

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

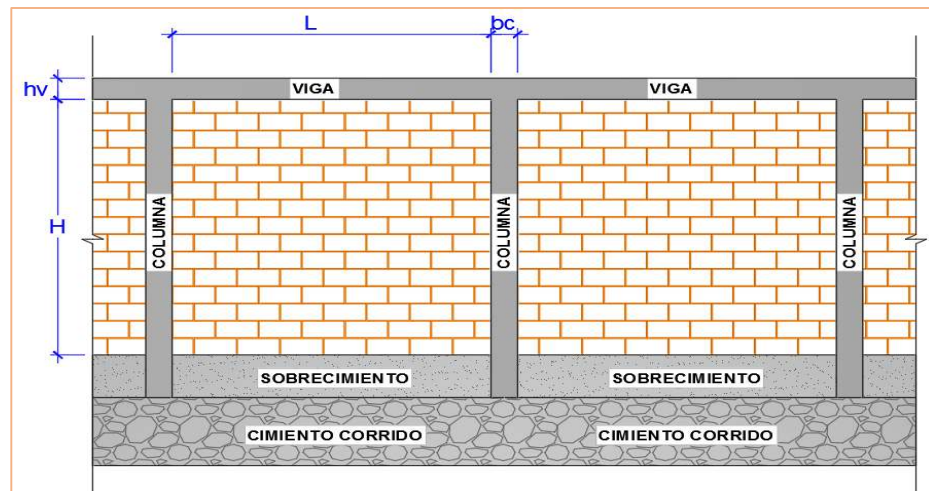
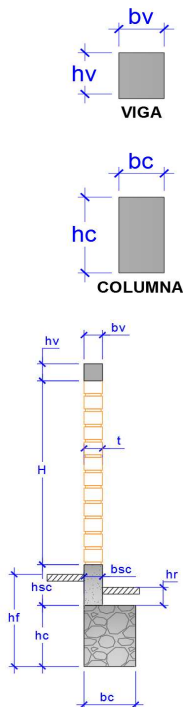
DISEÑO DE CERCO PERIMÉTRICO DE ALBAÑILERÍA SEGÚN LA NORMA E070

I. Materiales.

Resistencia del Concreto:	$f'c = 175.00 \text{ kg/cm}^2$
Fluencia del Acero de Refuerzo:	$f'y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$
Peso Específico del Concreto :	$\gamma_c = 2400.00 \text{ kg/m}^3$
Esfuerzo Admisible en Tracción de la Albañilería:	$f't = 1.50 \text{ kg/cm}^2$
Peso Específico de la Albañilería:	$\gamma_a = 1800.00 \text{ kg/m}^3$
Peso Específico del concreto simple:	$\gamma_{cs} = 2300.00 \text{ kg/m}^3$

II. Dimensiones del Cerco.

Altura del Paño:	$H = 2.50 \text{ m}$
Longitud del Paño:	$L = 3.00 \text{ m}$
Espesor Efectivo del Muro:	$t = 0.13 \text{ m}$
Espesor del Tarrajeo(muro):	$rev. = 0.02 \text{ m}$
Peralte Viga Solera:	$h_v = 0.20 \text{ m}$
Ancho de viga Solera:	$b_v = 0.15 \text{ m}$
Peralte de Columnas:	$h_c = 0.20 \text{ m}$
Ancho de Columnas:	$b_c = 0.20 \text{ m}$
Rec. De Elementos de Arriostre:	$rec = 0.02 \text{ m}$



III. SISMICIDAD

3.1. Zonificación, E.030 (Art. 10)

Departamento:	AYACUCHO
Provincia:	PARINACOCCHAS
Distrito:	186 CORACORA
Zona Sísmica:	3
Z =	0.35 g

3.2. Condiciones Geotécnicas, E.030 (Art. 12)

Perfil de suelo tipo: **S2**

Suelos intermedios: Suelos medianamente rígidos, arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, suelo cohesivo compacto.

Tipo :	suelo intermedio	$V_s = 180\text{m/s}$ a 500m/s
S =	1.15	$N_{60} = 15$ a 50
$T_P =$	0.6	$S_u = 50\text{ kpa}$ a 100 kpa
$T_L =$	2.0	$q_u = 1\text{ kg/cm}^2$ a 0.5 kg/cm^2

