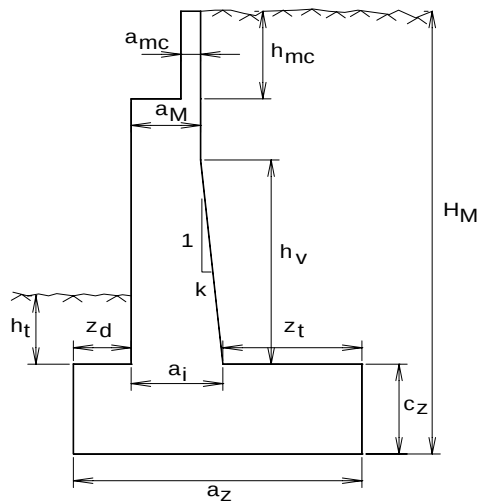


Diseño de Estribo



$$H_M = 9.00\text{m}$$

$$a_z = 6.30\text{m}$$

$$h_{mc} = 1.66\text{m}$$

$$a_{mc} = 0.30\text{m}$$

$$a_M = 1.40\text{m}$$

$$h_v = 0.00\text{m}$$

$$k = 0$$

$$z_d = 1.50\text{m}$$

$$c_z = 1.40\text{m}$$

$$a_i = 1.400\text{m}$$

$$z_t = 3.40\text{m}$$

$$h_t = 1.00\text{m}$$

$$\text{ángulo de fricción del relleno } \phi = 32^\circ$$

$$\text{ángulo relleno muro } \delta = 16.00^\circ$$

$$< \text{ de fricción del terreno con el muro } = 30^\circ$$

$$\text{Coeficiente de Aceleración} = 0.3$$

$$\text{Coef.sismico} = 0.15$$

$$\text{coef hz} = 0.150$$

$$\text{coef vert} = 0.075$$

$$\text{coef. fricción } f = 0.577$$

$$\text{Long. Muro (m)} = 1.00$$

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa	128.123	2.4	7.34
Carga vertical variable externa	68.64	2.4	
Fuerza de Frenado	5.925		10.8
Carga sísmica horizontal externa	48.733		7.34

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$$K_a = 0.278$$

$$\text{p.e. relleno} = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{p.e. concreto} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{adm} = 3.00 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Empuje} = 0.5 \times 0.278 \times 19 \times 9^2 \times 1 = 214.037 \text{ kN}$$

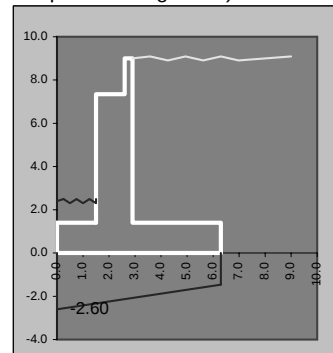
$$E_h = 214.037 \times \cos(16) = 205.745 \text{ kN}$$

$$E_v = 214.037 \times \text{seno}(16) = 58.997 \text{ kN}$$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos

$$\text{use } h_{eq} = 0.60\text{m}$$

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



Cargas verticales y horizontales no factoradas

	Cargas verticales Items	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC Peso muro	440.85	2.691	1186.19
2	EV Peso relleno	490.96	4.600	2258.42
3	DC Carga vertical permanente externa	128.12	2.4	307.50
4	LL Carga vertical variable externa	68.64	2.4	164.74
5	EH Comp.vert. Empuje	59.00	6.3	371.68
6	LS SC sobre relleno	38.76	4.60	178.30
2	EV Peso relleno en punta	28.50	0.75	21.375

	Cargas horizontales Items	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH Comp.hz Empuje	205.75	3.000	617.24
2	LS Empuje por sobrecarga	28.54	4.500	128.42
3	EQ Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	71.18	5.400	384.37
4	EQ Fuerza inercial del muro + relleno	139.77	3.990	557.64
5	BR Fza de Frenado	5.93	10.800	63.99
6	CR+SH+TU Fluenc, contrac,temp	12.81	7.340	94.04
7	EQ Carga sísmica horizontal externa	48.73	7.340	357.70

