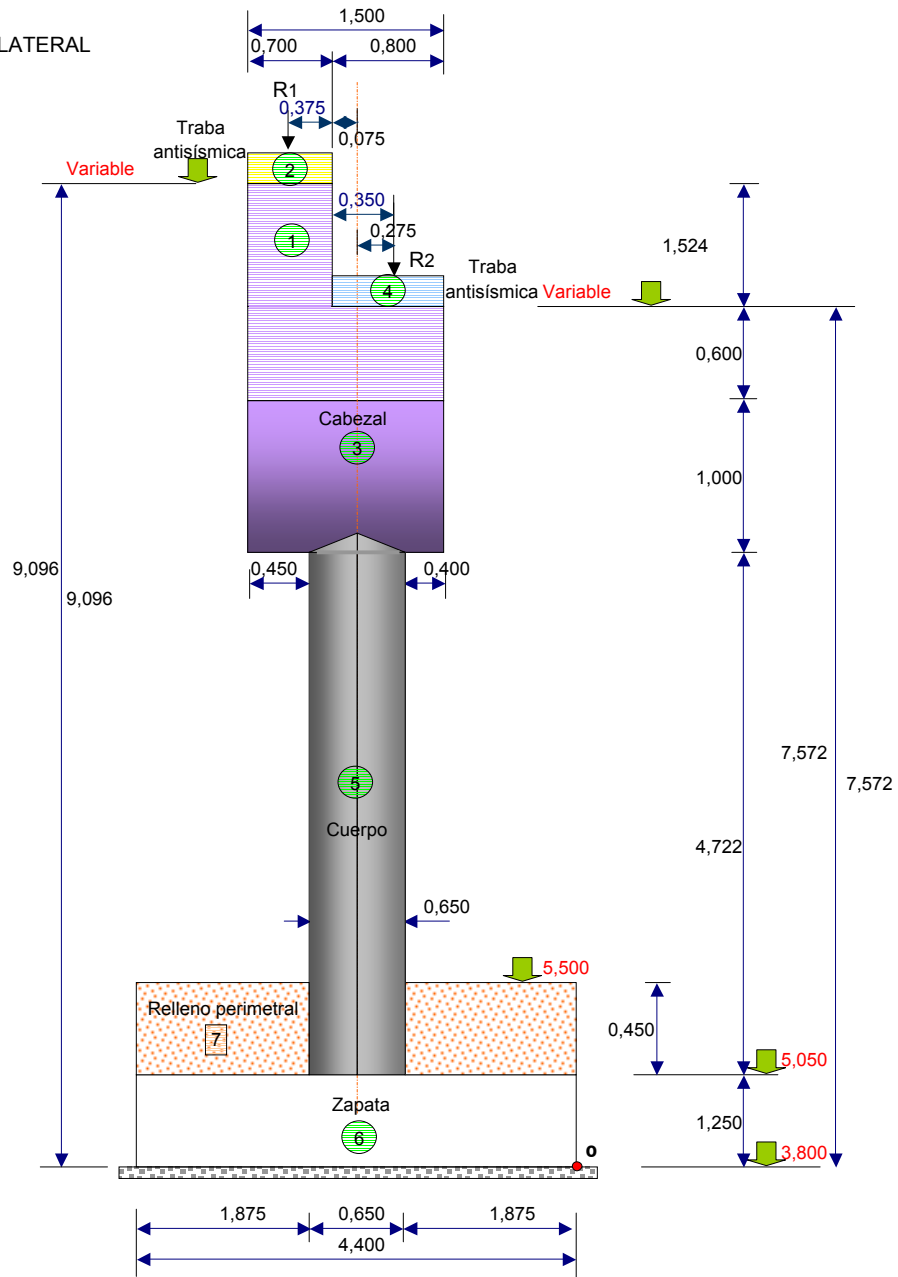
1.- GEOMETRIA

1.1 PLANTA y ELEVACION FRONTAL

Lz =	13,000 m	Largo zapata:	b1 =	0,500 m	Ancho patín viga 1
Nr =	14,500 m	Nivel de rasante:	b2 =	0,350 m	Ancho patín viga 2
Nc =	3,800 m	Cota cimentación:	Sv1 =	3,300 m	Separación vigas 1
hs1 =	1,472 m	Altura super 1	Sv2 =	3,300 m	Separación vigas 2
hs2 =	2,996 m	Altura super 2	f _c =	280 kg/cm ²	Hormigón
Pt =	2,00%	Pend. Transversal:	F _y =	4.200 kg/cm ²	Acero de refuerzo
Nn =	5,500 m	Nivel natural suelo:	Pr =	10,00 t	HS - MOP
Nvías =	2	Número de vías	Nv =	5	



1.3 ELEVACION LATERAL



2.- CARGAS

2.1 SUPERESTRUCTURA

2.1.1 CARGA MUERTA

Rcm1 = 127,000 t

Rcm2 = 414,000 t

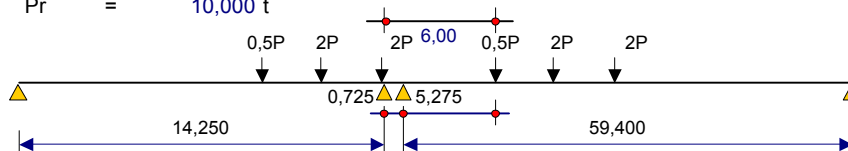
Reacción carga muerta

2.1.2 CARGA VIVA

Camión:

