

MURO DE CONTENCIÓN ESCALONADO H=3.0m

HOB CONSULTORES S.A.

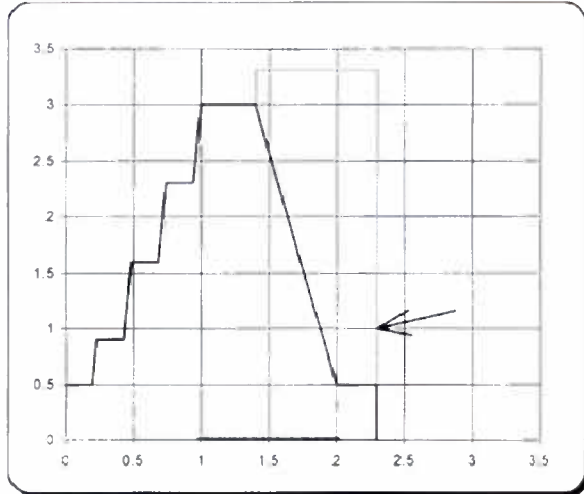
ING. ABEL ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y PUENTES DE ACERO
CIP N° 34322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL ROSA TORO ROJAS
ESP. DE ESTRUCTURAS
CIP N° 3261

Estudio Definitivo para Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape – Cochabamba – Cajamarca,
Tramo: Cochabamba - Chota

Muro Escalonado H = 3m



$$\Phi = 33^\circ$$

$$k_A = \cos(i) \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}{\cos(i) + \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}$$

$$k_A = 0.2948$$

$$\text{Empuje} = 0.5 \times 0.295 \times 18 \times 3^3 \times 1 = 23.879 \text{ kN}$$

$$E_h = 23.879 \times \cos(16.5) = 22.896 \text{ kN}$$

$$E_v = 23.879 \times \text{seno}(16.5) = 6.782 \text{ kN}$$

Deslizamiento y Vuelco

$$\gamma_d = 2.550$$

$$\gamma_v = 5.341$$

$$B = 2.30\text{m}$$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic

Retaining Wall Height (mm)	h_{eq} (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or further
1500	1500	600
3000	1050	600
4500	600	600

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

presión generada por la carga viva

$$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 18 = 10.80 \text{ kN/m}^2$$

Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	89.54	1.149	102.90
2	EV	Peso relleno	31.86	1.956	62.32
3	DC	Reaccion superestructura	0.00	0	0.00
4	LL	Reacción SC	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	6.78	2.3	15.60
6	LS	SC sobre relleno	9.720	1.85	17.98

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz. Empuje	22.90	1.000	22.90
2	LS	Empuje por sobrecarga	9.55	1.500	14.33
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	8.57	1.800	15.43
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	18.82	1.367	25.73
5	BR	Fza de frenado	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc. contrac.temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Fuerza inercial de la superestructura	0.00	0.000	0.00

$$\text{coef hz} = 0.16$$

$$\text{coef vert} = 0.08$$

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

β	13.50°
ϕ	33.00°
θ	9.54°
δ	16.50°
α	0.00°

$$k_{AE} = 0.5044$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad E_{AE} = 37.69 \text{ kN}$$

$$(EH) \quad E_{\text{activo}} = 29.12 \text{ kN}$$

$$\Delta E = 8.57 \text{ kN}$$

(empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo II)

(empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIS JUAN DEL ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

ING. ALBERTO GARCIA ROSAS QUIROS
CIP N° 3361



Muro Escalonado H = 3m

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

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	0	V _u
V _n	89.54	31.86	0.00	0.00	6.78	9.72	0.00	Total
Resistencia I	111.92	43.01	0.00	0.00	10.17	17.01		182.11
Resistencia Ia	80.58	31.86	0.00	0.00	10.17	0.00		122.62
Resistencia III	111.92	43.01	0.00	0.00	10.17	0.00		165.10
Resistencia IIIa	80.58	31.86	0.00	0.00	10.17	0.00		122.61
Evento Extremo I	111.92	43.01	0.00	0.00	12.94	4.86		172.73
Evento Extremo Ia	80.58	31.86	0.00	0.00	12.94	4.86		130.24
Servicio I	89.54	31.86	0.00	0.00	6.78	9.72		137.90

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}	102.90	62.32	0.00	0.00	15.60	17.98	0.00	Total
Resistencia I	128.62	84.13	0.00	0.00	23.40	31.47		267.62
Resistencia Ia	92.61	62.32	0.00	0.00	23.40	0.00		178.32
Resistencia III	128.62	84.13	0.00	0.00	23.40	0.00		236.15
Resistencia IIIa	92.61	62.32	0.00	0.00	23.40	0.00		178.32
Evento Extremo I	128.62	84.13	0.00	0.00	29.76	8.99		251.50
Evento Extremo Ia	92.61	62.32	0.00	0.00	29.76	8.99		193.67
Servicio I	102.90	62.32	0.00	0.00	15.60	17.98		198.80

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	22.90	9.55	8.57	18.82	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	34.34	16.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	51.06
Resistencia Ia	34.34	16.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	51.06
Resistencia III	34.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.34
Resistencia IIIa	34.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.34
Evento Extremo I	43.68	6.07	8.57	18.82	0.00	0.00	0.00	77.14
Evento Extremo Ia	43.68	6.07	8.57	18.82	0.00	0.00	0.00	77.14
Servicio I	22.90	9.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32.45



HOB CONSULTORES S.A.

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

ING. AERIS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Muro Escalonado H = 3m

Momento debido a H_u (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	R+SH+TU	EQ	M_{Hu}
M_{Hu}	22.90	14.33	15.43	25.73	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	34.34	25.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	59.42
Resistencia Ia	34.34	25.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	59.42
Resistencia III	34.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.34
Resistencia IIIa	34.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.34
Evento Extremo I	34.34	7.16	15.43	25.73	0.00	0.00	0.00	82.66
Evento Extremo Ia	34.34	7.16	15.43	25.73	0.00	0.00	0.00	82.66
Servicio I	22.90	14.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.22

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} * 100$$

Exentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max}$ ($=B/4$)

	V_L	H_L	M_v	M_H	X_o	e	$e_{\max}$	Margen de diseño %
Resistencia I	182.11	51.06	267.62	59.42	1.143	0.007	0.575	98.83
Resistencia Ia	122.62	51.06	178.32	59.42	0.970	0.180	0.575	68.65
Resistencia III	165.10	34.34	236.15	34.34	1.222	-0.072	0.575	112.57
Resistencia IIIa	122.61	34.34	178.32	34.34	1.174	-0.024	0.575	104.22
Evento Extremo I	172.73	77.14	251.50	82.66	0.977	0.173	0.767	77.50
Evento Extremo Ia	130.24	77.14	193.67	82.66	0.852	0.298	0.767	61.18
Servicio I	137.90		198.80	37.22	1.172	-0.022		

donde $\% = (e_{\max} - e) / e_{\max} * 100$

Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s F_r$	H_L	Margen de diseño %
Resistencia I	182.11	0.60	109.27	0.85	92.878	51.06	45.03
Resistencia Ia	122.62	0.60	73.57	0.85	62.534	51.06	18.35
Resistencia III	165.10	0.60	99.06	0.85	84.202	34.34	59.21
Resistencia IIIa	122.61	0.60	73.57	0.85	62.533	34.34	45.08
Evento Extremo I	172.73	0.60	103.64	1.00	103.637	77.14	25.57
Evento Extremo Ia	130.24	0.60	78.14	1.00	78.144	77.14	1.29

donde $\% = (\Phi_s F_r - H_L) / (\Phi_s F_r) * 100$

Capacidad portante

	(1)	(2)	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	σ_m	longitud comprimida
	V_L/B	$6V_L e/B^2$	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(m)
Resistencia I	79.18	1.40	0.081	0.078	0.080	2.300
Resistencia Ia	53.31	25.07	0.078	0.028	0.063	2.300
Resistencia III	71.78	-13.54	0.058	0.085	0.068	2.300
Resistencia IIIa	53.31	-3.37	0.050	0.057	0.052	2.300
Evento Extremo I	75.10	33.80	0.109	0.041	0.088	2.300
Servicio I	59.96	-3.39	0.057	0.063	0.059	2.300



HOB CONSULTORES S.A.

ING. AIRIS LUCY ROSA TORO ROJAS
Especialista en Obras de Arte
CIP N° 44322

HOB CONSULTORES S.A.
ING. ASERIO ENRIQUE ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

MURO DE CONTENCIÓN ESCALONADO H=3.5m

HOB CONSULTORES S.A.

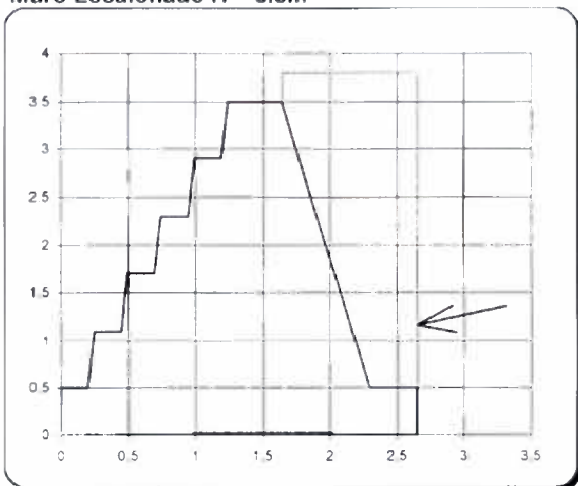
ING. ABEL JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 13336

HOB CONSULTORES S.A.

Estudio Definitivo para Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape – Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Muro Escalonado H = 3.5m



$$\Phi = 33^\circ$$

$$k_A = \cos(i) \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}{\cos(i) + \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}$$

$$k_A = 0.2948$$

$$\text{Empuje} = 0.5 \times 0.295 \times 18 \times 3.5^2 \times 1 = 32.502 \text{ kN}$$

$$E_h = 32.502 \times \cos(16.5) = 31.163 \text{ kN}$$

$$E_v = 32.502 \times \sin(16.5) = 9.231 \text{ kN}$$

Deslizamiento y Vuelco

$$\gamma_d = 2.575$$

$$\gamma_v = 5.373$$

$$B = 2.65 \text{ m}$$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

Table 3.11.6-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic

Retaining Wall Height (mm)	h_{eq} (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	500 mm or further
1500	1500	600
3000	3000	600
4500	4500	600

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

presión generada por la carga viva

$$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 18 = 10.80 \text{ kN/m}^2$$

Cargas verticales y horizontales no factoradas

	Cargas verticales		Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
	Items				
1	DC	Peso muro	119.26	1.314	156.72
2	EV	Peso relleno	42.17	2.265	95.54
3	DC	Reaccion superestructura	0.00	0	0.00
4	LL	Reacción SC	0.00	0	0.00
5	EH	Comp. vert. Empuje	9.23	2.65	24.46
6	LS	SC sobre relleno	10.908	2.145	23.40

	Cargas horizontales		Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
	Items				
1	EH	Comp. hz. Empuje	31.16	1.167	36.36
2	LS	Empuje por sobrecarga	11.14	1.750	19.50
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	11.53	2.100	24.22
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	25.02	1.570	39.29
5	BR	Fza de frenado	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac, temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Fuerza Inercial de la superestructura	0.00	0.000	0.00

$$\text{coef hz} = 0.16$$

$$\text{coef vert} = 0.08$$

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

β	12.41°
ϕ	33.00°
θ	9.54°
δ	16.50°
i	0.00°

$$K_{AE} = 0.4927$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE}$$

$$E_{AE} = 50.11 \text{ kN}$$

(EH) $E_{\text{activo}} = 38.57 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)
 $\Delta E = 11.53 \text{ kN}$ (empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIL JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

ING. AERIL FRANCISCO MARIAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261



Muro Escalonado H = 3.5m

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

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	0	V _u
V _n	119.26	42.17	0.00	0.00	9.23	10.91	0.00	Total
Resistencia I	149.08	56.93	0.00	0.00	13.85	19.09		238.95
Resistencia Ia	107.34	42.17	0.00	0.00	13.85	0.00		163.36
Resistencia III	149.08	56.93	0.00	0.00	13.85	0.00		219.86
Resistencia IIIa	107.34	42.17	0.00	0.00	13.85	0.00		163.36
Evento Extremo I	149.08	56.93	0.00	0.00	17.14	5.45		228.61
Evento Extremo Ia	107.34	42.17	0.00	0.00	17.14	5.45		172.10
Servicio I	119.26	42.17	0.00	0.00	9.23	10.91		181.58

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}	156.72	95.54	0.00	0.00	24.46	23.40	0.00	Total
Resistencia I	195.90	128.98	0.00	0.00	36.69	40.95		402.52
Resistencia Ia	141.05	95.54	0.00	0.00	36.69	0.00		273.29
Resistencia III	195.90	128.98	0.00	0.00	36.69	0.00		361.58
Resistencia IIIa	141.05	95.54	0.00	0.00	36.69	0.00		273.29
Evento Extremo I	195.90	128.98	0.00	0.00	45.42	11.70		382.00
Evento Extremo Ia	141.05	95.54	0.00	0.00	45.42	11.70		293.71
Servicio I	156.72	95.54	0.00	0.00	24.46	23.40		300.12

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	31.16	11.14	11.53	25.02	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	46.75	19.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	66.25
Resistencia Ia	46.75	19.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	66.25
Resistencia III	46.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.75
Resistencia IIIa	46.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.75
Evento Extremo I	57.86	6.90	11.53	25.02	0.00	0.00	0.00	101.31
Evento Extremo Ia	57.86	6.90	11.53	25.02	0.00	0.00	0.00	101.31
Servicio I	31.16	11.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.31

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIL JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABERCANDIA ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 3261



Muro Escalonado H = 3.5m

Momento debido a H_u (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR:R+SH+TU	EQ		M_{H_u}
M_{H_u}	36.36	19.50	24.22	39.29	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	54.54	34.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	88.66
Resistencia Ia	54.54	34.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	88.66
Resistencia III	54.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	54.54
Resistencia IIIa	54.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	54.54
Evento Extremo I	54.54	9.75	24.22	39.29	0.00	0.00	0.00	127.80
Evento Extremo Ia	54.54	9.75	24.22	39.29	0.00	0.00	0.00	127.80
Servicio I	36.36	19.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	55.86

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} \cdot 100$$

Excentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max} (=B/4)$

	V_L	H_L	M_v	M_H	X_o	e	$e_{\max}$	Margen de diseño %
Resistencia I	238.95	66.25	402.52	88.66	1.313	0.012	0.663	98.26
Resistencia Ia	163.36	66.25	273.29	88.66	1.130	0.195	0.663	70.59
Resistencia III	219.86	46.75	361.58	54.54	1.397	-0.072	0.663	110.80
Resistencia IIIa	163.36	46.75	273.29	54.54	1.339	-0.014	0.663	102.13
Evento Extremo I	228.61	101.31	382.00	127.80	1.112	0.213	0.883	75.88
Evento Extremo Ia	172.10	101.31	293.71	127.80	0.964	0.361	0.883	59.13
Servicio I	181.58		300.12	55.86	1.345	-0.020		

donde $\% = (e_{\max} - e)/e_{\max} \cdot 100$

Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s \cdot F_r$	H_L	Margen de diseño %
Resistencia I	238.95	0.60	143.37	0.85	121.865	66.25	45.64
Resistencia Ia	163.36	0.60	98.02	0.85	83.313	66.25	20.49
Resistencia III	219.86	0.60	131.92	0.85	112.128	46.75	58.31
Resistencia IIIa	163.36	0.60	98.01	0.85	83.312	46.75	43.89
Evento Extremo I	228.61	0.60	137.16	1.00	137.163	101.31	26.14
Evento Extremo Ia	172.10	0.60	103.26	1.00	103.262	101.31	1.89

donde $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L)/(\Phi_s \cdot F_r) \cdot 100$

Capacidad portante

	Presión trapezoidal			Presión rectangular equivalente	longitud comprimida
	(1)	(2)	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	σ_m
	V_L/B	$6V_L \cdot e/B^2$	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
Resistencia I	90.17	2.35	0.093	0.088	0.091
Resistencia Ia	61.64	27.19	0.089	0.034	0.072
Resistencia III	82.97	-13.44	0.070	0.096	0.079
Resistencia IIIa	61.64	-1.97	0.060	0.064	0.061
Evento Extremo I	86.27	41.62	0.128	0.045	0.103
Servicio I	68.52	-3.14	0.065	0.072	0.067
					(m)
Resistencia I					2.650
Resistencia Ia					2.650
Resistencia III					2.650
Resistencia IIIa					2.650
Evento Extremo I					2.650
Servicio I					2.650

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 34212

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3267



MURO DE CONTENCIÓN ESCALONADO H=4.0m

HOB CONSULTORES S.A.

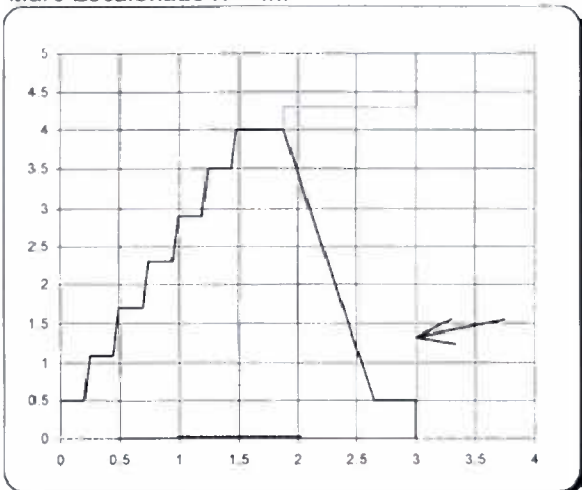
HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIS FLAN DE LA ROSA
EST. ESTRUCTURA PARA OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CHONGUYAPE – COCHABAMBA - CAJAMARCA
CIP N° 54322

ING. AERIS FLAN DE LA ROSA
EST. ESTRUCTURA PARA OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CHONGUYAPE – COCHABAMBA - CAJAMARCA
CIP N° 54322

Estudio Definitivo para Reconstrucción y Mejoramiento de la Carretera Chonguyape – Cochabamba - Cajamarca
Tramo Cochabamba - Chota

Muro Escalonado H = 4m



$$\Phi = 33^\circ$$

$$k_A = \cos(i) \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}{\cos(i) + \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}$$

$$k_A = 0.2948$$

$$\text{Empuje} = 0.5 \times 0.295 \times 18 \times 4^2 \times 1 = 42.451 \text{ kN}$$

$$E_h = 42.451 \times \cos(16.5) = 40.703 \text{ kN}$$

$$E_v = 42.451 \times \sin(16.5) = 12.057 \text{ kN}$$

Deslizamiento y Vuelco

$$\gamma_d = 2.584$$

$$\gamma_v = 5.412$$

$$B = 3.00\text{m}$$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic

Retaining Wall Height (mm)	h_{eq} (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or greater
1-500	1.500	0.000
500-1000	1.000	0.000
1000-1500	0.500	0.000
1500-2000	0.000	0.000

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

presión generada por la carga viva

$$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 18 = 10.80 \text{ kN/m}^2$$

Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
Items					
1	DC	Peso muro	153.63	1.502	230.75
2	EV	Peso relleno	52.35	2.581	135.10
3	DC	Reaccion superestructura	0.00	0	0.00
4	LL	Reacción SC	0.00	0	0.00
5	EH	Comp vert. Empuje	12.06	3	36.17
6	LS	SC sobre relleno	12.096	2.44	29.51

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
Items					
1	EH	Comp.hz. Empuje	40.70	1.333	54.27
2	LS	Empuje por sobrecarga	12.74	2.000	25.47
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	15.07	2.400	36.16
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	31.93	1.776	56.72
5	BR	Fza de frenado	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac.temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Fuerza Inercial de la superestructura	0.00	0.000	0.00

$$\text{coef hz} = 0.16$$

$$\text{coef vert} = 0.08$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(1 - \beta)} \right)^2}$$

β	12.41°
ϕ	33.00°
θ	9.54°
δ	16.50°
~ 1	0.00°

$$k_{AE} = 0.4927$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad E_{AE} = 65.44 \text{ kN}$$

$$(EH) \quad E_{\text{activo}} = 50.38 \text{ kN}$$

$$\Delta E = 15.07 \text{ kN}$$

(empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)

(empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERILYAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.
ING. FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 3261



Muro Escalonado H = 4m

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

1.50 0.90

Coefficiente de reposo

Coefficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	V _u
V _n	153.63	52.35	0.00	0.00	12.06	12.10	0.00	Total
Resistencia I	192.04	70.68	0.00	0.00	18.09	21.17		301.97
Resistencia Ia	138.27	52.35	0.00	0.00	18.09	0.00		208.71
Resistencia III	192.04	70.68	0.00	0.00	18.09	0.00		280.80
Resistencia IIIa	138.27	52.35	0.00	0.00	18.09	0.00		208.71
Evento Extremo I	192.04	70.68	0.00	0.00	22.38	6.05		291.15
Evento Extremo Ia	138.27	52.35	0.00	0.00	22.38	6.05		219.05
Servicio I	153.63	52.35	0.00	0.00	12.06	12.10		230.14

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}	230.75	135.10	0.00	0.00	36.17	29.51	0.00	Total
Resistencia I	288.43	182.38	0.00	0.00	54.26	51.65		576.72
Resistencia Ia	207.67	135.10	0.00	0.00	54.26	0.00		397.03
Resistencia III	288.43	182.38	0.00	0.00	54.26	0.00		525.07
Resistencia IIIa	207.67	135.10	0.00	0.00	54.26	0.00		397.03
Evento Extremo I	288.43	182.38	0.00	0.00	67.15	14.76		552.73
Evento Extremo Ia	207.67	135.10	0.00	0.00	67.15	14.76		424.68
Servicio I	230.75	135.10	0.00	0.00	36.17	29.51		431.53

Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR+R+SH+TU		EQ	H _u
H _n	40.70	12.74	15.07	31.93	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	61.05	22.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	83.34
Resistencia Ia	61.05	22.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	83.34
Resistencia III	61.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	61.05
Resistencia IIIa	61.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	61.05
Evento Extremo I	75.57	7.88	15.07	31.93	0.00	0.00	0.00	130.44
Evento Extremo Ia	75.57	7.88	15.07	31.93	0.00	0.00	0.00	130.44
Servicio I	40.70	12.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	53.44



HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Muro Escalonado H = 4m

Momento debido a H_u (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	DR+SH+TU	EQ	M_{Hu}
M_{Hu}	54.27	25.47	36.16	56.72	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	81.41	44.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	125.98
Resistencia Ia	81.41	44.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	125.98
Resistencia III	81.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.41
Resistencia IIIa	81.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.41
Evento Extremo I	81.41	12.74	36.16	56.72	0.00	0.00	0.00	187.02
Evento Extremo Ia	81.41	12.74	36.16	56.72	0.00	0.00	0.00	187.02
Servicio I	54.27	25.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	79.74

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} * 100$$

Excentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max}$ ($=B/4$)

	V_L	H_L	M_L	M_E	X_n	c	$e_{\max}$	Margen de diseño %
Resistencia I	301.97	83.34	576.72	125.98	1.493	0.007	0.750	99.02
Resistencia Ia	208.71	83.34	397.03	125.98	1.299	0.201	0.750	73.16
Resistencia III	280.80	61.05	525.07	81.41	1.580	-0.080	0.750	110.67
Resistencia IIIa	208.71	61.05	397.03	81.41	1.512	-0.012	0.750	101.64
Evento Extremo I	291.15	130.44	552.73	187.02	1.256	0.244	1.000	75.61
Evento Extremo Ia	219.05	130.44	424.68	187.02	1.085	0.415	1.000	58.50
Servicio I	230.14		431.53	79.74	1.529	-0.029		

donde $\% = (e_{\max} - e) / e_{\max} * 100$

Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s \cdot F_r$	H_L	Margen de diseño %
Resistencia I	301.97	0.60	181.18	0.85	154.005	83.34	45.88
Resistencia Ia	208.71	0.60	125.22	0.85	106.441	83.34	21.70
Resistencia III	280.80	0.60	168.48	0.85	143.208	61.05	57.37
Resistencia IIIa	208.71	0.60	125.22	0.85	106.440	61.05	42.64
Evento Extremo I	291.15	0.60	174.69	1.00	174.689	130.44	25.33
Evento Extremo Ia	219.05	0.60	131.43	1.00	131.432	130.44	0.75

donde $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L) / (\Phi_s \cdot F_r) * 100$

Capacidad portante

	Presión trapezoidal		Presión rectangular equivalente	longitud comprimida		
	(1)	(2)	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	σ_m	
	V_L/B	$6V_L \cdot e/B^2$	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(m)
Resistencia I	100.66	1.48	0.102	0.099	0.101	3.000
Resistencia Ia	69.57	28.01	0.098	0.042	0.080	3.000
Resistencia III	93.60	-14.98	0.079	0.109	0.089	3.000
Resistencia IIIa	69.57	-1.71	0.068	0.071	0.069	3.000
Evento Extremo I	97.05	47.34	0.144	0.050	0.116	3.000
Servicio I	76.71	-4.39	0.072	0.081	0.075	3.000

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIS FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322



BADÉN

HOB CONSULTORES S.A.
ING. ABEL FRANCISCO RONS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO



HOB Consultores S.A.