Diseño de Estribo

coef hz = 0.15
coef vert = 0.08

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} \quad k_{AE} = 0.3891$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 276.92 \text{ kN}$$

(EH) $E_{\text{activo}} = 205.75 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)
 $\Delta E = 71.18 \text{ kN}$ (empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)

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	0.00	0.50	0.50	0.00	1.00

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

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V _u
V _n	440.85	519.46	128.12	68.64	59.00	38.76	Total
Resistencia I	551.06	701.27	160.15	120.12	88.49	67.83	1688.93
Resistencia Ia	396.77	519.46	115.31	120.12	88.49	0.00	1240.15
Resistencia III	551.06	701.27	160.15	0.00	88.49	0.00	1500.98
Resistencia IIIa	396.77	519.46	115.31	0.00	88.49	0.00	1120.03
Evento Extremo I	551.06	701.27	160.15	34.32	88.49	19.38	1554.68
Evento Extremo Ia	396.77	519.46	115.31	0.00	88.49	19.38	1139.41
Servicio I	440.85	519.46	128.12	68.64	59.00	38.76	1254.83

Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M _{Vu}
M _{Vn}	1186.19	2279.79	307.50	164.74	371.68	178.30	21.38	Total
Resistencia I	1482.74	3077.72	384.37	288.29	557.52	312.02		6102.65
Resistencia Ia	1067.57	2279.79	276.75	288.29	557.52	0.00		4469.91
Resistencia III	1482.74	3077.72	384.37	0.00	557.52	0.00		5502.34
Resistencia IIIa	1067.57	2279.79	276.75	0.00	557.52	0.00		4181.63
Evento Extremo I	1482.74	3077.72	384.37	82.37	557.52	89.15		5673.86
Evento Extremo Ia	1067.57	2279.79	276.75	0.00	557.52	89.15		4270.77
Servicio I	1186.19	2279.79	307.50	164.74	371.68	178.30		4488.19

Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H _u
H _n	205.75	28.54	71.18	139.77	5.93	12.81	48.73	Total
Resistencia I	308.62	49.94	0.00	0.00	10.37	6.41	0.00	375.33
Resistencia Ia	308.62	49.94	0.00	0.00	10.37	6.41	0.00	375.33
Resistencia III	308.62	0.00	0.00	0.00	0.00	6.41	0.00	315.02
Resistencia IIIa	308.62	0.00	0.00	0.00	0.00	6.41	0.00	315.02
Evento Extremo I	308.62	14.27	71.18	139.77	2.96	0.00	48.73	585.53
Evento Extremo Ia	308.62	14.27	71.18	139.77	2.96	0.00	48.73	585.53
Servicio I	205.75	28.54	0.00	0.00	5.93	12.81	0.00	253.02

Diseño de Estribo

Momento debido a H_u (kN.m)

Items Notación	1 EH	2 LS	3 EQ	4 EQ	5 BR	6 CR+SH+TU	7 EQ	M_{Hu}
M_{Hn}	617.24	128.42	384.37	557.64	63.99	94.04	357.70	Total
Resistencia I	925.85	224.74	0.00	0.00	111.98	47.02	0.00	1309.60
Resistencia Ia	925.85	224.74	0.00	0.00	111.98	47.02	0.00	1309.60
Resistencia III	925.85	0.00	0.00	0.00	0.00	47.02	0.00	972.88
Resistencia IIIa	925.85	0.00	0.00	0.00	0.00	47.02	0.00	972.88
Evento Extremo I	925.85	64.21	384.37	557.64	32.00	0.00	357.70	2321.77
Evento Extremo Ia	925.85	64.21	384.37	557.64	32.00	0.00	357.70	2321.77
Servicio I	617.24	128.42	0.00	0.00	63.99	94.04	0.00	903.69

Estabilidad y condiciones de seguridad

Deberán satisfacerse tres condiciones: Excentricidad, Deslizamiento y capacidad de portante