Pr = 10,000 t

Adoptamos la disposición de carga viva que se indica



L1 = 15,000

L2 = 60,000

Lc = 14,250 m

Lc2 = 59,400 m

Luz de cálculo

Rcv/vía = 36,158 t

Rcv/vía = 36,761 t

Reacción de carga viva/vía

Rcv1 = 72,316 t/Pila

Rcv2 = 73,523 t/Pila

Reacción de carga viva/Estribo

Carga Equivalente:

wcv = 1,189 t/m

Pc = 14,750 t

La carga puntual la usaremos en el tramo 1

Rcv1 = 46,440 t

Rcv2 = 70,612 t

2.2 ESTRIBO + SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	y m	Mo tm	Σ Mo tm	OPERACIONES				
					a	b	c	Peso Esp.	No
1	40,453	2,625	106,189	106,189	0,700	1,524	15,800	2,400	1
2	1,084	2,625	2,844	109,034	0,700	0,300	1,075	2,400	2
3	78,768	2,225	175,259	284,293	21,880	1,500	1,000	2,400	1
4	1,152	1,875	2,160	286,453	0,800	0,300	1,000	2,400	2
5	69,980	2,200	153,956	440,409	6,175	4,722	1,000	2,400	1
6	171,600	2,200	377,520	817,929	4,400	13,000	1,250	2,400	1
Σ	363,037			817,929					
7	43,904	2,200	96,589	914,518	51,350	1,000	0,450	1,900	1
Σ	406,941			914,518					
Rcm1	127,000	2,650	336,550	1.251,068					
Rcm2	414,000	1,925	796,950	2.048,018					
Σ	947,941			2.048,018					
Rcv1	72,316	2,650	191,637	2.239,655					
Rcv2	73,523	1,925	141,531	2.381,186					
Σ	1.093,779			2.381,186					

2.3 PRESION DE TIERRAS

No consideramos presión de tierras en la pila.

$\gamma_{sn} = 1,800 \text{ t/m}^3$

Peso específico del suelo natural

$\gamma_{s^*} = 1,900 \text{ t/m}^3$

Peso específico del suelo de relleno

$\phi = 30,00^\circ$

Angulo de fricción interna del suelo natural

$\phi^* = 32,00^\circ$

Angulo de fricción interna del suelo de relleno

$E = 0,000 \text{ t}$

Empuje por presión de tierras

$MEo = 0,000 \text{ tm}$

Momento por presión de tierra

2.4 SISMO

Utilizamos el Método 2 del AASHTO

Sentido longitudinal del puente:

po.- Carga unitaria longitudinal asumida

Vsmáx.- Desplazamiento de la pila.

L.- Longitud de superestructura sobre pila.

K.- Rigidez.

W.- Peso total sobre pila.

T.- Período.

pe.- Carga estática equivalente

S.- Coeficiente de sitio

A.- Aceleración

Cs.- Coeficiente elástico de respuesta sísmica.

R.- Factor modificador de respuesta.

$po = 1,000 \text{ t/m}$

$Vsmáx = 0,050 \text{ m}$

$L = 37,500 \text{ m}$

$K = \frac{po L}{Vsmáx}$

$K = 750,000$

$W = 541,000 \text{ t}$

$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g K}}$

$T = 1,705 \text{ s}$

$Cs = \frac{1,2AS}{T^{2/3}}$

$A = 0,400$ Para zona IV

$S = 1,200$ Coeficiente de sitio

$Cs = 0,404$

$pe = \frac{Cs W}{L}$

$pe = 5,823 \text{ t/m}$

$R = 3,000$

INFRAESTRUCTURA: PILA

$$EQ = \frac{pe L}{R}$$

$$EQ = 72,791 \text{ t}$$

Superestructura:

$$EQs = 72,791 \text{ t}$$

$$zs = 8,334 \text{ m}$$

$$Meq-s = 606,637 \text{ tm}$$

Infraestructura:

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	40,453	8,334	337,136
2	1,084	9,246	10,019
4	78,768	6,845	539,129
5	1,152	7,722	8,896
7	69,980	3,611	252,698
8	171,600	0,625	107,250
Σ	363,037		1.255,127

$$EQ = W \times A \times S \quad W = \text{Carga muerta (Peso Pila)}$$

$$A = 0,400 \quad \text{Aceleración de sitio.- Zona IV}$$

$$S = 1,200 \quad \text{Coeficiente de sitio}$$

$$R = 3,000 \quad \text{Factor modificador de respuesta.}$$

$$EQ = 58,086 \text{ t} \quad \text{Fuerza sísmica}$$

$$zi = 3,457 \text{ m} \quad \text{Altura promedio pila}$$

$$Meq-i = 200,820 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico por infraestructura (pila)}$$

Total:

$$EQ = 130,876 \text{ t} \quad \text{Fuerza sísmica total de infra y superestructura}$$

$$Meq = 807,457 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico total de infra y superestructura}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay presión de tierras.

Aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

$$Eq = 39,263 \text{ t}$$

$$Meqy = 242,237 \text{ tm}$$

2.5.1 ZAPATA: Propiedades Geométricas

$$l = 13,000 \text{ m} \quad \text{Largo de zapata}$$

$$a = 4,400 \text{ m} \quad \text{Ancho de zapata}$$

$$A = 57,200 \text{ m}^2 \quad \text{Area}$$

$$yz = 2,200 \text{ m} \quad \text{C.g.}$$

$$xz = 6,500 \text{ m} \quad \text{C.g.}$$

$$Iy = 92,283 \text{ m}^4 \quad \text{Inercia eje y}$$

$$Ix = 805,567 \text{ m}^4 \quad \text{Inercia eje x}$$

2.5.2 GRUPO I

$$P = 1.093,779 \text{ t}$$

$$H = 0,000 \text{ t} \quad \text{Empuje de tierras}$$

$$\Sigma Mo = 2.381,186 \text{ tm}$$

$$Mo = 0,000 \text{ tm} \quad \text{Empuje de tierras}$$

$$y = 2,177 \text{ m}$$

$$e = 0,023 \text{ m} \quad \text{Con respecto al c. g. zapata}$$

$$M = 25,129 \text{ tm}$$

2.5.3 GRUPO VII

$$P = 947,941 \text{ t}$$

$$H = 130,876 \text{ t} \quad \text{Empuje tierras y sismo}$$

$$\Sigma Mo = 2.048,018 \text{ tm}$$

$$Mo = 807,457 \text{ tm} \quad \text{Empuje tierras y sismo}$$

$$y = 1,309 \text{ m}$$

$$e = 0,891 \text{ m} \quad \text{Excentricidad con respecto al c. g. zapata}$$

$$M = 844,909 \text{ tm}$$

INFRAESTRUCTURA: PILA

2.5.4 FACTORES DE SEGURIDAD

DESPLAZAMIENTO

$$FSd = \frac{947,941 \times 0,577}{130,876} = 4,182$$

VOLCAMIENTO

$$FSv = \frac{2.048,018}{807,457} = 2,536$$

De acuerdo a los Art. 5.5.5 AASHTO 1996, cuando se combine con sismo, los factores de seguridad pueden ser ser reducidos a un 75%