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca
Tramo: Cochabamba - Chota

DISEÑO DEL BADEN

El AASHTO (artículo 3.6.1.2.5) especifica que el área de contacto de los neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510mm de ancho y 250mm de longitud.

$$P := 72.5 \text{ kN}$$



$$\text{ancho de diseño} = (\text{ancho efectivo}) + (t + 2ta)$$

$$\text{espesor de asfalto} \quad ta := 0 \text{ cm}$$

$$\text{espesor de losa} \quad t := 30 \text{ cm}$$

$$ad1 := 250 \text{ mm} + t + 2 \cdot ta$$

$$ad2 := 510 \text{ mm} + t + 2 \cdot ta$$

$$ad1 = 0.55 \text{ m}$$

$$ad2 = 0.81 \text{ m}$$

$$\text{USE } ad1 = 50 \text{ cm}$$

$$ad2 = 80 \text{ cm}$$

La evaluación de los momentos flectores se hace en el programa electrónico SAP2000, para ello la losa se considera apoyada en un medio elástico, considerando para ello elementos resortes, cuya rigidez son evaluadas de acuerdo al coeficiente de reacción del terreno. La losa se modelará con elementos plano de esfuerzos, para ello utilizaremos elementos tipo Shell

Coeficiente de reacción del terreno

$$K_r := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

las cargas por efecto de sobrecarga serán colocadas como presiones, cuya distribución se muestra a continuación.

$$\text{Impacto} := 33\%$$

$$\text{Presión} := \frac{P \cdot (1 + \text{Impacto})}{ad1 \cdot ad2}$$

$$\text{Presión} = 216.442 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322





HOB Consultores S.A.

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca
Tramo: Cochabamba - Chota

distribución de la sobrecarga en la losa

distribución de la sobrecarga en la losa

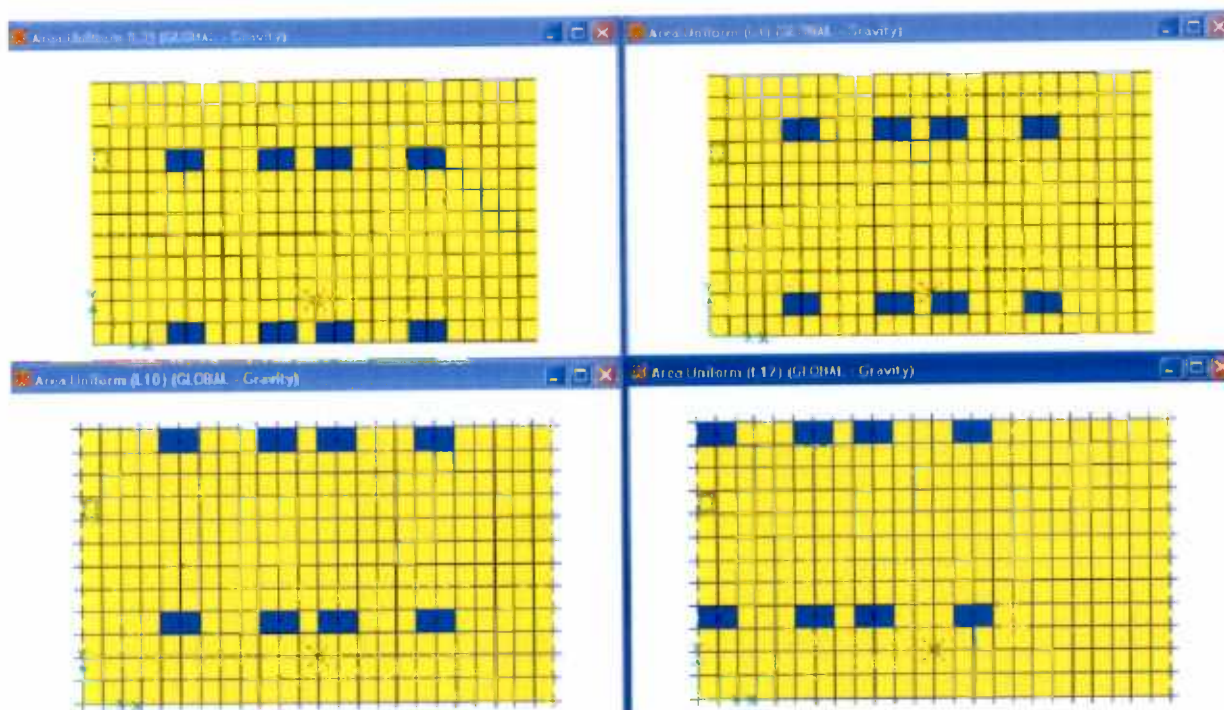
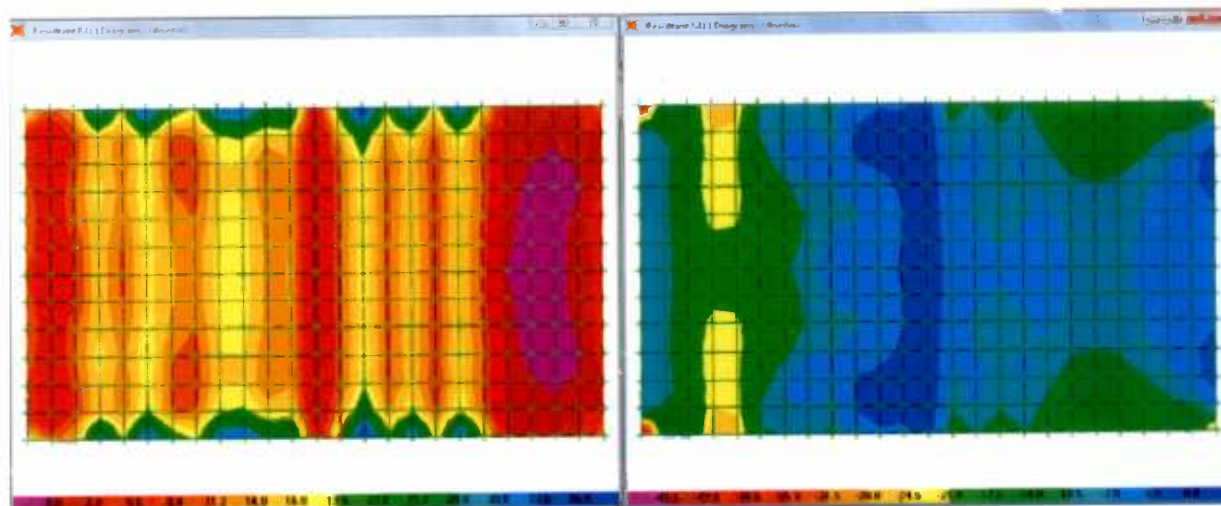


diagrama de momentos flectores máximos positivos y negativos por efecto de la sobrecarga
para el refuerzo perpendicular al tráfico



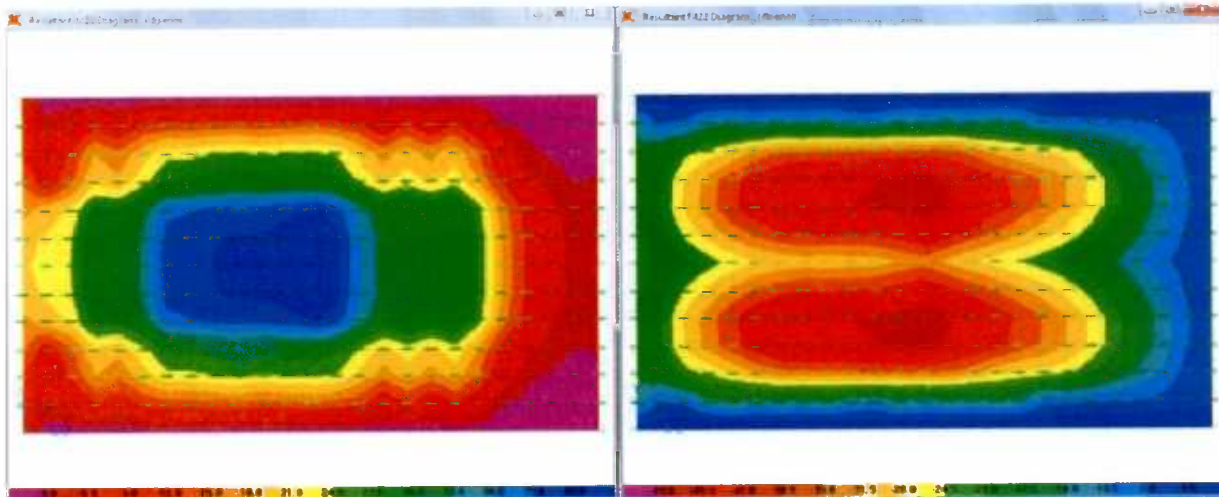
HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERLI JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABIL FRANCISCO LOJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIOS
CIP N° 3261

diagrama de momentos flectores máximos positivos y negativos para el refuerzo
paralelo al tráfico



Del análisis:

REFUERZO PARALELO AL TRAFICO

Momento por sobrecarga negativo $Mu_n := 34.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento por sobrecarga positivo $Mu_p := 40.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Evaluación del acero principal:

$Mu := Mu_n$

$Mu = 3547 \text{ kgf}\cdot\text{m}$

Acero Negativo

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

espesor de la losa

$$e := 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 6.635 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} := 1.27 \text{ cm} \cdot \frac{2 \cdot 100 \text{ cm}}{A_s}$$

USE $\phi 1/2" @ 0.20$

Acero Positivo

$Mu := Mu_p$

$Mu = 4114 \text{ kgf}\cdot\text{m}$

$$A_{s1} = 6.63 \text{ cm}^2$$

USE $\phi 5/8" @ 0.20$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERLS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 5251



REFUERZO PERPENDICULAR AL TRAFICO

Momento por sobrecarga negativo

$$Mu_n := 37.58 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento por sobrecarga positivo

$$Mu_p := 38.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Acero Negativo

$$Mu := Mu_n$$

$$Mu = 3832 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$As = 6.635 \text{ cm}^2$$

$$esp := 1.27 \text{ cm}^2 \cdot \frac{100 \text{ cm}}{As}$$

 USE $\phi 1/2'' @ 0.20$
Acero Positivo

$$Mu := Mu_p$$

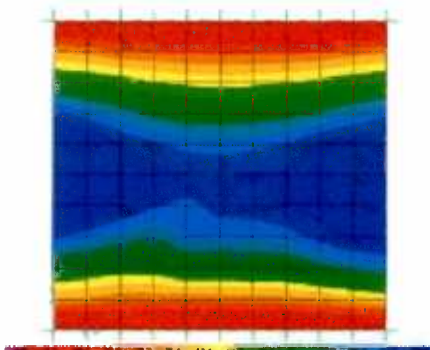
$$Mu = 3911 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$Asl = 6.635 \text{ cm}^2$$

$$esp := 1.98 \text{ cm}^2 \cdot \frac{100 \text{ cm}}{Asl}$$

 USE $\phi 5/8'' @ 0.20$

También es necesario considerar como condición de diseño que el terreno en el cual se apoya el badén esta tubificado por efecto del flujo del agua, en consecuencia el badén se apoyará sólo en los extremos y analizaremos como si se tratase de una viga simplemente apoyada.


Acero Positivo

$$Mu := 94.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Asl = 12.557 \text{ cm}^2$$

$$esp := 2.85 \text{ cm}^2 \cdot \frac{100 \text{ cm}}{Asl}$$

 USE $\phi 3/4'' @ 0.20$

En consecuencia usaremos como refuerzo inferior al obtenido bajo la condición de losa simplemente apoyada


HOB CONSULTORES S.A.

 ING. ABEL LEON DE LA ROSA TORO ROJAS
Exp. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

 ING. ABEL FRANCISCO ROMAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 5261

MEMORIA DE CÁLCULO ESCALERA

DISEÑO DE ESCALERA 1º tramo

DATOS

P: paso

CP: contra paso

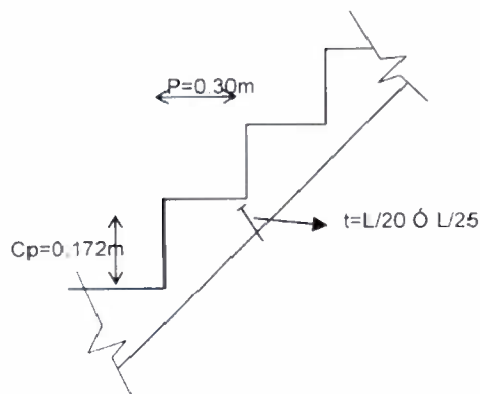
t: espesor del cuello

B: Ancho de la escalera

L: Lon. de esc.

L₁: Lon. de esc. Descanso

ρ	2400	kg/cm ²
P =	0.30	m
CP =	0.172	m
t =	0.20	m
B =	2.00	m
COS(a) =	0.868	
L =	2.40	M
L ₁ =	2.00	M
S/C =	500	kg/m ²
S/C = acab.	100	kg/m ²
recub. =	4	cm ²
F'c =	175	kg/m ²
f _y =	4200	kg/m ²



1) METRADO DE CARGAS

a). Descanso

carga muerta

peso propio = $C_p \times B \times p = 825.6$

Acabados = $B \times S / C_{acab.} = 200$

WD = 1025.6 Kg/m

Sobrecarga = $S / C \times B =$

WL = 1000 Kg/m

CARGA ULTIMA $W_u = 1.5 \times W_d + 1.8 \times W_L$

Wu = 3135.8 Kg/m

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO POMA CUMBOS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

b). Tramo inclinado

peso propio = $2.4 b (C_p/2 + t/\cos \alpha)$

peso propio= 1519.39 Kg/m² 1519.39 Kg/m

Acabados= Bx S/C acab= 200 Kg/m

$$WD = 1719.39 \text{ Kg/m}$$

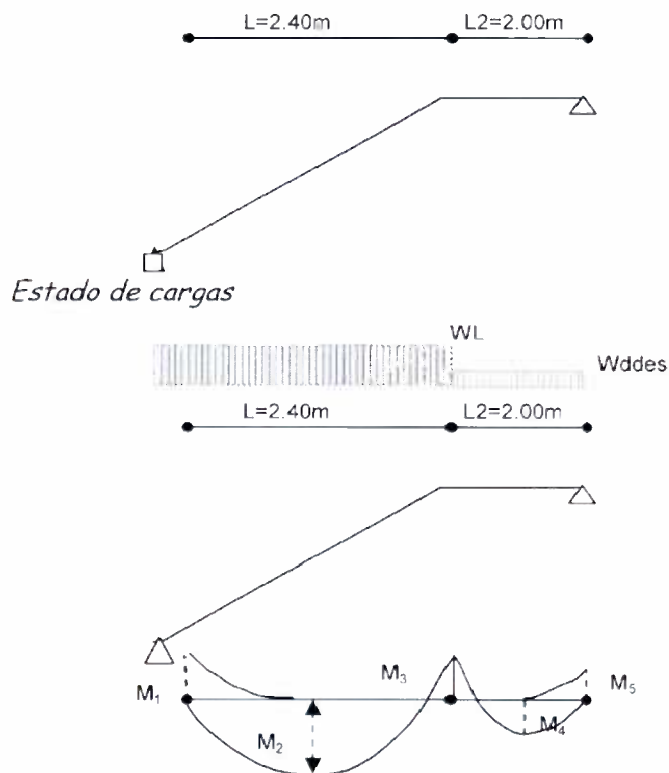
Sobrecarga S/C=BX400

$$WL = 1000 \text{ Kg/m}$$

CARGA ULTIMA $W_u = 1.5 \times W_d + 1.8 \times W_L$

$W_u = 4107.1 \text{ Kg/m}$

2)ESQUEMA ESTRUCTURAL



$$M_I = 1/16 \text{ a } 1/12 WL^2 \quad M_I = 1478.572$$

$$M_2 = 1/10 WL^2 \qquad M_2 = 2365.716$$

$$M_3 = 1/9 W((L_1 + L_2)/2)^2 \quad M_3 = 2085.98$$

$$M_4 = 1/10 \text{ WL}_2^2 \quad M_4 = 1254.336$$

MIGRACIONES S.A.

como es hiperestático calculamos los momentos

ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ART
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para el Proyecto de Ampliación y Mejoramiento
de la Carretera Chiriquí - San Francisco de Chiriquí - Chiriquí.
Tramo Chiriquí - Chiriquí - Chiriquí.

ING. ABEL FERNANDO FLORES
Jefe de Estudio
CIP N° 3261

Momento (+)= 2.37 tn-m
Momento (-)= 2.09 tn-m
Momento (-)= 1.7 tn-m

Cálculo del peralte

$$d = t - (\text{recub} - \phi/2)$$

considerando $\phi 5/8 = 1.98 \text{ cm}^2$
 $d = 15.01 \text{ cm}^2$

CALCULO DEL AREA DE ACERO (-)

$$Mu = K_u x b x d^2$$

$K_u = 4.6383$

En la tabla K_u vs ρ para $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho = 0.0045$$

$$A_s = \rho b d / 100$$

$A_s = 13.509 \text{ cm}^2$

Verificación de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 B d$$

$A_{s_{\min}} = 2.7018 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{\text{dis}}} = 13.509 \text{ cm}^2$$

refuerzo longitudinal

$S_{\max} \leq 45 \text{ cm} \text{ ó } 3t$

$\phi 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2$
 $\phi 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$
 $\phi 5/8" = 2 \text{ cm}^2$
 $\phi 3/4" = 2.84 \text{ cm}^2$

USAR $\phi 3/8" @$	5 cm	n de varillas	19
USAR $\phi 1/2" @$	10 cm	n de varillas	11
USAR $\phi 5/8" @$	15 cm	n de varillas	7
USAR $\phi 3/4" @$	21 cm	n de varillas	5

USAR $\phi 5/8" @ 15 \text{ cm}$ 7.00 varillas

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0.0018 x b x t$$

$A_{s_{\text{temp}}} = 2.7018$
 $\phi 3/8 = 0.71 \text{ cm}^2$

USAR $\phi 3/8" @$	26 cm	n de varillas	5
--------------------	-------	---------------	---

una sola capa USAR $\phi 3/8" @ 25 \text{ cm}$



CALCULO DEL AREA DE ACERO (+)

$$Mu = K_u x b x d^2$$

$K_u = 5.2597$

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca. Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 1261

En la tabla Ku vs ρ para $f'c=175\text{kg/cm}^2$

$$\rho = 0.003$$

$$A_s = \rho b d / 100$$

$$A_s = 9.006 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero mínimo

$$A_{s_{min}} = 0.0018 B d$$

$$A_{s_{min}} = 2.7018 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{dis}} = 9.006 \text{ cm}^2$$

refuerzo longitudinal

$$\phi 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S_{max} \leq 45 \text{ cm ó } 3t$$

$$\phi 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\phi 5/8" = 2 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/4" = 2.84 \text{ cm}^2$$

USAR $\phi 3/8"$ @	8 cm	n de varillas	13
USAR $\phi 1/2"$ @	14 cm	n de varillas	8
USAR $\phi 5/8"$ @	22 cm	n de varillas	5
USAR $\phi 3/4"$ @	32 cm	n de varillas	3

USAR $\phi 5/8"$ @20cm 5.00varillas

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 b x t$$

$$A_{s_{temp}} = 2.7018$$

$$\phi 3/8 = 0.71 \text{ cm}^2$$

USAR $\phi 3/8"$ @	26 cm	n de varillas	5
--------------------	-------	---------------	---

una sola capa USAR $\phi 3/8"$ @25cm

VERIFICACION POR CORTE (más crítico)

$$V = W_u L / 2 - l(M_a + M_b) / L$$

$$V = 3.34940757 \text{ TN}$$



$$M + W_u x X^2 / 2 - V X = 0$$

$$X = 0.80000$$

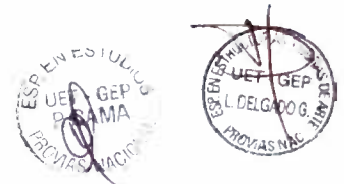
$$L_d = x + d = 0.9501$$

CHEQUEO POR CORTE HOB CONSULTORES S.A.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$V_c = 21047.7454 \text{ tn}$$

OK!!



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca. Tramo: Cochabamba - Chota

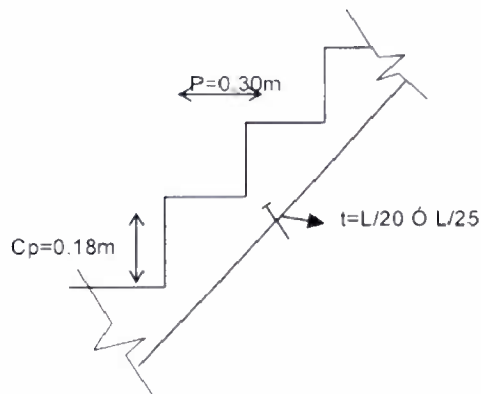
INC. AS. INGENIERIA Y TECNOLOGIA S.A. DEPT. DE ESTUDIOS CIP N° 12651

DISEÑO DE ESCALERA 2º tramo

DATOS

P : paso
 CP : contra paso
 t : espesor del cuello
 B : Ancho de la escalera
 L : Lon. de esc.
 L_1 : Lon. de esc. Descanso

ρ	2400	kg/cm ²
$P =$	0.30	m
$CP =$	0.172	m
$t =$	0.20	m
$B =$	2.00	m
$COS(\alpha) =$	0.868	
$L =$	4.40	M
$L_1 =$	2.00	M
$S/C =$	500	kg/m ²
$S/C = acab.$	100	kg/m ²
$recub. =$	4	cm ²
$F'c =$	175	kg/m ²
$fy =$	4200	kg/m ²



1) METRADO DE CARGAS

a). Descanso

carga muerta

$$\begin{aligned} \text{peso propio} &= C_p \times B \times p = 825.6 \\ \text{Acabados} &= B \times S / C_{\text{acab}} = 200 \end{aligned}$$

$$WD = 1025.6 \text{ Kg/m}$$

Sobrecarga $S/C \times B =$

$$WL = 1000 \text{ Kg/m}$$

CARGA ULTIMA $W_u = 1.5 \times W_d + 1.8 \times W_L$

$$W_u = 3135.8 \text{ Kg/m}$$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
 Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROLAS CARRAS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3261

b). Tramo inclinado

$$\text{peso propio} = 2.4 b (C_p/2 + t/\cos \alpha)$$

$$\text{peso propio} = 1519.39 \text{ Kg/m}^2 \quad 1519.39 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Acabados} = \text{BX S/C acab.} = 200 \text{ Kg/m}$$

$$\text{WD} = 1719.39 \text{ Kg/m}$$

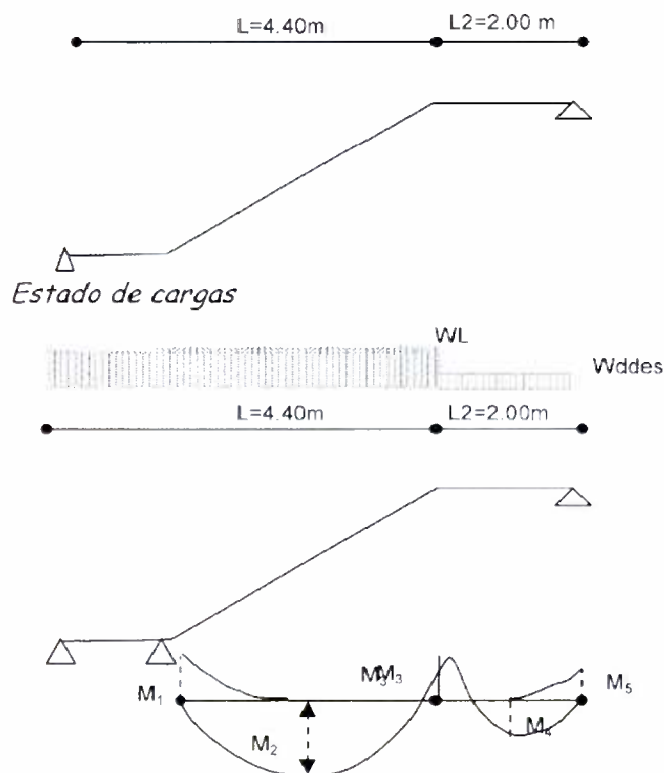
Sobrecarga S/C=BX400

$$\text{WL} = 1000 \text{ Kg/m}$$

$$\text{CARGA ULTIMA } W_u = 1.5 \times W_d + 1.8 \times W_L$$

$$\text{Wu} = 4107.1 \text{ Kg/m}$$

2) ESQUEMA ESTRUCTURAL



$$\begin{aligned} M_1 &= 1/16 \text{ a } 1/12 \text{ WL}^2 & M_1 &= 4969.6457 \\ M_2 &= 1/10 \text{ WL}^2 & M_2 &= 7951.4331 \\ M_3 &= 1/9 \text{ W}((L_1 + L_2)/2)^2 & M_3 &= 7011.2097 \\ M_4 &= 1/10 \text{ WL}^2 & M_4 &= 1254.336 \\ M_5 &= 1/16 \text{ a } 1/12 \text{ WL}_2^2 & M_5 &= 1045.28 \end{aligned}$$

HOB CONSULTORES S.A.
como es hiperestático calculamos los momentos

ING. MARCO HUGO LEON COPIRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ARIL FRANCISCO BOJAS OLIVOS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Momento (+)= 7.95 tn-m

Momento (-)= 7.01 tn-m

Momento (-)= 1.7 tn-m

Cálculo del peralte

$$d = t - (\text{recub} - \phi/2)$$

considerando $\phi 5/8 = 1.98 \text{ cm}^2$

d= 15.01 cm^2

CALCULO DEL AREA DE ACERO (-)

$$Mu = Kuxbx d^2$$

$Ku = 15.5570$

En la tabla Ku vs ρ para $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$\rho = 0.0028$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811



ING. ADRIAN FRANCISCO ROSAS CUELLAR
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 33641

$$A_s = rBd/100$$

$$A_s = 8.4056 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero mínimo

$$A_{s_{min}} = 0.0018 B d$$

$$A_{s_{min}} = 2.7018 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{dis}} = 8.4056 \text{ cm}^2$$

refuerzo longitudinal

$$\phi 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S_{max} \leq 45 \text{ cm} \text{ ó } 3t$$

$$\phi 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\phi 5/8" = 2 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/4" = 2.84 \text{ cm}^2$$

USAR $\phi 3/8"$ @	8	cm	n de varillas	12
USAR $\phi 1/2"$ @	15	cm	n de varillas	8
USAR $\phi 5/8"$ @	24	cm	n de varillas	4
USAR $\phi 3/4"$ @	34	cm	n de varillas	3

USAR $\phi 5/8"$ @20cm 4.00varillas

$$A_{s_{temp.}} = 0.0018 x b x t$$

$$A_{s_{temp.}} = 2.7018$$

$$\phi 3/8 = 0.71 \text{ cm}^2$$

Alternativa 1

USAR $\phi 3/8"$ @	26	cm	n de varillas	5
--------------------	----	----	---------------	---

una sola capa USAR $\phi 3/8"$ @25cm

CALCULO DEL AREA DE ACERO (+)

$$M_u = K_u x b x d^2$$

$$K_u = 17.6431$$

En la tabla K_u vs ρ para $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho = 0.0024$$

$$A_s = rBd/100$$

$$A_s = 7.2048 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero mínimo

$$A_{s_{min}} = 0.0018 B d$$

$$A_{s_{min}} = 2.7018 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{dis}} = 7.2048 \text{ cm}^2$$

HOB CONSULTORES S.A.

refuerzo longitudinal

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ARIEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 5261

$S_{max} \leq 45 \text{ cm} \text{ ó } 3t$

$\phi 3/8" =$	0.71 cm ²
$\phi 1/2" =$	1.29 cm ²
$\phi 5/8" =$	2 cm ²
$\phi 3/4" =$	2.84 cm ²

USAR $\phi 3/8" @$	10	cm	n de varillas	10
USAR $\phi 1/2" @$	18	cm	n de varillas	7
USAR $\phi 5/8" @$	28	cm	n de varillas	4
USAR $\phi 3/4" @$	39	cm	n de varillas	3

USAR $\phi 5/8" @ 25 \text{ cm}$ 4.00 varillas

$$A_{stemp} = 0.0018 \times b \times t$$

$$A_{stemp} = 2.7018$$

$$\phi 3/8 = 0.71 \text{ cm}^2$$

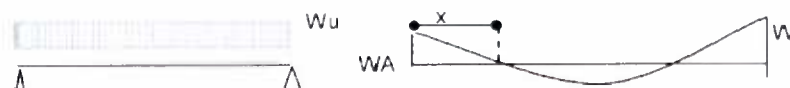
USAR $\phi 3/8" @$	26	cm	n de varillas	5
--------------------	----	----	---------------	---

una sola capa USAR $\phi 3/8" @ 25 \text{ cm}$

VERIFICACION POR CORTE (más crítico)

$$V = W_u L / 2 - l(M_a + M_b) / L$$

$$V = 7.056173981 \text{ TN}$$



$$M + W_u x X^2 / 2 - V X = 0$$

$$X = 0.80000$$

$$L_d = x + d = 0.9501$$

CHEQUEO POR CORTE

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times c \times d \times b$$

$$V_c = 21047.7454 \text{ tn}$$

OK!!

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

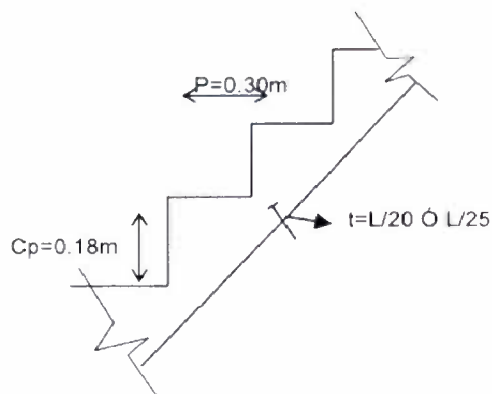
Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca. Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3364

DISEÑO DE ESCALERA 3° tramo

DATOS

P: paso
CP: contra paso
t: espesor del cuello
B: Ancho de la escalera
L: Lon. de esc.
L₁: Lon. de esc. Descanso



ρ	2400	kg/cm ²
$P =$	0.30	m
$CP =$	0.172	m
$t =$	0.20	m
$B =$	2.00	m
$COS(\alpha) =$	0.868	
$L =$	6.25	M
$L_1 =$	1.00	M
$S/C =$	500	kg/m ²
$S/C = \text{acab.}$	100	kg/m ²
$\text{recub.} =$	4	cm ²
$F'c =$	175	kg/m ²
$f_y =$	4200	kg/m ²

1) METRADO DE CARGAS

a). Descanso

carga muerta

peso propio = $C_p \times B \times p = 825.6$

Acabados = $B \times S / C_{\text{acab.}} = 200$

WD = 1025.6 Kg/m

Sobrecarga $S/C \times B =$

WL = 1000 Kg/m

CARGA ULTIMA $W_u = 1.5 \times W_d + 1.8 \times W_L$

Wu = 3135.8 Kg/m

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COPIRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ANTONIO FLORES GARCIA
ING. DE ESTUDIOS
CIP N° 3261

b). Tramo inclinado

peso propio= $2.4 b (Cp/2 + t/\cos \alpha)$

peso propio= 1519.39 Kg/m² 1519.39 Kg/m
Acabados= $B \times S/C \text{ acab} = 200 \text{ Kg/m}$

WD = 1719.39 Kg/m

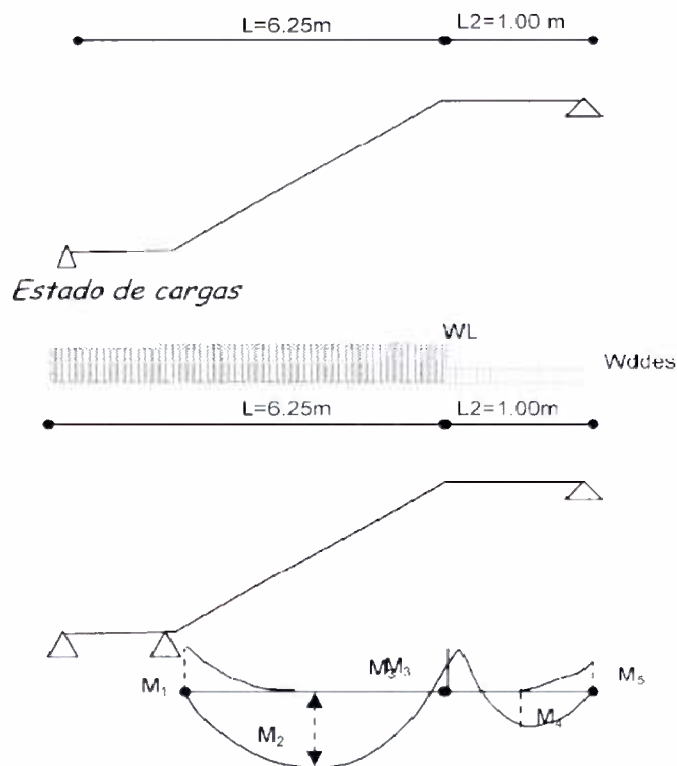
Sobrecarga S/C=BX400

WL = 1000 Kg/m

CARGA ULTIMA $Wu = 1.5 \times Wd + 1.8 \times Wl$

Wu = 4107.1 Kg/m

2) ESQUEMA ESTRUCTURAL



$M_1 = 1/16 \text{ a } 1/12 WL^2$	$M_1 = 10027.21$
$M_2 = 1/10 WL^2$	$M_2 = 16043.536$
$M_3 = 1/9 W((L_1 + L_2)/2)^2$	$M_3 = 14146.455$
$M_4 = 1/10 WL_2^2$	$M_4 = 313.584$
$M_5 = 1/16 \text{ a } 1/12 WL_2^2$	$M_5 = 261.32$

HOB CONSULTORES S.A.

como es hiperestático calculamos los momentos

ING. MARCO HUGO LEON COITRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROSA QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Momento (+)= 16.04 tn-m
Momento (-)= 14.15 tn-m
Momento (-)= 1.7 tn-m

Cálculo del peralte

$$d = t - (\text{recub} - \emptyset/2)$$

considerando $\emptyset 5/8 = 1.98 \text{ cm}^2$
d = 15.01 cm^2

CALCULO DEL AREA DE ACERO (-)

$$Mu = Kuxbx d^2$$

$$Ku = 31.4026$$

En la tabla Ku vs ρ para $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho = 0.0028$$

$$As = \rho B d / 100$$

$$As = 8.4056 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero mínimo

$$As_{min} = 0.0018 B d$$

$$As_{min} = 2.7018 \text{ cm}^2$$

$$As_{dis} = 8.4056 \text{ cm}^2$$

refuerzo longitudinal

$$\emptyset 3/8 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 1/2 = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 5/8 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 3/4 = 2.84 \text{ cm}^2$$

$S_{max} \leq 45 \text{ cm}$ ó $3t$

USAR $\emptyset 3/8$ @	8	cm	n de varillas	12
USAR $\emptyset 1/2$ @	15	cm	n de varillas	8
USAR $\emptyset 5/8$ @	24	cm	n de varillas	4
USAR $\emptyset 3/4$ @	34	cm	n de varillas	3

USAR $\emptyset 5/8$ @ 20cm

4.00 varillas

$$A_{temp} = 0.0018 \times b \times t$$

$$A_{temp} = 2.7018$$

$$\emptyset 3/8 = 0.71 \text{ cm}^2$$

USAR $\emptyset 3/8$ @	26	cm	n de varillas	5
------------------------	----	----	---------------	---

una sola capa

USAR $\emptyset 3/8$ @ 25cm

HOB CONSULTORES S.A.

ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811

Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 21161

CALCULO DEL AREA DE ACERO (+)

$$Mu = Kuxbx d^2$$

$$Ku = 35.5970$$

En la tabla Ku vs ρ para $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho = 0.0024$$

$$As = rBd/100$$

$$As = 7.2048 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero mínimo

$$As_{min} = 0.0018 Bd$$

$$As_{min} = 2.7018 \text{ cm}^2$$

$$As_{dis} = 7.2048 \text{ cm}^2$$

refuerzo longitudinal

$$\phi 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\phi 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\phi 5/8" = 2 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/4" = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$S_{max} \leq 45 \text{ cm} \text{ ó } 3t$$

USAR $\phi 3/8"$ @	10	cm	n de varillas	10
USAR $\phi 1/2"$ @	18	cm	n de varillas	7
USAR $\phi 5/8"$ @	28	cm	n de varillas	4
USAR $\phi 3/4"$ @	39	cm	n de varillas	3

USAR $\phi 5/8"$ @25cm

4.00 varillas

$$A_{temp} = 0.0018 \times b \times t$$

$$A_{temp} = 2.7018$$

$$\phi 3/8 = 0.71 \text{ cm}^2$$

USAR $\phi 3/8"$ @	26	cm	n de varillas	5
--------------------	----	----	---------------	---

una sola capa

USAR $\phi 3/8"$ @25cm

VERIFICACION POR CORTE (más crítico)

$$V = WuL/2 - l(Ma + Mb)/L$$

$$V = 10.29882874 \text{ TN}$$



$$M + WuX^2/2 - V = 0$$

HOB CONSULTORES S.A.

$$X = 0.80000$$

ING. MARCO HUGO LEON COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41811



Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca. Tramo: Cochabamba - Chota.

ING. ABEL PRADO DELGADO
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 37664

$$Ld=x+d= 0.9501$$

CHEQUEO POR CORTE

$$V_c=0.53x\sqrt{f'_{cx}}dx b$$

$$V_c= 21047.7454 \text{ tn}$$

OK!!

HOB CONSULTORES S.A.

.....
ING. MARCO HUGO LEÓN COTRINA
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 41831

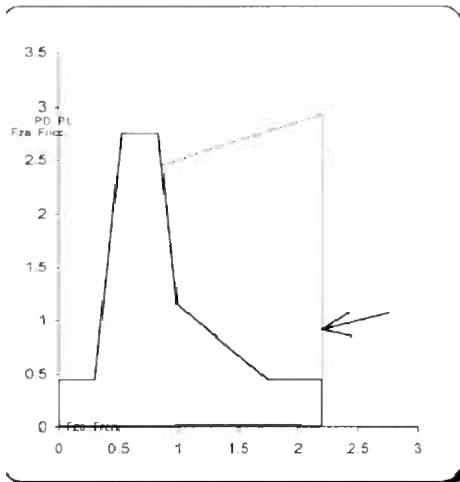
Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento
de la Carretera Chongoyape - Cochabamba - Cajamarca.
Tramo: Cochabamba - Chota

.....
ING. ABEL FRANCISCO RIVERA QUIRO
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3264

MUROS DE TALUD INCLINADO

Muro de Contención

H=2.0m



$$\Phi = 32^\circ$$

$$k_A = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2\beta \sin(\beta - \delta) \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + i)} \right)^2}$$

$$k_A = 0.4524$$

$$\text{Empuje} = 0.5 \times 0.4524 \times 19 \times 2.75^2 \times 1 = 32.499 \text{ kN}$$

$$E_h = 32.499 \times \cos(16) = 31.24 \text{ kN}$$

$$E_v = 32.499 \times \sin(16) = 8.958 \text{ kN}$$

Deslizamiento y Vuelco

$$\gamma_d = 2.094$$

$$\gamma_v = 5.405$$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4-2)

h_{estribo}	h_{eq}
1.5	0
3	0
6	0

use $h_{\text{eq}} = 0.00\text{m}$

presión generada por la carga viva

$$W_L = h_{\text{eq}} \cdot \gamma_s = 0 \times 19 = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

Cargas verticales y horizontales no factoradas

		Cargas verticales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
		Items			
1	DC	Peso estribo	61.26	0.907	55.60
2	EV	Peso relleno	48.74	1.630	79.47
3	DC	Reaccion superestructura	0.00	0	0.00
4	LL	Reacción SC	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	8.96	2.2	19.71
6	LS	SC sobre relleno	0	1.53	0.00

		Cargas horizontales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
		Items			
1	EH	Comp.hz. Empuje	31.24	0.917	28.64
2	LS	Empuje por sobrecarga	0.00	1.375	0.00
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	19.89	1.650	32.82
4	EQ	Fuerza inercial del muro	9.19	0.871	8.01
5	BR	Fza de frenado	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	2.750	0.00
7	EQ	Fuerza Inercial de la superestructura	0.00	2.750	0.00

β	7.00°
δ	32.00°
i	9.21°
ϕ	16.00°
ψ	20.00°

coef hz = 0.15

coef vert = 0.08

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

$$k_{AE} = 0.7694$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad E_{AE} = 51.13 \text{ kN}$$

(EH) $E_{\text{activo}} = 31.24 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)
 $\Delta E = 19.89 \text{ kN}$ (empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS TORO ROJAS
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 34322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3261



Muro de Contención

H=2.0m

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		El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones				
1.50	0.90	Coeficiente activo						

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales V_u (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	0	V_u
V_n	61.26	48.74	0.00	0.00	8.96	0.00	0.00	Total
Resistencia I	76.58	65.80	0.00	0.00	13.44	0.00		155.82
Resistencia Ia	55.14	48.74	0.00	0.00	13.44	0.00		117.32
Resistencia III	76.58	65.80	0.00	0.00	13.44	0.00		155.82
Resistencia IIIa	55.14	48.74	0.00	0.00	13.44	0.00		117.32
Evento Extremo I	76.58	65.80	0.00	0.00	13.44	0.00		155.82
Evento Extremo Ia	55.14	48.74	0.00	0.00	13.44	0.00		117.32
Servicio I	61.26	48.74	0.00	0.00	8.96	0.00		118.97

Momento debido a V_u (kN m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M_{V_u}
M_{V_n}	55.60	79.47	0.00	0.00	19.71	0.00	0.00	Total
Resistencia I	69.49	107.28	0.00	0.00	29.56	0.00		206.33
Resistencia Ia	50.04	79.47	0.00	0.00	29.56	0.00		159.06
Resistencia III	69.49	107.28	0.00	0.00	29.56	0.00		206.33
Resistencia IIIa	50.04	79.47	0.00	0.00	29.56	0.00		159.06
Evento Extremo I	69.49	107.28	0.00	0.00	29.56	0.00		206.33
Evento Extremo Ia	50.04	79.47	0.00	0.00	29.56	0.00		159.06
Servicio I	55.60	79.47	0.00	0.00	19.71	0.00		154.77

Cargas horizontales H_u (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H_u
H_n	31.24	0.00	19.89	9.19	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	46.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.86
Resistencia Ia	46.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.86
Resistencia III	46.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.86
Resistencia IIIa	46.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.86
Evento Extremo I	46.86	0.00	19.89	9.19	0.00	0.00	0.00	75.94
Evento Extremo Ia	46.86	0.00	19.89	9.19	0.00	0.00	0.00	75.94
Servicio I	31.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	31.24

HOB CONSULTORES S.A.

INC. ABEL FRANCISCO ROJAS TORO ROJAS
ESP. ESTUDIOS DE OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

INC. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Muro de Contención

H=2.0m

Momento debido a H_u (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	R+SH+TU	EQ	M_{Hu}
M_{Hu}	28.64	0.00	32.82	8.01	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	42.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.95
Resistencia Ia	42.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.95
Resistencia III	42.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.95
Resistencia IIIa	42.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.95
Evento Extremo I	42.95	0.00	32.82	8.01	0.00	0.00	0.00	83.78
Evento Extremo Ia	42.95	0.00	32.82	8.01	0.00	0.00	0.00	83.78
Servicio I	28.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.64

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

Excentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max}$ ($=B/4$)

	V_L	H_L	M_v	M_{Ht}	X_o	e	$e_{\max}$	Margen de diseño %
Resistencia I	155.82	46.86	206.33	42.95	1.049	0.051	0.550	90.64
Resistencia Ia	117.32	46.86	159.06	42.95	0.990	0.110	0.550	79.94
Resistencia III	155.82	46.86	206.33	42.95	1.049	0.051	0.550	90.64
Resistencia IIIa	117.32	46.86	159.06	42.95	0.990	0.110	0.550	79.94
Evento Extremo I	155.82	75.94	206.33	83.78	0.786	0.314	0.733	57.25
Evento Extremo Ia	117.32	75.94	159.06	83.78	0.642	0.458	0.733	37.50
Servicio I	118.97		154.77	28.64	1.060	0.040		

$$\text{donde } \% = (e_{\max} - e)/e_{\max} * 100$$

Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s \cdot F_r$	H_L	Margen de diseño %
Resistencia I	155.82	0.55	85.70	0.80	68.562	46.86	31.65
Resistencia Ia	117.32	0.55	64.53	0.80	51.621	46.86	9.22
Resistencia III	155.82	0.55	85.70	0.80	68.561	46.86	31.65
Resistencia IIIa	117.32	0.55	64.52	0.80	51.620	46.86	9.22
Evento Extremo I	155.82	0.55	85.70	1.00	85.701	75.94	11.39
Evento Extremo Ia	117.32	0.55	77.83	1.00	77.835	75.94	2.43

$$\text{donde } \% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L)/(\Phi_s \cdot F_r) * 100$$

Capacidad portante

	Presión trapecial		Presión rectangular equivalente	longitud comprimida	
	(1)	(2)	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	σ_m
	V_L/B	$6V_L \cdot c/B^2$	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
Resistencia I	70.83	9.95	0.081	0.061	0.074
Resistencia Ia	53.33	16.05	0.069	0.037	0.059
Resistencia III	70.83	9.95	0.081	0.061	0.074
Resistencia IIIa	53.33	16.04	0.069	0.037	0.059
Evento Extremo I	70.83	60.56	0.131	0.010	0.099
Servicio I	54.08	5.86	0.060	0.048	0.056



HOB CONSULTORES S.A.

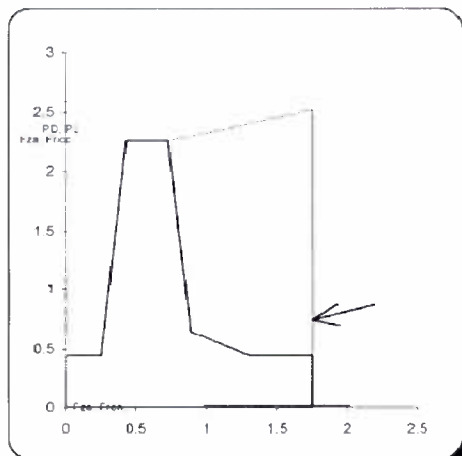
ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESPECIALISTA EN OBRAS DE ARTE
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Muro de Contención

H = 1.5m

 $\Phi = 32^\circ$

$$k_A = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2\beta \sin(\beta - \delta) \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + i)} \right)^2}$$

 $K_A = 0.3584$ Empuje = $0.5 \times 0.358 \times 19 \times 2.25^2 \times 1 = 17.235 \text{ kN}$ $E_h = 17.235 \times \cos(16^\circ) = 16.567 \text{ kN}$ $E_v = 17.235 \times \sin(16^\circ) = 4.751 \text{ kN}$

Deslizamiento y Vuelco

 $\gamma_d = 2.680$ $\gamma_v = 6.669$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4-2)

h_{estribo}	h_{eq}
1.5	0
3	0
6	0

use $h_{\text{eq}} = 0.00\text{m}$

presión generada por la carga viva

$$W_L = h_{\text{eq}} \cdot \gamma_s = 0 \times 19 = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

Cargas verticales y horizontales no factoradas

	Cargas verticales	Fuerza	Brazo	Momento
	Items	(kN)	(m)	(kN.m)
1	DC Peso estribo	42.26	0.728	30.76
2	EV Peso relleno	33.71	1.299	43.79
3	DC Reacción superestructura	0.00	0	0.00
4	LL Reacción SC	0.00	0	0.00
5	EH Comp.vert. Empuje	4.75	1.75	8.31
6	LS SC sobre relleno	0	1.24	0.00

	Cargas horizontales	Fuerza	Brazo	Momento
	Items	(kN)	(m)	(kN.m)
1	EH Comp.hz Empuje	16.57	0.750	12.43
2	LS Empuje por sobrecarga	0.00	1.125	0.00
3	EQ Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	10.11	1.350	13.65
4	EQ Fuerza inercial del muro	6.34	0.749	4.75
5	BR Fza de frenado	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU Fluenc. contrac.temp	0.00	2.250	0.00
7	EQ Fuerza Inercial de la superestructura	0.00	2.250	0.00

β	2.69°
ϕ	32.00°
θ	9.21°
δ	16.00°
i	18.00°

coef hz = 0.15

coef vert = 0.08

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right)^2}$$

 $K_{AE} = 0.6284$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad E_{AE} = 27.95 \text{ kN}$$

(EH) $E_{\text{activo}} = 17.85 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)
 $\Delta E = 10.11 \text{ kN}$ (empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3261



Muro de Contención

H = 1.5m

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		El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.			
	1.50	0.90	Coeficiente activo					

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	V _u
V _n	42.26	33.71	0.00	0.00	4.75	0.00	0.00	Total
Resistencia I	52.83	45.51	0.00	0.00	7.13	0.00		105.47
Resistencia Ia	38.04	33.71	0.00	0.00	7.13	0.00		78.88
Resistencia III	52.83	45.51	0.00	0.00	7.13	0.00		105.46
Resistencia IIIa	38.04	33.71	0.00	0.00	7.13	0.00		78.87
Evento Extremo I	52.83	45.51	0.00	0.00	7.13	0.00		105.46
Evento Extremo Ia	38.04	33.71	0.00	0.00	7.13	0.00		78.87
Servicio I	42.26	33.71	0.00	0.00	4.75	0.00		80.73

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}	30.76	43.79	0.00	0.00	8.31	0.00	0.00	Total
Resistencia I	38.45	59.11	0.00	0.00	12.47	0.00		110.04
Resistencia Ia	27.69	43.79	0.00	0.00	12.47	0.00		83.94
Resistencia III	38.45	59.11	0.00	0.00	12.47	0.00		110.04
Resistencia IIIa	27.69	43.79	0.00	0.00	12.47	0.00		83.94
Evento Extremo I	38.45	59.11	0.00	0.00	12.47	0.00		110.04
Evento Extremo Ia	27.69	43.79	0.00	0.00	12.47	0.00		83.94
Servicio I	30.76	43.79	0.00	0.00	8.31	0.00		82.86

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	16.57	0.00	10.11	6.34	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	24.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.85
Resistencia Ia	24.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.85
Resistencia III	24.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.85
Resistencia IIIa	24.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.85
Evento Extremo I	26.77	0.00	10.11	6.34	0.00	0.00	0.00	43.22
Evento Extremo Ia	26.77	0.00	10.11	6.34	0.00	0.00	0.00	43.22
Servicio I	16.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.57

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

Muro de Contención

H = 1.5m

Momento debido a H_u (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	R+SH+TU	EQ	M_{Hu}
M_{Hu}	12.43	0.00	13.65	4.75	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	18.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.64
Resistencia Ia	18.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.64
Resistencia III	18.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.64
Resistencia IIIa	18.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.64
Evento Extremo I	18.64	0.00	13.65	4.75	0.00	0.00	0.00	37.03
Evento Extremo Ia	18.64	0.00	13.65	4.75	0.00	0.00	0.00	37.03
Servicio I	12.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.43

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} \times 100$$

Excentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max}$ ($=B/4$)

	V_L	H_L	M_v	M_H	X_o	c	$c_{\max}$	Margen de diseño %
Resistencia I	105.47	24.85	110.04	18.64	0.867	0.008	0.438	98.09
Resistencia Ia	78.88	24.85	83.94	18.64	0.828	0.047	0.438	89.25
Resistencia III	105.46	24.85	110.04	18.64	0.867	0.008	0.438	98.09
Resistencia IIIa	78.87	24.85	83.94	18.64	0.828	0.047	0.438	89.26
Evento Extremo I	105.46	43.22	110.04	37.03	0.692	0.183	0.583	68.66
Evento Extremo Ia	78.87	43.22	83.94	37.03	0.595	0.280	0.583	51.96
Servicio I	80.73		82.86	12.43	0.873	0.002		

donde $\% = (e_{\max} - e)/e_{\max} \times 100$

Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s \cdot F_r$	H_L	Margen de diseño %
Resistencia I	105.47	0.55	58.01	0.80	46.405	24.85	46.44
Resistencia Ia	78.88	0.55	43.38	0.80	34.705	24.85	28.39
Resistencia III	105.46	0.55	58.01	0.80	46.404	24.85	46.45
Resistencia IIIa	78.87	0.55	43.38	0.80	34.704	24.85	28.39
Evento Extremo I	105.46	0.55	58.01	1.00	58.006	43.22	25.49
Evento Extremo Ia	78.87	0.55	43.38	1.00	43.381	43.22	0.37

donde $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L)/(\Phi_s \cdot F_r) \times 100$

Capacidad portante

	Presión trapezoidal		Presión rectangular equivalente	longitud comprimida
	(1)	(2)	$\sigma_{\max}$ $\sigma_{\min}$	σ_m
	V_L/B	$6V_L \cdot e/B^2$	(Mpa)	(Mpa)
Resistencia I	60.27	1.73	0.062	0.059
Resistencia Ia	45.07	7.27	0.052	0.038
Resistencia III	60.27	1.73	0.062	0.059
Resistencia IIIa	45.07	7.26	0.052	0.038
Evento Extremo I	60.27	37.77	0.098	0.022
Servicio I	46.13	0.38	0.047	0.046



HOB CONSULTORES S.A.

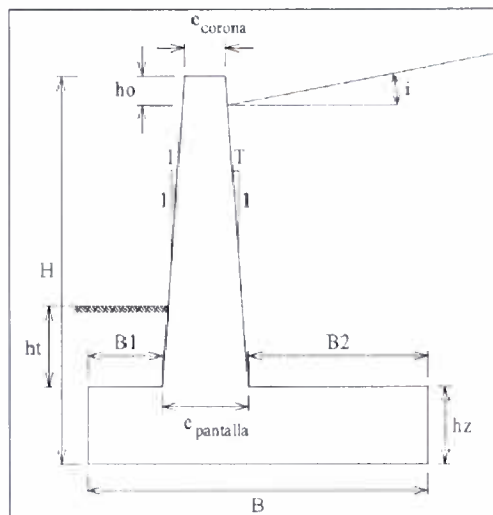
ING. ADELFRANO LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ADELFRANO LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 2.50m



H = 3.30m ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
 B = 2.90m ángulo de inclinación del relleno $i = 20.00^\circ$
 $e_{corona} = 0.25m$ ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
 I = 0.1 áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 26^\circ$
 T = 0 Coeficiente de Aceleración = 0.31

B1 = 0.30m Coef. sísmico = 0.155
 Iiz = 0.50m coef. hz = 0.155
 $e_{pantalla} = 0.53m$ coef. vert = 0.078
 B2 = 2.07m coef. fricción $f = 0.49$
 $h_1 = 0.00m$ Long. Muro (m) 1.00

p.e. relleno = 19.0 kN/m³
 p.e. concreto = 25.0 kN/m³
 $\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$
 $h_0 = 0.30m$

Alt. Emp.pas = 0.50m

Carga (kN) Bra Hz (m) Bra Ver (m)

Carga vertical permanente externa

Carga vertical variable externa

Carga sísmica horizontal externa

0

0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

Ka = 0.356

Ks = 2.810

Empuje = $0.5 \times 0.356 \times 19 \times 3^2 \times 1 = 30.428 \text{ kN}$ Eh = $30.428 \times \cos(16.5) = 29.175 \text{ kN}$ Ev = $30.428 \times \text{seno}(16.5) = 8.642 \text{ kN}$

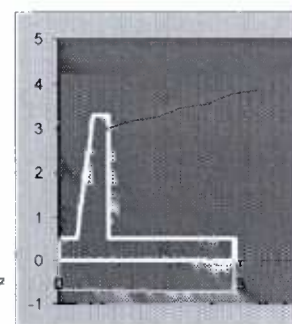
Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

Table 3.11.6-4.2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	h_{eq} (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or greater
1500	1500	600
3000	3000	1200
4500	4500	1800

use $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

 $W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$ 

Cargas verticales y horizontales no factoradas

	Cargas verticales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC Peso muro	63.55	1.096	69.67
2	EV Peso relleno	113.14	1.910	216.12
3	DC Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH Comp.vert. Empuje	8.64	2.9	25.06
6	LS SC sobre relleno	23.60	1.87	44.01
	EV Peso relleno en punta	0.00	0	0

	Cargas horizontales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH Comp.hz Empuje	29.17	1.000	29.17
2	LS Empuje por sobrecarga	12.17	1.500	18.26
3	EQ Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	20.08	1.800	36.14
4	EQ Fuerza inercial del muro + relleno	27.39	1.565	42.87
5	BR Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

HOB CONSULTORES S.A.

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABER FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESP. EN INGENIERIA CIVIL DE ARTE
CIP N° 54122ING. ABER FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 2.50m

coef hz = 0.16

coef vert = 0.08

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left(1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right)^2}$$

 $K_{AE} = 0.6244$

β	0.00°
ϕ	33.00°
θ	9.54°
δ	16.50°
i	20.00°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad E_{AE} = 49.25 \text{ kN}$$

(EH) $E_{\text{activo}} = 29.17 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)
 $\Delta E = 20.08 \text{ kN}$ (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
1.50 0.90Coeficiente de reposo
Coeficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	Vu
Vn	63.55	113.14	0.00	0.00	8.64	23.60	Total
Resistencia I	79.44	152.74	0.00	0.00	12.96	41.30	286.44
Resistencia Ia	57.20	113.14	0.00	0.00	12.96	0.00	183.30
Resistencia III	79.44	152.74	0.00	0.00	12.96	0.00	245.14
Resistencia IIIa	57.20	113.14	0.00	0.00	12.96	0.00	183.30
Evento Extremo I	79.44	152.74	0.00	0.00	12.96	11.80	256.94
Evento Extremo Ia	57.20	113.14	0.00	0.00	12.96	11.80	195.10
Servicio I	63.55	113.14	0.00	0.00	8.64	23.60	208.93

Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	Mvu
Mvn	69.67	216.12	0.00	0.00	25.06	44.01		Total
Resistencia I	87.09	291.76	0.00	0.00	37.59	77.02		493.46
Resistencia Ia	62.70	216.12	0.00	0.00	37.59	0.00		316.41
Resistencia III	87.09	291.76	0.00	0.00	37.59	0.00		416.44
Resistencia IIIa	62.70	216.12	0.00	0.00	37.59	0.00		316.41
Evento Extremo I	87.09	291.76	0.00	0.00	37.59	22.01		438.45
Evento Extremo Ia	62.70	216.12	0.00	0.00	37.59	22.01		338.42
Servicio I	69.67	216.12	0.00	0.00	25.06	44.01		354.86

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO DE LA ROSA TORO ROJAS
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3261



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 2.50m

Cargas horizontales H_u (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	EH (-)
H_n	29.17	12.17	20.08	27.39	0.00	0.00	0.00	-6.67
Resistencia I	43.76	21.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	65.06
Resistencia Ia	43.76	21.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	65.06
Resistencia III	43.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	43.76
Resistencia IIIa	43.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	43.76
Evento Extremo I	43.76	6.09	20.08	27.39	0.00	0.00	0.00	-9.01
Evento Extremo Ia	43.76	6.09	20.08	27.39	0.00	0.00	0.00	-9.01
Servicio I	29.17	12.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.35

Momento debido a H_u (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M_{Hu}
M_{Hn}	29.17	18.26	36.14	42.87	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	43.76	31.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	75.71
Resistencia Ia	43.76	31.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	75.71
Resistencia III	43.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	43.76
Resistencia IIIa	43.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	43.76
Evento Extremo I	43.76	9.13	36.14	42.87	0.00	0.00	0.00	131.90
Evento Extremo Ia	43.76	9.13	36.14	42.87	0.00	0.00	0.00	131.90
Servicio I	29.17	18.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.43

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} * 100$$

Excentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max}$ ($=B/4$)

	V_L	H_L	M_s	M_H	X_o	e	$e_{\max}$	Margen de diseño %
Resistencia I	286.44	65.06	493.46	75.71	1.458	-0.008	0.725	101.16
Resistencia Ia	183.30	65.06	316.41	75.71	1.313	0.137	0.725	81.13
Resistencia III	245.14	43.76	416.44	43.76	1.520	-0.070	0.725	109.69
Resistencia IIIa	183.30	43.76	316.41	43.76	1.487	-0.037	0.725	105.17
Evento Extremo I	256.94	88.30	438.45	131.90	1.193	0.257	0.967	73.42
Evento Extremo Ia	195.10	88.30	338.42	131.90	1.059	0.391	0.967	59.50
Servicio I	208.93		354.86	47.43	1.471	-0.021		

donde $\% = (e_{\max} - e) / e_{\max} * 100$

Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s F_r$	H_L	Margen de diseño %
Resistencia I	286.44	0.49	139.70	0.80	111.764	65.06	41.79
Resistencia Ia	183.30	0.49	89.40	0.80	71.521	54.41	23.92
Resistencia III	245.14	0.49	119.56	0.80	95.651	43.76	54.25
Resistencia IIIa	183.30	0.49	89.40	0.80	71.521	43.76	38.81
Evento Extremo I	256.94	0.49	125.32	1.00	125.318	88.30	29.54
Evento Extremo Ia	195.10	0.49	95.16	1.00	95.156	88.30	7.20

donde $\% = (\Phi_s F_r - H_L) / (\Phi_s F_r) * 100$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FERNÁNDEZ DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. INGENIERERÍA Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIOS
CIP N° 3281



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 2.50m

Capacidad portante

$\sigma_{qt} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1)	(2)	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	Long.	σ_m	
	V_L/B	$6V_{Le}/B^2$	(Mpa)	(Mpa)	Comprimida	(Mpa)	
Resistencia I	98.77	-1.72	0.097	0.100	2.90	0.098	< 0.265
Resistencia Ia	63.21	17.89	0.081	0.045	2.90	0.070	< 0.265
Resistencia III	84.53	-12.29	0.072	0.097	2.90	0.081	< 0.265
Resistencia IIIa	63.21	-4.90	0.058	0.068	2.90	0.062	< 0.265
Evento Extremo I	88.60	47.10	0.136	0.041	2.90	0.108	< 0.265
Evento Extremo II	67.28	54.49	0.122	0.013	2.90	0.092	< 0.265
Servicio I	72.05	-3.20	0.069	0.075	2.90	0.071	< 2

DISEÑO

altura zapata = 0.50m
espesor garganta pantalla = 0.53m
long punta = 0.30m
long. Talon = 2.07m

$f_y = 420 \text{ MPa}$
 $f_c = 21 \text{ MPa}$
recub = 0.05m

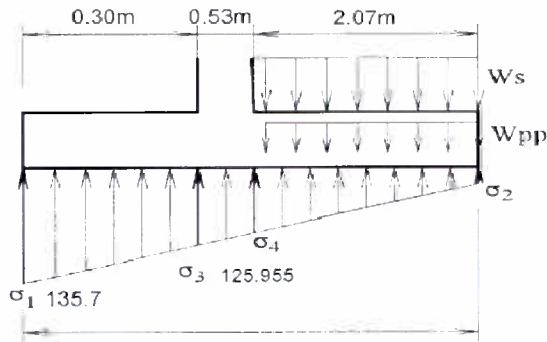
H = 3.00m

ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



$W_s = 47.50 \text{ kN/m}^2$ [$19 \text{ kN/m}^2 \times 2.5 \text{ m}$]
 $W_{pp} = 12.50 \text{ kN/m}^2$ [$25 \text{ kN/m}^2 \times 0.5 \text{ m}$]
 $qu = \text{presión} - 1.25 \cdot W_{pp}$
 $qu1 = 120.08 \text{ kN/m}^2$ [$-12.5 \times 1.25 + 135.7$]
 $qu3 = 110.33 \text{ kN/m}^2$ [$-12.5 \times 1.25 + 125.96$]

Diagrama de Fzas. Cortantes



34.6 kN

Diagrama de Mtos. Flectores



5.3 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



120.08 kN/m

110.33 kN/m

d = 44.4 cm

$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

para $M_u = 5.3 \text{ kN.m}$

$A_s = 0.28 \text{ cm}^2$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento

$1.2 M_{cr} = 144.4 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 8.81 \text{ cm}^2$

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	Long.	σ_d	R1d	x1	0.85*d	T	A_s
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	Comprimida (kN/m ²)	(kN)	(kN)	(m)	(x)	(kN)	(cm ²)
Resistencia I	97.05	100.49	2.900	97.56	35.33	0.216	0.377	20.22	0.53
Resistencia Ia	81.10	45.31	2.900	75.76	29.06	0.219	0.377	16.87	0.45
Resistencia III	72.24	96.82	2.900	75.91	25.28	0.214	0.377	14.33	0.38
Resistencia IIIa	58.31	68.11	2.900	59.77	20.67	0.215	0.377	11.78	0.31
Evento Extremo I	135.70	41.50	2.900	121.65	48.89	0.221	0.377	28.60	0.68

USE Asprom = 4.74 cm²

Familia	ϕ_1
ϕ (pulg)	1/2
sep(cm)	25.0 cm
Adisp(*)	5.07

HOB CONSULTORES S.A.

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

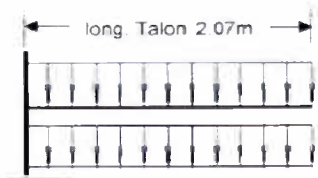
ING. AERIL JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

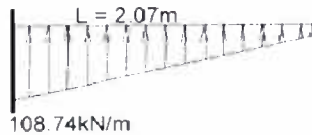
H-hz-h0 = 2.50m

ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I



$$\begin{aligned} 1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 &= 5.7\text{ kN/m} \\ 1\text{m} \times 2.5\text{m} \times 19\text{kN/m}^2 \times 1.35 &= 64.13\text{ kN/m} \\ V_u &= 21.4\text{ kN} \\ 1\text{m} \times 0.5\text{m} \times 25\text{kN/m}^2 \times 1.25 &= 15.625\text{ kN/m} \end{aligned}$$



$$M_u = 46.1\text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\text{para } M_u = 46.1\text{ kN.m}$$

$$A_s = 2.50\text{ cm}^2$$

USE $A_{s\text{prom}} = 5.65\text{ cm}^2$

Familia	ϕ_2
$\phi(\text{pulg})$	5/8
sep(cm)	25.0 cm
Adisp(*)	7.92

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m ²)	$\sigma_{\text{mín}}$ (kN/m ²)	Long. empalmada	σ_d (kN/m ²)	Md (kN.m)	A_s cm ²	$A_{s\text{mín}}$ cm ²	$A_{s\text{requer.}}$ cm ²
Resistencia I	97.05	100.49	2.900	98.04	0.06	0.00	8.85	0.00
Resistencia Ia	81.10	45.31	2.900	70.86	10.55	0.63	8.85	0.84
Resistencia III	72.24	96.82	2.900	79.28	-24.04	-1.43	8.85	-1.43
Resistencia IIIa	58.31	68.11	2.900	61.11	-15.05	-0.90	8.85	-0.90
Evento Extremo I	135.70	41.50	2.900	108.74	46.14	2.50	8.85	3.34

Fisuración (SERVICIO I)

$$M = 7.81\text{ kN.m}$$

$$A_{s\text{dispuesto}} = 7.92\text{ cm}^2$$

$$n = 8$$

$$x = 6.9\text{ cm}$$

$$I_{cr} = 99072\text{ cm}^4$$

$$f_s = 23.54\text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 0.500$$

$$\beta_s = 1.187$$

$$\text{Espac.máx} = 300\text{ mm}$$

$$E_s = 200000\text{ Mpa}$$

$$E_c = 23168.34\text{ MPa}$$

relación modular

profundidad del eje neutro

Momento de inercia de la sección fisurada

Esfuerzo actuante en el acero

para estructuras enterradas y en contacto con el agua

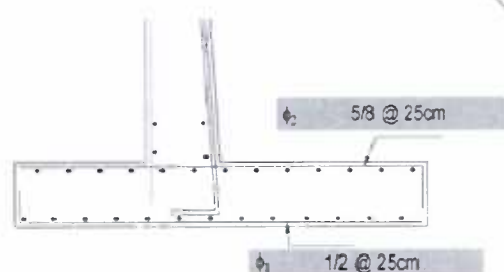
Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$$

$$A_s > 3.81\text{ cm}^2/\text{m}$$

USE ϕ 1/2 @ 30cm



HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
REP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 34322

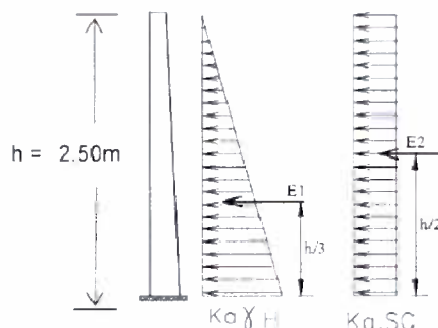
HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 2.50m

Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



Resistencia I

 $\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$$E_1 = 20.3 \text{ kN} \quad M_1 = 16.9 \text{ kN.m}$$

Por empuje de la sobrecarga

$$E_2 = 10.1 \text{ kN} \quad M_2 = 12.7 \text{ kN.m}$$

Por frenado

$$BR = 0.00 \text{ kN} \quad M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$$

Por retracción y fluencia

$$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN} \quad M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 29.56 \text{ kN.m}$$

$$Mu = 45.1 \text{ kN.m}$$

$$Nu = 28.945 \text{ kN}$$

$$As = 2.54 \text{ cm}^2$$

Evento Extremo

kN.m/ml

Empuje relleno

Empuje dinámico (M.O.)

Fuerza Inercial Muro

Fuerza Inercial Relleno

Empuje de la sobrecarga

Fza. Horizontal externa

Fza Momento

20.26 16.88

13.94 20.91

4.23 5.22

17.54 21.92

10.14 12.68

0.00 0.00

$$Mu = 75.7 \text{ kN.m}$$

$$As = 3.84 \text{ cm}^2$$

Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c k j b}}$$

$$M = 29.56$$

$$n = E_s/E_c = 8$$

$$k = n/(n + f_s/f_c) = 0.286$$

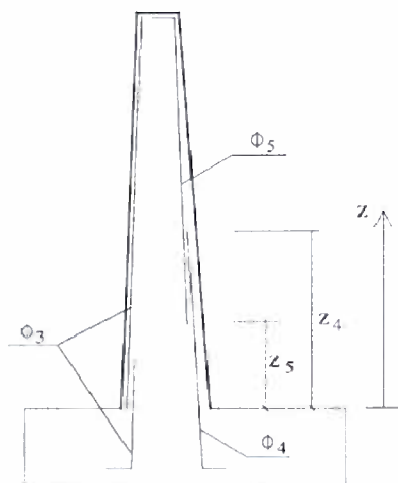
$$j = 1 - k/3 = 0.905$$

$$\text{luego } d_{\min} = 16.50 \text{ cm}$$

peralte efectivo en garganta :

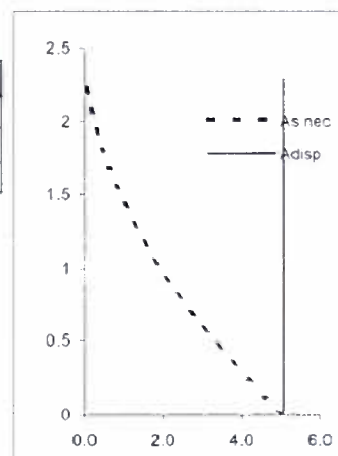
$$d = 47.37 \text{ cm} > d_{\min} \quad \text{OK}$$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla.



Familia	Φ3	Φ4	Φ5
φ(pulg)	3/8	1/2	1/2
sep(cm)	25.0 cm	25.0 cm	25.0 cm
Adisp(*)	2.85	5.07	

Intervalo de armadura	
z4 (m)	3.85
z5 (m)	3.15



Comprobación a cortante

$$Vu = 45.733 \text{ kN}$$

$$d_v = 42.6285 \text{ cm}$$

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

$$cx (\times 10^3) = 1.038$$

$$s_{xc} = 426 \text{ mm}$$

$$\phi = 59$$

$$\beta = 1.25$$

$$Vc = 202.67 \quad \text{BIEN}$$

(Tamaño del agregado)

HOB CONSULTORES S.A.

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL ILAN DE LA ROSA TORO ROJAS
Exp. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

DISENO DE MURO DE CONTENCION

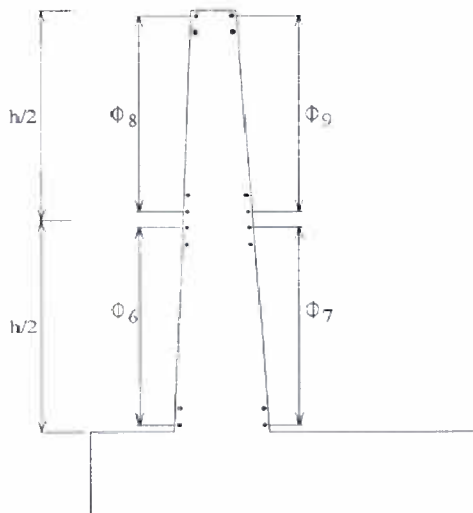
H-hz-h0 = 2.50m

Comprobación a Fisuración

M = 29.56 kN.m
 $A_{s\text{dispuesto}} = 5.07 \text{ cm}^2$
 $n = 8$
 $x = 5.8 \text{ cm}$
 $I_{cr} = 76553.59 \text{ cm}^4$
 $f_s = 128.40 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 0.500$
 $\beta_s = 1.149$
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$
 relación modular
 profundidad del eje neutro
 Momento de inercia de la sección fisurada
 Esfuerzo actuante en el acero

Resto de armadura



espesor promedio = 0.39m
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec ^(*) (cm)	8.3		5.8	
ϕ (in)	1/2	3/8	1/2	3/8
sep(cm)	25.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	7.9		7.9	

(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica



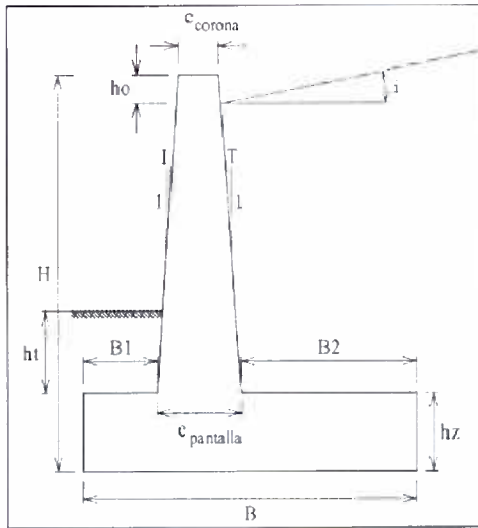
HOB CONSULTORES S.A. HOB CONSULTORES S.A.

ING. ALVARO JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 54322

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3261

DISEÑO DE MURO DE CONTENCION

H-hz-h0 = 3.00m



H = 3.85m ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
 B = 3.15m ángulo de inclinación del relleno $i = 20.00^\circ$
 $c_{corona} = 0.25m$ ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
 I = 0.1 áng. fricción (terreno muro) $\phi_s = 26^\circ$
 T = 0 Coeficiente de Aceleración = 0.31
 B1 = 0.30m
 hz = 0.55m
 $c_{pantalla} = 0.58m$ Coef. sísmico = 0.155
 B2 = 2.27m coef hz = 0.155
 h1 = 0.00m coef vert = 0.078
 p.e. relleno = 19.0 kN/m³ coef. fricción $f = 0.49$
 p.e. concreto = 25.0 kN/m³ Long. Muro (m) 1.00
 $\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$
 ho = 0.30m

Alt. Emp.pas = 0.55m Carga (kN) Bra Hz (m) Bra Ver (m)

Carga vertical permanente externa
 Carga vertical variable externa
 Carga sísmica horizontal externa

0

0

0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

Ka = 0.356

Ks = 2.810

Empuje = $0.5 \times 0.356 \times 19 \times 3.55^2 \times 1 = 42.608 \text{ kN}$

Eh = $42.608 \times \cos(16.5) = 40.853 \text{ kN}$

Ev = $42.608 \times \text{seno}(16.5) = 12.101 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

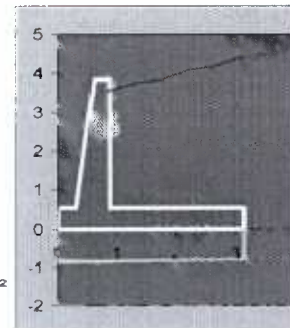
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic

Retaining Wall Height (mm)	h_{eq} (mm) Distance from wall backface to edge of traffic
0 to 1500	0 to 1000
1500 to 3000	1000 to 2000
3000 to 4500	2000 to 3000
4500 to 6000	3000 to 4000

use $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



Cargas verticales y horizontales no factoradas

	Cargas verticales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC Peso muro	77.55	1.172	90.87
2	EV Peso relleno	147.21	2.061	303.36
3	DC Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH Comp.vert. Empuje	12.10	3.15	38.12
6	LS SC sobre relleno	25.88	2.02	52.14
	EV Peso relleno en punta	0.00	0	0

	Cargas horizontales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH Comp.hz Empuje	40.85	1.183	48.34
2	LS Empuje por sobrecarga	14.40	1.775	25.56
3	EQ Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	28.11	2.130	59.88
4	EQ Fuerza inercial del muro + relleno	34.84	1.838	64.04
5	BR Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU Fluenc. contrac.temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00



HOB CONSULTORES S.A.

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 54322

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3261



DISEÑO DE MURO DE CONTENCION

H-hz-h0 = 3.00m

coef hz = 0.16

coef vert = 0.08

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

$K_{AE} = 0.6244$

β	0.00°
ϕ	33.00°
θ	9.54°
δ	18.50°
i	20.00°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE}$$

$E_{AE} = 68.97 \text{ kN}$

(EH) $E_{\text{activo}} = 40.85 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)
 $\Delta E = 28.11 \text{ kN}$ (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

1.50 0.90

Coefficiente de reposo

Coefficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

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	77.55	147.21	0.00	0.00	12.10	25.88	Total
Resistencia I	96.94	198.73	0.00	0.00	18.15	45.29	359.11
Resistencia Ia	69.80	147.21	0.00	0.00	18.15	0.00	235.15
Resistencia III	96.94	198.73	0.00	0.00	18.15	0.00	313.82
Resistencia IIIa	69.80	147.21	0.00	0.00	18.15	0.00	235.15
Evento Extremo I	96.94	198.73	0.00	0.00	18.15	12.94	326.76
Evento Extremo Ia	69.80	147.21	0.00	0.00	18.15	12.94	248.09
Servicio I	77.55	147.21	0.00	0.00	12.10	25.88	262.74

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}	90.87	303.36	0.00	0.00	38.12	52.14		Total
Resistencia I	113.58	409.54	0.00	0.00	57.18	91.25		671.56
Resistencia Ia	81.78	303.36	0.00	0.00	57.18	0.00		442.32
Resistencia III	113.58	409.54	0.00	0.00	57.18	0.00		580.30
Resistencia IIIa	81.78	303.36	0.00	0.00	57.18	0.00		442.32
Evento Extremo I	113.58	409.54	0.00	0.00	57.18	26.07		606.38
Evento Extremo Ia	81.78	303.36	0.00	0.00	57.18	26.07		468.39
Servicio I	90.87	303.36	0.00	0.00	38.12	52.14		484.49



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRAZ DEL ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

DISEÑO DE MURO DE CONTENCION

H-hz-h0 = 3.00m

Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7		
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	EH (-)	H _u
H _n	40.85	14.40	28.11	34.84	0.00	0.00	0.00	-8.07	Total
Resistencia I	61.28	25.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		86.48
Resistencia Ia	61.28	25.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		86.48
Resistencia III	61.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		61.28
Resistencia IIIa	61.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		61.28
Evento Extremo I	61.28	7.20	28.11	34.84	0.00	0.00	0.00	-10.90	120.53
Evento Extremo Ia	61.28	7.20	28.11	34.84	0.00	0.00	0.00	-10.90	120.53
Servicio I	40.85	14.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		55.26

Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7		
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ		M _{Hu}
M _{Hn}	48.34	25.56	59.88	64.04	0.00	0.00	0.00		Total
Resistencia I	72.51	44.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		117.25
Resistencia Ia	72.51	44.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		117.25
Resistencia III	72.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		72.51
Resistencia IIIa	72.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		72.51
Evento Extremo I	72.51	12.78	59.88	64.04	0.00	0.00	0.00		209.22
Evento Extremo Ia	72.51	12.78	59.88	64.04	0.00	0.00	0.00		209.22
Servicio I	48.34	25.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		73.91

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} * 100$$

Excentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max} (=B/4)$

	V _L	H _L	M _L	M _H	X ₀	e	e _{max}	Margen de diseño %
Resistencia I	359.11	86.48	671.56	117.25	1.544	0.031	0.788	96.01
Resistencia Ia	235.15	86.48	442.32	117.25	1.382	0.193	0.788	75.54
Resistencia III	313.82	61.28	580.30	72.51	1.618	-0.043	0.788	105.47
Resistencia IIIa	235.15	61.28	442.32	72.51	1.573	0.002	0.788	99.70
Evento Extremo I	326.76	120.53	606.38	209.22	1.215	0.360	1.050	65.76
Evento Extremo Ia	248.09	120.53	468.39	209.22	1.045	0.530	1.050	49.49
Servicio I	262.74		484.49	73.91	1.563	0.012		

$$\text{donde } \% = (e_{\max} - e)/e_{\max} * 100$$

Deslizamiento

	V _L	u	F _r	Φ _s	Φ _s F _r	H _L	Margen de diseño %
Resistencia I	359.11	0.49	175.15	0.80	140.118	86.48	38.28
Resistencia Ia	235.15	0.49	114.69	0.80	91.754	73.88	19.48
Resistencia III	313.82	0.49	153.06	0.80	122.448	61.28	49.95
Resistencia IIIa	235.15	0.49	114.69	0.80	91.754	61.28	33.21
Evento Extremo I	326.76	0.49	159.37	1.00	159.371	120.53	24.37
Evento Extremo Ia	248.09	0.49	121.00	1.00	121.003	120.53	0.39

$$\text{donde } \% = (\Phi_s F_r - H_L)/(\Phi_s F_r) * 100$$



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ARIEL JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURALES Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 34322

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.00m

Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1)	(2)	σ_{max}	σ_{min}	Long.	σ_m	
	V_L/B	$6V_{L,c}/B^2$	(Mpa)	(Mpa)	Comprimida	(Mpa)	
Resistencia I	114.00	6.83	0.121	0.107	3.15	0.116	< 0.265
Resistencia Ia	74.65	27.39	0.102	0.047	3.15	0.085	< 0.265
Resistencia III	99.63	-8.18	0.091	0.108	3.15	0.097	< 0.265
Resistencia IIIa	74.65	0.34	0.075	0.074	3.15	0.075	< 0.265
Evento Extremo I	103.73	71.04	0.175	0.033	3.15	0.134	< 0.265
Evento Extremo Ia	78.76	79.56	0.158	0.000	3.13	0.119	< 0.265
Servicio I	83.41	1.95	0.085	0.081	3.15	0.084	< 2

DISEÑO

altura zapata = 0.55m $f_y = 420 \text{ MPa}$
 espesor garganta pantalla = 0.58m $f'_c = 21 \text{ MPa}$
 long punta = 0.30m recub = 0.05m
 long. Talon = 2.27m

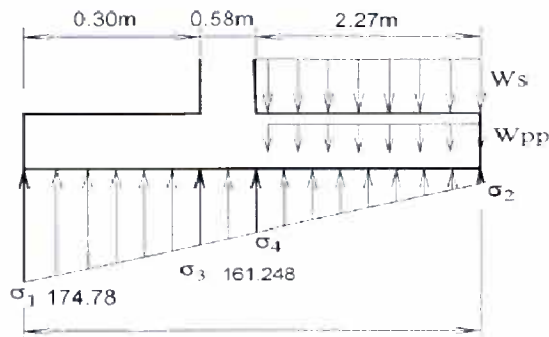
H = 3.55m

ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



L = 3.15m

d = 49.4 cm

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

para $M_u = 6.9 \text{ kN.m}$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento

$W_s = 57.00 \text{ kN/m}^2$ [$19 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m}$]
 $W_{pp} = 13.75 \text{ kN/m}^2$ [$25 \text{ kN/m}^2 \times 0.55 \text{ m}$]
 $q_u = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$
 $q_{u1} = 157.59 \text{ kN/m}^2$ [$-13.75 \times 1.25 + 174.78$]
 $q_{u3} = 144.06 \text{ kN/m}^2$ [$-13.75 \times 1.25 + 161.25$]

Diagrama de Fzas. Cortantes



45.2 kN

Diagrama de Mts. Flectores



6.9 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



157.59 kN/m

144.06 kN/m

$A_s = 0.33 \text{ cm}^2$

$1.2 M_{cr} = 174.7 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 9.57 \text{ cm}^2$

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	σ_{max}	σ_{min}	Long.	σ_d	R1d	x1	$0.85 \cdot d$	T	A_s
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	Comprimida	(kN/m ²)	(kN)	(m)	(x)	(kN)	(cm ²)
Resistencia I	120.83	107.18	3.150	118.90	45.69	0.223	0.420	24.29	0.64
Resistencia Ia	102.04	47.26	3.150	94.30	38.18	0.226	0.420	20.54	0.54
Resistencia III	91.45	107.80	3.150	93.76	33.56	0.221	0.420	17.69	0.47
Resistencia IIIa	74.99	74.31	3.150	74.89	27.84	0.223	0.420	14.76	0.39
Evento Extremo I	174.78	32.69	3.150	154.70	65.66	0.228	0.420	35.58	0.85

USE $A_{s_{prom}} = 5.21 \text{ cm}^2$

Familia	ϕ
ϕ (pulg)	1/2
sep(cm)	20.0 cm
Adisp(*)	6.33

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

HOB CONSULTORES S.A.

ING. FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

ESP. EN ESTUDIOS
ESTR. - GEP
CAJAMARCA
CIP N° 3261

ESP. EN ESTUDIOS
ESTR. - GEP
CAJAMARCA
CIP N° 3261

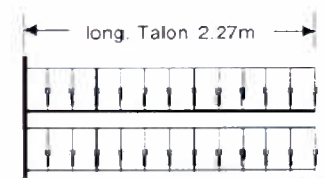


DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.00m

ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I



$$1m \times 11.4kN/m^2 \times 0.5 = 5.7 \text{ kN/m}$$

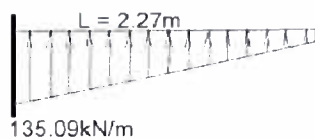
$$1m \times 3m \times 19kN/m^3 \times 1.35 = 76.95 \text{ kN/m}$$

$$Vu = 36.2 \text{ kN}$$

$$1m \times 0.55m \times 25kN/m^3 \times 1.25 = 17.188 \text{ kN/m}$$

Diagrama de Fzas. Cortantes

Diagrama de Mtos. Flectores



$$Mu = 85.1 \text{ kN.m}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

para $Mu = 85.1 \text{ kN.m}$ $As = 4.16 \text{ cm}^2$

USE Asprom = 6.86 cm²

Familia	ϕ_2
$\phi(\text{pulg})$	5/8
sep(cm)	25.0 cm
Adisp ^(*)	7.92

	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	Long. comprimida	σ_c (kN/m ²)	Md (kN.m)	As cm ²	As _{min} cm ²	As _{requer.} cm ²
Resistencia I	120.83	107.18	3.150	117.01	9.36	0.50	9.61	0.67
Resistencia Ia	102.04	47.26	3.150	86.74	23.07	1.24	9.61	1.66
Resistencia III	91.45	107.80	3.150	96.02	-25.09	-1.34	9.61	-1.34
Resistencia IIIa	74.99	74.31	3.150	74.80	-13.14	-0.71	9.61	-0.71
Evento Extremo I	174.78	32.69	3.150	135.08	85.07	4.16	9.61	5.54

Fisuración (SERVICIO I)

$$M = 17.09 \text{ kN.m}$$

$$As_{\text{dispuesto}} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$n = 8$$

$$x = 7.3 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = 124164.7 \text{ cm}^4$$

$$f_s = 46.15 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 0.500$$

$$\beta_s = 1.168$$

$$\text{Espac.máx} = 300 \text{ mm}$$

$$Es = 200000 \text{ Mpa}$$

$$Ec = 23168.34 \text{ MPa}$$

relación modular

profundidad del eje neutro

Momento de inercia de la sección fisurada

Esfuerzo actuante en el acero

para estructuras enterradas y en contacto con el agua

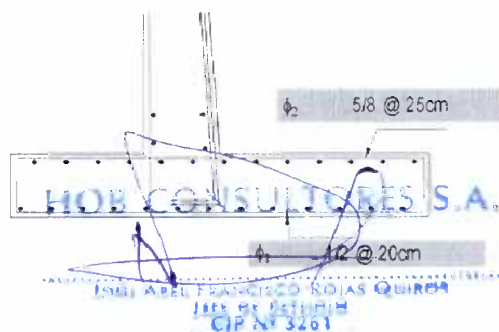
Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$$

$$As > 4.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

USE ϕ 3/8 @ 15cm



HOB CONSULTORES S.A.

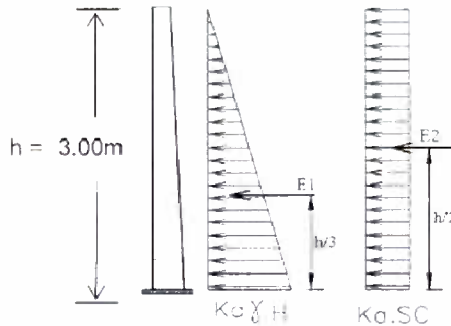
ING. CARLOS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP Nº 54322



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.00m

Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$$E_1 = 29.2 \text{ kN} \quad M_1 = 29.2 \text{ kN.m}$$

Por empuje de la sobrecarga

$$E_2 = 12.2 \text{ kN} \quad M_2 = 18.3 \text{ kN.m}$$

Por frenado

$$BR = 0.00 \text{ kN} \quad M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$$

Por retracción y fluencia

$$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN} \quad M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 47.43 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 71.9 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 3.67 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 36.961 \text{ kN}$$

Evento Extremo

Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c k j b}}$$

$$M = 47.43 \text{ kN.m}$$

$$n = E_s/E_c = 8$$

$$k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$$

$$j = 1 - k/3 = 0.905$$

$$\text{luego } d_{\min} = 20.90 \text{ cm}$$

peralte efectivo en garganta :

$$d = 52.21 \text{ cm} > d_{\min} \quad \text{OK}$$

kN.m/ml

Empuje relleno

Fza Momento

29.17 29.17

Empuje dinámico (M.O.)

20.08 36.14

Fuerza Inercial Muro

5.31 7.60

Fuerza Inercial Relleno

22.82 34.23

Empuje de la sobrecarga

12.17 18.26

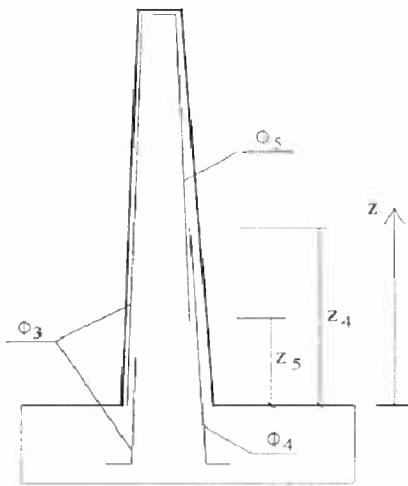
Fza. Horizontal externa

0.00 0.00

$$M_u = 124.3 \text{ kN.m}$$

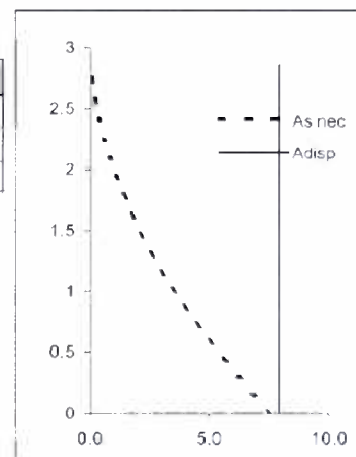
$$A_s = 5.74 \text{ cm}^2$$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinúan barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla.



Familia	Φ3	Φ4	Φ5
φ(pulg)	1/2	5/8	5/8
sep(cm)	25.0 cm	25.0 cm	25.0 cm
Adisp(*)	5.07	7.92	

Intervalo de armadura	
z4 (m)	3.75
z5 (m)	2.85



Comprobación a cortante

$$V_u = 61.809 \text{ kN}$$

$$d_v = 46.98563 \text{ cm}$$

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

$$\phi x (\times 10^3) = 0.967$$

$$s_{xe} = 469 \text{ mm}$$

$$\theta = 59$$

$$\beta = 1.25$$

$$V_c = 223.39 \quad \text{BIEN}$$

(Tamaño del agregado)

HOB CONSULTORES S.A.
ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

ESPEN ESTUDIOS
USP GEP
PUNTA

ESPEN ESTUDIOS
USP GEP
PUNTA



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

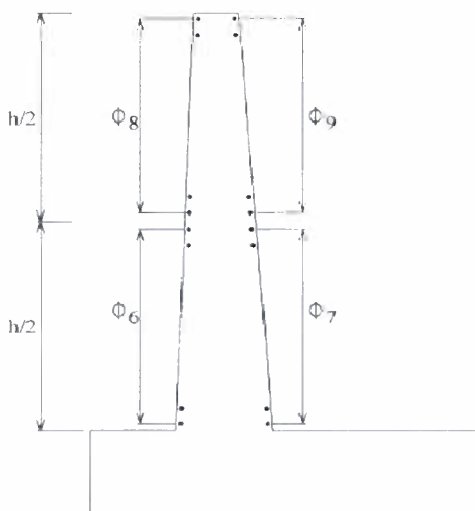
H-hz-h0 = 3.00m

Comprobación a Fisuración

$M = 47.43 \text{ kN.m}$
 $A_{s\text{dispuesto}} = 7.92 \text{ cm}^2$
 $n = 8$
 $x = 7.5 \text{ cm}$
 $I_{cr} = 140674.6 \text{ cm}^4$
 $f_s = 120.53 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 0.500$
 $\beta_s = 1.135$
 $\text{Espac.máx} = 30.0 \text{ cm}$

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$
 relación modular
 profundidad del eje neutro
 Momento de inercia de la sección fisurada
 Esfuerzo actuante en el acero

Resto de armadura



espesor promedio = 0.42m
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$	$\phi_8 + \phi_9$
Anec(*) (cm)	9.0	6.0
ϕ (in)	1/2	1/2
sep (cm)	25.0	25.0
Adisp (cm)	10.1	10.1

(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica

HOB CONSULTORES S.A.

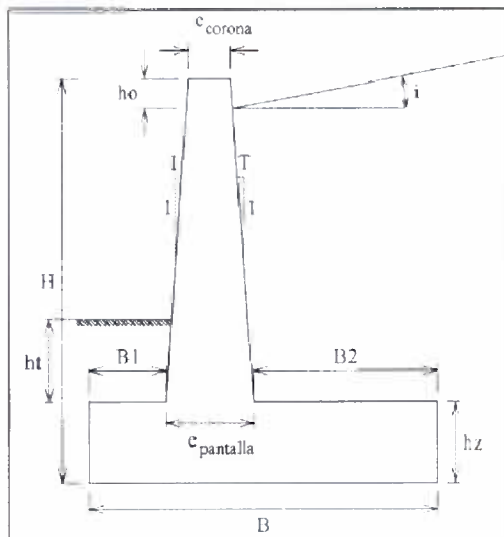
ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
 GER. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 54322

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m



$H = 4.35\text{m}$
 $B = 3.65\text{m}$
 $c_{\text{corona}} = 0.25\text{m}$
 $I = 0.1$
 $T = 0$
 $B1 = 0.30\text{m}$
 $hz = 0.55\text{m}$
 $c_{\text{pantalla}} = 0.63\text{m}$
 $B2 = 2.72\text{m}$
 $h_t = 0.00\text{m}$
 p.e. relleno = 19.0 kN/m^3
 p.e. concreto = 25.0 kN/m^3
 $\sigma_{\text{adm}} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$
 $h_0 = 0.30\text{m}$
 $\text{ángulo de fricción del relleno } \phi = 33^\circ$
 $\text{ángulo de inclinación del relleno } i = 20.00^\circ$
 $\text{ángulo relleno muro } \delta = 16.50^\circ$
 $\text{áng. fricción (terreno muro) } \phi_r = 26^\circ$
 $\text{Coeficiente de Aceleración} = 0.31$
 $\text{Coef. sísmico} = 0.155$
 $\text{coef } hz = 0.155$
 $\text{coef vert} = 0.078$
 $\text{coef. fricción } f = 0.49$
 $\text{Long. Muro (m)} = 1.00$

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.356$

$K_s = 2.810$

$\text{Empuje} = 0.5 \times 0.356 \times 19 \times 4.05^2 \times 1 = 55.455 \text{ kN}$

$E_h = 55.455 \times \cos(16.5) = 53.171 \text{ kN}$

$E_v = 55.455 \times \sin(16.5) = 15.75 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

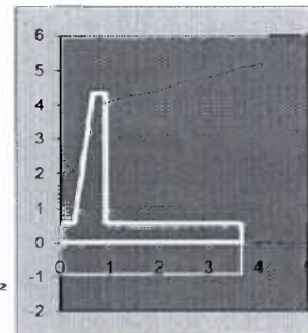
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic

Retaining Wall Height (mm)	h_{eq} (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	Forces on Surface
1500	1500	6000
3000	1050	6000
4500	600	6000

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

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



Cargas verticales y horizontales no factoradas

	Cargas verticales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
Items				
1 DC	Peso muro	91.99	1.312	120.70
2 EV	Peso relleno	206.46	2.346	484.39
3 DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4 LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5 EH	Comp. vert. Empuje	15.75	3.65	57.49
6 LS	SC sobre relleno	31.01	2.29	71.01
EV	Peso relleno en punta	0.00	0	0

	Cargas horizontales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
Items				
1 EH	Comp. hz Empuje	53.17	1.350	71.78
2 LS	Empuje por sobrecarga	16.43	2.025	33.27
3 EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	36.59	2.430	88.92
4 EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	46.26	2.120	98.09
5 BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6 CR+SH+TU	Fluenc. contrac. temp	0.00	0.000	0.00
7 EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRAJMOJANO LA ROSA TORO ROJAS
ESP. CULTURAL Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 34522



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRAJMOJANO LA ROSA TORO ROJAS

JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 34522





DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m

coef hz = 0.16
coef vert = 0.08

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

$k_{AE} = 0.6244$

β	0.00°
ϕ	33.00°
θ	9.54°
δ	16.50°
i	20.00°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE}$$

$E_{AE} = 89.76 \text{ kN}$

(EH) $E_{\text{activo}} = 53.17 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)
 $\Delta E = 36.59 \text{ kN}$ (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	Coefficiente de reposo					
	1.50	0.90	Coefficiente activo					

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales V_u (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V_u
V_n	91.99	206.46	0.00	0.00	15.75	31.01	Total
Resistencia I	114.98	278.72	0.00	0.00	23.63	54.26	471.60
Resistencia Ia	82.79	206.46	0.00	0.00	23.63	0.00	312.88
Resistencia III	114.98	278.72	0.00	0.00	23.63	0.00	417.33
Resistencia IIIa	82.79	206.46	0.00	0.00	23.63	0.00	312.88
Evento Extremo I	114.98	278.72	0.00	0.00	23.63	15.50	432.84
Evento Extremo Ia	82.79	206.46	0.00	0.00	23.63	15.50	328.38
Servicio I	91.99	206.46	0.00	0.00	15.75	31.01	345.21

Momento debido a V_u (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M_{V_u}
M_{V_n}	120.70	484.39	0.00	0.00	57.49	71.01		Total
Resistencia I	150.87	653.93	0.00	0.00	86.23	124.26		1015.30
Resistencia Ia	108.63	484.39	0.00	0.00	86.23	0.00		679.25
Resistencia III	150.87	653.93	0.00	0.00	86.23	0.00		891.04
Resistencia IIIa	108.63	484.39	0.00	0.00	86.23	0.00		679.25
Evento Extremo I	150.87	653.93	0.00	0.00	86.23	35.50		926.54
Evento Extremo Ia	108.63	484.39	0.00	0.00	86.23	35.50		714.76
Servicio I	120.70	484.39	0.00	0.00	57.49	71.01		733.59



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m

Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	EH (-)
H _n	53.17	16.43	36.59	46.26	0.00	0.00	0.00	-8.07
Resistencia I	79.76	28.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	108.51
Resistencia Ia	79.76	28.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	108.51
Resistencia III	79.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	79.76
Resistencia IIIa	79.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	79.76
Evento Extremo I	79.76	8.22	36.59	46.26	0.00	0.00	0.00	-10.90
Evento Extremo Ia	79.76	8.22	36.59	46.26	0.00	0.00	0.00	-10.90
Servicio I	53.17	16.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	69.60

Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M _{Hu}
M _{Hn}	71.78	33.27	88.92	98.09	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	107.67	58.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	165.90
Resistencia Ia	107.67	58.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	165.90
Resistencia III	107.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	107.67
Resistencia IIIa	107.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	107.67
Evento Extremo I	107.67	16.64	88.92	98.09	0.00	0.00	0.00	311.32
Evento Extremo Ia	107.67	16.64	88.92	98.09	0.00	0.00	0.00	311.32
Servicio I	71.78	33.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	105.05

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} \cdot 100$$

Excentricidad El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max}$ ($=B/4$)

	V _L	H _L	M _V	M _H	X _o	e	e _{máx}	Margen de diseño %
Resistencia I	471.60	108.51	1015.30	165.90	1.801	0.024	0.913	97.38
Resistencia Ia	312.88	108.51	679.25	165.90	1.641	0.184	0.913	79.81
Resistencia III	417.33	79.76	891.04	107.67	1.877	-0.052	0.913	105.71
Resistencia IIIa	312.88	79.76	679.25	107.67	1.827	-0.002	0.913	100.20
Evento Extremo I	432.84	159.92	926.54	311.32	1.421	0.404	1.217	66.83
Evento Extremo Ia	328.38	159.92	714.76	311.32	1.229	0.596	1.217	50.98
Servicio I	345.21		733.59	105.05	1.821	0.004		

donde $\% = (e_{\max} - e) / e_{\max} \cdot 100$

Deslizamiento

	V _L	u	F _r	Φ _s	Φ _s · F _r	H _L	Margen de diseño %
Resistencia I	471.60	0.49	230.01	0.80	184.010	108.51	41.03
Resistencia Ia	312.88	0.49	152.60	0.80	122.080	94.13	22.89
Resistencia III	417.33	0.49	203.55	0.80	162.837	79.76	51.02
Resistencia IIIa	312.88	0.49	152.60	0.80	122.080	79.76	34.67
Evento Extremo I	432.84	0.49	211.11	1.00	211.109	159.92	24.25
Evento Extremo Ia	328.38	0.49	160.16	1.00	160.161	159.92	

donde $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L) / (\Phi_s \cdot F_r) \cdot 100$



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m

Capacidad portante

$\sigma_{qH} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1) V_L/B	(2) $6V_{L,c}/B^2$	$\sigma_{\max}$ (Mpa)	$\sigma_{\min}$ (Mpa)	Long. Comprimida	σ_m (Mpa)	
Resistencia I	129.20	5.07	0.134	0.124	3.65	0.131	< 0.265
Resistencia Ia	85.72	25.96	0.112	0.060	3.65	0.095	< 0.265
Resistencia III	114.34	-9.79	0.105	0.124	3.65	0.111	< 0.265
Resistencia IIIa	85.72	-0.26	0.085	0.086	3.65	0.086	< 0.265
Evento Extremo I	118.59	78.68	0.197	0.040	3.65	0.152	< 0.265
Evento Extremo Ia	89.97	88.20	0.178	0.002	3.65	0.134	< 0.265
Servicio I	94.58	0.66	0.095	0.094	3.65	0.095	< 2

DISEÑO

altura zapata = 0.55m $f_y = 420 \text{ MPa}$
 espesor garganta pantalla = 0.63m $f_c = 21 \text{ MPa}$
 long punta = 0.30m recub = 0.05m
 long. Talon = 2.72m

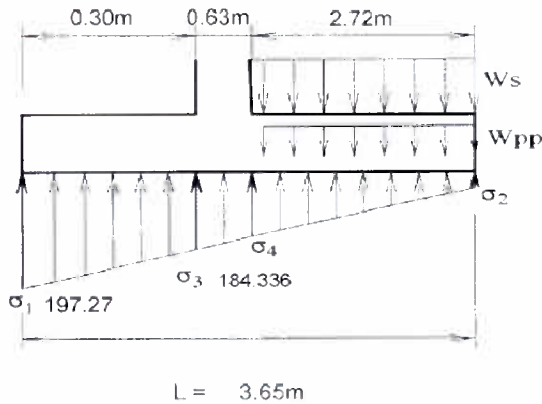
H = 4.05m

ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



$W_s = 66.50 \text{ kN/m}^2$ [$19 \text{ kN/m}^3 \times 3.5 \text{ m}$]
 $W_{pp} = 13.75 \text{ kN/m}^2$ [$25 \text{ kN/m}^3 \times 0.55 \text{ m}$]
 $qu = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$
 $qu1 = 180.08 \text{ kN/m}^2$ [$-13.75 \times 1.25 + 197.27$]
 $qu3 = 167.15 \text{ kN/m}^2$ [$-13.75 \times 1.25 + 184.34$]

Diagrama de Fzas. Cortantes



Diagrama de Mts. Flectores



Diagrama de presiones actuantes



$d = 49.4 \text{ cm}$ $A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - a/2)}$ $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

para $Mu = 7.9 \text{ kN.m}$

$A_s = 0.38 \text{ cm}^2$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento

$1.2 M_{cr} = 174.7 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 9.57 \text{ cm}^2$

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	Long. Comprimida	σ_d (kN/m ²)	R1d (kN)	x1 (m)	$0.85 \cdot d$ (x)	T (kN)	A_s (cm ²)
Resistencia I	134.28	124.13	3.650	133.01	53.28	0.229	0.420	29.08	0.77
Resistencia Ia	111.68	59.76	3.650	105.17	43.94	0.231	0.420	24.21	0.64
Resistencia III	104.55	124.13	3.650	107.00	40.53	0.228	0.420	21.98	0.58
Resistencia IIIa	85.46	85.98	3.650	85.52	33.45	0.229	0.420	18.22	0.48
Evento Extremo I	197.27	39.91	3.650	177.54	77.87	0.233	0.420	43.24	1.03

USE $As_{prom} = 5.30 \text{ cm}^2$

Familia	ϕ_1
ϕ (pulg)	1/2
sep(cm)	20.0
Adisp(*)	6.33

HOB CONSULTORES S.A.

ING. JUAN FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
CIP N° 54322

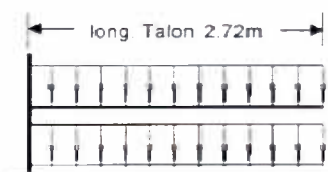


DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m

ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I

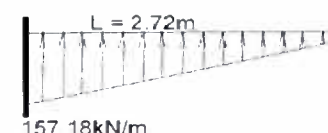


$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

$$1\text{m} \times 3.5\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 89.78\text{ kN/m}$$

$$V_u = 38.4\text{ kN}$$

$$1\text{m} \times 0.55\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 17.188\text{ kN/m}$$



$$M_u = 124.5\text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\text{para } M_u = 124.5\text{ kN.m}$$

$$A_s = 6.12\text{ cm}^2$$

$$\text{USE } 4/3 A_s = 8.15\text{ cm}^2$$

Familia	ϕ_2
ϕ (pulg)	5/8
sep(cm)	20.0 cm
Adisp ^(*)	9.90

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m ²)	$\sigma_{\text{mín}}$ (kN/m ²)	Long. omprimida	σ_d (kN/m ²)	Md (kN.m)	A_s cm ²	$A_{s\text{mín}}$ cm ²	$A_{s\text{requer.}}$ cm ²
Resistencia I	134.28	124.13	3.650	131.69	0.96	0.05	9.61	0.07
Resistencia Ia	111.68	59.76	3.650	98.45	23.01	1.24	9.61	1.65
Resistencia III	104.55	124.13	3.650	109.54	-45.50	-2.43	9.61	-2.43
Resistencia IIIa	85.46	85.98	3.650	85.59	-25.81	-1.38	9.61	-1.38
Evento Extremo I	197.27	39.91	3.650	157.17	124.55	6.12	9.61	8.16

Fisuración (SERVICIO I)

$$M = 17.04\text{ kN.m}$$

$$E_s = 200000\text{ Mpa}$$

$$A_{s\text{dispuesto}} = 9.90\text{ cm}^2$$

$$E_c = 23168.34\text{ MPa}$$

$$n = 8$$

relación modular

$$x = 8.1\text{ cm}$$

profundidad del eje neutro

$$I_{cr} = 151453.8\text{ cm}^4$$

Momento de inercia de la sección fisurada

$$f_s = 37.02\text{ MPa}$$

Esfuerzo actuante en el acero

$$\gamma_c = 0.500$$

para estructuras enterradas y en contacto con el agua

$$\beta_s = 1.168$$

$$\text{Espac.máx} = 300\text{ mm}$$

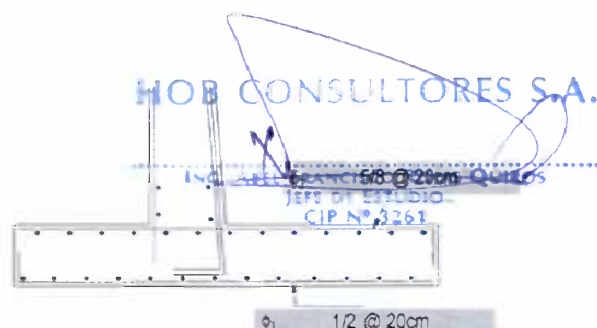
Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$$

$$A_s > 4.27\text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{USE } \phi \quad 3/8 @ 15\text{cm}$$



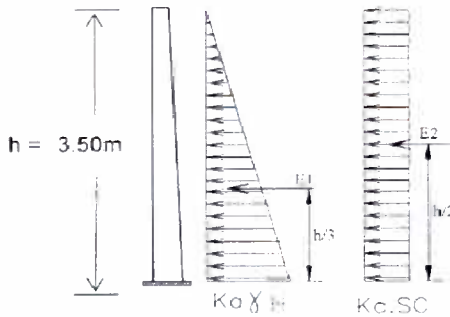
HOB CONSULTORES S.A.

ING. ARMANDO DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322ESP. EN ESTUDIOS
ING. GEOP
CIP N° 54322

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m

Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$$E_1 = 39.7 \text{ kN} \quad M_1 = 46.3 \text{ kN.m}$$

Por empuje de la sobrecarga

$$E_2 = 14.2 \text{ kN} \quad M_2 = 24.8 \text{ kN.m}$$

Por frenado

$$BR = 0.00 \text{ kN} \quad M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$$

Por retracción y fluencia

$$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN} \quad M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 71.18 \text{ kN.m}$$

$$Mu = 107.3 \text{ kN.m}$$

$$Nu = 45.719 \text{ kN}$$

$$As = 5.01 \text{ cm}^2$$

Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c k \cdot j \cdot b}}$$

$$M = 71.18$$

$$n = E_s/E_c = 8$$

$$k = n/(n + f_s/f_c) = 0.286$$

$$j = 1 - k/3 = 0.905$$

$$\text{luego } d_{\min} = 25.60 \text{ cm}$$

peralte efectivo en garganta :

$$d = 57.21 \text{ cm} > d_{\min} \quad \text{OK}$$

Evento Extremo

kN.m/m

Fza Momento

Empuje relleno 39.71 46.33

Empuje dinámico (M.O.) 27.33 57.39

Fuerza Inercial Muro 6.48 10.54

Fuerza Inercial Relleno 32.00 56.00

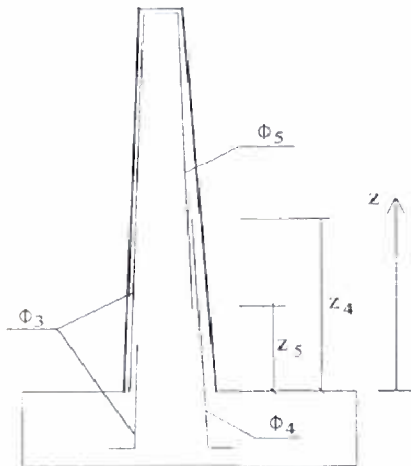
Empuje de la sobrecarga 14.20 24.85

Fza. Horizontal externa 0.00 0.00

$$Mu = 195.6 \text{ kN.m}$$

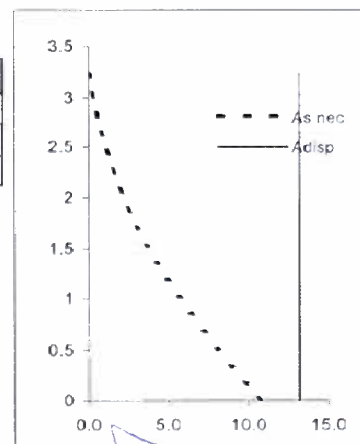
$$As = 8.28 \text{ cm}^2$$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinúan barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5
ϕ (pulg)	1/2	5/8	5/8
sep(cm)	30.0 cm	15.0 cm	15.0 cm
Adisp(*)	4.22	13.20	

Intervalo de armadura	
z_4 (m)	3.75
z_5 (m)	2.85



Comprobación a cortante

$$V_u = 80.194 \text{ kN}$$

$$d_v = 51.48563 \text{ cm}$$

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

$$\epsilon_x (\times 10^3) = 0.795$$

$$s_{xe} = 514 \text{ mm}$$

$$\theta = 59$$

$$\beta = 1.25$$

$$V_c = 244.78 \quad \text{BIEN}$$

(Tamaño del agregado)

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ADELFRANCO ROJAS QUIROS

JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ADELFRANCO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

EN ESTUDIO
GEP
CIP N° 3261



DISEÑO DE MURO DE CONTENCION

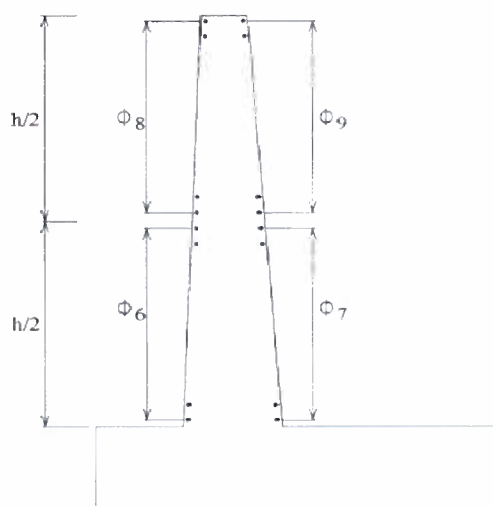
H-hz-h0 = 3.50m

Comprobación a Fisuración

M = 71.18 kN.m
As_{dispuesto} = 13.20 cm²
n = 8
x = 10.0 cm
I_{cr} = 268612.6 cm⁴
f_s = 100.11 MPa
γ_c = 0.500
β_s = 1.123
Espac.máx = 30.0 cm

Es = 200000 Mpa
Ec = 23168.34 MPa
relación modular
profundidad del eje neutro
Momento de inercia de la sección fisurada
Esfuerzo actuante en el acero

Resto de armadura



espesor promedio = 0.44m
cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	Φ ₆ + Φ ₇		Φ ₈ + Φ ₉	
Anec ^(*) (cm)	9.6		6.2	
φ(in)	1/2	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	25.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	10.1		10.1	

(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3251

HOB CONSULTORES S.A.

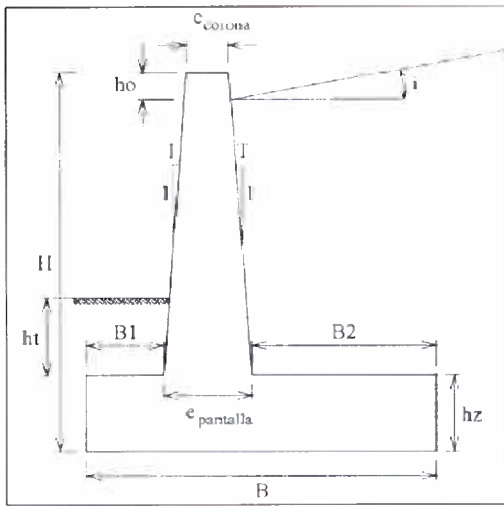
ING. ABEL FRANCISCO ROJAS TORO ROJAS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3251





DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.00m



H = 4.90m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 3.90m	ángulo de inclinación del relleno $i = 20.00^\circ$
$e_{corona} = 0.25m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng.fricción (terreno muro) $\phi_r = 27^\circ$
T = 0	Coefficiente de Aceleración = 0.31
B1 = 0.30m	
hz = 0.60m	
$e_{pantalla} = 0.68m$	Coef.sismico = 0.155
B2 = 2.92m	coef hz = 0.155
$h_1 = 0.00m$	coef vert = 0.078
p.e. relleno = 19.0 kN/m³	coef. fricción f = 0.51
p.e. concreto = 25.0 kN/m³	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	
Alt. Emp.pas = 0.60m	

Carga vertical permanente externa
Carga vertical variable externa
Carga sísmica horizontal externa

Carga (kN) Bra Hz (m) Bra Ver (m)

0 0 0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.356$

$K_s = 2.810$

$\text{Empuje} = 0.5 \times 0.356 \times 19 \times 4.6^2 \times 1 = 71.54 \text{ kN}$

$E_h = 71.54 \times \cos(16.5) = 68.594 \text{ kN}$

$E_v = 71.54 \times \sin(16.5) = 20.318 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

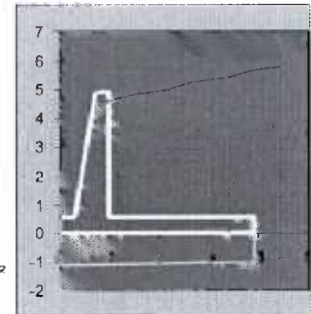
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	0.0 mm Distance from wall backface to edge of traffic	1000 mm or further
1500	1500	600
3000	1500	600
4500	600	600

use $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



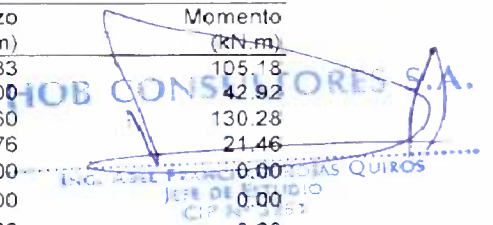
Cargas verticales y horizontales no factoradas

	Cargas verticales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC Peso muro	108.49	1.388	150.61
2	EV Peso relleno	251.40	2.497	627.77
3	DC Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH Comp.vert. Empuje	20.32	3.9	79.24
6	LS SC sobre relleno	33.29	2.44	81.22
	EV Peso relleno en punta	0.00	0	0

	Cargas horizontales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH Comp.hz Empuje	68.59	1.533	105.18
2	LS Empuje por sobrecarga	18.66	2.300	42.92
3	EQ Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	47.20	2.760	130.28
4	EQ Fuerza inercial del muro	16.82	1.276	21.46
5	BR Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU Fluenc. contrac.temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

HOB CONSULTORES S.A.

ING. JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322





DISEÑO DE MURO DE CONTENCION

H-hz-h0 = 4.00m

coef hz = 0.16

coef vert = 0.08

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\phi - \beta)} \right)^2}$$

$K_{AE} = 0.6244$

β	0.00°
ϕ	33.00°
θ	9.54°
δ	16.50°
α	20.00°

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

$E_{AE} = 115.80 \text{ kN}$

(EH) $E_{activo} = 68.59 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)
 $\Delta E = 47.20 \text{ kN}$ (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

1.50 0.90

Coefficiente de reposo

Coefficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

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	108.49	251.40	0.00	0.00	20.32	33.29	Total
Resistencia I	135.61	339.39	0.00	0.00	30.48	58.25	563.73
Resistencia Ia	97.64	251.40	0.00	0.00	30.48	0.00	379.52
Resistencia III	135.61	339.39	0.00	0.00	30.48	0.00	505.48
Resistencia IIIa	97.64	251.40	0.00	0.00	30.48	0.00	379.52
Evento Extremo I	135.61	339.39	0.00	0.00	30.48	16.64	522.12
Evento Extremo Ia	97.64	251.40	0.00	0.00	30.48	16.64	396.16
Servicio I	108.49	251.40	0.00	0.00	20.32	33.29	413.50

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}	150.61	627.77	0.00	0.00	79.24	81.22		Total
Resistencia I	188.27	847.49	0.00	0.00	118.86	142.14		1296.76
Resistencia Ia	135.55	627.77	0.00	0.00	118.86	0.00		882.18
Resistencia III	188.27	847.49	0.00	0.00	118.86	0.00		1154.62
Resistencia IIIa	135.55	627.77	0.00	0.00	118.86	0.00		882.18
Evento Extremo I	188.27	847.49	0.00	0.00	118.86	40.61		1195.23
Evento Extremo Ia	135.55	627.77	0.00	0.00	118.86	40.61		922.79
Servicio I	150.61	627.77	0.00	0.00	79.24	81.22		938.85

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.00m

Cargas horizontales H_u (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7		
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	EH (-)	H_u
H_n	68.59	18.66	47.20	16.82	0.00	0.00	0.00	-9.61	Total
Resistencia I	102.89	32.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		135.55
Resistencia Ia	102.89	32.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		135.55
Resistencia III	102.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		102.89
Resistencia IIIa	102.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		102.89
Evento Extremo I	102.89	9.33	47.20	16.82	0.00	0.00	0.00	-12.97	163.27
Evento Extremo Ia	102.89	9.33	47.20	16.82	0.00	0.00	0.00	-12.97	163.27
Servicio I	68.59	18.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		87.26

Momento debido a H_u (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7		
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M_{Hu}	
M_{Hn}	105.18	42.92	130.28	21.46	0.00	0.00	0.00	Total	
Resistencia I	157.77	75.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	232.88	
Resistencia Ia	157.77	75.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	232.88	
Resistencia III	157.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	157.77	
Resistencia IIIa	157.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	157.77	
Evento Extremo I	157.77	21.46	130.28	21.46	0.00	0.00	0.00	330.97	
Evento Extremo Ia	157.77	21.46	130.28	21.46	0.00	0.00	0.00	330.97	
Servicio I	105.18	42.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	148.10	

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} * 100$$

Excentricidad El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max}$ ($=B/4$)

	V_L	H_L	M_v	M_H	X_o	e	$e_{\max}$	Márgen de diseño %
Resistencia I	563.73	135.55	1296.76	232.88	1.887	0.063	0.975	93.56
Resistencia Ia	379.52	135.55	882.18	232.88	1.711	0.239	0.975	75.47
Resistencia III	505.48	102.89	1154.62	157.77	1.972	-0.022	0.975	102.27
Resistencia IIIa	379.52	102.89	882.18	157.77	1.909	0.041	0.975	95.77
Evento Extremo I	522.12	163.27	1195.23	330.97	1.655	0.295	1.300	77.33
Evento Extremo Ia	396.16	163.27	922.79	330.97	1.494	0.456	1.300	64.91
Servicio I	413.50		938.85	148.10	1.912	0.038		

$$\text{donde } \% = (e_{\max} - e)/e_{\max} * 100$$

Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s \cdot F_r$	H_L	Márgen de diseño %
Resistencia I	563.73	0.51	287.24	0.80	229.789	135.55	41.01
Resistencia Ia	379.52	0.51	193.37	0.80	154.699	119.22	22.93
Resistencia III	505.48	0.51	257.55	0.80	206.044	102.89	50.06
Resistencia IIIa	379.52	0.51	193.37	0.80	154.699	102.89	33.49
Evento Extremo I	522.12	0.51	266.04	1.00	266.035	163.27	38.63
Evento Extremo Ia	396.16	0.51	201.85	1.00	201.855	163.27	19.12

$$\text{donde } \% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L)/(\Phi_s \cdot F_r) * 100$$

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 34522

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3263

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 34522

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.00m

Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular
equivalente

	(1)	(2)	σ_{max}	σ_{min}	Long.	σ_m	
	V_L/B	$6V_{L,c}/B^2$	(Mpa)	(Mpa)	Comprimida	(Mpa)	
Resistencia I	144.55	13.97	0.159	0.131	3.90	0.149	< 0.265
Resistencia Ia	97.31	35.80	0.133	0.062	3.90	0.111	< 0.265
Resistencia III	129.61	-4.40	0.125	0.134	3.90	0.128	< 0.265
Resistencia IIIa	97.31	6.17	0.103	0.091	3.90	0.099	< 0.265
Evento Extremo I	133.88	60.70	0.195	0.073	3.90	0.158	< 0.265
Evento Extremo Ia	101.58	71.28	0.173	0.030	3.90	0.133	< 0.265
Servicio I	106.02	6.14	0.112	0.100	3.90	0.108	< 2

DISEÑO

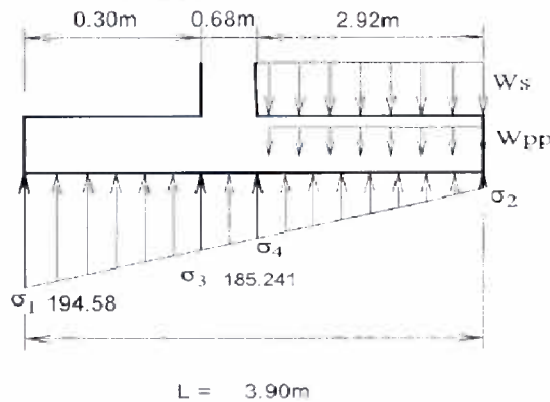
altura zapata = 0.60m
espesor garganta pantalla = 0.68m
long punta = 0.30m
long. Talon = 2.92m

$f_y = 420 \text{ MPa}$
 $f_c = 21 \text{ MPa}$
recub = 0.05m

H = 4.60m

ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible



Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno

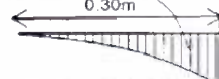
$W_s = 76.00 \text{ kN/m}^2$ [$19 \text{ kN/m}^2 \times 4 \text{ m}$]
 $W_{pp} = 15.00 \text{ kN/m}^2$ [$25 \text{ kN/m}^2 \times 0.6 \text{ m}$]
 $q_u = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$
 $q_{u1} = 175.83 \text{ kN/m}^2$ [$-15 \times 1.25 + 194.58$]
 $q_{u3} = 166.49 \text{ kN/m}^2$ [$-15 \times 1.25 + 185.24$]

Diagrama de Fzas. Cortantes



51.3 kN

Diagrama de Mtos. Flectores



7.8 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



175.83 kN/m

166.49 kN/m

d = 54.4 cm

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

para $M_u = 7.8 \text{ kN.m}$

$A_s = 0.34 \text{ cm}^2$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento

$1.2 M_{cr} = 207.9 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 10.34 \text{ cm}^2$

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	σ_{max}	σ_{min}	Long.	σ_d	R1d	x1	0.85*d	T	A_s
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	Comprimida	(kN/m ²)	(kN)	(m)	(x)	(kN)	(cm ²)
Resistencia I	158.51	130.58	3.900	155.15	64.90	0.236	0.462	33.12	0.88
Resistencia Ia	133.12	61.51	3.900	124.49	54.19	0.238	0.462	27.88	0.74
Resistencia III	125.21	134.01	3.900	126.27	50.28	0.235	0.462	25.51	0.67
Resistencia IIIa	103.48	91.14	3.900	102.00	41.94	0.236	0.462	21.38	0.57
Evento Extremo I	194.58	73.17	3.900	179.95	79.20	0.238	0.462	40.83	0.97

USE $A_{s_{prom}} = 5.66 \text{ cm}^2$

Familia	ϕ_1
ϕ (pulg)	1/2
sep(cm)	20.0 cm
Adisp(*)	6.33

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ADRIAN TEJERICO ROJAS QUIROS

FECHAS DE ESTUDIO

CIP 123456

FECHAS DE ESTUDIO

CIP 123456

FECHAS DE ESTUDIO

CIP 123456

FECHAS DE ESTUDIO

CIP 123456

FECHAS DE ESTUDIO

CIP 123456

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ADRIAN TEJERICO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

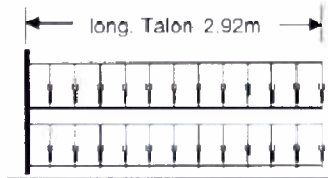
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

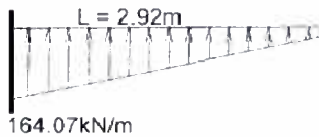
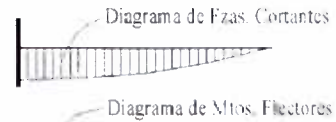
H-hz-h0 = 4.00m

ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I



$$\begin{aligned}
 1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 &= 5.7 \text{ kN/m} \\
 1\text{m} \times 4\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 &= 102.6 \text{ kN/m} \\
 V_u &= 24.6 \text{ kN} \\
 1\text{m} \times 0.6\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 &= 18.75 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 M_u &= 100.5 \text{ kN.m} \\
 A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \\
 \text{para } M_u &= 100.5 \text{ kN.m} \quad A_s = 4.46 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

USE $A_{smin} = 10.34 \text{ cm}^2$

Familia	ϕ_2
ϕ (pulg)	5/8
sep(cm)	15.0 cm
Adisp(*)	13.20

	σ_{max} (kN/m ²)	σ_{min} (kN/m ²)	Long. omprimida	σ_d (kN/m ²)	Md (kN.m)	A_s cm ²	A_{smin} cm ²	$A_{srequer.}$ cm ²
Resistencia I	158.51	130.58	3.900	151.49	15.98	0.78	10.38	1.04
Resistencia Ia	133.12	61.51	3.900	115.12	43.14	2.12	10.38	2.82
Resistencia III	125.21	134.01	3.900	127.42	-44.62	-2.17	10.38	-2.17
Resistencia IIIa	103.48	91.14	3.900	100.38	-20.13	-0.98	10.38	-0.98
Evento Extremo I	194.58	73.17	3.900	164.07	100.51	4.46	10.38	5.94

Fisuración (SERVICIO I)

$$\begin{aligned}
 M &= 31.96 \text{ kN.m} \\
 A_{sdispuesto} &= 13.20 \text{ cm}^2 \\
 n &= 8 \\
 x &= 9.7 \text{ cm} \\
 I_{cr} &= 239465.6 \text{ cm}^4 \\
 f_s &= 47.52 \text{ MPa} \\
 \gamma_c &= 0.500 \\
 \beta_s &= 1.153 \\
 \text{Espac.máx} &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$
 relación modular
 profundidad del eje neutro
 Momento de inercia de la sección fisurada
 Esfuerzo actuante en el acero
 para estructuras enterradas y en contacto con el agua

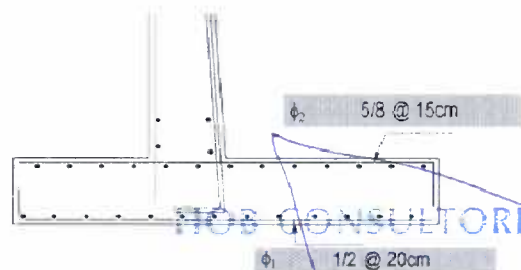


Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} \quad A_s > 4.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

USE $\phi \quad 1/2 @ 25\text{cm}$



HOB CONSULTORES S.A.

$\phi_1 \quad 1/2 @ 20\text{cm}$

ING. ARMANDO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

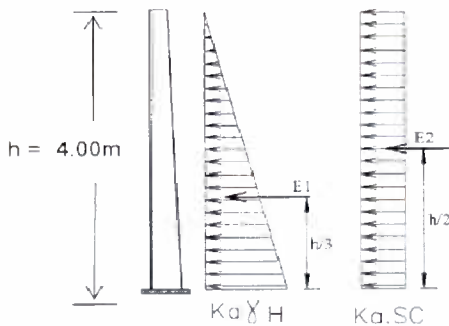
ING. ARMANDO ROJAS QUIROS
EXP. ESTRUCTURAL Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 31322



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.00m

Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$$E_1 = 51.9 \text{ kN} \quad M_1 = 69.2 \text{ kN.m}$$

Por empuje de la sobrecarga

$$E_2 = 16.2 \text{ kN} \quad M_2 = 32.5 \text{ kN.m}$$

Por frenado

$$BR = 0.00 \text{ kN} \quad M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$$

Por retracción y fluencia

$$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN} \quad M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 101.61 \text{ kN.m}$$

$$Mu = 152.5 \text{ kN.m}$$

$$As = 6.57 \text{ cm}^2$$

$$Nu = 55.219 \text{ kN}$$

Evento Extremo

Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$$

$$M = 101.61 \text{ kN.m/ml}$$

$$n = E_s/E_c = 8$$

$$k = n/(n + f_s/f_c) = 0.286$$

$$j = 1 - k/3 = 0.905$$

$$\text{luego } d_{\min} = 30.59 \text{ cm}$$

peralte efectivo en garganta :

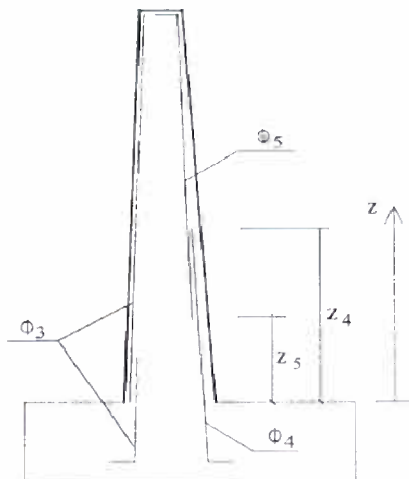
$$d = 62.21 \text{ cm} > d_{\min} \quad \text{OK}$$

Evento	Fza	Momento
Empuje relleno	51.87	69.16
Empuje dinámico (M.O.)	35.69	85.66
Fuerza Inercial Muro	7.75	14.09
	0.00	0.00
Empuje de la sobrecarga	16.23	32.46
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

$$Mu = 208.7 \text{ kN.m}$$

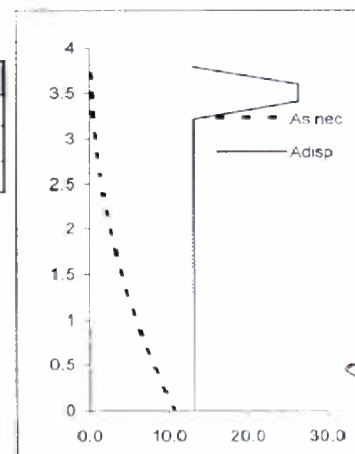
$$As = 8.11 \text{ cm}^2$$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5
ϕ (pulg)	1/2	5/8	5/8
sep(cm)	30.0 cm	15.0 cm	15.0 cm
Adisp(°)	4.22	13.20	

Intervalo de armadura	
z_4 (m)	3.70
z_5 (m)	2.80



Comprobación a cortante

$$Vu = 100.889 \text{ kN}$$

$$d_v = 55.98563 \text{ cm}$$

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

$$\alpha x (\times 10^3) = 1.042$$

$$s_{xe} = 559 \text{ mm}$$

$$\phi = 59$$

$$\beta = 1.25$$

$$Vc = 266.18 \quad \text{BIEN}$$

(Tamaño del agregado)

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ÁBEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322





DISEÑO DE MURO DE CONTENCION

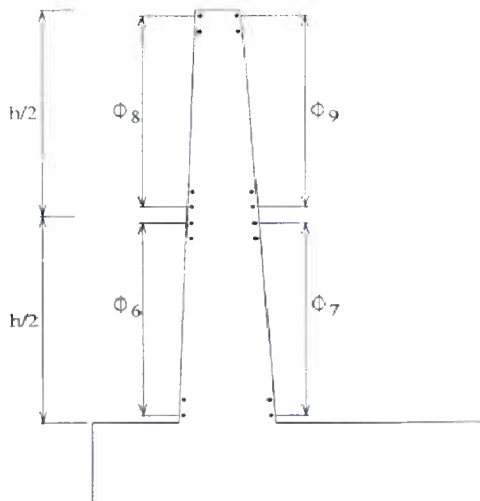
H-hz-h0 = 4.00m

Comprobación a Fisuración

$M = 101.61 \text{ kN.m}$
 $A_{s\text{dispuesto}} = 13.20 \text{ cm}^2$
 $n = 8$
 $x = 10.5 \text{ cm}$
 $I_{cr} = 320855.3 \text{ cm}^4$
 $f_s = 131.12 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 0.500$
 $\beta_s = 1.113$
 $\text{Espac.máx} = 30.0 \text{ cm}$

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$
 relación modular
 profundidad del eje neutro
 Momento de inercia de la sección fisurada
 Esfuerzo actuante en el acero

Resto de armadura



espesor promedio = 0.47m
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec(*) (cm)	10.3		6.4	
ϕ (in)	5/8	1/2	1/2	1/2
sep (cm)	25.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	13.0		10.1	

(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ASIEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3251

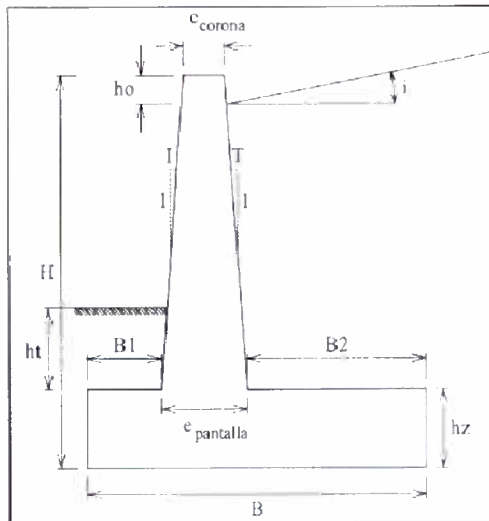
HOB CONSULTORES S.A.

ING. XERILY TUCUÑA LA ROSA TORO ROJAS
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 54322



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m



H = 5.40m ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 4.40m ángulo de inclinación del relleno $i = 20.00^\circ$
 $c_{corona} = 0.25m$ ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1 áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 27^\circ$
T = 0 Coeficiente de Aceleración = 0.31

B1 = 0.30m
hz = 0.60m
 $c_{panalla} = 0.73m$ Coef. sísmico = 0.155
B2 = 3.37m coef. hz = 0.155
 $h_t = 0.00m$ coef. vert = 0.078

p.e. relleno = 19.0 kN/m³ coef. fricción f = 0.51
p.e. concreto = 25.0 kN/m³ Long. Muro (m) 1.00
 $\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$

ho = 0.30m

Alt. Emp. pas = 0.60m

Carga (kN) Bra Hz (m) Bra Ver (m)

Carga vertical permanente externa

Carga vertical variable externa

Carga sísmica horizontal externa

Coef. sísmico = 0.155

coef. hz = 0.155

coef. vert = 0.078

coef. fricción f = 0.51

Long. Muro (m) 1.00

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.356$

$K_s = 2.810$

Empuje = $0.5 \times 0.356 \times 19 \times 5.1^2 \times 1 = 87.937 \text{ kN}$

$E_h = 87.937 \times \cos(16.5) = 84.316 \text{ kN}$

$E_v = 87.937 \times \text{seno}(16.5) = 24.975 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

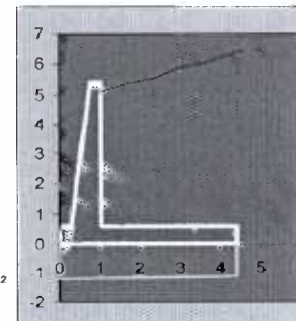
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic

Retaining Wall Height (mm)	h_{eq} (mm) Distance from wall backface to edge of traffic
1500	0.00 mm
3000	1500
4500	3000
6000	4500

use $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



Cargas verticales y horizontales no factoradas

	Cargas verticales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC Peso muro	124.80	1.524	190.21
2	EV Peso relleno	327.40	2.782	910.96
3	DC Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH Comp. vert. Empuje	24.98	4.4	109.89
6	LS SC sobre relleno	38.42	2.72	104.30
	EV Peso relleno en punta	0.00	0	0

	Cargas horizontales	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH Comp. hz. Empuje	84.32	1.700	143.34
2	LS Empuje por sobrecarga	20.69	2.550	52.76
3	EQ Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	58.02	3.060	177.55
4	EQ Fuerza inercial del muro + relleno	70.09	2.677	187.65
5	BR Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU Fluenc, contrac, temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00



HOB CONSULTORES S.A.

ING. JUAN TORO ROJAS QUIROS
ESTUDIO 3261



HOB CONSULTORES S.A.

ING. JUAN TORO ROJAS QUIROS
ESTUDIO 3261



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m

coef hz = 0.16

coef vert = 0.08

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\theta - \beta)} \right)^2}$$

$K_{AE} = 0.6244$

β	0.00°
ϕ	33.00°
θ	9.54°
δ	16.50°
$\delta + \beta$	20.00°

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

$E_{AE} = 142.34 \text{ kN}$

(EH) $E_{\text{activo}} = 84.32 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)

$\Delta E = 58.02 \text{ kN}$ (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

1.50 0.90

Coefficiente de reposo

Coefficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales V_u (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V_u
V_n	124.80	327.40	0.00	0.00	24.98	38.42	Total
Resistencia I	156.00	442.00	0.00	0.00	37.46	67.23	702.69
Resistencia Ia	112.32	327.40	0.00	0.00	37.46	0.00	477.19
Resistencia III	156.00	442.00	0.00	0.00	37.46	0.00	635.46
Resistencia IIIa	112.32	327.40	0.00	0.00	37.46	0.00	477.19
Evento Extremo I	156.00	442.00	0.00	0.00	37.46	19.21	654.67
Evento Extremo Ia	112.32	327.40	0.00	0.00	37.46	19.21	496.40
Servicio I	124.80	327.40	0.00	0.00	24.98	38.42	515.60

Momento debido a V_u (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M_{V_u}
M_{V_n}	190.21	910.96	0.00	0.00	109.89	104.30		Total
Resistencia I	237.76	1229.79	0.00	0.00	164.84	182.53		1814.92
Resistencia Ia	171.19	910.96	0.00	0.00	164.84	0.00		1246.98
Resistencia III	237.76	1229.79	0.00	0.00	164.84	0.00		1632.39
Resistencia IIIa	171.19	910.96	0.00	0.00	164.84	0.00		1246.98
Evento Extremo I	237.76	1229.79	0.00	0.00	164.84	52.15		1684.54
Evento Extremo Ia	171.19	910.96	0.00	0.00	164.84	52.15		1209.13
Servicio I	190.21	910.96	0.00	0.00	109.89	104.30		1315.36



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL TORO ROJAS

11/05/2017

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL TORO ROJAS

EN INGENIERIA Y OBRAS DE ARTE

CIP N° 54322



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m

Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7		
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	EH (-)	Hu
H _n	84.32	20.69	58.02	70.09	0.00	0.00	0.00	-9.61	Total
Resistencia I	126.47	36.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		162.68
Resistencia Ia	126.47	36.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		162.68
Resistencia III	126.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		126.47
Resistencia IIIa	126.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		126.47
Evento Extremo I	126.47	10.35	58.02	70.09	0.00	0.00	0.00	-12.97	251.96
Evento Extremo Ia	126.47	10.35	58.02	70.09	0.00	0.00	0.00	-12.97	251.96
Servicio I	84.32	20.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		105.01

Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7		
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M _{Hu}	
M _{Hn}	143.34	52.76	177.55	187.65	0.00	0.00	0.00	Total	
Resistencia I	215.01	92.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	307.34	
Resistencia Ia	215.01	92.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	307.34	
Resistencia III	215.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	215.01	
Resistencia IIIa	215.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	215.01	
Evento Extremo I	215.01	26.38	177.55	187.65	0.00	0.00	0.00	606.59	
Evento Extremo Ia	215.01	26.38	177.55	187.65	0.00	0.00	0.00	606.59	
Servicio I	143.34	52.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	196.10	

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} * 100$$

Excentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max} (=B/4)$

	V _L	H _L	M _v	M _H	X _o	c	e _{max}	Margen de diseño %
Resistencia I	702.69	162.68	1814.92	307.34	2.145	0.055	1.100	95.04
Resistencia Ia	477.19	162.68	1246.98	307.34	1.969	0.231	1.100	79.01
Resistencia III	635.46	126.47	1632.39	215.01	2.230	-0.030	1.100	102.77
Resistencia IIIa	477.19	126.47	1246.98	215.01	2.163	0.037	1.100	96.60
Evento Extremo I	654.67	251.96	1684.54	606.59	1.647	0.553	1.467	62.27
Evento Extremo Ia	496.40	251.96	1299.13	606.59	1.395	0.805	1.467	45.12
Servicio I	515.60		1315.36	196.10	2.171	0.029		

donde $\% = (e_{\max} - e)/e_{\max} * 100$

Deslizamiento

	V _L	u	F _r	Φ _s	Φ _s ·F _r	H _L	Margen de diseño %
Resistencia I	702.69	0.51	358.04	0.80	286.431	162.68	43.20
Resistencia Ia	477.19	0.51	243.14	0.80	194.511	162.68	16.36
Resistencia III	635.46	0.51	323.78	0.80	259.026	126.47	51.17
Resistencia IIIa	477.19	0.51	243.14	0.80	194.511	126.47	34.98
Evento Extremo I	654.67	0.51	333.57	1.00	333.570	251.96	24.47
Evento Extremo Ia	496.40	0.51	252.93	1.00	252.926	251.96	0.38

donde $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L) / (\Phi_s \cdot F_r) * 100$

HOB CONSULTORES S.A.

Margen de diseño

HOB CONSULTORES S.A.

ING. JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
E.N. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m

Capacidad portante

 $\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1) V_L/B	(2) $6V_{L,e}/B^2$	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (Mpa)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (Mpa)	Long. Comprimida	σ_m (Mpa)	
Resistencia I	159.70	11.88	0.172	0.148	4.40	0.164	< 0.265
Resistencia Ia	108.45	34.14	0.143	0.074	4.40	0.121	< 0.265
Resistencia III	144.42	-6.00	0.138	0.150	4.40	0.142	< 0.265
Resistencia IIIa	108.45	5.53	0.114	0.103	4.40	0.110	< 0.265
Evento Extremo I	148.79	112.29	0.261	0.036	4.40	0.199	< 0.265
Evento Extremo Ia	112.82	123.82	0.237	0.000	4.19	0.178	< 0.265
Servicio I	117.18	4.67	0.122	0.113	4.40	0.119	< 2

DISEÑO

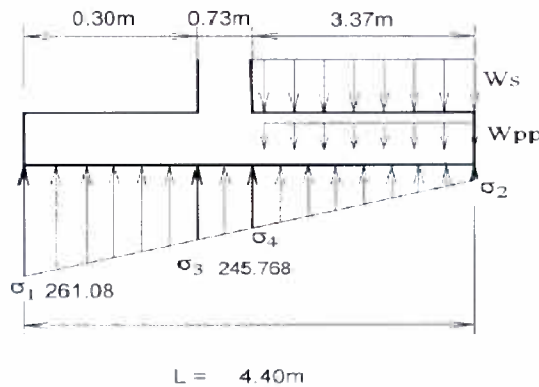
altura zapata = 0.60m
 espesor garganta pantalla = 0.73m
 long punta = 0.30m
 long. Talon = 3.37m

$f_y = 420 \text{ MPa}$
 $f_c = 21 \text{ MPa}$
 recub = 0.05m

H = 5.10m

ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible



$$d = 54.4 \text{ cm} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi_y(d-a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

para $M_u = 10.7 \text{ kN.m}$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento

Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno

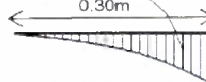
$$\begin{aligned} W_s &= 85.50 \text{ kN/m}^2 & [19 \text{ kN/m}^2 \times 4.5 \text{ m}] \\ W_{pp} &= 15.00 \text{ kN/m}^2 & [25 \text{ kN/m}^2 \times 0.6 \text{ m}] \\ qu &= \text{presión} - 1.25 \cdot W_{pp} \\ qu_1 &= 242.33 \text{ kN/m}^2 & [-15 \times 1.25 + 261.08] \\ qu_3 &= 227.02 \text{ kN/m}^2 & [-15 \times 1.25 + 245.77] \end{aligned}$$

Diagrama de Fzas. Cortantes



70.4 kN

Diagrama de Mts. Flectores



10.7 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



242.33 kN/m

227.02 kN/m

 $A_s = 0.47 \text{ cm}^2$ $1.2 M_{cr} = 207.9 \text{ kN.m}$ $A_{s_{cr}} = 10.34 \text{ cm}^2$

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (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)	A_s (cm ²)
Resistencia I	171.58	147.82	4.400	168.98	73.11	0.242	0.462	38.26	1.01
Resistencia Ia	142.60	74.31	4.400	135.11	60.48	0.244	0.462	31.87	0.84
Resistencia III	138.42	150.43	4.400	139.73	58.06	0.241	0.462	30.24	0.80
Resistencia IIIa	113.98	102.92	4.400	112.77	48.19	0.242	0.462	25.19	0.67
Evento Extremo I	261.08	36.50	4.400	236.45	110.98	0.246	0.462	58.94	1.40

USE $A_{s_{prom}} = 5.87 \text{ cm}^2$

Familia	ϕ_1
ϕ (pulg)	1/2
sep(cm)	20.0
Adisp(*)	6.33

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
 JEFE DE ESTUDIO
 CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERUS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
 ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
 CIP N° 54322

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m

ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I



$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

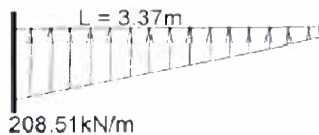
$$1\text{m} \times 4.5\text{m} \times 19\text{kN/m}^2 \times 1.35 = 115.43\text{ kN/m}$$

$$V_u = 58.5\text{ kN}$$

$$1\text{m} \times 0.6\text{m} \times 25\text{kN/m}^2 \times 1.25 = 18.75\text{ kN/m}$$

Diagrama de Efas. Cortantes

Diagrama de Mtos. Flectores



$$M_u = 261.4\text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\text{para } M_u = 261.4\text{ kN.m} \quad A_s = 11.79\text{ cm}^2$$

USE $A_s = 11.79\text{ cm}^2$

Familia	ϕ_2
ϕ (pulg)	5/8
sep(cm)	15.0 cm
Adisp(*)	13.20

	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	Long. comprimida	σ_d (kN/m ²)	Md (kN.m)	A_s cm ²	$A_{s_{\min}}$ cm ²	$A_{s_{\text{requer}}}$ cm ²
Resistencia I	171.58	147.82	4.400	166.02	1.35	0.07	10.38	0.09
Resistencia Ia	142.60	74.31	4.400	126.61	41.21	2.02	10.38	2.69
Resistencia III	138.42	150.43	4.400	141.23	-74.88	-3.63	10.38	-3.63
Resistencia IIIa	113.98	102.92	4.400	111.39	-38.31	-1.86	10.38	-1.86
Evento Extremo I	261.08	36.50	4.400	208.51	261.44	11.79	10.38	11.79

Fisuración (SERVICIO I)

$$M = 30.53\text{ kN.m}$$

$$A_{s_{\text{dispuesto}}} = 13.20\text{ cm}^2$$

$$n = 8$$

$$x = 9.7\text{ cm}$$

$$I_{cr} = 239465.6\text{ cm}^4$$

$$f_s = 45.39\text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 0.500$$

$$\beta_s = 1.153$$

$$\text{Espac. máx} = 300\text{ mm}$$

$$E_s = 200000\text{ Mpa}$$

$$E_c = 23168.34\text{ MPa}$$

relación modular

profundidad del eje neutro

Momento de inercia de la sección fisurada

Esfuerzo actuante en el acero

para estructuras enterradas y en contacto con el agua

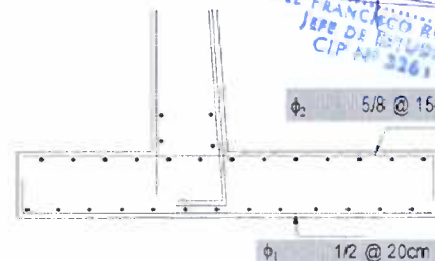
Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$$

$$A_s > 4.71\text{ cm}^2/\text{m}$$

USE ϕ 1/2 @ 25cm



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ARTE FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

ϕ_2 5/8 @ 15cm

ϕ_1 1/2 @ 20cm

ESPEN ESTUDIOS
GEP
CIP N° 54322

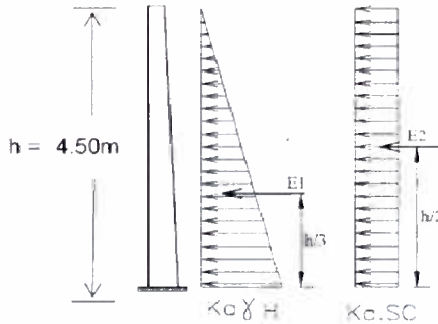
HOB CONSULTORES S.A.