Excentricidad

	V_L	H_L	M_v	M_H	X_o	e	$e_{m\acute{a}x}$	Margen de diseño %
Resistencia I	1688.93	375.33	6102.65	1309.60	2.838	0.312	1.575	80.19
Resistencia Ia	1240.15	375.33	4469.91	1309.60	2.548	0.602	1.575	61.80
Resistencia III	1500.98	315.02	5502.34	972.88	3.018	0.132	1.575	91.60
Resistencia IIIa	1120.03	315.02	4181.63	972.88	2.865	0.285	1.575	81.90
Evento Extremo I	1554.68	585.53	5673.86	2321.77	2.156	0.994	2.100	52.67
Evento Extremo Ia	1139.41	585.53	4270.77	2321.77	1.711	1.439	2.100	31.45
Servicio I	1254.83		4488.19	903.69	2.857	0.293		

Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s \cdot F_r$	H_L	Margen de diseño %
Resistencia I	1688.93	0.58	974.51	0.80	779.611	375.33	51.86
Resistencia Ia	1240.15	0.58	715.57	0.80	572.453	375.33	34.43
Resistencia III	1500.98	0.58	866.07	0.80	692.853	315.02	54.53
Resistencia IIIa	1120.03	0.58	646.26	0.80	517.006	315.02	39.07
Evento Extremo I	1554.68	0.58	897.05	1.00	897.052	585.53	34.73
Evento Extremo Ia	1139.41	0.58	657.44	1.00	657.44	585.53	10.94

Capacidad portante

Presión trapezoidal

Presión rectangular
equivalente

	(1) V_L/B	(2) $6V_L \cdot e/B^2$	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (Mpa)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (Mpa)	Long. Comprimida	σ_m (Mpa)
Resistencia I	268.08	79.68	0.348	0.188	6.300	0.298
Resistencia Ia	196.85	112.80	0.310	0.084	6.300	0.243
Resistencia III	238.25	30.03	0.268	0.208	6.300	0.249
Resistencia IIIa	177.78	48.28	0.226	0.130	6.300	0.195
Evento Extremo I	246.77	233.58	0.480	0.013	6.300	0.361
Servicio I	199.18	55.66	0.255	0.144	6.300	0.220

Diseño de Estribo

DISEÑO

altura zapata = 1.40m $f_y = 420$ MPa
 espesor garganta pantalla = 1.40m $f'_c = 21$ MPa
 long punta = 1.50m
 long. Talon = 3.40m

H = 9.00m

ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

Evento Extremo I

$M_u = 449.5$ kN.m

$d = 134.0$ cm

$A_s = 8.04$ cm²

$1.2M_{cr} = 1131.7$ kN.m

$A_{s_{cr}} = 22.80$ cm²

Familia	ϕ_1
ϕ (pulg)	3/4
sep(cm)	15.0 cm
Adisp ^(*)	19.00

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

USE $A_s = 18.64$ 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	347.76	188.40	6.300	300.97	519.14	0.951	1.139	433.32	11.46
Resistencia Ia	309.65	84.05	6.300	243.40	453.29	0.967	1.139	384.72	10.18
Resistencia III	268.28	208.22	6.300	250.64	399.06	0.938	1.139	328.50	8.69
Resistencia IIIa	226.06	129.51	6.300	197.71	333.71	0.949	1.139	278.11	7.36
Evento Extremo I	480.36	13.19	6.300	343.17	680.83	0.982	1.139	587.26	13.98

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	347.76	188.40	6.300	274.41	240.26	4.77	22.85	6.37
Resistencia Ia	309.65	84.05	6.300	205.80	296.31	5.89	22.85	7.86
Resistencia III	268.28	208.22	6.300	240.63	113.65	2.25	22.85	3.00
Resistencia IIIa	226.06	129.51	6.300	181.61	167.76	3.33	22.85	4.44
Evento Extremo I	480.36	13.19	6.300	265.31	850.57	15.35	22.85	20.47

USE $A_s = 22.80$ cm²

Familia	ϕ_2
ϕ (pulg)	1
sep(cm)	20.0 cm
Adisp ^(*)	25.34

Fisuración (SERVICIO I)