$$FSD = 1,125 \qquad FSV = 1,500$$

3.- ESFUERZOS EN EL SUELO

3.1 PRESION BRUTA

$$\sigma_s = \frac{P}{A} \pm \frac{M \times c}{I}$$

$$c1 = 2,200 \text{ m} \qquad c'1 = 6,500 \text{ m}$$

$$c2 = 2,200 \text{ m} \qquad c'2 = 6,500 \text{ m}$$

Grupo I

$$\sigma_s = \frac{1093,779}{57,200} \pm \frac{25,129}{92,283} \times c$$

$$\sigma_s = 19,12 \pm 0,27 \times \frac{2,200}{2,200} = 19,72 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_s = 18,52 \text{ t/m}^2$$

Grupo VII

$$\sigma_s = \frac{947,941}{57,200} \pm \frac{844,909}{92,283} \times c \pm \frac{242,237}{805,567} \times c'$$

$$\sigma_s = 16,57 \pm 9,16 \times \frac{2,200}{2,200} \pm 0,30 \times \frac{6,500}{6,500}$$

$$\sigma_s = 38,67 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_s = -5,52 \text{ t/m}^2$$

3.2 PRESION NETA

Descontamos el peso del volumen del suelo sobre el nivel de cimentación

$$Nc = 3,80 \qquad \text{Nivel cimentación}$$

$$Nn = 5,50 \qquad \text{Nivel natural terreno}$$

$$he = 1,70 \text{ m} \qquad \text{Altura N cim.y N natural terreno}$$

$$Ps = 3,06 \text{ t/m}^2 \qquad \text{Presión por peso propio del suelo}$$

PRESION NETA MAXIMA:

Grupo I

$$\sigma_{sn} = 19,72 - 3,06 = 16,66 \text{ t/m}^2$$

Grupo VII

$$\sigma_{sn} = 38,67 - 3,06 = 35,61 \text{ t/m}^2$$

3.3 ESFUERZOS ADMISIBLES

$$\sigma_{s \text{ adm.}} = 10 \text{ t/m}^2$$

Para el grupo VII, se puede considerar un incremento en los esfuerzos asmisibles en un 33%

$$\sigma_{s \text{ adm.}} = 10 \times 1,33 = 13,3 \text{ t/m}^2$$

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes, por la baja capacidad del suelo.

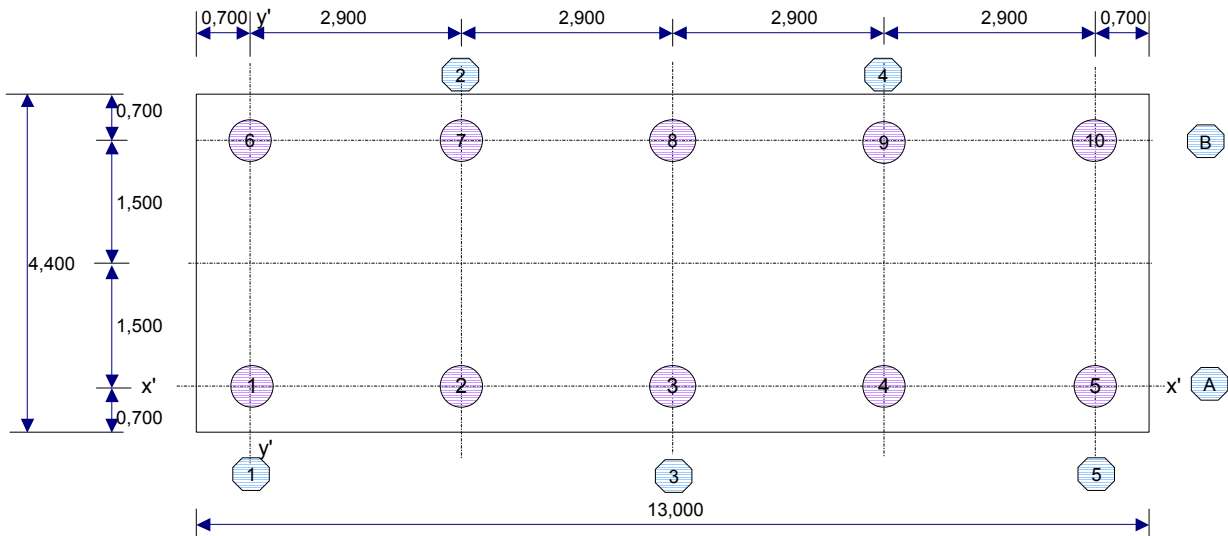
INFRAESTRUCTURA: PILA

4.- PILOTES

4.1 DATOS DE PILOTES

DIAMETRO	ϕp	=	0,80 m
CAPACIDAD DE CARGA Cp		=	120,00 t
CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA Pf		=	0,00 t
COTA DE DESPLANTE PILOTES		=	-8,50 m
COTA DE ZAPATA		=	3,80 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES		=	12,30 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES		=	10

4.2 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE PILOTES



Con respecto al eje $x' - x'$

y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dy	No x dy	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x (dp)
A	5	1,2,3,4,5	0,000	0,000	1,500	11,250
B	5	6,7,8,9,10	3,000	15,000	-1,500	11,250
Σ	10			15,000		22,500

$$y_p = \frac{15,0}{10} = 1,500 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 22,500 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

x_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x (dp) ²
1	2	1, 6	0,000	0,000	-5,800	67,280
2	2	2, 7	2,900	5,800	-2,900	16,820
3	2	3, 8	5,800	11,600	0,000	0,000
4	2	4, 9	8,700	17,400	2,900	16,820
5	2	5, 10	11,600	23,200	5,800	67,280
Σ	10			58,000		168,200

$$x_p = \frac{58,0}{10} = 5,800 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 168,200 \text{ pil.m}^2$$

INFRAESTRUCTURA: PILA

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

yo = 2,177 m
 yx = 1,477 m
 e = yp - yx
 e = 0,023 m
 Pi = 1093,779 t
 Mi = 25,129 tm
 M / Igp = 1,117

GRUPO VII

yo = 1,309 m
 yx = 0,609 m
 e = 0,891 m
 PVII = 947,941 t
 MVII = 844,909 tm
 M / Igp = 37,552

Pp = Carga en cada pilote
 Pp = P / N ± M dp / Igp

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

Eq = 130,876 t Carga sísmica total: superestructura + pila

Meq = 807,457 tm Momento sísmico total: superestructura + estribo

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

Eq = 39,263 t

Meqy = 242,237 tm

My/Igpy = 1,440

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	5	1,2,3,4,5	1,500	111,053	151,121
B	5	6,7,8,9,10	-1,500	107,703	38,467

4.4 CARGAS ADMISIBLES EN PILOTES

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	2	1, 6	-5,800	-8,353
2	2	2, 7	-2,900	-4,177
3	2	3, 8	0,000	0,000
4	2	4, 9	2,900	4,177
5	2	5, 10	5,800	8,353

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII
1	142,768
2	146,945
3	151,121
4	155,298
5	159,474

PILOTES	GRUPO VII
6	30,114
7	34,290
8	38,467
8	42,643
10	46,820

4.4 CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Pp Grupo I t	Pp GrupoVII t	Cp grupo I t	Cp Grupo VII t
PILA	111,1	159,5	120,0	159,6

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

5.- DISEÑO

5.1 CIMENTACION

Analizamos la parte frontal de la zapata. Diseñamos para el GrupoVII

5.1.1 DEDO

- Ld = 1,875 m Longitud del dedo
- hz = 1,250 m Altura de zapata
- hr = 0,450 m Altura relleno sobre dedo o talón
- b = 13,000 m Sección dedo
- ri = 0,200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 1,050 m Altura efectiva en flexión
- e = 0,700 m Distancia de borde a eje de pilotes
- yd = 0,938 m Centro de gravedad del dedo
- Pp = 151,121 t Carga en pilotes de dedo
- n = 5 pil. Pilotes en dedo
- yp = 1,175 m Distancia cara dedo y pilotes
- A = 24,375 m² Area flexión A = b x Ld
- Ac = 10,725 m² Area corte A = b x (Ld - d)
- Pd = 73,125 t Peso del dedo
- Prd = 19,744 t Peso relleno sobre dedo
- Pd+Prd= 92,869 t
- Maa = (Pd+Prd)xc
- Maa = 800,774 tm Hacia arriba
- fu = 1,400
- Mu aa = 1121,083 tm

Armadura:

- fc = 280 kg/cm²
- Fy = 4200 kg/cm²
- b = 1.300,00 cm
- hz = 125,00 cm
- ri = 20,00 cm
- d = 105,00 cm

Asmín: En función del momento de agrietamiento.

Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1,33Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
1121,08	387,29	287,83	382,82	382,82

Usamos: 1 φ 25 mm a 0,20 m inferior dedo

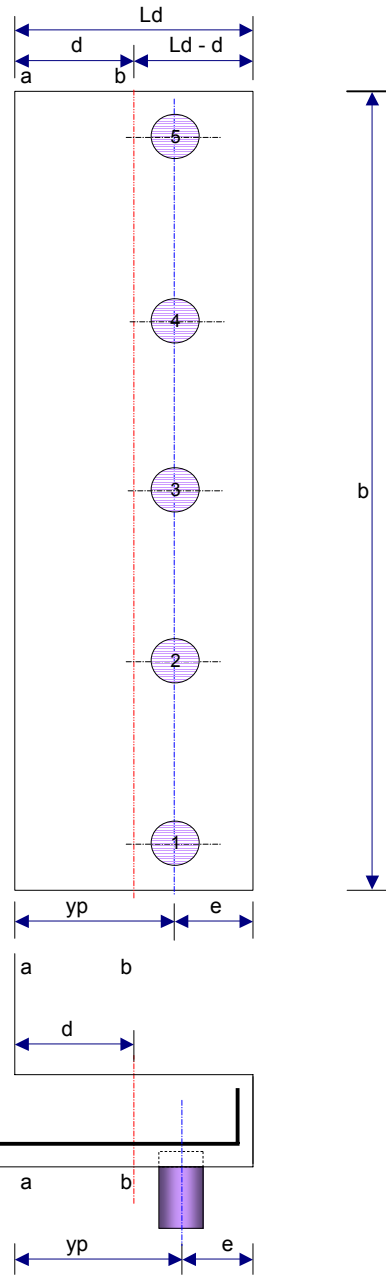
Sentido Longitudinal: 1 φ 20 mm a 0,20 m inferior-superior

Corte: Chequeamos el corte en sección "d" de la cara.

- Ac = 10,73 m² Calculamos el peso del
- Pdc = 32,18 t dedo y relleno sobre el
- Prdc = 8,69 t área Ac.
- Pdc+Prdc= 40,86 t
- Vbb = Pp n - (Pdc + Prdc)
- Vbb = 714,74 t Hacia arriba
- Vubb = 1000,64 t
- vu = Vu / φ bd φ = 0,85
- vu = 8,62 kg/cm²

Chequeamos el corte en la sección a-a (cara.)

- A = 24,38 m²
- Pd = 73,13 t
- Prd = 19,74 t
- Pd+Prd= 92,87 t
- Vaa = Pp n - (Pd+Prd)
- Vaa = 662,74 t Hacia arriba
- Vuaa = 927,83 t
- vu = 8,00 kg/cm²
- vc = 0,53 √f'c = 8,87 kg/cm² > vu



INFRAESTRUCTURA: PILA

5.1.2 TALÓN

Analizamos para el Grupo VII

Lt =	1,875 m	Longitud talón
hr =	0,450 m	Altura relleno talón
b =	13,000 m	
e =	0,700 m	Distancia borde- pilotes
xt =	0,938 m	c.g. talón
Pp =	38,467 t	Carga pilotes talón
n =	5 pil.	
yp =	1,175 m	Distancia cara-pilotes
A =	24,375 m ²	
Ac =	10,725 m ²	
Flexión:		
Pt =	73,125 t	Peso del talón
Prt =	19,744 t	Peso relleno talón
Pt+Prt =	92,869 t	
Mcc =	Pp n yp - (Pt+Prt)xt	
Mcc =	138,928 tm	Hacia arriba
fu =	1,400	
Mu cc =	194,499 tm	

Armadura

f _c =	280 kg/cm ²
F _y =	4200 kg/cm ²
b =	1300,00 cm
h _z =	125,00 cm
r _s =	8,00 cm
d =	117,00 cm

Asmín: En función del momento de agrietamiento.

Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
194,50	345,80	44,09	58,64	58,64

Usamos: 1 φ 25 mm a 0,20 m Mantener armadura de dedo
1 φ 20 mm a 0,20 m Superior

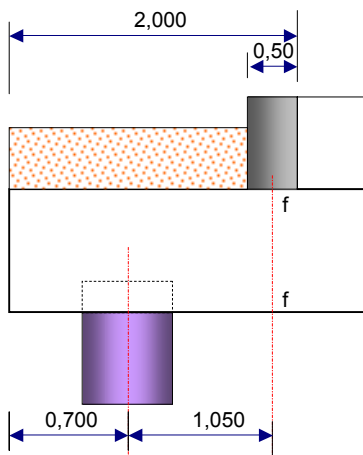
Corte: Chequeamos el corte a una distancia "d"

P _{tc} =	32,175 t	Calculamos el peso del
P _{rtc} =	8,687 t	talón y relleno del área
P _{tc} +P _{rtc} =	40,862 t	Ac.

V _{bb} =	Pp n - (P _{tc} + P _{rtc})	
V _{bb} =	151,472 t	Hacia arriba

V _{ubb} =	212,060 t	
φ =	0,85	
vu =	1,64 kg/cm ²	
vc =	0,53 √f _c =	8,87 kg/cm ² > vu

5.1.3 CHEQUEO ZAPATA EN LA OTRA DIRECCIÓN



Pp =	218,756 t. Grupo I
Pd+prd =	29,6835 t
M _{ff} =	198,526 tm
M _{uff} =	277,936 tm

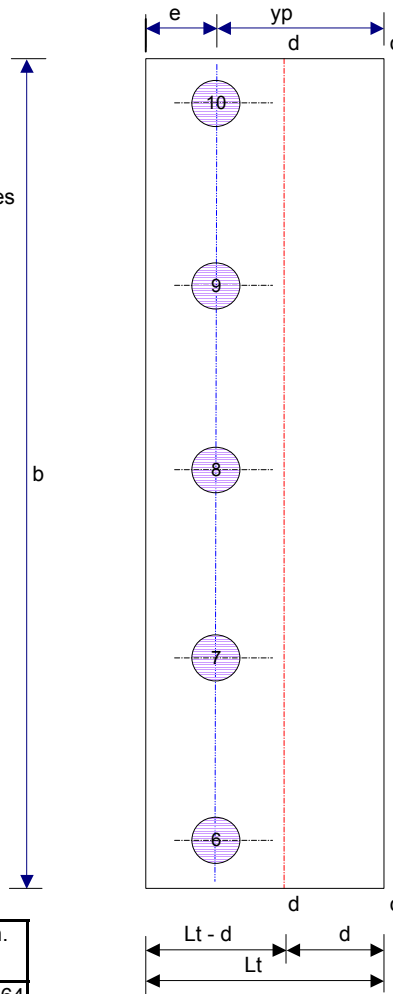
Armadura:

f _c =	280 kg/cm ²
F _y =	4200 kg/cm ²
b =	440,00 cm
h _z =	125,00 cm
r _s =	25,00 cm
d =	100,00 cm

Asmín: En función del momento de agrietamiento.

Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
277,94	138,01	74,65	99,28	99,28

Usamos: 1 φ 20 mm a 0,20 m + Mantener armado adoptado
1 φ 20 mm a 0,20 m Refuerzo en voladizo



Infraestructura:

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	40,453	7,084	286,569
2	1,084	7,996	8,664
3	78,768	5,595	440,669
4	1,152	6,472	7,456
5	69,980	2,361	165,223
Σ	191,437		908,581

hz = 1,250 m

Altura zapata

EQ = W x A x S W = Carga muerta (Peso Pila)
 A = 0,400 Aceleración de sitio.- Zona III
 S = 1,200 Coeficiente de sitio
 R = 3,000
 EQ = 30,630 t
 zi = 4,746 m Altura promedio pila.
 Meq-i = 145,373 tm

Total sismo: Infra y Superestructura

EQ = 103,420 t
 Meq = 716,488 tm
 ycg = h/2 = 0,325 cm

5.2.4 COMBINACION DE CARGAS

Grupo I

P = 878,275 t
 y = 0,296 m
 e = 0,029 m Respecto al c. g. de la sección
 M = 25,129 tm

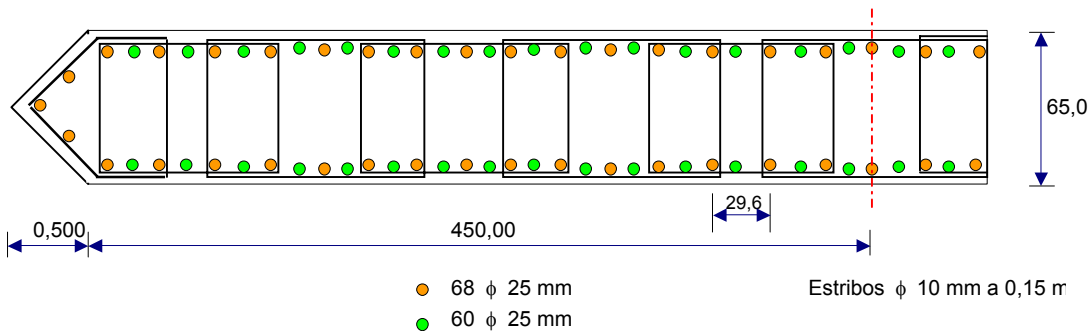
Grupo VII

P = 732,437 t
 y = -0,704 m
 e = 1,029 m Respecto al c. g. de la sección
 M = 753,940 tm

5.2.5 DISEÑO DEL CUERPO

Chequeamos la capacidad del cuerpo a flexocompresión

fc = 280 kg/cm²
 Fy = 4.200 kg/cm²
 b = 900,0 cm
 h = 65,0 cm
 r = 7,0 cm
 d = 58,0 cm
 As1 = 61 φ 22 mm = 298,90 cm²
 As2 = 2 φ 22 mm = 9,80 cm²
 As3 = 2 φ 22 mm = 9,80 cm²
 As4 = 2 φ 22 mm = 9,80 cm²
 As5 = 61 φ 22 mm = 298,90 cm²
 627,20 cm²



INFRAESTRUCTURA: PILA

GRUPO I

e	=	0,029 m	
e	=	0,163 m	Adoptado
Mu	=	729,793 tm	Momento último resistente
Pu	=	5173,120 t	Carga última resistente
fu	=	$\frac{5173,120}{878,275}$	= 5,9 FS para grupo I

GRUPO VII

e	=	1,029 m	
Mu	=	707,3 tm	Momento último resistente
Pu	=	1.828,8 t	Carga última resistente
fu	=	$\frac{1828,831}{732,437}$	= 2,50 FS para grupo VII

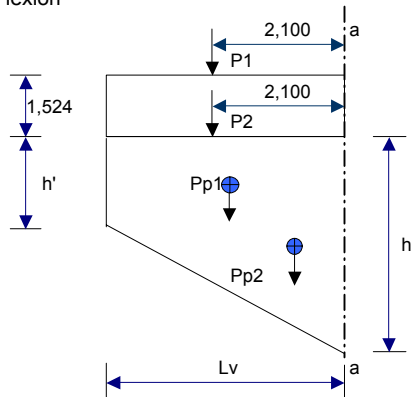
Corte:

V	=	0,000 + 103,420	= 103,420 t
Vu	=	103,420 x 1,400	= 144,789 t
vu	=	3,26 kg/cm ²	
vc	=	$0,53 \sqrt{f_c}$	= 8,9 kg/cm ² > vu
Usamos Avmin:	S	=	15,0 cm Adoptado
Avmin =	$3,5bS/F_y$	=	11,25 cm ²
Usamos estribos:	11 E ϕ 10 mm a 0,15 m		

5.3 DISEÑO DEL CABEZAL

5.3.1 VOLADIZO

Flexión



TRAMO L =	15,0 m	
P1:	Nv =	5 Número vigas
Pcm1 =		25,400 t
Pcv1 =		14,463 t
P1 =		39,863 t
TRAMO L =	60,0 m	
P2:	Nv =	5 Número vigas
Pcm2 =		82,800 t
Pcv2 =		14,705 t
P2 =		97,505 t

Lv	=	3,400 m
b	=	1,500 m
h	=	1,600 m
h'	=	0,600 m
b2	=	0,700 m
Mpp	=	41,155 tm
Maa	=	329,628 tm
fu	=	1,600
Mu aa	=	527,404 tm

Peso propio del voladizo		Centros de gravedad para Pp
Pp1 =	7,344 t	x1 = 1,700 m
Pp2 =	12,240 t	x2 = 1,133 m
Pp3 =	8,705 t	x3 = 1,7 m
Pp =	28,289 t	

Armadura:

fc	=	280 kg/cm ²
Fy	=	4.200 kg/cm ²
b	=	150,0 cm
h	=	160,0 cm
r	=	7,5 cm
d	=	152,5 cm
Asmín	=	50,1 cm ²
Asc	=	95,0 cm ²
1.33Asc	=	126,3 cm ²
Usar:		14 ϕ 25 mm

Momento por peso propio voladizo
Momento en la sección a a

En función del momento de agrietamiento.

INFRAESTRUCTURA: PILA

Corte:

$V = 165,66 \text{ t}$

$V_u = 265,05 \text{ t}$

$\phi = 0,85$

$v_u = V_u / \phi b d$

$v_u = 13,63 \text{ kg/cm}^2$

$v_c = 0,53 \sqrt{f_c} = 8,87 \text{ kg/cm}^2$

Usando: $1 \phi 14 \text{ mm } A_v = 3,08 \text{ cm}^2$

$S = A_v f_y / (v_u - v_c) b$

$S = 18,1 \text{ cm}$

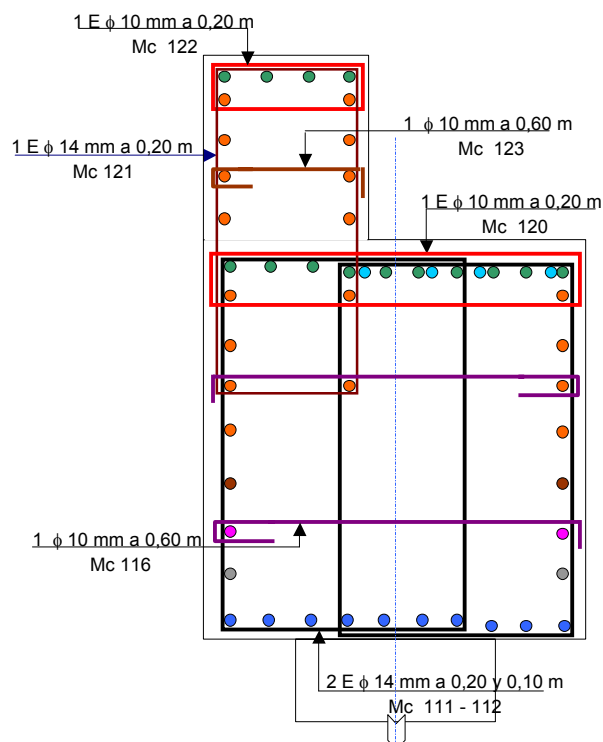
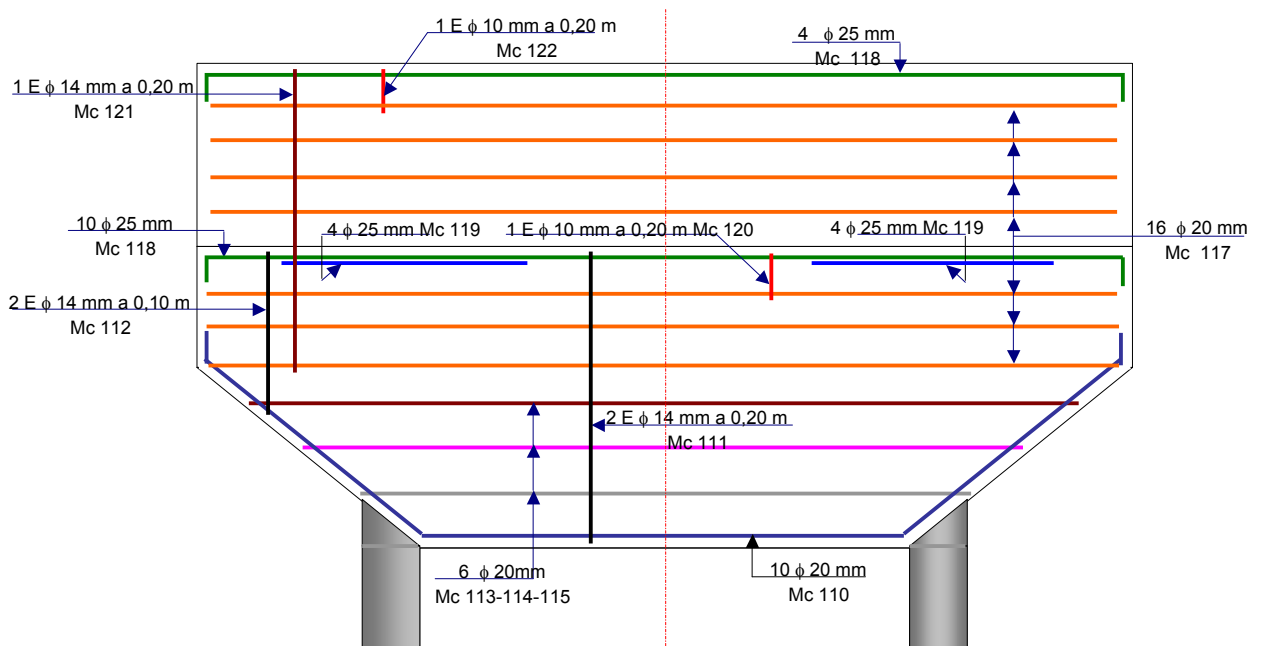
Usar: $2 \phi 14 \text{ mm } a 0,10 \text{ m En voladizo}$

$2 \phi 14 \text{ mm } a 0,20 \text{ m En tramo}$

>

5.3.2 TRAMO DEL CABEZAL

En el tramo del cabezal se hará un armado normativo



- 14 φ 25 mm Mc 118
- 4 φ 25 mm Mc 119
- 16 φ 20 mm Mc 117
- 2 φ 20 mm Mc 115
- 2 φ 20 mm Mc 114
- 2 φ 20 mm Mc 113
- 10 φ 20 mm Mc 110

INFRAESTRUCTURA: PILA

5.4 TRABA ANTISISMICA

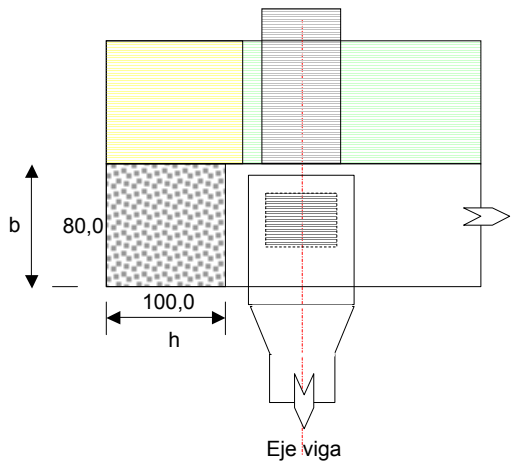
5.4.1 DATOS

5.4.1.1 MATERIALES

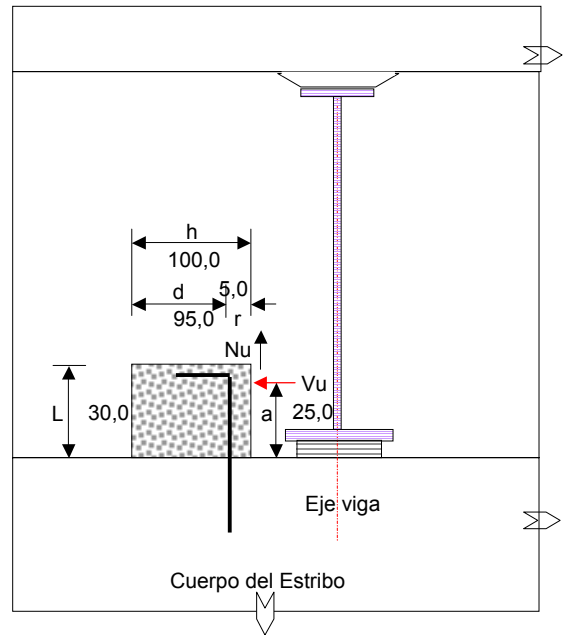
$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$

5.4.1.2 GEOMETRIA

L =	30,00 cm	Altura de la traba
a =	25,00 cm	Ubicación carga
b =	80,00 cm	Ancho de traba
h =	100,00 cm	Longitud de traba
r =	5,00 cm	Recubrimiento
d =	95,00 cm	Altura efectiva
Acv =	7.600,00 cm ²	Area de concreto
a/d =	0,26 OK	a/d < 1



PLANTA



VISTA FRONTAL

5.4.1.3 CARGAS

Rcm =	414,00 t	Reacción carga muerta por tramo
A =	0,400	Aceleración de sitio.
Eq =	165,60 t	Fuerza sísmica lateral (A Rcm)
fu =	1,40	Factor de mayoración
Vu =	231,84 t	Carga última sísmica
Nu =	0,00 t	Fuerza última vertical (hacia arriba)
Numín=	46,37 t	Fuerza vertical mínima (hacia arriba)

5.4.2 DISEÑO

5.4.2.1 CORTE FRICCIÓN

La traba (ménsula) la diseñamos a corte fricción

$Avf = \frac{Vn}{F_y \mu \lambda}$
 $Vn = \frac{Vu}{\phi}$
 $\phi = 0,85$
 $\lambda = 1,000$
 $\mu = 1,0 \lambda = 1,00$

Acero por corte-fricción
 Carga ext. factorizada

$Vn \text{ max1} = 0,2 f_c Acv$	Cortante resistente
$Vn \text{ max2} = 56 Acv$	Cortante resistente
$Vn = 272.752,9 \text{ kg} = 272,75 \text{ t}$	
$Vn \text{ max1} = 425.600,0 \text{ kg} = 425,60 \text{ t}$	
$Vn \text{ max2} = 425.600,0 \text{ kg} = 425,60 \text{ t}$	
$Vn < Vn \text{ máx} \quad Vn \text{ máx} = 425,60 \text{ t}$	Usar el menor

OK: Sección suficiente

$Avf = 64,94 \text{ cm}^2$

INFRAESTRUCTURA: PILA

5.4.2.2 FUERZA HORIZONTAL

$$\begin{aligned} N_u &= 46.368,00 \text{ kg} \\ \phi &= 0,85 \\ A_n &= N_u / \phi F_y \\ A_n &= 12,99 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

5.4.2.3 FLEXION

$$\begin{aligned} M_u &= V_u a = 57,96 \text{ tm} \\ M_n &= N_u(h - d) = 2,32 \text{ tm} \\ A_f &= [M_u + N_u(h - d)] / \phi F_y j d \\ j d &= 0,85 d = 80,75 \text{ cm} \\ \phi &= 0,85 \\ A_f &= 20,91 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

5.4.2.4 ARMADURA PRINCIPAL

A	$A_s = 2/3 A_{vf} + A_n$	=	56,28 cm ²
B	$A_s = A_f + A_n$	=	33,90 cm ²
Usar:			
	$A_s = 56,28 \text{ cm}^2$		

5.4.2.5 ARMADURA LATERAL

A	$A_h = 1/3 A_{vf}$	=	18,76 cm ²
B	$A_h = 1/2 A_f$	=	10,45 cm ²
Usar:			
	$A_h = 18,76 \text{ cm}^2$		Colocar como estribos en los 2/3 d, medido la cara en contacto con la viga

5.4.2.6 ARMADURAS MINIMAS

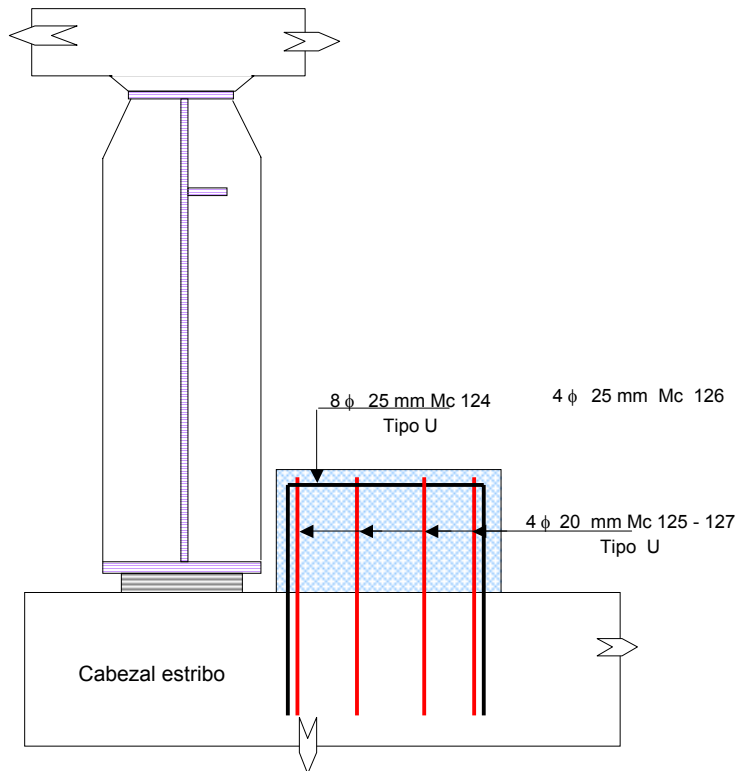
$$\begin{aligned} A_{s\text{mín}} &= 0,04 f_c b d / F_y \\ A_{s\text{mín}} &= 20,27 \text{ cm}^2 \\ A_{h\text{mín}} &= 0,5(A_s - A_n) \\ A_{h\text{mín}} &= 21,65 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

5.4.3 ARMADO

Armadura principal 8 ϕ 25 mm
 Armadura lateral 4 ϕ 20 mm

TRABA SUPERIOR

Armadura principal 4 ϕ 25 mm
 Armadura lateral 4 ϕ 20 mm



INFRAESTRUCTURA: PILA

5.5 DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que actúa en la pila, produciéndose flexión

Ht = 130,876 t Fuerza horizontal total

Np = 10 Número de pilotes.

Hp = 13,088 t Fuerza horizontal en cada pilote

Consideramos que el empotramiento del pilote está a una profundidad he:

he = 3,00 m

Mp = 39,263 tm

La carga máxima en los pilotes, Grupo VII es:

Pp = 159,474 t

e = 0,246 m

φ p = 0,80 m

r = 7,00 cm

Ag = 5.026,55 cm²

Asmín = 50,27 cm² 1% de Ag.

Usamos: 16 φ 25 mm Armadura longitudinal principal

As = 78,5 cm² = As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

f'c = 280 kg/cm²

Fy = 4.200 kg/cm²

c bal = 44,417 cm

e bal = 0,277 m

φ = 0,75

Pu bal = 578,291 t

Pu o = 961,027 t

Resultados:

c = 46,85 cm

Pu = 479,5 t

Mu = 117,835 tm

e = 0,246 m

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

Fs = 3,007

Espiral.- Usaremos un zuncho continuo φ 10 mm a 0,10 m

