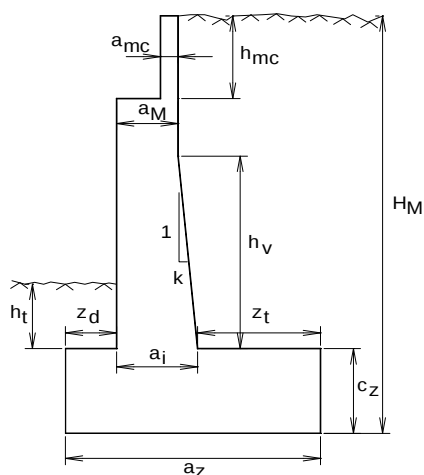


Diseño de Estribo Puente Ipal



$H_M = 11.50m$
 $a_z = 8.60m$
 $h_{mc} = 1.50m$
 $a_{mc} = 0.30m$
 $a_M = 0.90m$
 $h_V = 4.50m$
 $k = 0.2$
 $z_d = 2.20m$
 $c_z = 1.50m$
 $a_i = 1.800m$
 $z_t = 4.60m$
 $h_t = 1.00m$

$\phi = 29^\circ$
 $\delta = 14.50^\circ$
 $\phi' = 30^\circ$
 Coeficiente de Aceleración = 0.3
 Coef.sismico = 0.15
 coef hz = 0.150
 coef vert = 0.075
 coef. fricción f = 0.577
 Long. Muro (m) 1.00

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa	113.28	2.45	10.00
Carga vertical variable externa	75.52	2.45	
Fuerza de Frenado	13.1		13.3
Carga sísmica horizontal externa	45.312		10

(Teoría de Coulomb- superficies de presión

$K_a = 0.351$

p.e. relleno = 19.0 kN/m³

p.e. concreto = 25.0 kN/m³

$\sigma_{adm} = 3.23 \text{ kgf/cm}^2$

$\sigma_{ult} = 4.85 \text{ kgf/cm}^2$

Para Condiciones no sísmicas

$\sigma_{ult} = 6.30 \text{ kgf/cm}^2$

Para Condiciones sísmicas

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos

use $h_{eq} = 0.60m$

$W_L = 11.40 \text{ kN/m}^2$

Cargas verticales y horizontales no factoradas

	Cargas verticales Items	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC Peso muro	575.63	3.646	2098.88
2	EV Peso relleno	1006.53	5.944	5982.44
3	DC Carga vertical permanente externa	113.28	2.45	277.54
4	LL Carga vertical variable externa	75.52	2.45	185.02
5	EH Comp.vert. Empuje	110.50	8.6	950.30
6	LS SC sobre relleno	75.24	5.85	440.15
2	EV Peso relleno en punta	41.80	1.1	45.98

	Cargas horizontales Items	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH Comp.hz Empuje	427.27	3.833	1637.87
2	LS Empuje por sobrecarga	46.05	5.750	264.80
3	EQ Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	124.02	6.900	855.72
4	EQ Fuerza inercial del muro + relleno	237.32	5.241	1243.72
5	BR Fza de Frenado	13.10	13.300	174.23
6	CR+SH+TU Fluenc, contrac,temp	11.33	10.000	113.28
7	EQ Carga sísmica horizontal externa	45.31	10.000	453.12

Diseño de Estribo Puente Ipai

Combinaciones de Carga

	DC	EV	EH*	LL	BR	LS	CR+SH+TU	EQ
Resistencia I	1.25	1.35	1.50	1.75	1.75	1.75	0.50	0.00
Resistencia Ia	0.90	1.00	1.50	1.75	1.75	1.75	0.50	0.00
Resistencia III	1.25	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
Resistencia IIIa	0.90	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
Evento Extremo I	1.25	1.35	1.50	0.50	0.50	0.50	0.00	1.00
Evento Extremo Ia	0.90	1.00	1.50	0.50	0.50	0.50	0.00	1.00

