

DISEÑO ESTRUCTURAL II

EJEMPLO de DISEÑO: Muro Sismorresistente

Estructuras de Mampostería – Mampostería Estructural.

OBJETIVOS

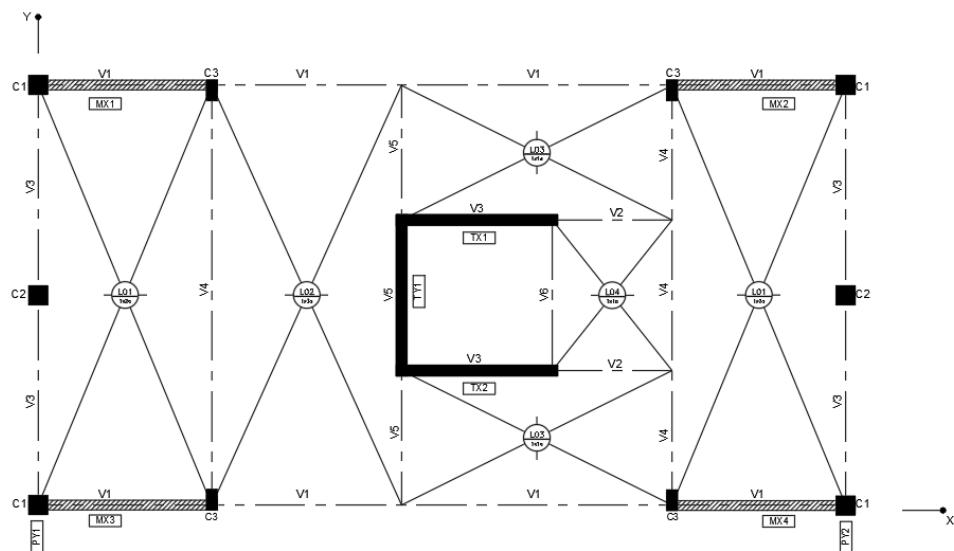
- **Incentivar** la Investigación y Observación de estructuras.
- **Comprender** el comportamiento estructural de muros de mampostería y sus fundaciones.
- **Desarrollar** habilidades de análisis crítico.
- **Analizar** arquitectónica y estructuralmente diferentes tipos de estructuras.
- **Formular y Evaluar** alternativas de Diseño adecuadas al Proyecto Arquitectónico.

MATERIALES:

- Acero ADN 420: Tensión de Fluencia: $f_y = 420 \text{ MPa} = 4.2 \text{ tn/m}^2$
- Hormigón H-20 Resistencia Rotura por Compresión: $f'_c = 20 \text{ MPa}$
- Hormigón Ciclópeo $\gamma_{HC} = 2.2 \text{ tn/m}^3$
- Mampostería: LCM (ladrillos cerámicos macizos, encadenados simples)
 $f'v = 0.22 \text{ MPa} = 2.2 \text{ kg/cm}^2 = 22 \text{ tn/m}^2$ (mortero de resistencia intermedia, (I) s/ tabla 2.5 - INPRES-CIRSOC 103 – Parte III)
 $\gamma_M = 1.8 \text{ tn/m}^3$
- Suelo: Nivel de desplante: -1.0 m
 $f_n = 3.30 \text{ kg/cm}^2$
- Sismo: $f_s = 0.7 \cdot f_n = 2.31 \text{ kg/cm}^2$
- Cargas Verticales: $f_e = 0.4 \cdot f_n = 1.32 \text{ kg/cm}^2$

PLANTA DE ESTRUCTURAS:

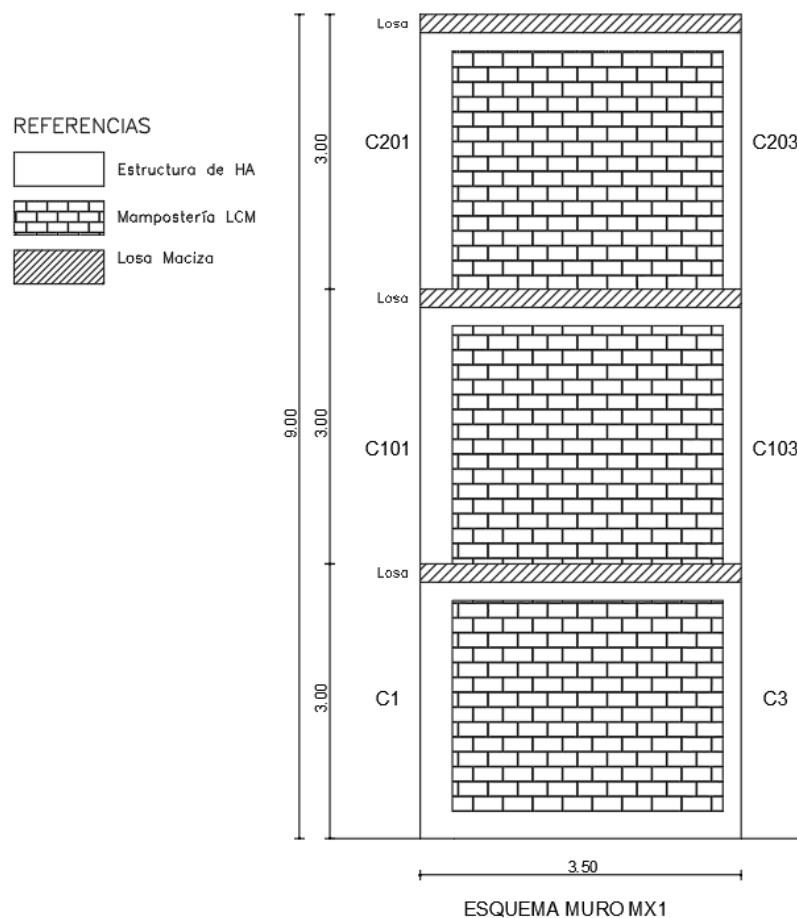
Siguiendo con el ejemplo de “Distribución Sísmica en Altura y Planta”, definimos la planta estructural: losas, vigas y columnas.



ESQUEMA DE PLANTA

GEOMETRÍA

En el siguiente esquema se presentan las dimensiones del muro MX1 a diseñar: $L_m = 3.5 \text{ m}$, $t = 0.18 \text{ m}$

**DEFINICIÓN DE ACCIONES**

Las fuerzas sísmicas, fueron determinadas en el Ejemplo de Aplicación de "Distribución Sísmica en Altura y Planta", se indica a continuación el vector (suele llamarse peine de fuerzas), de fuerzas en altura en el muro MX1.

$$F_1 = 0.17 \cdot 46.2 \text{ kN} = 7.85 \text{ kN},$$

$$F_2 = 0.33 \cdot 46.2 \text{ kN} = 15.25 \text{ kN},$$

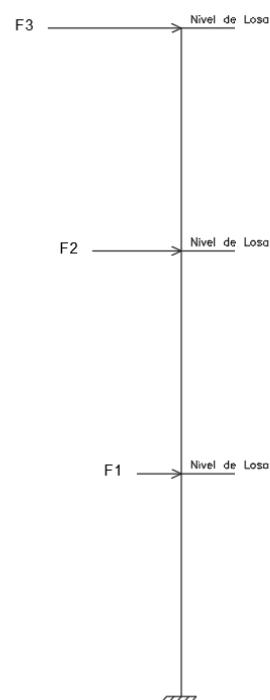
$$F_3 = 0.50 \cdot 46.2 \text{ kN} = 23.10 \text{ kN},$$

Corte en el muro MX1:

$$V_x = V_u = 46.2 \text{ kN} = 4.62 \text{ tn}$$

Momento en la base del muro:

$$M_{MX1} = M_u = 322.95 \text{ kN.m} = 32.30 \text{ tn.m}$$



DETERMINACIÓN DE LA CARGA N

Se debe determinar la carga Normal, que le llega al muro en estudio, en el nivel de PB (se verifica al corte en dicho Nivel, ya que es la sección crítica por tener $< N$; situación más desfavorable para la determinación de V_n).

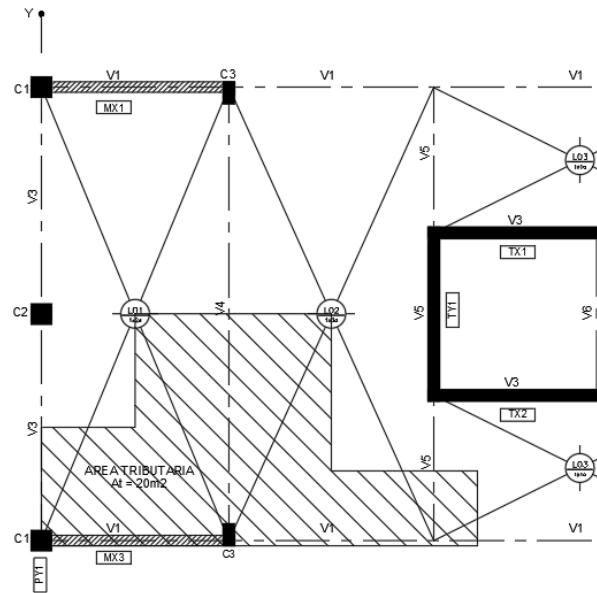
Siguiendo con los lineamientos del Ejemplo de Aplicación “Distribución Sísmica en Altura y Planta”, se había considerado una carga (dicha carga tiene en cuenta las cargas de losas, vigas, muros y todo elemento estructural o no estructural, que sume peso a las cargas que puedan actuar a lo largo de la vida útil de la construcción, tanto gravitatorias como las variables): $q_u = 12 \text{ Kn/m}^2$

$$\text{Area Tributaria: } A_t = 20 \text{ m}^2$$

$$N_{ui} = A_t \cdot q_u = 20 \text{ m}^2 \cdot 12 \text{ KN/m}^2 = 240 \text{ KN}$$