3.3. Categoría del Edificio, E.030 (Art. 15)

Categoría del Edificio:	C. Comunes
Tipo de Edificación:	C - Otros

Factor de uso o Importancia U = 1.0

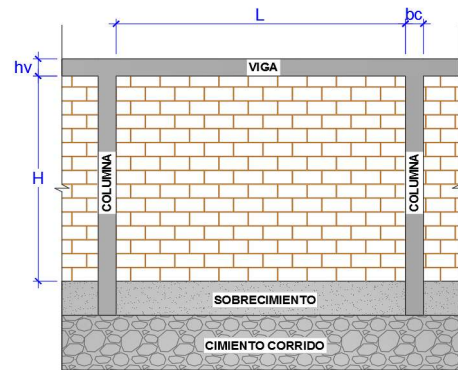
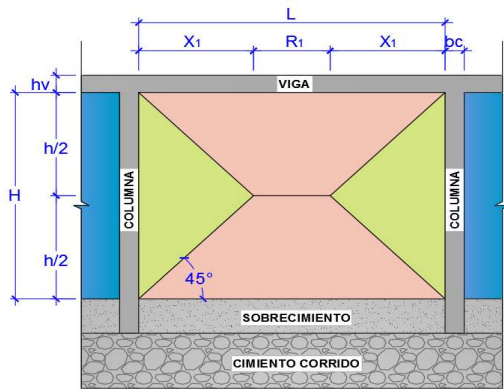
Edificaciones comunes cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.



3.4. Coeficiente Sísmico de elemento no Estructural

C1 = 0.6

IV. DISEÑO DEL MURO



4.1 Valores de los coeficientes de momentos (Art. 29.7 - E070)

b/a	m
1.00	0.0479
1.20	0.0627
1.40	0.0755
1.60	0.0862
1.80	0.0948
2.00	0.1017
3.00	0.1180
α	0.1250

Calculando los valores		
"b/a"	"a"	"m"
1.20	2.50	0.0627

4.2 Carga Sismica uniformemente distribuida (Art. 29.6 - E.070)

$$w = 0.8 * Z * U * C1 * ya * e = 45.36 \text{ kg/m}^2$$

4.3 Momento flector en la albañileria (Art. 31.2 - E.070)

$$M_s = m * w * a^2 = 17.7755 \text{ kg.m}$$

4.4 Esfuerzo normal producido por Ms (Art. 31.3 - E.070)

$$f_n = \frac{6 * M_s}{t^2} = 6310.8 \text{ kg/m}^2$$

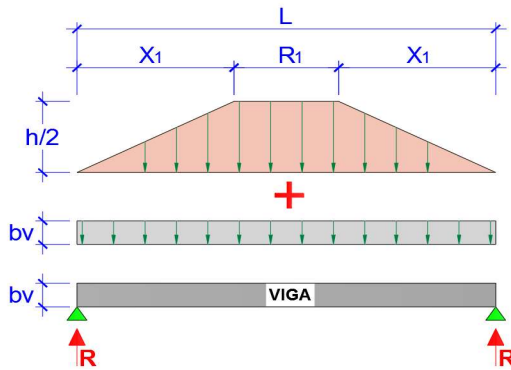
4.5. Verificacion de la albañileria $f_n < f'_t$

$$\begin{array}{ccc} f_n < f'_t & \text{Condición} \\ 6310.8 \text{ kg/m}^2 & < & 15000 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

El espesor y longitud del muro de albañileria es adecuada

4.6. Carga Sismica (Art. 29.6 - E.070)

Viga



$$\begin{array}{ll} L = & 3.20 \text{ m} \\ X1 = & 1.25 \text{ m} \\ R1 = & 0.7 \text{ m} \\ h/2 = & 1.25 \text{ m} \\ bv = & 0.15 \text{ m} \end{array}$$

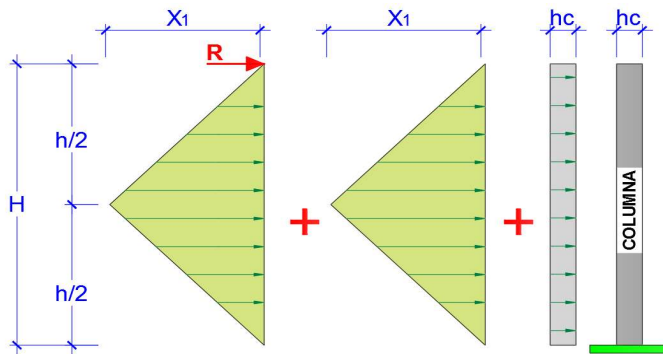
Carga sísmica para peso propio del muro

$$wppalb = 0.8 * Z * U * C1 * Aalb = 0.8 * 0.35 * 1 * 0.6 * (0.13 + 0.02) * 1800 * 1.25 / 1000 = 0.0567 \text{ Tn/m}$$

Carga sísmica para peso propio de la viga

$$wppv = 0.8 * Z * U * C1 * Av = 0.8 * 0.35 * 1 * 0.6 * 0.2 * 0.15 * 2400 / 1000 = 0.0121 \text{ Tn/m}$$