maximo minimo
 * 1.35 0.90 Coeficiente de reposo
 1.50 0.90 Coeficiente activo

Estabilidad y condiciones de seguridad

Exentricidad

	V _L	H _L	M _v	M _H	X _o	e	e _{máx}	Margen de diseño %
Resistencia I	2705.95	750.09	13628.38	3281.74	3.824	0.476	2.150	77.84
Resistencia Ia	1966.25	750.09	9916.42	3281.74	3.374	0.926	2.150	56.94
Resistencia III	2442.12	646.57	12534.32	2513.45	4.103	0.197	2.150	90.85
Resistencia IIIa	1834.09	646.57	9592.63	2513.45	3.860	0.440	2.150	79.52
Evento Extremo I	2517.50	1077.13	12846.91	5228.88	3.026	1.274	2.867	55.56
Evento Extremo Ia	1871.71	1077.13	9812.71	5228.88	2.449	1.851	2.867	35.43
Servicio I	1998.49		9980.30	2190.18	3.898	0.402		

Deslizamiento

	V _L	u	F _r	Φ _s	Φ _s F _r	H _L	Margen de diseño %
Resistencia I	2705.95	0.58	1562.28	0.80	1249.825	750.09	39.98
Resistencia Ia	1966.25	0.58	1135.21	0.80	908.172	750.09	17.41
Resistencia III	2442.12	0.58	1409.96	0.80	1127.967	646.57	42.68
Resistencia IIIa	1834.09	0.58	1058.91	0.80	847.130	646.57	23.68
Evento Extremo I	2517.50	0.58	1453.48	1.00	1453.479	1077.13	25.89
Evento Extremo Ia	1871.71	0.58	1080.63	1.00	1080.632	1077.13	0.32

Capacidad portante

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1) V _L /B	(2) 6V _L .e/B ²	σ _{máx} (Mpa)	σ _{min} (Mpa)	Long. Comprimida	σ _m (Mpa)
Resistencia I	314.65	104.57	0.419	0.210	8.600	0.354
Resistencia Ia	228.63	147.66	0.376	0.081	8.600	0.291
Resistencia III	283.97	38.96	0.323	0.245	8.600	0.298
Resistencia IIIa	213.27	65.50	0.279	0.148	8.600	0.238
Evento Extremo I	292.73	260.19	0.553	0.033	8.600	0.416
Servicio I	232.38	65.17	0.298	0.167	8.600	0.256

OK

OK

OK

OK

OK

OK

Diseño de Estribo Puente Ipai

DISEÑO

altura zapata = 1.50m $f_y = 420$ MPa
 espesor garganta pantalla = 1.80m $f'_c = 21$ MPa $H = 11.50$ m
 long punta = 2.20m
 long. Talon = 4.60m

ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

Evento Extremo I

$M_u = 1117.2$ kN.m

$d = 143.7$ cm

$A_s = 18.80$ cm²

$1.2M_{cr} = 1299.2$ kN.m

$A_{s_{cr}} = 24.41$ cm²

Familia	ϕ_1
ϕ (pulg)	1
sep(cm)	15.0 cm
Adisp ^(*)	33.78

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

USE $A_s = 30.98$ cm²

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kN/m ²)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (kN/m ²)	Long. Comprimida	σ_d (kN/m ²)	R1d (kN)	x1 (m)	0.85*d (x)	T (kN)	As (cm ²)
Resistencia I	419.21	210.08	8.600	354.77	901.31	1.367	1.221	1008.59	26.68
Resistencia Ia	376.30	80.97	8.600	285.29	787.17	1.393	1.221	897.50	23.74
Resistencia III	322.93	245.01	8.600	298.92	699.72	1.345	1.221	770.55	20.38
Resistencia IIIa	278.77	147.77	8.600	238.40	595.81	1.365	1.221	665.66	17.61
Evento Extremo I	552.92	32.55	8.600	392.57	1128.55	1.408	1.221	1301.05	30.98

ZAPATA POSTERIOR (TALON)

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kN/m ²)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (kN/m ²)	Long. Comprimida	σ_d (kN/m ²)	Md (kN.m)	As cm ²	As _{min} cm ²	As _{requer.} cm ²
Resistencia I	419.21	210.08	8.600	321.94	803.64	14.98	24.41	19.97
Resistencia Ia	376.30	80.97	8.600	238.94	953.52	17.81	24.41	23.75
Resistencia III	322.93	245.01	8.600	286.69	470.54	8.72	24.41	11.63
Resistencia IIIa	278.77	147.77	8.600	217.84	556.80	10.34	24.41	13.78
Evento Extremo I	552.92	32.55	8.600	310.89	1944.06	33.11	24.41	33.11