La carga total en el Nivel superior del muro (PB), teniendo en cuenta que, por encima de ese nivel, hay 2 niveles más:

$$N_u = 240 \text{ KN} \cdot 2 = 480 \text{ KN} = 48 \text{ tn}$$



ESQUEMA DE PLANTA

VERIFICACION AL CORTE

$$V_n = \text{mínimo} (V_{n1}, V_{n2}) > V_u$$

$$V_d = \phi \cdot V_{nmin} \geq V_u$$

$$V_{n1} = f'_v \cdot t \cdot L_m + 0.4 \cdot N_u$$

$$V_{n2} = 2 \cdot f'_v \cdot t \cdot L_m$$

$$V_{n1} = 22 \text{ tn/m}^2 \cdot 0.18 \text{ m} \cdot 3.50 \text{ m} + 0.4 \cdot 48 \text{ tn}$$

$$V_{n1} = 33 \text{ tn}$$

$$V_{n2} = 2 \cdot 22 \text{ tn/m}^2 \cdot 0.18 \text{ m} \cdot 3.50 \text{ m}$$

$$V_{n2} = 27.72 \text{ tn}$$

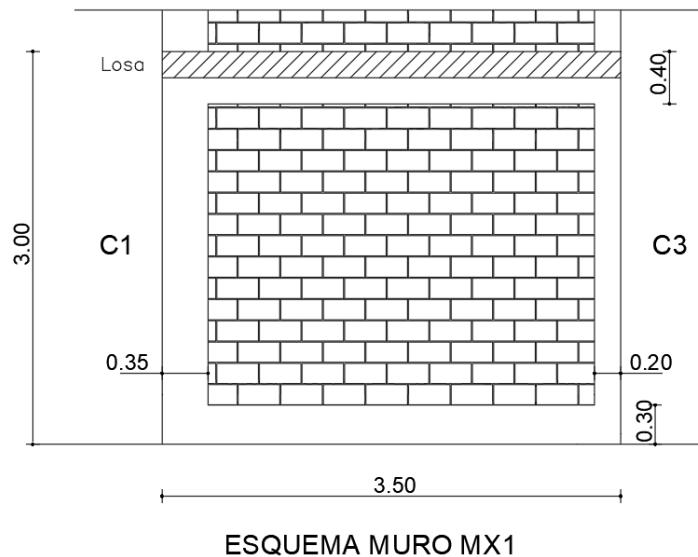
$$V_d = 0.8 \cdot 27.72 \text{ tn} = 22.2 \text{ tn} \quad > \quad V_u = 4.62 \text{ tn} \quad [\text{verifica}]$$

VERIFICACION ENCADENADOS

Encadenados Verticales:

Despreciaremos las cargas normales, que le llegan a las columnas extremas del muro (caso más desfavorable), debido a qu.

Se indican en la siguiente figura, las dimensiones a tener en cuenta en PB:



$$N_{col} = M_1 / (L_m - d_e) \quad \text{de: largo encadenado o columna en la dirección del muro}$$

$$N_{col} = 32.30 \text{ tn.m} / (3.5 \text{ m} - 0.2 \text{ m}) = 9.80 \text{ tn}$$

$$A_s = N_{col} / (\phi \cdot f_y)$$

$$A_s = 9.80 \text{ tn} / (0.9 \cdot 4.2 \text{ tn/cm}^2) = 2.59 \text{ cm}^2$$

Si fuese una columna de encadenado, se adoptaría la armadura mínima, $4\phi 8$ ($A_{real} = 4 \cdot 0.5 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cm}^2$); pero se adoptará $4\phi 10$ ($A_{real} = 4 \cdot 0.79 \text{ cm}^2 = 3.16 \text{ cm}^2$), es decir $3.16 \text{ cm}^2 > 2.59 \text{ cm}^2$ **[verifica]**.

Se debe tener en cuenta lo indicado en el INPRES-CIRSOC 103 – Parte III – Cap. 4.5.5.3, referido al dimensionamiento de estribos en zonas críticas de las columnas de encadenado.

$$V_{col} = A_e \cdot f_y \cdot h_c / s$$

V_{col} : resistencia nominal de corte de la columna

A_e : sección del estribo considerado.

h_c : canto de la columna de encadenado (en la dirección del muro)

s : separación de estribos.

Aclaración: Al ser una columna de carga (ver designación con un número en el plano de planta, y apreciar las grandes vigas que apoyan en dicha columna), más adelante cuando se estudie el dimensionamiento de columnas de HA sometidas a compresión, veremos y determinaremos la sección de armadura necesaria.

Encadenados Horizontales:

La carga en la viga de encadenado, se reparte en forma proporcional a lo largo del panel, para este ejemplo, sólo se tiene un panel a considerar.

$$N_{\text{vig}} = V_u \cdot L_1 / L_m$$

L_1 : longitud del panel, en este caso, coincide L_1 con L_m

$$N_{\text{vig}} = 4.62 \text{ tn} \cdot 3.5 \text{ m} / 3.5 \text{ m} = 4.62 \text{ tn}$$

$$A_s = N_{\text{vig}} / (\phi \cdot f_y)$$

$$A_s = 4.62 \text{ tn} / (0.9 \cdot 4.2 \text{ tn/cm}^2) = 1.22 \text{ cm}^2$$

Si fuese una viga de encadenado común, se adoptarían la armadura mínima:

$$4\phi 8 \text{ (Asreal} = 4 \cdot 0.5 \text{ cm}^2 = 2\text{cm}^2\text{); es decir } 2 \text{ cm}^2 > 1.0 \text{ cm}^2 \quad [\text{verifica}].$$

Se debe tener en cuenta lo indicado en el INPRES-CIRSOC 103 – Parte III – Cap. 4.4.1, referido al dimensionamiento de estribos en zonas críticas de las vigas de encadenado.

$$V_{\text{ncol}} = A_e \cdot f_y \cdot d / s$$

V_{ncol} : resistencia nominal de corte de la viga

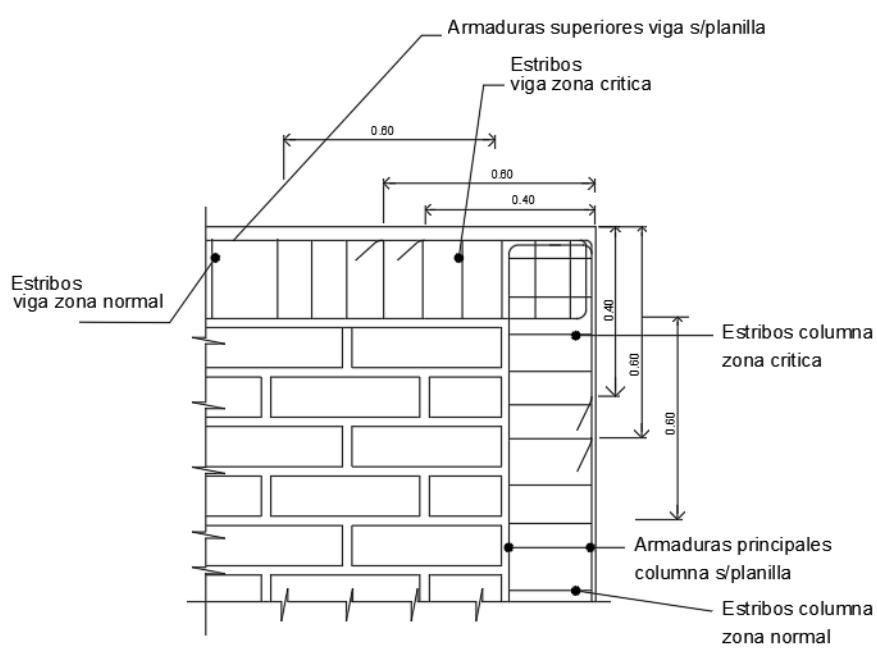
A_e : sección del estribo considerado.

$$d = (h_v - d')$$

s : separación de estribos.

Aclaración: Al ser una viga más grande que una de encadenado de (20x20)cm (ver designación con un número en el plano de planta), se debería aplicar lo visto en DIES I: Diseño de vigas de HA para la determinación de cuantía mínima de armaduras y sección de armadura necesaria.

En la siguiente figura, se esquematiza detalle de nudos de encadenados de un muro de mampostería sismorresistente:



VERIFICACION DE LA FUNDACIÓN

Se deben determinar los pesos de cada componente, muros, sobrecargas y peso del cimiento.

Se proponen las siguientes cargas D y L, a los efectos de poder determinar las cargas Normales en la fundación.

Entrepisos y Cubierta: $D = 4.5 \text{ KN/m}^2$

$L = 2.0 \text{ KN/m}^2$ (s/ CIRSOC 101 – Tabla 4.1: Dormitorios, Cocinas, Baños)

Combinaciones de cargas:

Cargas Verticales: $Qu = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$

$$Qu = 1.2 \cdot 4.5 \text{ KN/m}^2 + 1.6 \cdot 2.0 \text{ KN/m}^2$$

$$Qu = 8.6 \text{ KN/m}^2$$

Sismo:

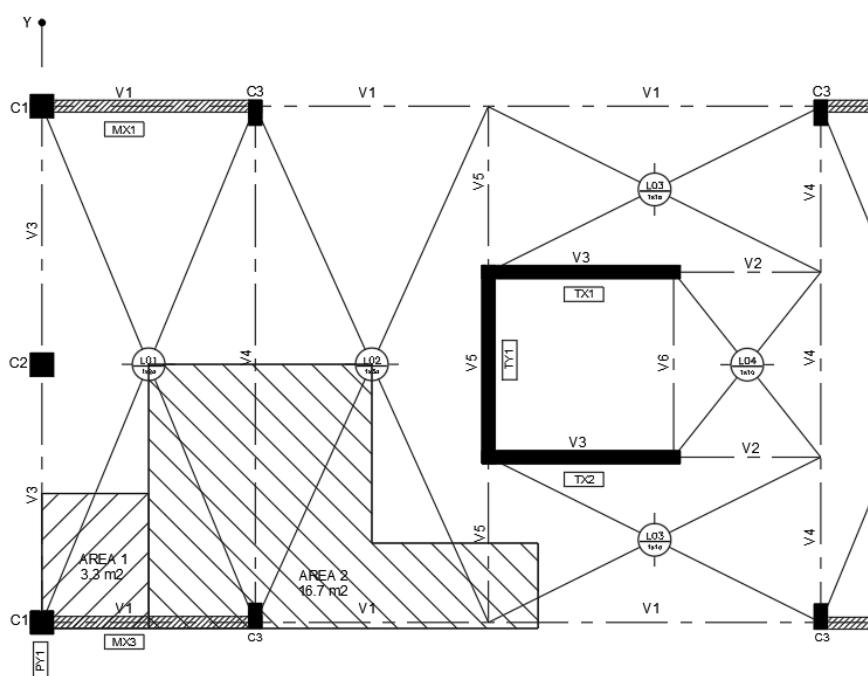
$$Qu = 1.0 \cdot D + f_1 \cdot L \quad (f_1: \text{factor de simultaneidad para sobre cargas de uso}$$