ING. ARTE FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m

Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$$E_1 = 65.6 \text{ kN} \quad M_1 = 98.5 \text{ kN.m}$$

Por empuje de la sobrecarga

$$E_2 = 18.3 \text{ kN} \quad M_2 = 41.1 \text{ kN.m}$$

Por frenado

$$BR = 0.00 \text{ kN} \quad M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$$

Por retracción y fluencia

$$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN} \quad M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 139.54 \text{ kN.m}$$

$$Mu = 208.6 \text{ kN.m}$$

$$Nu = 65.461 \text{ kN}$$

$$As = 8.35 \text{ cm}^2$$

Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c k j b}}$$

$$M = 139.54 \text{ kN.m/ml}$$

$$n = E_s/E_c = 8$$

$$k = n(n+f_s/f_c) = 0.286$$

$$j = 1 - k/3 = 0.905$$

$$\text{luego } d_{\min} = 35.85 \text{ cm}$$

peralte efectivo en garganta :

$$d = 67.05 \text{ cm} > d_{\min} \quad \text{OK}$$

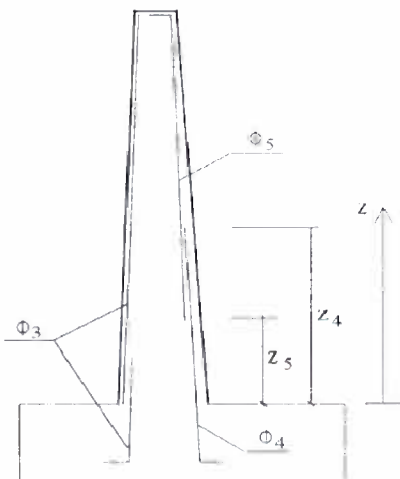
Evento Extremo

	Fza	Momento
Empuje relleno	65.64	98.47
Empuje dinámico (M.O.)	45.17	121.97
Fuerza Inercial Muro	9.11	18.30
Fuerza Inercial Relleno	50.75	114.18
Empuje de la sobrecarga	18.26	41.08
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

$$Mu = 401.6 \text{ kN.m}$$

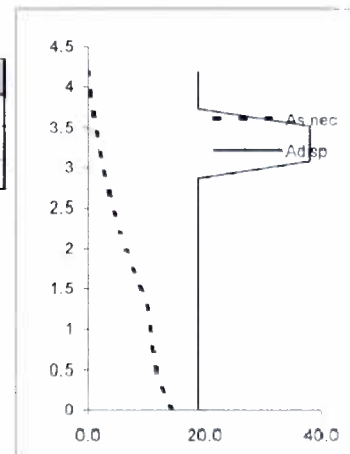
$$As = 14.64 \text{ cm}^2$$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinúan barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla.



Familia	Φ3	Φ4	Φ5
Φ(pulg)	1/2	3/4	3/4
sep(cm)	30.0 cm	15.0 cm	15.0 cm
Adisp(*)	4.22	19.00	

Intervalo de armadura	
z4 (m)	3.65
z5 (m)	2.45



Comprobación a cortante

$$Vu = 123.894 \text{ kN}$$

$$dv = 60.34275 \text{ cm}$$

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

$$\epsilon_x (\times 10^3) = 0.921$$

$$s_{xe} = 603 \text{ mm}$$

$$\theta = 59$$

$$\beta = 1.25$$

$$Vc = 286.89 \quad \text{BIEN}$$

(Tamaño del agregado)

HOB CONSULTORES S.A.
INC. ARIEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

INC. JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
EXP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

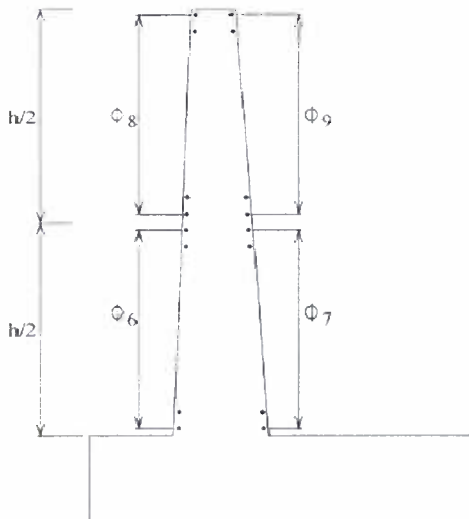
H-hz-h0 = 4.50m

Comprobación a Fisuración

M = 139.54 kN.m
As_{dispuesto} = 19.00 cm²
n = 8
x = 12.8 cm
I_{cr} = 517284.5 cm⁴
fs = 116.99 MPa
γ_c = 0.500
β_s = 1.105
Espac.máx = 30.0 cm

Es = 200000 Mpa
Ec = 23168.34 MPa
relación modular
profundidad del eje neutro
Momento de inercia de la sección fisurada
Esfuerzo actuante en el acero

Resto de armadura



espesor promedio = 0.49m
cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	Φ ₆ + Φ ₇		Φ ₈ + Φ ₉	
Anec ^(*) (cm)	11.0		6.7	
φ (in)	5/8	1/2	1/2	1/2
sep (cm)	25.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	13.0		10.1	

(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ARIEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

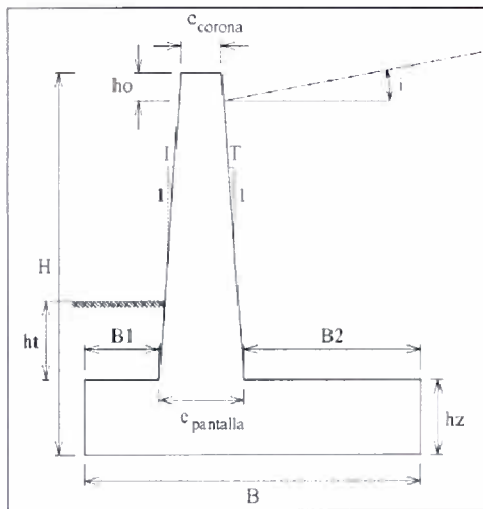
HOB CONSULTORES S.A.

ING. ARIEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261



DISEÑO DE MURO DE CONTENCION

H-hz-h0 = 5.00m



H = 5.95m

ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$

B = 4.85m

ángulo de inclinación del relleno $i = 20.00^\circ$

c_corona = 0.25m

ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$

I = 0.1

áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 27^\circ$

T = 0

Coeficiente de Aceleración = 0.31

B1 = 0.30m

hz = 0.65m

c_pantalla = 0.78m

Coef. sísmico = 0.155

B2 = 3.77m

coef hz = 0.155

h_t = 0.00m

coef vert = 0.078

p.e. relleno = 19.0 kN/m³

coef. fricción $f = 0.51$

p.e. concreto = 25.0 kN/m³

Long. Muro (m) 1.00

 $\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$

h0 = 0.30m

Alt. Emp.pas = 0.65m

Carga
(kN)Bra Hz
(m)Bra Ver
(m)

Carga vertical permanente externa

Carga vertical variable externa

0

Carga sísmica horizontal externa

0

0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

Ka = 0.356

Ks = 2.810

Empuje = $0.5 \times 0.356 \times 19 \times 5.65^2 \times 1 = 107.927 \text{ kN}$ Eh = $107.927 \times \cos(16.5) = 103.482 \text{ kN}$ Ev = $107.927 \times \text{seno}(16.5) = 30.653 \text{ kN}$

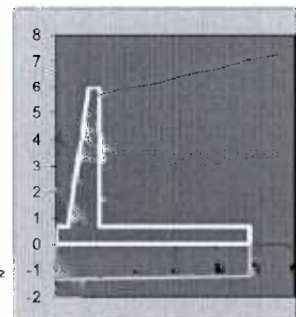
Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic

Retaining Wall Height (mm)	h _{eq} (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	Further
1500	1500	600
3000	1500	600
4500	1500	600

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

presión generada por la carga viva

 $W_L = h_{eq} \times \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$ 

Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza	Brazo	Momento
Items			(kN)	(m)	(kN.m)
1	DC	Peso muro	147.05	1.671	245.69
2	EV	Peso relleno	407.29	3.041	1238.51
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	30.65	4.85	148.67
6	LS	SC sobre relleno	42.98	2.97	127.43
	EV	Peso relleno en punta	0.00	0	0

Cargas horizontales			Fuerza	Brazo	Momento
Items			(kN)	(m)	(kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	103.48	1.883	194.89
2	LS	Empuje por sobrecarga	22.92	2.825	64.76
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	71.21	3.390	241.41
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	85.92	2.973	255.46
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AERIS JUAN DE LA ROSA TORO ROJAS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

DISEÑO DE MURO DE CONTENCION

H-hz-h0 = 5.00m

coef hz = 0.16

coef vert = 0.08

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\phi - \beta)} \right)^2}$$

$K_{AE} = 0.6244$

β	0.00°
ϕ	33.00°
θ	9.54°
δ	10.50°
$\phi - \theta - \beta$	20.00°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad E_{AE} = 174.70 \text{ kN}$$

(EH) $E_{\text{activo}} = 103.48 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)
 $\Delta E = 71.21 \text{ kN}$ (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
1.50 0.90

Coefficiente de reposo
Coefficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones

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	147.05	407.29	0.00	0.00	30.65	42.98	Total
Resistencia I	183.81	549.85	0.00	0.00	45.98	75.21	854.85
Resistencia Ia	132.35	407.29	0.00	0.00	45.98	0.00	585.62
Resistencia III	183.81	549.85	0.00	0.00	45.98	0.00	779.64
Resistencia IIIa	132.35	407.29	0.00	0.00	45.98	0.00	585.62
Evento Extremo I	183.81	549.85	0.00	0.00	45.98	21.49	801.13
Evento Extremo Ia	132.35	407.29	0.00	0.00	45.98	21.49	607.11
Servicio I	147.05	407.29	0.00	0.00	30.65	42.98	627.97

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}	245.69	1238.51	0.00	0.00	148.67	127.43		Total
Resistencia I	307.12	1671.98	0.00	0.00	223.00	223.00		2425.10
Resistencia Ia	221.13	1238.51	0.00	0.00	223.00	0.00		1682.63
Resistencia III	307.12	1671.98	0.00	0.00	223.00	0.00		2202.10
Resistencia IIIa	221.13	1238.51	0.00	0.00	223.00	0.00		1682.63
Evento Extremo I	307.12	1671.98	0.00	0.00	223.00	63.71		2266.82
Evento Extremo Ia	221.13	1238.51	0.00	0.00	223.00	63.71		1746.35
Servicio I	245.69	1238.51	0.00	0.00	148.67	127.43		1760.30



HOB CONSULTORES S.A.

ING. FRANCISCO ROJAS QUIROS
FEB 2014
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. FRANCISCO ROJAS QUIROS
FEB 2014
CIP N° 3261



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.00m

Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7		
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	EH (-)	H _u
H _n	103.48	22.92	71.21	85.92	0.00	0.00	0.00	-11.28	Total
Resistencia I	155.22	40.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		195.34
Resistencia Ia	155.22	40.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		195.34
Resistencia III	155.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		155.22
Resistencia IIIa	155.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		155.22
Evento Extremo I	155.22	11.46	71.21	85.92	0.00	0.00	0.00	-15.23	308.60
Evento Extremo Ia	155.22	11.46	71.21	85.92	0.00	0.00	0.00	-15.23	308.60
Servicio I	103.48	22.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		126.40

Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7		
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ		M _{Hu}
M _{Hn}	194.89	64.76	241.41	255.46	0.00	0.00	0.00		Total
Resistencia I	292.34	113.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		405.66
Resistencia Ia	292.34	113.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		405.66
Resistencia III	292.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		292.34
Resistencia IIIa	292.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		292.34
Evento Extremo I	292.34	32.38	241.41	255.46	0.00	0.00	0.00		821.58
Evento Extremo Ia	292.34	32.38	241.41	255.46	0.00	0.00	0.00		821.58
Servicio I	194.89	64.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		259.65

Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} * 100$$

Excentricidad El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad, $e_{\max} (=B/4)$

	V _L	H _L	M _v	M _H	X ₀	e	e _{max}	Margen de diseño %
Resistencia I	854.85	195.34	2425.10	405.66	2.362	0.063	1.213	94.83
Resistencia Ia	585.62	195.34	1682.63	405.66	2.181	0.244	1.213	79.84
Resistencia III	779.64	155.22	2202.10	292.34	2.450	-0.025	1.213	102.02
Resistencia IIIa	585.62	155.22	1682.63	292.34	2.374	0.051	1.213	95.80
Evento Extremo I	801.13	308.60	2265.82	821.58	1.803	0.622	1.617	61.51
Evento Extremo Ia	607.11	308.60	1746.35	821.58	1.523	0.902	1.617	44.22
Servicio I	627.97		1760.30	259.65	2.390	0.035		

donde $\% = (e_{\max} - e)/e_{\max} * 100$

Deslizamiento

	V _L	u	F _r	Φ _s	Φ _s ·F _r	H _L	Margen de diseño %
Resistencia I	854.85	0.51	435.57	0.80	348.454	195.34	43.94
Resistencia Ia	585.62	0.51	298.39	0.80	238.710	195.34	18.1701
Resistencia III	779.64	0.51	397.25	0.80	317.797	155.22	51.16
Resistencia IIIa	585.62	0.51	298.39	0.80	238.710	155.22	34.97
Evento Extremo I	801.13	0.51	408.20	1.00	408.195	308.60	24.40
Evento Extremo Ia	607.11	0.51	309.34	1.00	309.337	308.60	0.24

donde $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L)/(\Phi_s \cdot F_r) * 100$



HOB CONSULTORES S.A.

Margen de diseño

%

ING. AJL. ENCISO ROSA QUIROS

18/1701 Estudio

CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. AYLLA ENCISO ROSA QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.00m

Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1)	(2)	σ_{max}	σ_{min}	Long	σ_m	
	V_L/B	$6V_L c/B^2$	(Mpa)	(Mpa)	Comprímida	(Mpa)	
Resistencia I	176.26	13.66	0.190	0.163	4.85	0.181	< 0.265
Resistencia Ia	120.75	36.51	0.157	0.084	4.85	0.134	< 0.265
Resistencia III	160.75	-4.88	0.156	0.166	4.85	0.159	< 0.265
Resistencia IIIa	120.75	7.61	0.128	0.113	4.85	0.123	< 0.265
Evento Extremo I	165.18	127.16	0.292	0.038	4.85	0.222	< 0.265
Evento Extremo Ia	125.18	139.65	0.266	0.000	4.57	0.199	< 0.265
Servicio I	129.48	5.66	0.135	0.124	4.85	0.131	< 2

DISEÑO

altura zapata = 0.65m
espesor garganta pantalla = 0.78m
long punta = 0.30m
long. Talon = 3.77m

$f_y = 420 \text{ MPa}$
 $f_c = 21 \text{ MPa}$
recub = 0.05m

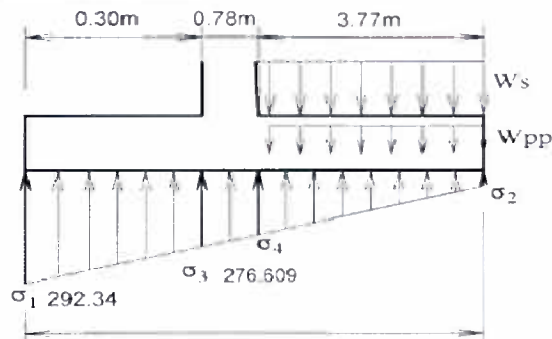
H = 5.65m

ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



d = 59.4 cm

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

para $M_u = 12.0 \text{ kN.m}$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento

$A_s = 0.48 \text{ cm}^2$

$1.2M_{cr} = 244.0 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 11.11 \text{ cm}^2$

$W_s = 95.00 \text{ kN/m}^2$ [$19 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m}$]
 $W_{pp} = 16.25 \text{ kN/m}^2$ [$25 \text{ kN/m}^2 \times 0.65 \text{ m}$]
 $qu = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$
 $qu1 = 272.03 \text{ kN/m}^2$ [$-16.25 \times 1.25 + 292.34$]
 $qu3 = 256.30 \text{ kN/m}^2$ [$-16.25 \times 1.25 + 276.61$]

Diagrama de Fzas. Cortantes



79.2 kN

Diagrama de Mts. Flectores



12.0 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



272.03 kN/m

256.3 kN/m

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	σ_{max}	σ_{min}	Long.	σ_d	R1d	x1	0.85*d	T	As
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	Comprímida	(kN/m ²)	(kN)	(m)	(x)	(kN)	(cm ²)
Resistencia I	189.92	162.59	4.850	187.13	83.27	0.248	0.505	40.93	1.08
Resistencia Ia	157.26	84.23	4.850	149.81	68.76	0.250	0.505	34.01	0.90
Resistencia III	155.87	165.63	4.850	156.86	67.35	0.247	0.505	32.97	0.87
Resistencia IIIa	128.36	113.14	4.850	126.80	55.91	0.248	0.505	27.47	0.73
Evento Extremo I	292.34	38.03	4.850	266.38	128.23	0.252	0.505	63.91	1.52

USE $A_{s_{prom}} = 6.32 \text{ cm}^2$

Familia	ϕ_1
$\phi(\text{pul})$	1/2
sep(cm)	20.0 cm
Adisp(*)	6.33

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

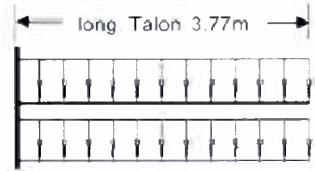
ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
EN ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.00m

ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I

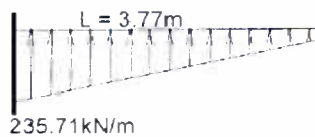


$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

$$1\text{m} \times 5\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 128.25\text{ kN/m}$$

$$V_u = 65.6\text{ kN}$$

$$1\text{m} \times 0.65\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 20.313\text{ kN/m}$$



$$M_u = 357.7\text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\text{para } M_u = 357.7\text{ kN.m} \quad A_s = 14.88\text{ cm}^2$$

USE $A_s = 14.88\text{ cm}^2$

Familia	ϕ_2
$\phi(\text{pulg})$	3/4
sep(cm)	15.0 cm
Adisp(*)	19.00

	$\sigma_{\max}$ (kN/m^2)	$\sigma_{\min}$ (kN/m^2)	Long. comprimida	σ_d (kN/m^2)	Md (kN.m)	A_s cm^2	$A_{s\min}$ cm^2	$A_{s\text{requer.}}$ cm^2
Resistencia I	189.92	162.59	4.850	183.84	-8.26	-0.37	11.19	-0.37
Resistencia Ia	157.26	84.23	4.850	141.00	45.99	2.07	11.19	2.76
Resistencia III	155.87	165.63	4.850	158.04	-103.33	-4.59	11.19	-4.59
Resistencia IIIa	128.36	113.14	4.850	124.97	-52.98	-2.36	11.19	-2.36
Evento Extremo I	292.34	38.03	4.850	235.71	357.76	14.88	11.19	14.88

Fisuración (SERVICIO I)

$$M = 34.07\text{ kN.m}$$

$$E_s = 200000\text{ Mpa}$$

$$A_{s\text{dispuesto}} = 19.00\text{ cm}^2$$

$$E_c = 23168.34\text{ MPa}$$

$$n = 8$$

relación modular

$$x = 12.0\text{ cm}$$

profundidad del eje neutro

$$I_{cr} = 393392.8\text{ cm}^4$$

Momento de inercia de la sección fisurada

$$f_s = 32.59\text{ MPa}$$

Esfuerzo actuante en el acero

$$\gamma_c = 0.500$$

para estructuras enterradas y en contacto con el agua

$$\beta_s = 1.144$$

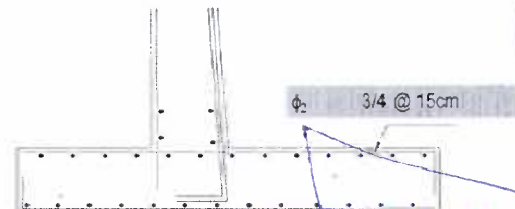
$$\text{Espac.máx} = 300\text{ mm}$$

Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$$

$$A_s > 5.12\text{ cm}^2/\text{m}$$

USE $\phi \quad 1/2 @ 20\text{cm}$ 

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

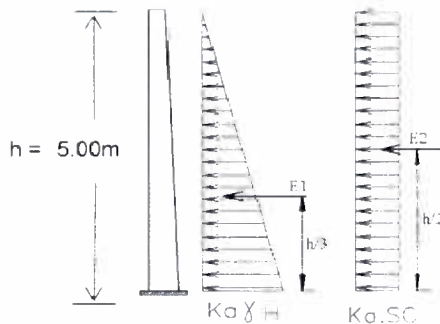
HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
ESP. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 3261

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.00m

Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$$E_1 = 81.0 \text{ kN} \quad M_1 = 135.1 \text{ kN.m}$$

Por empuje de la sobrecarga

$$E_2 = 20.3 \text{ kN} \quad M_2 = 50.7 \text{ kN.m}$$

Por frenado

$$BR = 0.00 \text{ kN} \quad M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$$

Por retracción y fluencia

$$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN} \quad M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 185.78 \text{ kN.m}$$

$$Mu = 276.8 \text{ kN.m}$$

$$Nu = 76.445 \text{ kN}$$

$$As = 10.34 \text{ cm}^2$$

Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c k j}}$$

$$M = 185.78 \text{ kN.m/ml}$$

$$n = E_s/E_c = 8$$

$$k = n(n+f_s/f_c) = 0.286$$

$$j = 1 - k/3 = 0.905$$

$$\text{luego } d_{\min} = 41.37 \text{ cm}$$

peralte efectivo en garganta :

$$d = 72.05 \text{ cm} > d_{\min} \quad \text{OK}$$

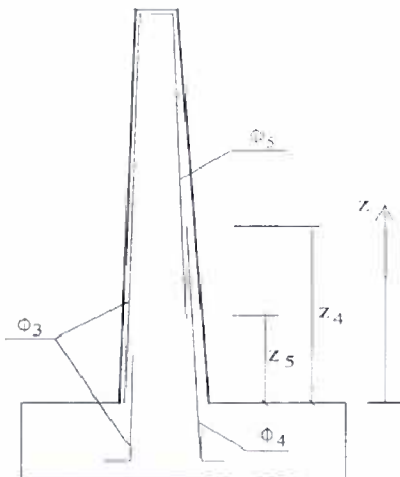
Evento Extremo

	Fza	Momento
Empuje relleno	81.04	135.07
Empuje dinámico (M.O.)	55.77	167.31
Fuerza Inercial Muro	10.58	23.22
Fuerza Inercial Relleno	63.13	157.83
Empuje de la sobrecarga	20.29	50.71
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

$$Mu = 547.5 \text{ kN.m}$$

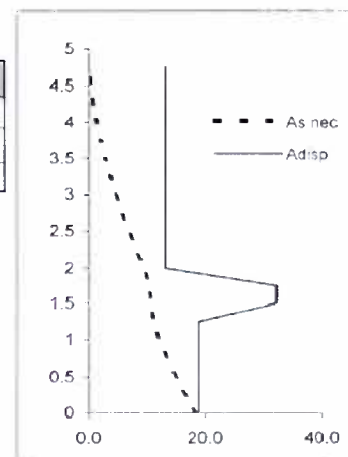
$$As = 18.66 \text{ cm}^2$$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla.



Familia	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5
ϕ (pulg)	1/2	3/4	5/8
sep(cm)	30.0 cm	15.0 cm	15.0 cm
Adisp(*)	4.22	19.00	

Intervalo de armadura	
z_4 (m)	2.10
z_5 (m)	0.90



Comprobación a cortante

$$Vu = 149.209 \text{ kN}$$

$$d_v = 64.84275 \text{ cm}$$

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

$$\epsilon_x (\times 10^3) = 1.141$$

$$s_{xe} = 648 \text{ mm}$$

$$\theta = 59$$

$$\beta = 1.25$$

$$Vc = 308.29 \quad \text{BIEN}$$

(Tamaño del agregado)

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ARIEL FRANCISCO TORO ROJAS

JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ARIEL FRANCISCO TORO ROJAS
ING. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE
CIP N° 54322

EST. EN ESTUDIO
GEP
CAMA
MADEP

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

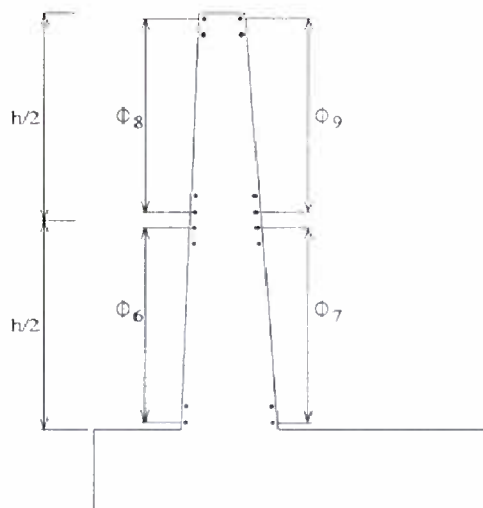
H-hz-h0 = 5.00m

Comprobación a Fisuración

M = 185.78 kN.m
As_{dispuesto} = 19.00 cm²
n = 8
x = 13.4 cm
I_{cr} = 603096 cm⁴
fs = 144.64 MPa
γ_c = 0.500
β_s = 1.098
Espac.máx = 28.7 cm

Es = 200000 Mpa
Ec = 23168.34 MPa
relación modular
profundidad del eje neutro
Momento de inercia de la sección fisurada
Esfuerzo actuante en el acero

Resto de armadura



espesor promedio = 0.52m
cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/o

Familia	Φ ₆ + Φ ₇		Φ ₈ + Φ ₉	
Anec ^(*) (cm)	11.7		6.9	
φ(in)	5/8	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	25.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	13.0		10.1	

(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica



HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
JEFE DE ESTUDIO
CIP N° 3261

HOB CONSULTORES S.A.

ING. ABEL FRANCISCO ROJAS QUIROS
CIP N° 34322