USE $A_s = 33.11$ cm²

Familia	ϕ_2
ϕ (pulg)	1
sep(cm)	12.5 cm
Adisp ^(*)	40.54

Fisuración (SERVICIO I)

$M = 512.62$ kN.m

$A_{s_{dispuesto}} = 40.54$ cm²

$n = 8.6$

$f_s = 94.20$ MPa

$\gamma_c = 0.500$

$\beta_s = 1.049$

Espac.máx = 300 mm

$E_s = 200000$ Mpa

$E_c = 23168.3$ MPa

relación modular

Esfuerzo actuante en el acero

para estructuras enterradas y en contacto con el agua

Refuerzo transversal

Se suministrará en las superficies expuestas por efecto de contracción y temperatura

$A_s > 11.40$ cm²/m

USE $\Phi \quad 3/4 \quad @ \quad 20$ cm

Diseño de Estribo Puente Ipal

Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla

$h = 10.00\text{m}$

por Resistencia

$M_u = 2234.3 \text{ kN.m}$
 $N_u = 660.853 \text{ kN}$



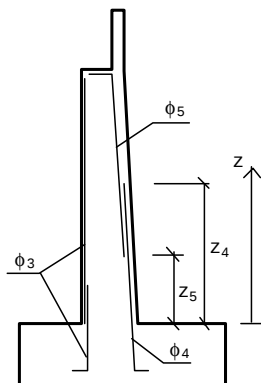
$\eta = 0.95$
 $A_s = 34.84 \text{ cm}^2$

Por evento Extremo

$M_u = 3481.4 \text{ kN.m}$

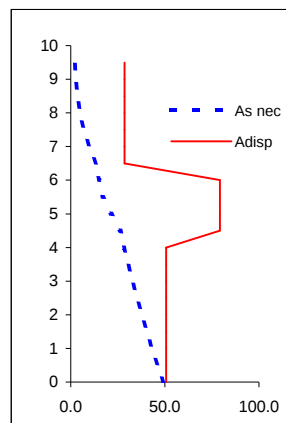


$A_s = 49.36 \text{ cm}^2$



Familia	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5
$\phi(\text{pulg})$	5/8	1	3/4
sep(cm)	12.5 cm	10.0 cm	10.0 cm
Adisp ^(*)	15.83	50.67	

Intervalo de armadura	
$Z_4 \text{ (m)}$	6.50
$Z_5 \text{ (m)}$	3.50



Comprobación a cortante

$V_u = 418.530 \text{ kN}$

$d_v = 156.357 \text{ cm}$

$ag = 3/4 \text{ in}$

(Tamaño del agregado)

$\epsilon_x (\times 10^3) = 1.186$

$s_{xe} = 1561 \text{ mm}$

$\theta = 63.8$

$\beta = 1.05$

$V_c = 624.45 \text{ BIEN}$

Comprobación a Fisuración

$M = 1528.02 \text{ kN.m}$

$A_{s\text{dispuesto}} = 50.67 \text{ cm}^2$

$n = 8.6$

$f_s = 186.00 \text{ MPa}$

$\gamma_c = 0.700$

$\beta_s = 1.041$

Espac.máx = 30.0 cm

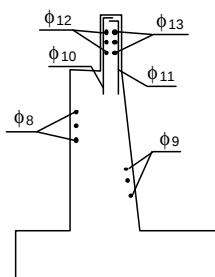
$E_s = 200000 \text{ Mpa}$

$E_c = 23168.3 \text{ MPa}$

relación modular

Esfuerzo actuante en el acero

Resto de armadura



espesor del muro contra = 0.30m
cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo
cuantía geométrica vertical de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_8 + \phi_9$	$\phi_{10} + \phi_{11}$	$\phi_{12} + \phi_{13}$
Anec ^(*) (cm)	24.3	5.4	5.4
$\phi(\text{in})$	3/4	5/8	1/2
sep(cm)	15.0	20.0	25.0
Adisp (cm)	28.9	10.1	10.1

(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica