



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**“PROPUESTA DE UN SEGUNDO MODELO DE UN EDIFICIO DE
ALBAÑILERÍA CONFINADA A ESCALA REDUCIDA A ENSAYAR EN MESA
VIBRADORA”**

ÁREA DE ESTRUCTURAS

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR

- ANITA FIORELLA ROJAS RIVERA
- CARLOS DAVID NONTOL ESPINOZA

LIMA – PERÚ

2006

RESUMEN

Con la experiencia obtenida del comportamiento de estructuras de albañilería, se ha planteado una propuesta de diseño a la rotura para edificaciones estructuradas por muros de albañilería confinada. Dada la singularidad del método de diseño, es necesario verificarlo mediante un ensayo de simulación sísmica en mesa vibradora.

En el presente trabajo se desarrolla el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada a escala natural y se propone un modelo a escala reducida a ensayar, dejando para un futuro trabajo la simulación en mesa vibradora y la interpretación de resultados.

El edificio elegido es multifamiliar de cuatro niveles, estructurado por muros de albañilería confinada unidos entre sí por una losa maciza de concreto armado en cada entrepiso. Debido a las limitaciones, tanto geométricas como de carga, impuestas por la mesa vibradora del Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú, se plantea un modelo a escala reducida con un factor de escala igual a tres (3).

Se diseña el edificio a escala natural, según el Proyecto de Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería, para luego reproducir sus características geométricas y físicas en el modelo a escala reducida. Asimismo, se diseña la cimentación que permitirá el anclaje de la estructura a la mesa vibradora y le servirá de soporte al momento de transportarlo.

Se presenta además el metrado de materiales requeridos y los detalles estructurales necesarios para la construcción del modelo a escala.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1. OBJETIVOS	1
1.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	2
1.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	4
1.4. REGLAMENTOS Y NORMAS	4
CAPÍTULO 2	5
ANÁLISIS DEL EDIFICIO	5
2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS	5
2.2. PARAMETROS SISMICOS	6
2.3. REQUISITOS ESTRUCTURALES MÍNIMOS	7
2.4. METRADO DE CARGAS	10
2.5. CARGAS AXIALES ACUMULADAS EN CADA MURO PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO	18
2.6. CENTRO DE GRAVEDAD	18
CAPÍTULO 3	21
ANÁLISIS ESTRUCTURAL	21
3.1. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	21
3.2. FUERZAS DE ENTREPISO	39
3.3. ANÁLISIS SÍSMICO ANTE SISMO MODERADO	40
3.4. VERIFICACIONES NECESARIAS PARA EL DISEÑO DE LOS MUROS CONFINADOS ANTE SISMOS MODERADOS Y SEVEROS	51
CAPÍTULO 4	60
DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE ALBAÑILERIA CONFINADA	60
4.1. DISEÑO DE LOS MUROS	60
4.2. DISEÑO DEL ALFÉIZAR	74
CAPÍTULO 5	81
DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	81
5.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA MACIZA	81
5.2. DISEÑO DE LA LOSA MACIZA	81
CAPÍTULO 6	87
MODELO A ESCALA REDUCIDA	87
6.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	88
6.2. PESO DEL MODELO A ESCALA REDUCIDA	92
6.3. CIMENTACIÓN	94
6.4. PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA	108
6.5. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	108
6.6. MESA VIBRADORA	109
6.7. MÉTODO CONSTRUCTIVO Y MATERIALES	110
6.8. METRADO DE MATERIALES REQUERIDOS	112
CONCLUSIONES	114
BIBLIOGRAFÍA	116

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Teniendo como base las lecciones dejadas por terremotos pasados, los numerosos ensayos de carga lateral cíclica y los análisis teóricos realizados en edificaciones estructuradas con muros portantes de albañilería confinada, se ha visto la necesidad de plantear una nueva propuesta de diseño a la rotura tal que permita tener edificaciones con un mejor comportamiento ante las sollicitaciones sísmicas que se presentan en nuestro país.

Tomando como base los planteamientos de esta nueva propuesta de diseño, se estudia el comportamiento de un edificio de cuatro niveles simulando las sollicitaciones sísmicas en mesa vibradora, pero, debido a las limitaciones de la mesa vibradora del Laboratorio de Estructuras de la PUCP, no es posible ensayar un edificio a escala natural, por ello se debe plantear un espécimen a escala reducida.

Este estudio abarca las siguientes etapas: el diseño de la estructura a escala natural, diseño del modelo a escala reducida, la simulación sísmica en mesa vibradora y la interpretación de resultados. En el presente trabajo se desarrolla únicamente el análisis estructural del edificio a escala natural y se plantea el modelo a escala reducida a ser ensayado, dejando la simulación en mesa vibradora y la interpretación de resultados para un siguiente trabajo.

1.1. OBJETIVOS

La presente Tesis tiene por objeto plantear el modelo a escala reducida de un edificio de cuatro niveles en la ciudad de Lima, estructurado con muros portantes de albañilería confinada, para en un futuro poder someterlo a ensayos de simulación sísmica en las instalaciones del Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Para esto se diseña a la rotura un edificio a escala natural tomando como base los nuevos criterios de diseño propuestos en La Norma Técnica de Edificación E.070-Albañilería, para luego reproducir su geometría en el modelo a escala

reducida, debiendo mantener constante la cuantía del refuerzo de acero y la resistencia unitaria de los materiales. Asimismo el modelo debe cumplir con las limitaciones que presenta la mesa vibradora donde será ensayado.

En el desarrollo de este trabajo se pondrá especial énfasis al diseño de los elementos de albañilería estructural que conforman este sistema, es decir, el diseño de los muros de albañilería, diseño de columnas de confinamiento y diseño de vigas soleras; el diseño de los demás elementos que conforman la estructura se presentan como complemento a este estudio.

1.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

El edificio en estudio es parte de un edificio multifamiliar con acceso a sus niveles superiores a través de una escalera exterior. Para este estudio se ha tomado un bloque del edificio de cuatro pisos; los niveles tienen una planta típica (Fig.01) con una altura de piso a techo de 2.38 m. y una distribución conformada por una sala-comedor, un baño, un estudio, dos dormitorios y una cocina-lavandería; abarcando en un área total de 68.56m^2 y un área construida de 62.51m^2 .

La estructura está conformada por muros de albañilería, columnas de confinamiento, vigas soleras, y una losa de entrepiso. Los muros se encuentran distribuidos en ambas direcciones del edificio, "X" e "Y", con siete (07) muros portantes en la dirección "X", y ocho (08) muros portantes en la dirección "Y". Los muros son de 17cm de ancho y un espesor efectivo de 14cm (descontando tarrajeo)

Las vigas soleras y dinteles son elementos de concreto armado con una sección de 14cm x 20cm. Los alféizares son de 1.00m de alto, con un ancho de muro de 14cm y se encuentran aislados de la estructura principal.

Las columnas de confinamiento son de concreto armado cuyas dimensiones deben obedecer el requerimiento estructural del edificio. En cada nivel se tiene una losa de concreto armado que hace la función de diafragma rígido, con un espesor de 12cm.

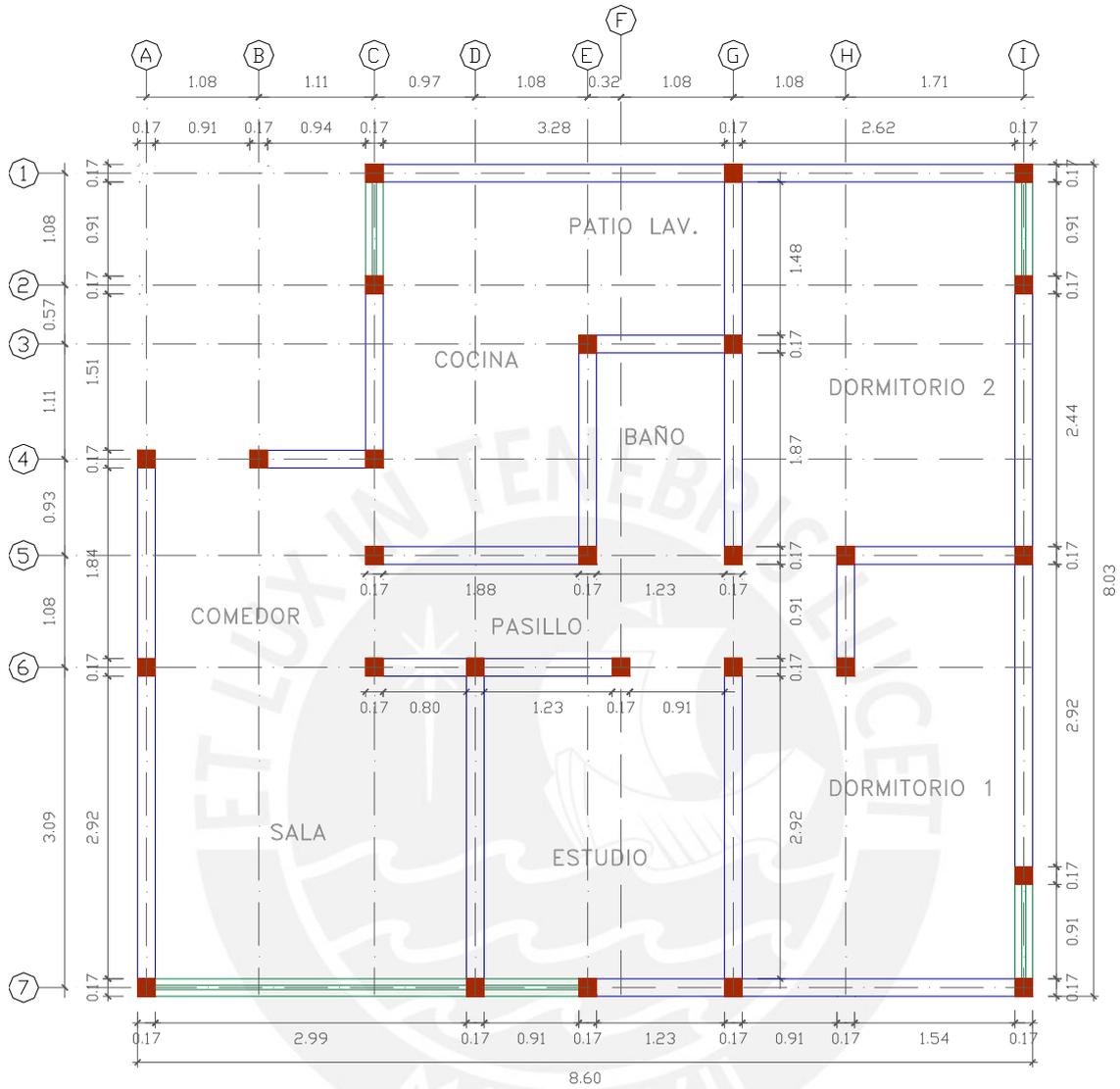


Fig. 01

Planta Típica del edificio a escala natural.

1.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

A continuación se presenta las características de los materiales a emplear para cada uno de los elementos de la estructura:

- En las columnas de confinamiento, vigas soleras y dinteles se empleará concreto con una resistencia última a la compresión $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$, que es el utilizado en edificaciones de albañilería confinada.
- La losa de techo armada en dos direcciones será de concreto con una resistencia a la compresión $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$.
- El acero de refuerzo a utilizar es de Grado 60 con un límite a la fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Las unidades de albañilería a emplear serán unidades industriales de arcilla maciza con dimensiones $9 \times 14 \times 24 \text{ cm}$ y un peso de 3.25 Kg/pieza , con las siguientes características: $f'm = 850 \text{ ton/m}^2$ y $v'm = 92 \text{ ton/m}^2$.

El mortero tendrá una cantidad de agua (slump 6") de modo que sea trabajable y se evite la segregación de los constituyentes, con la siguiente proporción de materiales:

- Cemento : 1
- Arena Gruesa : 4

1.4. REGLAMENTOS Y NORMAS

Las Normas empleadas para el análisis y diseño de la estructura son las siguientes:

- Norma E.020 Cargas.
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- Norma E.060 Concreto Armado.
- Norma E.070 Albañilería.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS DEL EDIFICIO

Previo al diseño del edificio se analiza el modelo predimensionando los principales elementos de la estructura y calculando las cargas actuantes en él. Con estos resultados se procede a verificar los requerimientos mínimos que debe cumplir una edificación de albañilería confinada.

2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS

Basándose en las especificaciones de la Norma E.070 y a las características geométricas del edificio, se predimensionan los elementos que formarán el sistema de albañilería confinada.

2.1.1. Muros de Albañilería

Según la Norma NTE E.070, el espesor efectivo “t” para muros de albañilería confinada, es igual al espesor del muro sin tarrajeo y deberá ser como mínimo:

$$t \geq \frac{h}{20} \quad (\text{Para zonas sísmicas 2 y 3})$$

h: altura libre entre elementos de arriostre horizontales.

Reemplazando:

$$t \geq \frac{2.30m}{20} = 0.115m \quad \Rightarrow \quad t = 0.14m$$

Se toma un espesor de muro de 0.14m.

2.1.2. Columnas y Vigas de Confinamiento

La Norma NTE E.070 especifica que el espesor mínimo de las columnas y vigas soleras debe ser igual al espesor efectivo del muro. Asimismo, indica que el peralte mínimo para las columnas de confinamiento es 15cm y el peralte mínimo de las vigas soleras debe ser igual al espesor de la losa de techo.

En resumen para el predimensionamiento se tiene:

- Muros de albañilería: $t = 14\text{cm}$
- Columnas: $14 \times 15\text{cm}$
- Vigas Soleras: $14 \times 20\text{cm}$

2.2. PARAMETROS SISMICOS

Los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico de la edificación de albañilería vienen dados por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

- **Factor de Zona (Z)**, la ciudad de Lima se encuentra ubicada en la zona sísmica 3, por lo tanto según la Tabla N° 1 de la Norma E.030 le corresponde un valor de $Z=0.4$.
- **Parámetros del Suelo (S) y (T_p)**, se considera la mayor parte del suelo limeño como cascajo duro. Según la Tabla N° 2 de la Norma E.030, a Lima le corresponde un tipo de suelo S_1 con un valor de $S=1.0$ y un periodo $T_p=0.4\text{seg}$.
- **Categoría de la Edificación (U)**, según la Tabla N° 3 de la Norma E.030, a una edificación común (viviendas) le corresponde un factor $U=1.0$.
- **Factor de Reducción (R)**, la Tabla N° 6 de la Norma E-030, a un sistema estructural de albañilería confinada le asigna un coeficiente de reducción $R=3$ para sismo severo.
- **Factor de Amplificación Sísmica (C)**, de acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica con la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T} ; \quad C \leq 2.50$$

T = Periodo fundamental de vibración de la estructura, y se puede estimar para cada dirección con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$$h_n = 2.50 \times 4 \text{ pisos} = 10 \text{ m (altura total del edificio)}$$

$$C_T = 60 \text{ (para estructuras de mampostería según Norma E-030).}$$

$$T = \frac{10m}{60} = 0.167 \text{ seg} \quad \Rightarrow \quad C = 2.5 \times \frac{0.4}{0.167} = 6 > 2.5 \quad \Rightarrow \quad C = 2.5$$

Tabla N° 01
Parámetros sísmicos

Parámetro	Valor
Z	0.4
U	1.0
S	1.0
R	3
C	2.5

2.3. REQUISITOS ESTRUCTURALES MÍNIMOS

Previo al análisis estructural es necesario verificar que la edificación cumpla con algunos requerimientos, tales como la densidad mínima de muros, el esfuerzo axial máximo permitido y otras características que debe tener una edificación de albañilería confinada.

2.3.1. Densidad Mínima de Muros

La estructura del edificio (ver la identificación de los muros en la Fig.03) debe cumplir con una mínima cantidad de muros portantes en cada dirección de análisis.

$$\frac{\text{Área de Corte de los Muros reforzados}}{\text{Área de la Planta Típica}} = \frac{\sum L t}{A_p} \geq \frac{Z U S N}{56}$$

Donde:

$$A_p = \text{área de la planta típica} \quad : 62.514 \text{ m}^2$$

$$N = \text{número de pisos del edificio} \quad : 4$$

$$L = \text{longitud total del muro confinado (en metros)}$$

$$t = \text{espesor efectivo del muro} \quad : 0.14 \text{ m}$$

Tabla N° 02
Longitud de muros en X-X

Muro	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	Σtotal
L	6.39	1.55	1.26	2.2	1.86	2.52	4.34	20.12

Tabla N° 03
Longitud de muros en Y-Y

Muro	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Y7	Y8	Σtotal
L	5.25	1.83	3.24	2.19	3.84	3.24	1.23	5.85	26.67

$$\frac{\Sigma L \times t}{A_p} \geq \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.0 \times 4}{56} = 0.0286$$

En XX: $\Sigma L \cdot t / A_p = (20.120 \times 0.14) / 62.514 = 0.045 > 0.0286$ ok!

En YY: $\Sigma L \cdot t / A_p = (26.670 \times 0.14) / 62.514 = 0.060 > 0.0286$ ok!

2.3.2. Esfuerzo Axial Máximo

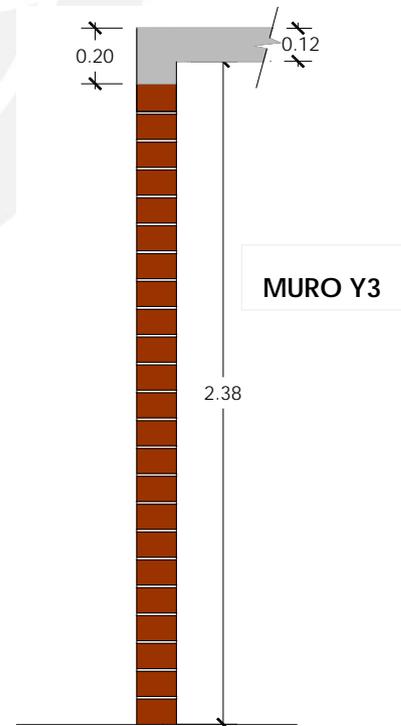
Se verifica para el muro más cargado (Y3 en la Fig.03), con un área tributaria de 5.792m², que el esfuerzo axial máximo (σ_m) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m) incluyendo el 100% de sobrecarga cumple con:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{t \times L} \leq 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'_m$$

Donde:

h = altura de entrepiso

L = Longitud total del muro, incluyendo el peralte de las columnas.



Cargas:

Muros de albañilería tarrajada:

$$0.018 \text{ ton/m}^2 \cdot \text{cm} \times 14 \text{ cm} + 0.020 \text{ ton/m}^2 \cdot \text{cm} \times 3 \text{ cm} = 0.312 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso propio: } 0.312 \text{ ton/m}^2 \times 2.30 \text{ m} \times 3.24 \text{ m} \times 4 = 9.300 \text{ ton}$$

$$\text{Solera: } 0.15 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 3.24 \text{ m} \times 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 4 = 0.933 \text{ ton}$$

$$\text{Losa: } (0.288 \text{ ton/m}^2 + 0.10 \text{ ton/m}^2) \times 5.792 \text{ m}^2 \times 4 = 8.989 \text{ ton}$$

$$\text{Sobrecarga: } 0.20 \text{ ton/m}^2 \times 5.792 \text{ m}^2 \times 3 + 0.1 \text{ ton/m}^2 \times 5.792 \text{ m}^2 = \underline{4.054 \text{ ton}}$$

$$P_m = 23.276 \text{ ton}$$

Para el muro más cargado (Y3) se tiene:

$$\text{a) } \sigma_m = \frac{P_m}{L \times t} = \frac{23.276}{3.24 \times 0.14} = 51.31 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{b) } 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] = 0.2 \times 850 \left[1 - \left(\frac{2.30}{35 \times 0.14} \right)^2 \right] = 132.54 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{c) } 0.15 \times f'_m = 0.15 \times 850 = 127.50 \text{ ton/m}^2$$

Se observa que el esfuerzo axial en este muro resulta ser menor que los valores límites establecidos: $\sigma_m = 51.31 \text{ ton/m}^2 \leq 127.50 \text{ ton/m}^2$

2.3.3. Requisitos Adicionales para Albañilería Confinada

Se considerará como muro portante confinado a aquel que cumpla las siguientes condiciones:

- El muro debe encontrarse enmarcado en sus cuatro lados por elementos de concreto armado verticales (columnas) y horizontales (vigas soleras). Para los muros ubicados en el primer piso se acepta la cimentación como elemento de confinamiento horizontal.
- Una longitud mayor o igual a 1,20m para ser considerado como contribuyente en la resistencia a las fuerzas horizontales.
- La distancia máxima centro a centro entre columnas de confinamiento será dos veces la distancia entre los elementos horizontales de refuerzo y no mayor de 5 metros.

- Se utiliza en los elementos de confinamiento concreto con una resistencia $f_c \geq 17.15 \text{ Mpa}$ (175 kg/cm^2)
- Se asume que el paño de albañilería simple no soporta acciones de punzonamiento causadas por cargas concentradas.
- El espesor mínimo las vigas soleras será igual al espesor efectivo del muro y su peralte mínimo igual al espesor de la losa de techo.
- El peralte mínimo de la columna de confinamiento será 15cm o el espesor efectivo del muro.
- Cuando se utilice refuerzo horizontal en los muros confinados, las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12.50cm y terminarán en gancho a 90° , vertical de 10cm de longitud.

2.4. METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas se tiene las siguientes consideraciones:

Características Geométricas:

- | | |
|-----------------------------|-------|
| - Número de pisos | 4 |
| - Altura de entrepiso | 2.50m |
| - Altura de piso a techo | 2.38m |
| - Peralte de losa maciza | 0.12m |
| - Espesor efectivo de muros | 0.14m |

Pesos Unitarios:

- | | |
|----------------------|-------------------------|
| - Albañilería sólida | 1.80 ton/m ³ |
| - Albañilería hueca | 1.35 ton/m ³ |
| - Concreto | 2.40 ton/m ³ |

Cargas Consideradas:

- | | |
|--------------------------|-----------------------|
| - Piso terminado | 100 kg/m ² |
| - Sobrecarga piso típico | 200 kg/m ² |
| - Sobrecarga azotea | 100 kg/m ² |

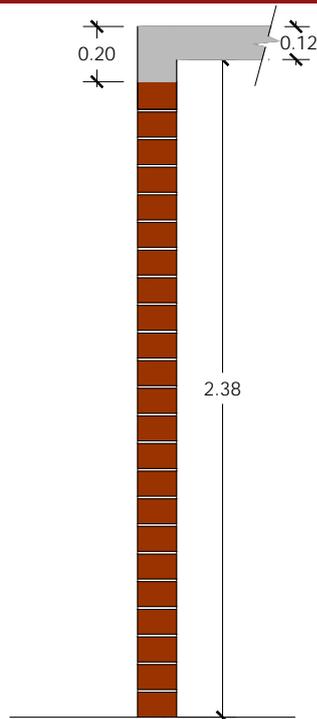


Fig. 02a
Sección típica de muros

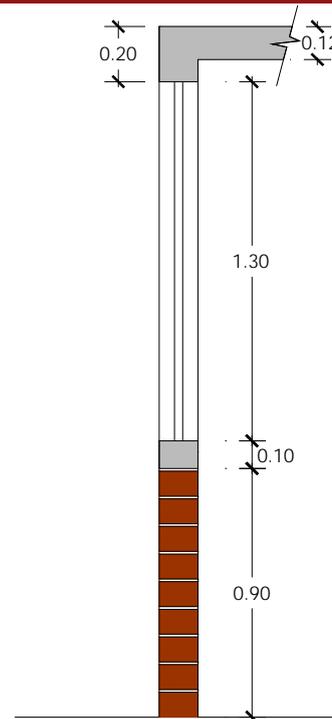


Fig. 02b
Sección típica de alféizar

2.4.1. Cargas Directas

Las cargas directas se refieren al peso propio de alféizar, ventanas y muros de albañilería.

- Piso Típico

Alféizar:

$$w = 0.9 \times 0.312 + 0.14 \times 0.1 \times 2.40 + 0.03 \times 0.10 \times 2.0$$

$$w = 0.320 \text{ ton/m}$$

Zona de ventanas:

$$w = 0.320 + 1.30 \times 0.02 + 0.14 \times 0.20 \times 2.40 + 0.015 \times 0.28 \times 2.0$$

$$w = 0.422 \text{ ton/m}$$

Zona de muros exteriores:

$$w = 2.30 \times 0.312 + 0.14 \times 0.20 \times 2.40 + 0.015 \times 0.28 \times 2.0$$

$$w = 0.793 \text{ ton/m}$$

Zona de muros interiores:

$$w = 2.30 \times 0.312 + 0.14 \times 0.20 \times 2.40 + 0.03 \times 0.08 \times 2.0$$

$$w = 0.790 \text{ ton/m}$$

- Azotea

Zona de vigas:

$$w = 0.14 \times 0.20 \times 2.4 + 0.015 \times 0.28 \times 2.0 + 0.14 \times 0.10$$

$$w = 0.0896 \text{ ton/m}$$

Zona de muros exteriores:

$$w = 1.15 \times 0.312 + 0.14 \times 0.20 \times 2.4 + 0.015 \times 0.28 \times 2 + 0.14 \times 0.1$$

$$w = 0.4484 \text{ ton/m}$$

Zona de muros interiores:

$$w = 1.15 \times 0.312 + 0.14 \times 0.20 \times 2.4 + 0.03 \times 0.08 \times 2 + 0.14 \times 0.1$$

$$w = 0.4448 \text{ ton/m}$$

2.4.2. Cargas Indirectas

Se consideran cargas indirectas al peso de la losa maciza y a las sobrecargas.

- Cargas repartidas en losa armada en 2 direcciones

$$w_D \text{ (peso propio y acabados)} = 0.288 + 0.10$$

$$w_D = 0.388 \text{ ton/m}^2$$

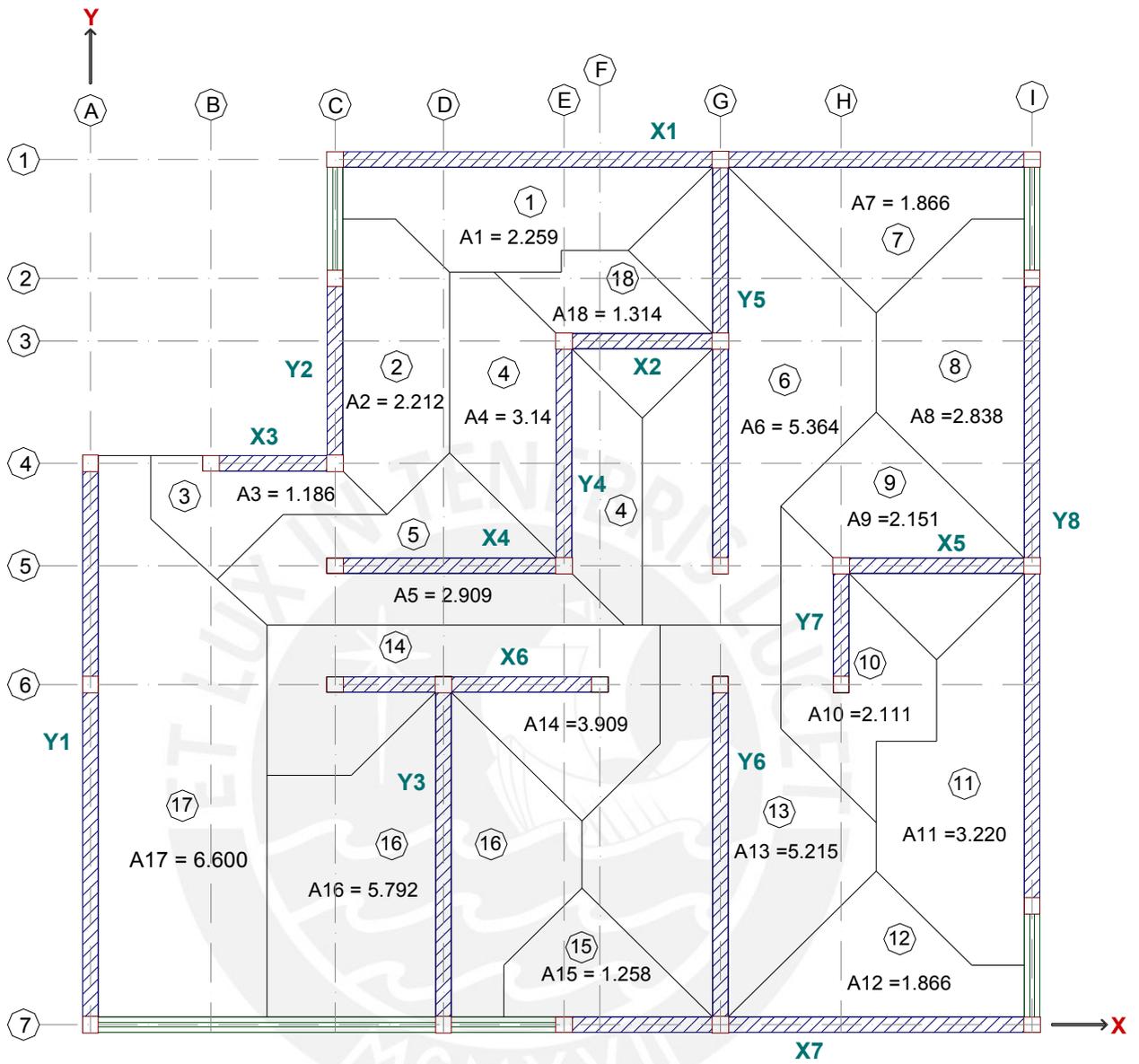
- Carga viva

$$w_L \text{ (piso típico)} = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

$$w_L \text{ (azotea)} = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

2.4.3. Cargas Gravitacionales

Para calcular las cargas gravitacionales en los muros, tanto en la dirección X-X como Y-Y, se divide la planta del edificio en áreas de influencia tal como se muestra en la Fig. 03.



a) Cargas Gravitacionales en X-X

A continuación se presenta el metrado de las cargas gravitacionales para los pisos típicos y para la azotea:

<u>Piso Típico</u>	<u>Azotea</u>
<u>Muro X1:</u>	
W _D :	
Losa $(2.259+1.866) \times 0.388 = 1.601$	$(2.259+1.866) \times 0.388 = 1.601$
Muro $6.390 \times 0.793 = 5.069$	$6.390 \times 0.448 = 2.865$
Ventana $0.935 \times 0.422 = 0.395$	
<hr/> W _D (X1) : 7.064	<hr/> W _D (X1) : 4.466
W _L :	
Losa $(2.259+1.866) \times 0.200 = 0.825$	$(2.259+1.866) \times 0.10 = 0.413$
<hr/> W _L (X1) : 0.825	<hr/> W _L (X1) : 0.413
<u>Muro X2:</u>	
W _D :	
Losa $1.314 \times 0.388 = 0.510$	$1.314 \times 0.388 = 0.510$
Muro $1.550 \times 0.793 = 1.229$	$1.550 \times 0.448 = 0.695$
<hr/> W _D (X2) : 1.739	<hr/> W _D (X2) : 1.205
W _L :	
Losa $1.314 \times 0.200 = 0.263$	$1.314 \times 0.10 = 0.131$
<hr/> W _L (X2) : 0.263	<hr/> W _L (X2) : 0.131
<u>Muro X3:</u>	
W _D :	
Losa $1.186 \times 0.388 = 0.460$	$1.186 \times 0.388 = 0.460$
Muro $1.260 \times 0.793 = 0.999$	$1.260 \times 0.448 = 0.565$
<hr/> W _D (X3) : 1.460	<hr/> W _D (X3) : 1.025
W _L :	
Losa $1.186 \times 0.200 = 0.237$	$1.186 \times 0.10 = 0.119$
<hr/> W _L (X3) : 0.237	<hr/> W _L (X3) : 0.119
<u>Muro X4:</u>	
W _D :	
Losa $2.909 \times 0.388 = 1.129$	$2.881 \times 0.388 = 1.129$
Muro $2.200 \times 0.790 = 1.737$	$2.200 \times 0.445 = 0.979$
<hr/> W _D (X4) : 2.866	<hr/> W _D (X4) : 2.107
W _L :	
Losa $2.909 \times 0.200 = 0.582$	$2.909 \times 0.10 = 0.291$
<hr/> W _L (X4) : 0.582	<hr/> W _L (X4) : 0.291

Muro X5:

W _D :	
Losa	$2.151 \times 0.388 = 0.835$
Muro	$1.860 \times 0.790 = 1.469$
<hr/>	
W _D (X5) : 2.303	
W _L :	
Losa	$2.151 \times 0.200 = 0.430$
<hr/>	
W _L (X5) : 0.430	

Muro X6:

W _D :	
Losa	$3.909 \times 0.388 = 1.517$
Muro	$2.520 \times 0.790 = 1.990$
<hr/>	
W _D (X6) : 3.506	
W _L :	
Losa	$3.909 \times 0.200 = 0.782$
<hr/>	
W _L (X6) : 0.782	

Muro X7:

W _D :	
Losa	$(1.258+1.866) \times 0.388 = 1.212$
Muro	$4.340 \times 0.793 = 3.442$
Ventana	$0.935 \times 0.422 = 0.395$
<hr/>	
W _D (X8) : 5.049	
W _L :	
Losa	$(1.258+1.866) \times 0.200 = 0.625$
<hr/>	
W _L (X8) : 0.625	

Muro X5:

W _D :	
	$2.151 \times 0.388 = 0.835$
	$1.860 \times 0.445 = 0.827$
<hr/>	
W _D (X5) : 1.662	
W _L :	
	$2.151 \times 0.10 = 0.215$
<hr/>	
W _L (X5) : 0.215	

Muro X6:

W _D :	
	$2.38 \times 0.388 = 1.517$
	$2.520 \times 0.445 = 1.121$
<hr/>	
W _D (X6) : 2.638	
W _L :	
	$3.909 \times 0.10 = 0.391$
<hr/>	
W _L (X6) : 0.391	

Muro X7:

W _D :	
	$(1.258+1.866) \times 0.388 = 1.212$
	$4.340 \times 0.448 = 1.946$
<hr/>	
W _D (X8) : 3.158	
W _L :	
	$(1.258+1.866) \times 0.10 = 0.312$
<hr/>	
W _L (X8) : 0.312	

b) Cargas Gravitacionales en Y-Y

Se presenta el metrado de cargas gravitacionales para el piso típico y para la azotea:

Piso Típico

Muro Y1:

W _D :	
Losa	$6.600 \times 0.388 = 2.561$
Muro	$5.250 \times 0.793 = 4.164$
Ventana	$1.51 \times 0.422 = 0.637$
<hr/>	
W _D (Y1) : 7.362	
W _L :	
Losa	$6.600 \times 0.200 = 1.320$
<hr/>	
W _L (Y1) : 1.320	

Azotea

Muro Y1:

W _D :	
	$6.600 \times 0.388 = 2.561$
	$5.250 \times 0.448 = 2.354$
<hr/>	
W _D (Y1) : 4.915	
W _L :	
	$6.600 \times 0.10 = 0.660$
<hr/>	
W _L (Y1) : 0.660	

Muro Y2:

W _D :	
Losa	$2.212 \times 0.388 = 0.858$
Muro	$1.830 \times 0.793 = 1.452$
Ventana	$0.4675 \times 0.422 = 0.197$
	<hr/>
	WD(Y2) : 2.310

W _L :	
Losa	$2.212 \times 0.200 = 0.442$
	<hr/>
	WL(Y2) : 0.442

Muro Y3:

W _D :	
Losa	$5.792 \times 0.388 = 2.247$
Muro	$3.240 \times 0.790 = 2.558$
Ventana	$(1.51+0.4675) \times 0.422 = 0.835$
	<hr/>
	W _D (Y3) : 5.640

W _L :	
Losa	$5.792 \times 0.200 = 1.158$
	<hr/>
	W _L (Y3) : 1.158

Muro Y4:

W _D :	
Losa	$3.14 \times 0.388 = 1.218$
Muro	$2.190 \times 0.790 = 1.729$
	<hr/>
	W _D (Y4) : 2.948

W _L :	
Losa	$3.14 \times 0.200 = 0.628$
	<hr/>
	W _L (Y4) : 0.628

Muro Y5:

W _D :	
Losa	$5.364 \times 0.388 = 2.081$
Muro	$3.840 \times 0.790 = 3.032$
	<hr/>
	W _D (Y5) : 5.113

W _L :	
Losa	$5.364 \times 0.200 = 1.073$
	<hr/>
	W _L (Y5) : 1.073

Muro Y6:

W _D :	
Losa	$5.215 \times 0.388 = 2.023$
Muro	$3.240 \times 0.790 = 2.558$
	<hr/>
	W _D (Y6) : 4.582

W _L :	
Losa	$5.215 \times 0.200 = 1.043$
	<hr/>
	W _L (Y6) : 1.043

Muro Y2:

W _D :	
	$2.212 \times 0.388 = 0.858$
	$1.83 \times 0.448 = 0.821$
	<hr/>
	WD(Y2) : 1.679

W _L :	
	$2.212 \times 0.10 = 0.221$
	<hr/>
	WL(Y2) : 0.221

Muro Y3:

W _D :	
	$5.792 \times 0.388 = 2.247$
	$3.240 \times 0.445 = 1.441$
	<hr/>
	W _D (Y3) : 3.688

W _L :	
	$5.792 \times 0.10 = 0.579$
	<hr/>
	W _L (Y3) : 0.579

Muro Y4:

W _D :	
	$3.14 \times 0.388 = 1.218$
	$2.190 \times 0.445 = 0.974$
	<hr/>
	W _D (Y4) : 2.192

W _L :	
	$3.14 \times 0.10 = 0.314$
	<hr/>
	W _L (Y4) : 0.314

Muro Y5:

W _D :	
	$5.364 \times 0.388 = 2.081$
	$3.840 \times 0.445 = 1.708$
	<hr/>
	W _D (Y5) : 3.789

W _L :	
	$5.364 \times 0.10 = 0.536$
	<hr/>
	W _L (Y5) : 0.536

Muro Y6:

W _D :	
	$5.215 \times 0.388 = 2.023$
	$3.240 \times 0.445 = 1.441$
	<hr/>
	W _D (Y6) : 3.465

W _L :	
	$5.215 \times 0.10 = 0.522$
	<hr/>
	W _L (Y6) : 0.522

Muro Y7:

W_D:

Losa	$2.111 \times 0.388 = 0.819$
Muro	$1.230 \times 0.790 = 0.971$
<hr/>	
	W _D (Y7) : 1.790

W_L:

Losa	$2.111 \times 0.200 = 0.422$
<hr/>	
	W _L (Y7) : 0.422

Muro Y8:

W_D:

Losa	$(2.838+3.22) \times 0.388 = 2.351$
Muro	$5.850 \times 0.793 = 4.640$
Ventana	$0.935 \times 0.422 = 0.395$
<hr/>	
	W _D (Y8) : 7.385

W_L:

Losa	$(2.838+3.22) \times 0.200 = 1.212$
<hr/>	
	W _L (Y8) : 1.212

Muro Y7:

W_D:

	$2.111 \times 0.388 = 0.819$
	$1.230 \times 0.445 = 0.547$
<hr/>	
	WD(Y7) : 1.366

W_L:

	$2.111 \times 0.10 = 0.211$
<hr/>	
	W _L (Y7) : 0.211

Muro Y8:

W_D:

	$(2.838+3.22) \times 0.388 = 2.351$
	$5.850 \times 0.448 = 2.623$
<hr/>	
	W _D (Y8) : 4.974

W_L:

	$(2.838+3.22) \times 0.10 = 0.606$
<hr/>	
	W _L (Y8) : 0.606

2.4.4. Resumen de cargas

Tabla N° 04
Resumen de cargas

MURO	PISO TÍPICO (ton)		AZOTEA (ton)	
	PD + PL	PD + 25%PL	PD + PL	PD + 25%PL
X1	7.889	7.270	4.878	4.569
X2	2.002	1.805	1.336	1.238
X3	1.697	1.519	1.144	1.055
X4	3.448	3.011	2.398	2.180
X5	2.733	2.411	1.877	1.716
X6	4.288	3.702	3.028	2.735
X7	5.674	5.205	3.471	3.236
Y1	8.682	7.692	5.575	5.080
Y2	2.752	2.420	1.900	1.734
Y3	6.799	5.930	4.268	3.833
Y4	3.576	3.105	2.506	2.271
Y5	6.186	5.381	4.326	3.923
Y6	5.625	4.842	3.986	3.595
Y7	2.212	1.896	1.577	1.419
Y8	8.597	7.688	5.579	5.125

2.5. CARGAS AXIALES ACUMULADAS EN CADA MURO PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

Para el análisis sísmico del edificio, es necesario calcular la carga gravitacional de servicio con sobrecarga reducida (P_g).

En las edificaciones clasificadas en la categoría C, se calcula P_g añadiendo a la carga muerta el 25% de la carga viva ($P_g = P_D + 0.25P_L$). La carga P_g acumulada por nivel en cada muro, se empleará posteriormente para verificar la resistencia al agrietamiento diagonal en cada muro.

Tabla N° 05

Carga Gravitacional de Servicio Acumulada por Nivel

Muro	Pg (ton) Piso Típico	Pg (ton) Azotea	Cargas Acumuladas por Nivel (ton)				
			Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1	
X1	7.270	4.569	4.569	11.839	19.109	26.379	
X2	1.805	1.238	1.238	3.043	4.848	6.653	
X3	1.519	1.055	1.055	2.574	4.093	5.612	
X4	3.011	2.180	2.180	5.191	8.203	11.214	
X5	2.411	1.716	1.716	4.126	6.537	8.948	
X6	3.702	2.735	2.735	6.437	10.139	13.841	
X7	5.205	3.236	3.236	8.442	13.647	18.852	
Y1	7.692	5.080	5.080	12.772	20.465	28.157	
Y2	2.420	1.734	1.734	4.155	6.575	8.995	
Y3	5.930	3.833	3.833	9.763	15.693	21.622	
Y4	3.105	2.271	2.271	5.375	8.480	11.585	
Y5	5.381	3.923	3.923	9.305	14.686	20.068	
Y6	4.842	3.595	3.595	8.437	13.280	18.122	
Y7	1.896	1.419	1.419	3.315	5.211	7.106	
Y8	7.688	5.125	5.125	12.813	20.501	28.190	
Peso por Nivel	63.88 ton.	43.71 ton.				Peso Total	235.34 ton.

2.6. CENTRO DE GRAVEDAD

El centro de gravedad (X_g , Y_g) de cada nivel del edificio se calcula considerando la geometría de cada muro, su ubicación en planta y su carga respectiva. Los valores P_i corresponden a las cargas no acumuladas (Tabla N° 06)

Tabla N° 06
Centro de gravedad y pesos de muros en X-X

MURO	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7
X_i	5.31	4.94	1.635	3.215	7.575	3.375	6.265
Y_i	7.86	6.21	5.1	4.17	4.17	3.09	0.0
P_i	7.270	1.805	1.519	3.011	2.411	3.702	5.205
$P_i X_i$	38.603	8.917	2.483	9.681	18.262	12.494	32.612
$P_i Y_i$	57.141	11.209	7.746	12.557	10.053	11.439	0.00

Tabla N° 07
Centro de gravedad y pesos de muros en Y-Y

MURO	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Y7	Y8
X_i	0.0	2.19	3.16	4.24	5.64	5.64	6.72	8.43
Y_i	2.55	5.94	1.545	5.19	6.015	1.545	3.63	3.93
P_i	7.692	2.420	5.930	3.105	5.381	4.842	1.896	7.688
$P_i X_i$	0.00	5.301	18.738	13.163	30.352	27.312	12.740	64.811
$P_i Y_i$	19.615	14.377	9.161	16.113	32.370	7.482	6.882	30.215

Tabla N° 08
Centro de gravedad del edificio.

$X_{CM} =$	$\frac{\sum P_i X_i}{P_i} =$	4.626
$Y_{CM} =$	$\frac{\sum P_i Y_i}{P_i} =$	3.857

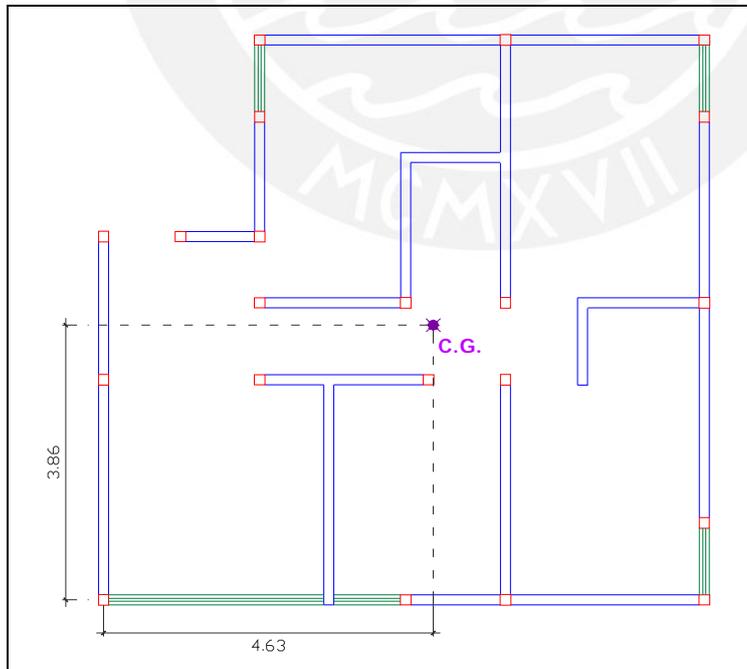


Fig. 04
Ubicación del Centro de Gravedad.

2.6.1 Excentricidades Accidentales

Según la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, para cada dirección de análisis de la estructura y en cada nivel debe considerarse una excentricidad accidental, es decir, un desplazamiento del centro de gravedad igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la acción de las fuerzas.

Se tiene: $E_a = 0.05 \times L$

Donde:

E_a = Excentricidad accidental.

L = longitud total en la dirección transversal de análisis.

Excentricidades accidentales

$$E_{a(x-x)} = 0.05 \times 8.00 = 0.400\text{m}$$

$$E_{a(y-y)} = 0.05 \times 8.57 = 0.429\text{m}$$

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se analiza el comportamiento estructural del edificio a escala natural, obteniendo los esfuerzos a los que está sometido cada elemento y los desplazamientos de la estructura. Asimismo se verifica los esfuerzos y desplazamientos máximos permitidos según la norma E-030, para luego proceder al diseño de los elementos.

3.1. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Para realizar el análisis de la estructura es necesario hacer un modelo de la estructura (ver figuras 05, 06 y 07). Éste modelo debe representar de la mejor forma el comportamiento de la estructura real. Para lograr esto se requiere idealizar el comportamiento de cada uno de los elementos estructurales y la forma en que estos interactúan entre sí (ver 3.1.3. Modelamiento de Ejes). En esta tesis se empleó el programa SAP2000.

3.1.1. Idealización y Modelado de la Estructura:

Para modelar la estructura se tiene las siguientes consideraciones:

- El edificio es modelado como Pórticos Planos interconectados, donde los muros se modelan como barras, y en conjunto con las vigas forman pórticos planos interconectados por un diafragma rígido.
- Se asume que la estructura es linealmente elástica.
- Se coloca nudos en los ejes de cada muro, en el apoyo de vigas e intersecciones de muros. A los nudos contenidos en el mismo plano de la losa se les asigna la restricción tipo “diafragma”.
- Para idealizar el comportamiento de los muros, se emplea las secciones transformadas, añadiendo a su sección transversal el 25% de la sección de los muros que concurren ortogonalmente al muro en análisis o 6 veces su espesor, lo que sea mayor.
- Se considera tres (03) grados de libertad por cada nivel, colocado en el centro de masa respectivo.

- A los pórticos planos ortogonales se les hace compatibles en desplazamiento vertical en su punto de intersección mediante la unión de sus extremos con elementos rígidos, considerando un momento nulo en el nudo de intersección.

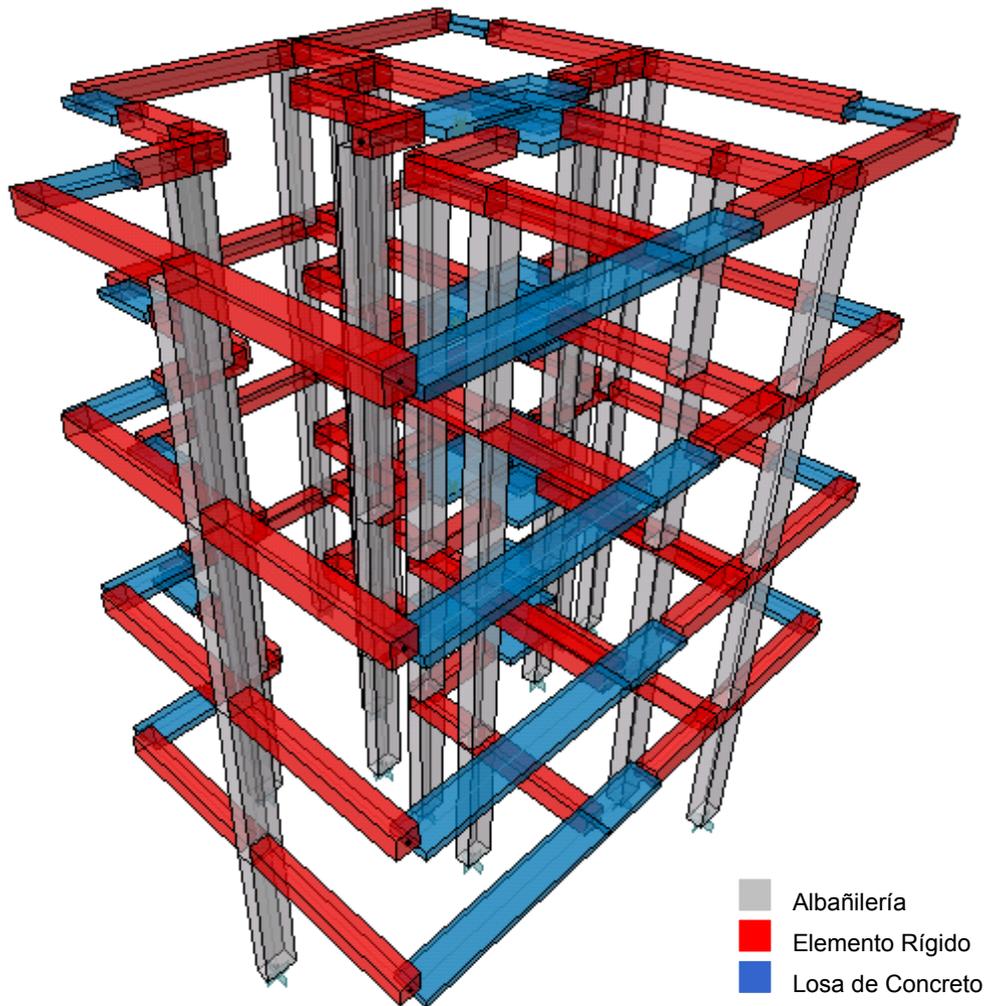


Fig. 05
Vista Isométrica del modelo

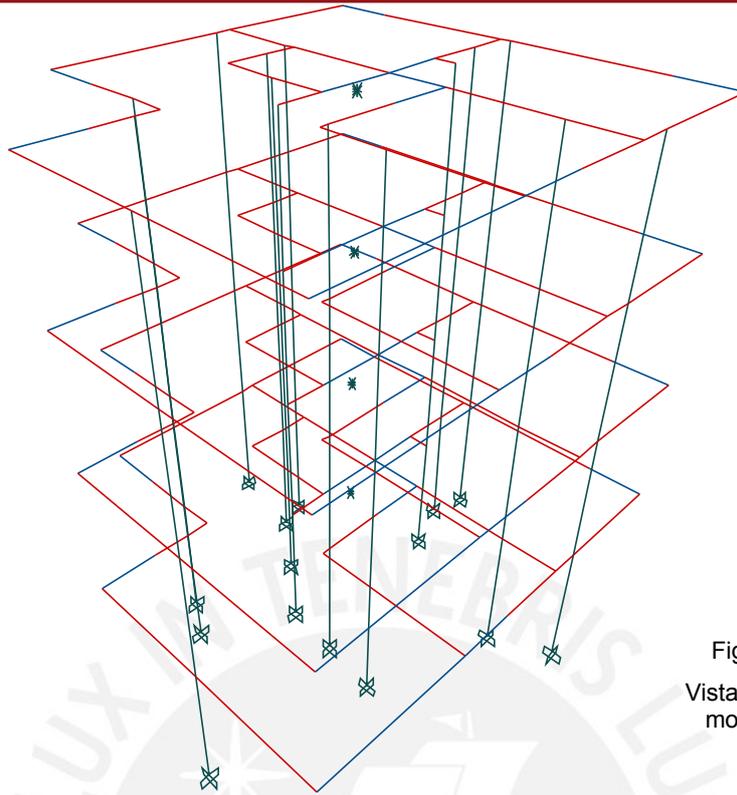


Fig. 06
Vista 3d del modelo.

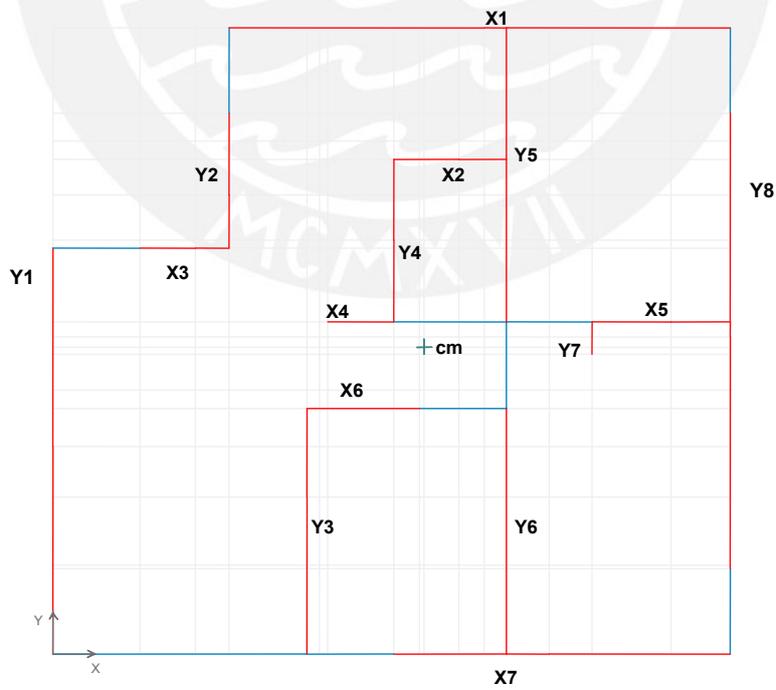


Fig. 07
Vista en planta del modelo.

3.1.2. Secciones Transformadas

La rigidez lateral de cada muro confinado se evalúa como una sola unidad albañilería-concreto, por lo que se debe calcular la sección transformada de cada elemento, convirtiendo el concreto de las columnas de confinamiento en el equivalente a albañilería, esto se obtiene multiplicando su espesor real por la relación de módulos de elasticidad E_c/E_m .

Al calcular la rigidez de los muros se añade a su sección transversal el 25% de la sección transversal de los muros que concurran ortogonalmente al muro en análisis o 6 veces su espesor, lo que sea mayor.

Se asigna propiedades nulas en la dirección transversal al plano del muro ya que se considera que los pórticos planos solo presentan rigidez para acciones coplanares.

Propiedades de los elementos:

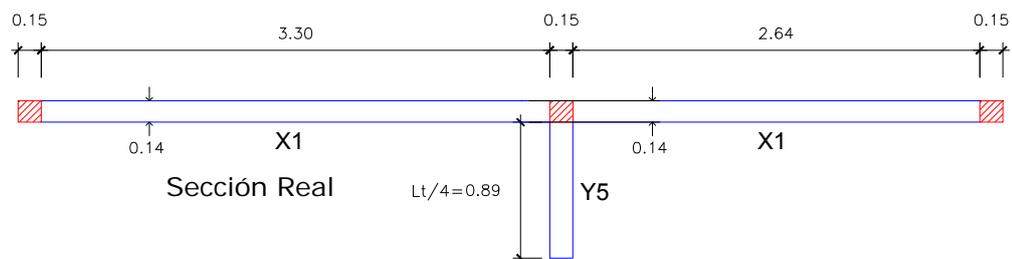
- Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 2.00E+06 \text{ ton/m}^2$
- Módulo de elasticidad de la Albañilería: $E_a = 500 f'_m = 500 \times 850 = 4.25E+05 \text{ ton/m}^2$
- Relación de Módulos de Elasticidad: $n = E_c / E_a = 4.71$
- Espesor real de las columnas: $t_{\text{real}} = 0.15 \text{ m}$
- Ancho transformado de la columna: $\rightarrow n \times t_{\text{real}} = 0.70$
- Brazo rígido: Sección: 30x30cm $E_{\text{br}} = 2.00E+09 \text{ ton/m}^2$

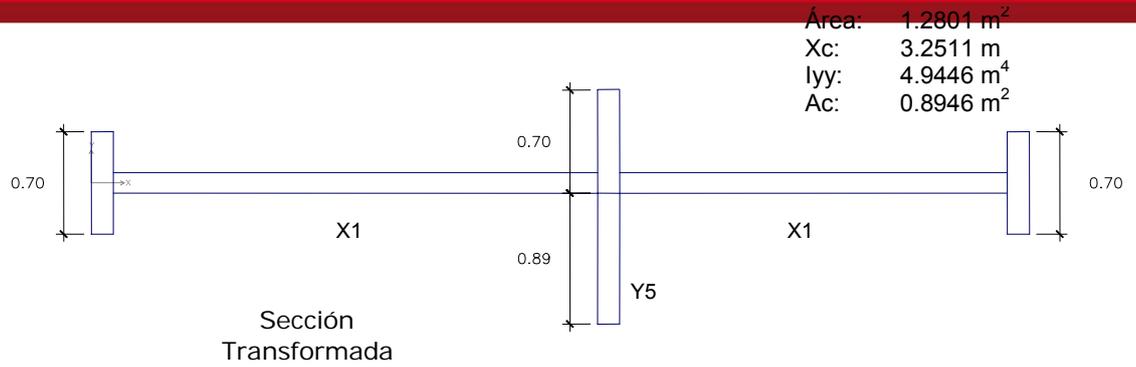
Muros en la dirección X-X

Muro X1:

Longitud: $L_1 = 3.30 \text{ m}$
 $L_2 = 2.64 \text{ m}$

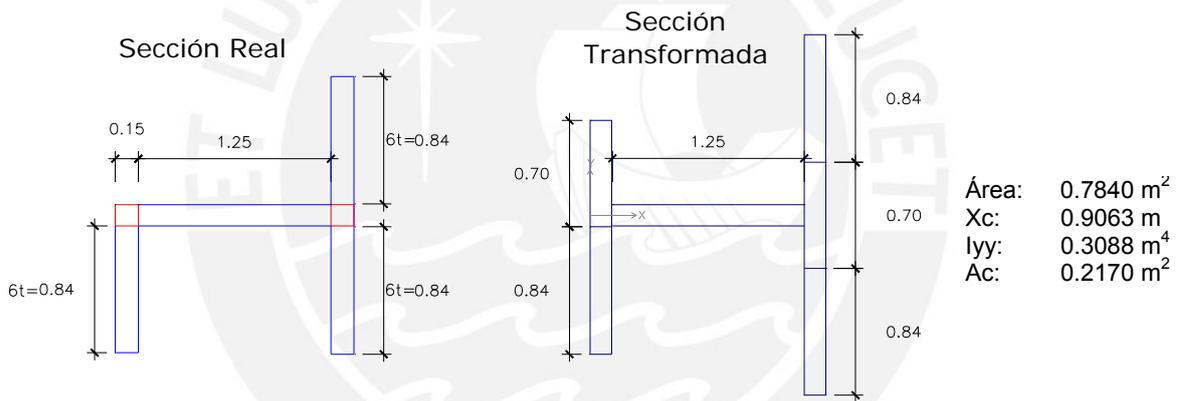
$L_{Y5} : L_t = 3.54 \text{ m}$
 $L_t/4 = 0.89 \text{ m}$
 $6x t_{\text{efec}} = 0.84 \text{ m}$





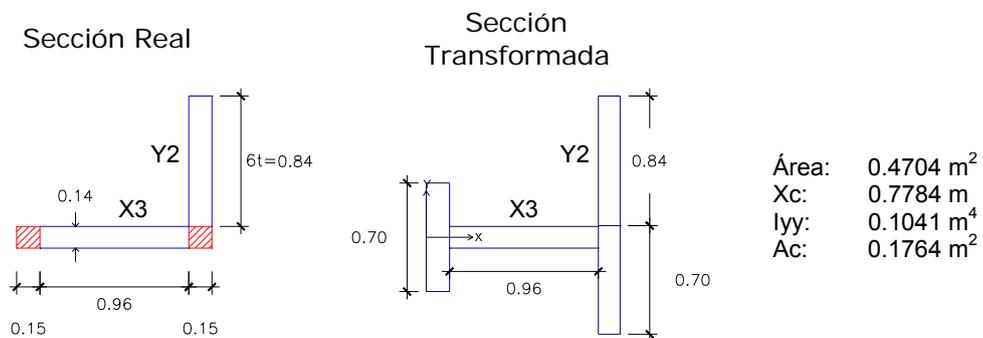
Muro X2:

Longitud: L = 1.25 m L_{Y4}: Lt = 1.89 m L_{Y5 sup}: Lt = 1.50 m
 Lt/4 = 0.47 m Lt/4 = 0.38 m
 6x_{t_{efec}} = 0.84 m 6x_{t_{efec}} = 0.84 m
 L_{Y5 inf}: Lt = 1.89 m
 Lt/4 = 0.47 m
 6x_{t_{efec}} = 0.84 m



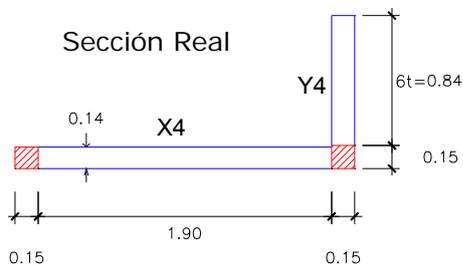
Muro X3:

Longitud: L = 0.960 m L_{Y2}: Lt = 1.53 m
 Lt/4 = 0.38 m
 6x_{t_{efec}} = 0.84 m



Muro X4:

Longitud: $L = 1.90\text{ m}$ L_{Y4} : $L_t = 1.89\text{ m}$
 $L_t/4 = 0.47\text{ m}$
 $6x_{t_{efec}} = 0.84\text{ m}$



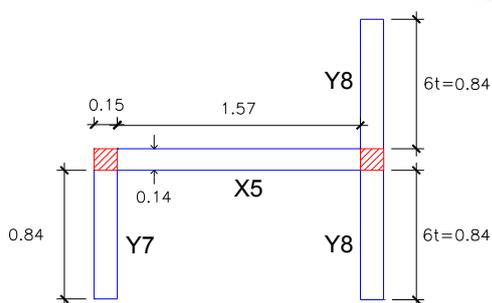
Área: 0.6020 m^2
 X_c : 1.3145 m
 I_{yy} : 0.4060 m^4
 A_c : 0.3080 m^2



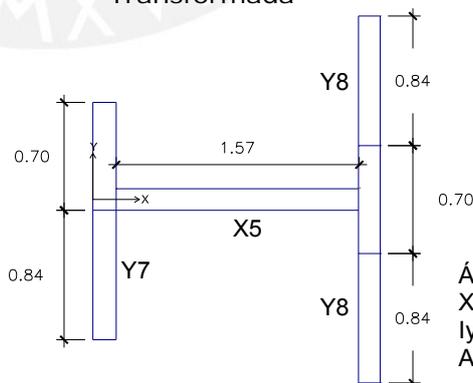
Muro X5:

Longitud: $L = 1.570\text{ m}$ L_{Y7} : $L_t = 0.93\text{ m}$ $L_{Y8\text{ sup}}$: $L_t = 2.46\text{ m}$
 $L_t/4 = 0.23\text{ m}$ $L_t/4 = 0.62\text{ m}$
 $6x_{t_{efec}} = 0.84\text{ m}$ $6x_{t_{efec}} = 0.84\text{ m}$
 $L_{Y5\text{ inf}}$: $L_t = 2.94\text{ m}$
 $L_t/4 = 0.74\text{ m}$
 $6x_{t_{efec}} = 0.84\text{ m}$

Sección Real



Sección Transformada



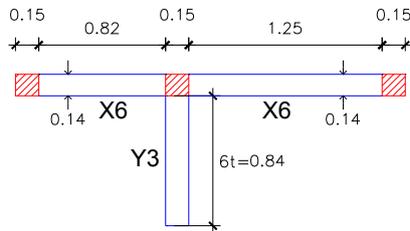
Área: 0.8288 m^2
 X_c : 1.0875 m
 I_{yy} : 0.4774 m^4
 A_c : 0.2618 m^2

Muro X6:

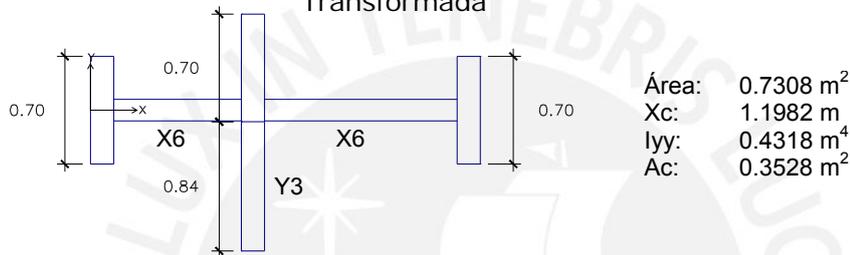
Longitud: $L_1 = 0.820 \text{ m}$
 $L_2 = 1.250 \text{ m}$

$L_{\text{muro}_{\text{trans}}} : L_t = 2.94 \text{ m}$
 $L_t/4 = 0.74 \text{ m}$
 $6x_{t_{\text{efec}}} = 0.84 \text{ m}$

Sección Real



Sección Transformada

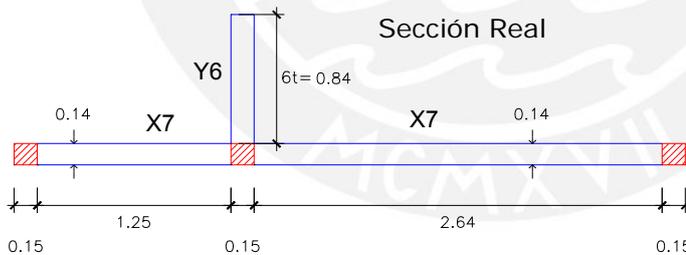


Muro X7:

Longitud: $L_1 = 1.250 \text{ m}$
 $L_2 = 2.640 \text{ m}$

$L_{\text{muro}_{\text{trans}}} : L_t = 2.94 \text{ m}$
 $L_t/4 = 0.74 \text{ m}$
 $6x_{t_{\text{efec}}} = 0.84 \text{ m}$

Sección Real



Sección Transformada

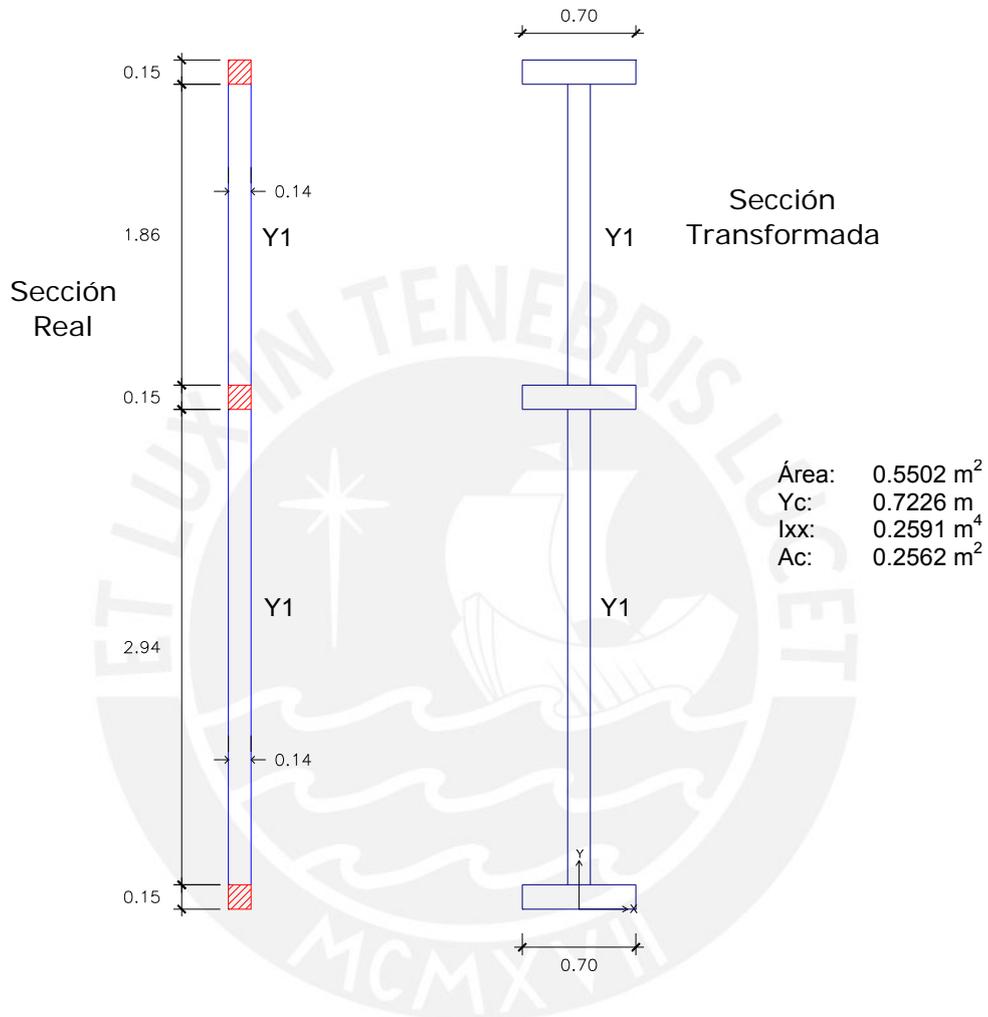


Muros en la dirección Y-Y

Muro Y1:

Longitud: $L_1 = 2.94 \text{ m}$

$L_2 = 1.86 \text{ m}$



Muro Y2:

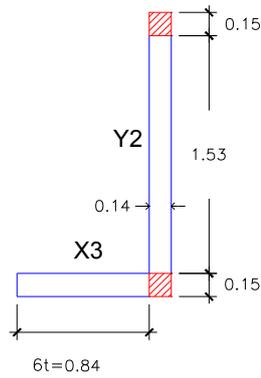
Longitud: $L = 1.53 \text{ m}$

$L_{muro \times 3}$: $L_t = 0.96 \text{ m}$

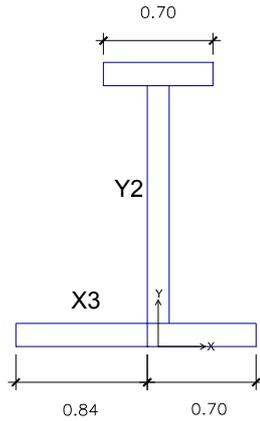
$L_t/4 = 0.24 \text{ m}$

$6x_{t_{efec}} = 0.84 \text{ m}$

Sección Real



Sección Transformada



Área: 0.9870 m²
Yc: 2.6710 m
Ixx: 2.9488 m⁴
Ac: 0.7350 m²

Muro Y3:

Longitud: L = 2.94 m

L_{Y6 izq:} Lt = 0.82 m

Lt/4 = 0.21 m

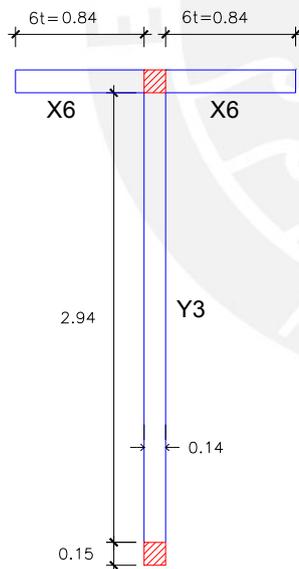
6xt_{efec} = 0.84 m

L_{Y6 der:} Lt = 1.25 m

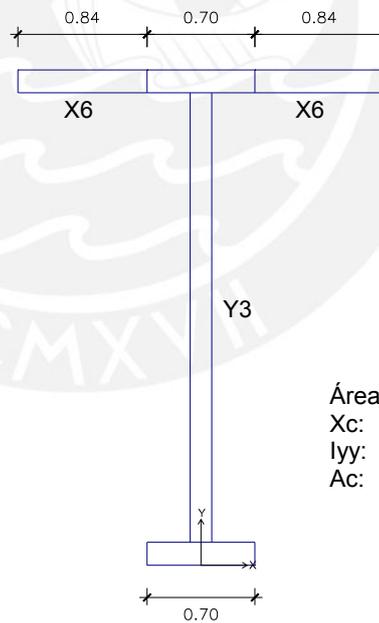
Lt/4 = 0.31 m

6xt_{efec} = 0.84 m

Sección Real



Sección Transformada



Área: 0.8946 m²
Xc: 2.0915 m
Iyy: 1.2515 m⁴
Ac: 0.4536 m²

Muro Y4:

Longitud: L = 1.89 m

L_{X4:} Lt = 1.90 m

L_{X2:} Lt = 1.25 m

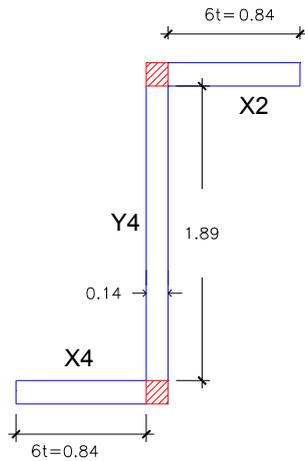
Lt/4 = 0.48 m

Lt/4 = 0.31 m

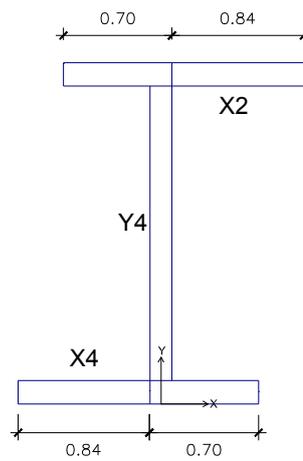
6xt_{efec} = 0.84 m

6xt_{efec} = 0.84 m

Sección Real



Sección Transformada



Área: 0.7266 m²
Yc: 1.0950 m
Ixx: 0.5603 m⁴
Ac: 0.3066 m²

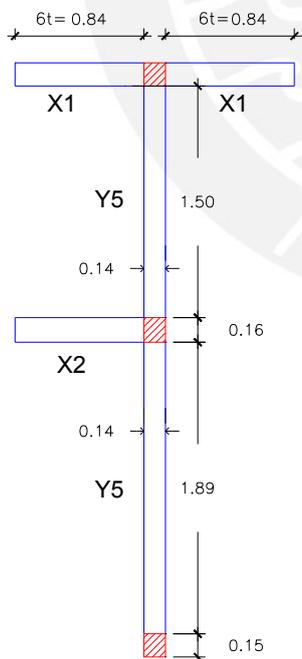
Muro Y5:

Longitud: $L_1 = 1.89$ m
 $L_2 = 1.50$ m

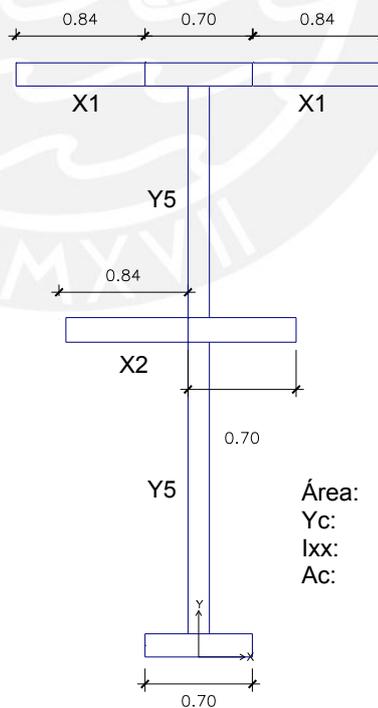
L_{X2} : $L_t = 1.25$ m
 $L_t/4 = 0.31$ m
 $6xt_{efec} = 0.84$ m

$L_{Y1 \text{ izq}}$: $L_t = 3.30$ m
 $L_t/4 = 0.31$ m
 $6xt_{efec} = 0.84$ m
 $L_{Y1 \text{ der}}$: $L_t = 2.64$ m
 $L_t/4 = 0.66$ m
 $6xt_{efec} = 0.84$ m

Sección Real



Sección Transformada



Área: 0.8946 m²
Yc: 1.1485 m
Ixx: 1.2515 m⁴
Ac: 0.4536 m²

Muro Y6:

Longitud: $L = 2.94 \text{ m}$

$L_{Y7 \text{ izq}} : Lt = 1.25 \text{ m}$

$Lt/4 = 0.31 \text{ m}$

$6x_{t_{\text{efec}}} = 0.84 \text{ m}$

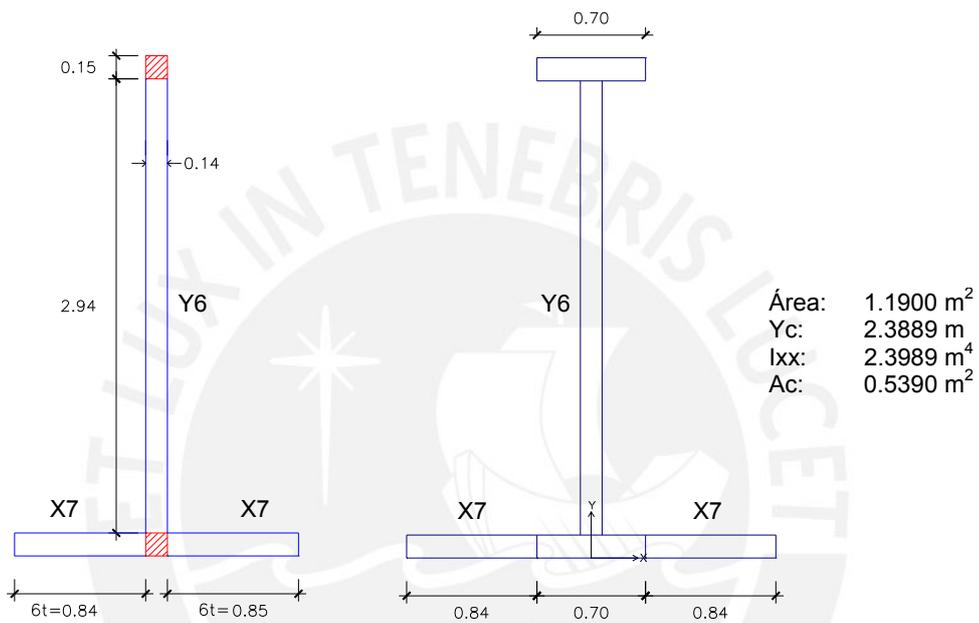
$L_{Y7 \text{ der}} : Lt = 2.64 \text{ m}$

$Lt/4 = 0.66 \text{ m}$

$6x_{t_{\text{efec}}} = 0.84 \text{ m}$

Sección Real

Sección Transformada



Muro Y7:

Longitud: $L = 0.93 \text{ m}$

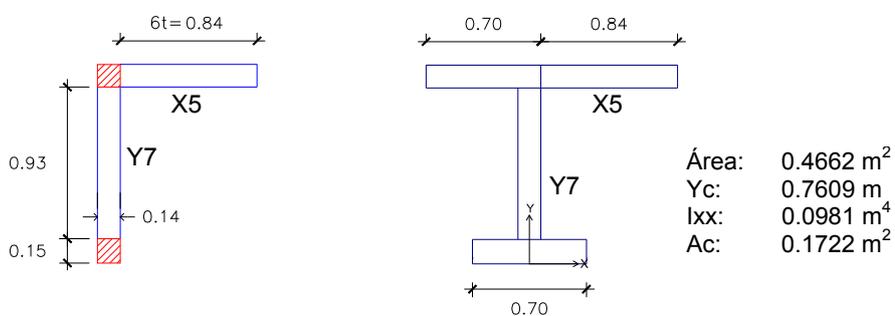
$L_{X5} : Lt = 1.56 \text{ m}$

$Lt/4 = 0.39 \text{ m}$

$6x_{t_{\text{efec}}} = 0.84 \text{ m}$

Sección Real

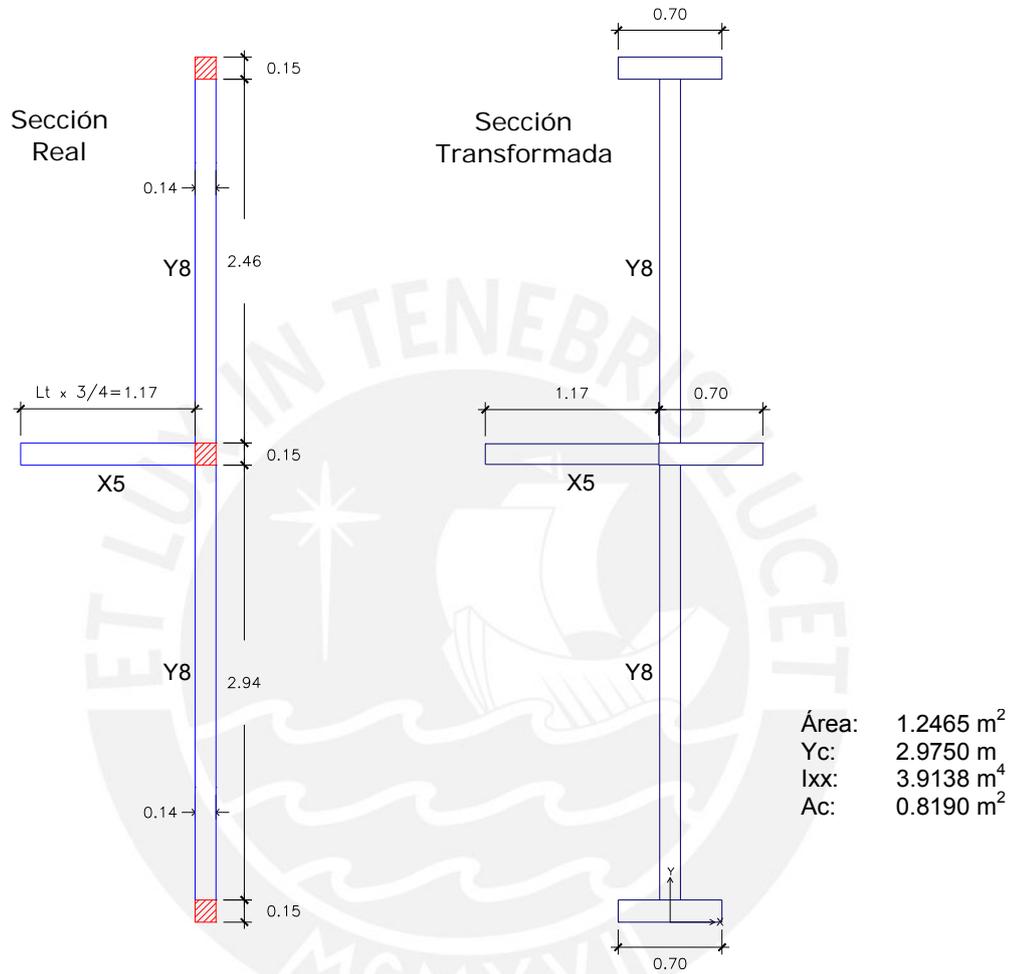
Sección Transformada



Muro Y8:

Longitud: $L_1 = 2.94 \text{ m}$
 $L_2 = 2.46 \text{ m}$

$L_{X5}:$ $L_t = 1.56 \text{ m}$
 $L_{t \times 3/4} = 1.17 \text{ m}$
 $6x_{t_{efec}} = 0.84 \text{ m}$



3.1.3. Modelamiento de los Ejes

Se presenta el modelamiento de los muros en el programa SAP2000.

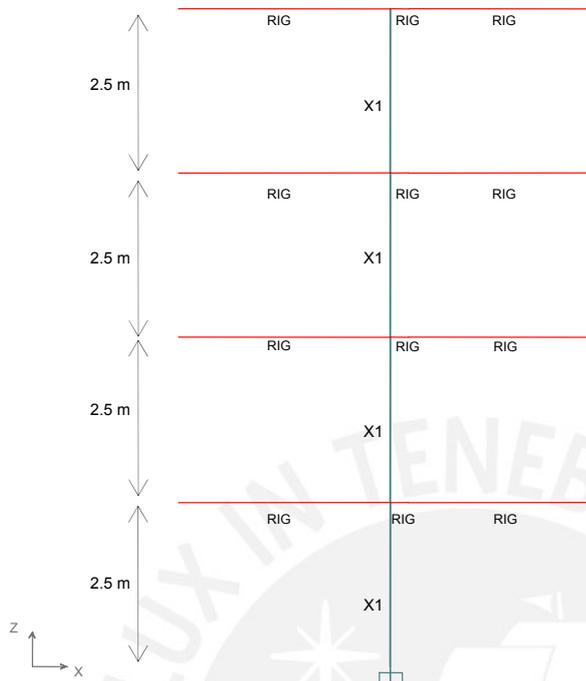


Fig. 08
Modelamiento en SAP2000 del Eje 1

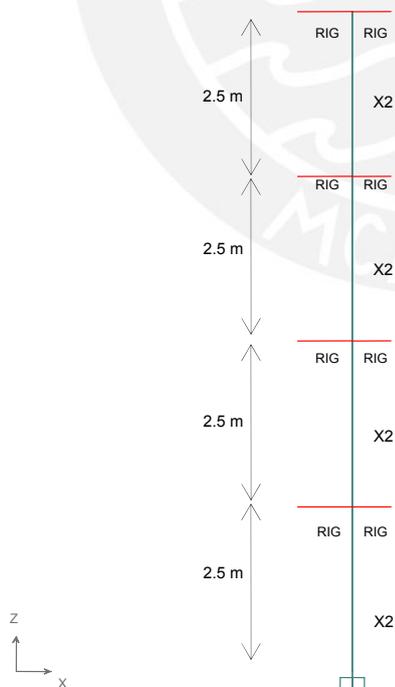


Fig. 09
Modelamiento en SAP2000 del Eje 3

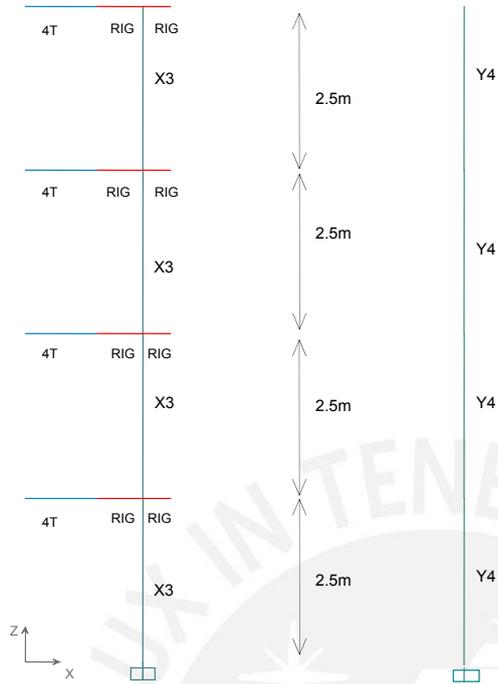


Fig. 10
Modelamiento en SAP2000 del Eje 4

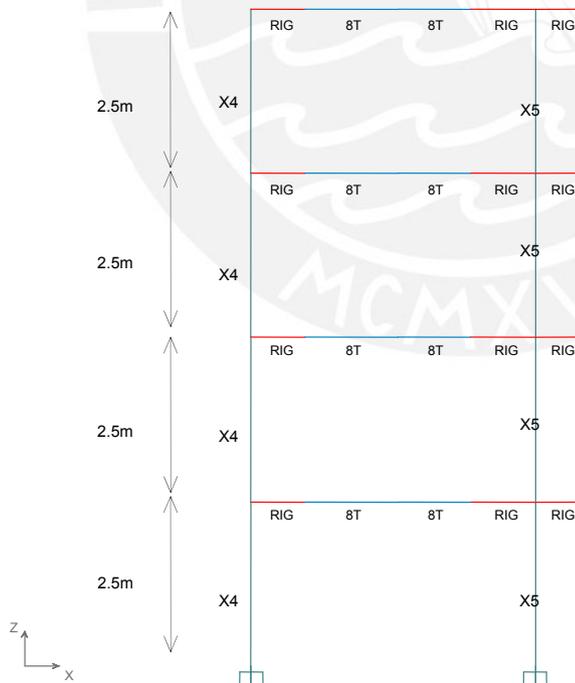


Fig. 11
Modelamiento en SAP2000 del Eje 5

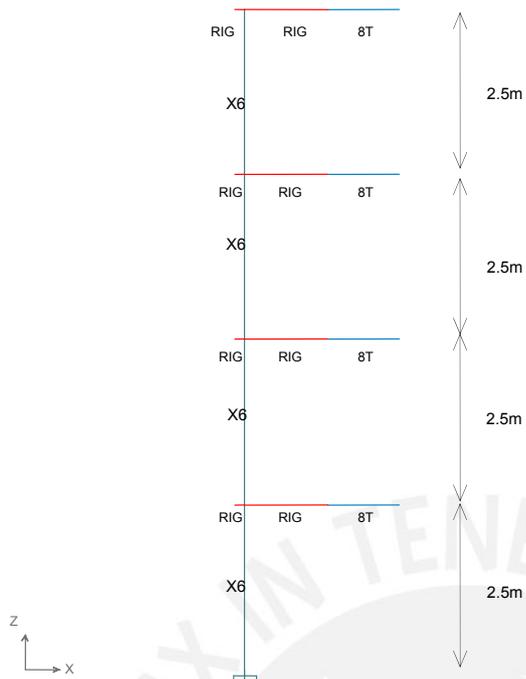


Fig. 12
Modelamiento en SAP2000 del Eje 6

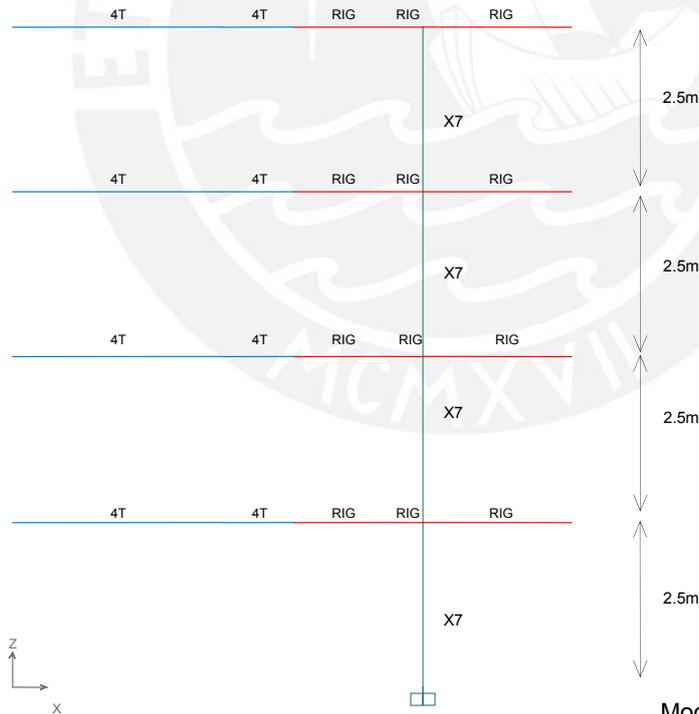


Fig. 13
Modelamiento en SAP2000 del Eje 7

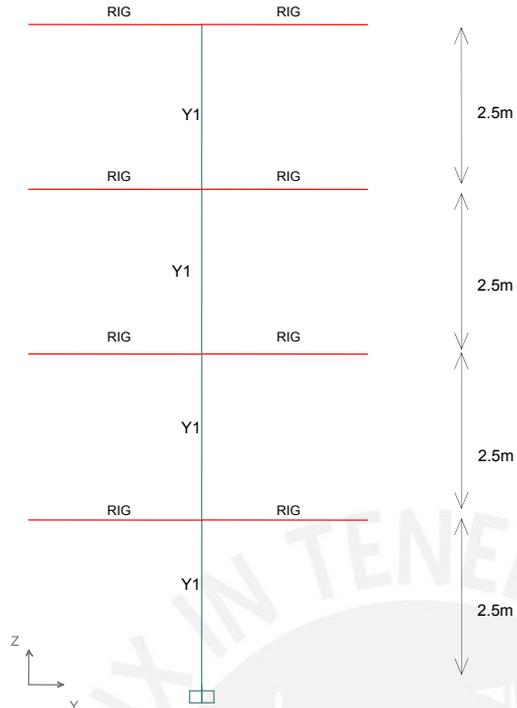


Fig. 14
Modelamiento en SAP2000 del Eje A

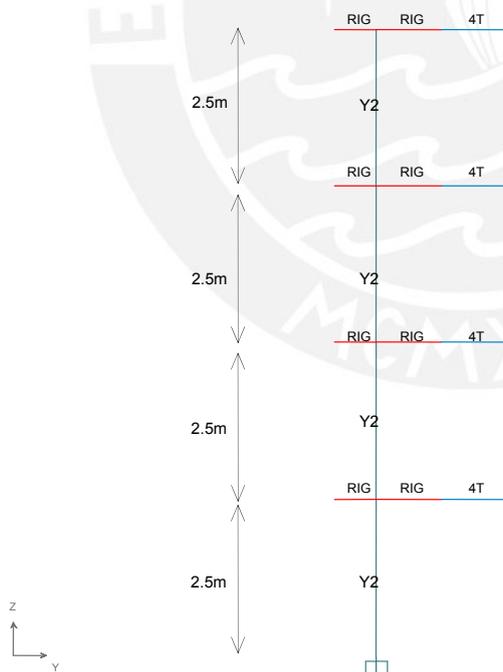


Fig. 15
Modelamiento en SAP2000 del Eje C

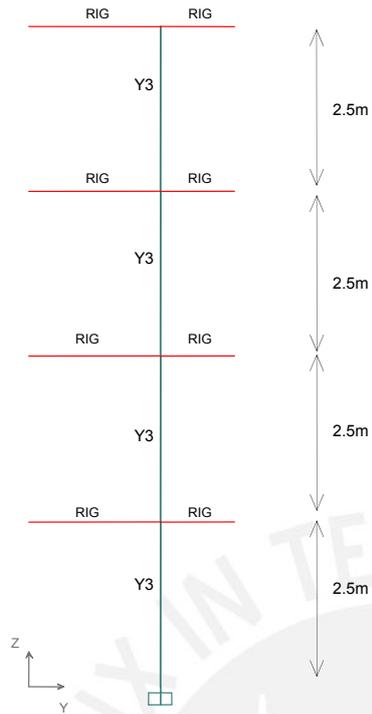


Fig. 16
Modelamiento en SAP2000 del Eje D

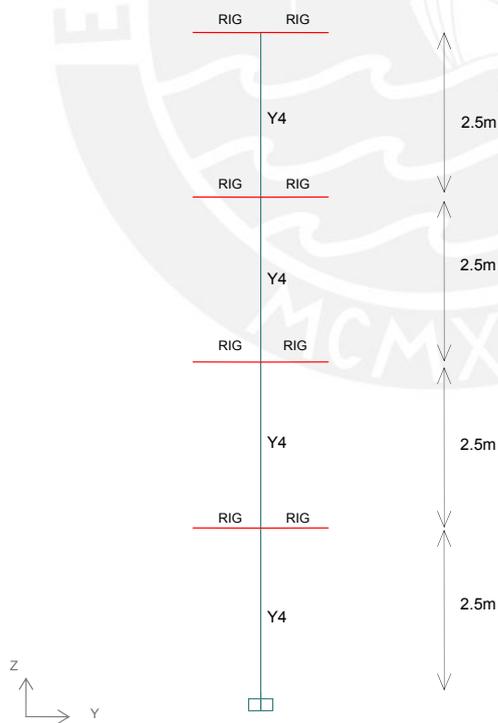


Fig. 17
Modelamiento en SAP2000 del Eje E

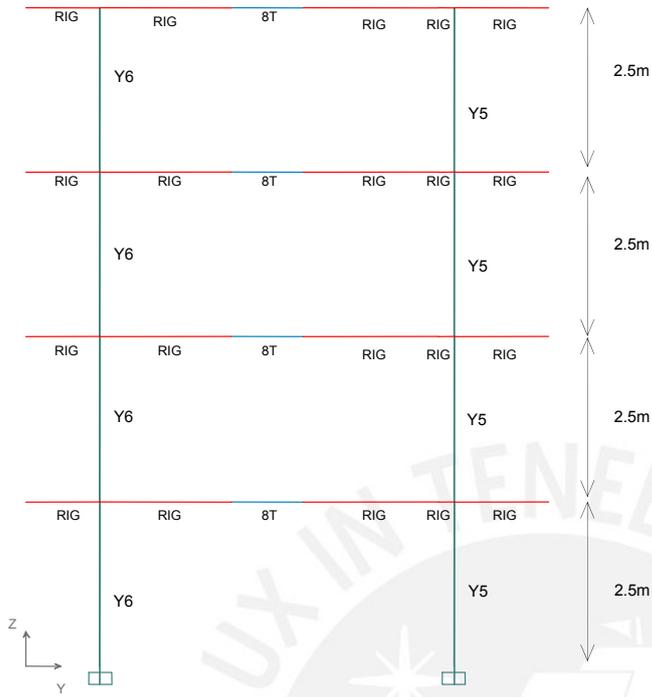


Fig. 18
Modelamiento en SAP2000 del Eje G

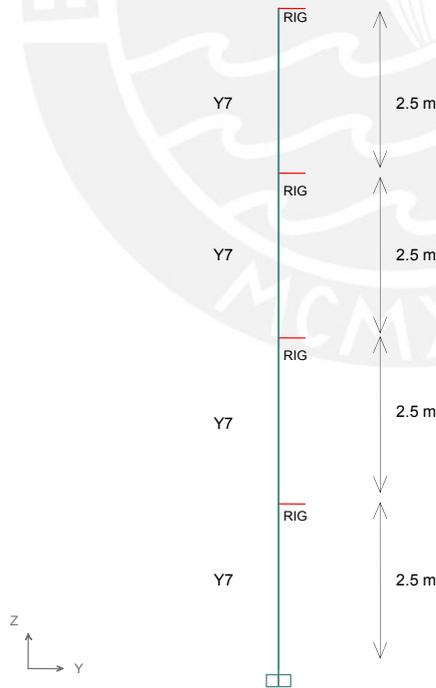


Fig. 19
Modelamiento en SAP2000 del Eje H

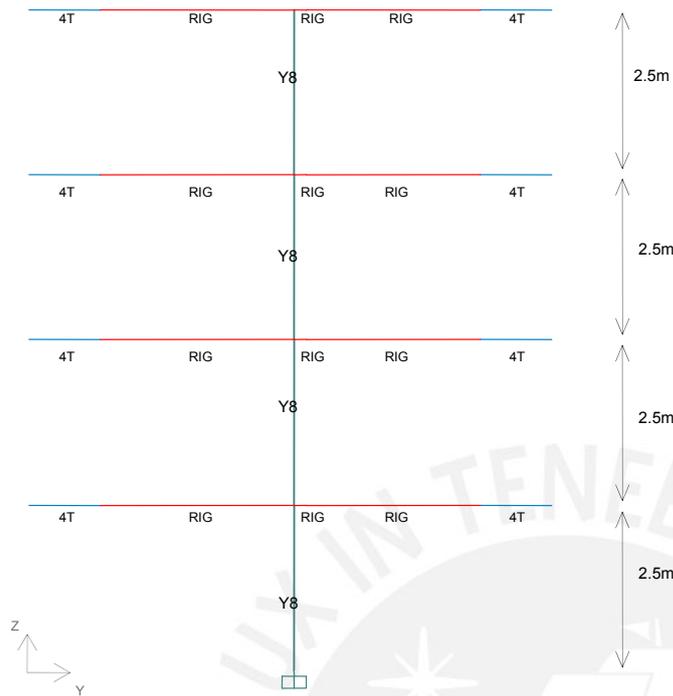


Fig. 20
Modelamiento en SAP2000 del Eje I

3.2. FUERZAS DE ENTREPISO

Se calcula las fuerzas cortantes actuantes en cada uno de los entrepisos del edificio ante los sismos moderados y severos:

3.2.1. Fuerza Cortante Basal ante Sismo Moderado (H)

Se calcula como la mitad de la fuerza producida en la base del edificio por el sismo severo con la siguiente ecuación:

$$H = 1/2 \times \frac{(ZUSCP)}{R}$$

Reemplazando se tiene:

$$H = 1/2 \times \frac{(0.4 \times 1 \times 1 \times 2.5 \times 235.34)}{3} = 39.224$$

3.2.2. Fuerza de Inercia ante Sismo Moderado (F_i)

Se determina para cada nivel y dirección de análisis con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i \cdot H}{\sum P_i \cdot h_i}$$

F_i = Fuerza de inercia en el nivel “i”.

P_i = Peso del nivel “i” con 25% de s/c. (Ver la tabla N° 05)

h_i = Altura del nivel “i”.

H = Cortante Basal ante sismo moderado.

3.2.3. Cortante de Entrepiso ante Sismo Moderado (H_i)

La fuerza cortante actuante en cada entrepiso se calcula como la sumatoria de las fuerzas de inercia (F_i) de cada nivel, empezando en el último nivel.

Se tiene: $H_i = \sum F_i$.

3.2.4. Cortante de Entrepiso ante Sismo Severo (V_{Ei})

La fuerza cortante en cada nivel, ante el sismo severo, es el doble de la fuerza producida por el sismo moderado.

Se tiene: $V_{Ei} = 2H_i$

Tabla N° 09
Fuerzas actuantes en cada entrepiso

Nivel	h_i (m)	P_i (ton)	$P_i \times h_i$ (Ton.m)	F_i (ton)	H_i (ton)	V_{Ei} (ton)
4	10.00	43.71	437.09	12.29	12.29	24.58
3	7.50	63.88	479.09	13.47	25.76	51.51
2	5.00	63.88	319.39	8.98	34.73	69.47
1	2.50	63.88	159.70	4.49	39.22	78.45
				1,395.26	39.22	

3.3. ANÁLISIS SÍSMICO ANTE SISMO MODERADO

El diseño de los muros debe cubrir todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proporcionándole una adecuada ductilidad.

Se diseña por el método de resistencia, con criterios de desempeño, debiendo orientarse a proteger la estructura contra daños ante sismos frecuentes (sismo moderado) y a proveerle la resistencia necesaria ante sismos severos, de tal forma que el daño en los muros sea económicamente reparable mediante procedimientos sencillos.

Se define el sismo severo como aquel proporcionado por la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, empleando un coeficiente de reducción de la sollicitación sísmica $R=3$. Asimismo, se define al sismo moderado como aquel que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el sismo severo.

El proyecto y la construcción de edificaciones deben desarrollarse con la finalidad de garantizar un comportamiento que haga posible:

- Resistir sismos leves sin daños.
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación.

3.3.1. Análisis Estático:

Este método de análisis sísmico permite representar las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales y momentos de torsión actuando en cada nivel de la edificación.

Este método de análisis es aplicable a estructuras que no presenten irregularidades y de no más de 45m de altura, y a estructuras de muros portantes de no más de 15m de altura, aún cuando sean irregulares.

3.3.2. Periodo de Vibración

Para realizar el análisis sísmico de la estructura fue necesario estimar el periodo fundamental de vibración, obteniendo para el periodo el valor de $T=0.168$ seg. Con el valor obtenido se calculó el factor de amplificación sísmica (C), la cortante basal y las fuerzas de inercia.

En la tabla N° 10 se presentan los periodos obtenidos para los diferentes modos de vibración. Se han considerado tres (03) grados de libertad por cada nivel, obteniéndose 12 modos de vibración con sus respectivos periodos.

Tabla N° 10
Modos y periodos fundamentales de vibración
del modelo a escala natural.

Modo	Periodo (seg.)
1	0.1804
2	0.1370
3	0.0869
4	0.0502
5	0.0404
6	0.0277
7	0.0271
8	0.0225
9	0.0210
10	0.0177
11	0.0161
12	0.0129

El periodo de la estructura en la dirección más crítica, es decir en la dirección X-X, es $T = 0.1804$ y corresponde al modo 1 de vibración. Con este valor se calcula nuevamente el factor de amplificación sísmica (C):

$$C = 2.5 \times \frac{0.4}{0.1804} = 5.54 \quad \Rightarrow C = 2.5$$

El periodo fundamental de vibración (T) en la dirección más crítica obtenido con el programa SAP200, es diferente del valor estimado inicialmente, pero a pesar de eso no se ven afectados los resultados pues al recalcular el factor de amplificación sísmica se obtiene nuevamente un valor de $C = 2.50$, el mismo valor calculado inicialmente.

3.3.3. Cálculo de Desplazamientos

Al realizar el análisis sísmico de la estructura se obtienen los desplazamientos del edificio para cada nivel y en cada una de las direcciones de análisis.

A continuación se presenta los valores obtenidos del análisis lineal y elástico con el programa SAP200 para el centro de masa de cada nivel.

Tabla N° 11

Desplazamiento absoluto del centro de masa.
Dirección X-X

Nivel	Dcm _x (mm)
1°	0.404
2°	1.042
3°	1.749
4°	2.414

Tabla N° 12

Desplazamiento absoluto del centro de masa.
Dirección Y-Y

Nivel	Dcm _y (mm)
1°	0.252
2°	0.612
3°	0.990
4°	1.324

Para obtener los desplazamientos laterales de la estructura, debe multiplicarse por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. En este caso se utiliza R=6 en vista que el análisis se hizo con las fuerzas correspondientes al sismo moderado.

Tabla N° 13

Desplazamientos relativos inelásticos del centro de masa.
(Amplificado por $0.75 \times 6 = 4.50$)

Nivel	Dx (mm)	Dy (mm)
1°	1.818	1.134
2°	2.871	1.620
3°	3.182	1.701
4°	2.993	1.503

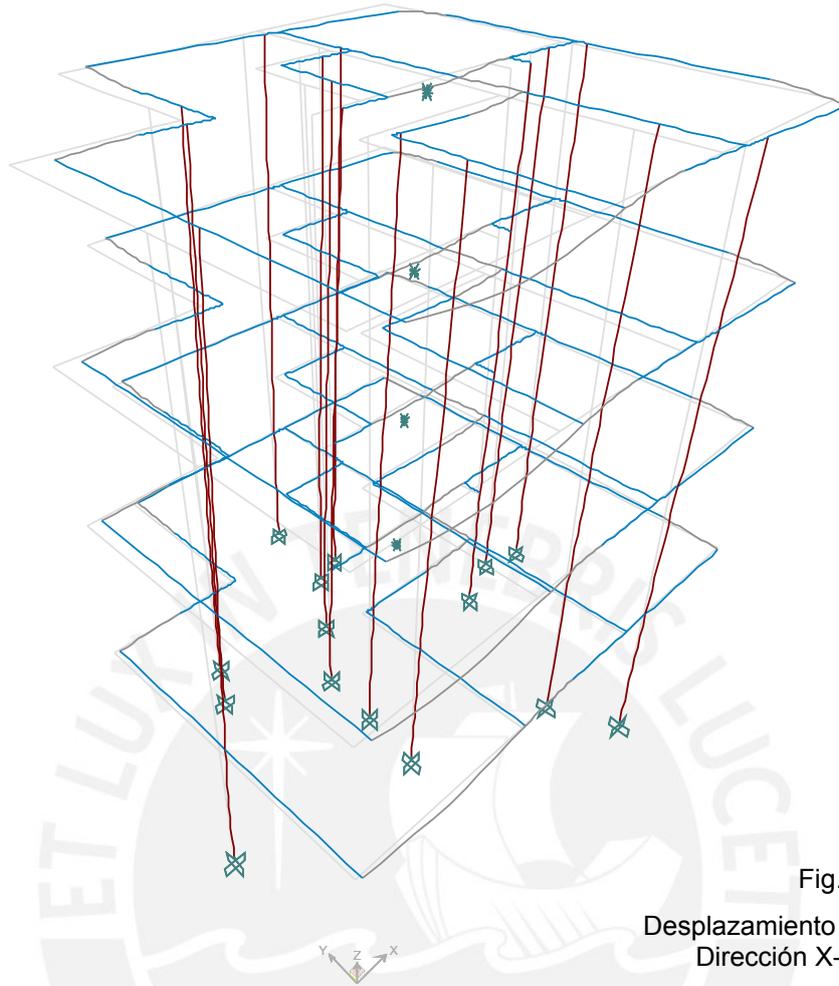


Fig. 21

Desplazamiento de la estructura.
Dirección X-X. Vista 3D.

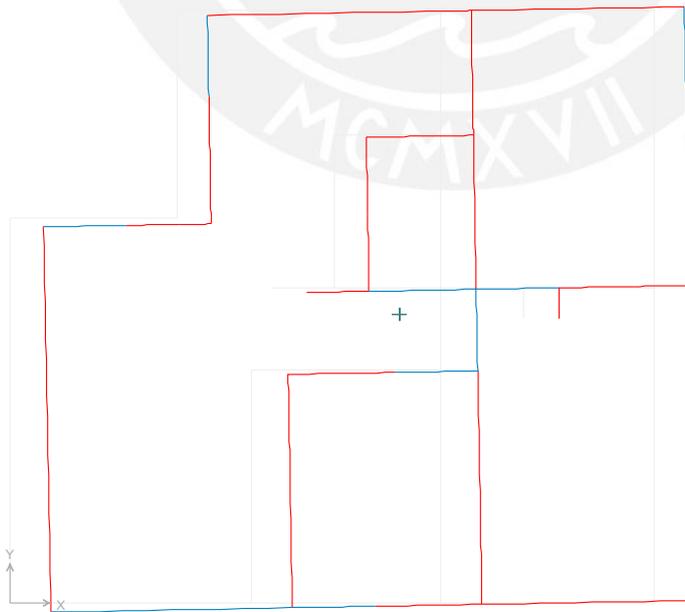


Fig. 22

Desplazamiento del último
nivel de la estructura.
Dirección X-X. Vista en
planta.

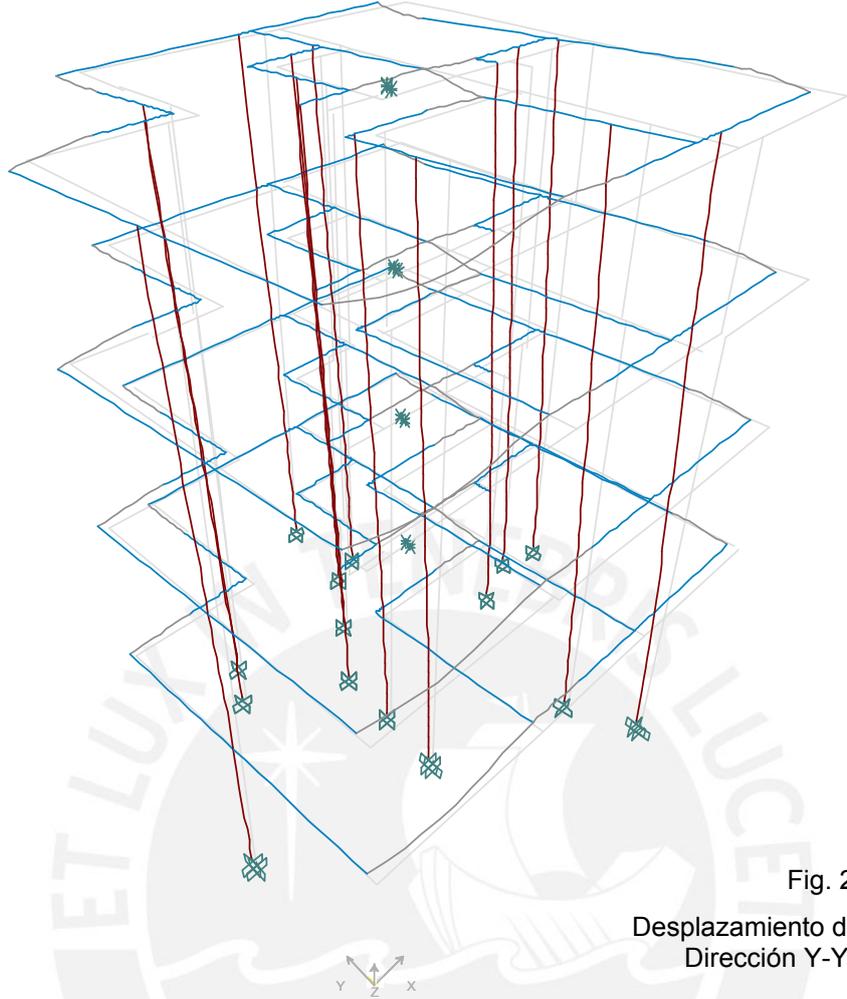


Fig. 23

Desplazamiento de la estructura.
Dirección Y-Y. Vista 3D.

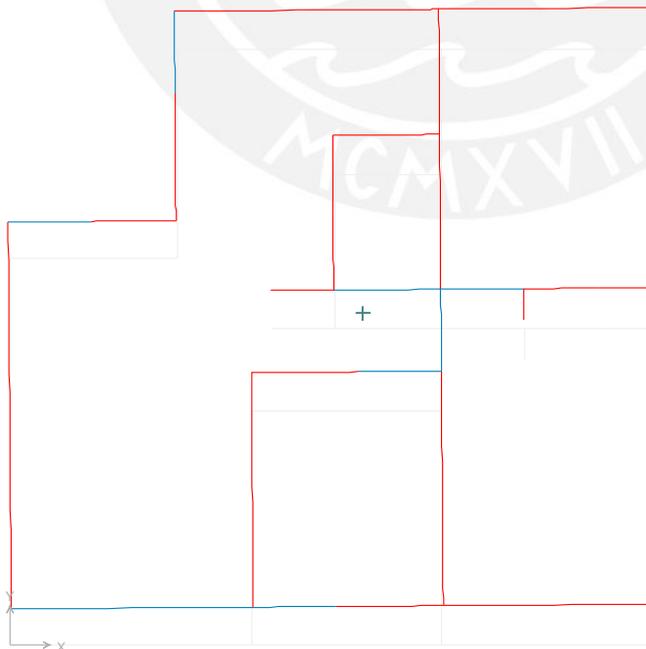


Fig. 24

Desplazamiento del último
nivel de la estructura.
Dirección X-X. Vista en
planta.

3.3.4. Verificación de Desplazamientos

a) Desplazamientos relativos máximos:

Los desplazamientos laterales máximos del edificio no deben exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 8 de la Norma E-0.30. Para albañilería se tiene: $\Delta_i / h_{ei} \leq 0.005$.

Analizando el entrepiso más crítico (3° piso, dirección X-X, ver tabla N° 13) se tiene:

$$\frac{\Delta_i}{h_i} = \frac{3.182}{2500} = 0.0013 < 0.005$$

Por lo tanto, el edificio presenta una adecuada rigidez.

b) Regularidad Torsional:

En las tabla N° 14 se verifica que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos en un extremo del edificio, no exceda en 1.3 veces el promedio de este desplazamiento con el obtenido en el extremo opuesto, por tanto, el edificio cataloga como regular torsionalmente y no es necesario realizar un análisis dinámico.

Tabla N° 14
Desplazamientos elásticos de entrepiso en muros del perímetro.

Piso	D _{Y1} (mm)	D _{Y8} (mm)	D _{Y8} /0.5(D _{Y1} +D _{Y8})<1.30
1°	1.008	1.2060	1.089
2°	1.4535	1.6740	1.071
3°	1.5480	1.7370	1.058
4°	1.3815	1.5120	1.045

Piso	D _{X1} (mm)	D _{X7} (mm)	D _{X7} /0.5(D _{X1} +D _{X7})<1.30
1°	1.4850	2.0520	1.160
2°	2.3265	3.2040	1.159
3°	2.5830	3.5190	1.153
4°	2.4300	3.2805	1.149

3.3.5. Fuerzas internas en los muros:

Se presentan a continuación las fuerzas internas obtenidas del análisis sísmico ante el sismo moderado en los muros de cada nivel:

Tabla N° 15

Fuerzas Internas en el Primer Piso

Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)
X1	6.39	26.38	12.66	97.94
X2	1.55	6.65	3.08	9.13
X3	1.26	5.61	1.51	4.91
X4	2.20	11.21	3.71	15.34
X5	1.86	8.95	4.15	14.22
X6	2.52	13.84	3.97	18.06
X7	4.34	18.85	10.16	58.92
Y1	5.25	28.16	6.87	42.06
Y2	1.83	9.00	1.74	6.36
Y3	3.24	21.62	4.62	19.98
Y4	2.19	11.58	3.23	9.94
Y5	3.84	20.07	7.03	27.26
Y6	3.24	18.12	4.96	20.55
Y7	1.23	7.11	1.03	3.19
Y8	5.85	28.19	9.75	59.56

Tabla N° 16

Fuerzas Internas en el Segundo Piso

Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)
X1	6.39	19.11	12.64	66.74
X2	1.55	4.85	3.30	7.06
X3	1.26	4.09	0.84	2.24
X4	2.20	8.20	2.73	8.45
X5	1.86	6.54	4.27	10.81
X6	2.52	10.14	2.42	8.52
X7	4.34	13.65	8.53	35.35
Y1	5.25	20.46	5.78	25.37
Y2	1.83	6.57	0.94	2.72
Y3	3.24	15.69	4.03	12.56
Y4	2.19	8.48	3.06	6.84
Y5	3.84	14.69	7.74	19.95
Y6	3.24	13.28	4.48	12.57
Y7	1.23	5.21	0.39	1.02
Y8	5.85	20.50	8.31	36.00

Tabla N° 17

Fuerzas Internas en el Tercer Piso

Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)
X1	6.39	11.84	9.80	35.88
X2	1.55	3.04	2.88	4.80
X3	1.26	2.57	0.55	0.92
X4	2.20	5.19	1.82	3.82
X5	1.86	4.13	3.42	6.75
X6	2.52	6.44	1.51	3.14
X7	4.34	8.44	5.78	16.24
Y1	5.25	12.77	3.86	11.51
Y2	1.83	4.15	0.50	0.84
Y3	3.24	9.76	2.90	6.08
Y4	2.19	5.38	2.41	4.06
Y5	3.84	9.30	6.84	12.25
Y6	3.24	8.44	3.46	6.31
Y7	1.23	3.31	0.19	0.21
Y8	5.85	12.81	5.60	16.32

Tabla N° 18

Fuerzas Internas en el Cuarto Piso

Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)
X1	6.39	4.57	5.33	12.31
X2	1.55	1.24	1.97	2.68
X3	1.26	1.05	0.12	0.05
X4	2.20	2.18	0.50	0.82
X5	1.86	1.72	2.03	3.02
X6	2.52	2.74	0.27	0.05
X7	4.34	3.24	2.05	3.81
Y1	5.25	5.08	1.23	2.46
Y2	1.83	1.73	0.13	0.25
Y3	3.24	3.83	1.32	1.52
Y4	2.19	2.27	1.32	1.75
Y5	3.84	3.92	4.91	5.59
Y6	3.24	3.59	1.91	1.91
Y7	1.23	1.42	0.14	0.28
Y8	5.85	5.13	1.87	3.53

3.3.6. Diagramas de Esfuerzos Cortantes

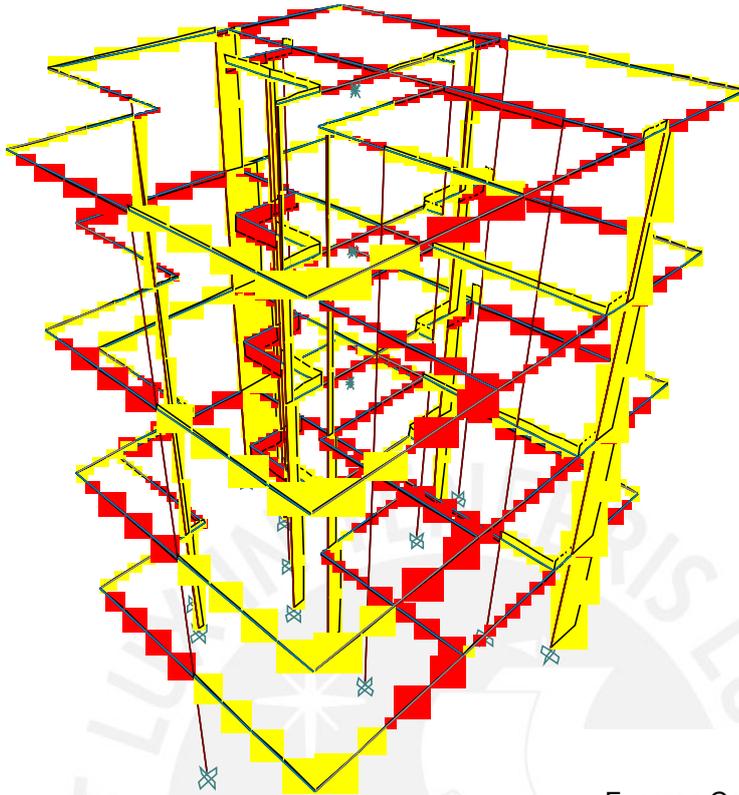


Fig. 25
Fuerzas Cortantes (Sismo X-X)

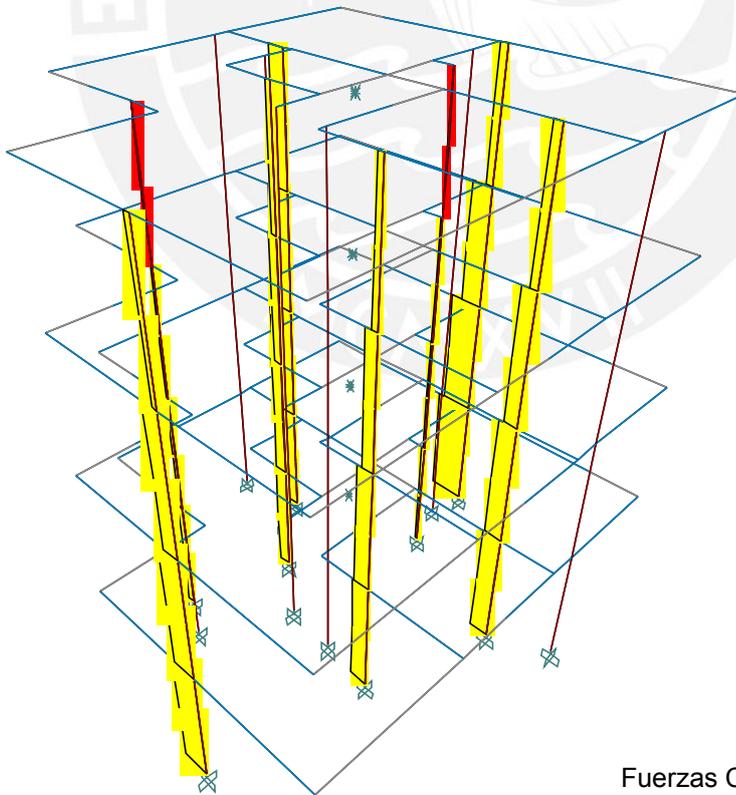


Fig. 26
Fuerzas Cortantes (Sismo Y-Y)

3.3.7. Diagramas de Momentos

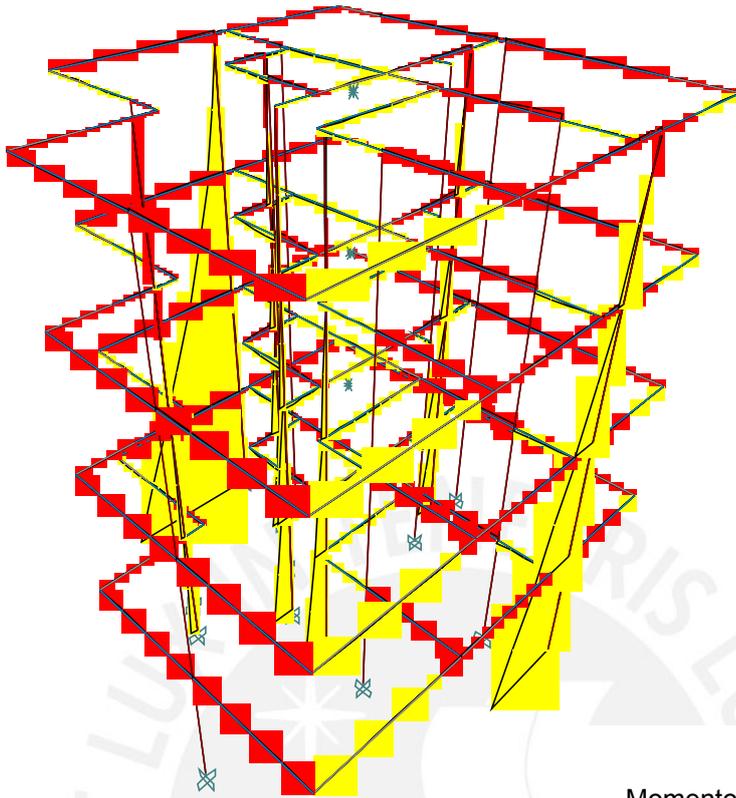


Fig. 27
Momentos Flectores (Sismo X-X)

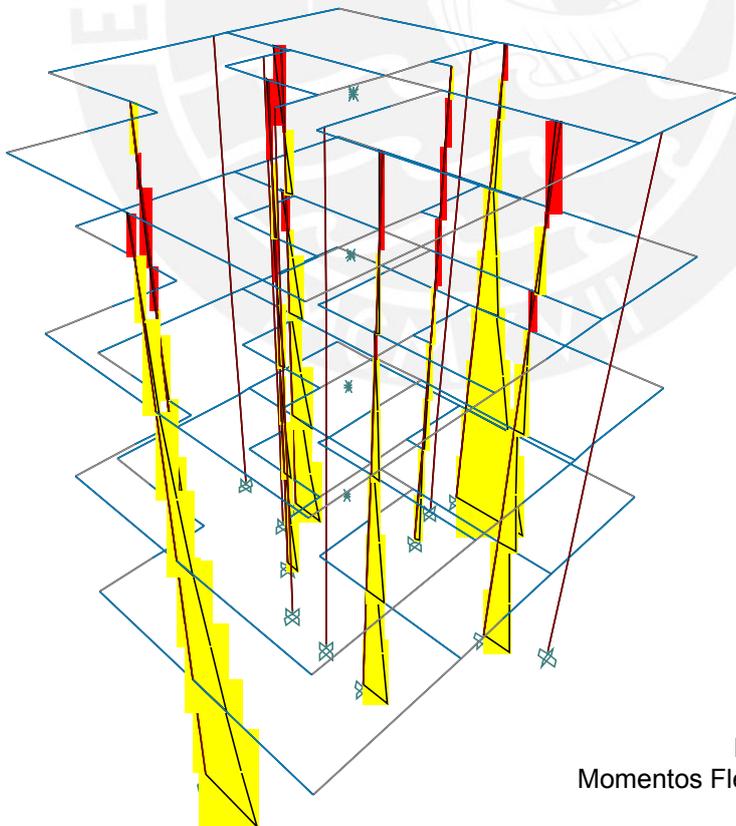


Fig. 28
Momentos Flectores (Sismo Y-Y)

3.4. VERIFICACIONES NECESARIAS PARA EL DISEÑO DE LOS MUROS CONFINADOS ANTE SISMOS MODERADOS Y SEVEROS.

Previo al diseño de los muros de albañilería confinada es necesario hacer las siguientes verificaciones:

3.4.1. Control de Fisuración

Para efecto de controlar la fisuración ante los sismos moderados, que son los más frecuentes, se debe verificar para todos los muros en cada entrepiso la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

$$V_e \leq 0.55V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

3.4.2. Resistencia al Corte (V_m)

La resistencia al corte (V_m), de los muros de albañilería con unidades de arcilla, en cada entrepiso se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_m = 0.5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 P_g \quad (\text{para unidades de arcilla})$$

Donde:

v'_m : resistencia característica de la albañilería al corte = 92.00 ton/m²

P_g : carga gravitacional con 25% de sobrecarga

L : longitud total del muro.

t : espesor efectivo del muro.

V_e : fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico.

M_e : momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

α : factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez.

Debiendo cumplirse que: $1/3 \leq \alpha = V_e L / M_e \leq 1$

3.4.3. Verificación de la Resistencia al Corte del Edificio

Para proporcionar la adecuada resistencia y rigidez al edificio, se debe cumplir que su resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo en cada entrepiso y en cada dirección. Esto se verifica con la siguiente expresión:

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Donde:

ΣV_{mi} : Sumatoria de resistencia al corte en el entrepiso i.

V_{Ei} : Fuerza cortante actuante en el entrepiso “i” del edificio, producida por el sismo severo.

3.4.4. Demanda de Refuerzo horizontal

En todo muro que se agriete por fuerza cortante y que tenga un esfuerzo axial producido por las cargas verticales $\sigma_m \geq 0.05 \times f'm = 0.05 \times 850 \text{ton/m}^2 = 42.50 \text{ton/m}^2$, se debe colocar refuerzo horizontal con una cuantía igual a $\rho_h = 0.1\%$, lo que equivale colocar $1\phi\frac{1}{4}$ ” cada dos hiladas de ladrillo. Se muestra en la tabla N° 19 la demanda de refuerzo horizontal en cada muro.

Tabla N° 19

Verificación de Esfuerzos y Cálculo del Refuerzo Horizontal ρ_h en el Primer Piso.

MURO	P_m (100% s/c) Ton	L (m)	σ_m Ton/m ²	$\sigma_m \geq 42.5$
X1	28.544	6.390	31.907	-
X2	7.343	1.550	33.837	-
X3	6.234	1.260	35.341	-
X4	12.741	2.200	41.367	-
X5	10.077	1.860	38.699	-
X6	15.893	2.520	45.049	$\rho_h = 0.1\%$
X7	20.492	4.340	33.727	-
Y1	31.622	5.250	43.023	$\rho_h = 0.1\%$
Y2	10.157	1.830	39.643	-
Y3	24.663	3.240	54.372	$\rho_h = 0.1\%$
Y4	13.233	2.190	43.161	$\rho_h = 0.1\%$
Y5	22.884	3.840	42.567	$\rho_h = 0.1\%$
Y6	20.860	3.240	45.988	$\rho_h = 0.1\%$
Y7	8.215	1.230	47.704	$\rho_h = 0.1\%$
Y8	31.370	5.850	38.303	-

Sin embargo, según la Norma E.070, en edificios de más de tres niveles, todos los muros portantes del primer nivel serán reforzados horizontalmente con una cuantía $\rho_h = 0.1\%$.

3.4.5. Cálculo de Fuerzas Internas ante Sismos Severos

Para el diseño de los muros en cada entrepiso se calcula las fuerzas internas (V_u , M_u) amplificando los valores obtenidos del análisis elástico ante el “sismo moderado” (V_{e1} , M_{e1}) por la relación V_{m1} / V_{e1} , la cual no debe ser menor que dos ni mayor que tres. Se tiene:

- $V_u = V_e (V_{m1}/V_{e1})$
- $M_u = M_e (V_{m1}/V_{e1})$
- $2 \leq V_{m1}/V_{e1} \leq 3$

A continuación se presentan las fuerzas internas obtenidas del análisis elástico (V_c , M_c), la resistencia al corte de los muros confinados (V_m), se verifica la resistencia al corte ante sismo moderado y severo, y se calculan las fuerzas internas amplificadas (V_u , M_u) de los muros en cada piso.

Primer Piso

$V_{E1} = 78.45 \text{ ton}$

Tabla N° 20

Resistencia de Muros (V_m), verificación ante sismo moderado y cálculo de fuerzas internas V_u , M_u . Primer Piso.

Muro	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	L (ton)	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	Sismo Moderado	V_{m1}/V_{e1}	Vu (ton)	Mu (ton.m)
X1	26.38	12.66	97.94	6.39	0.83	40.05	22.03	ok!	3.00	37.97	293.81
X2	6.65	3.08	9.13	1.55	0.52	6.75	3.71	ok!	2.19	6.75	20.00
X3	5.61	1.51	4.91	1.26	0.39	4.43	2.43	ok!	2.94	4.43	14.43
X4	11.21	3.71	15.34	2.20	0.53	10.11	5.56	ok!	2.73	10.11	41.84
X5	8.95	4.15	14.22	1.86	0.54	8.56	4.71	ok!	2.06	8.56	29.34
X6	13.84	3.97	18.06	2.52	0.55	12.17	6.70	ok!	3.00	11.91	54.18
X7	18.85	10.16	58.92	4.34	0.75	25.26	13.89	ok!	2.49	25.26	146.44
Y1	28.16	6.87	42.06	5.25	0.86	35.49	19.52	ok!	3.00	20.62	126.18
Y2	9.00	1.74	6.36	1.83	0.50	7.98	4.39	ok!	3.00	5.23	19.09
Y3	21.62	4.62	19.98	3.24	0.75	20.59	11.33	ok!	3.00	13.85	59.94
Y4	11.58	3.23	9.94	2.19	0.71	12.71	6.99	ok!	3.00	9.70	29.81
Y5	20.07	7.03	27.26	3.84	0.99	29.08	16.00	ok!	3.00	21.08	81.79
Y6	18.12	4.96	20.55	3.24	0.78	20.48	11.27	ok!	3.00	14.88	61.66
Y7	7.11	1.03	3.19	1.23	0.40	4.76	2.62	ok!	3.00	3.08	9.58
Y8	28.19	9.75	59.56	5.85	0.96	42.56	23.41	ok!	3.00	29.25	178.69

Se verifica que la resistencia global de los muros confinados sea mayor que la resistencia requerida por sismo severo.

$$\Sigma V_m (X-X) = 107.33\text{ton} > VE_1 = 78.45\text{ton} \Rightarrow \text{ok}$$

$$\Sigma V_m (Y-Y) = 173.67\text{ton} > VE_1 = 78.45\text{ton} \Rightarrow \text{ok}$$

Segundo Piso

$$VE_2 = 69.47 \text{ ton}$$

Tabla N° 21

Resistencia de Muros (Vm), verificación ante sismo moderado y cálculo de fuerzas internas Vu, Mu. Segundo Piso.

Muro	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton.m)	L	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	Sismo Moderado	Vm ₁ /Ve ₁	Vu (ton)	Mu (ton.m)
X1	19.11	12.64	66.74	6.39	1.00	45.55	25.05	ok!	3.00	37.92	200.22
X2	4.85	3.30	7.06	1.55	0.73	8.35	4.59	ok!	2.19	7.24	15.47
X3	4.09	0.84	2.24	1.26	0.47	4.79	2.63	ok!	2.94	2.48	6.58
X4	8.20	2.73	8.45	2.20	0.71	11.95	6.58	ok!	2.73	7.45	23.05
X5	6.54	4.27	10.81	1.86	0.74	10.31	5.67	ok!	2.06	8.81	22.29
X6	10.14	2.42	8.52	2.52	0.71	13.94	7.66	ok!	3.00	7.25	25.57
X7	13.65	8.53	35.35	4.34	1.00	31.09	17.10	ok!	2.49	21.21	87.87
Y1	20.46	5.78	25.37	5.25	1.00	38.52	21.18	ok!	3.00	17.33	76.11
Y2	6.57	0.94	2.72	1.83	0.63	8.93	4.91	ok!	3.00	2.81	8.17
Y3	15.69	4.03	12.56	3.24	1.00	24.47	13.46	ok!	3.00	12.10	37.67
Y4	8.48	3.06	6.84	2.19	0.98	15.79	8.69	ok!	3.00	9.19	20.52
Y5	14.69	7.74	19.95	3.84	1.00	28.11	15.46	ok!	3.00	23.23	59.85
Y6	13.28	4.48	12.57	3.24	1.00	23.92	13.16	ok!	3.00	13.45	37.72
Y7	5.21	0.39	1.02	1.23	0.46	4.86	2.67	ok!	3.00	1.16	3.07
Y8	20.50	8.31	36.00	5.85	1.00	42.39	23.31	ok!	3.00	24.94	107.99

Se verifica que la resistencia global de los muros confinados sea mayor que la resistencia requerida por sismo severo.

$$\Sigma V_m (X-X) = 125.98\text{ton} > VE_1 = 69.47\text{ton} \Rightarrow \text{Ok}$$

$$\Sigma V_m (Y-Y) = 186.99\text{ton} > VE_1 = 69.47\text{ton} \Rightarrow \text{Ok}$$

En la tabla N° 21 además se observa que los valores Vu son menores que Vm, por tanto, los muros del segundo piso no se agrietaran diagonalmente ante el sismo severo.

Tercer Piso

$VE_3 = 51.51 \text{ ton}$

Tabla N° 22

Resistencia de Muros (V_m), verificación ante sismo moderado y cálculo de fuerzas internas V_u , M_u . Tercer Piso.

Muro	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	L (ton)	α	V_m (ton)	$0.55V_m$ (ton)	Sismo Moderado	V_{m1}/V_{e1}	V_u (ton)	M_u (ton.m)
X1	11.84	9.80	35.88	6.39	1.00	43.87	24.13	ok!	3.00	29.39	107.64
X2	3.04	2.88	4.80	1.55	0.93	9.97	5.48	ok!	2.19	6.30	10.52
X3	2.57	0.55	0.92	1.26	0.76	6.72	3.70	ok!	2.94	1.62	2.71
X4	5.19	1.82	3.82	2.20	1.00	15.36	8.45	ok!	2.73	4.97	10.41
X5	4.13	3.42	6.75	1.86	0.94	12.25	6.74	ok!	2.06	7.06	13.91
X6	6.44	1.51	3.14	2.52	1.00	17.71	9.74	ok!	3.00	4.54	9.42
X7	8.44	5.78	16.24	4.34	1.00	29.89	16.44	ok!	2.49	14.36	40.36
Y1	12.77	3.86	11.51	5.25	1.00	36.75	20.21	ok!	3.00	11.59	34.52
Y2	4.15	0.50	0.84	1.83	1.00	12.74	7.01	ok!	3.00	1.49	2.52
Y3	9.76	2.90	6.08	3.24	1.00	23.11	12.71	ok!	3.00	8.71	18.23
Y4	5.38	2.41	4.06	2.19	1.00	15.34	8.44	ok!	3.00	7.23	12.17
Y5	9.30	6.84	12.25	3.84	1.00	26.87	14.78	ok!	3.00	20.52	36.74
Y6	8.44	3.46	6.31	3.24	1.00	22.81	12.54	ok!	3.00	10.39	18.92
Y7	3.31	0.19	0.21	1.23	1.00	8.68	4.78	ok!	3.00	0.56	0.64
Y8	12.81	5.60	16.32	5.85	1.00	40.62	22.34	ok!	3.00	16.79	48.97

Se verifica que la resistencia global de los muros confinados sea mayor que la resistencia requerida por sismo severo.

$\Sigma V_m (X-X) = 135.78 \text{ ton} > VE_1 = 51.51 \text{ ton} \Rightarrow \text{ok}$

$\Sigma V_m (Y-Y) = 186.92 \text{ ton} > VE_1 = 51.51 \text{ ton} \Rightarrow \text{ok}$

También se observa en la tabla N° 22 que los valores V_u son menores que V_m , por lo tanto, los muros del tercer piso tampoco se agrietaran diagonalmente.

Cuarto Piso

$VE_4 = 24.58 \text{ ton}$

Tabla N° 23

Resistencia de Muros (V_m), verificación ante sismo moderado y cálculo de fuerzas internas V_u , M_u . Cuarto Piso.

Muro	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (ton.m)	L (ton)	α	V_m (ton)	$0.55V_m$ (ton)	Sismo Moderado	V_{m1}/V_{e1}	V_u (ton)	M_u (ton.m)
X1	4.57	5.33	12.31	6.39	1.00	42.20	23.21	ok!	3.00	16.00	36.94
X2	1.24	1.97	2.68	1.55	1.00	10.27	5.65	ok!	2.19	4.32	5.86
X3	1.05	0.12	0.05	1.26	1.00	8.36	4.60	ok!	2.94	0.37	0.15
X4	2.18	0.50	0.82	2.20	1.00	14.67	8.07	ok!	2.73	1.37	2.24
X5	1.72	2.03	3.02	1.86	1.00	12.37	6.81	ok!	2.06	4.19	6.23
X6	2.74	0.27	0.05	2.52	1.00	16.86	9.27	ok!	3.00	0.82	0.16
X7	3.24	2.05	3.81	4.34	1.00	28.69	15.78	ok!	2.49	5.11	9.48
Y1	5.08	1.23	2.46	5.25	1.00	34.98	19.24	ok!	3.00	3.70	7.39
Y2	1.73	0.13	0.25	1.83	0.98	11.93	6.56	ok!	3.00	0.40	0.76
Y3	3.83	1.32	1.52	3.24	1.00	21.75	11.96	ok!	3.00	3.96	4.57
Y4	2.27	1.32	1.75	2.19	1.00	14.63	8.04	ok!	3.00	3.95	5.25
Y5	3.92	4.91	5.59	3.84	1.00	25.63	14.10	ok!	3.00	14.73	16.77
Y6	3.59	1.91	1.91	3.24	1.00	21.69	11.93	ok!	3.00	5.72	5.74
Y7	1.42	0.14	0.28	1.23	0.60	5.11	2.81	ok!	3.00	0.41	0.84
Y8	5.13	1.87	3.53	5.85	1.00	38.85	21.37	ok!	3.00	5.62	10.59

Se verifica que la resistencia global de los muros confinados sea mayor que la resistencia requerida por sismo severo.

$\Sigma V_m (X-X) = 133.42\text{ton} > VE_1 = 24.58\text{ton} \Rightarrow \text{ok}$

$\Sigma V_m (Y-Y) = 174.56\text{ton} > VE_1 = 24.58\text{ton} \Rightarrow \text{ok}$

3.4.6. Reducción de Confinamiento

La resistencia al corte (V_m) que se obtiene con la configuración de muros planteada en las direcciones X-X e Y-Y, es muy superior a la demanda de resistencia ante sismo severo, para reducir esta diferencia entre la resistencia disponible y la requerida, se dejará de confinar a los muros Y3, Y4, Y7, X2 y X5 en todos los pisos.

A continuación se presenta los esfuerzos al corte obtenidos al dejar de confinar los muros Y3, Y4, Y7, X2 y X5. Se observa que la resistencia al corte disponible sigue siendo superior a la demanda ante sismo severo.

Tabla N° 24

Resistencia al corte (Vm) de Muros.
(Sin confinar los muros X2, X5, Y3, Y4, Y7)

	VE _i (ton)	ΣVm (X-X) (ton)	ΣVm (Y-Y) (ton)
Primer Nivel	78.45	92.02	135.60
Segundo Nivel	69.47	107.31	141.87
Tercer Nivel	51.51	113.56	141.87
Cuarto Nivel	24.58	110.78	133.08

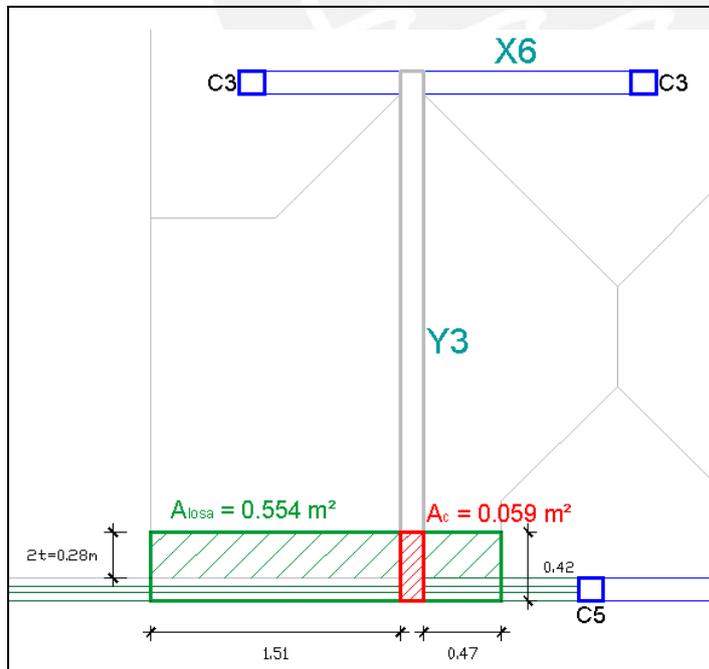
3.4.7. Análisis de Muros sin Confinar

a) Verificación por aplastamiento

Como consecuencia de la reducción de confinamiento de algunos muros, es necesario verificar que el esfuerzo por aplastamiento en estos muros sea menor a:

$$0.375 f'_m = 0.375 \times 850 \text{ ton/m}^2 = 318.75 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica el aplastamiento en el muro más cargado (Y3):



Muro Y3:

PD:

$$0.42 \text{ m} \times 0.79 \text{ ton/m} = 0.332 \text{ ton}$$

$$0.554 \text{ m}^2 \times 0.388 \text{ ton/m}^2 = 0.211 \text{ ton}$$

$$(1.51+1.47) \text{ m} \times 0.422 \text{ ton/m} = \underline{0.836 \text{ ton}}$$

PD = 1.379 ton

PL:

$$(1.51+0.47) \text{ m} \times 0.20 \text{ ton/m} = 0.396 \text{ ton}$$

$$PD + PL = 1.379 + 0.396 = 1.775 \text{ ton}$$

$$\sigma_{apl} = 1.775 / (0.42 \times 0.14) = 30.19 \text{ ton/m}^2$$

Se cumple: $0.375 f'_m > \sigma_{apl}$

$$\rightarrow 318.75 \text{ ton/m}^2 > 30.19 \text{ ton/m}^2$$

De los resultados anteriores se observa que el muro analizado (Y3) no presenta problemas de aplastamiento.

b) Verificación por cargas ortogonales al plano

De igual modo para el muro más cargado Y3, se debe verificar que se cumpla las siguientes relaciones:

- (i) En el primer piso: $f_a + f_m \leq 0.25f'_m$
- (ii) En el último piso: $f_m - f_a \leq f'_t$
- (iii) En cualquier piso: $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1.33$

En la que: f_a = es el esfuerzo resultante de la carga axial.
 F_a = es el esfuerzo admisible para carga axial.
 f_m = es el esfuerzo resultante del momento.
 F_m = es el esfuerzo admisible para compresión por flexión.

Se calcula el Momento actuante en la albañilería: $M_s = m \times w \times a^2$

Donde:

w = carga repartida de servicio, perpendicular al plano del muro

$$w = 0.8 Z \times U \times C_1 \times \gamma \times e$$

$$Z = 0.4$$

$$U = 1$$

$C_1 = 0.9$ (NTE-030 coeficiente sísmico para parapetos)

$e = 0.17$ m (incluye 1.5 cm de tarrajeo a cada lado)

$$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$$

Se obtiene: $w = 0.8 \times 0.4 \times 1.0 \times 0.9 \times 1800 \times 0.17 = 88.128 \text{ kg/m}^2$

Para un muro arriostrado en tres bordes se tiene:

a = longitud del borde libre: 2.30 m

b = altura libre del parapeto: 3.24 m

$$b/a = 1.40$$

De la Tabla N° 12 Norma E.070 se obtiene “m”:

$m = 0.125$ m (coeficiente de momento)

De lo anterior se obtiene:

$$\rightarrow M_s = 0.125 \times 88.128 \times 2.30^2 = 58.27 \text{ kg.m/m}$$

Para el primer piso:

$$P_g = 21.622$$

$$\text{Esfuerzo resultante de carga axial: } fa = \frac{P_g}{L \times t} = \frac{21.622}{3.24 \times 0.14} = 47.67 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo resultante del momento: } fm = \frac{6 \times M_s}{t^2} = \frac{6 \times 58.27}{0.14^2} = 17.84 \text{ ton/m}^2$$

Se cumple:

$$(i) \quad fa + fm = 47.67 + 17.84 \leq 0.25 f'm = 212 \text{ ton/m}^2$$

$$(iii) \quad \frac{fa}{Fa} + \frac{fm}{Fm} \leq 1.33$$

$$Fa = 0.20 f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] = 132.54 \text{ ton/m}^2$$

$$Fm = 0.40 f'm = 340 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Entonces: } \frac{47.67}{132.54} + \frac{17.84}{340} = 0.412 \leq 1.33 \dots \text{ok!}$$

Para el último piso:

$$P_g = 3.833$$

$$\text{Esfuerzo resultante de carga axial: } fa = \frac{P_g}{L \times t} = \frac{3.833}{3.24 \times 0.14} = 8.45 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo resultante del momento: } fm = \frac{6 \times M_s}{t^2} = \frac{6 \times 58.27}{0.14^2} = 17.84 \text{ ton/m}^2$$

Se cumple:

$$(ii) \quad fm - fa = 9.39 \text{ ton/m}^2 \leq f't = 15 \text{ ton/m}^2$$

$$(iii) \quad \frac{8.45}{132.54} + \frac{17.84}{340} = 0.116 \leq 1.33 \dots \text{ok!}$$

Con las verificaciones realizadas se comprueba que los muros sin confinar no presentarán falla por aplastamiento o por cargas ortogonales a su plano, por lo tanto no requieren de elementos de arriostre adicionales.

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

Se diseñan los elementos estructurales que conforman el edificio a escala natural utilizando para ello los esfuerzos obtenidos del análisis al corte ante sismo severo.

4.1. DISEÑO DE LOS MUROS

Parámetros empleados:

$$f_c = 0.175 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_y = 4.2 \text{ ton/cm}^2$$

$$h = 2.50 \text{ m} = \text{altura entrepiso}$$

$$\text{Estribos: } \square \phi \frac{1}{4} \Rightarrow A_v = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 1.00 = \text{coeficiente de fricción concreto - concreto}$$

$$t = 14 \text{ cm} = \text{espesor efectivo}$$

$$t_n = 14 - 4 = 10 \text{ cm} = \text{espesor del núcleo de concreto}$$

4.1.1. Diseño de los muros del primer piso ante sismo severo

Nomenclatura y Fórmulas empleadas en el Diseño de las Columnas de Confinamiento:

1. $P_g = PD + 0.25 PL =$ carga gravitacional acumulada.
2. $V_m =$ cortante de agrietamiento diagonal.
3. $M_u =$ momento flector ante sismo severo.
4. $L =$ longitud total del muro.
5. $L_m =$ longitud del paño mayor o $L/2$, lo que sea mayor. En muros de 1 paño: $L_m = L$
6. $N_c =$ número de columnas de confinamiento.
7. $M = M_u - V_m \cdot h / 2$
8. $F = M / L =$ fuerza axial producida por M en una columna extrema.
9. $P_t =$ carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: $P_t = (L_t \cdot P_g / L)$ del muro transversal.
10. $P_c = (P_g / N_c) + P_t =$ carga axial en una columna de confinamiento.

11. T = tracción en columna:

$$\text{Extrema: } T = F - P_c$$

$$\text{Interna : } T = V_m \cdot h / L - P_c$$

12. C = compresión en columna:

$$\text{Extrema : } C = P_c + F$$

$$\text{Interna : } C = P_c - V_m \cdot h / (2 L)$$

13. V_c = cortante en columna:

$$\text{Extrema : } V_c = 1.5 V_m \cdot L_m / (L (N_c + 1))$$

$$\text{Interna : } V_c = V_R \cdot L_m / (L (N_c + 1))$$

14. Área de acero vertical requerida:

$$A_s = (V_c / (\mu f_y \phi) + T / (f_y \phi)), \text{ usar } \phi = 0.85, \text{ mínimo } 4\phi \text{ 8mm}$$

15. A_s = área de acero vertical colocada

16. δ = factor de confinamiento:

$$\delta = 0.8 \text{ para columnas sin muros transversales}$$

$$\delta = 1.0 \text{ para columnas con muros transversales}$$

17. Área del núcleo de concreto: $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c)$, usar $\phi = 0.7$

18. Área de la columna por corte-fricción: $A_{cf} = V_c / (0.2 f'_c \phi) \geq 15 t \geq A_c$

19. Dimensiones de la columna a emplear

20. A_c = área de concreto de la columna definitiva

21. A_n = área del núcleo de la columna definitiva

Espaciamiento de estribos por compresión:

$$22. s_1 = A_v \cdot f_y / (0.3 t_n \cdot f'_c (A_c / A_n - 1))$$

$$23. s_2 = A_v \cdot f_y / (0.12 t_n \cdot f'_c)$$

$$24. s_3 = d / 4$$

$$25. s_4 = 10 \text{ cm}$$

26. Zona a confinar en los extremos de la columna: 45 cm o 1.5 d

27. s = espaciamento a utilizar en la zona de confinamiento.

Nomenclatura y Fórmulas empleadas en el Diseño de las Vigas Soleras:

- 28. $T_s = V_m.L_m / (2L) =$ tracción en la solera
- 29. $A_{s_{min}} = 0.1f'c.Ac.s/f_y,$ mínimo 4ϕ 8mm.
- 30. $A_s = T_s / (\phi f_y) =$ área de acero horizontal requerida, usar $\phi = 0.9$
- 31. Acero longitudinal a utilizar

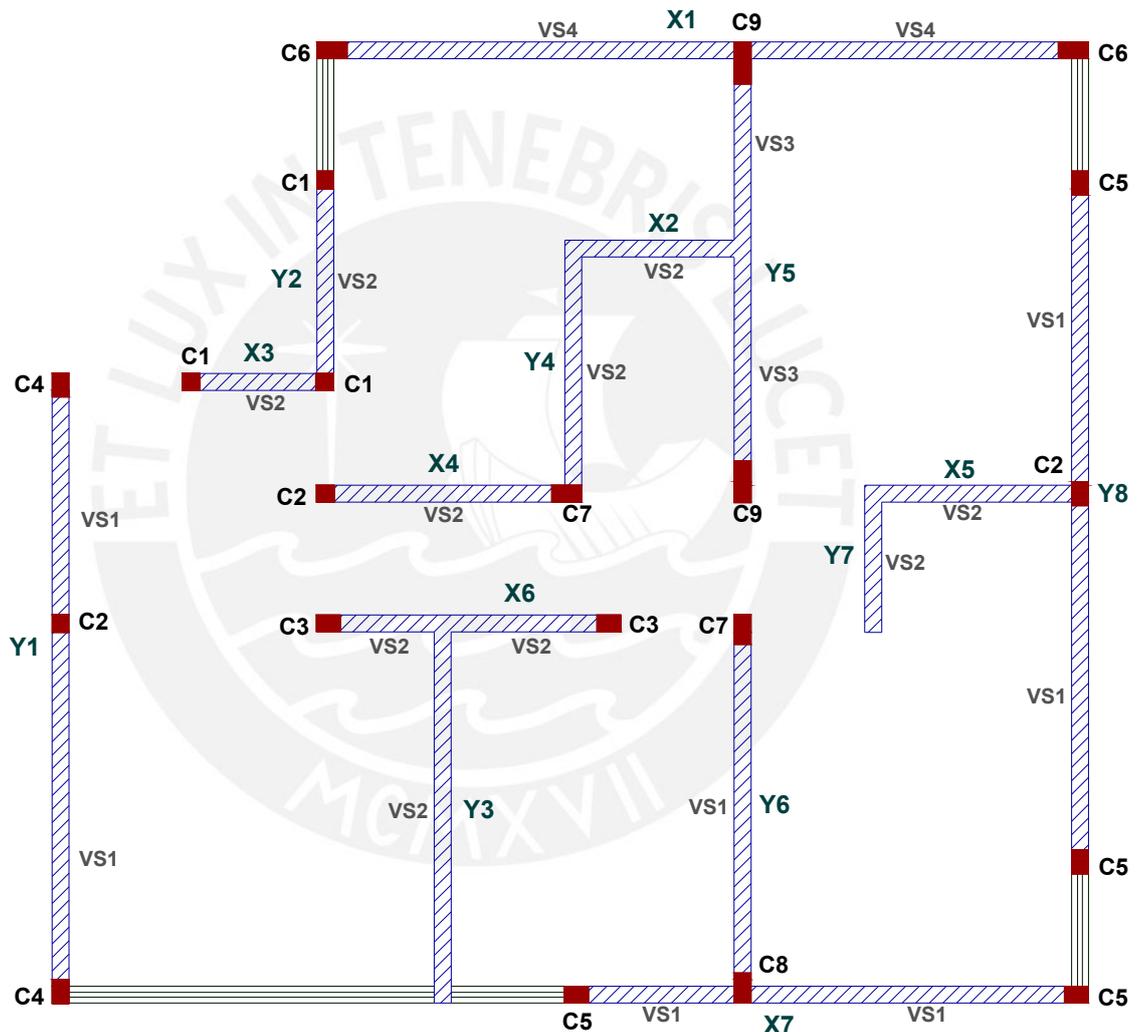


Fig. 29
Distribución de Columnas en planta.

4.1.2. Diseño de muros de pisos superiores al primero (no agrietados)

En este caso se diseña sólo a las columnas externas. En las columnas internas se emplea confinamiento mínimo.

Nomenclatura y Fórmulas empleadas en el Diseño de Columnas de Confinamiento:

1. $P_g = PD + 0.25 PL$ = carga gravitacional acumulada
2. V_u = fuerza cortante producida ante el sismo severo.
3. M_u = momento flector ante sismo severo
4. L = longitud total del muro
5. L_m = longitud del paño mayor o $L/2$, lo que sea mayor. En muros de 1 paño: $L_m = L$.
6. N_c = número de columnas de confinamiento
7. $F = M_u / L$ = fuerza axial producida por M en una columna extrema
8. P_t = carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: $P_t = (L_t.P_g / L)$ del muro transversal
9. $P_c = (P_g / N_c) + P_t$ = carga axial en una columna de confinamiento:
T = tracción en columna: $T = F - P_c$
C = compresión en columna: $C = P_c + F$
10. Área de acero vertical requerida:
 $A_s = T / (f_y \phi)$, usar $\phi = 0.90$, mínimo 4ϕ 8mm
11. A_s = área de acero vertical colocada
12. δ = factor de confinamiento:
 $\delta = 0.8$ para columnas. sin muros transversales
 $\delta = 1.0$ para columnas con muros transversales

13. Área del núcleo de concreto:

$$A_n = A_s + (C / \phi - A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot \delta \cdot f'_c), \text{ usar } \phi = 0.7$$

14. Dimensiones de la columna a emplear

15. A_c = área de concreto de la columna definitiva

16. A_n = área del núcleo de la columna definitiva

17. $A_{smin} = 0.1 f'_c \cdot A_c / f_y$ = área de acero vertical mínima 4 ϕ 8mm

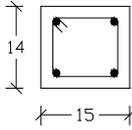
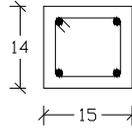
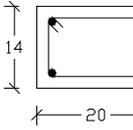
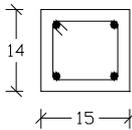
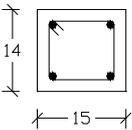
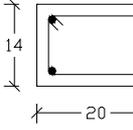
Nomenclatura y Fórmulas empleadas en el Diseño de Vigas Soleras:

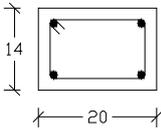
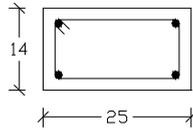
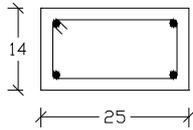
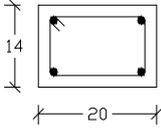
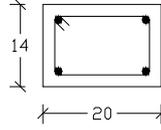
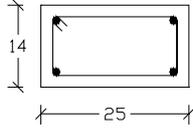
18. $T_s = V_u \cdot L_m / (2L)$ = tracción en la solera

19. $A_s = T_s / (\phi f_y)$ = área de acero horizontal requerida, usar $\phi = 0.9$

20. Acero longitudinal a utilizar

CUADRO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

Piso	Columna	C1	C2	C3
1	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	4φ8mm	2φ1/2+2φ3/8	2φ1/2+2φ3/8
	Cuantía	ρ =0.95%	ρ =1.90%	ρ =1.43%
	Estribos □ 6mm	9@5, r@25	9@5, r@25	9@5, r@25
Piso	Columna	C1	C2	C3
2 @ 4	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm
	Cuantía	ρ =0.95%	ρ =0.95%	ρ =0.71%
	Estribos □ 6mm	1@5, 4@10, r@25	1@5, 4@10, r@25	1@5, 4@10, r@25

Piso	Columna	C4	C5	C6
1	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	2φ1/2+2φ3/8	2φ1/2+2φ5/8	4φ3/4
	Cuantía	ρ =1.43%	ρ =1.88%	ρ =3.25%
	Estribos □ 6mm	9@5, r@25	9@5, r@25	9@5, r@25
Piso	Columna	C4	C5	C6
2 @ 4	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	4φ3/8	4φ1/2	4φ5/8
	Cuantía	ρ =1.01%	ρ =1.84%	ρ =2.29%
	Estribos □ 6mm	1@5, 4@10, r@25	1@5, 4@10, r@25	1@5, 4@10, r@25

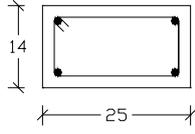
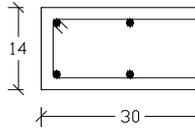
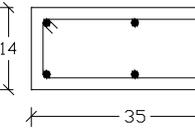
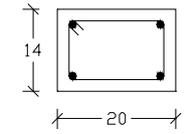
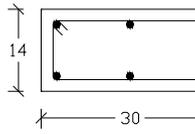
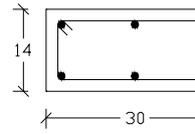
Piso	Columna	C7	C8	C9
1	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	2φ1/2+2φ3/8	6φ8mm	2φ1/2+4φ3/8
	Cuantía	ρ = 1.14%	ρ = 0.71%	ρ = 1.11%
	Estribos [] 6mm	9@5, r@25	1@5, 6@7.5, r@25	1@5, 4@7.5, r@25
Piso	Columna	C7	C8	C9
2 @ 4	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	4φ8mm	6φ8mm	6φ8mm
	Cuantía	ρ = 0.71%	ρ = 0.71%	ρ = 0.71%
	Estribos [] 6mm	1@5, 4@10, r@25	1@5, 4@10, r@25	1@5, 4@10, r@25

Fig. 30
Cuadro de columnas de confinamiento.

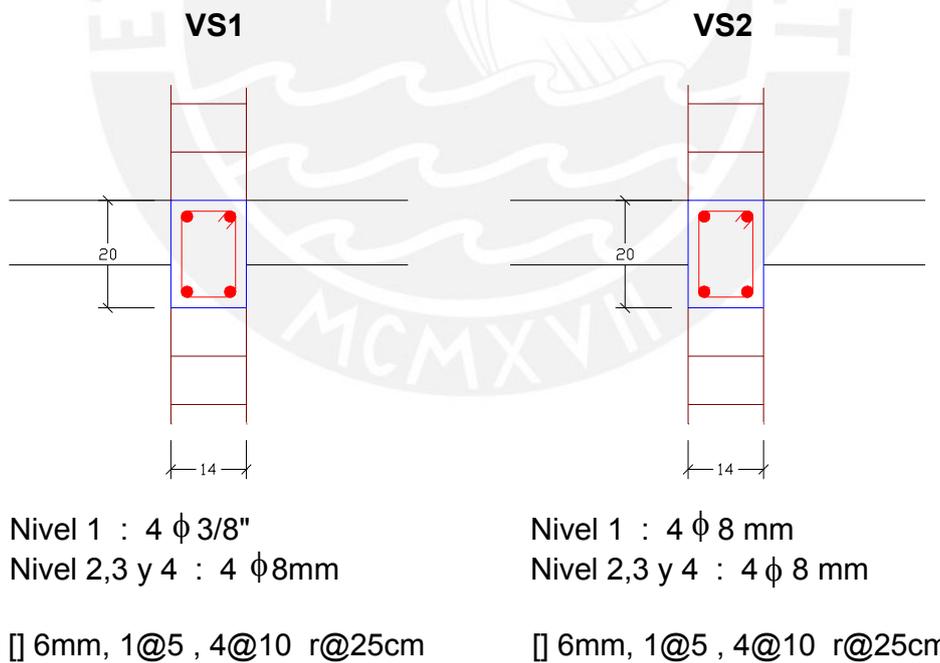


Fig. 31a.
Sección y detalles de vigas solera. VS1 y VS2.

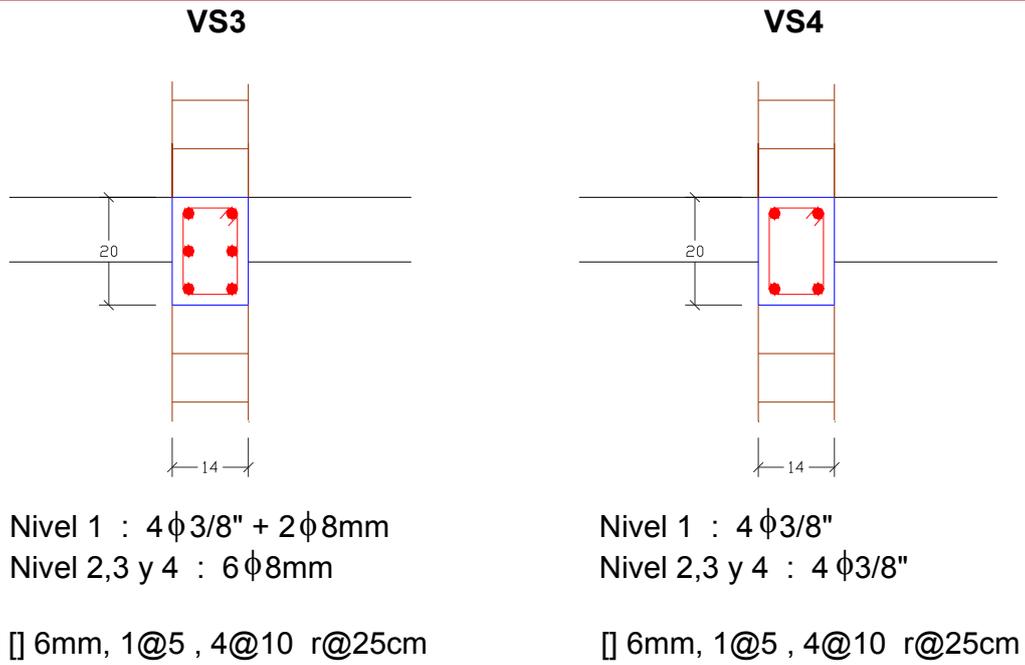


Fig. 31b.

Sección y detalles de vigas solera. VS3 y VS4.

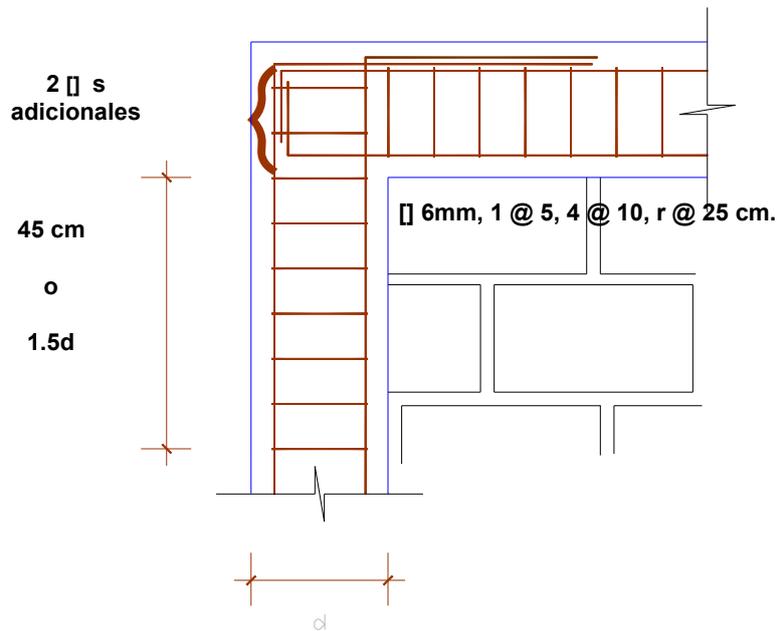
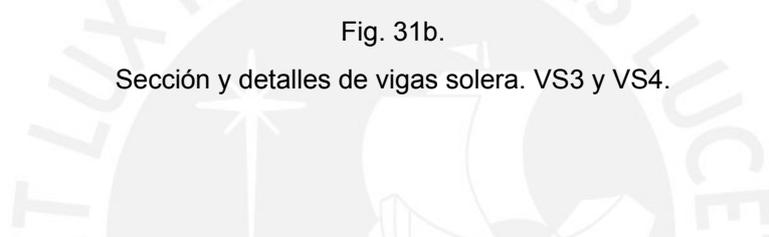


Fig. 32

Detalle de conexión Columna-Solera.

4.1.3. Diseño Ante Cargas Sísmicas Perpendiculares al Plano de los Muros

Los muros confinados no necesitan diseñarse ante cargas perpendiculares al plano, ya que cumplen con los 3 requisitos especificados en la Norma E.070:

1. La distancia máxima centro a centro entre las columnas de confinamiento sea dos veces la distancia entre los elementos horizontales de refuerzo y no mayor que 5 m.
2. Cumpla con el espesor efectivo mínimo para muros portantes.
3. No tienen excentricidad de carga vertical.

4.2. DISEÑO DEL ALFÉIZAR

El análisis de los alféizares es independiente de la estructura principal, y se diseñan con cargas repartidas perpendiculares a su plano, se coloca columnetas y/o vigas en su perímetro según se requiera.

Se tiene: $w = 0.8 Z \times U \times C_1 \times \gamma \times e$

Donde:

w = carga repartida de servicio, perpendicular al plano del muro

$Z = 0.4$

$U = 1$

$C_1 = 1.3$ (NTE-030 coeficiente sísmico para parapetos)

$e = 0.17$ m (incluye 1.5 cm de tarrajeo a cada lado)

$\gamma = 1800$ kg/m³

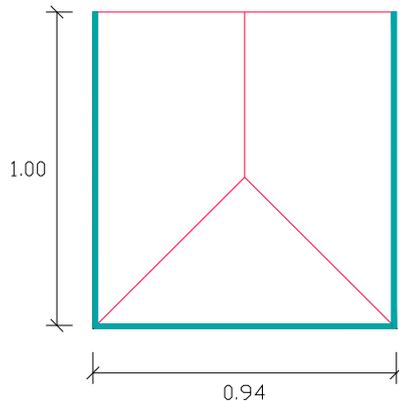
Se obtiene:

$w = 0.8 \times 0.4 \times 1.0 \times 1.3 \times 1800 \times 0.17 = 127.30$ kg/m²

Momento actuante en la albañilería:

$M_s = m \times w \times a^2$

4.2.1. Para un Muro con Tres Bordes Arriostrados:



a = longitud del borde libre: 0.94 m

b = altura libre del parapeto: 1.00 m

$b/a = 1.06$

De la Tabla N° 12 Norma E.070 se obtiene “ m ”:

$m = 0.114$ m (coeficiente de momento)

Luego se calcula M_s :

$M_s = 0.114 \times 127.30 \times 0.94 = 12.827$ kg.m/m

Se debe verificar que el esfuerzo normal producido por el momento flector sea menor al dado por la norma: $f_t = 15000$ kg/m²

Esfuerzo normal producido por el momento flector M_s es:

$$f_m = 6 M_s / t^2$$

$f_m = 6 \times 12.83 / 0.14^2$

$f_m = 3926.74$ kg/m² < $f_t = 15000$ kg /m² (para albañilería simple)

Diseño de columnas de arriostre

Carga ejercida por la albañilería sobre columnas: $F_{alb} = 45.77$ kg

Punto de aplicación de la carga: 0.61 m

El momento flector es:

$M_u = 45.77 \times 0.61 \text{ m} \times 1.25 = 34.64$ kg.m

Dimensiones: 10 x 14 cm

$f_c = 175 \text{ Kg /cm}^2$

$A_s = 0.154 \text{ cm}^2$

$A_{s_{\min}} = 0.602 \text{ cm}^2$

$A_{s_{\text{colocado}}} = 2 \phi 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2$

Estribos # 2 @ 15 cm

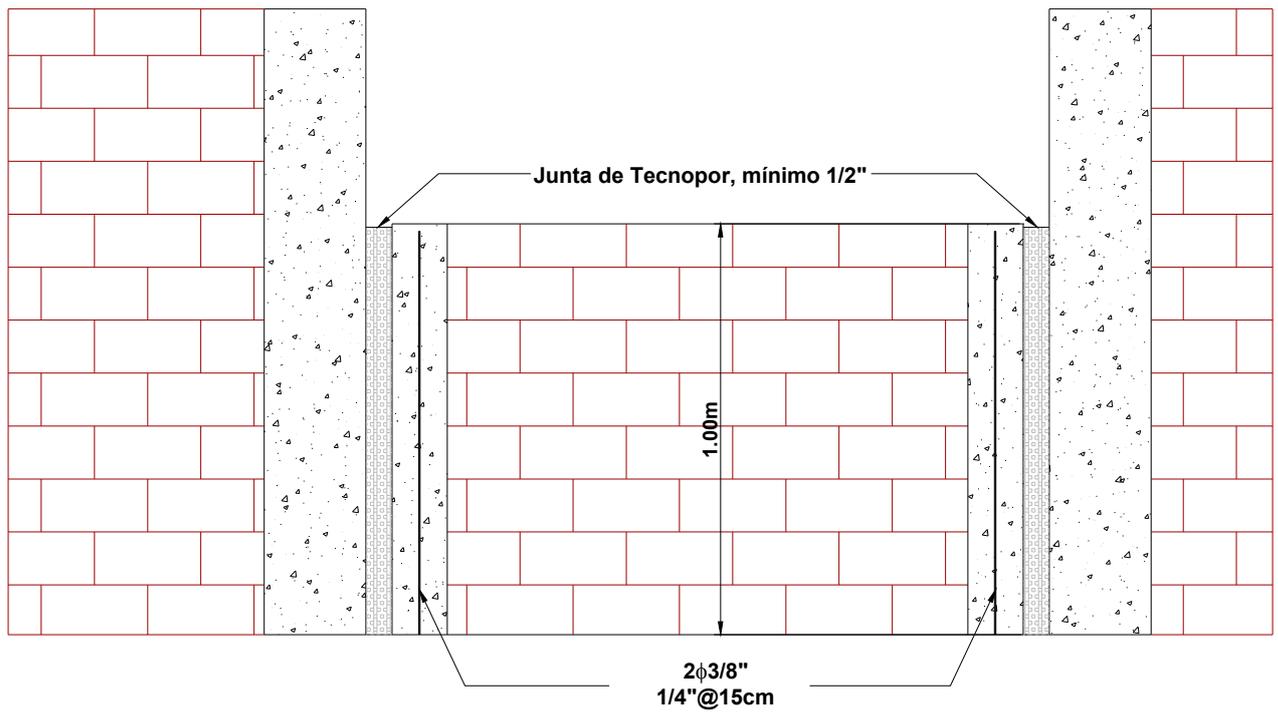


Fig. 33
Detalle de Alféizar.

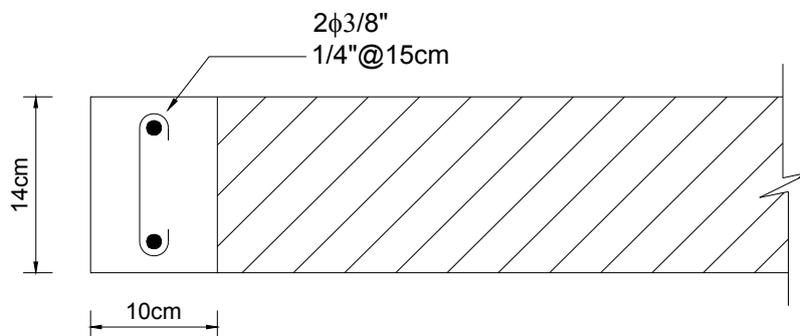
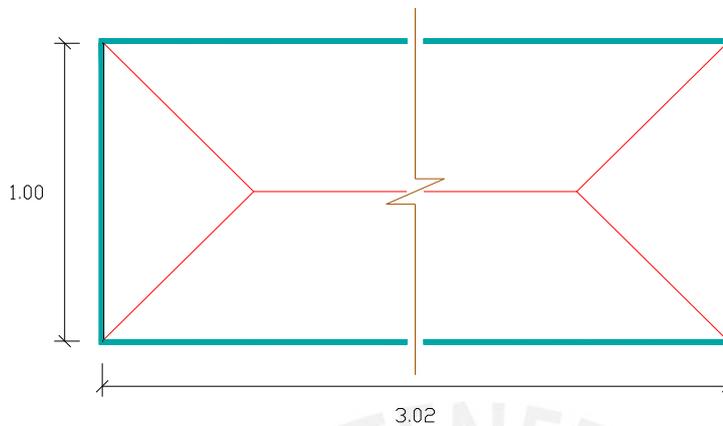


Fig. 34

Detalle de columneta.

4.2.2. Para un Muro con Cuatro Bordes Arriostrados:



$a =$ Menor dimensión: 1.00 m

$b = 3.02$ m

$b/a = 3.02$

De la Tabla N° 12 Norma E.070 se obtiene “m”:

$m = 0.125$

Luego se calcula M_s :

$M_s = 15.912$ kg.m

Se debe verificar que el esfuerzo normal producido por el momento flector sea menor al dado por la norma: $f_t = 15000$ kg/m²

Esfuerzo normal producido por el momento flector M_s es:

$$f_m = 6 M_t / t^2$$

$$f_m = 6 \times 15.91 / 0.14^2$$

$$f_m = 4871.02 \text{ kg/m}^2 < f_t = 15000 \text{ kg/m}^2 \text{ (para albañilería simple)}$$

Diseño de elementos de arriostre

a) Columnetas:

Carga ejercida por la albañilería sobre la columna: $F_{alb} = 31.82$ kg

Punto de aplicación de la carga: 0.50 m

Carga ejercida por la solera sobre la columna: $F_{sol} = 80.20$

El momento flector es:

$$M_u = 31.82 \times 0.50 + 80.20 \times 1.00 = 120.14 \text{ kg.m}$$

Dimensiones: 10 x 14 cm

$f'_c = 175 \text{ Kg /cm}$

$A_s = 0.547 \text{ cm}^2$

$A_{s_{min}} = 0.602 \text{ cm}^2$

$A_{s_{colocado}} = 2 \phi 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2$

Estribos # 2 @ 15 cm

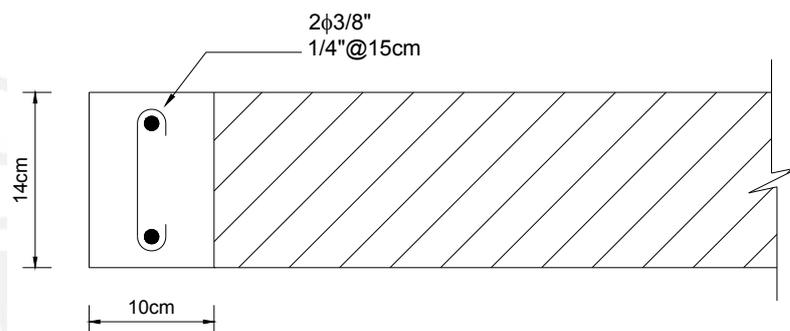


Fig. 35

Detalle de columneta.

b) Viga solera:

Dimensiones: 10 x 14 cm

$f'_c = 175 \text{ Kg /cm}$

$A_{s_{min}} = 0.602 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ colocado} = 2 \phi 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2$

Estribos # 2 @ 15 cm

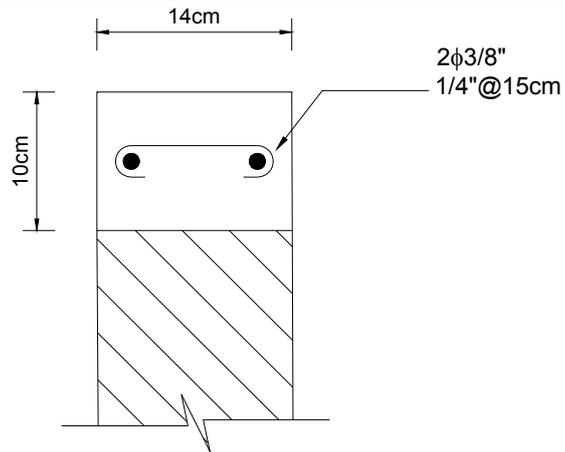


Fig. 36

Sección de Solera

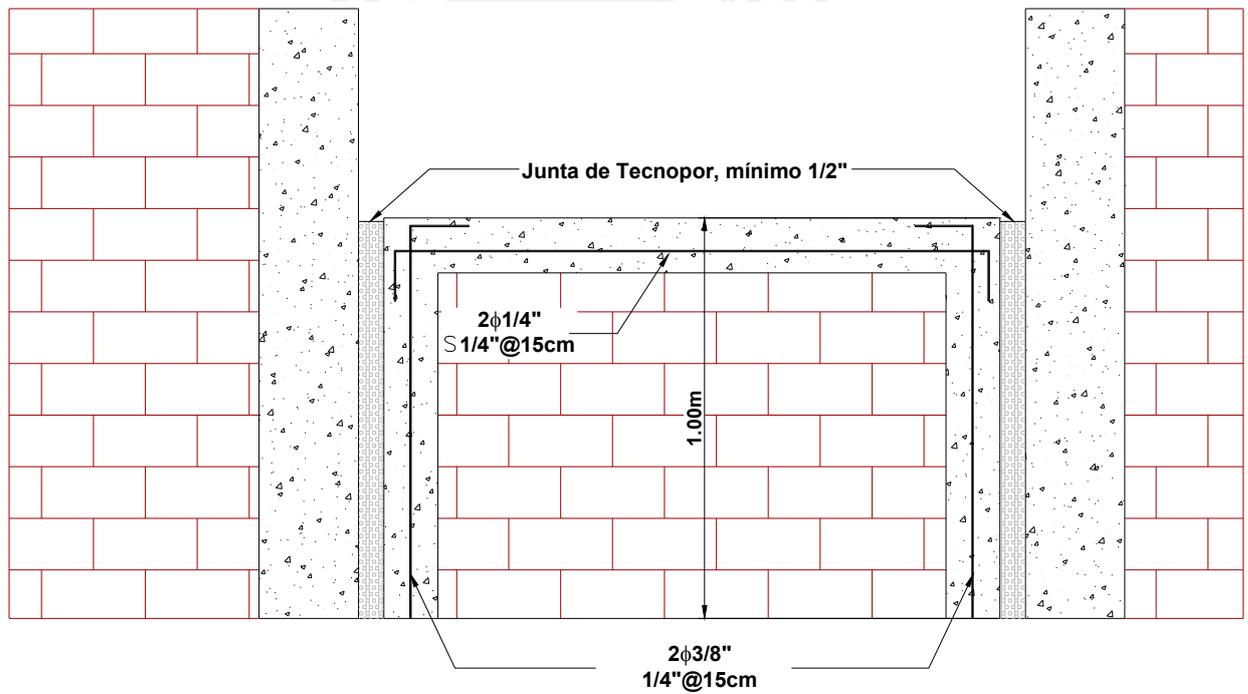


Fig. 37

Detalle de Alféizar.

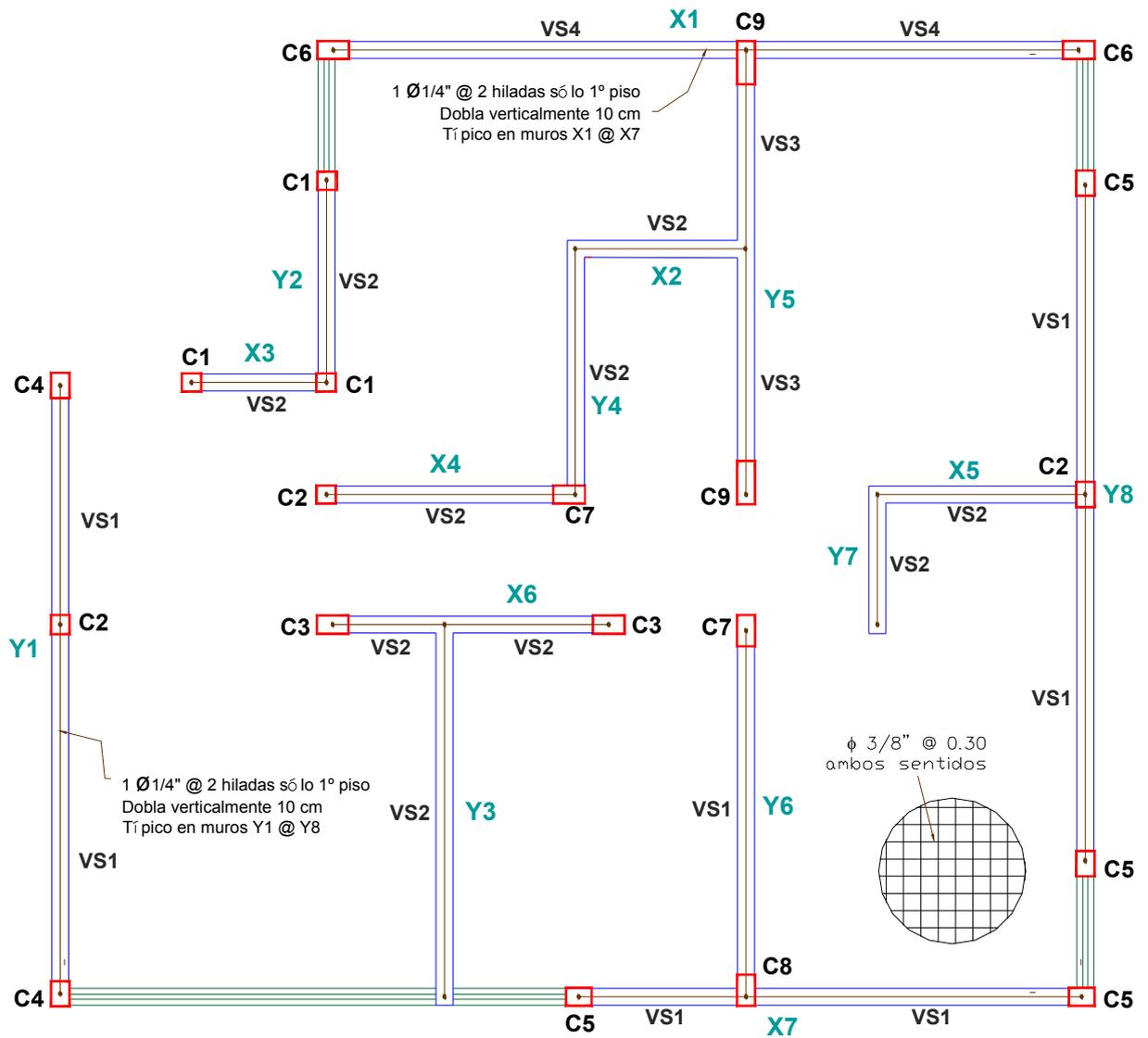


Fig. 38

Planta típica del edificio, columnas y vigas soleras.
Detalles del refuerzo horizontal de muros y losa maciza.

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

En este capítulo se diseñan los elementos de concreto armado que son complementarios al sistema de albañilería confinada, en esta estructura se tiene como único elemento de concreto armado a la losa maciza de techo donde se empleará concreto con una resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

5.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA MACIZA.

Para predimensionar el peralte de la losa maciza se analiza la condición más desfavorable de la losa, para ello se toma la mayor luz que debe salvar. El peralte se estima con la siguiente fórmula:

$$h = \frac{L}{40} = \frac{4.17}{40} \approx 0.10m$$

Donde:

h: peralte de losa maciza.

L: luz libre más desfavorable.

Peralte a emplear: $h = 0.12m$.

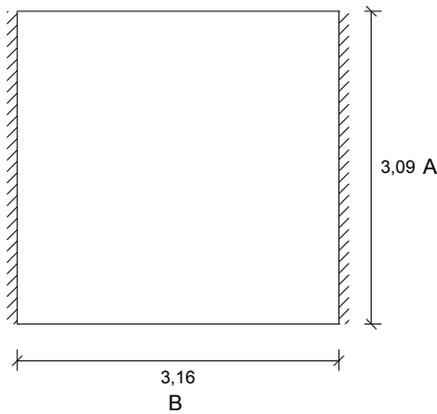
5.2. DISEÑO DE LA LOSA MACIZA

Para diseñar la losa maciza de techo se analiza las zonas en las que se encuentre sometida a mayores esfuerzos, es decir, las zonas de mayor luz libre. Se analiza las siguientes áreas:

Área 1: Comprendida entre los ejes A-D, 6-7

Área 2: Comprendida entre los ejes G-I, 5-7

5.2.1. Análisis de Losa Maciza en área 1:



Metrado de cargas:

$$P_p = 0.12\text{m} \times 2.40\text{ton/m}^3 = 0.288 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$w_D = 0.388 \text{ ton/m}^2$$

$$w_L = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

$$w_U = 0.833 \text{ ton/m}^2$$

Análisis por flexión:

Para calcular los esfuerzos producidos por flexión se utiliza las tablas de coeficientes para losas armadas incluidas en la Norma Peruana de Estructuras. Tablas 17.9.2.2a, 17.9.2.2b y 17.9.2.2c

Caso 3:

$$C_{A\text{neg}} = \text{-----}$$

$$C_{B\text{neg}} = 0.0742$$

$$C_{ACV} = 0.0288$$

$$C_{BCV} = 0.0307$$

$$C_{ACM} = 0.0193$$

$$C_{BCM} = 0.0261$$

$$M_{B\text{neg}} = 617.20 \text{ kg.m}$$

$$M_{A\text{pos}} = 193.59 \text{ kg.m}$$

$$M_{B\text{pos}} = 245.80 \text{ kg.m}$$

Se analiza la losa maciza con una sola malla en la parte central.

$$h = 0.12\text{m}$$

$$d = 0.06\text{m}$$

Dirección A-A

$$As^- = \text{-----}$$

$$As^+ = 0.278 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{\min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 12\text{cm} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaciamiento:

$$\text{Se tiene: } s \leq 3h \text{ ó } s \leq 0.45\text{m} \quad \Rightarrow \text{ se usa } \phi 3/8 @ 0.30\text{m}$$

Dirección B-B

$$As^- = 0.879 \text{ cm}^2/\text{m}$$

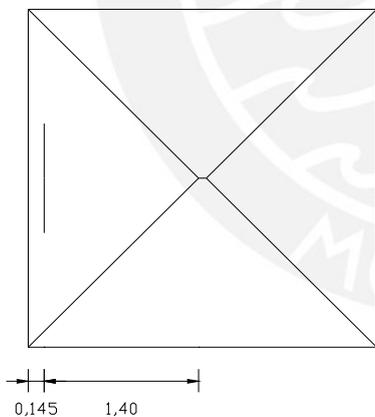
$$As^+ = 0.346 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{\min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 12\text{cm} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaciamiento:

$$\text{Se tiene: } s \leq 3h \text{ ó } s \leq 0.45\text{m} \quad \Rightarrow \text{ se usa } \phi 3/8 @ 0.30\text{m}$$

Análisis por corte:



$$w_U = 0.833 \text{ ton}/\text{m}^2$$

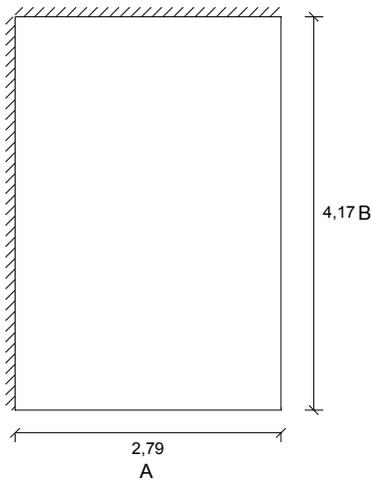
$$V_U = 1.00\text{m} \times 1.40\text{m} \times 0.883\text{ton}/\text{m}^2 = 1.24 \text{ ton}$$

$$\phi V_C = 0.85 \times 1.1 (0.5 \sqrt{f_c}) \times b_w \times d$$

$$\phi V_C = 0.85 \times 1.1 \times 0.5 \times \sqrt{175} \times 100 \times 6 = 3.71 \text{ ton}$$

$$\phi V_C > V_U \Rightarrow \text{ok!}$$

5.2.2. Análisis de loza maciza en área 2:



Metrado de cargas:

$$P_p = 0.12\text{m} \times 2.40\text{ton/m}^3 = 0.288 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$w_D = 0.388 \text{ ton/m}^2$$

$$w_L = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

$$w_U = 0.833 \text{ ton/m}^2$$

Análisis por flexión:

Caso 4:

$$C_{A\text{neg}} = 0.0834$$

$$C_{B\text{neg}} = 0.0166$$

$$C_{ACV} = 0.0600$$

$$C_{BCV} = 0.0122$$

$$C_{ACM} = 0.0484$$

$$C_{BCM} = 0.0098$$

$$M_{A\text{neg}} = 573.24 \text{ kg.m}$$

$$M_{B\text{neg}} = 254.88 \text{ kg.m}$$

$$M_{A\text{pos}} = 363.45 \text{ kg.m}$$

$$M_{B\text{pos}} = 164.70 \text{ kg.m}$$

Se analiza la losa maciza con una sola malla en la parte central.

$$h = 0.12\text{m}$$

$$d = 0.06\text{m}$$

Dirección A-A

$$A_s^- = 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s^+ = 0.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018bh = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaciamiento:

$$\text{Se tiene: } s \leq 3h \text{ ó } s \leq 0.45\text{m} \quad \Rightarrow \text{ se usa } \phi 3/8 @ 0.30\text{m}$$

Dirección B-B

$$A_s^- = 0.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

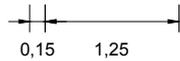
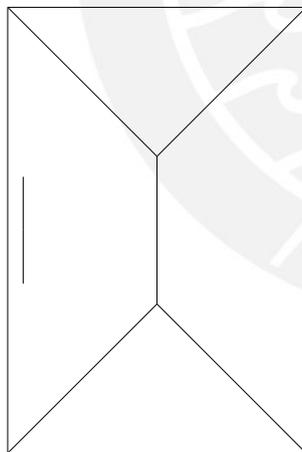
$$A_s^+ = 0.26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018bh = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaciamiento:

$$\text{Se tiene: } s \leq 3h \text{ ó } s \leq 0.45\text{m} \quad \Rightarrow \text{ se usa } \phi 3/8 @ 0.30\text{m}$$

Análisis por corte:



$$w_U = 0.833 \text{ ton}/\text{m}^2$$

$$V_U = 1.00\text{m} \times 1.25\text{m} \times 0.883\text{kg}/\text{m}^2 = 1.10 \text{ ton}$$

$$\phi V_C = 0.85 \times 1.1 (0.5 \sqrt{f_c}) \times b_w \times d$$

$$\phi V_C = 0.85 \times 1.1 \times 0.5 \times \sqrt{175} \times 100 \times 6 = 3.71 \text{ ton}$$

$$\phi V_C > V_U \Rightarrow \text{ok!!}$$

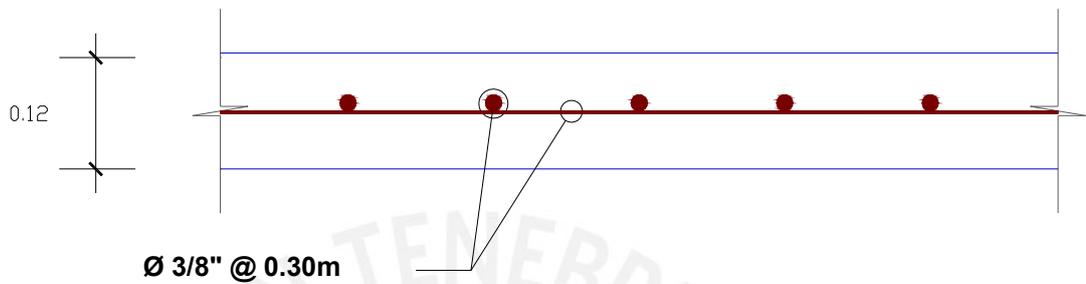


Fig. 39
Sección típica de losa armada.

CAPÍTULO 6

MODELO A ESCALA REDUCIDA

La relación entre el modelo a escala reducida y el edificio real es de 1:3, manteniendo constante la cuantía del refuerzo de acero. La planta típica escalada se presenta a continuación.

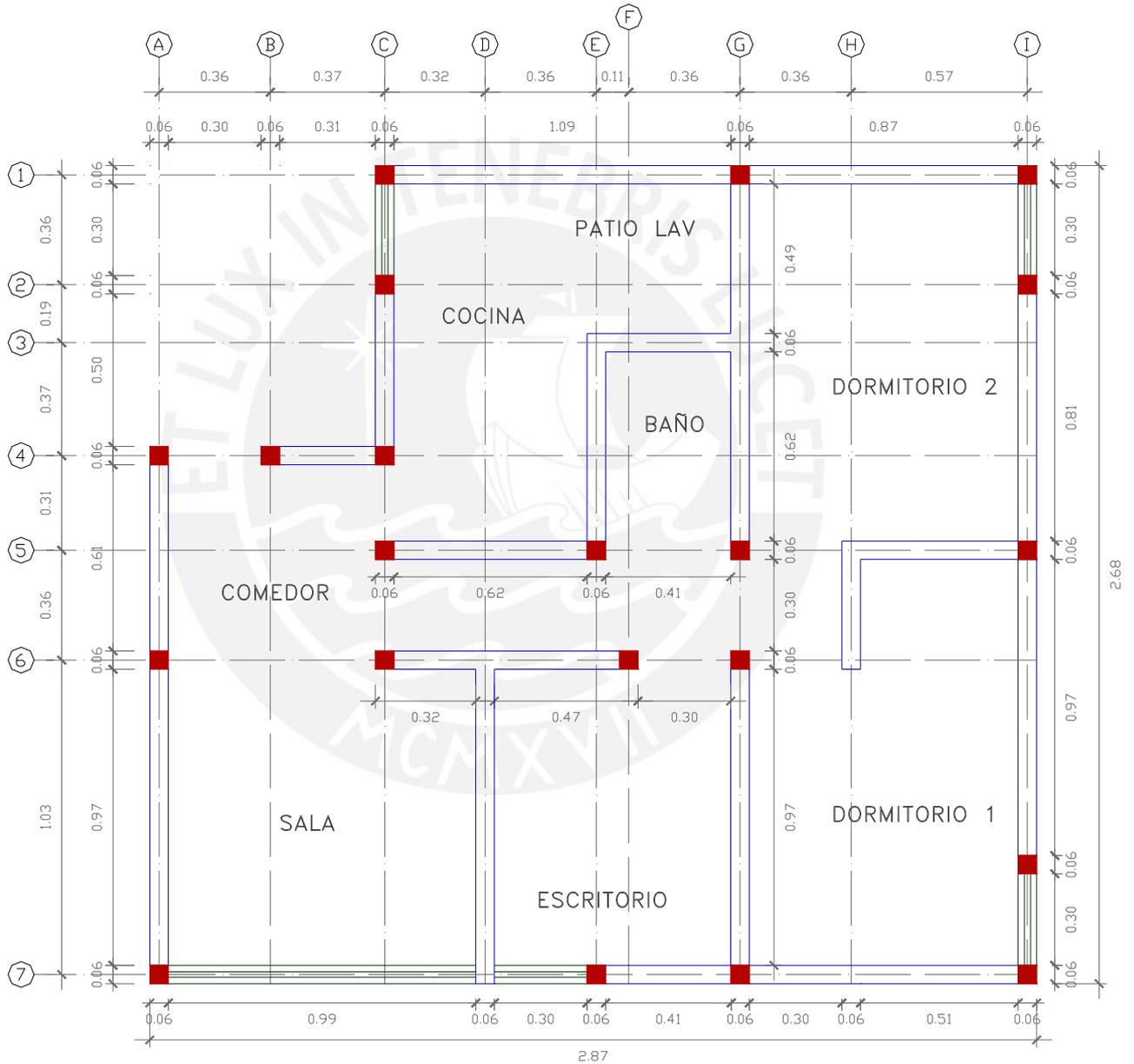


Fig. 40

Planta típica del modelo a escala.

6.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En el modelo a escala reducida se reproducen las dimensiones del edificio a escala natural, manteniendo constante la cuantía de refuerzo y la resistencia unitaria de los materiales.

6.1.1. Unidades de Albañilería:

La unidad de albañilería considerada en el diseño a escala natural es el ladrillo King Kong de 18 huecos con dimensiones 9x14x24cm; como consecuencia de la escala elegida para el espécimen, las unidades a emplearse deben tener por dimensiones 2.67x4.67x8.00cm. Por limitaciones constructivas se empleará ladrillos Rex de 4x6x11.50cm (Fig. 41) y no se considerará tarrajeo para mantener la proporción en el espesor de muro.



Fig. 41

Ladrillo de 4x6x11.50cm.

6.1.2. Columnas:

Dada la dimensión de las unidades de albañilería a emplear, se limita el espesor de las columnas a no ser mayor que 6cm.

Por otro lado en el espécimen a escala reducida se emplearán varillas corrugadas con el menor diámetro existente en el mercado nacional ($\phi 4.7\text{mm}$)

CUADRO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

Piso	Columna	C1	C2	C3
1	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	4φ4.7mm	4φ4.7mm	4φ4.7mm
	Cuantía	ρ = 1.92%	ρ = 1.92%	ρ = 1.71%
	Estribos □ #8	10@1.5, r@8	10@1.5, r@8	10@1.5, r@8
Piso	Columna	C1	C2	C3
2 @ 4	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	4φ4.7mm	4φ4.7mm	4φ4.7mm
	Cuantía	ρ = 1.92%	ρ = 1.92%	ρ = 1.71%
	Estribos □ #8	1@1.5, 4@3.5, r@8	1@1.5, 4@3.5, r@8	1@1.5, 4@3.5, r@8

Piso	Columna	C4	C5	C6
1	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	4φ4.7mm	4φ4.7mm	2φ1/4+2φ8mm
	Ref. Vertical	ρ = 1.71%	ρ = 2.09%	ρ = 3.29%
	Estribos □ #8	10@1.5, r@8	10@1.5, r@8	10@1.5, r@8
Piso	Columna	C4	C5	C6
2 @ 4	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	4φ4.7mm	4φ4.7mm	4φ1/4
	Ref. Vertical	ρ = 1.71%	ρ = 1.71%	ρ = 2.57%
	Estribos □ #8	1@1.5, 4@3.5, r@8	1@1.5, 4@3.5, r@8	1@1.5, 4@3.5, r@8

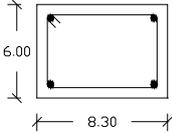
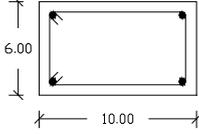
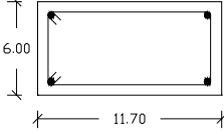
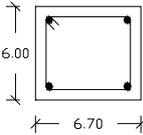
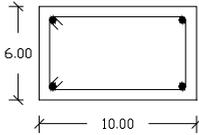
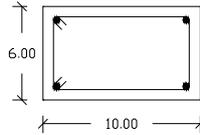
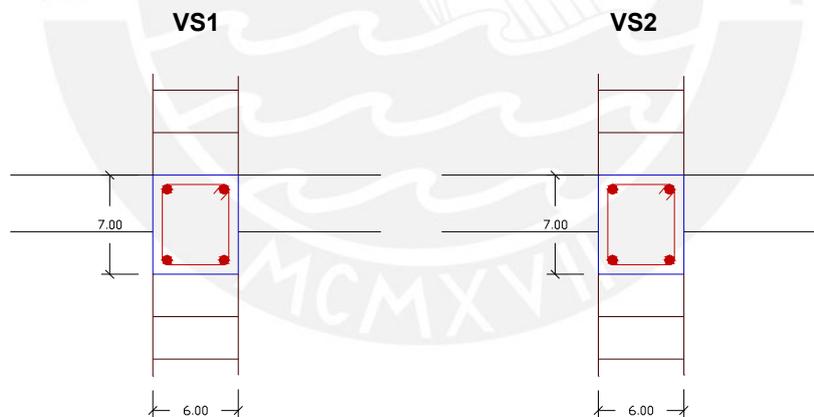
Piso	Columna	C7	C8	C9
1	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	4φ4.7mm	4φ4.7mm	2φ1/4+2φ4.7mm
	Ref. Vertical	ρ = 1.38%	ρ = 1.15%	ρ = 1.41%
	Estribos □ #8	10@1.5, r@8	8@2.0, r@8	6@2.0, r@8
Piso	Columna	C7	C8	C9
2 @ 4	SECCION TRANSVERSAL (centímetros)			
	Ref. Vertical	4φ4.7mm	4φ4.7mm	4φ4.7mm
	Ref. Vertical	ρ = 1.71%	ρ = 1.15%	ρ = 1.15%
	Estribos □ #8	1@1.5, 4@3.5, r@8	1@1.5, 4@3.5, r@8	1@1.5, 4@3.5, r@8

Fig. 42
Cuadro de columnas de confinamiento.

6.1.3. Vigas Soleras:

Las vigas soleras tendrán las siguientes dimensiones:



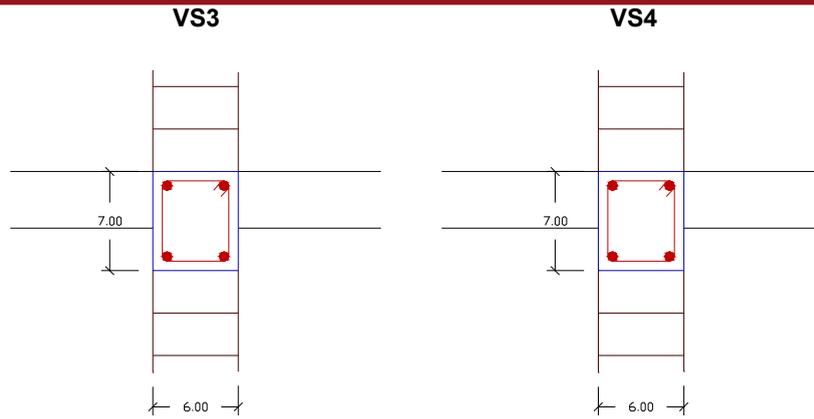
Nivel 1 : 4 φ 4.7 mm
Nivel 2,3 y 4 : 4 φ 4.7mm

□ # 8, 1@1.5 , 4@4 r@8cm

Nivel 1 : 4 φ 4.7mm
Nivel 2,3 y 4 : 4 φ 4.7mm

□ # 8, 1@1.5 , 4@4 r@8cm

Fig. 43a
Detalle de vigas soleras.



Nivel 1 : 4 ϕ 4.7 mm
 Nivel 2,3 y 4 : 4 ϕ 4.7mm

Nivel 1 : 4 ϕ 4.7mm
 Nivel 2,3 y 4 : 4 ϕ 4.7mm

□ # 8, 1@1.5 , 4@4 r@8cm

□ # 8, 1@1.5 , 4@4 r@8cm

Fig. 43b
 Detalle de vigas soleras.

6.1.4. Losa Maciza:

La losa maciza para todos los niveles será de 4cm de peralte y tendrá refuerzo de acero tal como se detalla:

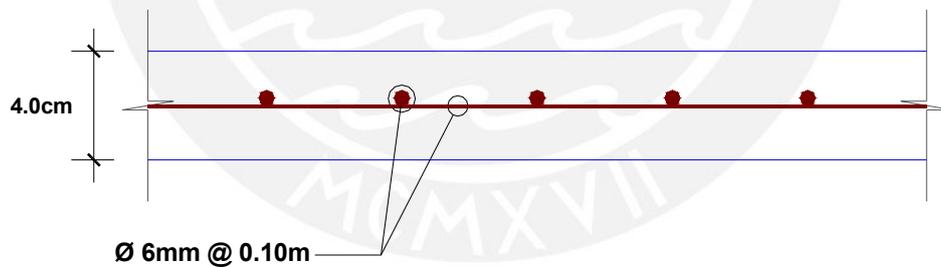
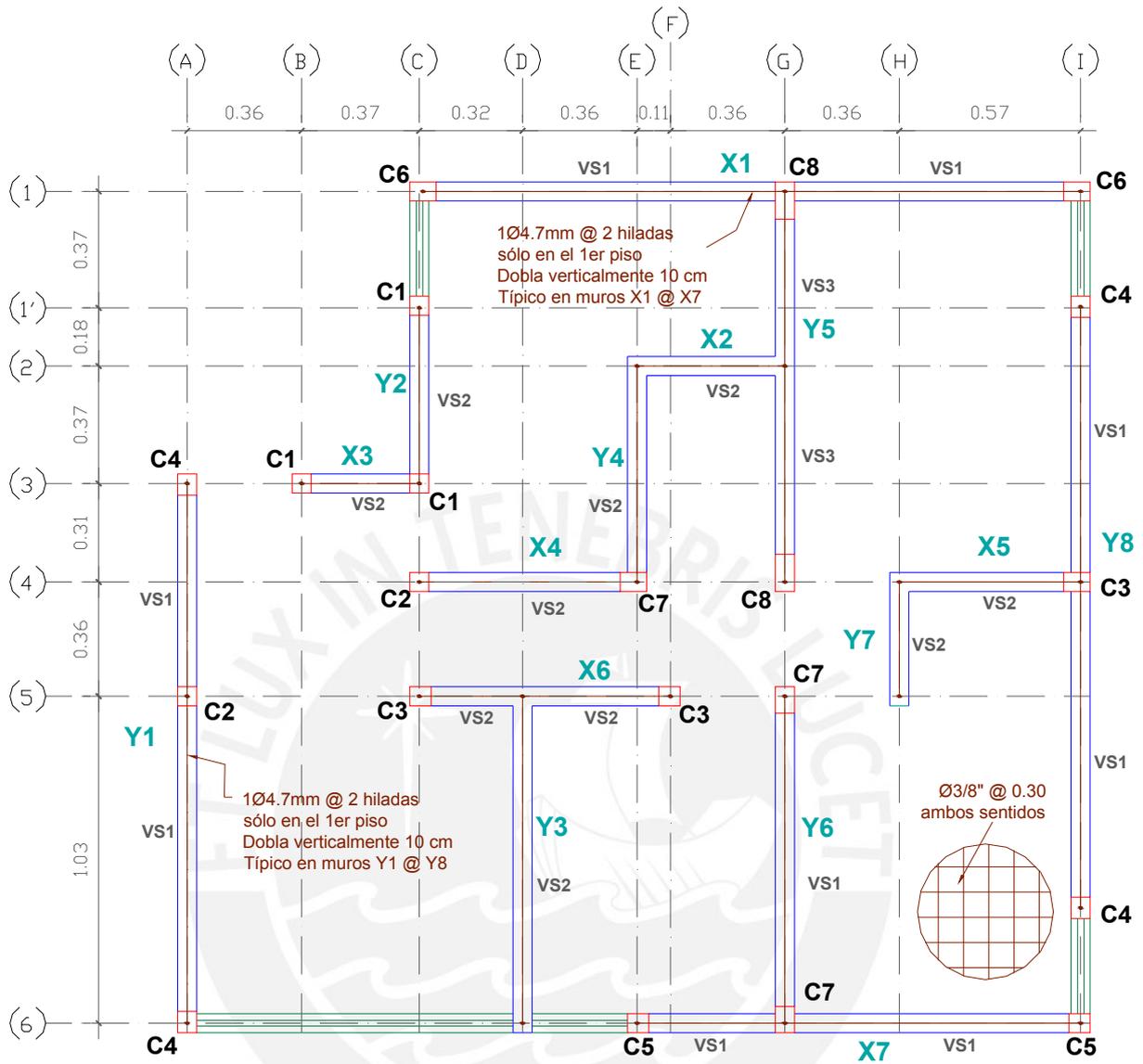


Fig. 44
 Sección típica de losa armada.



6.2. PESO DEL MODELO A ESCALA REDUCIDA

Definida las secciones de los elementos que conforman el sistema estructural en la escala elegida, se calcula el peso de cada elemento y las sobrecargas actuantes.

6.2.1. Peso de los elementos

Se considera los siguientes pesos unitarios:

- Peso específico de la albañilería: 1800 kg/m^3
- Peso específico del concreto armado: 2400 kg/m^3

Elemento	Dimensiones				$\gamma \text{ (ton/m}^3\text{)}$	Peso (ton)
	$h(m)$	$t(m)$	$Lt(m)$	Cantidad		
a. Muros de albañilería	0.77	0.06	13.8	4	1.80	4.590
b. Columnas	$b(m)$	$a(m)$	$h(m)$	Cantidad	2.40	0.909
	0.060	0.060	0.81	30		
	0.060	0.067	0.81	30		
	0.060	0.083	0.81	48		
c. Vigas soleras	$b(m)$	$h(m)$	$Lt(m)$	Cantidad	2.40	0.556
	0.07	0.06	13.8	4		
d. Losa Maciza	Área (m^2)	$h(m)$		Cantidad	2.40	2.296
	5.98	0.04		4		

El peso muerto de la estructura a escala reducida es: 8.352 Ton.

6.2.2. Sobrecarga:

	Peso (kg/m^2)	Area (m^2)	Niveles	Carga (ton)
Piso típico	200	5.98	3	3.588
Azotea	100	6.37	1	0.637

La sobrecarga total en el edificio a escala reducida es: 4.225 Ton.

6.2.3. Peso del modelo a escala reducida:

El peso total del modelo a escala reducida se obtiene de la suma del peso muerto y la carga viva, se tiene un peso de 12.577 toneladas.

6.3. CIMENTACIÓN

El modelo a escala reducida será construido sobre una estructura de concreto armado conformado por vigas, que permitan transportarlo hacia la mesa vibradora y a la vez anclarlo a ella para su posterior ensayo.

Para el diseño de esta estructura base se considera su peso propio, el peso del modelo a escala reducida y las torsiones que se producen al momento de izar la estructura.

6.3.1. Puntos de izaje y anclaje:

La estructura debe ser transportada, colocada y anclada en la plataforma de la mesa vibradora, para ello se ha dispuesto cuatro (04) puntos de izaje en el perímetro de esta base. Estos puntos de izaje son ganchos de acero colocados al momento de construir las vigas. El espécimen será transportado con la grúa del Laboratorio de Estructuras el cual soporta una carga máxima de 15 toneladas.

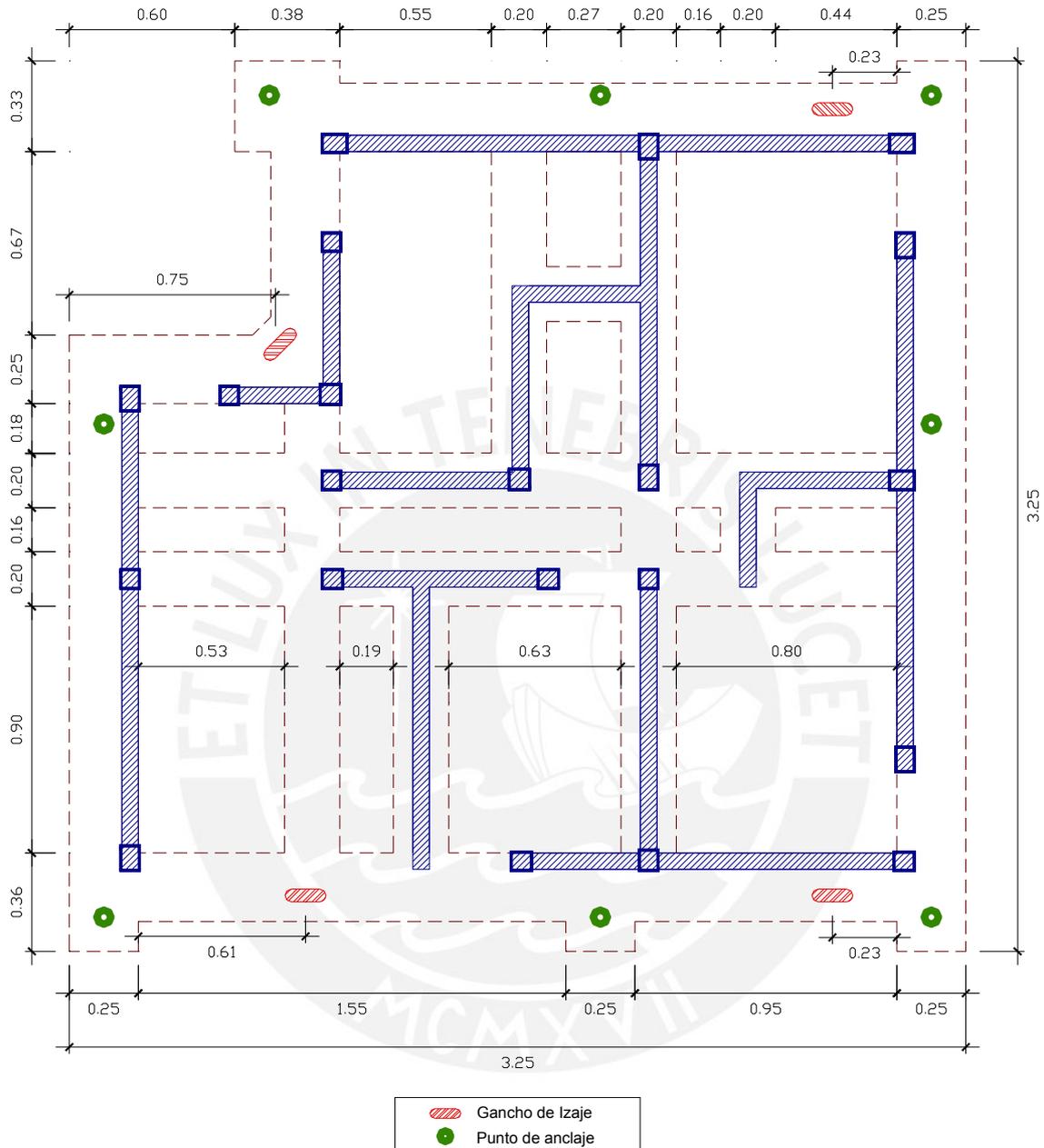
Luego de transportar y colocar la estructura en la plataforma se procede a anclarla por medio de pernos, para ello se ha dispuesto ocho (08) puntos de anclaje que coinciden con las perforaciones existentes en la plataforma.

6.3.2. Predimensionamiento:

La mayor luz libre entre ganchos de izaje es de tres (03) metros, por lo que se toma esta distancia como la luz libre crítica para predimensionar el peralte de la cimentación.

$$h = \frac{3.00}{11} = 0.27 \quad \text{h: peralte de la cimentación.}$$

Para reducir el peso total de la estructura y evitar dificultades en el proceso constructivo del modelo a escala reducida se decide usar dos tipos de sección: Para los muros interiores se empleará una viga de cimentación con una sección de 20cmx30cm y para los muros exteriores una viga con sección 25cmx30cm.



6.3.3. Metrado de Cargas:

En el metrado de cargas se considera el peso de cada elemento del modelo a escala reducida repartiéndolo en cada muro por metro de longitud.

Muros piso típico:

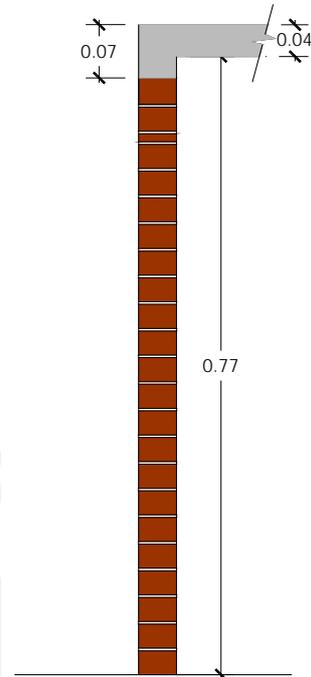
$$w = 0.77 \times 0.108 + 0.06 \times 0.07 \times 2.40 = 0.093 \text{ ton/m}$$

Muros en azotea:

$$w = 0.385 \times 0.108 + 0.06 \times 0.07 \times 2.40 = 0.052 \text{ ton/m}$$

Carga Muerta (carga de losa maciza):

$$W_d = 0.096 \text{ ton/m}^2$$



Estas cargas son transmitidas directamente a la viga de cimentación a través de los muros.

6.3.4. Cargas Gravitacionales

Para calcular las cargas gravitacionales de cada muro, tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y, se ha dividido la planta del edificio en áreas de influencia de manera similar a lo realizado en el modelo a escala natural.

Cargas gravitacionales en la dirección X-X

Piso Típico		Azotea	
Muro X1:		Muro X1:	
W _D :		W _D :	
Losa	0.458 x 0.096 = 0.044	0.458 x 0.096 =	0.044
Muro	2.140 x 0.093 = 0.200	2.140 x 0.052 =	0.111
W _D (X1) : 0.244		W _D (X1): 0.155	
Muro X2:		Muro X2:	
W _D :		W _D :	
Losa	0.146 x 0.096 = 0.014	0.146 x 0.096 =	0.014
Muro	0.525 x 0.093 = 0.049	0.525 x 0.052 =	0.027
W _D (X2) : 0.063		W _D (X2): 0.041	

Muro X3:		Muro X3:	
W_D :		W_D :	
Losa	$0.132 \times 0.096 = 0.013$	$0.132 \times 0.096 =$	0.013
Muro	$0.430 \times 0.093 = 0.040$	$0.430 \times 0.052 =$	0.022
	$W_D(X3) : 0.053$		$W_D(X3): 0.035$
Muro X4:		Muro X4:	
W_D :		W_D :	
Losa	$0.323 \times 0.096 = 0.031$	$0.323 \times 0.096 =$	0.031
Muro	$0.745 \times 0.093 = 0.069$	$0.745 \times 0.052 =$	0.038
	$W_D(X4) : 0.100$		$W_D(X4): 0.069$
Muro X5:		Muro X5:	
W_D :		W_D :	
Losa	$0.239 \times 0.096 = 0.023$	$0.239 \times 0.096 =$	0.023
Muro	$0.630 \times 0.093 = 0.059$	$0.630 \times 0.052 =$	0.033
	$W_D(X5) : 0.082$		$W_D(X5): 0.055$
Muro X6:		Muro X6:	
W_D :		W_D :	
Losa	$0.434 \times 0.096 = 0.042$	$0.434 \times 0.096 =$	0.042
Muro	$0.850 \times 0.093 = 0.079$	$0.850 \times 0.052 =$	0.044
	$W_D(X6) : 0.121$		$W_D(X6): 0.086$
Muro X7:		Muro X7:	
W_D :		W_D :	
Losa	$(0.140+0.207) \times 0.096 = 0.033$	$(0.140+0.207) \times 0.096 =$	0.033
Muro	$1.455 \times 0.093 = 0.136$	$1.455 \times 0.052 =$	0.075
	$W_D(X8) : 0.169$		$W_D(X8): 0.108$

Cargas gravitacionales en la dirección Y-Y

Piso Típico		Azotea	
Muro Y1:		Muro Y1:	
W_D :		W_D :	
Losa	$0.733 \times 0.096 = 0.070$	$0.733 \times 0.096 =$	0.070
Muro	$1.76 \times 0.093 = 0.164$	$1.76 \times 0.052 =$	0.091
	$W_D(Y1): 0.234$		$W_D(Y1): 0.161$

Muro Y2: W _D : Losa 0.246 x 0.096 = 0.024 Muro 0.62 x 0.093 = 0.058 <hr/> W _D (Y2): 0.081	Muro Y2: W _D : Losa 0.246 x 0.096 = 0.024 Muro 0.62 x 0.052 = 0.032 <hr/> W _D (Y2): 0.056
Muro Y3: W _D : Losa 0.644 x 0.096 = 0.062 Muro 1.09 x 0.093 = 0.102 <hr/> W _D (Y3): 0.163	Muro Y3: W _D : Losa 0.644 x 0.096 = 0.062 Muro 1.09 x 0.052 = 0.056 <hr/> W _D (Y3): 0.118
Muro Y4: W _D : Losa 0.349 x 0.096 = 0.034 Muro 0.74 x 0.093 = 0.069 <hr/> W _D (Y4): 0.103	Muro Y4: W _D : Losa 0.349 x 0.096 = 0.034 Muro 0.74 x 0.052 = 0.038 <hr/> W _D (Y4): 0.072
Muro Y5: W _D : Losa 0.596 x 0.096 = 0.057 Muro 1.29 x 0.093 = 0.120 <hr/> W _D (Y5): 0.177	Muro Y5: W _D : Losa 0.596 x 0.096 = 0.057 Muro 1.29 x 0.052 = 0.067 <hr/> W _D (Y5): 0.124
Muro Y6: W _D : Losa 0.579 x 0.096 = 0.056 Muro 1.09 x 0.093 = 0.102 <hr/> W _D (Y6): 0.157	Muro Y6: W _D : Losa 0.579 x 0.096 = 0.056 Muro 1.09 x 0.052 = 0.056 <hr/> W _D (Y6): 0.112
Muro Y7: W _D : Losa 0.235 x 0.096 = 0.023 Muro 0.42 x 0.093 = 0.039 <hr/> W _D (Y7): 0.062	Muro Y7: W _D : Losa 0.235 x 0.096 = 0.023 Muro 0.42 x 0.052 = 0.022 <hr/> W _D (Y7): 0.044
Muro Y8: W _D : Losa 0.673 x 0.096 = 0.065 Muro 1.96 x 0.093 = 0.183 <hr/> W _D (Y8): 0.247	Muro Y8: W _D : Losa 0.673 x 0.096 = 0.065 Muro 1.96 x 0.052 = 0.101 <hr/> W _D (Y8): 0.166

Peso propio de las vigas de cimentación:

- VIGA de 25x30: $P_p = 0.25 \times 0.30 \times 2.40 = 0.180 \text{ ton/m}$
- VIGA de 20x30: $P_p = 0.20 \times 0.30 \times 2.40 = 0.144 \text{ ton/m}$

6.3.5. Análisis Estructural de la Cimentación

Esta estructura tiene un comportamiento diferente a una cimentación convencional, pues los esfuerzos a los que estará sometida son producidos al izar y transportar el espécimen hacia la mesa vibradora.

La estructura es analizada con el programa SAP2000 y se modela como una estructura apoyada en los cuatro puntos de izaje, pues los mayores esfuerzos se producen al momento de transportarla.

La disposición final de los puntos de izaje se logró luego de plantear diferentes ubicaciones para estos puntos en la estructura, buscando la que produzca los esfuerzos menos desfavorables.

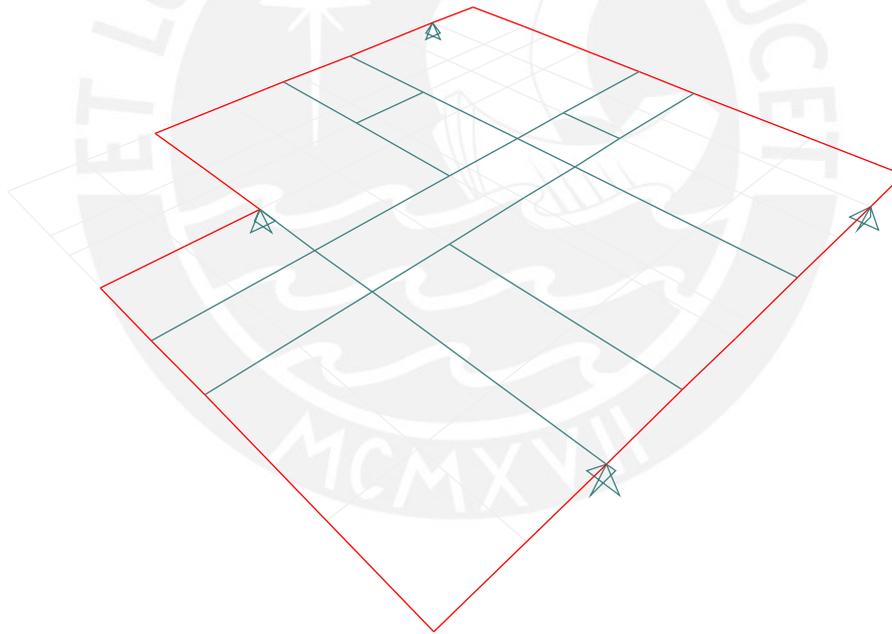


Fig. 47

Vista 3D de la cimentación.
En color rojo las vigas de 25x30 y en celeste las de 20x30.

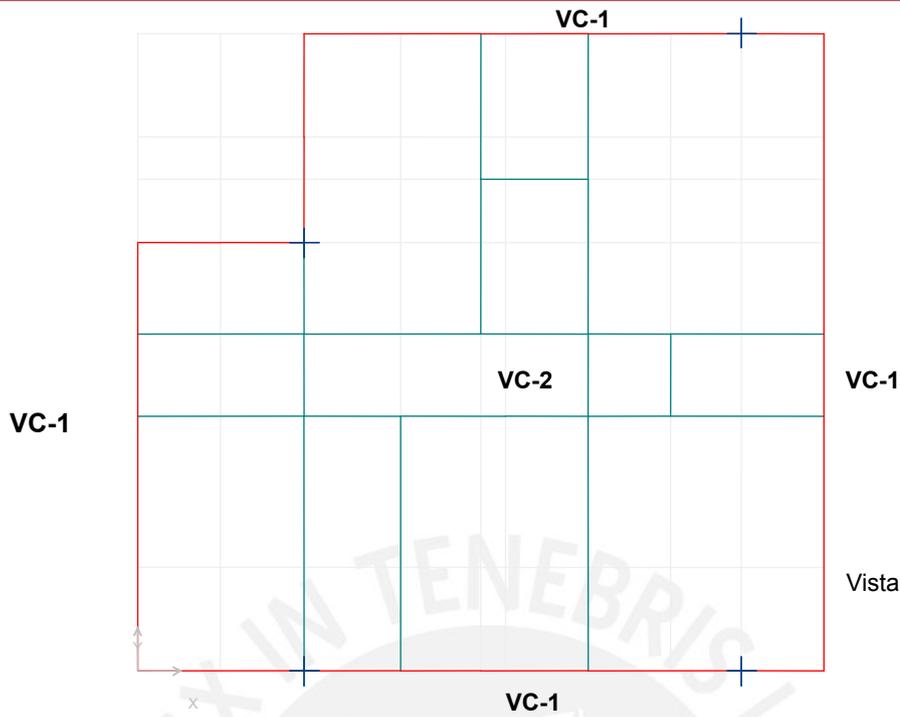


Fig. 48
Vista en planta del modelo de la cimentación.

6.3.6. Diseño

Con los resultados obtenidos del análisis estructural, se procede al diseño de la estructura y la verificación de esfuerzos y deformaciones máximas permisibles.

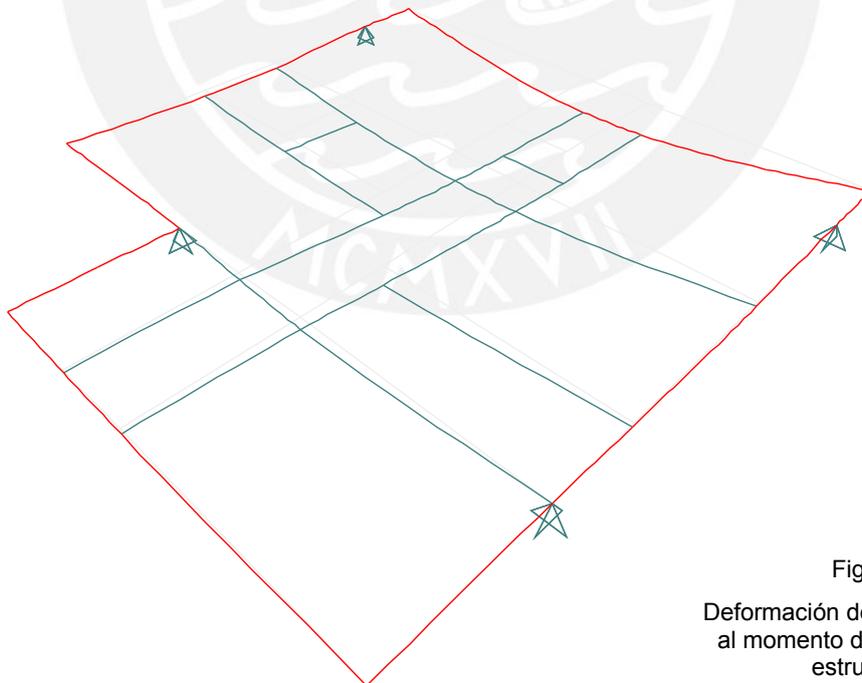


Fig. 49
Deformación de la cimentación al momento de transportar la estructura.

a) **Diseño de la Viga de 25x30**

- **Deflexiones:** La deflexión máxima permisible para este tipo de estructuras es:

$$L / 480 = 3.00\text{m}/480 = 6.25\text{mm} \quad (\text{L: Luz libre})$$

La máxima deflexión que presenta este tipo de viga es de: 0.66mm.

- **Distorsión Angular:** La distorsión angular máxima calculada es de 0.0004, menor que el máximo permitido que es 1/800=0.00125.
- **Esfuerzos:** De los resultados obtenidos encontramos que el elemento más cargado presenta los siguientes esfuerzos:

Vu	Tu	Mu (+)	Mu (-)
Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
2.14	0.30	1.27	0.87

- **Diseño por flexión:** El acero mínimo y máximo para una sección de concreto armado sujeto a flexión vienen dados por la siguientes expresiones:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 25 \times 25}{4200} = 1.51\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.75 \times \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c \times b \times d}{f_y} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) = 9.96\text{cm}^2$$

Acero requerido por flexión:

$$Mu^{(-)} = 0.87\text{ton.m} \Rightarrow As^{(-)} = 0.94\text{ cm}^2$$

$$\text{El acero mínimo es } 1.51\text{cm}^2 \Rightarrow As^{(-)} = 1.51\text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 1/2''$$

$$Mu^{(+)} = 1.27\text{ton.m} \Rightarrow As^{(+)} = 1.38\text{ cm}^2$$

$$\text{El acero mínimo es } 1.51\text{cm}^2 \Rightarrow As^{(+)} = 1.51\text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 1/2''$$

- **Diseño por fuerza cortante:** Debido a su geometría, la cimentación se encuentra sometida a un elevado esfuerzo de torsión, por lo que es necesario verificar la necesidad de colocar refuerzo adicional por torsión.

Los efectos de torsión podrán ser despreciados siempre que el momento torsor (T_u) no exceda de $0.13 \times \phi \sqrt{f'c} \times X^2 \times Y$, de lo contrario debe ser incluido conjuntamente con la flexión.

$$T_u < 0.13 \times \phi \sqrt{f'c} \times X^2 \times Y$$

$$T_u < 0.13 \times 0.85 \sqrt{210} \times 25^2 \times 30 = 0.30 \text{ ton.m}$$

Donde:

T_u : Momento torsor último.

$f'c$: Resistencia del concreto a la compresión.

X : Lado menor de la sección rectangular.

Y : Lado mayor de la sección rectangular.

Se tiene un esfuerzo de torsión de 0.30ton.m en el elemento más cargado, por lo tanto es necesario incluir el esfuerzo de torsión en el cálculo del refuerzo.

Estribos requeridos por corte: Debido a la torsión la contribución del concreto al corte se evalúa con la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d}{\sqrt{1 + \left[2.5 C_t \times \frac{T_u}{V_u} \right]^2}} \quad C_t = \frac{bw \times d}{\sum X^2 Y}$$

Donde:

V_u : Fuerza cortante última.

bw : Ancho del alma.

d : Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del acero en tracción.

Reemplazando:

$$C_t = \frac{25 \times 25}{25^2 \times 30} = 0.033 \quad V_c = \frac{0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 25}{\sqrt{1 + \left[2.5 C_t \times \frac{T_u}{V_u} \right]^2}} = 3.14 \text{ ton}$$

Se tiene:

$$V_n = V_c + V_s = V_u / \phi = 2.14 / 0.85 \Rightarrow V_n = 2.52 \text{ ton.}$$

$$V_u = 2.14 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 3.14 = 2.67$$

$$\Rightarrow 0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \quad \Rightarrow \quad \text{se usa estribos mínimos}$$

Estrigos requeridos por torsión: Contribución del concreto a la torsión:

$$T_c = \frac{0.20 \times \sqrt{f'_c} \times \sum X^2 \times Y}{\sqrt{1 + \left[\frac{0.4}{C_t} \times \frac{V_u}{T_u} \right]^2}} \quad C_t = \frac{b_w \times d}{\sum X^2 Y}$$

Reemplazando:

$$C_t = \frac{25 \times 25}{25^2 \times 30} = 0.033 \quad T_c = \frac{0.20 \times \sqrt{210} \times 25^2 \times 30}{\sqrt{1 + \left[\frac{0.4}{C_t} \times \frac{V_u}{T_u} \right]^2}} = 0.41 \text{ ton.m}$$

Se tiene:

$$T_n = T_c + T_s = T_u / \phi = .0.30 / 0.85 \quad \Rightarrow \quad T_n = 0.35 \text{ ton.}$$

$$T_u = 0.30$$

$$\phi T_c = 0.85 \times 0.41 = 0.35 \quad \Rightarrow \quad \phi T_c \leq T_u$$

Despejando:

$$T_s = 0.30 / 0.85 - 0.41 < 0 \quad \Rightarrow \quad \text{no necesita refuerzo por torsión}$$

Área de estribos requerido por corte y torsión:

$$\frac{\text{Área de 2 ramas del estribo}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s}$$

Con acero ϕ 3/8" se tiene $s = 0.25\text{cm}$ y $s_{\max} = 12.5\text{cm}$

Área mínima de estribos requeridos por corte y torsión:

$$A_v + 2A_t = \frac{3.5 \times b_w \times s}{f_y}, \text{ con } \phi \text{ 3/8" se tiene } s = 136.32\text{cm}$$

Se coloca estribos 1@0.05, 1@0.10, 2@0.15, resto @ 0.25

- Diseño por torsión - Barras longitudinales: El área de las barras longitudinales (A1), distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados, se calcula considerando:

$$A1 = 2At \frac{(X1 + Y1)}{s} \quad \text{ó} \quad A1 = \left[\frac{28 \times s}{fy} \left[\frac{Tu}{Tu + \frac{Vu}{3Ct}} \right] - 2At \right] \times \left[\frac{X1 + Y1}{s} \right]$$

Donde:

At = Área de una rama de un estribo cerrado que resiste torsión.

X1 = Menor dimensión medida centro a centro de un estribo rectangular cerrado.

Y1 = Mayor dimensión medida centro a centro de un estribo rectangular cerrado.

A1 = Área de barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados.

De lo anterior se obtiene:

A1 = 2.44cm², por lo que se coloca 4 ϕ 3/8".

b) Diseño de la Viga de 20x30

- Deflexiones: Este elemento presenta una deflexión de: 0.62mm menor que el máximo permisible: L /480 = 6.25mm.
- Distorsión Angular: La distorsión angular máxima calculada es de 0.00043, menor que el máximo permitido que es 1/800=0.00125.
- Esfuerzos: De los resultados obtenidos encontramos que el elemento más cargado presenta los siguientes esfuerzos:

Vu Ton	Tu Ton-m	Mu (+) Ton-m	Mu (-) Ton-m
3.69	0.21	0.85	0.90

- Diseño por flexión:

$$As_{min} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 20 \times 25}{4200} = 1.21cm^2$$

$$As_{max} = 7.97cm^2$$

Acero requerido por flexión:

$$Mu^{(-)} = 1.10 \text{ ton.m} \Rightarrow As^{(-)} = 0.98 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo es $1.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow As^{(-)} = 1.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 3/8$

$$Mu^{(+)} = 0.85 \text{ ton.m} \Rightarrow As^{(+)} = 0.92 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo es $1.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow As^{(+)} = 1.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 3/8$

- Diseño por fuerza cortante: Se verifica la necesidad de colocar refuerzo por torsión:

$$Tu < 0.13 \times \phi x \sqrt{f'c} \times X^2 \times Y$$

$$Tu < 0.13 \times 0.85 \sqrt{210} \times 20^2 \times 30 = 0.19 \text{ ton.m}$$

Se tiene un esfuerzo por torsión de 0.21ton, superior a los 0.19ton permisibles, por lo tanto es necesario incluir el esfuerzo de torsión.

Estribos requeridos por corte: Contribución del concreto al corte:

$$Ct = \frac{20 \times 25}{25^2 \times 30} = 0.027 \quad Vc = \frac{0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 25}{\sqrt{1 + \left[2.5 Ct \times \frac{Tu}{Vu} \right]^2}} = 3.58 \text{ ton}$$

Se tiene además:

$$Vn = Vc + Vs = Vu / \phi = 3.69 / 0.85 \Rightarrow Vn = 4.34 \text{ ton.}$$

$$Vu = 3.69 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 3.58 = 3.04 \Rightarrow \phi Vc \leq Vu$$

$$Vs = 3.69 / 0.85 - 3.58 \Rightarrow Vs = 0.76 \text{ ton.}$$

Con acero $\phi 3/8$ " se tiene $s = 196.2 \text{ cm}$ y $s_{\max} = 12.5 \text{ cm}$

Estribos requeridos por torsión: Contribución del concreto a la torsión:

$$Ct = \frac{20 \times 25}{25^3 \times 30} = 0.027 \quad Tc = \frac{0.20 \times \sqrt{210} \times 20^2 \times 30}{\sqrt{1 + \left[\frac{0.4}{Ct} \times \frac{Vu}{Tu} \right]^2}} = 0.125 \text{ ton.m}$$

Se tiene:

$$Tn = Tc + Ts = Tu / \phi = 0.21 / 0.85 \Rightarrow Tn = 0.247 \text{ ton.}$$

$$T_u = 0.21$$

$$\phi T_c = 0.85 \times 0.125 = 0.11 \quad \Rightarrow \quad \phi T_c \leq T_u$$

Se evalúa el refuerzo requerido por torsión:

$$T_s = \frac{A_t \times \alpha_t \times X_1 \times Y_1 \times f_y}{s} \quad \alpha_t = \left[0.66 + 0.33 \left(\frac{Y_1}{X_1} \right) \right] \leq 1.50$$

Donde:

X_1 : Menor dimensión medida centro a centro de un estribo rectangular cerrado.

Y_1 : Mayor dimensión medida centro a centro de un estribo rectangular cerrado.

A_t : Área de una rama de un estribo cerrado que resiste torsión.

s : Espaciamiento entre estribos.

Reemplazando se obtiene:

$$\alpha_t = 1.23$$

$$T_s = 0.21/0.85 = 0.125 \quad \Rightarrow \quad T_s = 0.122 \text{ ton.}$$

Con estribos $\phi 3/8''$ se tiene $s = 100.62 \text{ cm}$.

Área de estribos requeridos por corte y torsión:

$$\frac{\text{Área de 2 ramas del estribo}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s}$$

Con estribos $\phi 3/8''$ se tiene $s = 0.25 \text{ cm}$ y $s_{\max} = 12.5 \text{ cm}$

Acero mínimo: $A_v + 2A_t = \frac{3.5 \times b_w \times s}{f_y}$, estribos $\phi 3/8''$ se tiene $s = 170.4 \text{ cm}$

Se coloca estribos 1@0.05, 1@0.10, 2@0.15, resto @ 0.25cm.

- Diseño por torsión - Barras longitudinales: El área de las barras longitudinales se calculará considerando:

$$A_l = 2A_t \frac{(X_1 + Y_1)}{s} \quad \text{ó} \quad A_l = \left[\frac{28 \times s}{f_y} \left[\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3C_t}} \right] - 2A_t \right] \times \left[\frac{X_1 + Y_1}{s} \right]$$

De lo anterior se tiene: $A_l = 2.15 \text{ cm}^2$, por lo tanto se coloca $4\phi 3/8''$

SECCIONES DE LAS VIGAS DE SOPORTE

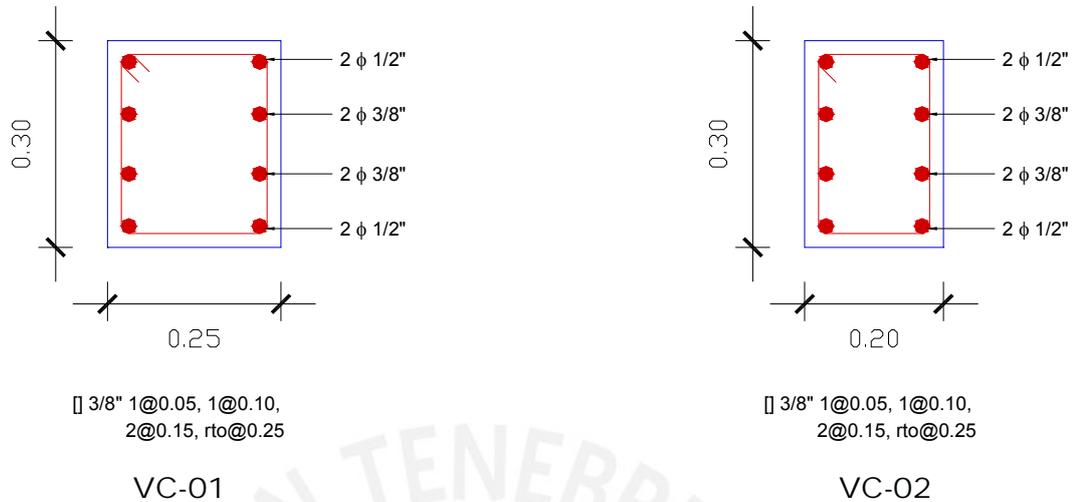


Fig. 50
Sección de vigas de cimentación.

c) Diseño de los ganchos de izaje

Los ganchos a usar deben ser capaces de soportar la tracción producida por el peso muerto transmitido al izar el modelo a escala reducida. Del análisis realizado a la estructura se tiene los siguientes esfuerzos.

Tabla N° 31

Área de acero requerido para los ganchos de acero.

	T (kg)	Fs (kg/cm ²)	As x 2 (cm ²)	ϕ necesario
Gancho 1	2,770.93	2,100.00	1.32	1/4"
Gancho 2	3,595.57	2,100.00	1.71	1/2"
Gancho 3	6,159.63	2,100.00	2.93	5/8"
Gancho 4	3,893.87	2,100.00	1.85	1/2"

Debido a su forma, cada gancho de izaje tiene doble sección de acero para soportar la tracción al momento de izar la estructura, es por ello que el área de acero de cada gancho se calcula como la mitad del área requerida por tracción. De los resultados anteriores se recomienda usar como mínimo ganchos de acero de 5/8" para cargar la estructura.

6.4. PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

Para obtener el peso total de la estructura se debe adicionar al modelo a escala reducida la estructura de soporte. Se tiene:

Tabla N° 32
Peso total de la estructura.

Peso de las Vigas de soporte			
	<i>Sección</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>Peso (ton)</i>
VC - 01	0.25 x 0.30	12.28	2.211
VC - 02	0.20 x 0.30	11.33	1.632
Peso del Modelo a Escala reducida			12.577
Peso Total de la Estructura			16.420

El peso total de la estructura es de 16.42 toneladas.

6.5. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

El periodo fundamental de la estructura se calcula con el programa computacional SAP2000 con el mismo procedimiento empleado en el modelo a escala natural, pero utilizando las dimensiones de los elementos a escala reducida. Se obtiene los siguientes modos y periodos de vibración:

Tabla N° 33
Modos y periodo fundamental de vibración
del modelo a escala reducida.

Modo	Periodo (seg.)
1	0.0462
2	0.0338
3	0.0132
4	0.0105
5	0.0072
6	0.0060
7	0.0056
8	0.0048
9	0.0048
10	0.0016
11	0.0011
12	0.0009

Para ensayar la estructura se mantendrá la resistencia de los materiales y el peso volumétrico del espécimen, lo recomendable sería mantener los esfuerzos axiales y variar la duración de la señal sísmica en función del periodo de vibración del modelo a escala reducida y así poder reproducir los mismos esfuerzos dinámicos, estáticos y las aceleraciones. Con la condición anterior se tiene que la relación de periodos entre el modelo real y el escalado es $1/\sqrt{S}$ y la relación entre las masas $1/S^2$, siendo “S” el factor de escala.

El periodo de vibración del modelo a escala natural en la dirección más débil es 0.1739 y la del modelo a escala reducida es 0.0463, para lograr que la relación entre los periodos de vibración sea $1/\sqrt{S}$ el periodo del modelo a escala reducida debería ser 0.1004, para lograr esto es necesario agregar masa al modelo en una magnitud de 28.15 toneladas. Asimismo, el modelo a escala natural tiene un peso de 225.68 toneladas, para lograr que la relación entre masas sea $1/S^2$ el modelo a escala reducida debería pesar alrededor de 25.08 toneladas. Debido a las limitaciones de la mesa vibradora resulta imposible agregar la masa requerida para lograr la relación entre masas y periodos de vibración.

Dada las limitaciones anteriores, el ensayo en mesa vibradora debe realizarse manteniendo las propiedades de los materiales así como el peso volumétrico del espécimen. Además se debe comprimir la duración del sismo real, de tal modo que la relación de periodos entre el edificio real y el sismo real sea igual a la que existe entre el modelo y el sismo simulado.

6.6. MESA VIBRADORA

El espécimen será ensayado en la mesa vibradora del Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú. La plataforma de ensayo es de forma cuadrada cuyas dimensiones son 4.40m x 4.40m, cuenta con unos orificios en su superficie que permiten el anclaje de la estructura con pernos, estos orificios se encuentran dispuestos a una distancia de 0.60m uno del otro a manera de una malla rectangular.

La mesa vibradora soporta una carga máxima de 15 toneladas. El peso natural del espécimen es 12.45 toneladas, la carga viva se simula colocando bolsas de arena sobre la estructura a ensayar. A continuación se presenta un esquema de la mesa vibradora y la ubicación del modelo a escala reducida.

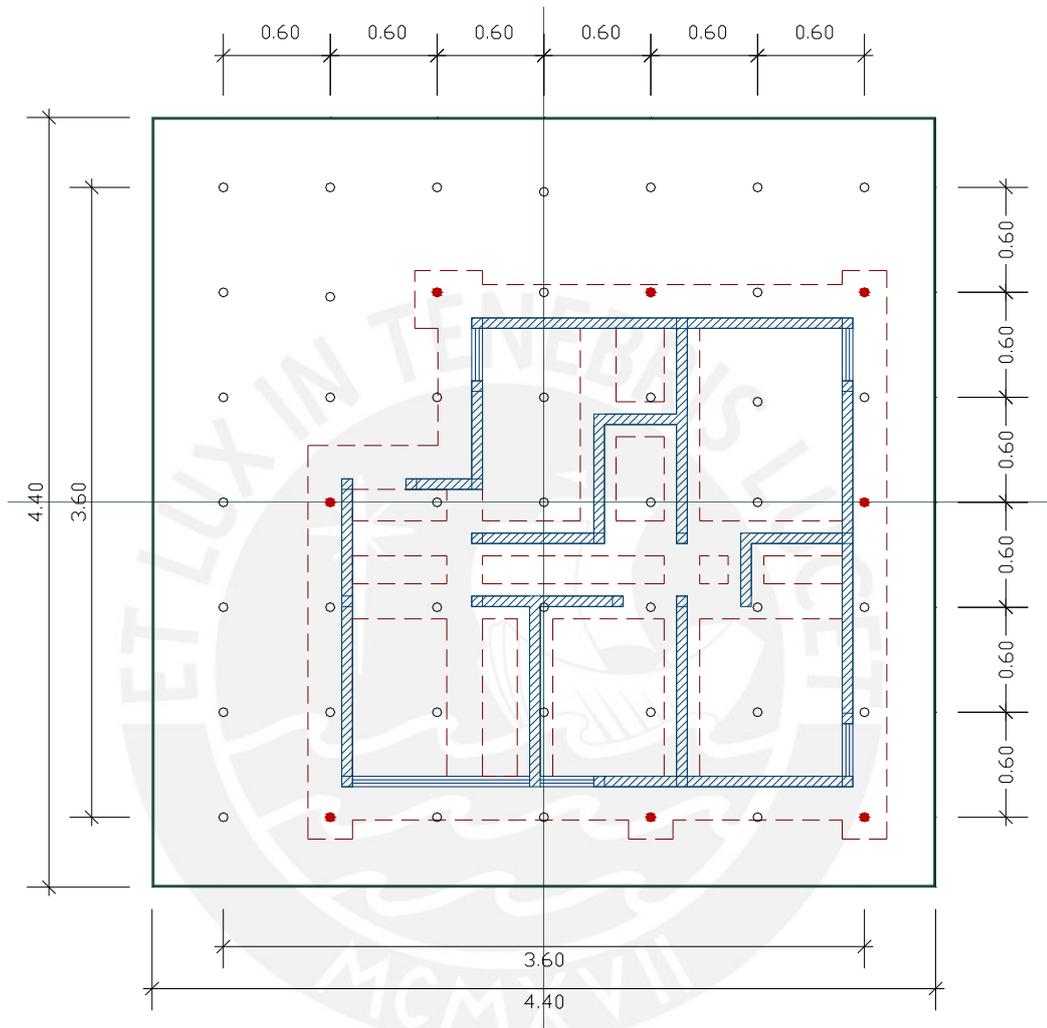


Fig. 51
Ubicación del modelo a escala en mesa vibradora.

6.7. MÉTODO CONSTRUCTIVO Y MATERIALES

Para la construcción del modelo a escala reducida se debe hacer uso de mano de obra calificada teniendo cuidado en cumplir las exigencias básicas que especifica la Norma E-0.70, manteniendo proporción entre el modelo real y el escalado.

- Los muros deben construirse a plomo y en línea, y no se atenderá contra la integridad del muro recién asentado.
- Todas las juntas horizontales y verticales quedarán completamente llenas de mortero. El espesor de las juntas de mortero será 5mm.
- Se mantendrá el temple del mortero mediante el reemplazo del agua que se pueda haber evaporado, por una sola vez. El plazo del reemplazo no excederá al de la fragua inicial del cemento.
- Las unidades de albañilería se deben asentar con las superficies limpias de polvo y sin agua libre. Se recomienda para unidades de arcilla regarlas durante media hora, entre 10 y 15 horas antes de asentarlas.
- La superficie de asentado de la primera hilada debe prepararse previamente de tal modo que quede rugosa, luego debe limpiarse de polvo e impurezas y humedecerse antes de asentar la primera hilada.
- Las juntas de construcción entre jornadas de trabajo deben estar limpias de partículas sueltas y deben ser previamente humedecidas.
- Se utilizará unidades sólidas de albañilería, estas unidades deben tener una sección transversal tal que en cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tengan un área equivalente igual o mayor que el 70% del área bruta en el mismo plano.
- La conexión columna-albañilería podrá ser dentada o a ras, en el caso de ser dentada debe ser limpiada antes de vaciar el concreto de la columna; si se emplea una conexión a ras, debe adicionarse chicotes o “mechas” de anclaje.
- El refuerzo horizontal, debe ser anclado en las columnas de confinamiento 5cm con un gancho vertical de 3cm a 90°. Debe usarse estribos cerrados a 135°.
- El concreto debe tener una resistencia a compresión ($f'c$) mayor o igual a 175 kg/cm², debe ser una mezcla fluida con un revenimiento de 5 pulgadas.
- El concreto de las columnas de confinamiento debe vaciarse luego de la construcción del muro, y debe comenzar desde el borde superior de la cimentación.
- La parte recta de la longitud de anclaje del refuerzo vertical debe penetra al

interior de la viga solera o cimentación. El recubrimiento mínimo de la armadura debe ser de 1cm.

6.8. METRADO DE MATERIALES REQUERIDOS

Se presenta el metrado de materiales requeridos para la construcción del modelo a escala reducida:

Tabla N° 34
Metrado de concreto (m³)

1. CONCRETO	LARGO (m)	BASE (m)	ANCHO (m)	CANTIDAD	UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
1.1. Columnas							
1.1.1. Columna 6x6cm	0.77	0.060	0.060	24.00	m ³	0.067	
1.1.2. Columna 6x6.70cm	0.77	0.060	0.067	34.00	m ³	0.105	
1.1.3. Columna 6x8.30	0.77	0.060	0.083	14.00	m ³	0.054	
1.1.4. Columna 6x10.00	0.77	0.060	0.100	10.00	m ³	0.046	
1.1.5. Columna 6x11.70	0.77	0.060	0.100	1.00	m ³	0.005	
1.2. Vigas Soleras	13.80	0.060	0.070	1.00	m ³	0.058	
1.3. Losa maciza	0.12	5.960	1.000	1.00	m ³	0.715	
1.4. Cimentación							
1.4.1. Viga VC-01	11.33	0.200	0.300	1.00	m ³	0.680	
1.2.2. Viga VC-02	12.28	0.250	0.300	1.00	m ³	0.921	2.65m³

Tabla N° 35
Metrado de acero (Kg)

2. ACERO	LONG. (m)	# ELEMENTOS	# VARILLAS	PESO (kg/m)	UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
2.1 Columnas							
2.1.1. Varillas $\phi = 4.7\text{mm}$	0.90	300.00	32.000	0.136	kg	39.23	
2.1.2. Varillas $\phi = 1/4''$	0.90	32.00	4.00	0.250	kg	9.00	
2.1.3. Varillas $\phi = 8\text{mm}$	0.90	6.00	1.00	0.390	kg	3.51	
2.1.4. Alambre # 08 (*)							

2.2 Vigas Soleras							
2.2.1. Varillas $\phi = 4.7\text{mm}$	13.80	16.00	25.00	0.220	Kg	49.50	
2.2.3. Alambre # 08 (*)							
2.3 Losa Maciza							
2.3.1. Varillas $\phi = 6\text{mm}$	2.85	51.00					
2.3.2. Varillas $\phi = 6\text{mm}$	2.13	27.00					
2.3.3. Varillas $\phi = 6\text{mm}$	0.97	63.00					
2.3.4. Varillas $\phi = 6\text{mm}$	1.75	24.00	36.000	0.222	Kg	71.928	
2.4 Cimentación							
2.4.1. Varillas $\phi = 3/8"$	2.10	182.00					
2.4.2 Varillas $\phi = 3/8"$	24.79	8.00	68.000	0.560	Kg	342.72	
2.4.3. Varillas $\phi = 1/2"$	24.79	8.00	24.00	0.994	Kg	214.70	730.59kg

(*) Alambre # 8 aproximadamente 200 kg para estribos de columnas y vigas soleras

Tabla N° 36
Resumen metrado de acero.

ϕ ACERO	# VARILLAS	PESO (kg/m)	UND	SUB TOTAL	TOTAL
- Varillas $\phi = 4.7\text{mm}$	56	0.136	Kg	88.73	
- Varillas $\phi = 6\text{mm}$	36	0.222	Kg	71.93	
- Varillas $\phi = 8\text{mm}$	1	0.39	Kg	3.51	
- Varillas $\phi = 1/4"$	4	0.250	Kg	9.00	
- Varillas $\phi = 3/8"$	68	0.560	Kg	342.72	
- Varillas $\phi = 1/2"$	24	0.994	Kg	214.70	730.59kg

Tabla N° 37
Metrado de Ladrillos.

3. LADRILLOS	LARGO (m)	ANCHO (m)	MUROS (m ²)	Unidades/m ²	TOTAL
- Unidades Macizas de Arcilla 4x6x11.50	13.150	0.770	10.126	185.00	1,873 ladrillos

CONCLUSIONES

1. Las estructuras que consideren en su concepción simetría, rigidez y continuidad tanto en elevación como en planta tienen un comportamiento satisfactorio ante las sollicitaciones sísmicas.
2. La estimación del periodo de vibración para el análisis sísmico, propuesta en la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” proporciona una buena aproximación a los valores obtenidos por medio de procedimientos dinámicos con un programa computacional.
3. El periodo de vibración mayor se obtiene en la dirección más débil del edificio, es decir en la dirección con menor rigidez lateral.
4. Los muros confinados no sufrirán fisuras ante la ocurrencia de un sismo moderado, pues su esfuerzo cortante (V_e) no sobrepasa del 55% de su resistencia al corte (V_m).
5. El edificio tiene un comportamiento satisfactorio ante un sismo severo, pues la resistencia al corte (V_m) proporcionada por los muros confinados en cada nivel, brinda una resistencia mayor que los esfuerzos producidos ante la eventual ocurrencia de un sismo severo (V_{E1}).
6. Los muros de los niveles superiores al primero no se agrietarán ante un sismo severo, pues la fuerza cortante (V_u) al que son sometidos es menor a su resistencia al corte (V_m).
7. Cuando el momento torsor T_u excede de $0.13 \times \phi x \sqrt{f'c} \times X^2 \times Y$, se produce un requerimiento extra de refuerzo, por lo que los efectos de torsión deben ser incluidos en el cálculo del refuerzo longitudinal por flexión y de estribos de confinamiento en la cimentación.
8. Debido a las limitaciones de la mesa vibradora de la PUCP, el ensayo del modelo a escala reducida se realizará manteniendo las propiedades de los materiales así

como el peso volumétrico del espécimen.

9. Se deberá comprimir la duración del sismo real de tal modo que la relación de periodos entre el edificio real y el escalado sea igual a la que existe entre el modelo y el sismo simulado.



BIBLIOGRAFÍA

1. Construcciones de Albañilería, Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural. Ing. Angel San Bartolomé Ramos. Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial 1994.
2. Norma Técnica de Edificación E.010. Cargas.
3. Norma Técnica de Edificación E.030. Diseño Sismorresistente. Reglamento de Construcciones. SENCICO. Abril 2003.
4. Norma Técnica de Edificación E.060. Concreto Armado. ININVI. Octubre 1989.
5. Proyecto de la Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería. SENCICO. Mayo 2004.
6. Ingeniería Sismorresistente. Ing. Alejandro Muñoz Peláez. Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial 2002.
7. Sensibilidad en la Respuesta Sísmica de un Edificio de Albañilería Armada por Efectos del Modelaje Estructural. Enrique Lazo, Angel San Bartolomé y Alejandro Muñoz (2002). Pontificia Universidad Católica Del Perú.
8. Propuesta Normativa para el Diseño Sísmico de Edificaciones de Albañilería Confinada. Angel San Bartolomé y Daniel Quiun (2003). XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guanajuato-León, México.
9. Respuesta Dinámica de Modelos a escala 1:2 de Viviendas de Mampostería Confinada de Uno y Tres Pisos, Ensayados en Mesa Vibradora. Juan G. Arias, Sergio M. Alcocer, Alejandro Vázquez (2005). Instituto de Ingeniería, UNAM.
10. Técnicas de Escalamiento – Desarrollo de Sistemas Constructivos Antisísmicos para Vivienda Económica. Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Tabla N° 25
Diseño de Columnas de Confinamiento y Soleras del Primer Piso. Muros Agrietados X-X.

Muro Columna	X1			X3		X4		X6		X7		
	C6	C9	C6	C1	C1	C2	C7	C3	C3	C5	C8	C5
Ubicacion	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1) Pg (ton)	26.38			5.61		11.21		13.84		18.85		
2) Vm (ton)	40.05			4.43		10.11		12.17		25.26		
3) Mu (ton-m)	293.81			14.43		41.84		54.18		146.44		
4) L (m)	6.39			1.26		2.20		2.52		4.34		
5) Lm (m)	3.45			1.26		2.20		2.52		2.79		
6) Nc	3			2		2		2		3		
7) M (ton-m)	243.75			8.89		29.20		38.97		114.87		
8) F (ton)	38.15			7.06		13.27		15.46		26.47		
9) Pt (ton)	0.00	4.39	0.00	0.00	4.13	0.00	4.44	0.00	0.00	0.00	4.70	0.00
10) Pc (ton)	8.79	13.18	8.79	2.81	6.93	5.61	10.05	8.79	8.79	8.79	13.49	8.79
11) T (ton)	29.35	2.49	29.35	4.25	0.12	7.67	3.23	6.67	6.67	17.67	1.06	17.67
12) C (ton)	46.94	5.35	46.94	9.86	13.99	18.88	23.32	24.26	24.26	35.26	6.22	35.26
13) Vc (ton)	8.11	5.41	8.11	2.22	2.22	5.06	5.06	6.09	6.09	6.09	4.06	6.09
14) As (cm ²)	10.49	2.21	10.49	1.81	0.66	3.56	2.32	3.57	3.57	6.66	1.43	6.66
15) As a usar	4#6	4#3	4#6	4φ8mm	4φ8mm	2#4+2#3	4#3	2#4+2#3	2#4+2#3	2#5 + 2#4	6φ8mm	2#5 + 2#4
	11.36	2.84	11.36	2.00	2.00	4.00	2.84	4.00	4.00	6.58	3.00	6.58
16) Factor Conf.	0.8	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	1	0.8
17) An (cm ²)	174	0	174	50	99	89	183	154	154	198	0	198
18) Acf (cm ²)	273	182	273	74	74	170	170	205	205	205	136	205
19) Dimension	14x25	14 x 15	14x25	14x15	14x15	14x15	14x25	14x20	14x20	14x25	14x15	14x25
20) Ac (cm ²)	350	210	350	210	210	210	350	280	280	350	210	350
21) An a usar	210	110	210	110	110	110	210	160	160	210	110	210
22) s1 (cm)	7.68	5.63	7.68	5.63	5.63	5.63	7.68	6.83	6.83	7.68	5.63	7.68
23) s2 (cm)	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80
24) s3 (cm)	6.25	5.00	6.25	5.00	5.00	5.00	6.25	5.00	5.00	6.25	5.00	6.25
25) s4 (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
26) zona confin.	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
27) s [] (cm)	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5
Solera	Solera Muro X1			Solera Muro X3		Solera Muro X4		Solera Muro X6		Solera Muro X7		
28) Ts (ton)	10.81			2.22		5.06		6.09		8.12		
29) As min	2.00			2.00		2.00		2.00		2.00		
30) As (cm ²)	2.86			0.59		1.34		1.61		2.15		
31) Usar	4#3			4φ8mm		4φ8mm		4φ8mm		4#3		

Tabla N° 27
Diseño de Muros del Segundo Piso. Muros sin Agrietar por corte X-X.

Muro	X1			X3		X4		X6		X7			
Columna	C6	C9	C6	C1	C1	C2	C7	C3	C3	C5	C8	C5	
Ubicacion	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	
1) Pg (ton)	19.11			4.09		8.20		10.14		13.65			
2) Vu (ton)	37.92			2.48		7.45		7.25		21.21			
3) Mu (ton-m)	200.22			6.58		23.05		25.57		87.87			
4) L (m)	6.39			1.26		2.20		2.52		4.34			
5) Lm (m)	3.45			1.26		2.20		2.52		2.79			
6) Nc	3			2		2		2		3			
7) F (ton)	31.33			5.22		10.48		10.15		20.25			
8) Pt (ton)	0.00	3.21	0.00	0.00	3.02	0.00	3.25	0.00	0.00	0.00	3.44	0.00	
9) Pc (ton)	6.37	9.58	6.37	2.05	5.06	4.10	7.35	5.07	5.07	4.55	7.99	4.55	
10) T (ton)	24.96	21.75	24.96	3.18	0.16	6.38	3.12	5.08	5.08	15.70	12.25	15.70	
11) C (ton)	37.70	40.92	37.70	7.27	10.29	14.58	17.83	15.22	15.22	24.80	28.24	24.80	
12) As (cm2)	6.60	Confinamiento Mínimo	6.60	0.84	0.04	1.69	0.83	1.34	1.34	4.15	Confinamiento Mínimo	4.15	
13) As a usar	4#5		4#5	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm		4#4	4#4
As colocado(cm2)	8.00		8.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00		5.16	5.16
14) Factor Conf.	0.8		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8		0.8	0.8
15) An (cm2)	178.27		178.27	18.65	54.88	106.41	145.46	114.09	114.09	120.72		120.72	120.72
16) Dimension	14x25		14x25	14x15	14x15	14x15	14x20	14x20	14x20	14x20		14x20	14x20
17) Ac (cm2)	350		350	210	210	210	280	280	280	280		280	280
18) An a usar	210		210	110	110	110	160	160	160	160		160	160
19) As min (cm2)	1.46		1.46	0.88	0.88	0.88	1.17	1.17	1.17	1.17		1.17	1.17
Solera	Solera Muro X1			Solera Muro X3		Solera Muro X4		Solera Muro X6		Solera Muro X7			
20) Ts (ton)	10.24			1.24		3.73		3.63		6.82			
21) As (cm2)	2.71			0.33		0.99		0.96		1.80			
22) Usar	4#3			4φ8mm		4φ8mm		4φ8mm		4φ8mm			

Tabla Nº 29
Diseño de Muros del Tercer Piso. Muros sin Agrietar por corte X-X.

Muro	X1			X3		X4		X6		X7			
Columna	C6	C9	C6	C1	C1	C2	C7	C3	C3	C5	C8	C5	
Ubicacion	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	
1) Pg (ton)	11.84			2.57		5.19		6.44		8.44			
2) Vu (ton)	29.39			1.62		4.97		4.54		14.36			
3) Mu (ton-m)	107.64			2.71		10.41		9.42		40.36			
4) L (m)	6.39			1.26		2.20		2.52		4.34			
5) Lm (m)	3.45			1.26		2.20		2.52		2.79			
6) Nc	3			2		2		2		3			
7) F (ton)	16.85			2.15		4.73		3.74		9.30			
8) Pt (ton)	0.00	2.04	0.00	0.00	1.91	0.00	2.06	0.00	0.00	0.00	2.19	0.00	
9) Pc (ton)	3.95	5.98	3.95	1.29	3.19	2.60	4.66	3.22	3.22	2.81	5.00	2.81	
10) T (ton)	12.90	10.86	12.90	0.87	0.00	2.14	0.07	0.52	0.52	6.49	4.30	6.49	
11) C (ton)	20.79	22.83	20.79	3.44	5.34	7.33	9.39	6.96	6.96	12.11	14.30	12.11	
12) As (cm2)	3.41	Confinamiento Mínimo	3.41	0.23	0.00	0.57	0.02	0.14	0.14	1.72	Confinamiento Mínimo	1.72	
13) As a usar	2#4+2#3		2#4+2#3	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm		4φ8mm	4φ8mm
As colocado(cm2)	4.00		4.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00		2.00	
14) Factor Conf.	0.8		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8		0.8	
15) An (cm2)	112.42		112.42	0.00	0.00	19.37	44.12	14.94	14.94	76.82		76.82	
16) Dimension	14x20		14x20	14x15	14x15	14x15	14x15	14x15	14x15	14x15		14x15	
16) Dimension	14x20		14x20	14x15	14x15	14x15	14x15	14x15	14x15	14x15		14x15	
17) Ac (cm2)	280		280	210	210	210	210	210	210	210		210	
18) An a usar	160		160	110	110	110	110	110	110	110		110	
19) As min (cm2)	1.17	1.17	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88			
Solera	Solera Muro X1			Solera Muro X3		Solera Muro X4		Solera Muro X6		Solera Muro X7			
20) Ts (ton)	7.93			0.81		2.49		2.27		4.62			
21) As (cm2)	2.10			0.21		0.66		0.60		1.22			
22) Usar	4#3			4φ8mm		4φ8mm		4φ8mm		4φ8mm			