Columna



$$\begin{array}{ll} H = & 2.50 \text{ m} \\ h/2 = & 1.25 \text{ m} \\ X1 = & 1.25 \text{ m} \end{array}$$

Carga Sísmica por peso propio del muro

$$wppalb = 0.8 * Z * U * C1 * Aalb = 0.8 * 0.35 * 1 * 0.6 * (0.13 + 0.02) * 1800 * 1.25 / 1000 = 0.0567 \text{ Tn/m}$$

Carga Sísmica por peso propio de la columna

$$wppc = 0.8 * Z * U * C1 * Ac = 0.8 * 0.35 * 1 * 0.6 * 0.2 * 0.2 * 2400 / 1000 = 0.01613 \text{ Tn/m}$$

V. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE ARRIOSTRE EN VIGAS

5.1. Análisis estructural para la viga de confinamiento

Momentos de empotramiento perfecto $Tn \times m$

	(+)		3.20 m		3.20 m		3.20 m	
Muro		-0.0325		0.03247		-0.0325		0.03247
Viga	↓	-0.0103		0.01032		-0.0103		0.01032
		-0.0428		0.04279		-0.0428		0.04279

5.2. Resolviendo por el método de hardy cross

Diagrama de momentos flectores (Ton.m)

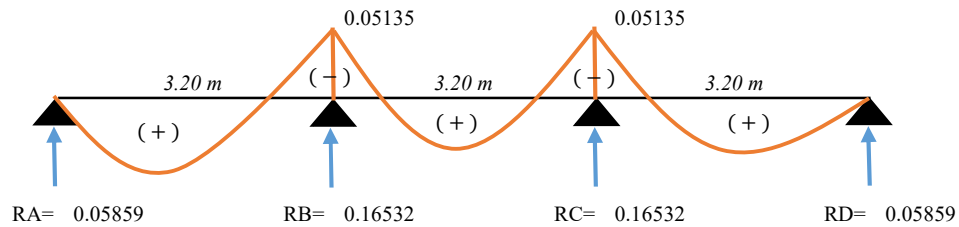
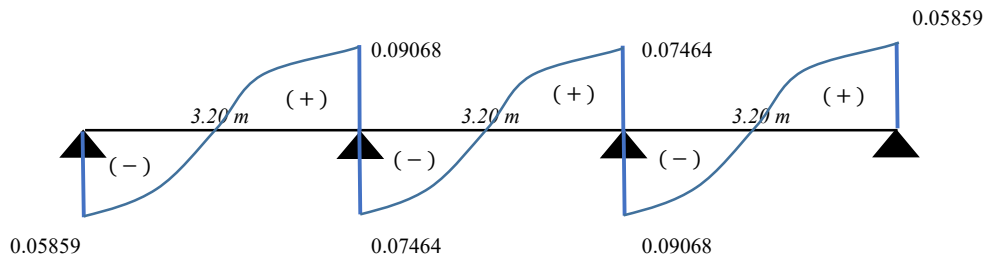


Diagrama de fuerzas cortantes (Ton)



5.3. Diseño por Flexión

$$M_{max.v} = 0.05135 \text{ Tn.m}$$

$$M_{uv} = 1.25 * M_{max.v} = 0.06418 \text{ Tn.m}$$

5.3.1. Cálculo de acero mínimo

$$A_{s \min} = \frac{14}{f'y} * b * d = 0.86667 \text{ cm}^2$$

5.3.2. Cálculo de acero máximo

$$A_{s \max} = 0.025 * b * d = 6.5 \text{ cm}^2$$

5.3.3. Cálculo de acero por flexión

Mu=	6418.18 kg*cm	d=	13.00 cm	b=	20.00 cm
fy=	4200.00 kg/cm2	f'c=	175.00 kg/cm2		

Primera iteración

$$A_s = \frac{Mu}{0.9 * fy * (d - \frac{a}{2})} = 0.1451 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * fy}{0.85 * f'c * b} = 0.20488 \text{ cm}$$

Segunda iteración

$$A_s = 0.13165 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.18586 \text{ cm}$$

Tercera iteración

$$A_s = 0.13155 \text{ cm}^2 \quad a = 0.18572 \text{ cm}$$

Cuarta iteración

$$A_s = 0.13155 \text{ cm}^2 \quad a = 0.18572 \text{ cm}$$

Quinta iteración

$$A_s = 0.13 \text{ cm}^2 \quad a = 0.18353 \text{ cm}$$

Usar un área de refuerzo $\geq A_s \text{ min}$

5.3.4. Cálculo del acero a usar

Usar un área de acero mayor a : 0.87 cm²

$$4 \text{ Varillas de } \varnothing 1 \frac{3}{8}'' \quad A_s = 38.32 \text{ cm}^2$$

Cumple con el área de acero mínimo

5.3.5. Verificación del momento resistente a flexión

$$M_{rv} = \phi * A_{sv} * f'_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 18.6975 \text{ Tn.m}$$

$$M_{uv} < M_{rv}$$

$$0.0642 \text{ Tn.m} < 18.698 \text{ Tn.m}$$

El peralte de la viga es adecuado

5.4. Diseño por Corte

5.4.1 Fuerzas cortantes máximas obtenidas

$$V_{max.v} = 0.09068 \text{ Tn}$$

$$V_{uv} = 1.25 * V_{max.v} = 0.11335 \text{ Tn}$$

5.4.2 Verificación de la resistencia al corte del concreto

$$V_{rv} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 1.5495 \text{ Tn}$$

$$V_{uv} < V_{rv}$$

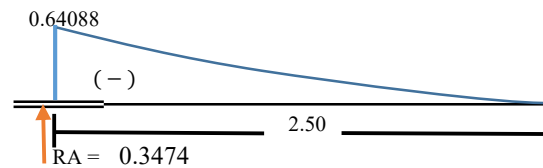
$$0.1134 \text{ Tn} < 1.549 \text{ Tn}$$

El peralte de la viga es adecuado, Usar estribos mínimos

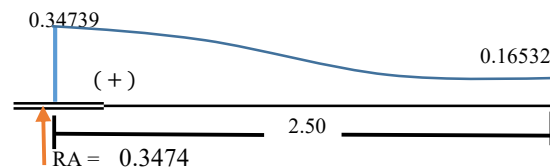
Acero de $\varnothing 6\text{mm}$, 1@5cm, 4@10cm, resto @25cm

VI. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE ARRIOSTRE EN COLUMNAS

6.1 Diagrama de momentos flectores (Ton.m)



6.2 Diagrama de Fuerzas Cortantes (Ton)



6.3 DISEÑO POR FLEXION DE LA COLUMNA DE CONFINAMIENTO

6.3.1 Cálculo del área de acero mínimo

$$M_{max.c} = 0.64088 \text{ Tn.m}$$
$$M_{uc} = 1.25 * M_{max.c} = 0.8011 \text{ Tn.m}$$
$$A_{s\ min} = \frac{14}{f'_y} * b * d = 1.20 \text{ cm}^2$$

6.3.2 Cálculo del área de acero máximo

$$A_{s\ max} = 0.025 * b * d = 9.00 \text{ cm}^2$$

6.3.3. Cálculo de acero por flexión

$$\begin{array}{llll} \mu = & 80110.2 \text{ kg*cm} & d = & 18.00 \text{ cm} & b = & 20.00 \text{ cm} \\ f_y = & 4200.00 \text{ kg/cm}^2 & f'_c = & 175.00 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

Primera iteración

$$A_s = \frac{\mu}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 1.3082 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 1.8469 \text{ cm}$$

Segunda iteración

$$A_s = 1.24107 \text{ cm}^2 \quad a = 1.7521 \text{ cm}$$

Tercera iteración

$$A_s = 1.23763 \text{ cm}^2 \quad a = 1.74725 \text{ cm}$$

Cuarta iteración

$$A_s = 1.23746 \text{ cm}^2 \quad a = 1.747 \text{ cm}$$

Quinta iteración

$$A_s = 1.24 \text{ cm}^2 \quad a = 1.75059 \text{ cm}$$

Usar un área de refuerzo $\geq A_s$

6.3.4. Cálculo del acero a usar

$$\begin{array}{ll} \text{Usar un área de acero mayor a :} & 1.24 \text{ cm}^2 \\ 4 \text{ Varillas de } \varnothing 1 \frac{3}{8}'' & A_s = 38.32 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Cumple con el área de acero mínimo

6.3.5. Verificación del momento resistente a flexión

$$M_{rc} = \phi * A_{sv} * f_y * (d - \frac{a}{2}) = 24.805 \text{ ton.m}$$

6.4 DISEÑO POR CORTE DE LA COLUMNA DE CONFINAMIENTO

$$V_{max.c} = 0.3474 \text{ ton}$$
$$V_{uc} = 1.25 * V_{max.c} = 0.4342 \text{ ton}$$

6.4.1. Verificación de la resistencia al cortante del concreto

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 2.1454 \text{ ton}$$
$$V_{uc} < V_{rc}$$
$$0.4342 \text{ ton} < 2.1454 \text{ ton}$$

$V_{uc} < V_{rc}$, El Peralte de la columna es adecuado Usar estribos mínimos.

Acero de $\varnothing 6\text{mm}$, 1@5cm, 4@10cm, resto @25cm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera-columna