y accidentales, s/ INPRES-CIRSOC 103 – Parte I – Tabla 3.3).

$$Qu = 1.0 \cdot 4.5 \text{ KN/m}^2 + 0.25 \cdot 2.0 \text{ KN/m}^2$$

$$Qu = 5.0 \text{ KN/m}^2$$

Teniendo estas cargas superficiales, podemos determinar, las cargas puntuales que llegan a las columnas extremas del muro MX1 (ver esquema de áreas tributarias en planta):



ESQUEMA DE PLANTA

Carga en columnas

Cargas Verticales: $Nu1 = 3 \text{ (niveles)} \cdot Qu \cdot A1 = 8.6 \text{ KN/m}^2 \cdot 3.3 \text{ m}^2 = 85.1 \text{ kN}$

$$Nu3 = 3 \text{ (niveles)} \cdot Qu \cdot A1 = 8.6 \text{ KN/m}^2 \cdot 16.7 \text{ m}^2 = 431.0 \text{ kN}$$

Sismo: $Nu1 = 3 \text{ (niveles)} \cdot Qu \cdot A1 = 5.0 \text{ KN/m}^2 \cdot 3.3 \text{ m}^2 = 49.5 \text{ kN}$

$$Nu3 = 3 \text{ (niveles)} \cdot Qu \cdot A1 = 5.0 \text{ KN/m}^2 \cdot 16.7 \text{ m}^2 = 250.5 \text{ kN}$$

Peso muro:

Cargas Verticales: $Nm = 3 \text{ (niveles)} \cdot (3.5 \text{ m} \cdot 0.18 \text{ m} \cdot 2.8 \text{ m} \cdot \gamma_M) \cdot 1.2 = 114.3 \text{ KN}$

Sismo: $Nm = 3 \text{ (niveles)} \cdot (3.5 \text{ m} \cdot 0.18 \text{ m} \cdot 2.8 \text{ m} \cdot \gamma_M) = 95.3 \text{ KN}$

Antes de calcular el peso del cimiento, se predimensionarán las bases, que se deberían colocar bajo las columnas C1 y C3, al recibir cargas importantes. Aplicando el concepto de Tensión = Fuerza / Área

Carga en columnas

Cargas Verticales: $\text{Area B1} = 8.51 \text{ tn} / 13.2 \text{ tn/m}^2 = 0.64 \text{ m}^2$
 $\text{Area B3} = 43.1 \text{ tn} / 13.2 \text{ tn/m}^2 = 3.27 \text{ m}^2$

Sismo: se debería tener en cuenta, la carga Normal debida al Momento de vuelco, que se determinó cuando se verificaron los encadenados verticales: $M_u = 9.80 \text{ tn}$

$$\text{Area B1} = (4.95 \text{ tn} + 9.80 \text{ tn}) / 23.1 \text{ tn/m}^2 = 0.64 \text{ m}^2$$

$$\text{Area B3} = (25.05 \text{ tn} + 9.80 \text{ tn}) / 23.1 \text{ tn/m}^2 = 1.51 \text{ m}^2$$

Como se observa, las áreas necesarias mínimas para las columnas C1 y C3, son $A_1 = 0.64 \text{ m}^2$ y $A_3 = 3.27 \text{ m}^2$ respectivamente.

Adoptando bases cuadras, se tendrán las siguientes dimensiones para cada una de las bases:

B1: $\sqrt{0.64 \text{ m}^2} = 0.80 \text{ m}$ se adopta base B1: (90 x 90)cm
 B3: $\sqrt{3.27 \text{ m}^2} = 1.81 \text{ m}$ se adopta base B3: (185 x 185)cm

Peso bases:

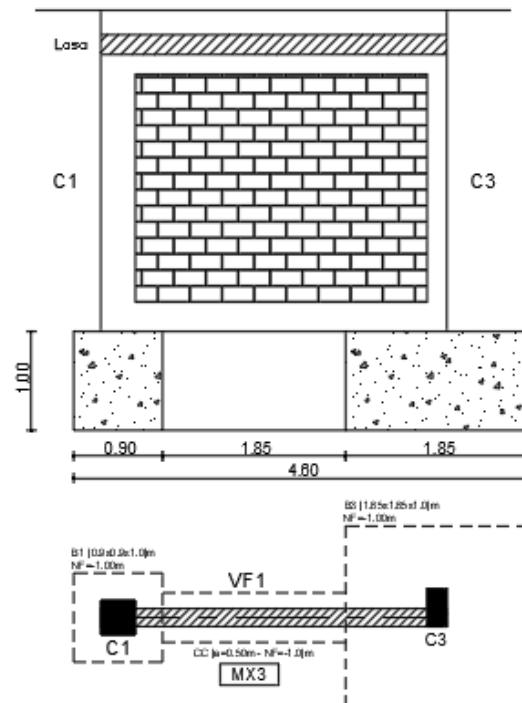
Cargas Verticales: $Nb_1 = (0.90 \text{ m} \cdot 0.90 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m} \cdot \gamma_{\text{HA}}) \cdot 1.2 = 23.33 \text{ KN}$
 $Nb_3 = (1.85 \text{ m} \cdot 1.85 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m} \cdot \gamma_{\text{HA}}) \cdot 1.2 = 98.57 \text{ KN}$

Sismo: $Nb_1 = (0.90 \text{ m} \cdot 0.90 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m} \cdot \gamma_{\text{HA}}) = 19.44 \text{ KN}$
 $Nb_3 = (1.85 \text{ m} \cdot 1.85 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m} \cdot \gamma_{\text{HA}}) = 82.14 \text{ KN}$

Aclaración: como se observa, la base B3 es muy grande, se debería considerar profundizar la base para tener una resistencia mayor del suelo o cambiar el sistema de fundación (pozos de fricción).

Se muestra en la siguiente figura, planta y corte de las fundaciones adoptadas.

Teniendo presente lo anteriormente determinado, se puede ahora estimar el peso propio del cimiento restante.



ESQUEMA FUNDACIÓN MURO MX1

Peso cimiento:

Cargas Verticales: $N_{cim} = 1.85 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m} \cdot \gamma_{HC} \cdot 1.2 = 24.42 \text{ KN}$

Sismo: $N_{cim} = 1.85 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m} \cdot \gamma_{HC} = 20.35 \text{ KN}$

El carga Normal total que llega a la fundación del muro es:

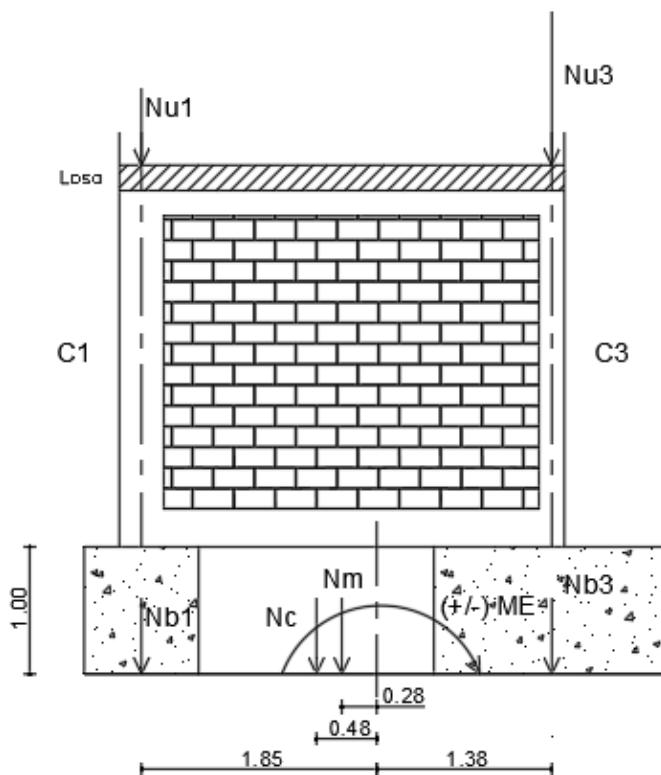
Cargas Verticales: $N = Nu_1 + Nu_3 + Nm + N_{cim} + Nb_1 + Nb_3$

$N = 85.1 \text{ kN} + 431.0 \text{ kN} + 114.3 \text{ KN} + 24.42 \text{ KN} + 23.33 \text{ KN} + 98.57 \text{ KN} = 776.72 \text{ KN}$

Sismo: $N = Nu_1 + Nu_3 + Nm + N_{cim} + Nb_1 + Nb_3$

$N = 49.5 \text{ kN} + 250.5 \text{ kN} + 95.3 \text{ KN} + 20.35 \text{ KN} + 19.44 \text{ KN} + 82.14 \text{ KN} = 517.23 \text{ KN}$

Todas las cargas y acciones consideradas, generan un momento en la base de la fundación, se indica a continuación los esquemas de cargas verticales para cada Estado: Cargas Verticales y Sismo (se debe sumar el momento de vuelco producido por el peine de fuerzas, respecto del nivel de fundación).



Se reducirán todas las fuerzas al baricentro de la fundación, cabe aclarar que, ya fueron determinadas las cargas Normales a Nivel de fundación.