$M = 157.55$ kN.m

$A_{s_{dispuesto}} = 25.34$ cm²

$n = 8.6$

$f_s = 49.22$ MPa

$\gamma_c = 0.500$

$\beta_s = 1.053$

Espac.máx = 300 mm

$E_s = 200000$ Mpa

$E_c = 23168.34$ MPa

relación modular

Esfuerzo actuante en el acero

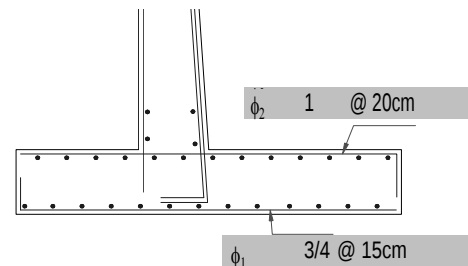
para estructuras enterradas y en contacto con el agua

Refuerzo transversal

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} \quad A_s > 10.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

USE ϕ 5/8 @ 15cm



Diseño de Estribo

Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla

$h = 7.60\text{m}$

por Resistencia

$M_u = 861.2 \text{ kN.m}$
 $N_u = 582.135 \text{ kN}$



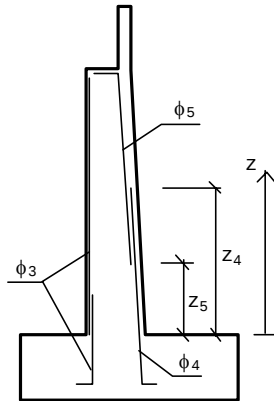
$\eta = 0.95$
 $A_s = 17.30 \text{ cm}^2$

Por evento Extremo

$M_u = 1460.3 \text{ kN.m}$

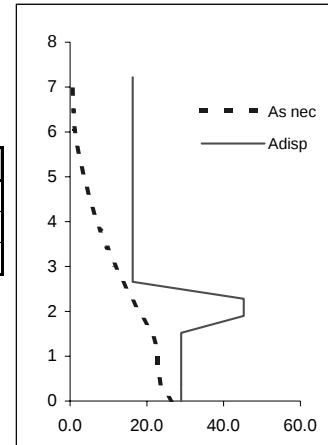


$A_s = 26.62 \text{ cm}^2$



Familia	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5
$\phi(\text{pulg})$	5/8	1	3/4
sep(cm)	15.0 cm	17.5 cm	17.5 cm
Adisp ^(*)	13.20	28.95	

Intervalo de armadura	
$Z_4 \text{ (m)}$	2.80
$Z_5 \text{ (m)}$	1.00



Comprobación a cortante

$V_u = 206.269 \text{ kN}$

$d_v = 120.357 \text{ cm}$

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

$\epsilon_x (\times 10^3) = 0.869$

$s_{xe} = 1202 \text{ mm}$

$\theta = 52.6$

$\beta = 1.6$

$V_c = 732.45 \text{ BIEN}$

(Tamaño del agregado)

Comprobación a Fisuración

$M = 595.05 \text{ kN.m}$

$A_{s\text{dispuesto}} = 28.95 \text{ cm}^2$

$n = 8.6$

$f_s = 163.21 \text{ MPa}$

$\gamma_c = 0.500$

$\beta_s = 1.053$

Espac.máx = 25.8 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$

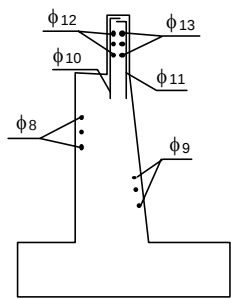
$E_c = 23168.34 \text{ MPa}$

relación modular

Esfuerzo actuante en el acero

Diseño de Estribo

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	ϕ ₈ + ϕ ₉		ϕ ₁₀ + ϕ ₁₁		ϕ ₁₂ + ϕ ₁₃	
Anec ^(*) (cm)	25.2		5.4		5.4	
ϕ(in)	3/4	3/4	1/2	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	20.0	20.0	25.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	28.5		10.1		10.1	

^(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica