

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 1

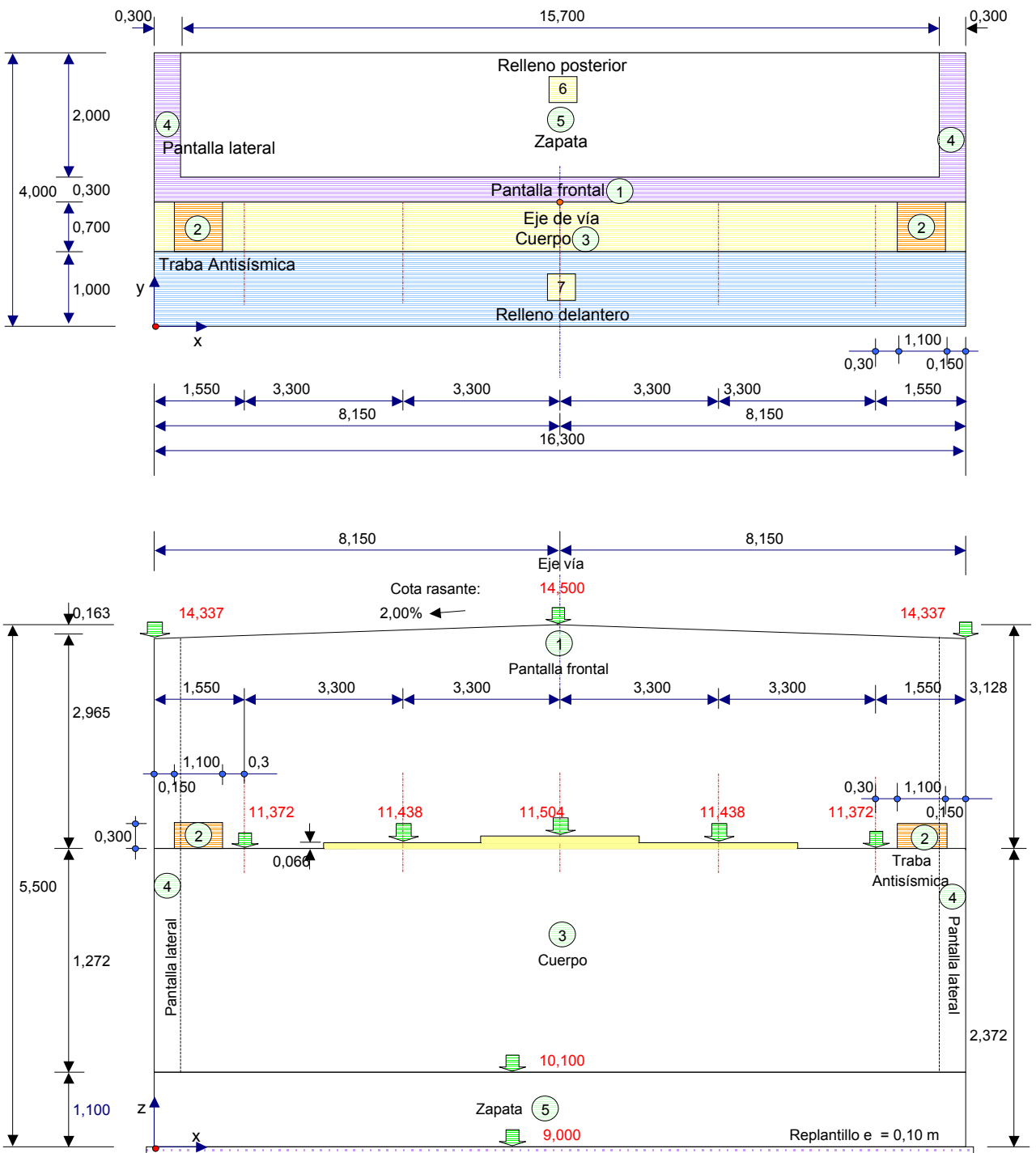
INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

Fecha: Jul-08

1.- GEOMETRIA

1.1 PLANTA y ELEVACION FRONTAL

Ae = 16,30 m	Ancho del estribo:	Nv = 5	Número de vigas
Nr = 14,500 m	Cota rasante:	Sv = 3,300 m	Separación vigas
Nc = 9,000 m	Cota cimentación	Pr = 10,000 t	Carga de rueda. HS MOP
Hs = 2,996 m	Altura de superestructura	fc = 280 kg/cm ²	Hormigón
Pt = 2,00%	Pend. Transversal:	Fy = 4.200 kg/cm ²	Acero de refuerzo
Nn = 10,500	Nivel natural del terreno	b = 0,500 m	Ancho de apoyo de viga



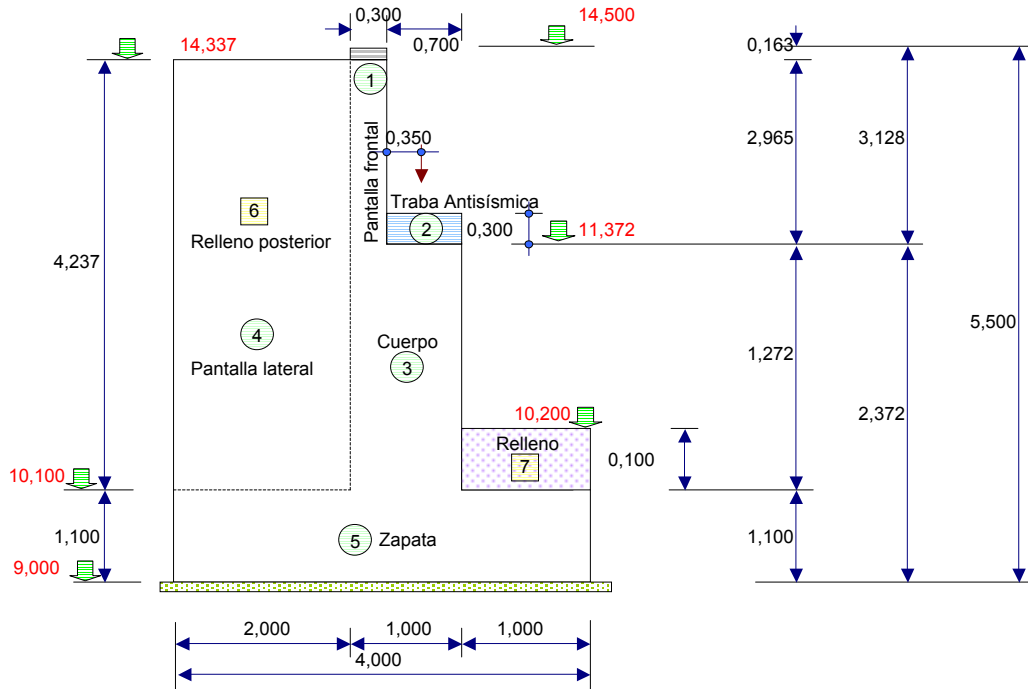
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 2

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

1.3 ELEVACION LATERAL



2.- CARGAS

2.1 SUPERESTRUCTURA

2.1.1 CARGA MUERTA

Rcm = 414,000 t Reacción de carga muerta por estribo.

2.1.2 CARGA VIVA

Lt = 60,000 m Longitud total del tramo

Lc = 59,400 m Luz de cálculo

Camión

Pr = 10,000 t/m Carga de rueda HS MOP

Nvías = 2 Número de vías

Rcv/vía= 42,879 t Reacción de carga viva/vía

Rcv = 85,758 t/Est. Reacción de carga viva/Estribo

Carga equivalente:

wcv = 1,190 t/m

Pc = 14,750 t

Rcv/vía= 50,093 t

Rcv = 100,186 t/Est.

Carga viva uniforme

Carga viva puntual

2.2 ESTRIBO + SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	y m	Mo tm	Σ Mo tm	OPERACIONES				
					a	b	c	Peso Esp.	No
1	35,754	1,850	66,144	66,144	3,047	0,300	16,300	2,400	1
2	1,109	1,350	1,497	67,641	0,700	0,300	1,100	2,400	2
3	49,761	1,500	74,641	142,282	1,272	1,000	16,300	2,400	1
4	12,203	3,000	36,608	178,890	2,000	4,237	0,300	2,400	2
Σ	98,826			178,890					
5	172,128	2,000	344,256	523,146	4,000	1,100	16,300	2,400	1
Σ	270,954			523,146					
6	244,082	3,000	732,245	1.255,391	2,000	4,319	15,700	1,800	1
7	2,934	0,500	1,467	1.256,858	1,000	0,100	16,300	1,800	1
Σ	517,969			1.256,858					
Rcm	414,000	1,350	558,900	1.815,758					
Σ	931,969			1.815,758					
Rcv	100,186	1,350	135,251	1.951,009					
Σ	1.032,155			1.951,009					

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 3

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

2.3 PRESION DE TIERRAS		Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata
γ_{sn} =	1,800 t/m ³	Peso específico del suelo natural
γ_{s^*} =	1,900 t/m ³	Peso específico del suelo de relleno
α =	0,00 °	Angulo inclinación talud relleno
ϕ =	30,00 °	Angulo de fricción interna del suelo natural
ϕ^* =	35,00 °	Angulo de fricción interna del suelo de relleno
β =	90,00 °	Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
δ =	17,50 °	Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir $\phi / 2$)
k_a =		Coefficiente de empuje activo
k_a =	0,246	
h' =	0,600 m	Altura de sobrecarga
h =	5,500 m	Altura para presión de tierras
q_1 =	0,281 t/m ²	Presión por sobrecarga
q_2 =	2,853 t/m ²	Presión máxima para Grupo I
a =	16,300 m	Ancho de presión de tierras
Grupo I		
E =	140,443 t	Empuje de tierras
z_e =	1,998 m	Ubicación de empuje desde eje xx
M_{Eo} =	280,537 tm	Momento por presión de tierra

2.4 SISMO

DATOS DEL PUENTE:

IMPORTANCIA DEL PUENTE II

CATEGORIA DE COMPORTAMIENTO SISMICO: C

PUENTE SIMPLEMENTE APOYADO:

$N_{mín}$ = (305+2,5L) Art. 7.3.1

$N_{mín}$ = 455 mm

E_q = $W \times A \times S$ W = Carga muerta (Peso)

A = 0,400 Aceleración de sitio.- Zona IV, para Superestructura

K_h = 0,200 Aceleración horizontal = $A/2$.- Art. 6.4.3.- Art. 7.2.7.- Para suelo y Estribo

K_v = 0,000

S = 1,200 Coeficiente de sitio

Superestructura:

E_Q = 414,000 x 0,400 x 1,200 = 198,72 t

h_s = 2,372 m Altura : base inferior zapata - base vigas

M_{eq-s} = 471,364 tm

Infraestructura: solo estribo Desde N. inferior de zapata

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	35,754	3,936	140,727
2	1,109	2,522	2,796
3	49,761	1,736	86,384
4	12,203	3,219	39,274
5	172,128	0,550	94,670
Σ	270,954		363,852

E_q = 0,200 x 270,95 = 54,191 t

z_i = 1,343 m Altura promedio estribo

M_{eq-i} = 72,770 tm

Suelo

Método de Mononobe - Okabe

Presión de tierras sin sobrecarga:

q_3 = 2,572 t/m² Presión máxima sin sobrecarga

E_a = 115,289 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga

Método de Mononobe - Okabe

E_{ae} Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

k_{ae} Coeficiente sísmico de presión activa

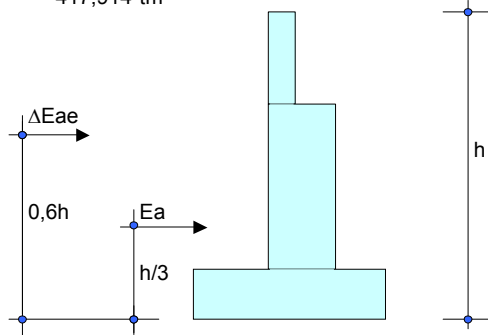
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 4

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

- θ' .- Arc tg($K_h / (1 - K_v)$)
- K_h ,- Coeficiente de aceleración horizontal
- K_v ,- Coeficiente de aceleración vertical
- $K_h = 0,200$
- $K_v = 0,000$
- $K_h/(1-K_v) = 0,200$
- $\theta' = \text{Arc tg} (0,200)$
- $\theta' = 11,310^\circ$
- $\alpha = 0,000^\circ$ Angulo de inclinación del talud de relleno
- $\phi = 35,000^\circ$ Angulo de fricción interna del suelo
- $\beta = 90,000^\circ$ Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- $\delta = 17,500^\circ$ Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- $k_{ae} = 0,380$
- $E_{ae} = 0,361 h^2$
- $E_{ae} = 177,880 \text{ t}$
- $\Delta E_{ae} = 62,591 \text{ t}$
- $M_{eae} = 417,914 \text{ tm}$



Total:

- EQ = 430,791 t
- Meq = 962,048 tm

2.5 CARGAS TOTALES, FACTORES DE SEGURIDAD

2.5.1 ZAPATA: Propiedades Geométricas

- $l = 16,300 \text{ m}$ Largo de zapata
- $b = 4,000 \text{ m}$ Ancho de zapata
- $A = 65,200 \text{ m}^2$ Area
- $y_{zap} = 2,000 \text{ m}$ C. g. zapata
- $I_x = 86,933 \text{ m}^4$ Inercia eje x

2.5.2 GRUPO I

Combinación según AASHTO. Tabla 3.22.1A: CM + CV + E

- $P = 1.032,155 \text{ t}$
- $H = 140,443 \text{ t}$ Empuje de tierras
- $\Sigma Mo = 1.951,009 \text{ tm}$
- $Mo = 280,537 \text{ tm}$ Empuje de tierras
- $y = 1,618 \text{ m}$
- $e = 0,382 \text{ m}$ Con respecto al c. g. zapata
- $M = 393,839 \text{ tm}$

2.5.3 GRUPO VII

Combinación según AASHTO. Tabla 3.22.1A: CM + E + EQ

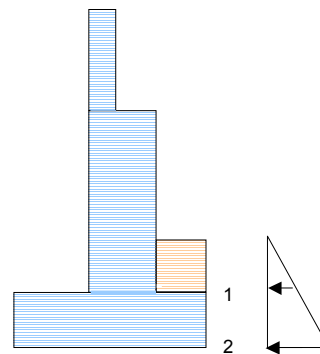
- $P = 931,969 \text{ t}$
- $H = 430,791 \text{ t}$ Empuje tierras y sismo
- $\Sigma Mo = 1.815,758 \text{ tm}$
- $Mo = 962,048 \text{ tm}$ Empuje tierras y sismo
- $y = 0,916 \text{ m}$
- $e = 1,084 \text{ m}$ Excentricidad con respecto al c. g. zapata
- $M = 1.010,229 \text{ tm}$

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

2.5.4 FACTORES DE SEGURIDAD

DESLIZAMIENTO

kp	=	4,063	Coefficiente de presión pasiva
hp1	=	0,100 m	Altura promedio de presión pasiva 1
hp2	=	1,200 m	Altura máxima para presión pasiva.-2
he	=	1,100 m	Altura estructura en presión pasiva (asumido)
qp1	=	0,772 t/m ²	Esfuerzo de presión pasiva
qp2	=	9,264 t/m ²	Esfuerzo de presión pasiva
Lp	=	16,300 m	Longitud del dedo
Ep	=	89,969 t	Empuje de presión pasiva
tg φ	=	0,577	



$$FSD = \frac{931,969 \times 0,577 + 89,969}{430,791} = 1,458$$

FSD = 1,249 Despreciando la presión pasiva

VOLCAMIENTO

$$FSv = \frac{1,815,758}{962,048} = 1,887$$

De acuerdo al Art. 5.5.5 AASHTO 2002, cuando se combine con sismo, los factores de seguridad pueden ser reducidos a un 75%

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

Los pilotes absorberán las fuerzas horizontales

3.- ESFUERZOS EN EL SUELO

3.1 PRESION BRUTA

$$\sigma_s = \frac{P}{A} \pm \frac{M \times c}{I} \quad c1 = 2,000 \text{ m} \quad c2 = 2,000 \text{ m}$$

Grupo I

$$\sigma_s = \frac{1032,155}{65,200} \pm \frac{393,839}{86,933} \times c$$

$$\sigma_s = 15,83 \pm 4,53 \quad \begin{matrix} 2,000 = 24,89 \text{ t/m}^2 \\ 2,000 = 6,77 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$

Grupo VII

$$\sigma_s = \frac{931,969}{65,200} \pm \frac{1010,229}{86,933} \times c$$

$$\sigma_s = 14,29 \pm 11,62 \quad \begin{matrix} 2,000 = 37,54 \text{ t/m}^2 \\ 2,000 = -8,95 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$

3.2 PRESION NETA

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

Nc	=	9,00	Nivel cimentación
Nn	=	10,50	Nivel natural terreno
he	=	1,50 m	Altura N cim.y N natural terreno
Ps	=	2,85 t/m ²	Presión por peso propio del suelo

PRESION NETA MAXIMA:

Grupo I

$$\sigma_{sn} = 24,89 - 2,85 = 22,04 \text{ t/m}^2$$

Grupo VII

$$\sigma_{sn} = 37,54 - 2,85 = 34,69 \text{ t/m}^2$$

3.3 ESFUERZOS ADMISIBLES

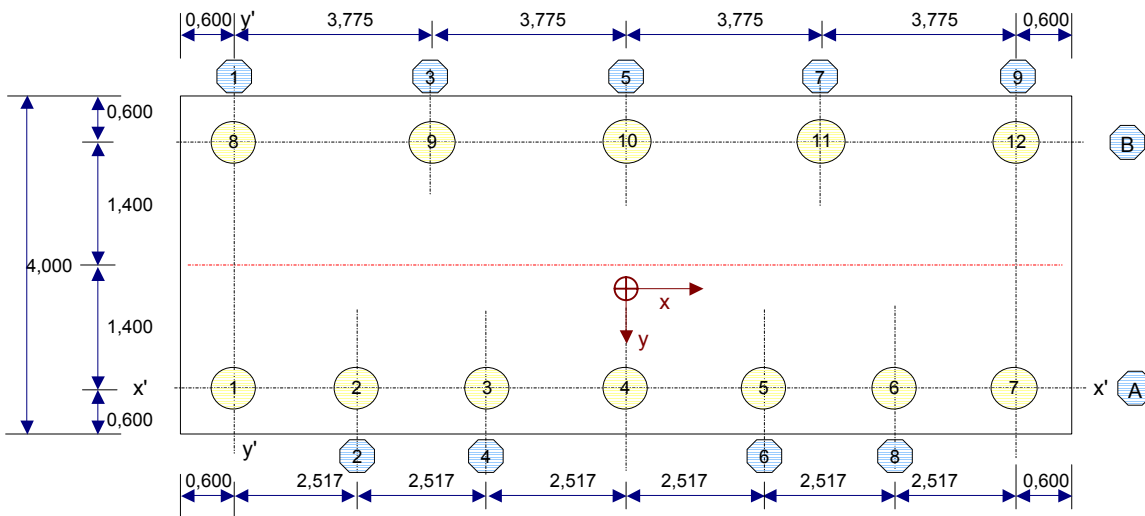
El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

4.- PILOTES

4.1 DATOS DE PILOTES

DIAMETRO ϕp	=	Margen Derecha	0,80 m
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=		100,00 t
CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA P_f	=		0,00 t
COTA DE DESPLANTE PILOTES	=		-12,00 m
COTA DE ZAPATA	=		9,00 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=		21,00 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=		12

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 dx	No $x dx$	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No $x (dp)^2$
A	7	1,2,3,4,5,6, 7	0,000	0,000	1,167	9,528
B	5	8,9,10,11,12	2,800	14,000	-1,633	13,339
Σ	12			14,000		22,867

$$y_p = \frac{14,0}{12} = 1,167 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 22,867 \text{ pil.m}^2$$

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, 8	0,000	0,000	-7,550	114,005
2	1	2	2,517	2,517	-5,033	25,334
3	1	9	3,775	3,775	-3,775	14,251
4	1	3	5,033	5,033	-2,517	6,334
5	2	4, 10	7,550	15,100	0,000	0,000
6	1	5	10,067	10,067	2,517	6,334
7	1	11	11,325	11,325	3,775	14,251
8	1	6	12,583	12,583	5,033	25,334
9	2	7, 12	15,100	30,200	7,550	114,005
Σ	12			90,600		319,847

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 7

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

$$xp = \frac{90,6}{12} = 7,550 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 319,847 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I		GRUPO VII	
yo =	1,618 m	yo =	0,916 m
yx =	1,018 m	yx =	0,316 m
e =	yp - yx		
e =	0,148 m	e =	0,851 m
Pi =	1032,155 t	Pi =	931,969 t
Mx =	153,003 tm	Mx =	792,769 tm
Mx/Igpx =	6,691	Mx/Igpx =	34,669

Pp = Carga en cada pilote

$$Pp = P / N \pm M dp / I_{gp}$$

Dirección x

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

$$Eq = 252,911 \text{ t} \quad \text{Carga sísmica total: superestructura + estribo}$$

$$Meq = 544,134 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico total: superestructura + estribo}$$

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

$$Eq = 75,873 \text{ t}$$

$$Meq = 163,240 \text{ tm}$$

$$My/I_{gpy} = 0,510$$

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	7	1,2,3,4,5,6, 7	1,167	93,819	118,112
B	5	8,9,10,11,12	-1,633	75,084	21,038

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	2	1, 8	-7,550	-3,853
2	1	2	-5,033	-2,569
3	1	9	-3,775	-1,927
4	1	3	-2,517	-1,284
5	2	4, 10	0,000	0,000
6	1	5	2,517	1,284
7	1	11	3,775	1,927
8	1	6	5,033	2,569
9	2	7, 12	7,550	3,853

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

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	114,258	7	24,891
2	115,543	8	17,184
3	116,827	9	19,111
4	118,112	10	21,038
5	119,396	11	22,964
6	120,680	12	24,891
7	121,965		

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 8

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

4.4 CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ESTRIBO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Pp Grupo I	Pp Grupo VI	Cp grupo I	Cp Grupo VII
DERECHO	93,8	122,0	100,0	133,0

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 Grupo VII

5.1.1 DEDO

- Ld = 1,000 m Longitud del dedo
- hz = 1,100 m Altura de zapata
- hr = 0,100 m Altura relleno sobre dedo
- b = 16,300 m Sección dedo
- ri = 0,200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0,900 m Altura efectiva en flexión
- e = 0,600 m Distancia de borde a eje de pilotes
- xd = 0,500 m Centro de gravedad del dedo
- Pp = 118,112 t Carga en pilotes de dedo
- n = 7 pil. Pilotes en dedo (parte frontal)
- xp = 0,400 m Distancia entre cara del dedo pilotes
- A = 16,300 m² Area total para flexión $A = b \times Ld$
- Ac = 1,630 m² Area a corte $A = b \times (Ld - d)$
- Pd = 43,032 t Peso del dedo
- Prd = 3,097 t Peso relleno sobre dedo
- Pd+Prd= 46,129 t
- Maa = $(Pp \cdot n \cdot xp) - (Pd+Prd) \cdot xd$
- Maa = 307,648 tm
- fu = 1,400
- Mu aa = 430,707 tm

Armadura:

- fc = 280 kg/cm²
- Fy = 4.200 kg/cm²
- b = 1.630,00 cm
- hz = 110,00 cm
- ri = 20,00 cm
- d = 90,00 cm

Asmín: En función del momento de agrietamiento

Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefín. cm ²
430,71	439,35	127,59	169,69	169,69

Usar: 10,41 cm²/m

Usamos: 1 ϕ 20 mm a 0,20 m Inferior dedo

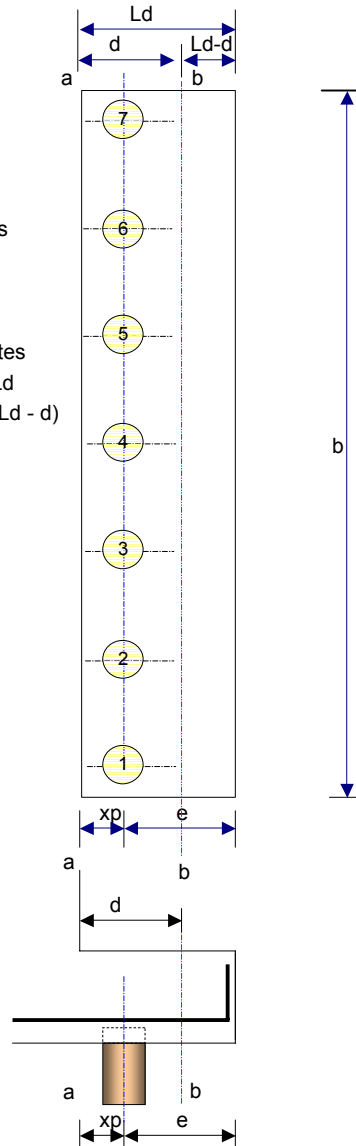
Sentido Longitudinal: 1 ϕ 16 mm a 0,20 m Inferior-superior

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

- Ac = 1,63 m² Area del dedo y relleno a corte
- Pdc = 4,30 t Peso dedo para corte
- Prdc = 0,31 t Peso relleno sobre dedo para corte
- Pdc+Prdc= 4,61 t
- Vbb = 4,61 t Hacia abajo
- Vubb = 6,46 t
- vu = Vu / ϕ bd $\phi = 0,85$
- vu = 0,05 kg/cm²

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

- A = 16,30 m²
- Pd = 43,03 t Peso dedo
- Prd = 3,10 t Peso relleno dedo



PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 9

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

$Pd+Prd = 46,13 \text{ t}$
 $Vaa = Pp n - (Pd+Prd)$
 $Vaa = 780,65 \text{ t}$ Corte en la sección aa
 $Vuaa = 1092,91 \text{ t}$ Corte último en sección aa
 $vu = 8,76 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo cortante en la sección aa
 $vc = 0,53 \sqrt{f_c}$
 $vc = 8,87 \text{ kg/cm}^2 > vu$

5.1.2 TALON

Analizamos para el Grupo VII

Lt.- Longitud talón

Pt.- Peso del talón

Prt.- Peso relleno talón

$Lt = 2,000 \text{ m}$

$hr = 4,400 \text{ m}$

$b = 16,300 \text{ m}$

$e = 0,600 \text{ m}$

$xt = 1,000 \text{ m}$

$Pp = 21,038 \text{ t}$

$n = 5 \text{ pil.}$

$xp = 1,400 \text{ m}$

$A = 32,600 \text{ m}^2$

$Ac = 17,930 \text{ m}^2$

Flexión:

$Pt = 86,064 \text{ t}$

$Prt = 272,536 \text{ t}$

$Pt+Prt = 358,600 \text{ t}$

$Mcc = Pp n xp - (Pt+Prt)xt$

$Mcc = -211,336 \text{ tm}$ Hacia abajo

$fu = 1,400$

$Mu cc = 295,870 \text{ tm}$

Armadura

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

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 1630,00 \text{ cm}$

$hz = 110,00 \text{ cm}$

$rs = 8,00 \text{ cm}$

$d = 102,00 \text{ cm}$

Asmín: En función del momento de agrietamiento

Mu tm	Asmin cm2	Ascal cm2	1.33Ascal cm2	Asdefin. cm2
295,87	385,29	77,05	102,48	102,48

Usar: 6,29 cm²/m

Usamos: 1 ϕ 20 mm a 0,20 m

Corte: Chequeamos el corte a una distancia "d"

$Ptc = 47,335 \text{ t}$ Calculamos el peso del

$Prtc = 149,895 \text{ t}$ talón y relleno del área

$Ptc+Prtc = 197,230 \text{ t}$ Ac.

$Vbb = Pp n - (Pt+Prt)$

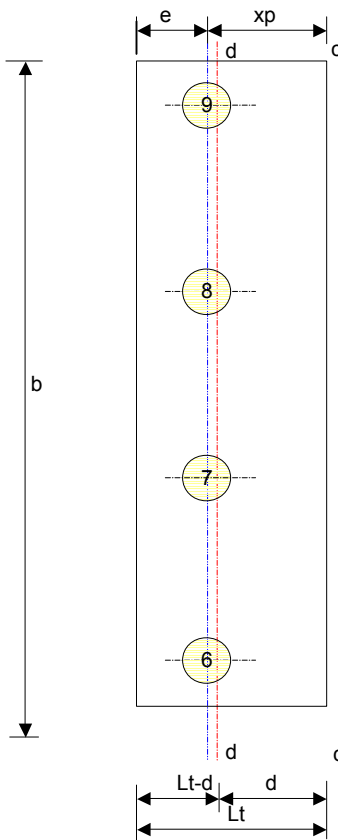
$Vbb = -92,041 \text{ t}$ Hacia abajo

$Vubb = 128,858 \text{ t}$

$\phi = 0,85$

$vu = 0,91 \text{ kg/cm}^2$

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

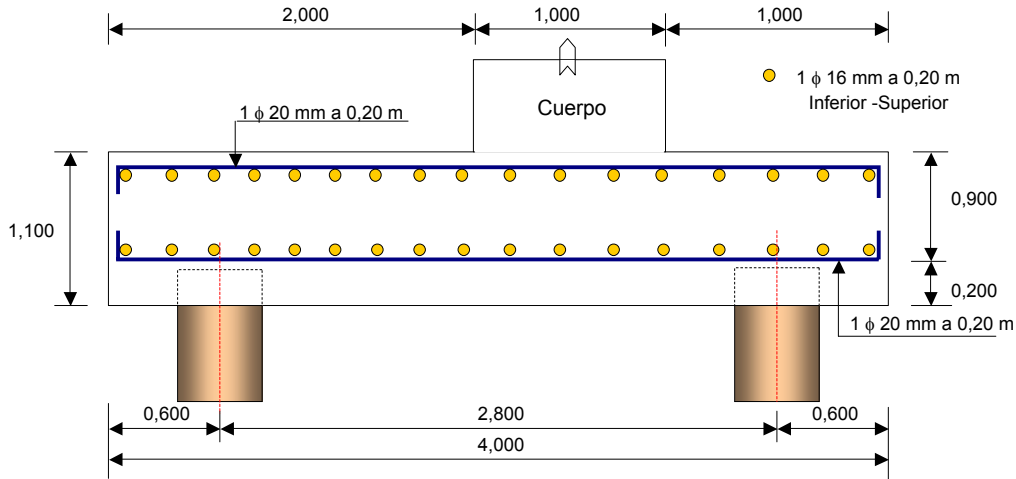


PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 10

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO



5.2 CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

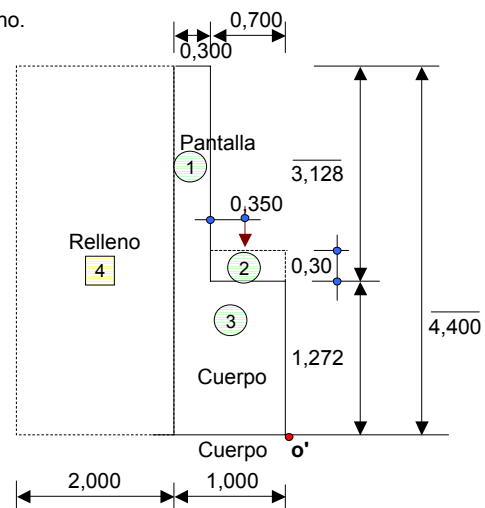
a = 1,00 m Ancho de diseño

af = 16,30 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

5.2.1 PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	yo m	Mo' tm	Σ Mo' tm
1	2,252	0,850	1,914	1,914
2	0,068	0,350	0,024	1,938
3	3,053	0,500	1,526	3,465
Σ	5,373			3,465
Rcm	25,399	0,350	8,890	12,354
Σ	30,772			12,354
Rcv	6,146	0,350	2,151	14,505
Σ	36,918			14,505



5.2.2 PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s^* = 1,900 t/m³ Peso específico relleno
 - ϕ^* = 35,000 ° Angulo fricción interna
 - k_a = 0,246 Coeficiente de presión activa
 - h' = 0,600 m Altura de sobrecarga
 - h = 4,400 m Altura promedio cuerpo del estribo
 - q_4 = 0,281 t/m² Presión por sobrecarga
 - q_5 = 2,338 t/m² Presión máxima para Grupo I
 - a = 1,000 m Ancho de presión de tierras
- Grupo I
- E = 5,761 t Empuje de tierras
 - y_e = 1,624 m Ubicación de empuje
 - ME_o = 9,355 tm Momento por presión de tierras

5.2.3 SISMO

Estribo

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	2,252	2,836	6,387
2	0,068	1,422	0,097
3	3,053	0,636	1,942
Σ	5,373		8,425

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 11

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

A	=	0,400	Aceleración del sitio.
Kh	=	0,200	Aceleración horizontal
S	=	1,200	Coefficiente de sitio
W	=	5,373 t	Peso
zc	=	1,568 m	Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
EQ	=	5,373 x 0,200 = 1,075 t	
Meq-i	=	1,685 tm	

Superestructura

Rcm	=	25,399 t	Reacción carga muerta por metro de estribo
ys	=	1,272 m	Altura base sup. zapata - apoyo viga
Eqs	=	12,191 t	
Meq-s	=	15,507 tm	

Suelo

Método de Mononobe - Okabe

γ_s^*	=	1,900 t/m ³	Peso específico del suelo relleno
h	=	4,400 m	
a	=	1,000 m	
ka	=	0,246	
kae	=	0,380	
Kh	=	0,200	
Kv	=	0,000	

Presión de tierras sin sobrecarga:

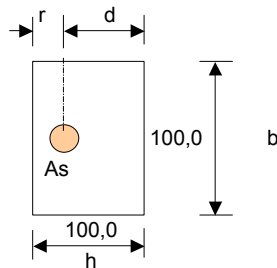
q6	=	2,058 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
Ea	=	4,527 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
Eae	=	6,984 t	
ΔEae	=	2,458 t	
Meae	=	13,127 tm	

Total: sismo

EQ	=	20,250 t
Meq	=	30,320 tm

5.2.4 DIMENSIONES

b	=	100,00 cm
h	=	100,00 cm
r	=	8,00 cm
d	=	92,00 cm
ycg	=	h/2 = 0,500 m



5.2.5 COMBINACION DE CARGAS

Grupo I

P	=	36,918 t	
x	=	0,140 m	
e	=	0,360 m	Excentricidad respecto al c. g. del cuerpo
M	=	13,309 tm	

Grupo VII

P	=	30,772 t	
x	=	-0,584 m	
e	=	1,084 m	Excentricidad respecto al c. g. del cuerpo
M	=	33,351 tm	

5.2.6 DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

fu	=	1,70	Mu	=	22,625 tm	Grupo I
fu	=	1,40	Mu	=	46,692 tm	Grupo VII

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 12

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

Armadura:

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 100,00 \text{ cm}$
 $h = 100,00 \text{ cm}$
 $r = 7,00 \text{ cm}$
 $d = 93,00 \text{ cm}$
 $M_u = 46,69 \text{ tm}$

Mu tm	Asmin cm2	Ascal cm2	1.33Ascal cm2	Asdefín. cm2
46,69	21,42	13,45	17,89	17,89

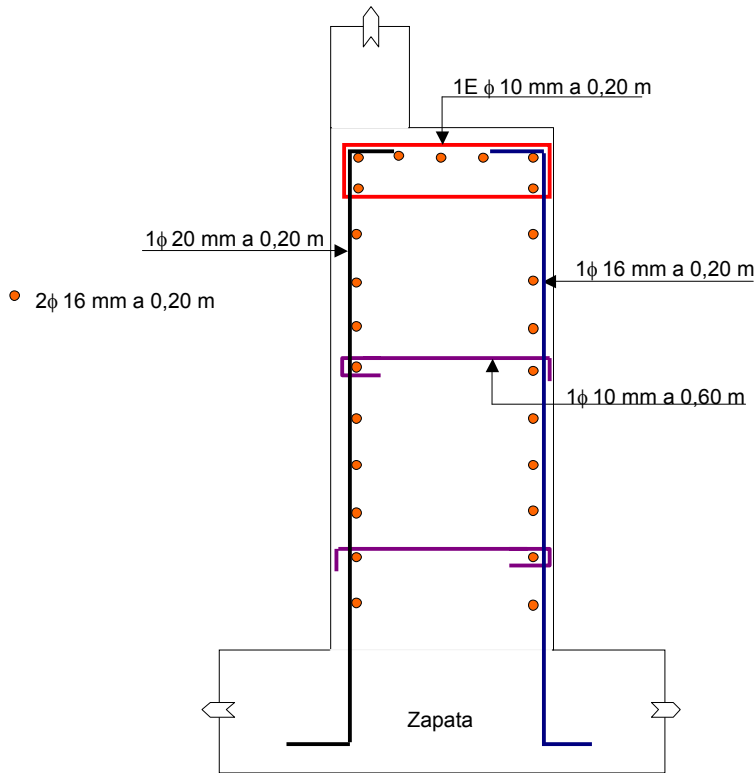
Usamos: $1E \phi 20 \text{ mm a } 0,20 \text{ m}$

Asmín: En función del momento de agrietamiento.

Cara en contacto suelo

$1 \phi 16 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$

Armadura horizontal



Corte:

$V = 20,250 \text{ t}$

$V_u = 28,350 \text{ t}$

$v_u = 3,63 \text{ kg/cm}^2$

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

Grupo VII

5.3 PANTALLAS

5.3.1 PANTALLA SUPERIOR

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

$k_a = 0,246$

$h_s = 0,600 \text{ m}$

$h_p = 3,128 \text{ m}$

$q_7 = 0,281 \text{ t/m}^2$

$q_8 = 1,743 \text{ t/m}^2$

$M = 3,758 \text{ tm}$

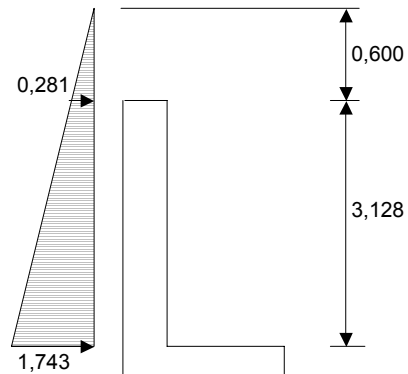
$f_u = 1,7 \text{ Adoptado}$

Peso específico del suelo relleno $0,281$

Coefficiente presión activa

Altura sobrecarga

Altura pantalla promedio



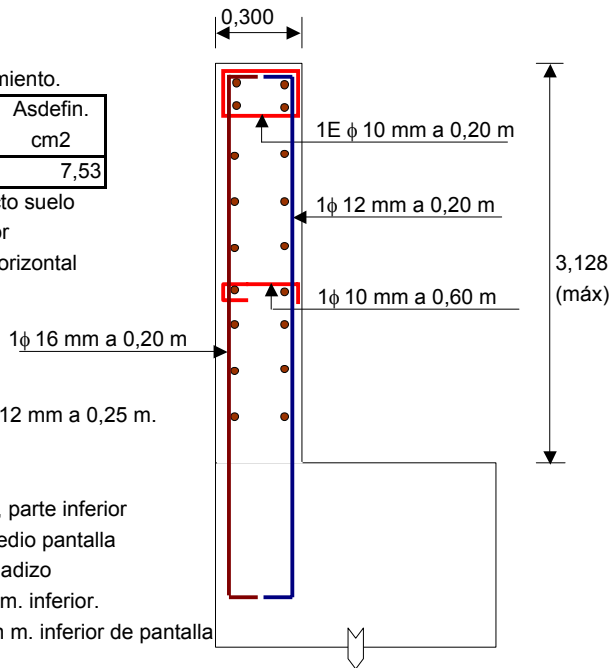
Armadura:

- $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- $b = 100,00 \text{ cm}$
- $h = 30,00 \text{ cm}$
- $r = 6,00 \text{ cm}$
- $d = 24,00 \text{ cm}$
- $M_u = 6,39 \text{ tm}$

Asmín: En función del momento de agrietamiento.

Mu Tm.	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
6,39	7,53	7,24	9,62	7,53

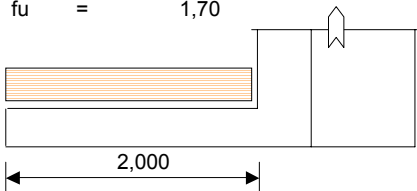
- Usamos: $1 \phi 16 \text{ mm a } 0,20 \text{ m}$ Cara contacto suelo
- $1 \phi 12 \text{ mm a } 0,20 \text{ m}$ Cara exterior
- $1 \phi 12 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$ Armadura horizontal



5.3.2 PANTALLA LATERAL

Diseñamos la pantalla para un metro de ancho, parte inferior

- $h_p = 4,237 \text{ m}$ Altura promedio pantalla
- $l_v = 2,000 \text{ m}$ Longitud voladizo
- $q = 2,028 \text{ t/m}^2$ Presión en m. inferior.
- $M = 4,056 \text{ tm}$ Momento en m. inferior de pantalla
- $f_u = 1,70$



Armadura

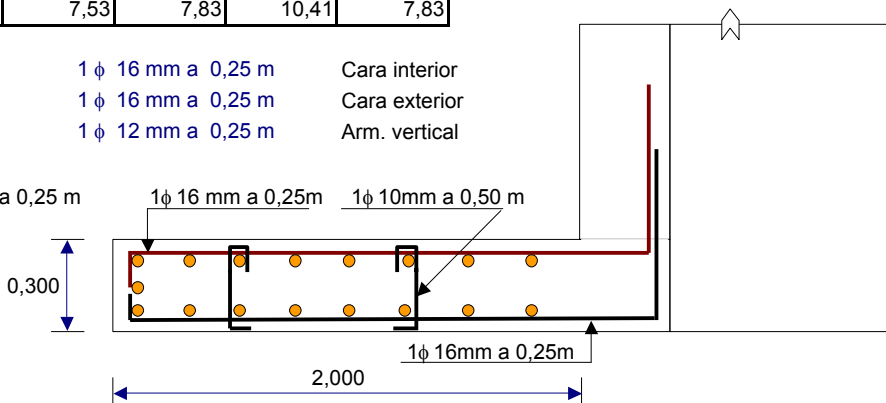
- $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- $b = 100,00 \text{ cm}$
- $h = 30,00 \text{ cm}$
- $r = 6,00 \text{ cm}$
- $d = 24,00 \text{ cm}$
- $M_u = 6,90 \text{ tm}$

Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
6,90	7,53	7,83	10,41	7,83

Usamos:

- $1 \phi 16 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$ Cara interior
- $1 \phi 16 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$ Cara exterior
- $1 \phi 12 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$ Arm. vertical

- $2 \phi 12 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$



PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 14

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

5.4 TRABA ANTISISMICA

5.4.1 DATOS

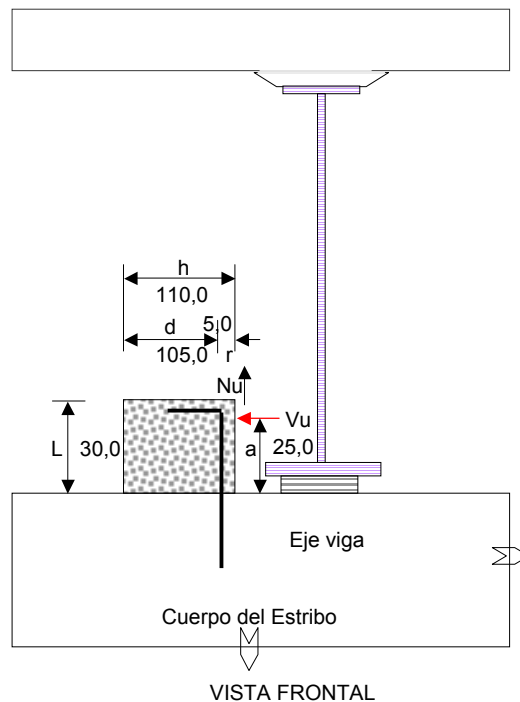
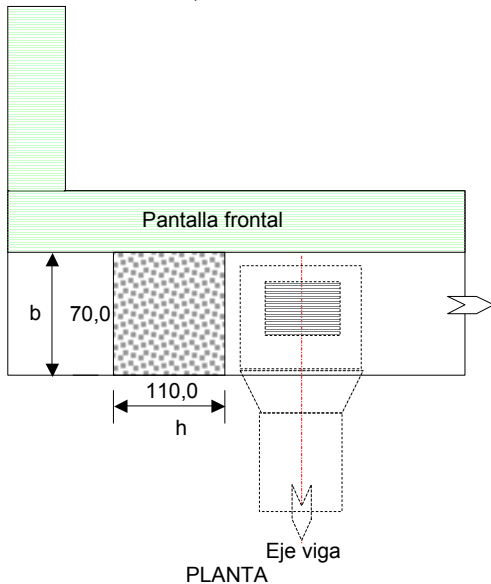
5.4.1.1 MATERIALES

$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

5.4.1.2 GEOMETRIA

L =	30,00 cm	Altura de la traba
a =	25,00 cm	Ubicación carga
b =	70,00 cm	Ancho de traba
h =	110,00 cm	Longitud de traba
r =	5,00 cm	Recubrimiento
d =	105,00 cm	Altura efectiva
Acv =	7.350,00 cm ²	Area de concreto
a/d =	0,24 OK	a/d < 1



5.4.1.3 CARGAS

Rcm =	414,00 t	Reacción carga muerta por estribo
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

$A_{vf} = \frac{V_n}{F_y \mu \lambda}$		Acero por corte-fricción
$V_n = \frac{V_u}{\phi}$		Carga ext. factorizada
$\phi = 0,85$		
$\lambda = 1,000$		
$\mu = 1.0 \lambda = 1,00$		

$V_n \text{ max1} = 0,2 f_c Acv$		Cortante resistente
$V_n \text{ max2} = 56 Acv$		Cortante resistente

$V_n = 272.752,9 \text{ kg} = 272,75 \text{ t}$

$V_n \text{ max1} = 352.800,0 \text{ kg} = 352,80 \text{ t}$

$V_n \text{ max2} = 411.600,0 \text{ kg} = 411,60 \text{ t}$

$V_n < V_n \text{ máx} \quad V_n \text{ máx} = 352,80 \text{ t} \quad \text{Usar el menor}$

OK: Sección suficiente

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

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

$$\begin{aligned} M_u &= V_u a = 57,96 \text{ tm} \\ M_n &= N_u(h - d) = 2,32 \text{ tm} \\ A_f &= [M_u + N_u(h - d)] / \phi F_y j d \\ j d &= 0.85 d = 89,25 \text{ cm} \\ \phi &= 0,85 \\ A_f &= 18,92 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

5.4.2.4 ARMADURA PRINCIPAL

$$\begin{aligned} \text{A } A_s &= 2/3 A_{vf} + A_n = 56,28 \text{ cm}^2 \\ \text{B } A_s &= A_f + A_n = 31,91 \text{ cm}^2 \\ \text{Usar:} \\ A_s &= 56,28 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

5.4.2.5 ARMADURA LATERAL

$$\begin{aligned} \text{A } A_h &= 1/3 A_{vf} = 18,76 \text{ cm}^2 \\ \text{B } A_h &= 1/2 A_f = 9,46 \text{ cm}^2 \\ \text{Usar:} \\ A_h &= 18,76 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Colocar como estribos en los 2/3 d, medido la cara en contacto con la viga

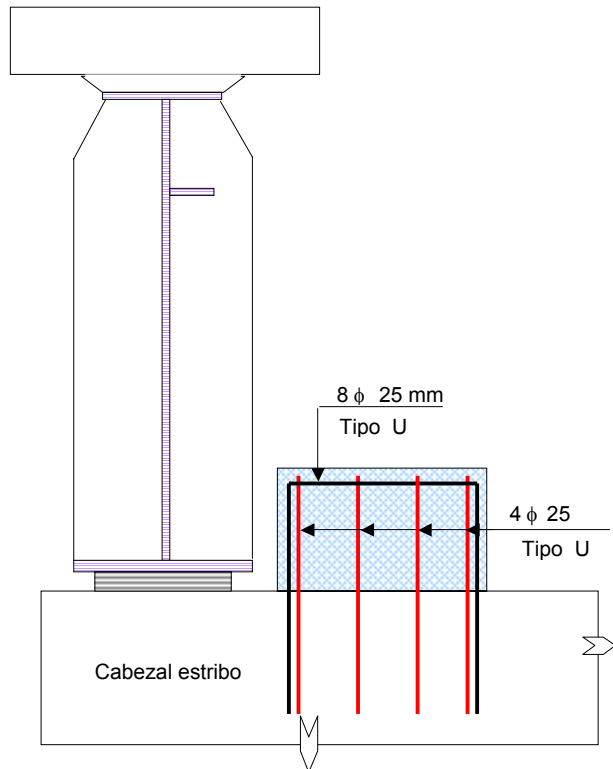
5.4.2.6 ARMADURAS MINIMAS

$$\begin{aligned} A_{s\text{mín}} &= 0.04 f_c b d / F_y \\ A_{s\text{mín}} &= 16,80 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{h\text{mín}} &= 0.5(A_s - A_n) \\ A_{h\text{mín}} &= 21,65 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

5.4.3 ARMADO

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



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 tiene el estribo, produciéndose flexión

Ht =	430,791 t	Fuerza horizontal total
Ff =	139,795 t	Fuerza de fricción (asumida 0,15W)
Fp =	290,995 t	Fuerza lateral en pilotes
Np =	12	Número de pilotes.
Hpy =	24,250 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
Hpx =	6,323 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
Hp =	25,060 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
he =	2,500 m	Altura de empotramiento del pilote
Mp =	62,651 tm	Momento en la cabeza del pilote

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

Pf =	0,000 t	Carga por fricción negativa total.
Pp =	119,396 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.

e = 0,525 m

ϕp = 0,800 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 = 4200 kg/cm²

c bal = 44,417 cm

e bal = 0,277 m

ϕ = 0,773

Pu bal = 578,291 t

Pu o = 961,027 t

Resultados:

c = 31,450 cm

Pu = 218,999 t

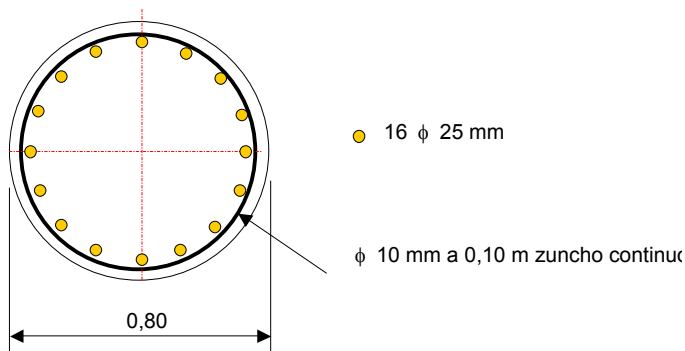
Mu = 115,061 tm

e = 0,525 m

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

Fs = 1,834

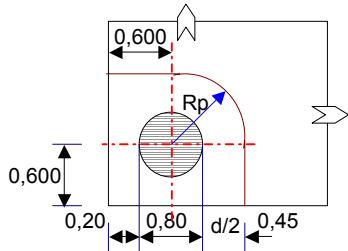
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo ϕ 10 mm a 0,10 m



5.6 CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

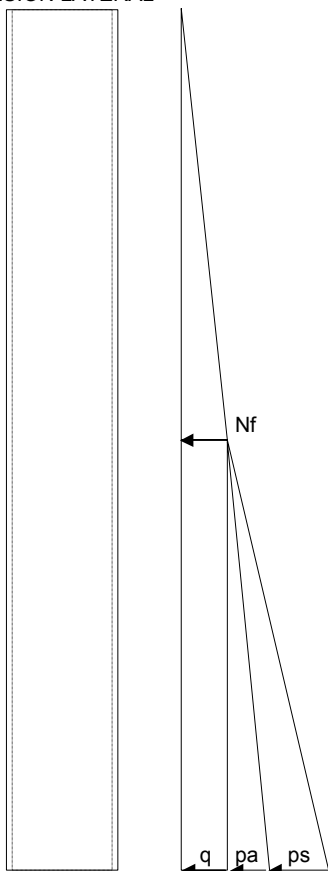
- d = 0,900 m Peralte efectivo.
- Pp = 118,112 t Carga del pilote.
- fu = 1,834 Factor mayoración
- Ppu = 216,643 t Calga última del pilote



- Rp = 0,850 m Radio de punzonamiento
- lp = 2,535 m Longitud para punzonamiento.
- Ap = 22.816,59 cm² Area resistente al punzonamiento
- vu = 9,49 kg/cm² Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
- vc = $\sqrt{f_c}$
- vc = 16,73 kg/cm² Esfuerzo admisible del concreto.

5.7 VERIFICACION DEL ESPESOR DE LA CAMISA DE ACERO. (SI ES NECESARIA)

5.7.1 PRESION LATERAL



El suelo y el agua ejercen una presión radial sobre las paredes de la camisa. El caso más crítico será cuando se vacíe de agua el pilote.

Referencia: Estructuras de Construcción: Pg 233 Baykov-Strongin

Ns = 9,00 Nivel superior del pilote (Nc)

Nf = 9,00 Nivel freático (adoptado)

Nip = -12,00 Nivel inferior pilote

pa.- Presión de agua

ps.- Presión de suelo saturado

q.- Presión de suelo

p.- Presión total

hs.- Nivel rasante - Nivel freático

ha.- Nivel freático - N.inf. pared

pa = $\gamma_a \times ha$

ps = $\gamma_{sus} \times ha \times ka$

γ_a = 1,000 t/m³

γ_s = 1,900 t/m³

γ_{sus} = 1,100 t/m³

ka = 0,246

hs = 0,000 m

ha = 21,000 m

q = 1,900 x 0,246 x 0,000

q = 0,000 t/m² Presión suelo (Ns a Nf)

pa = 21,000 t/m² Presión agua

ps = 5,685 t/m² Presión suelo saturado

p = 26,685 t/m² Presión total

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 18

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO DERECHO

5.7.2 ESFUERZOS

Esfuerzos en la camisa.

$$\sigma = \frac{p \times r}{t}$$

$$p = 2,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi p = 0,80 \text{ m} \quad \text{Diámetro del pilote}$$

$$t = 0,60 \text{ cm} \quad \text{Espesor de la camisa}$$

$$r = 40,60 \text{ cm} \quad \text{Radio exterior de la camisa}$$

$$\sigma = 180,57 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de compresión axial en dirección circular máximo, en la parte inferior de la camisa (por presión lateral)}$$

El acero de la camisa será de calidad ASTM A-36

$$F_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 1.386 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo resistente de compresión}$$

El espesor lo mantendremos en 0,6 cm, para que pueda resistir golpes en su hundimiento