Ahora se deben determinar los momentos que producen, tanto las cargas verticales como las acciones horizontales respecto al Nivel de fundación:

Cargas Verticales:

$M_o = -Nu_1 \cdot 1.85 \text{ m} + Nu_3 \cdot 1.38 \text{ m} - Nm \cdot 0.28 \text{ m} - N_{cim} \cdot 0.48 \text{ m} - Nb_1 \cdot 1.85 \text{ m} + Nb_3 \cdot 1.38 \text{ m} = 486.5 \text{ KN.m}$

Sismo:

$M_o = -Nu_1 \cdot 1.85 \text{ m} + Nu_3 \cdot 1.38 \text{ m} - Nm \cdot 0.28 \text{ m} - N_{cim} \cdot 0.48 \text{ m} - Nb_1 \cdot 1.85 \text{ m} + Nb_3 \cdot 1.38 \text{ m} = 295.05 \text{ KN.m}$

$M_v = F_3 \cdot (h_3 + h_2 + h_1 + h_c) + F_2 \cdot (h_2 + h_1 + h_c) + F_1 \cdot (h_1 + h_c)$

$$Mv = 23.10 \text{ kN} \cdot (9 \text{ m} + 1 \text{ m}) + 15.25 \text{ kN} \cdot (6 \text{ m} + 1 \text{ m}) + 7.85 \text{ kN} \cdot (3 \text{ m} + 1 \text{ m}) = 369.15 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} ME(+) &= Mo + Mv = 295.05 \text{ KN.m} + 369.15 \text{ KN.m} = 664.20 \text{ KN.m} & (\text{Momento izquierdo}) \\ ME(-) &= Mo - Mv = 295.05 \text{ KN.m} - 369.15 \text{ KN.m} = 74.1 \text{ KN.m} & (\text{Momento derecho}) \end{aligned}$$

Se determinan ahora, las excentricidades, debido a las cargas verticales y sismo:

$$\text{Cargas Verticales: } e = Mo / N = 486.5 \text{ KN.m} / 776.72 \text{ KN} = 0.63 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Sismo: la combinación más desfavorable es la de considerar las fuerzas sísmicas de izquierda a derecha} \\ e = Mo / N = 664.20 \text{ KN.m} / 517.23 \text{ KN} = 1.28 \text{ m} \end{aligned}$$

Se puede observar que la situación más desfavorable, es la producida por la combinación con sismo.

Si la fundación bajo el muro, hubiese sido sólo cimiento de hormigón ciclópeo, se determinaría como sigue la longitud efectiva:

$$\text{Cargas Verticales: } Lef = Lc - 2 \cdot e = 4.60 \text{ m} - 2 \cdot 0.63 \text{ m} = 3.34 \text{ m}$$

$$\text{Sismo: } Lef = Lc - 2 \cdot e = 4.60 \text{ m} - 2 \cdot 1.28 \text{ m} = 2.04 \text{ m}$$

El área efectiva, sería:

$$\text{Cargas Verticales: } Aef = bc \cdot Lef = 0.50 \text{ m} \cdot 3.34 \text{ m} = 1.67 \text{ m}^2$$

$$\text{Sismo: } Aef = bc \cdot Lef = 0.50 \text{ m} \cdot 2.04 \text{ m} = 1.02 \text{ m}^2$$

La tensión del suelo bajo la fundación: $f = N / Aef$

$$\text{Cargas Verticales: } f = 77.67 \text{ tn} / 1.67 \text{ m}^2 = 46.5 \text{ tn/m}^2 = 4.65 \text{ kg/cm}^2 \gg 1.32 \text{ kg/cm}^2 \text{ [No verifica]}$$

$$\text{Sismo: } f = 51.72 \text{ tn} / 1.02 \text{ m}^2 = 50.71 \text{ tn/m}^2 = 5.07 \text{ kg/cm}^2 \gg 2.31 \text{ kg/cm}^2 \text{ [No verifica]}$$

Se visualiza que no verifican ninguno de las 2 combinaciones de cargas (cargas verticales y sismo respectivamente).

Entonces se procederá a determinar el área equivalente y momento de inercia de la planta de fundación, con respecto al eje de flexión.

$$Ab1 = 0.90 \text{ m} \cdot 0.90 \text{ m} = 0.81 \text{ m}^2$$

$$Acim = 0.50 \text{ m} \cdot 1.85 \text{ m} = 0.925 \text{ m}^2$$

$$Ab3 = 1.85 \text{ m} \cdot 1.85 \text{ m} = 3.42 \text{ m}^2$$

$$Areal = Ab1 + Acim + Ab3 = 0.81 \text{ m}^2 + 0.925 \text{ m}^2 + 3.42 \text{ m}^2 = 5.16 \text{ m}^2$$

$$Ib1 = (0.90 \text{ m} \cdot (0.90 \text{ m})^3 / 12) + 0.81 \text{ m}^2 \cdot (1.85 \text{ m})^2 = 2.83 \text{ m}^4$$

$$Icim = (0.50 \text{ m} \cdot (1.85 \text{ m})^3 / 12) + 0.925 \text{ m}^2 \cdot (0.48 \text{ m})^2 = 0.48 \text{ m}^4$$

$$Ib3 = (1.85 \text{ m} \cdot (1.85 \text{ m})^3 / 12) + 3.42 \text{ m}^2 \cdot (1.38 \text{ m})^2 = 7.50 \text{ m}^4$$

$$Ireal = Ib1 + Ic + Ib3 = 2.83 \text{ m}^4 + 0.48 \text{ m}^4 + 7.50 \text{ m}^4 = 10.81 \text{ m}^4$$

La fundación debe transformarse en un rectángulo equivalente, entonces se usará el área equivalente, esto implica obtener un rectángulo de área y momento de inercia equivalente, igual al de la base real.

$$A_{eq} = b_{eq} \cdot L_{eq}$$

$$I_{eq} = b_{eq} \cdot L_{eq}^3 / 12 = A_{eq} \cdot L_{eq}^2 / 12$$

$$L_{eq} = \sqrt{(12 \cdot I_{real} / A_{real})} = 5.01 \text{ m}$$

$$b_{eq} = A_r / L_{eq} = 5.16 \text{ m}^2 / 5.01 \text{ m} = 1.03 \text{ m}$$

$$A_{eq} = b_{eq} \cdot L_{eq} = 5.01 \text{ m} \cdot 1.03 \text{ m} = 5.16 \text{ m}^2$$

Peso cimiento equivalente:

$$\text{Cargas Verticales: } N_{cim} = 5.16 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot 2.2 \text{ tn/m}^3 \cdot 1.2 = 13.62 \text{ tn}$$

$$\text{Sismo: } N_{cim} = 5.16 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot 2.2 \text{ tn/m}^3 = 11.35 \text{ tn}$$

Ahora la carga Normal:

$$\begin{aligned} \text{Cargas Verticales: } N &= N_{u1} + N_{u3} + N_{m} + N_{cim} \\ &= 85.1 \text{ kN} + 431.0 \text{ kN} + 114.3 \text{ KN} + \mathbf{136.2 \text{ KN}} = 766.6 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sismo: } N &= N_{u1} + N_{u3} + N_{m} + N_{cim} \\ &= 49.5 \text{ kN} + 250.5 \text{ kN} + 95.3 \text{ KN} + \mathbf{113.5 \text{ KN}} = 508.8 \text{ KN} \end{aligned}$$

Se consideran los mismos Momentos calculados anteriormente

$$\text{Cargas Verticales: } M_o = 486.5 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} \text{Sismo: } M_o &= 295.05 \text{ KN.m} \\ M_v &= 369.15 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_E(+) &= 664.30 \text{ KN.m} \\ M_E(-) &= 74.10 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Se determinan las excentricidades nuevamente, debido a las cargas verticales y sismo:

$$\text{Cargas Verticales: } e = M_o / N = 486.5 \text{ KN.m} / 766.6 \text{ KN} = 0.63 \text{ m}$$

Sismo: la combinación más desfavorable es la de considerar las fuerzas sísmicas de izquierda a derecha

$$e = M_o / N = 664.30 \text{ KN.m} / 508.8 \text{ KN} = 1.31 \text{ m}$$

Considerando la fundación bajo el muro como un rectángulo, la longitud efectiva:

$$\text{Cargas Verticales: } L_{ef} = L_{eq} - 2 \cdot e = 5.01 \text{ m} - 2 \cdot 0.63 \text{ m} = 3.75 \text{ m}$$

$$\text{Sismo: } L_{ef} = L_{eq} - 2 \cdot e = 5.01 \text{ m} - 2 \cdot 1.31 \text{ m} = 2.39 \text{ m}$$

El área efectiva, sería:

$$\text{Cargas Verticales: } A_{ef} = b_{eq} \cdot L_{ef} = 1.03 \text{ m} \cdot 3.75 \text{ m} = 3.86 \text{ m}^2$$

Sismo: $A_{ef} = b_{eq} \cdot L_{ef} = 1.03 \text{ m} \cdot 2.39 \text{ m} = 2.46 \text{ m}^2$

La tensión del suelo bajo la fundación: $f = N / A_{ef}$

Cargas Verticales: $f = 76.66 \text{ tn} / 3.86 \text{ m}^2 = 19.86 \text{ tn/m}^2 = 1.99 \text{ kg/cm}^2 >> 1.32 \text{ kg/cm}^2$ [No verifica]

Sismo: $f = 50.88 \text{ tn} / 2.46 \text{ m}^2 = 20.68 \text{ tn/m}^2 = 2.07 \text{ kg/cm}^2 < 2.31 \text{ kg/cm}^2$ [verifica]

Cómo se puede observar, con la combinación de cargas verticales, no verifica la capacidad del suelo bajo la fundación.

Como se expresó anteriormente, se debería considerar profundizar las bases para tener una resistencia mayor del suelo o cambiar el sistema de fundación (pozos de fricción).

En última instancia, se debería rever el diseño estructural para cargas verticales, disponiendo un cambio en la transmisión de cargas sobre la columna C3, o agregar algún elemento vertical (columna), para acortar luces de vigas y tener sobre dicha columna una carga menor.