



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



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE SIETE PISOS CON MUROS
DE CONCRETO ARMADO**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

MARÍA VIRGINIA VILLEGAS GONZÁLEZ

ASESOR: ING. GIANFRANCO OTTAZZI PASINO

LIMA, 2009

RESUMEN

Se ha desarrollado el diseño estructural de un edificio de concreto armado de departamentos, destinados a vivienda. El edificio es de siete pisos, con dos departamentos por piso. Se encuentra ubicado en el distrito de Jesús María, Lima. El terreno de cimentación corresponde a una grava con un esfuerzo admisible de 3 kg/cm^2 a 1.50 m de profundidad.

El edificio está estructurado sobre la base de muros de concreto armado en la dirección transversal (y-y), y muros de ductilidad limitada en la dirección longitudinal (x-x). El techo se ha resuelto con viguetas pre fabricadas de la marca Firth de $h=17 \text{ cm}$ y en el sector de los baños y hall de ascensores se ha considerado losas macizas de $h=17 \text{ cm}$. de espesor. Se ha considerado para la tabiquería, el ladrillo sílico calcáreo de 10, 12 y 15 cm. de espesor. Se han utilizado vigas chatas en las zonas de vanos, principalmente porque el proyecto considera construir los dinteles con el sistema Drywall y porque la rigidez ofrecida por los muros de concreto, es suficiente para cumplir el requerimiento de obtener derivas laterales menores a 0.005 en la dirección longitudinal y 0.007 en la dirección transversal. Finalmente, se ha considerado un sistema de cimientos corridos armados, para que éste trabaje en conjunto.

El análisis y diseño se han realizado de acuerdo a los requerimientos de las Normas NTE-0.20: (Cargas), NTE-0.30 (Diseño Sismorresistente), NTE-0.50 (Suelos y Cimentaciones) y NTE-0.60 (Concreto Armado) y de acuerdo a las Especificaciones Normativas para el Diseño en Concreto Armado en el caso de Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).

Se han realizado los dos métodos de Análisis Sísmico contemplados en la Norma Peruana NTE-0.30 (Diseño Sismorresistente), Análisis Estático y Análisis Dinámico; y se han comparado entre sí sus resultados.

Por último, con el objetivo de conocer el cociente del peso del acero de refuerzo entre el área techada (kg/m^2) y el cociente del acero de refuerzo entre el cubicaje de concreto, para este edificio con muros de espesor reducido, se presenta su metrado.

INDICE

	Pág.
PARTE 1: ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO, METRADO Y ANÁLISIS	
1. Descripción del Proyecto Arquitectónico	1
2. Estructuración	
2.1. Descripción de la Estructuración	4
2.2. Criterios de estructuración	7
3. Pre dimensionamiento	
3.1. Muros de Ductilidad Limitada	11
3.2. Losas Aligeradas con Viguetas Firth	13
3.3. Losas Macizas	13
3.4. Escaleras	13
4. Metrado y Análisis por Cargas de Gravedad	
4.1. Metrado de Losa Aligerada con Viguetas Firth	14
4.2. Metrado de Losas Macizas	15
4.3. Metrado de Muros	15
4.3.1. Consideraciones en el Análisis de Muros	18
4.4. Metrado de Escalera	24
5. Análisis Sísmico	
5.1. Descripciones Generales	25
5.2. Parámetros del Análisis Sísmico	25
5.2.1. Parámetros de Sitio	25
5.2.1.1. Zonificación: Factor Z	
5.2.1.2. Condiciones Geotécnicas: Factor S y T_p	
5.2.1.3. Factor de Amplificación Sísmica: Factor C	
5.2.2. Requisitos Generales	27
5.2.2.1. Categoría de las Edificaciones: Factor U	
5.2.2.2. Configuración Estructural	
5.2.2.3. Sistema Estructural: Coeficiente de Reducción R	

5.3. Análisis Estático	
5.3.1. Generalidades	28
5.3.2. Período Fundamental	28
5.3.3. Fuerza Cortante mínima en la base	29
5.3.4. Peso de la Edificación	29
5.3.5. Distribución de la Fuerza Sísmica en la altura	30
5.3.6. Efectos de Torsión	31
5.3.7. Desplazamientos Laterales	32
5.3.8. Fuerzas Internas	33
5.4. Análisis Dinámico	
5.4.1. Generalidades	34
5.4.2. Procedimiento del Análisis con el programa Etabs 9	34
5.4.3. Fuerza Cortante Mínima en la base	39
5.4.4. Peso de la Edificación	39
5.4.5. Período de Vibración	39
5.4.6. Efectos de Torsión	42
5.4.7. Desplazamientos Laterales	42
5.4.8. Fuerzas Internas	43
5.5. Resultados: Análisis Estático vs. Análisis Dinámico	44
5.6. Junta de Separación Sísmica	46

PARTE 2: DISEÑO

6. Generalidades del Diseño	
6.1. Resistencia Requerida	47
6.2. Resistencia de Diseño	47
6.3. Diseño por Flexión	48
6.4. Diseño por Flexo compresión	48
6.5. Diseño por Cortante	48
7. Diseño de Losa Aligerada con Viguetas Firth	50
8. Diseño de Losa Maciza	
8.1. Diseño por Flexión	53
8.2. Diseño por Cortante	54

9. Diseño de Vigas Chatas	
9.1. Diseño por Flexión	55
9.1.1. Ejemplo de Diseño por flexión	
9.2. Diseño por Cortante	59
9.2.1. Ejemplo de Diseño por Cortante	
10. Diseño de Vigas Peraltadas	
10.1. Diseño por Flexión	63
10.1.1. Ejemplo de Diseño por flexión	
10.2. Diseño por Cortante	65
10.2.1. Ejemplo de Diseño por Cortante	
10.3. Diseño por Capacidad	66
10.4. Diseño por Confinamiento	67
11. Diseño de Muros	
11.1. Consideraciones Generales	69
11.1.1. Materiales	
11.1.2. Diseño	
11.2. Diseño por Flexo compresión	71
11.3. Diseño por Capacidad	76
11.4. Diseño por Corte Fricción	77
11.5. Junta de Separación en Muros	77
12. Diseño de Escalera	
12.1. Diseño por Flexión	81
12.2. Diseño por Cortante	82
12.3. Cimentación	
13. Diseño de la Cisterna y Cuarto de Bombas	
13.1. Diseño de Muros	84
13.1.1. Diseño por Flexión y Cortante	
13.2. Diseño de Techo y Fondo de Losa	85
13.2.1. Losa de Techo	
13.2.2. Losa de Fondo	
13.2.3. Cimientos	

14. Diseño del Cuarto de Máquinas	
14.1. Diseño de Muros	87
14.2. Diseño de Techo y Fondo de Losa	87
14.2.1. Losa de Techo	
14.2.2. Losa de Fondo	
<u>PARTE 3: CIMENTACION</u>	
15. Cimientos Corridos	
15.1. Consideraciones Generales	88
15.2. Pre dimensionamiento del ancho del Cimiento	90
15.2.1. Ejemplo de Pre dimensionamiento	91
15.3. Longitud de Anclaje	92
16. Zapata de la Caja del Ascensor	
16.1. Pre dimensionamiento de la Zapata	94
16.2. Análisis por Cortante	102
16.3. Diseño por Flexión	104
<u>PARTE 4: METRADO DE ACERO Y CONCLUSIONES</u>	
17. Metrado de Acero y Concreto	105
18. Conclusiones	106
BIBLIOGRAFIA	108

PARTE 1: ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO, METRADO Y ANÁLISIS

1. DESCRIPCION DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El proyecto consiste en un edificio multifamiliar, de uso residencial, sobre un terreno de 550 m², ubicado en el Distrito de Jesús María. Es un edificio de vivienda con características muy comunes en el mercado actual, con un sistema estructural de Muros de Ductilidad Limitada, el cual es usado con frecuencia en nuestro medio en los diseños arquitectónicos por sus muros de espesor reducido, que les permite a los departamentos tener mayor área en comparación a otros sistemas estructurales.

El Edificio tiene siete pisos, con una altura total de 18.34 m., siendo la altura de piso a piso de 2.60 m.

Este proyecto se generó a partir de un proyecto real, ya construido en el distrito de Jesús María, al cual se le hizo diversas modificaciones arquitectónicas.

En el área de terreno se ha emplazado la edificación, techando un área de 186 m², dejando 364 m² (66 %) de área libre, donde se desarrollan los jardines y los estacionamientos. En los niveles superiores, hasta llegar al 7º piso, se han emplazado dos departamentos por piso, con un total de 14 departamentos, y un área total techada de 1,301 m².

Los estacionamientos se han ubicado en el perímetro frontal y posterior del terreno, teniéndose un total de once estacionamientos. El ingreso hacia los estacionamientos posteriores, es por el lado derecho y parte de este acceso es techado ya que los departamentos impares a partir del segundo piso crecen mediante un voladizo.

Cuenta con muros perimétricos en la zona de estacionamientos, cerrándose el frontis con las rejas de los estacionamientos, la puerta de ingreso principal y el portón de ingreso a los estacionamientos posteriores.

Se tienen cuatro distribuciones distintas de departamentos:

- Departamento en el primer piso: D101 y D102

- D101, con un área de 52.77 m². Tiene Sala-Comedor, Cocina, un Dormitorio, un Baño y una Terraza.
- D-102: Con un área de 59.12 m². Tiene Sala, Comedor, Cocina-Lavandería, Dormitorio Principal, Dormitorio Secundario, un Baño y una Terraza.
- Departamentos del segundo al séptimo piso: D201 al D701 y D202 al D702
 - D201 al D701: Con un área de 83.22 m². Tiene Sala, Comedor, Cocina-Lavandería, Dormitorio Principal, Dormitorio Secundario, Estudio y un Baño.
 - D202 al D702: Con un área de 83.37 m². Tiene Sala, Comedor, Cocina-Lavandería, Dormitorio Principal, Dormitorio Secundario, Estudio y un Baño.

Para el suministro de agua potable para consumo doméstico, se ha considerado una cisterna (colindante a ella, se encuentra el cuarto de bombas), con una capacidad de 9 m³. El Sistema de bombeo es del tipo de presión constante y velocidad variable, con el cual se impulsará y distribuirá el agua a los diferentes servicios higiénicos u otros servicios de los departamentos. Cada departamento tendrá un contactor de agua para su control de consumo. Es por ello que el edificio no cuenta con tanque elevado, común en otras edificaciones.

Encima de la azotea se ubica el cuarto de máquinas del ascensor, el cual ha tenido en cuenta las especificaciones técnicas del ascensor a instalarse, entre ellas las dimensiones del pit.

El terreno en el cual se cimienta esta edificación corresponde a una grava con un esfuerzo admisible de 3.00 kg/cm² a 1.50 m. de profundidad.

La figura 1-a muestra la planta del piso típico de la arquitectura del proyecto.

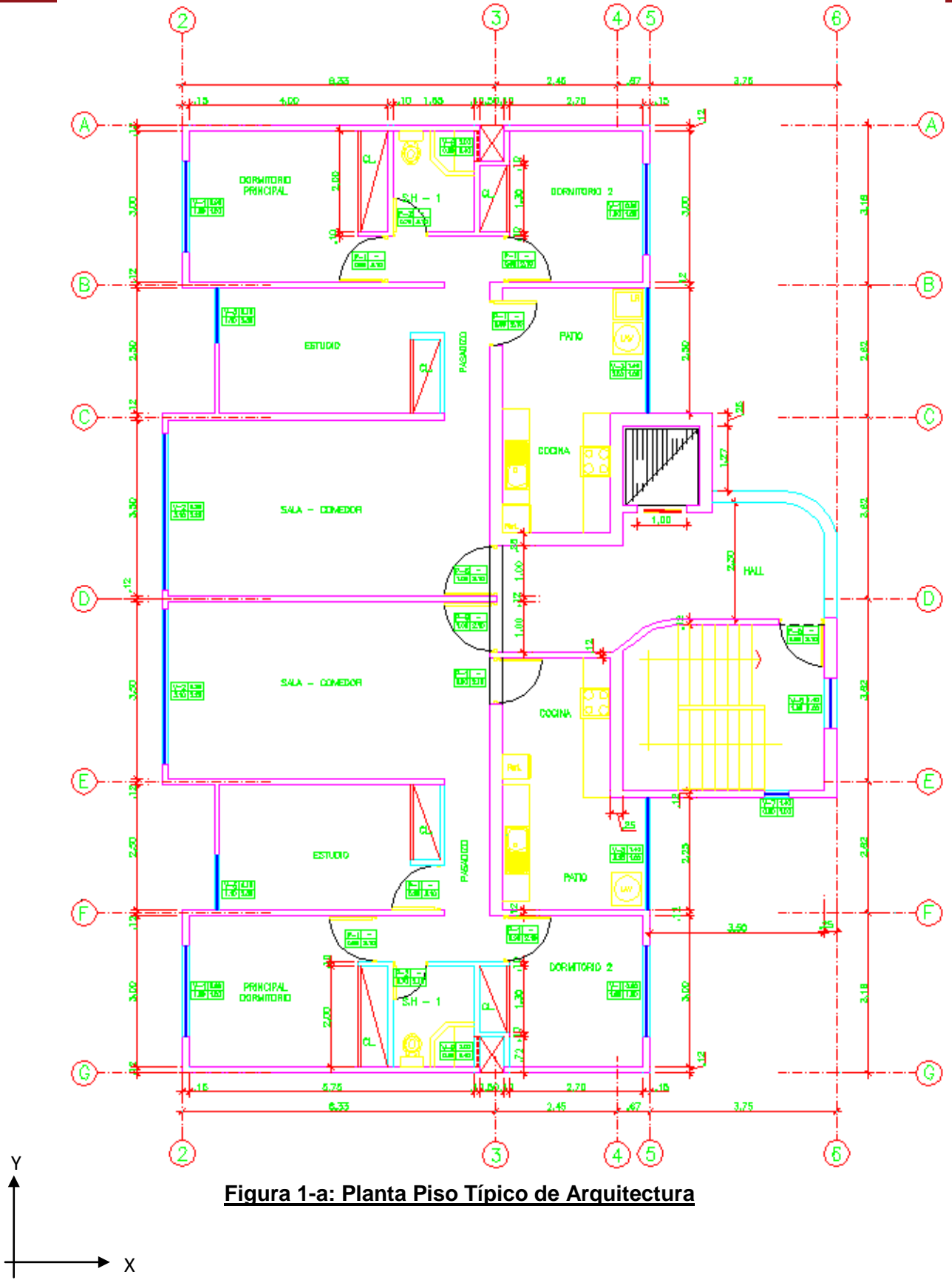


Figura 1-a: Planta Piso Típico de Arquitectura

2. ESTRUCTURACIÓN

2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURACIÓN

La estructuración del edificio, se realizó sobre la base de muros de espesores de 10 cm., 12 cm., 15 cm. y 25 cm.; para ello se optó por los **Muros de Ductilidad Limitada**, los cuales fueron diseñados según lo descrito en las “Especificaciones Normativas para Diseño Sismo-resistente de EMDL”. Los muros de ductilidad limitada se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes.

Los muros de ductilidad limitada tienen las siguientes características:

- Muros con espesores reducidos: 10cm y 12cm, presentes en este proyecto en la dirección longitudinal (x-x).
- Los muros prescinden de extremos confinados: Ya que su espesor reducido, no permite el montaje de estribos.
- El Refuerzo vertical de los muros se dispone en una sola hilera (ello por su espesor reducido y teniendo en cuenta los recubrimientos establecidos).

Normalmente en nuestro medio, para los edificios con muros de ductilidad limitada, se usan como sistema de piso, losas macizas y/o aligeradas, las cuales además de soportar las cargas de gravedad, cumplen la función de diafragma rígido. Se han elegido dos sistemas de piso para este proyecto:

1. **Losas Aligeradas con Viguetas de la marca Firth**, con espesor de $h=17$ cm. en la mayoría de los ambientes y
2. **Losas Macizas**, en los ambientes de baños, para evitar que las tuberías sanitarias al correr tengan que atravesar cortando las Viguetas Firth. Esta losa también con un espesor de 17 cm.

En la dirección transversal (y-y) se ha utilizado un sistema estructural de muros de concreto armado (por la baja densidad de muros en esta dirección), dónde el parámetro del Coeficiente de Reducción (R) es diferente.

En algunos muros se han considerado juntas de separación. En el capítulo 11.5, se explica la razón de la misma.

El proyecto arquitectónico presenta vanos que tienen como superficie superior el fondo de las losas, por ello se pre-dimensionaron y diseñaron **Vigas Chatas**, sin embargo fue necesario utilizar **Vigas Peralgadas** en el eje 3, no consideradas en la arquitectura, para disipar energía frente a sollicitaciones sísmicas. En el capítulo 5.5, se muestran los resultados del análisis estático y dinámico de la estructura, valores de deriva en las dos direcciones principales muy por debajo de lo permitido en la norma.

Se ha considerado la tabiquería, en ladrillo sílico calcáreo, tales como los alféizares de los vanos, algunos muros que nacen a partir del segundo piso y otros cerramientos internos como los closets. Cabe mencionar que el aporte de la tabiquería, no considerada en el modelo para el análisis sísmico, no debería afectar considerablemente los resultados, dada la rigidez de las placas, importante en las dos direcciones.

Respecto a la **cimentación**, se ha elegido el sistema de cimientos corridos conectados con concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, al tener cargas distribuidas que transmitir al suelo.

La cimentación de la caja del ascensor requirió de una zapata aislada.

El cuarto de máquinas es de muros de concreto armado, prolongación de los muros de la caja del ascensor. Tanto el piso como el techo del cuarto de máquinas son losas macizas de $h=15 \text{ cm}$.

La cisterna está estructurada con muros de concreto armado de espesor $e=20 \text{ cm}$. y losas macizas de piso y techo con espesor $e=20 \text{ cm}$ y $e=15 \text{ cm}$, respectivamente.

Tanto los muros medianeros como los muros de cerco, se han diseñado como muros de concreto armado y con cimientos corridos.

A continuación la figura 2.1-a, muestra la planta típica de techos.

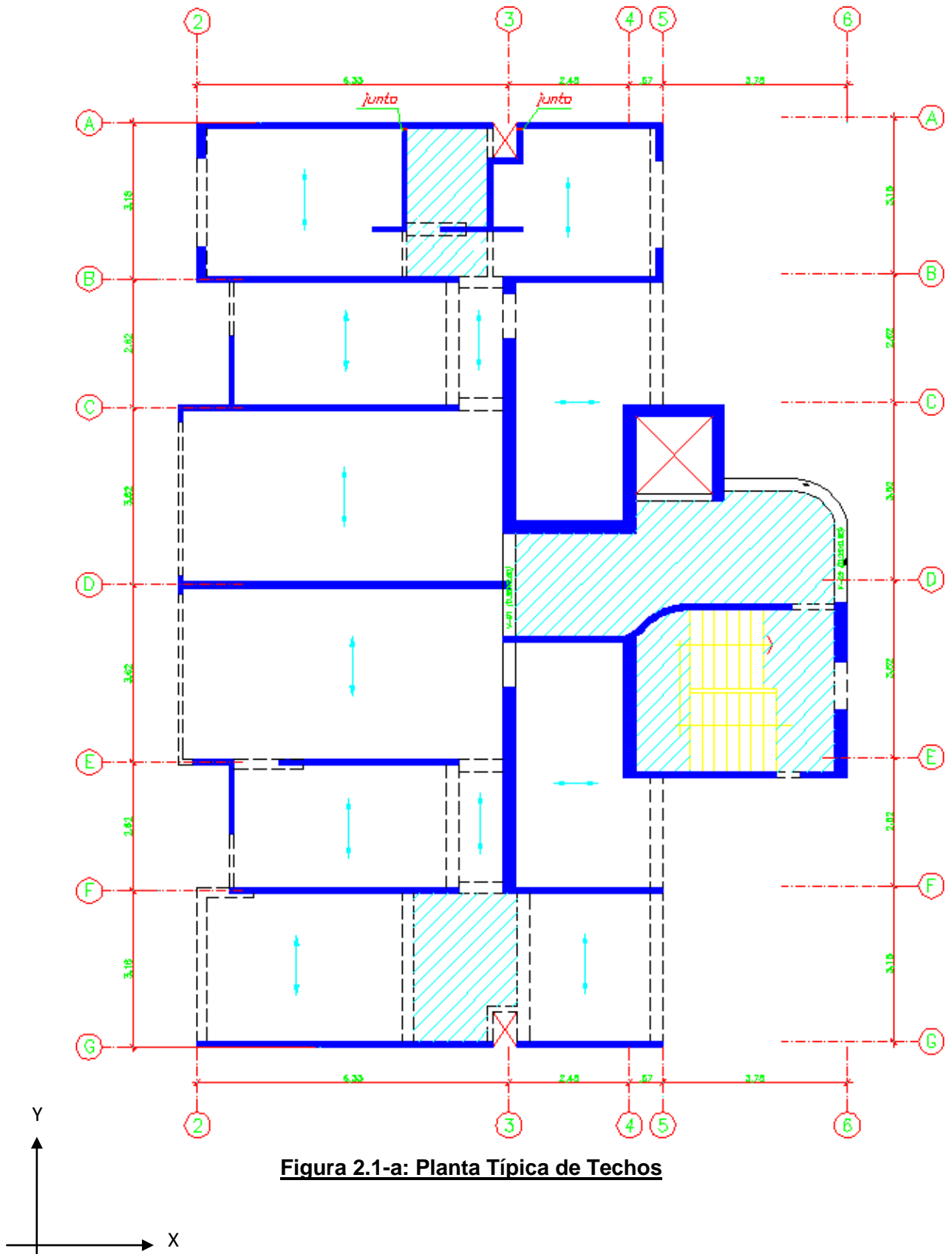


Figura 2.1-a: Planta Típica de Techos

2.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Un objetivo importante del diseño, es poder estructurar la edificación, de tal manera que ésta tenga un buen comportamiento sísmico. Por ello se han tenido en cuenta lo especificado en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” [1], donde el autor cita los principales criterios a tomar para lograr una estructura sismo-resistente, los cuales son:

- Simplicidad y Simetría
- Resistencia y Ductilidad
- Hiperestaticidad y Monolitismo
- Uniformidad y Continuidad de la Estructura
- Rigidez lateral
- Existencia de las losas que permitan considerar a la estructura como una unidad (Diafragma Rígido)
- Influencia de los Elementos no Estructurales
- Acción Integral de la Cimentación

A continuación se analizarán para este proyecto, cada uno de los criterios de estructuración.

SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA

Existen dos razones por las que es muy importante contar con una **estructura simple**:

1. Mayor capacidad o probabilidad del Ingeniero de predecir el comportamiento sísmico de la estructura.
2. Mayor confiabilidad en el modelo idealizado de la estructura.

El proyecto, principalmente por el diseño arquitectónico cuenta con elementos simples, como las placas continuas, simples de idealizar. En general el proyecto tiene una estructura simple que nos infiere tener una buena aproximación de los resultados del comportamiento real.

La arquitectura del proyecto, ha permitido tener un **Edificio Simétrico**, con lo cual se espera que no se produzcan efectos torsionales importantes.

RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Debido al sistema estructural del edificio de muros en sus dos direcciones principales, éste cuenta con una buena **Resistencia** sísmica.

Una de las características de las que carece este tipo de sistema de muros, es su **Ductilidad**.

Pero frente a la limitada ductilidad de este sistema estructural, muy usado en las edificaciones peruanas, se ha elaborado un apéndice a las Normas NTE-0.30 (Diseño Sismorresistente), y NTE-0.60 (Concreto Armado): Especificaciones Normativas para Diseño en concreto Armado en el caso de Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada (EMDL) [7], la cual se ha utilizado para este proyecto.

Esta norma básicamente permite el uso de este sistema de muros, tomando como base una vasta experiencia de buenos comportamientos sísmicos en estructuras con una buena densidad de muros en sus dos direcciones.

Por otro lado, para mejorar la ductilidad a las vigas de este proyecto, éstas han sido diseñadas por capacidad. Es decir, la resistencia proporcionada por corte, es mayor que la resistencia proporcionada por flexión.

HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO

Básicamente el sistema estructural es de muros en voladizo, por lo que se cuenta con una baja Hiperestaticidad.

UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

La estructura no es 100% uniforme en planta, ya que la estructura tiene muros de diferentes espesores y además éstos están distribuidos de manera asimétrica. Sin

embargo, sí se cuenta con una buena uniformidad y continuidad de los elementos estructurales en elevación.

RIGIDEZ LATERAL

Para poder cumplir con uno de los objetivos principales del análisis y diseño de una estructura, de restringir los desplazamientos laterales según los valores estipulados en la Norma NTE-0.30 (Diseño Sismorresistente), es necesario que la estructura esté provista de Rigidez Lateral, para así evitar deformaciones importantes producidas por los sismos.

El proyecto como antes se ha mencionado, cuenta con muros en sus dos direcciones principales, los cuales le proveen gran Rigidez Lateral (siendo mayor en la dirección longitudinal). Ello permite en la etapa constructiva, el no tener que aislar la tabiquería, de los elementos estructurales, ya que se espera no contar con grandes desplazamientos laterales ante la presencia de un sismo.

EXISTENCIA DE LOSAS QUE PERMITEN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD (DIAFRAGMA RIGIDO)

Se ha tomado como hipótesis, considerar a losas de la edificación como elementos rígidos en su plano, ello, por no presentar la estructura losas con grandes aberturas en planta, ni reducciones de ella.

Con ello se está considerando que las fuerzas horizontales, se distribuyan de acuerdo a la rigidez de los elementos en planta y que los elementos estructurales de un mismo nivel, tengan la misma deformación lateral.

INFLUENCIA DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Se puede decir que el haber prescindido de la tabiquería en el modelo estructural, no ha afectado los resultados del análisis sísmico considerablemente, ya que en una estructura rígida como la del proyecto, en donde se dispone de muros de

concreto en las dos direcciones principales, su rigidez es mucho mayor en comparación con la rigidez de la tabiquería.

ACCION INTEGRAL DE LA CIMENTACION

Al tener cimientos conectados, se espera que la cimentación reaccione de manera integral frente a sollicitaciones de sismo. Considerándose luego de manera local en el diseño los momentos volcantes y la transmisión de la cortante basal de la estructura a la cimentación.



3. PRE-DIMENSIONAMIENTO

3.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA:

Para el pre-dimensionamiento de los Muros de Ductilidad Limitada (en la dirección longitudinal x-x), se ha tenido en cuenta lo contemplado en el artículo: “Especificaciones Normativas para Diseño Sismo resistente en el caso de Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)” [7].

La Norma permite:

- Uso de muros de ductilidad limitada en edificios con un máximo de 7 pisos: Límite dentro del cual se encuentra el proyecto.
- Espesor mínimo de 10 cm: El proyecto cuenta con espesores de 10cm, 12cm y 15cm.

Al tener una baja densidad de muros en la dirección transversal (y-y), se dispusieron muros de concreto armado de 25 cm. de espesor.

De acuerdo al artículo 15.3 de Norma E-0.60, se deberá verificar que la resistencia del muro a compresión sea mayor a la carga actuante. De lo contrario se deberá aumentar el espesor del muro.

La siguiente expresión representa la **resistencia vertical de un muro diseñado como elemento en compresión**:

$$\Phi P_{nw} = 0.55 \times \Phi \times f'_c \times A_g \times \left[1 - \left(\frac{k \times l_c}{32 \times t} \right)^2 \right]$$

Donde:

$\Phi = 0.7$,

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$,

$l_c = \text{distancia vertical entre apoyos} = 2.40\text{m}$,

$A_g = \text{área bruta de la sección}$

$t = \text{espesor del muro}$

$k = \text{factor de restricción} = 0.8$

A continuación se toma como ejemplo el muro M2, ubicado en el eje E (figura 3.1-a), para verificar que se cumpla siguiente desigualdad:

$$P_u \leq \Phi P_{n_w}$$

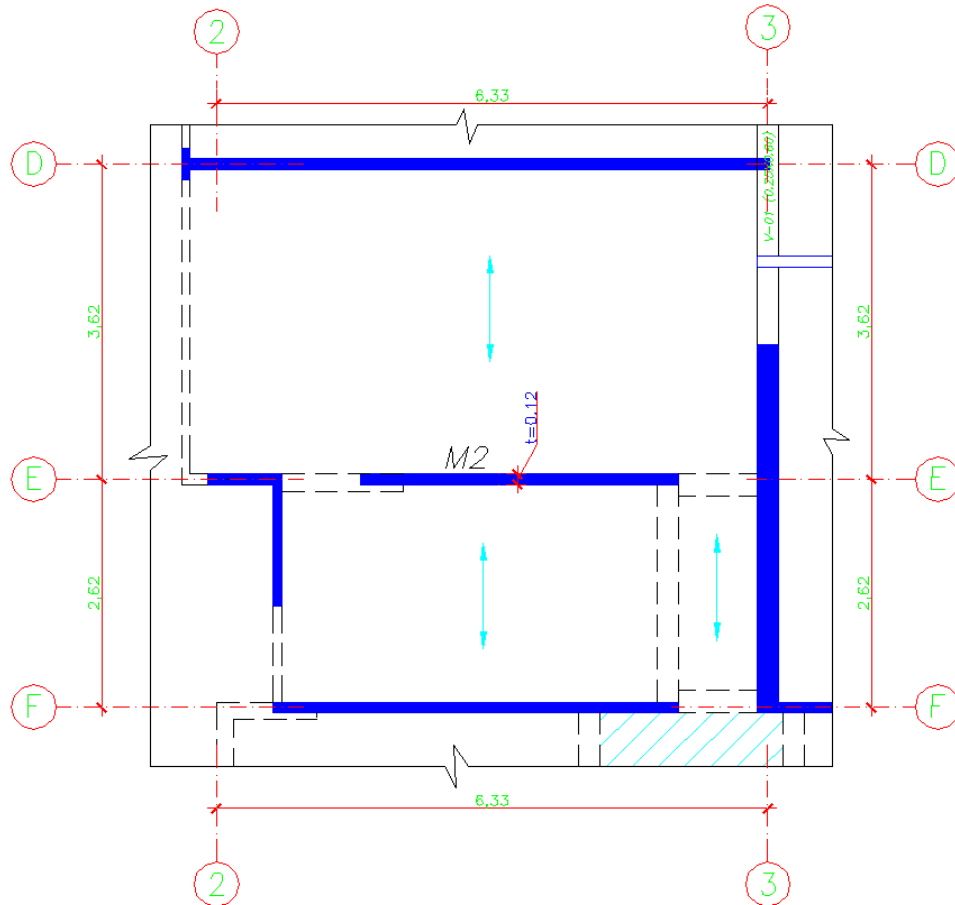


Figura 3.1-a: Muro M2 de Ductilidad Limitada

Pu (1° piso):

CM = 46 ton, CV = 11.1 ton

$P_u = 1.5 (46) + 1.8 (11.1) = 88.4 \text{ ton}$

Φ Pnw:

$$\Phi P_{n_w} = 0.55 \times 0.7 \times 210 \times 365 \times 12 \times [1 - (0.8 \times 240 / 32 \times 12)^2] = 266 \text{ ton}$$

Entonces,

$$P_u = 88.4 \text{ ton} \leq \Phi P_{n_w} = 266 \text{ ton, OK}$$

3.2 LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS DE LA MARCA FIRTH:

Como condición de tesis, se designó utilizar como sistema de techos, losas con viguetas de marca Firth, las cuales se han pre-dimensionado teniendo en cuenta lo estipulado en el Manual Técnico Firth [10].

Para escoger el espesor de la losa, se ha tenido en cuenta las luces de los paños. El manual recomienda para luces de hasta 5.1 m, losas de $h=17$ cm. Este espesor se ajusta a la arquitectura, que cuenta con una losa de $h=20$ cm (incluyendo el piso terminado).

También se decidió el espaciamiento entre viguetas, de acuerdo a las dimensiones del ladrillo de arcilla bovedilla existente en el mercado. Viguetas espaciadas cada 50 cm.

3.3 LOSA MACIZA:

Se escogieron losas macizas de espesor $h=17$ cm, espesor que ha sido comparado con la recomendación que expresa: “El peralte de la losa podrá considerarse en el orden del cuarentavo de la luz o igual al perímetro del paño (suma de cuatro lados) dividido entre 180” [1]. Al efectuar estas fórmulas en los paños de la losa maciza del proyecto, se verifica que el espesor de la losa está dentro de lo recomendado.

3.4 ESCALERAS:

Se verifica que el diseño arquitectónico haya contemplado para las dimensiones de las escaleras, lo descrito en el Reglamento Nacional de Construcción.

Debe cumplirse lo siguiente: $60 \text{ cm} \leq 2c_p + p \leq 64 \text{ cm}$

Reemplazando con las dimensiones del proyecto:

Contra paso: $c_p = 17.3 \text{ cm}$

Paso: $p = 25 \text{ cm}$

Se tiene que:

$$60 \leq 2(17.3)+25 \approx 60 \leq 64, \text{ OK}$$

4. METRADO Y ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 METRADO DE LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS FIRTH:

Se realizó el metrado considerando una carga uniformemente distribuida y considerando una franja de 0.50 m. de ancho. La figura 4.1-a, muestra la sección de la losa aligerada con Viguetas Firth.

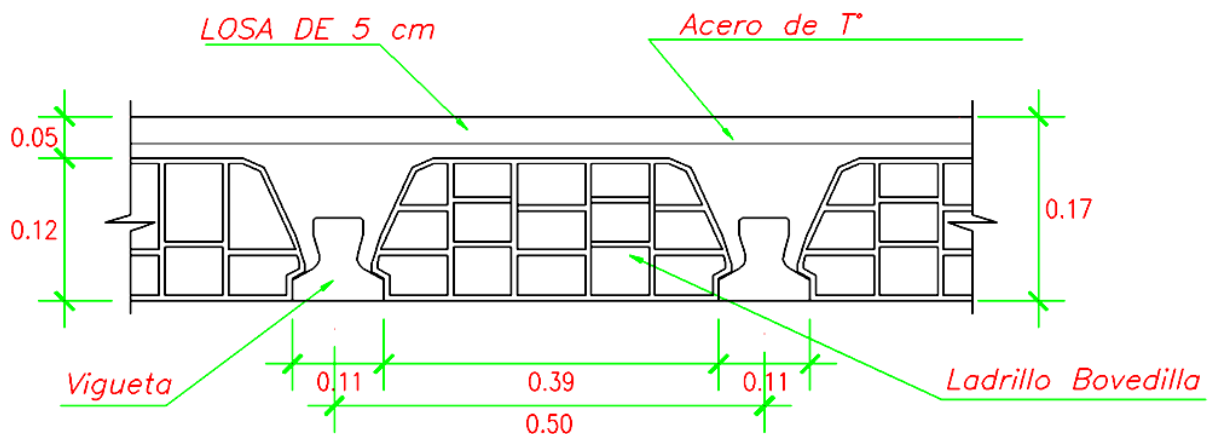


Figura 4.1-a: Sección de Losa Aligerada con Viguetas Firth

A continuación se detalla los cálculos del metrado:

Del 1° al 6° piso:

CARGA MUERTA:	Peso Propio	$0.245 \times 0.50 =$	0.12
	Piso Terminado (1)	$0.10 \times 0.50 =$	0.05
			0.17 ton/m

CARGA VIVA:	CV (vivienda)	$0.20 \times 0.5 =$	0.10
			0.10 ton/m

CARGA ULTIMA:	W_u	$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \approx$	0.45 ton/m
----------------------	-------	---	-------------------

7° piso (azotea):

CARGA MUERTA:	Peso Propio	$0.245 \times 0.50 =$	0.12
	Piso Terminado (1)	$0.10 \times 0.50 =$	0.05
			0.17 ton/m

CARGA VIVA:	CV (vivienda)	$0.10 \times 0.5 =$	0.05
			0.05 ton/m

CARGA ULTIMA:	W_u	$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \approx$	0.35 ton/m
----------------------	-------	---	-------------------

- (1) El proyecto considera un piso terminado de 3 cm. de espesor. Sin embargo se está considerando un piso terminado de 5 cm., considerando de este modo un peso de 100 kg/m^2 por posibles cambios que se pudieran efectuar en obra.

4.2 METRADO DE LOSA MACIZA

Todas las losas macizas son de $h=17 \text{ cm}$. A continuación se detalla el metrado:

CARGA MUERTA:	Peso Propio	$2.40 \times 0.17 =$	0.41
	Piso Terminado (1)	$0.10 =$	0.10
			0.51 ton/m²

CARGA VIVA:	CV (vivienda)	$0.20 =$	0.20
			0.20 ton/m²

CARGA ULTIMA:	W_u	$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \approx$	1.12 ton/m²
----------------------	-------	---	-------------------------------

4.3 METRADO DE MUROS

Para el metrado de los muros, se ha considerado lo estipulado en el artículo 10 de la Norma E-0.20 (Cargas) [2], sobre la reducción de carga viva en cada uno de los niveles.

La figura 4.3-a, muestra el muro M2, ubicado en el eje E, que se tomó como ejemplo para el metrado.

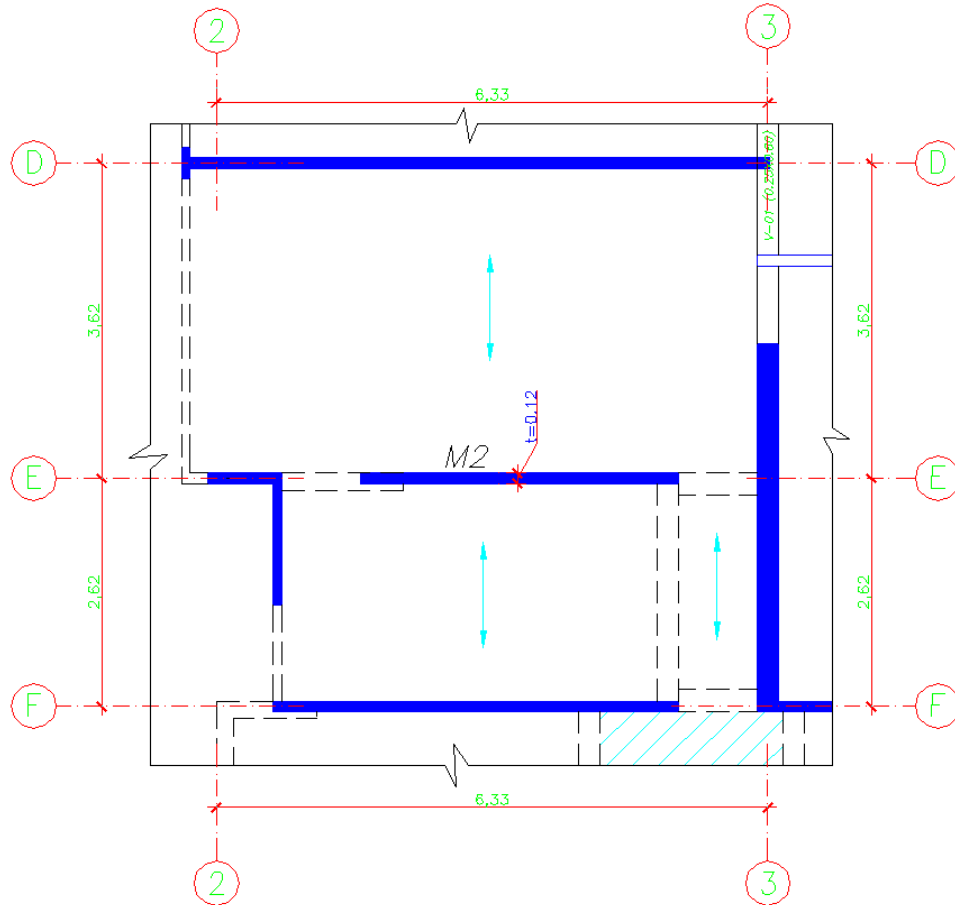


Figura 4.3-a: Ejemplo de metrado del muro M2

La Tabla 4.3-a, muestra los valores de carga muerta del 1° al 7° piso.

Piso	CM (ton)
7	6.5
6	13.0
5	19.5
4	26.0
3	32.6
2	39.1
1	45.6

Tabla 4.3-a: Carga muerta del muro M2

Para el metrado de la carga viva, la Norma E-0.20 (Cargas), en el artículo 10 señala que las cargas vivas podrán reducirse para el diseño, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$L_r = L_o (0.25 + 0.46/\sqrt{A_i})$$

L_r = Intensidad de la carga viva reducida.

L_o = Intensidad de la carga viva sin reducir.

A_i = Área de influencia del elemento estructural en m^2 , que se calculará mediante:

$$A_i = k A_t$$

A_t = Área tributaria del elemento en m^2

k = factor de carga viva sobre el elemento

Además señala que las reducciones de la carga viva, estarán sujetas a las siguientes limitaciones:

- a) El Área de Influencia (A_i) deberá ser mayor que $40 m^2$, en caso contrario no se aplicará ninguna reducción.
- b) El valor de la carga viva reducida (L_r) no deberá ser menor que $0.5L_o$.
- c) Para columnas o muros que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos.

La Tabla 4.3-b, muestra los valores de carga viva del 1° al 7° piso, mostrando los porcentajes de reducción aplicados en cada piso.

Piso	k	A_t	$A_i^{(a),(c)} = k A_t$	L_o	L_t	% ^(b)	CV (ton)
7	2	11.4	22.8	1.1	1.1	100%	1.1
6	2	11.4	45.6	2.3	2.1	93%	3.3
5	2	11.4	68.4	2.3	1.7	76%	5.0
4	2	11.4	91.2	2.3	1.7	73%	6.7
3	2	11.4	114	2.3	1.6	68%	8.2
2	2	11.4	136.8	2.3	1.5	64%	9.7
1	2	11.4	159.6	2.3	1.4	61%	11.1

Tabla 4.3-b: Carga Viva (incluye reducción en cada piso) del muro M2

4.3.1 CONSIDERACIONES EN EL ANALISIS DE LOS MUROS

Tanto los muros de ductilidad limitada (dirección longitudinal x-x), como los muros estructurales (dirección transversal y-y), se han modelado teniendo en cuenta la interacción entre muros de direcciones perpendiculares.

Para el cálculo de las fuerzas internas en muros que interactúan con otros, se han segmentado los muros teniendo en cuenta la dirección de análisis de sismo. A continuación, se muestran comparaciones globales y locales, por haber considerado segmentar los muros.

A. GLOBALES

1. Periodo T:

	Periodo	
	Segmentado	Único Muro
XX	0.18 s	0.18 s
YY	0.30 s	0.30 s

2. Desplazamientos máximos de entrepiso Dx, Dy (cm):

Piso	Desplazamiento	Segmentado	Único Muro
7	Dx	1.43	1.43
6	Dx	1.18	1.18
5	Dx	0.93	0.93
4	Dx	0.68	0.68
3	Dx	0.44	0.44
2	Dx	0.23	0.23
1	Dx	0.08	0.08

Piso	Desplazamiento	Segmentado	Único Muro
7	Dy	3.07	3.07
6	Dy	2.53	2.53
5	Dy	1.98	1.98
4	Dy	1.43	1.43
3	Dy	0.92	0.92
2	Dy	0.48	0.48
1	Dy	0.15	0.15

3. Derivas de entrepiso máximas Drx, Dry:

Piso	Deriva	Segmentado	Único Muro
7	Drx	0.00094	0.00094
6	Drx	0.00097	0.00097
5	Drx	0.00097	0.00097
4	Drx	0.00092	0.00092
3	Drx	0.0008	0.0008
2	Drx	0.0006	0.0006
1	Drx	0.00029	0.00029

Piso	Deriva	Segmentado	Único Muro
7	Dry	0.00207	0.00207
6	Dry	0.00212	0.00212
5	Dry	0.00211	0.00211
4	Dry	0.00198	0.00198
3	Dry	0.0017	0.0017
2	Dry	0.00126	0.00126
1	Dry	0.00057	0.00057

B. LOCAL

A continuación se hace la comparación, utilizando como ejemplo, un conjunto de muros, en forma de “S”.

Al ser los muros transversales de la “S”, parte de los muros más esforzados de la edificación, ante la sollicitación sísmica en la dirección y-y; estos se han segmentado de la siguiente manera (figura 4.3.1-a):

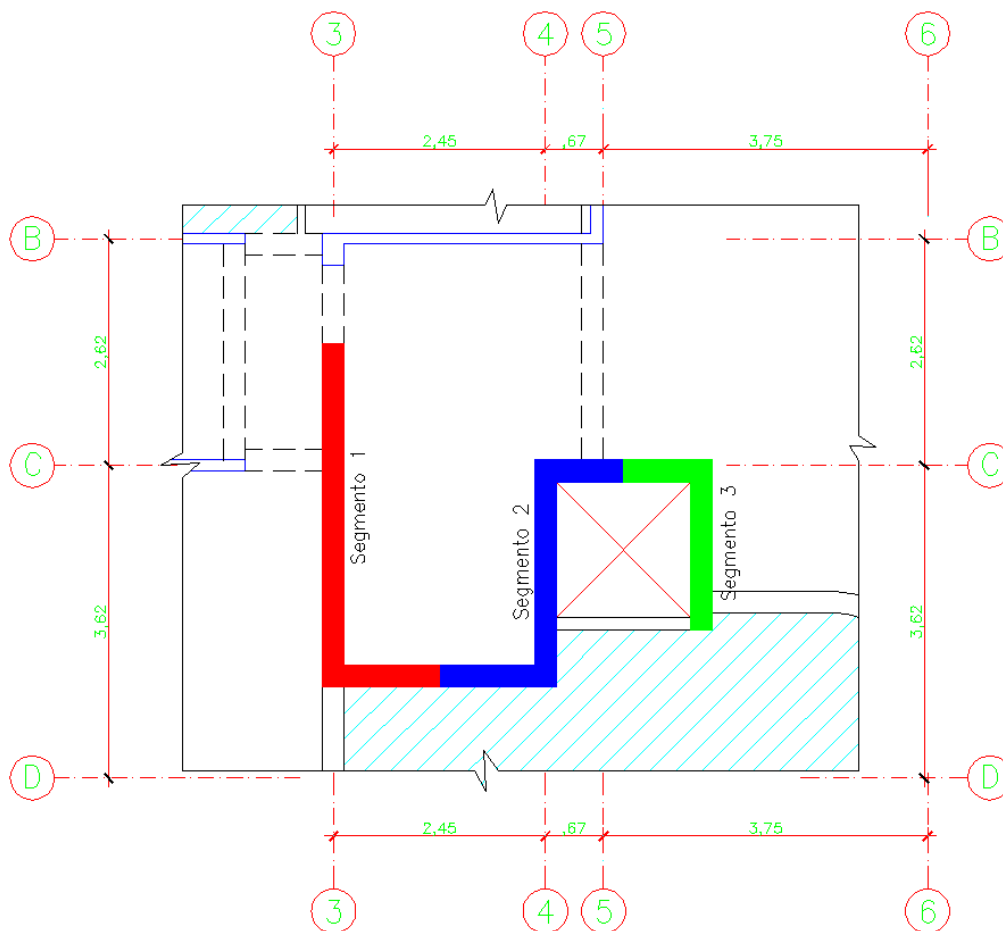


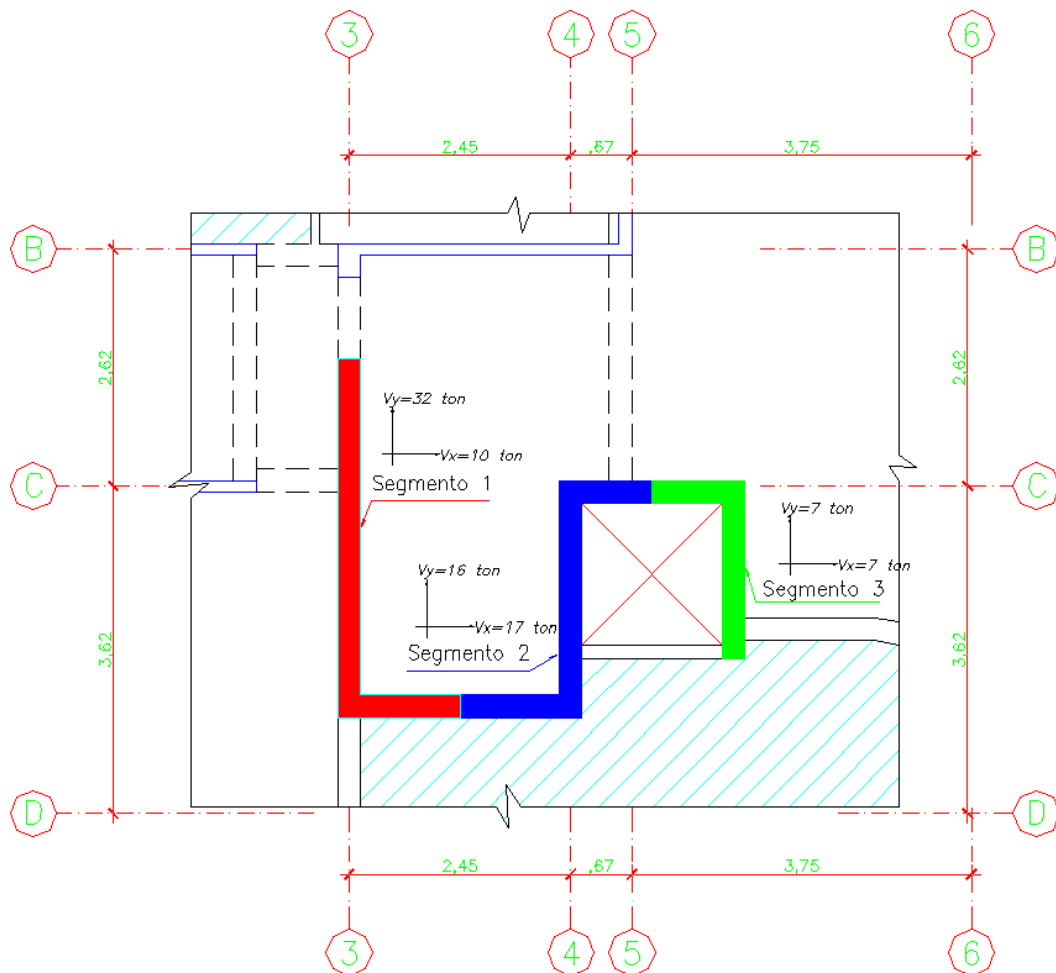
Figura 4.3.1-a: Conjunto de muros en forma de “S”, segmentado en 3 partes

Se comprobó que el haber considerado asignar un conjunto de muros que interactúan, segmentados en tres partes o como un sólo segmento, no afecta notablemente la rigidez del elemento y la distribución de las fuerzas internas en los otros muros. El motivo de considerarlo de esta manera, es sólo para conocer la fuerza cortante en cada segmento.

A continuación se comprueba que la suma de las fuerzas cortantes (al segmentar los muros en tres partes), es similar a la fuerza cortante total (al considerar a los muros, como un único muro), ante solicitaciones sísmicas en las dos direcciones principales.

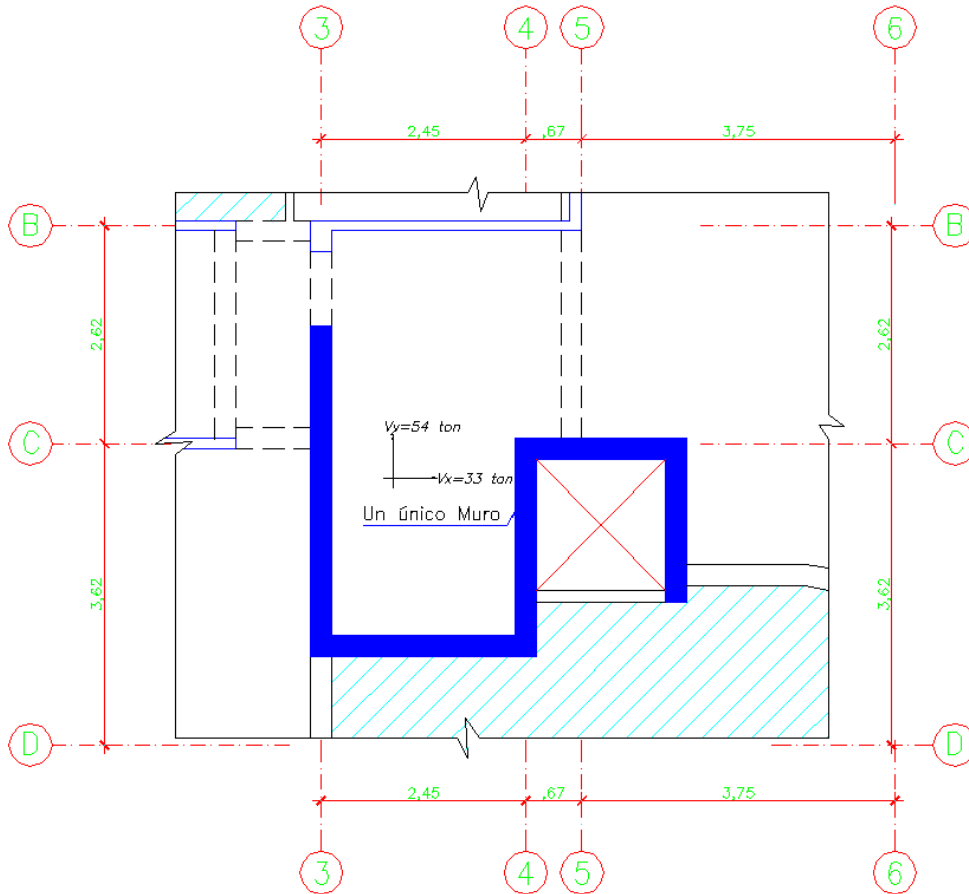
También se muestra la comparación de los momentos flectores, que de acuerdo a esta segmentación, la comparación sólo es válida para la dirección y.

FUERZAS CORTANTES



$\Sigma Vx = 33 \text{ ton}$

$\Sigma Vy = 54 \text{ ton}$



Las siguientes tablas, muestran los valores de fuerzas cortantes y momentos flectores para los siete pisos.

- **Fuerza cortante (debida al sismo en la dirección longitudinal x):**

Piso	Fuerza	3 segmentos			$\sum_{(s1,s2,s3)} V$ (ton)	1 segmento
		V_{s1} (ton)	V_{s2} (ton)	V_{s3} (ton)		V (ton)
7	Sismo x	5	7	3	15	15
6	Sismo x	8	12	4	24	24
5	Sismo x	10	15	6	31	31
4	Sismo x	12	18	6	36	36
3	Sismo x	12	19	7	39	39
2	Sismo x	12	19	7	37	37
1	Sismo x	10	17	7	33	33

- **Fuerza cortante (debida al sismo en la dirección transversal y):**

Piso	Fuerza	3 segmentos				1 segmento
		V_{S1} (ton)	V_{S2} (ton)	V_{S3} (ton)	$\sum_{(S1,S2,S3)} V$ (ton)	V (ton)
7	Sismo y	11	2	1	14	11
6	Sismo y	18	6	1	25	24
5	Sismo y	24	9	1	34	33
4	Sismo y	29	11	1	42	41
3	Sismo y	32	13	2	47	46
2	Sismo y	35	16	2	54	54
1	Sismo y	32	16	7	54	54

- **Momento flector (debido al sismo en la dirección transversal y):**

Piso	Fuerza	3 segmentos				1 segmento
		M_{S1} (tonxm)	M_{S2} (tonxm)	M_{S3} (tonxm)	$\sum_{(S1,S2,S3)} M$ (tonxm)	M (tonxm)
7	Sismo y	9	5	3	17	14
6	Sismo y	29	11	3	43	42
5	Sismo y	62	25	4	91	94
4	Sismo y	106	46	8	159	166
3	Sismo y	158	71	13	242	254
2	Sismo y	223	104	21	349	366
1	Sismo y	289	141	39	469	490

4.4 METRADO DE ESCALERA

Se realizó el metrado considerando una carga uniformemente distribuida y considerando 1 m. de ancho.

Se usó la siguiente fórmula para el cálculo del peso de la escalera:

$$W_{\text{escalera}} = 2.4 \times \left\{ \frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right\}$$

Donde:

cp: Contra paso = 17.3 cm

p: Paso = 25 cm

t: espesor de la escalera = 15 cm

Con ello se calcula la carga última actuante en la escalera:

CARGA MUERTA:	Peso Propio	$W_{\text{escalera}} =$	0.65
	Piso Terminado	$0.10 \times 1.00 =$	0.10
			0.75 ton/m

CARGA VIVA:	CV (vivienda)	$0.25 \times 1.00 =$	0.25
			0.25 ton/m

CARGA ULTIMA:	W_u	$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \approx$	1.57 ton/m
----------------------	-------	---	-------------------

5. ANÁLISIS SÍSMICO

5.1 DESCRIPCIONES GENERALES

El análisis sísmico tiene como finalidad determinar las fuerzas internas en los elementos estructurales para diseñarlos. Adicionalmente permite estimar los desplazamientos laterales de una edificación, los cuales deberán estar dentro de los valores permisibles especificados en la norma.

Para los muros de ductilidad limitada, la norma especifica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso (calculado según el artículo 16.4 de la NTE E.030 [3]), dividido entre la altura de entrepiso, más conocido como deriva, no debe exceder de 0.005 y para muros estructurales, la deriva no debe exceder de 0.007.

Para el cálculo de las fuerzas internas y esfuerzos en cada uno de los elementos estructurales, se han contemplado los dos métodos considerados en la Norma NTE-0.30, con la finalidad de comparar sus resultados.

5.2 PARAMETROS DEL ANALISIS SISMICO

Los principales parámetros que determinan las solicitaciones sísmicas son:

5.2.1 PARÁMETROS DE SITIO

5.2.1.1 ZONIFICACION SISMICA DEL PERU: FACTOR Z

La Norma NTE-E.030, considera el territorio nacional dividido en 3 zonas sísmicas, a cada una de las cuales asigna una aceleración en la base rocosa, la que se denomina factor Z (aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años). Esta aceleración corresponde al tiempo de exposición y peligro aceptados para edificios comunes. Para la zona de mayor sismicidad, fundamentalmente la costa, el valor considerado es 0.4, valor que corresponde a este proyecto.

5.2.1.2 CONDICIONES GEOTECNICAS: FACTOR S Y FACTOR T_p

La Norma NTE-E.030 considera cuatro perfiles típicos, a tres de los cuales les asocia un factor de amplificación S y un parámetro T_p . El factor S permite estimar la amplificación de las solicitaciones sísmicas respecto a la base rocosa y el parámetro T_p corresponde al extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones. En todos los casos T_p es mayor al periodo fundamental del perfil del suelo.

Según la Norma NTE-E.030, como S representa el factor de amplificación de aceleraciones por efecto del perfil del suelo, la aceleración máxima esperada en la cimentación de una estructura queda expresada por el producto ZS.

El suelo sobre el cual está cimentado el proyecto, es una grava con esfuerzo admisible de 3 kg/cm^2 , valor que de acuerdo a las características detalladas en la norma, este suelo es del Tipo S_1 (roca o suelos muy rígidos) y le corresponde el valor de $S=1.0.$; y un valor de T_p de 0.4s.

5.2.1.3 FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA: FACTOR C

La aceleración máxima que recibe una estructura en su cimentación (ZS) es amplificada por cada estructura en función de su periodo fundamental de vibración T. La Norma permite estimar la amplificación de aceleraciones de la respuesta estructural, respecto a la aceleración en el suelo mediante el factor C, que se define como:

$$C = 2.5 (T_p/T), C \leq 2.5; \text{ y debe cumplirse } C/R \geq 0.125$$

Como C representa el factor de amplificación dinámico respecto a la aceleración en la base, la aceleración de respuesta de una estructura queda definida por el producto ZSC.

5.2.2 REQUISITOS GENERALES

5.2.2.1 CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES, COEFICIENTE DE USO E IMPORTANCIA: U

En el artículo 10 de la Norma NTE-E.030 “Categoría de las Edificaciones”, clasifica a las estructuras en cuatro categorías, a las que le asigna un valor de factor U.

El edificio en análisis, clasifica en la categoría C (Edificaciones Comunes), asignándole un valor de $U = 1.0$.

5.2.2.2 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

Según la Tabla N°4 de la Norma NTE-E.030, la estructura es clasificada como **regular**, ya que la estructura no tiene discontinuidades significativas horizontales y verticales en su configuración resistente a cargas laterales.

5.2.2.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES, COEFICIENTE DE REDUCCION DE LA FUERZA SISMICA: R

El Coeficiente de Reducción Sísmica R, permite diseñar las estructuras con fuerzas menores a las que soportarían de comportarse elásticamente durante el sismo de diseño, pero garantizando un comportamiento post-elástico adecuado.

La Tabla N°06 de la Norma, nos da los valores de R, para distintos sistemas estructurales. Tenemos así que para el proyecto:

Sistema Estructural	R, Para estructuras regulares
De Muros Estructurales ⁽³⁾ - En la dirección y-y	6
Muros de Ductilidad Limitada ⁽⁴⁾ - En la dirección x-x	4

⁽³⁾ Sistema en que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.

⁽⁴⁾ Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.

5.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

5.3.1 GENERALIDADES

Este método, representa las sollicitaciones sísmicas, mediante un conjunto de fuerzas horizontales equivalentes, actuando en cada nivel de la edificación.

La Norma E.030 (Diseño Sismoresistente) [3], señala que es posible usar este método sólo para edificios regulares y de no más de 45m de altura.

5.3.2 PERIODO FUNDAMENTAL:

La Norma Peruana nos permite calcular de manera aproximada el período fundamental de la estructura en sus dos direcciones principales, con la siguiente fórmula:

$$T = h/C_T$$

Donde:

h: altura total de la estructura

$C_T = 60$. Para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistentes sean fundamentalmente muros de corte.

Así tenemos que:

$$T_{xx} = T_{yy} = 18.34/60 = 0.30 \text{ s}$$

Sin embargo, se usarán los valores obtenidos por medio del análisis dinámico ($T_{xx}=0.18 \text{ s.}$, $T_{yy}=0.30 \text{ s.}$), descrito en el capítulo 5.4, afectado por 0.85, ya que el método dinámico, no consideró el efecto de los elementos no estructurales.

Los periodos a usar son:

$$T_{xx} = 0.85 \times 0.18 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_{yy} = 0.85 \times 0.30 = 0.26 \text{ s}$$

Con los periodos fundamentales en cada dirección, podemos hallar el factor de amplificación C:

En la dirección longitudinal xx: $C = 2.5 (0.4/0.15) = 6.7$, pero $C \leq 2.5$;

Entonces $C=2.5$. Se comprueba que $C/R = 0.625 \geq 0.125$

En la dirección transversal yy: $C = 2.5 (0.4/0.26) = 3.8$, pero $C \leq 2.5$;

Entonces $C=2.5$. Se comprueba que $C/R = 0.417 \geq 0.125$

5.3.3 FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE: V estático

La Norma señala que para el análisis de estructuras regulares, se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$V \text{ estático} = (ZUCS) \cdot P/R$$

5.3.4 PESO DE LA EDIFICACION: P

La Norma E-0.30, en el artículo 16.3, nos indica que el peso de la edificación (de Categoría C), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un 25% de la carga viva o sobrecarga.

Tenemos así, para la edificación, el siguiente valor:

CARGA MUERTA:	Muros	$2.4 \times 13.86 \times 2.4 \times 7 =$	559
	Losa Maciza	$2.4 \times 28.51 \times 0.17 \times 7 =$	81
	Losa Aligerada	$0.245 \times 157.35 \times 7 =$	270
	Vigas Chatas	$2.4 \times 7.58 \times 0.17 \times 7 =$	22
	Tabiques		79
	Piso Terminado	$0.1 \times 172 \times 7 =$	120
			1131 ton

CARGA VIVA:	25% CV	$0.25 \times 0.2 \times 185 \times 6 =$	55.5
		$0.25 \times 0.1 \times 185 \times 1 =$	4.6
			60 ton

PESO TOTAL	P	CM + 25%CV	1191 ton
	P/A		0.92 ton/m²

Ya con todos los parámetros establecidos, calculamos la fuerza cortante en la base:
Tenemos que:

PARAMETROS:

Z =	0.4
U =	1.0
C =	2.5
S =	1.0
P =	1191
R_{xx} =	4
R_{yy} =	6

En la dirección transversal, se ha considerado R=6, ya que en ésta dirección, la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.

En la dirección longitudinal, se ha considerado R=4, por ser una edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.

Entonces:

	V estático (ton)
XX	298
YY	199

5.3.5 DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN LA ALTURA (Análisis Estático)

El cálculo de las fuerzas sísmicas, a asignarse en cada piso de la edificación, se halló con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i x h_i}{\sum_{i=1}^n P_i x h_i} \times V$$

La tabla 5.3.5-a muestra el cálculo de las fuerzas sísmicas en la altura, en cada una de las direcciones principales de la edificación:

Piso	Peso	Altura	PesoxAltura	%	X	Y
	ton	m	tonxm		Fuerza c/piso	Fuerza c/piso
					ton	ton
7	85	18.20	1,547	13%	39.7	26.4
6	184	15.60	2,877	25%	73.8	49.2
5	184	13.00	2,397	21%	61.5	41.0
4	184	10.40	1,918	17%	49.2	32.8
3	184	7.80	1,438	12%	36.9	24.6
2	184	5.20	959	8%	24.6	16.4
1	184	2.60	479	4%	12.3	8.2
	1,191		11,615		297.9	198.6

Tabla 5.3.5-a: Fuerzas sísmicas en la altura (Análisis Estático)

5.3.6 EFECTOS DE TORSION

Debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, la norma expresa considerar una excentricidad accidental “e”, igual al 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la aplicación de las fuerzas. De esta manera se considerará el efecto torsional, aplicando la fuerza sísmica y el momento en el centro de masas. El momento queda definido según la siguiente expresión:

$$M_i = F_i \times e_i,$$

Los valores de excentricidad accidental en cada dirección, son los siguientes:

$$e_x = 0.005 \times 13.20 = 0.66 \text{ m}$$

$$e_y = 0.005 \times 18.80 = 0.94 \text{ m}$$

La tabla 5.3.6-a muestra los valores de las fuerzas y momentos a aplicar en el centro de masas en cada uno de los niveles.

Piso	Fuerza en x c/piso	Fuerza en y c/piso	Momento en x	Momento en y
	Ton	ton	tonxm	tonxm
7	39.7	26.4	37.4	17.5
6	73.8	49.2	69.5	32.5
5	61.5	41.0	57.9	27.0
4	49.2	32.8	46.3	21.6
3	36.9	24.6	34.7	16.2
2	24.6	16.4	23.2	10.8
1	12.3	8.2	11.6	5.4
	297.9	198.6		

Tabla 5.3.6-a: Fuerzas sísmicas en la altura y Momentos (Análisis Estático)

5.3.7 DESPLAZAMIENTOS LATERALES:

La Norma señala en su artículo 16.4 que los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

Desplazamientos y Derivas Máximos, en la dirección longitudinal x:

Piso	Desplazamiento Máximo (cm)	0.75*R*D (cm)	Desplazamiento Relativo (cm)	Deriva	Deriva Permitida
7	0.42	1.27	0.20	0.001	0.005
6	0.36	1.07	0.21	0.001	0.005
5	0.29	0.86	0.22	0.001	0.005
4	0.21	0.64	0.22	0.001	0.005
3	0.14	0.43	0.20	0.001	0.005
2	0.08	0.23	0.15	0.001	0.005
1	0.03	0.08	0.08	0.000	0.005

Desplazamientos y Derivas Máximos, en la dirección transversal y:

Piso	Desplazamiento Máximo (cm)	0.75*R*D (cm)	Desplazamiento Relativo (cm)	Deriva	Deriva Permitida
7	0.72	3.24	0.54	0.002	0.007
6	0.60	2.70	0.57	0.002	0.007
5	0.47	2.13	0.57	0.002	0.007
4	0.35	1.56	0.55	0.002	0.007
3	0.23	1.01	0.48	0.002	0.007
2	0.12	0.53	0.36	0.001	0.007
1	0.04	0.17	0.17	0.001	0.007

5.3.8 FUERZAS INTERNAS (Análisis Estático)

La tabla 5.3.8-a, muestra como ejemplo las fuerzas internas del Muro M6 (ubicado en el eje 3, entre el eje B y D, ver figura 5.3.8-a), para los casos de carga (sismo en la dirección longitudinal x y sismo en la dirección transversal y), del 1er. al 7mo piso.

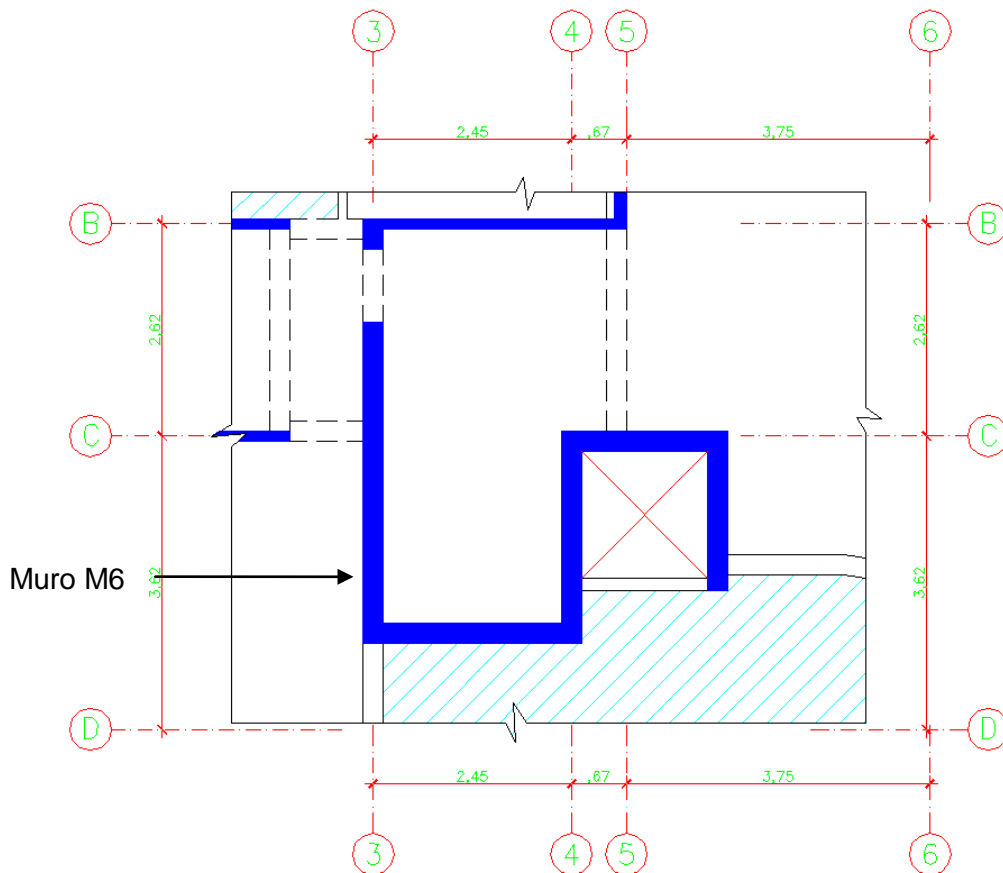


Figura 5.3.8-a: Muro M6

Piso	Muro	Fuerza	Axial (ton)	V _{yy} (ton)	V _{xx} (ton)	M _{yy} (tonxm)	M _{xx} (tonxm)
7	M6	Sismo X	10	-14	3	4	-13
7	M6	Sismo Y	1	3	1	0	-6
6	M6	Sismo X	23	-13	-2	-3	-19
6	M6	Sismo Y	1	16	2	2	15
5	M6	Sismo X	43	-15	-6	-9	-22
5	M6	Sismo Y	-2	26	2	7	60
4	M6	Sismo X	66	-16	-10	-16	-25
4	M6	Sismo Y	-6	35	3	14	125
3	M6	Sismo X	91	-16	-13	-21	-26
3	M6	Sismo Y	-13	41	3	24	204
2	M6	Sismo X	118	-14	-14	-24	-24
2	M6	Sismo Y	-19	48	4	36	303
1	M6	Sismo X	144	-6	-13	-24	-3
1	M6	Sismo Y	-24	44	2	46	399

Tabla 5.3.8-a: Fuerzas internas del Muro M6

5.4 ANÁLISIS DINAMICO

5.4.1 GENERALIDADES

La Norma establece al análisis dinámico, como un método aplicable a cualquier edificio. El análisis puede realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia. Se utilizará el procedimiento de combinación espectral, por tratarse de una edificación convencional.

Se ha considerado en este análisis tres grados de libertad por piso, por lo tanto para el análisis del edificio de siete pisos, se tendrán 21 modos de vibración.

5.4.2 PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS DINAMICO CON EL PROGRAMA ETABS 9

A continuación se detalla el procedimiento completo seguido con el programa Etabs 9:

1. Se define el material: Concreto
 - Peso: $2,400 \text{ kg/m}^3$
 - Modulo de Elasticidad $E_c = 2.2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
 - Modulo de Poisson: $\nu=0.15$
 - $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

2. Se definen todos los elementos estructurales.
 - **PLACAS**
Se definen las placas (Wall), según sus espesores.
 - **VIGAS CHATAS Y/O PERALTADAS**
Se definen las vigas, según las dimensiones de su sección.
 - **LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS FIRTH**
Se definen las losas aligeradas (slab), en este caso todas de $h=17 \text{ cm}$. y se les asigna el metrado de carga muerta y viva respectiva. Se debe tener cuidado en definir estas losas en su sentido correcto.
 - **LOSA MACIZA**
Se definen las losas macizas (slab), en este caso todas de $h=17 \text{ cm}$. y se les asigna el metrado de carga muerta y viva respectiva.

3. Se considera la estructura empotrada en la base. Ello por el tipo de cimentación (amarrada) y por tener un suelo duro con $\sigma_{adm} = 3 \text{ kg/cm}^2$, donde podemos suponer que el giro en la cimentación no es tan importante.

4. Se asignan las cargas distribuidas provenientes del peso propio de los tabiques, donde corresponda.

5. Se definen y asignan a cada una de las losas de piso un diafragma rígido, para asegurar que en cada piso todos los elementos estructurales de ese piso tengan el mismo desplazamiento lateral frente a sollicitaciones sísmicas.

6. Se definen los casos de carga estática, carga muerta CM y carga viva CV, considerando que solamente en el caso de carga muerta se considera el peso propio.

7. Se definen las masas de los entrepisos, y para el cálculo del peso, se considera lo especificado en la Norma en su artículo 16.3: “En edificaciones de categoría C, se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un 25% de la carga viva o sobrecarga.
8. Se define el espectro de aceleraciones (SP_x , SP_y), para lo cual primero se debe establecer cuál es la función que relaciona el periodo con la aceleración espectral y luego se define el criterio de combinación que será utilizado.
9. Finalmente se definen las siguientes combinaciones de carga.
 - $1.5 CM + 1.8 CV$
 - $1.25 (CM + CV) \pm f \cdot S$
 - $0.9 CM \pm f \cdot S$

Donde f , es un factor de escala, que se utiliza para escalar los resultados obtenidos del análisis, en caso que no se cumpla con lo señalado en la Norma E-0.30, artículo 18.2, inciso d), donde:

$$V \text{ dinámico} > 80\% V \text{ estático}$$

La figura 5.4.2-a y la figura 5.4.2-b, muestran una planta típica estructurada en el programa Etabs 9 y un gráfico en 3d de todo el edificio.

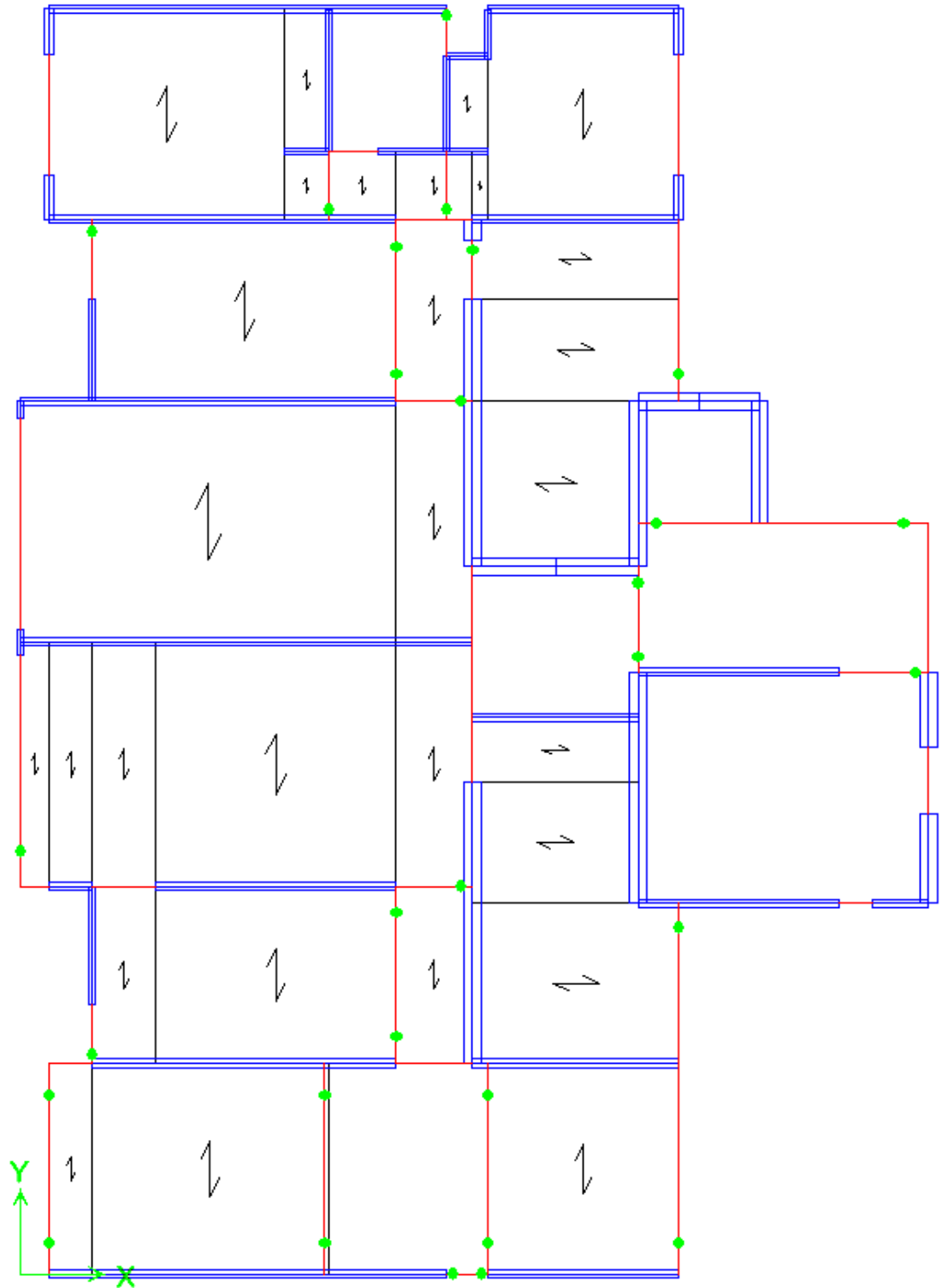


Gráfico 5.4.2-a: Planta típica estructurada en el programa Etabs 9

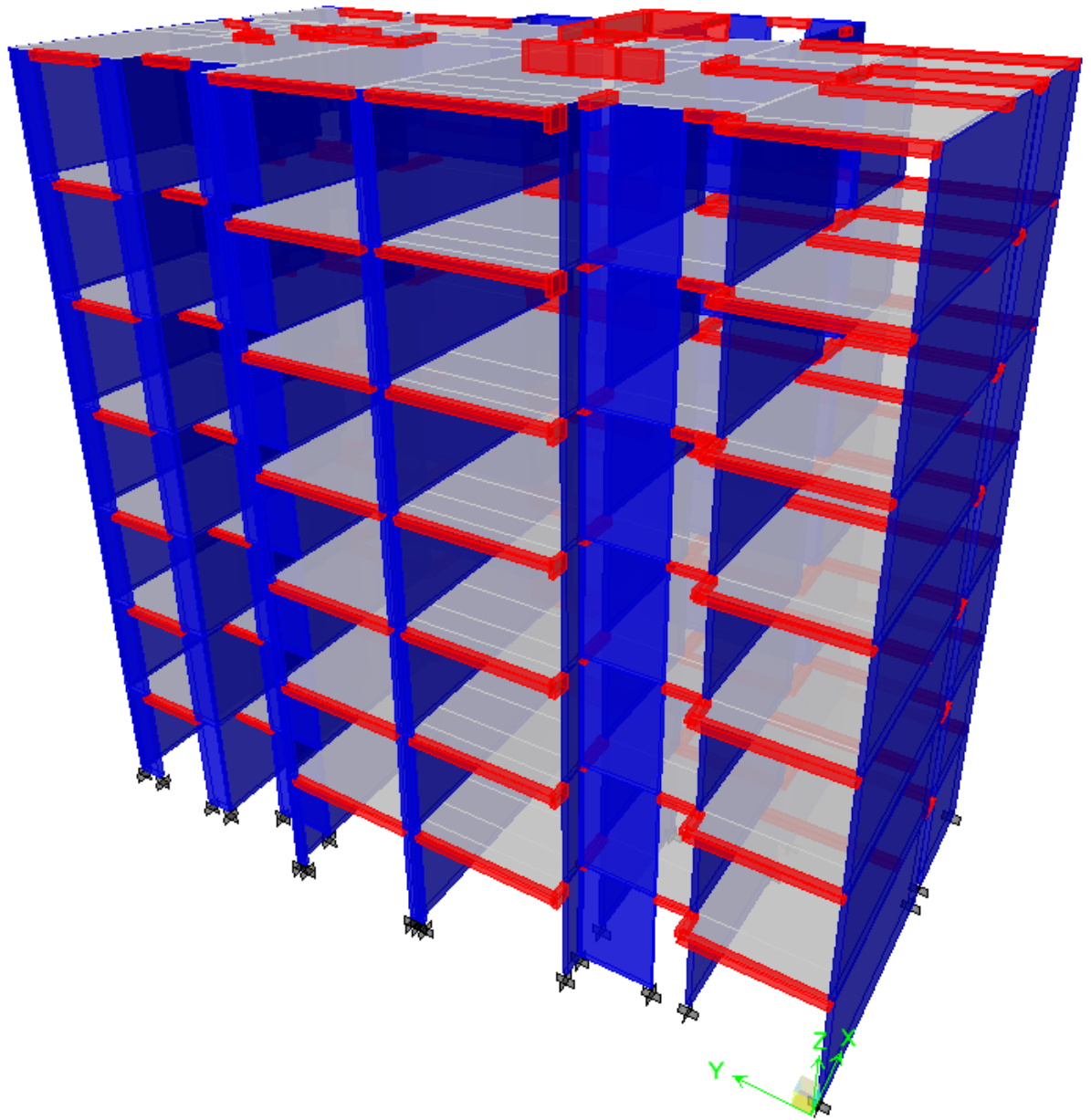


Gráfico 5.4.2-b: Vista en 3d, del edificio

5.4.3 FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE:

La Norma E-0.30, en el artículo 18.2, inciso d), señala que para el análisis de estructuras regulares, se deberá considerar que la fuerza cortante en la base del edificio, no deberá ser menor que el 80% del valor calculado según el Artículo 17 (17.3).

$$V \text{ dinámico} > 80\% V \text{ estático} = (ZUCS) \cdot P/R$$

5.4.4 PESO DE LA EDIFICACION: P

En el capítulo 5.3 (Análisis Estático), se calculó el peso total de la edificación, siendo el valor:

$$\text{Peso Total, } P = 1191 \text{ ton}$$

5.4.5 PERIODOS DE VIBRACION:

Según la Norma E-0.30, en el artículo 18.2, inciso a), para hallar los períodos de vibración, se identifican los modos fundamentales, según los porcentajes de masas efectivas de la estructura. De esta manera (ver tabla 5.4.5-a), tenemos que de los 21 modos de vibración:

En la dirección longitudinal XX: El modo fundamental es el Modo 3,

En la dirección transversal YY: El modo fundamental es el Modo 1

Modo	Período	% Masa efectiva	
		XX	YY
1	0.30	0%	63%
2	0.25	1%	6%
3	0.18	70%	0%
4	0.07	0%	19%
5	0.05	1%	1%
6	0.04	18%	0%
7	0.03	0%	6%
8	0.02	1%	0%
9	0.02	5%	0%
10	0.02	0%	3%
11	0.01	1%	0%
12	0.01	0%	1%
13	0.01	2%	0%
14	0.01	0%	1%
15	0.01	0%	0%
16	0.01	1%	0%
17	0.01	0%	0%
18	0.01	0%	0%
19	0.01	0%	0%
20	0.01	0%	0%
21	0.01	0%	0%

Tabla 5.4.5-a: Períodos de cada uno de los modos de vibración

Entonces los periodos son:

$$T_{xx} = 0.85 * 0.18 = 0.15 \text{ s.}$$

$$T_{yy} = 0.85 * 0.30 = 0.26 \text{ s.}$$

Tal como se calculó el factor de amplificación C, en el análisis estático, los valores de C, son:

En la dirección longitudinal xx: $C = 2.5 (0.4/0.15) = 6.7$, pero $C \leq 2.5$;

Entonces $C=2.5$

En la dirección transversal yy: $C = 2.5 (0.4/0.26) = 3.8$, pero $C \leq 2.5$;

Entonces $C=2.5$

Con todos los parámetros definidos, veamos si se cumple que:

$$V \text{ dinámico} > 80\% V \text{ estático}$$

PARAMETROS:

Z =	0.4
U =	1.0
C =	2.5
S =	1.0
P =	1191
R _{xx} =	4
R _{yy} =	6

	V estático	V dinámico	> 80% V estático	Cumple?
XX	298	223	238	NO
YY	199	139	159	NO

Al no cumplir con el mínimo, es necesario incrementar la cortante, escalando proporcionalmente todos los resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Los factores para escalar son:

	80% V estático / V dinámico	Factor de escala, f
XX	238/223	1.07
YY	159/139	1.14

5.4.6 EFECTOS DE TORSION

De acuerdo con lo descrito en la Norma E.030, en el artículo 18.2- inciso e), se ha considerado en el análisis dinámico una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo e igual a 0.05 veces la dimensión del edificio.

5.4.7 DESPLAZAMIENTOS LATERALES:

Según lo estipulado en la Norma E-0.30, en el artículo 16.4 se calcularon los desplazamientos y derivas máximos:

Desplazamientos y Derivas Máximos, en la dirección longitudinal x:

Piso	Desplazamiento Máximo (cm)	0.75*R*D (cm)	Desplazamiento Relativo (cm)	Deriva	Deriva Permitida
7	0.48	1.43	0.24	0.001	0.005
6	0.39	1.18	0.25	0.001	0.005
5	0.31	0.93	0.25	0.001	0.005
4	0.23	0.68	0.24	0.001	0.005
3	0.15	0.44	0.21	0.001	0.005
2	0.08	0.23	0.16	0.001	0.005
1	0.03	0.08	0.08	0.000	0.005

Desplazamientos y Derivas Máximos, en la dirección transversal y:

Piso	Desplazamientos Máximos (cm)	0.75*R*D (cm)	Desplazamiento Relativo (cm)	Deriva	Deriva Permitida
7	0.68	3.07	0.54	0.002	0.007
6	0.56	2.53	0.55	0.002	0.007
5	0.44	1.98	0.55	0.002	0.007
4	0.32	1.43	0.51	0.002	0.007
3	0.20	0.92	0.44	0.002	0.007
2	0.11	0.48	0.33	0.001	0.007
1	0.03	0.15	0.15	0.001	0.007

Con ello se ha cumplido con un parámetro establecido en la Norma E.030, que condicionaba en gran medida el proyecto.

5.4.8 FUERZAS INTERNAS (Análisis Dinámico)

La tabla 5.4.8-a, muestra como ejemplo las fuerzas internas del muro M6 (ubicado en el eje 3, entre el eje B y D, ver figura 5.4.8-a), para los casos de carga (Sismo X y Sismo en Y), del 1er. al 7mo piso.

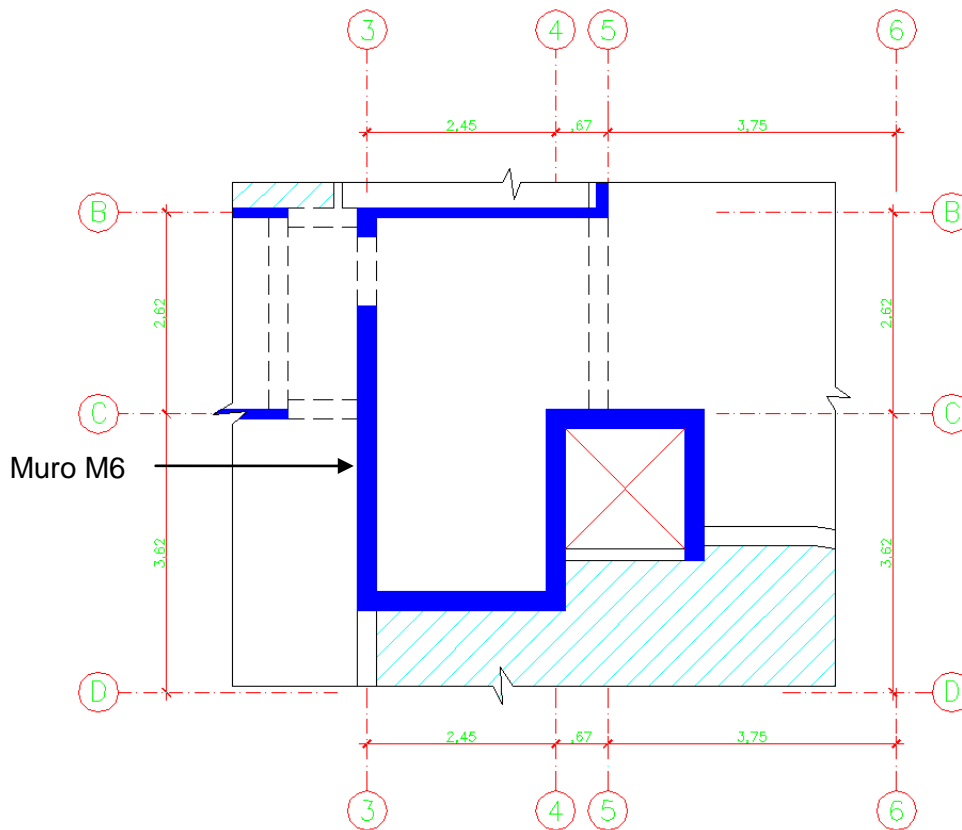


Figura 5.4.8-a: Muro M6

Piso	Muro	Fuerza	Axial (ton)	Vyy (ton)	Vxx (ton)	Myy (tonxm)	Mxx (tonxm)
7	M6	Sismo X	2	2	6	8	9
7	M6	Sismo Y	4	12	2	4	10
6	M6	Sismo X	5	4	8	12	14
6	M6	Sismo Y	9	20	1	2	34
5	M6	Sismo X	15	6	11	16	18
5	M6	Sismo Y	15	27	1	6	71
4	M6	Sismo X	28	7	13	19	23
4	M6	Sismo Y	23	33	1	12	121
3	M6	Sismo X	44	8	13	21	26
3	M6	Sismo Y	31	36	2	20	180
2	M6	Sismo X	61	8	13	22	29
2	M6	Sismo Y	39	40	3	30	255
1	M6	Sismo X	79	4	11	20	34
1	M6	Sismo Y	44	36	2	38	329

Tabla 5.4.8-a: Fuerzas internas del muro M6

5.5 RESULTADOS: ANALISIS ESTATICO VS. ANALISIS DINAMICO

- PERIODO DE VIBRACION**

	Periodo T (s)	
	Estático (Aproximado)	Dinámico
XX	0.30	0.15
YY	0.30	0.26

- DERIVAS MAXIMAS

	Deriva máxima	
	Estático	Dinámico
XX	0.00084	0.00097
YY	0.0022	0.0021

- FUERZAS INTERNAS

La tabla 5.5.3-a, muestra una comparación de las fuerzas cortantes y momentos flectores del muro M6 (ver figura 5.4.8-a), desde el primer al séptimo piso.

Piso	Muro	Fuerza	Estático		Dinámico	
			Vyy (ton)	Mxx (tonxm)	Vyy (ton)	Mxx (tonxm)
7	M6	Sismo X	-14	-13	2	9
7	M6	Sismo Y	3	-6	12	10
6	M6	Sismo X	-13	-19	4	14
6	M6	Sismo Y	16	15	20	34
5	M6	Sismo X	-15	-22	6	18
5	M6	Sismo Y	26	60	27	71
4	M6	Sismo X	-16	-25	7	23
4	M6	Sismo Y	35	125	33	121
3	M6	Sismo X	-16	-26	8	26
3	M6	Sismo Y	41	204	36	180
2	M6	Sismo X	-14	-24	8	29
2	M6	Sismo Y	48	303	40	255
1	M6	Sismo X	-6	-3	4	34
1	M6	Sismo Y	44	399	36	329

Tabla 5.5.3-a: Comparación de los resultados (fuerzas cortantes y momentos flectores) de los resultados del análisis estático con el análisis dinámico del Muro M6

Se puede notar que los valores de fuerza cortante y momento flector, provenientes del análisis estático son mayores que los del análisis dinámico. Sin embargo se optó por utilizar en el diseño, los resultados del análisis dinámico.

5.6 JUNTA DE SEPARACION SISMICA (s)

La norma E-0.30, en el artículo 15.2, señala que toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima “s”, para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

La junta de separación, para este proyecto se calculó según:

$s = 3 + 0.004(h - 500)$, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

De esta manera se tiene: $s = 3 + 0.004(1834 - 500) = 8.3$ cm. Se eligió dejar 5cm de separación desde el límite de propiedad hasta la estructura.

PARTE 2: DISEÑO

6. GENERALIDADES DEL DISEÑO

El Artículo 10 de la Norma E-0.60, señala que los elementos estructurales, deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones, **resistencias** por lo menos iguales a las **requeridas** calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta norma. La relación que debe cumplirse, es la siguiente:

$$\Phi R_n \geq R_u$$

6.1 RESISTENCIA REQUERIDA (U):

La resistencia requerida U, para cargas muertas (CM), vivas (CV) y cargas de sismo (CS), será como mínimo:

$$U = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

6.2 RESISTENCIA DE DISEÑO

La Norma señala que la Resistencia de Diseño deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el acero realmente colocado) multiplicada por un factor de reducción de resistencia. Este factor de reducción de resistencia se proporciona para tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en las resistencias del material, en la mano de obra y en las dimensiones.

El factor de reducción de resistencia Φ es:

1. Para flexión sin carga axial $\Phi=0.90$
2. Para cortante sin o con torsión $\Phi=0.85$

6.3 DISEÑO POR FLEXION

Se diseñaron por flexión:

- Vigas
- Losas
- Escaleras

El artículo 11 de la Norma E-0.60, señala que el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión:

$$M_u \leq 0.90 M_n$$

Donde:

M_u: Es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada

M_n: Es la resistencia nominal a la flexión de la sección

6.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Se diseñaron por flexocompresión:

- Muros.

Más adelante se detalla del diseño de los muros de este proyecto.

6.5 DISEÑO POR CORTANTE

Se diseñaron por cortante:

- Vigas
- Muros

La Norma E.060, señala que las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deben basarse según la expresión:

$$V_u \leq 0.85 V_n$$

Donde:

V_u: Es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

V_n: Es la resistencia nominal al corte de la sección.

Y donde la resistencia nominal V_n está conformada por:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c: Es la contribución del concreto. Para elementos sujetos únicamente a corte y flexión, $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$

V_s: Es la contribución del acero. Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento,

$$V_s = A_s \cdot f_y \cdot d / s,$$

A_s: Área de refuerzo por cortante dentro de una distancia **s** proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los elementos ubicados en el alma.

7. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS FIRTH

Para el diseño de las losas aligeradas con viguetas Firth, se utilizó la Tabla 1 de Momentos Admisibles del Manual Técnico de Losas Firth [10]. Los momentos admisibles se compararon con el momento último de la losa y con ello se determinó la serie de la vigueta. Para hallar la serie de vigueta, se siguieron los siguientes pasos:

1. Se seleccionó un eje a calcular.
2. Se determinó la carga última que actúa en el aligerado.
3. Se calcularon los momentos y cortantes últimos.

Ejemplo:

La figura 7-a, muestra el eje a calcular.

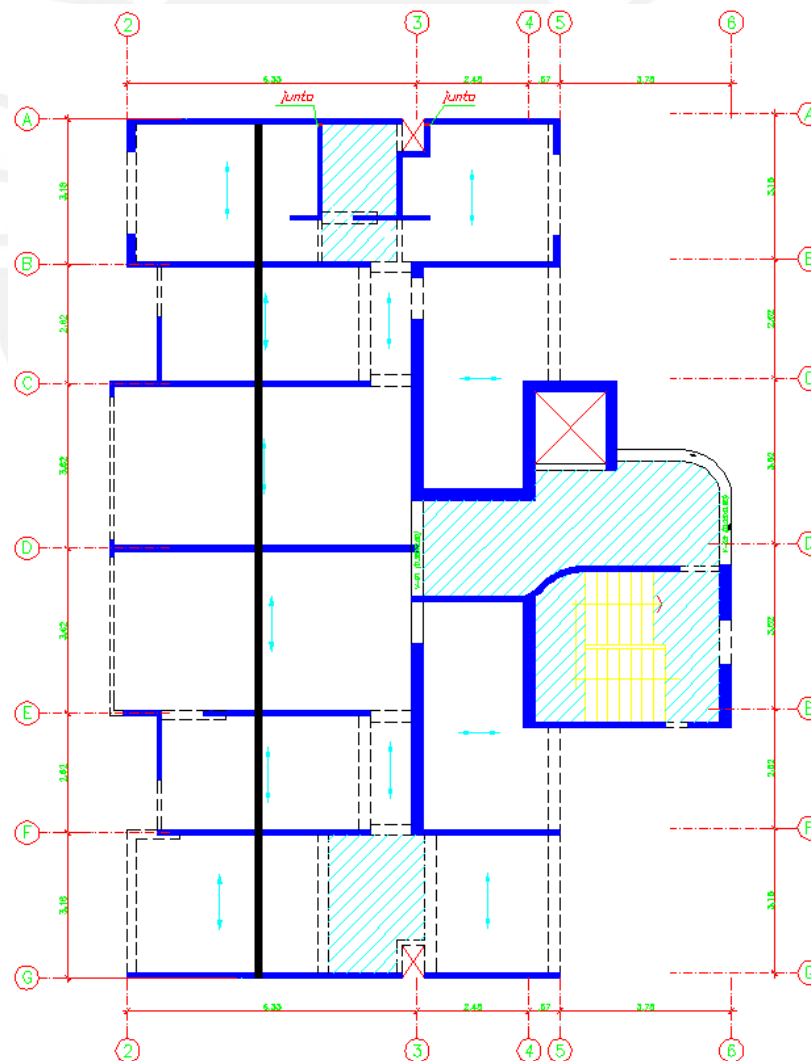
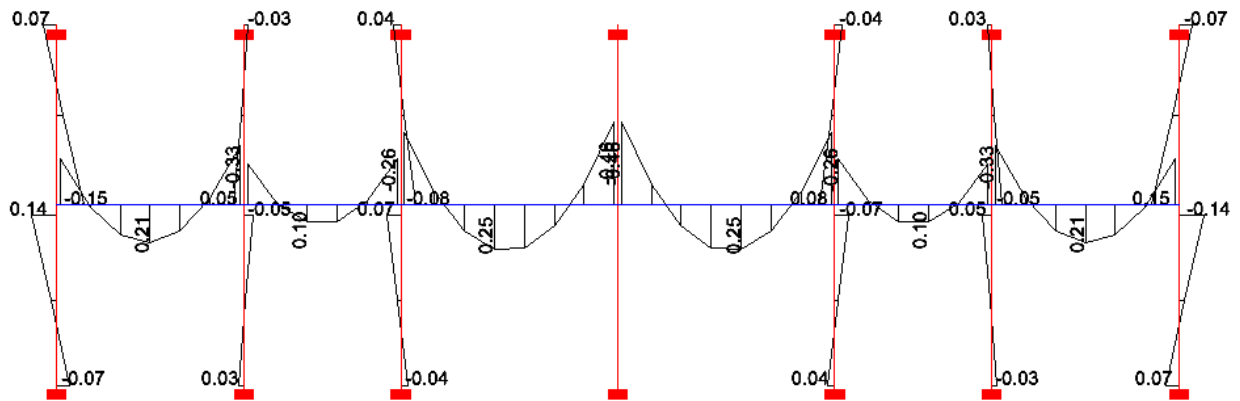


Figura 7-a: Eje a calcular

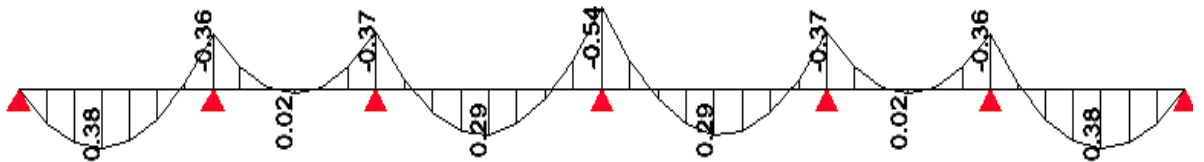
En el capítulo 4.1 (Metrado de cargas de losa con viguetas Firth), se halló la carga última $W_u = 0.45 \text{ ton/m}^2$.

A continuación se muestra el diagrama de momentos flectores de la vigueta, considerando dos modelos.

Modelo 1



Modelo 2

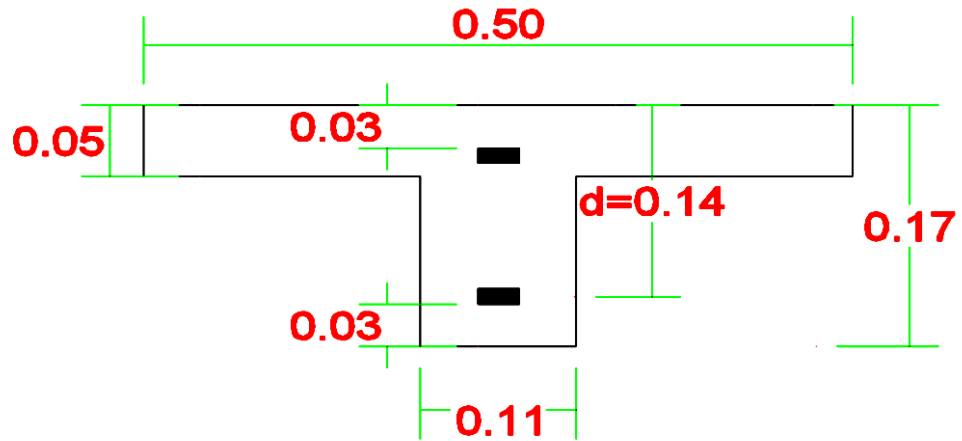


Se puede notar, que los momentos no varían mucho entre los dos modelos, mas se eligió considerar los resultados de la vigueta simplemente apoyada. Ingresando a la Tabla n°1 de Momentos Admisibles, con los momentos positivos mostrados, tenemos que a este eje en particular le corresponde la Vigueta de serie **V-101**.

DISEÑO DE ACERO NEGATIVO:

Del ejemplo anterior:

Usando el Programa **DIANSCA**: Diseño y Análisis de Secciones de Concreto Armado, se calculó el acero negativo que requiere esta sección, para ello se idealizó una sección con las siguientes características:



Con ello, se obtuvo:

As negativo mínimo	0.37 cm ²
As negativo máximo	2.45cm ²

Momento (Tonxm)	Acero (cm2)	Acero elegido
0.36	0.72	2Φ8mm
0.37	0.74	2Φ8mm
0.54	1.12	Φ8mm+Φ3/8"

8. DISEÑO DE LOSA MACIZA

8.1 DISEÑO POR FLEXION

Para el cálculo de los momentos flectores, para el diseño de las losas macizas, se utilizaron las tablas de Kalmanok.

Se calcularon los momentos flectores máximos, positivo y negativo, al centro de la franja corta central y en los extremos negativos de la franja central corta ocasionados por la carga última $W_u = 1.12 \text{ ton/m}^2$.

Ejemplo de Diseño:

La figura 8.1-a, muestra el paño de losa maciza a diseñar y cómo ésta se modeló.

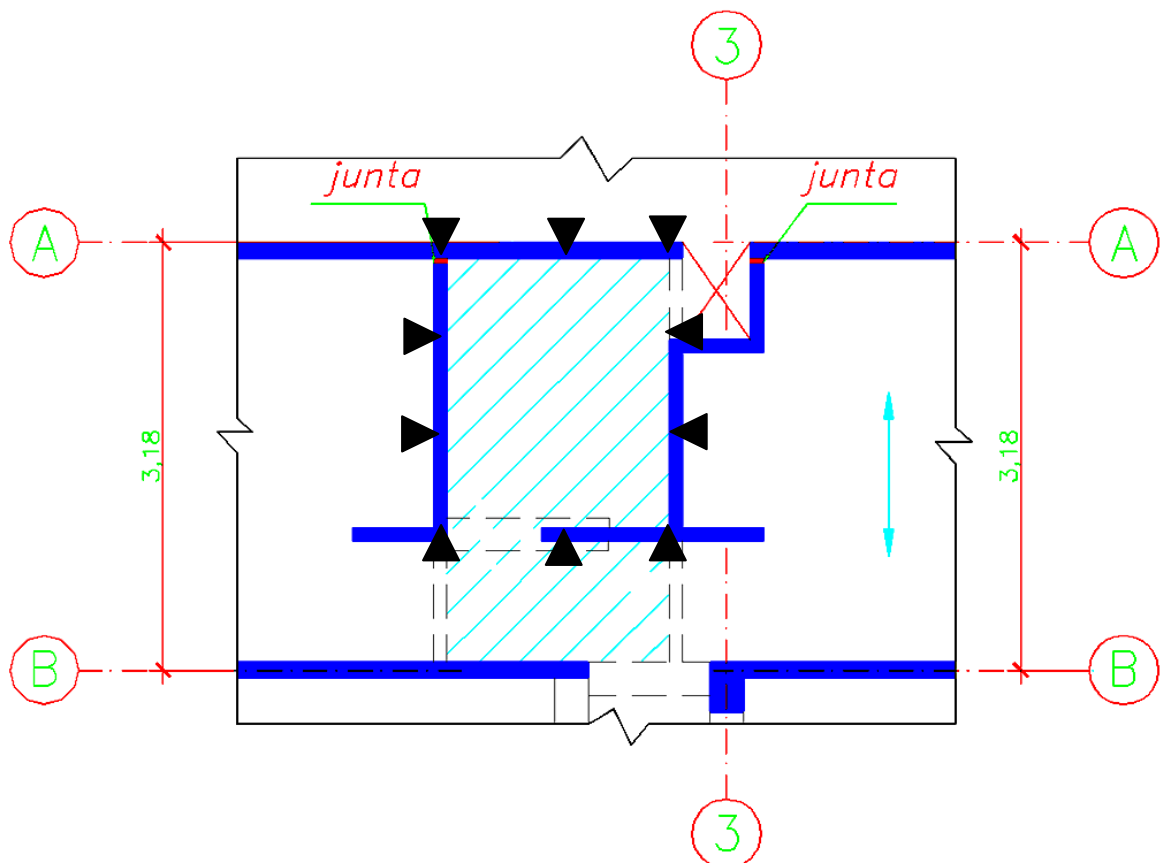


Figura 8.1-a: Ejemplo de paño de losa maciza a diseñar

Utilizando la tabla 12 de kalmanok, se calcularon los momentos, en el centro del paño:

$$M_a \text{ cp} = 0.0348 * 1.12 * 1.652 = 0.106 \text{ tonxm /ml de losa}$$

$$M_b \text{ cp} = 0.0506 * 1.12 * 1.652 = 0.154 \text{ tonxm /ml de losa}$$

Se calcula el acero de diseño, teniendo en cuenta:

- El espaciamiento máximo será 3 veces el espesor de la losa ó 45cm, según el artículo 7.6.5 de la Norma E.060
- Refuerzo por contracción y temperatura, $A_s \text{ mín} = 0.0018 * b * h$
- Refuerzo mínimo en la cara inferior, $A_s \text{ mín} = 0.0012 * b * h$

Se tiene que para los momentos actuantes en la losa, el acero de diseño, está por debajo del acero mínimo. Se diseñará con acero mínimo:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 17 \approx 3.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8" @ 23$$

Se elige usar doble malla,

- Malla inferior: $A_s \text{ mín (cara inferior)} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 100 * 17 = 2.04 \text{ cm}$, se elige $\Phi 3/8" @ 25$
- Malla superior: $s_{\text{máx}} = 45 \text{ cm} \rightarrow$ se elige $\Phi 3/8" @ 30$, para uniformizar el acero de la losa en planta.

8.2 DISEÑO POR CORTANTE

No es necesario diseñar todas las losas macizas de este proyecto por cortante, mas se comprobó que la resistencia nominal está conformada exclusivamente por el concreto, así tenemos que se cumple la siguiente igualdad:

$$\Phi V_c > V_u$$

- $\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (17-3) = 9.14 \text{ ton}$
- Con la tabla 12 de kalmanok, se halló el cortante último, $V_u = 0.364 * 1.12 * 1.65^2 = 1.10 \text{ ton}$

Se tiene que $\Phi V_c = 9.14 \text{ ton} > V_u = 1.10 \text{ ton}$. **OK**

9. DISEÑO DE VIGAS CHATAS

9.1 DISEÑO POR FLEXION

Para el diseño de las vigas chatas por flexión, se ha considerado las combinaciones de carga muerta, viva y sismo.

Se presentarán dos ejemplos de diseño.

- Diseño de Viga Chata: Gobernada por carga vertical.
- Diseño de Viga Chata: Gobernada por sismo.

9.1.1 EJEMPLOS DE DISEÑO POR FLEXION:

Ejemplo 1

1. La figura 9.1.1-a, muestra la viga chata VCH-04 (25X17) a diseñar, gobernada por carga vertical.

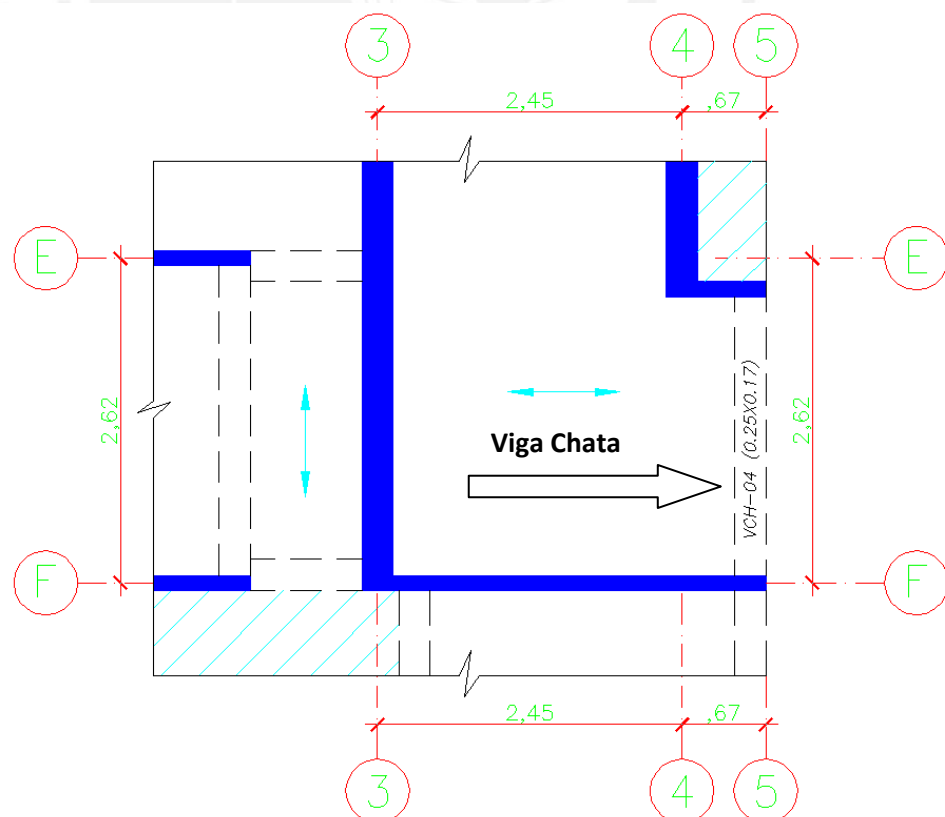


Figura 9.1.1-a, Viga Chata VCH-04 (25X17) a diseñar

2. La figura 9.1.1-b, muestra el diagrama de momentos flectores últimos.

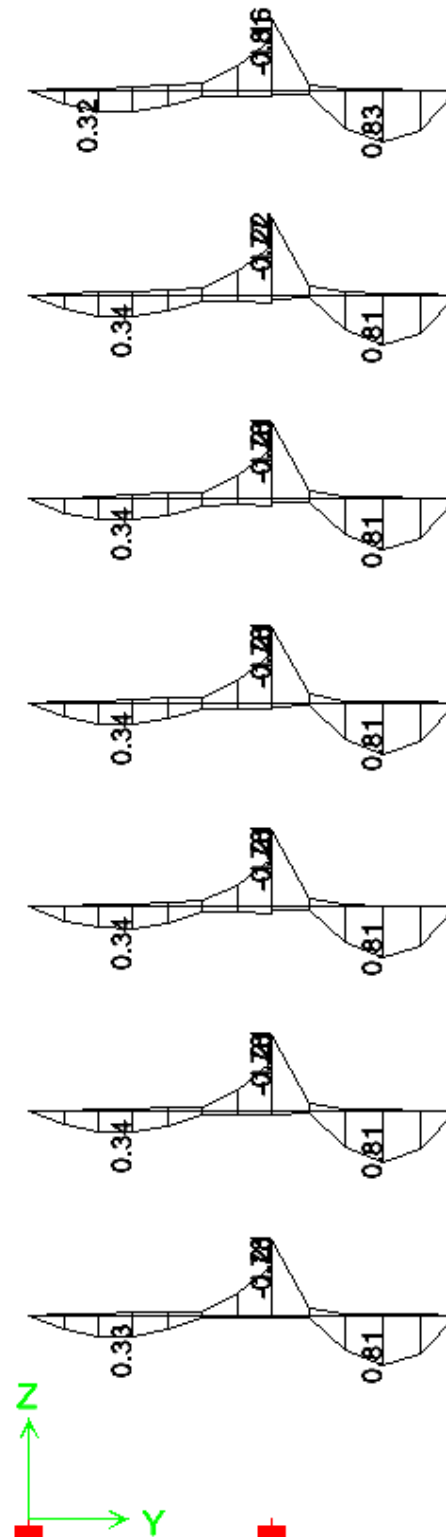


Figura 9.1.1-b, Momentos Flectores Últimos de VCH-04 (25X17)

Teniendo en cuenta el A_s mín y A_s máx, se tiene:

$$0.85 \text{ cm}^2 < A_s \text{ elegido} < 5.59 \text{ cm}^2$$

Momento (Tonxm)	Acero (cm ²)	Acero elegido
0.83	1.66	2Φ1/2"

Ejemplo 2

1. La figura 9.1.1-c, muestra la viga chata VCH-05 (30X17) a diseñar, gobernada por sismo.

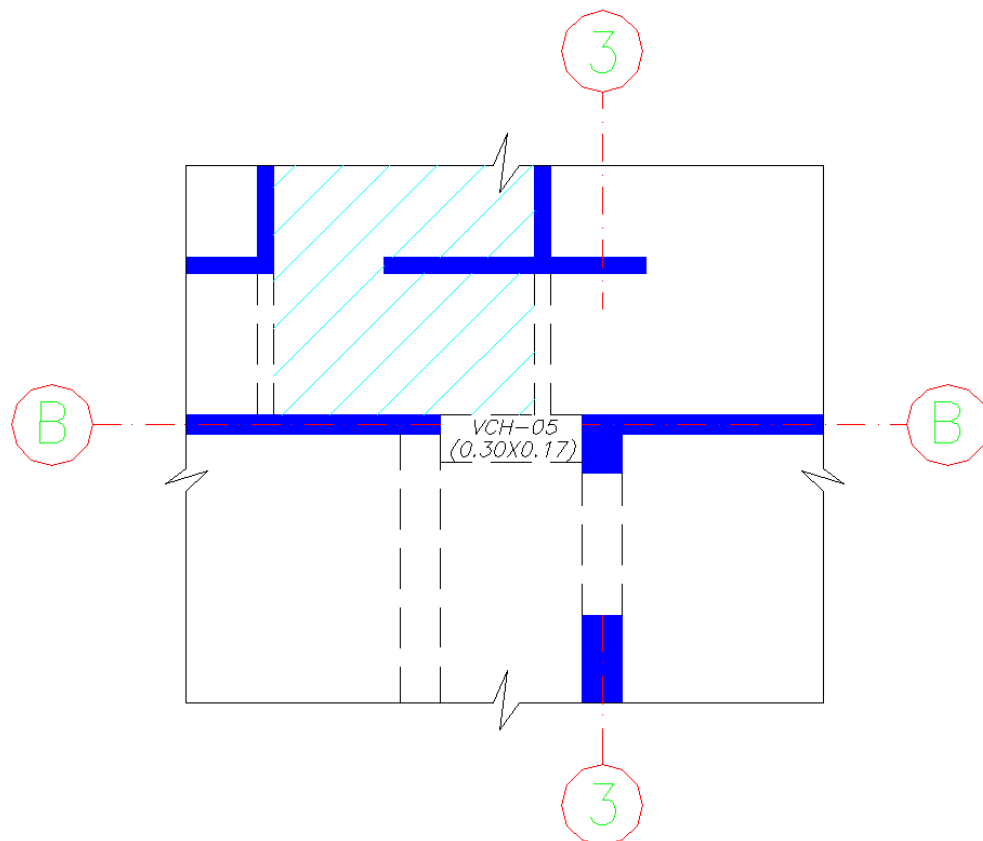


Figura 9.1.1-c, Viga Chata VCH-05 (30X17) a diseñar

2. La figura 9.1.1-d, muestra el diagrama de momentos flectores últimos.

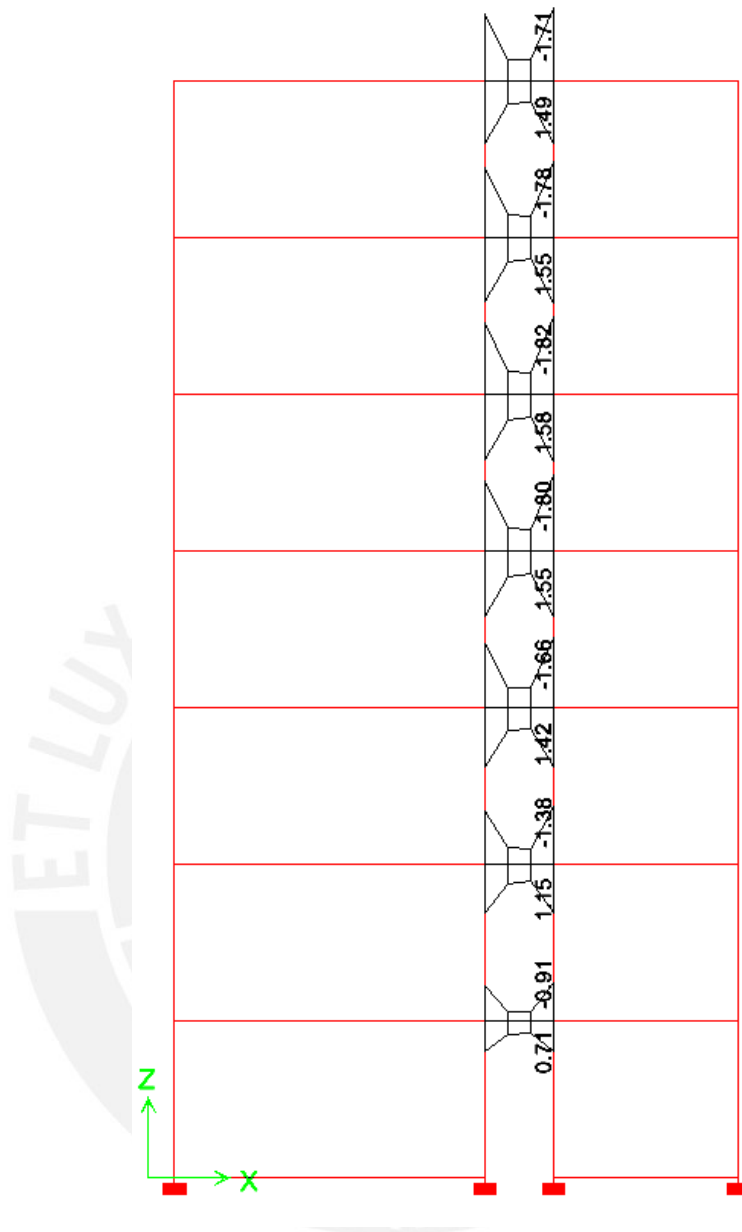


Figura 9.1.1-d, Momentos Flectores Últimos de VCH-05 (30X17)

Teniendo en cuenta el A_s mín y A_s máx, se tiene:

$$1.09 \text{ cm}^2 < A_s \text{ elegido} < 7.19 \text{ cm}^2$$

Momento (Tonxm)	Acero (cm2)	Acero elegido
1.37	2.59	2Φ1/2"

9.2 DISEÑO POR CORTANTE

En el diseño por corte se debe cumplir:

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \geq V_u$$

Es decir la resistencia nominal al corte debe ser mayor o igual a la resistencia requerida por corte.

9.2.1 EJEMPLO DE DISEÑO POR CORTANTE

Ejemplo 1

1. La figura 9.2.1-a, muestra las fuerzas cortantes últimas de diseño de la viga chata VCH-04 (25x17), gobernada por carga vertical.

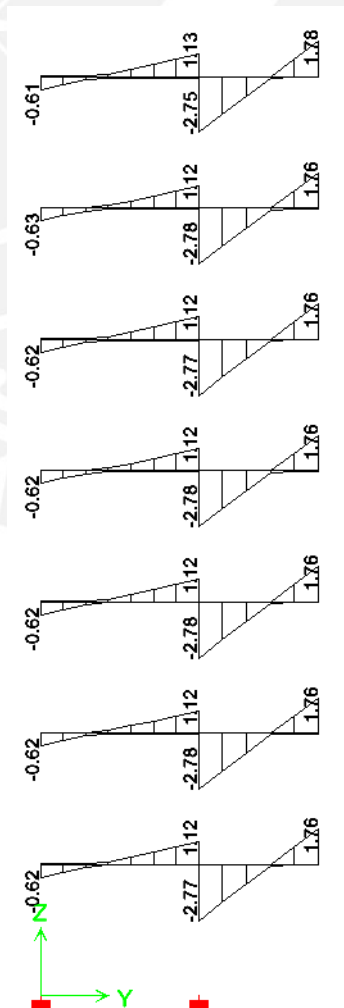


Figura 9.2.1-a, Diagrama de Fuerzas Cortantes Últimas

2. La resistencia del concreto ΦV_c es:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 0.25 \cdot 0.14 \cdot 10 \approx 2.30 \text{ ton}$$

Se tiene que: $\Phi V_c = 2.30 \text{ ton} \geq V_u = 2.51 \text{ ton}$ (a "d" de la cara).

No es necesario colocar estribos, sin embargo se colocará estribos por montaje y para mejorar la ductilidad del elemento.

3. La figura 9.2.1-b, muestra el diseño de la viga chata VCH-04 (25x17).

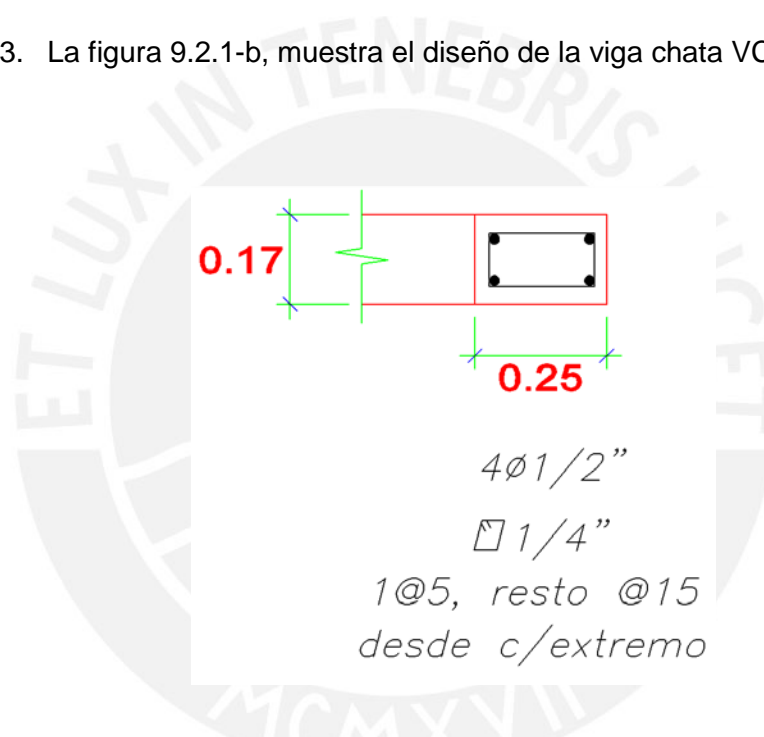


Figura 9.2.1-b, Diseño de Viga Chata VCH-04(25x17)

Ejemplo 2

4. La figura 9.2.1-c muestra las fuerzas cortantes últimas de diseño de la viga chata VCH-05 (30x17), gobernada por carga sismo

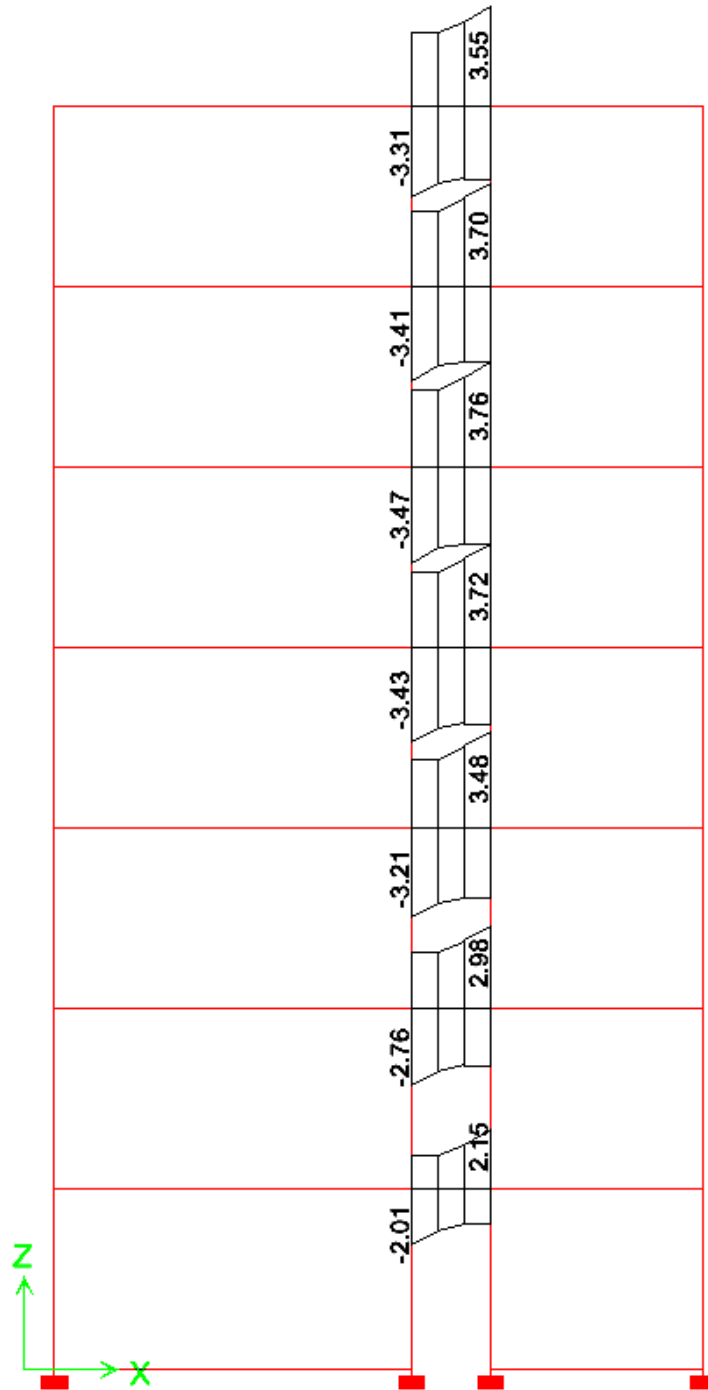


Figura 9.2.1-c, Diagrama de Fuerzas Cortantes Últimas

5. La resistencia del concreto ΦV_c es:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 0.30 \cdot 0.14 \cdot 10 \approx 2.75 \text{ ton}$$

Se tiene que: $\Phi V_c = 2.75 \text{ ton} < V_u = 3.60 \text{ ton}$ (a "d" de la cara).

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 3.60 / 0.85 - 2.75 \approx 1.50 \text{ ton}$$

$$\text{Entonces, } s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 2 \times 0.32 \times 4.2 \times 0.14 \times 100 / 1.5 \approx 25 \text{ cm}$$

Teniendo en cuenta el $S_{\text{máx}} = d/2$, se dispone: estribos $\Phi 1/4"$: 1 @.05, resto @10

6. La figura 9.2.1-d, muestra el diseño de la viga chata.

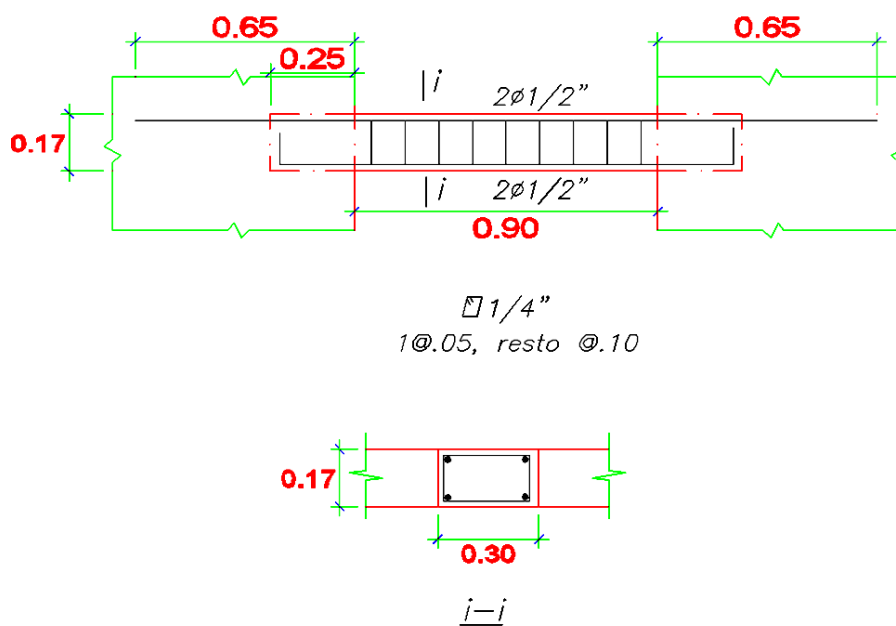


Figura 9.2.1-d, Diseño de Viga Chata VCH-05

10. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

10.1 DISEÑO POR FLEXION

Para el diseño de las vigas peraltadas por flexión, se ha considerado las combinaciones de carga muerta, viva y sismo.

10.1.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA PERALTADA:

1. La figura 10.1.1-a, muestra la viga peraltada V-01 (25x60) a diseñar.

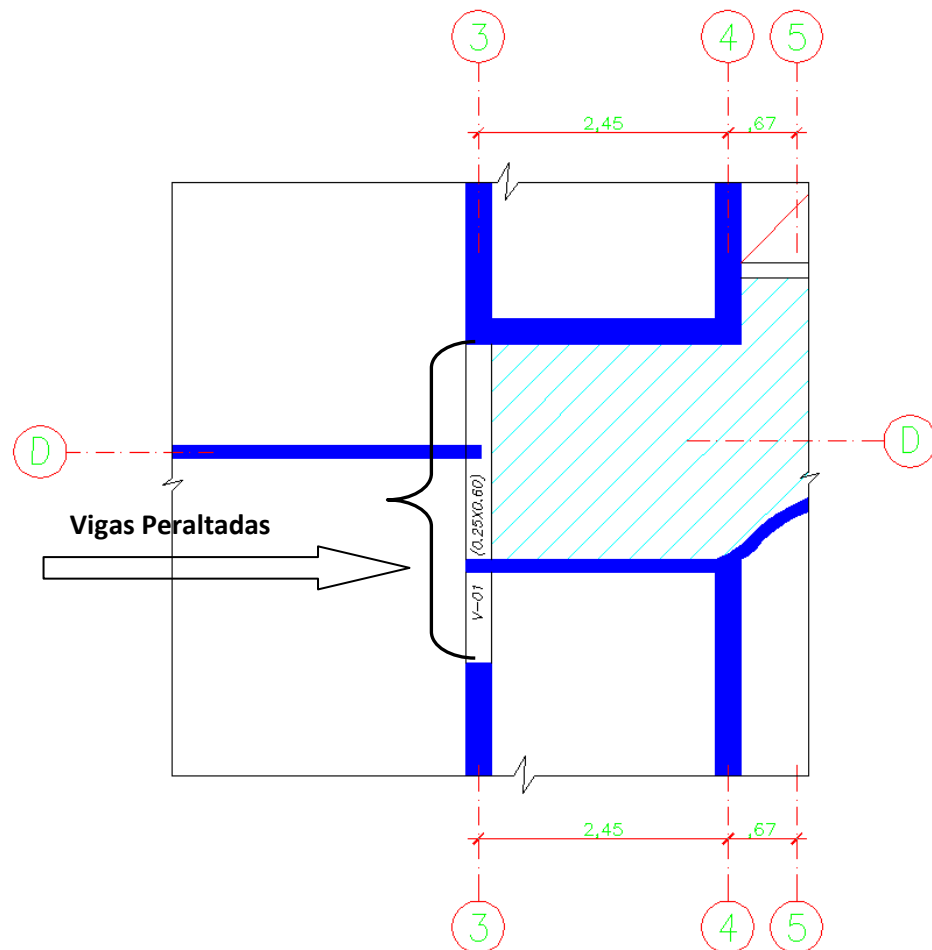


Figura 10.1.1-a: Viga Peraltada V-01 (25x60) a diseñar

2. La figura 10.1.1-b, muestra el diagrama de momentos flectores (envolvente), de la viga peraltada V-01 (25x60).

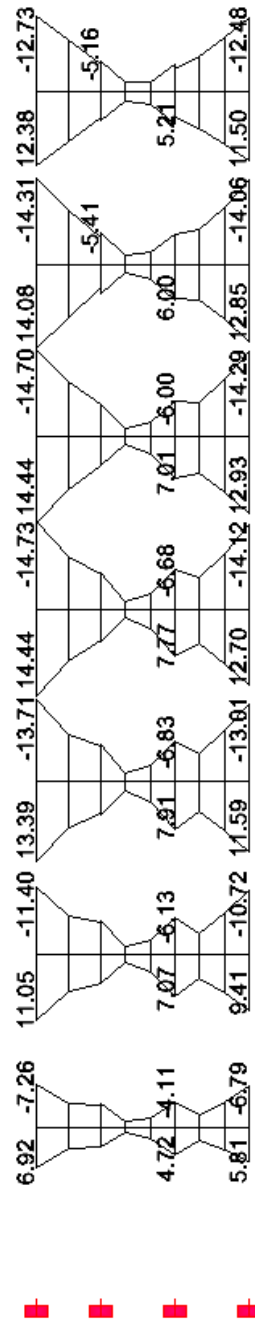


Figura 10.1.1-b: Diagrama de Momentos Flectores Últimos de la V-01 (25x60)

Teniendo en cuenta el A_s mín y A_s máx:

$$3.26 \text{ cm}^2 < A_s \text{ elegido} < 21.57 \text{ cm}^2$$

Momento (Tonxm)	Acero (cm2)	Acero elegido
14.73	7.74	3Φ3/4"

10.2 DISEÑO POR CORTANTE

En el diseño por corte se debe cumplir que:

$$\Phi V_n \geq V_u$$

Es decir la resistencia nominal al corte debe ser mayor o igual a la resistencia requerida por corte.

10.2.1 EJEMPLO DE DISEÑO POR CORTE

1. La figura 10.2.1-a, muestra las fuerzas cortantes últimas de diseño de la viga peraltada V-01 (25x60).

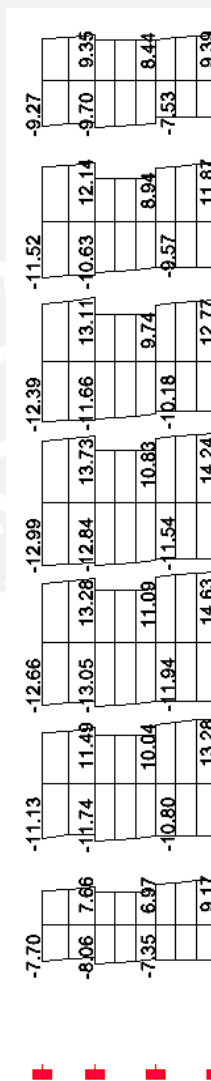


Figura 10.2.1-a: Diagrama de Fuerzas Cortantes Últimas

7. Se calcula el refuerzo transversal:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 0.25 \cdot 0.54 \cdot 10 \approx 8.80 \text{ ton.}$$

$$V_u = 14 \text{ ton (a "d" de la cara).}$$

$$V_s = V_u / \Phi - V_c = 14 / 0.85 - 10.35 = 6.1 \text{ ton}$$

El espaciamiento "s", considerando acero $\Phi 3/8$:

$$s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 2 \cdot 0.71 \cdot 4.2 \cdot 0.54 \cdot 100 / 6.1 \approx 50 \text{ cm}$$

10.3 DISEÑO POR CAPACIDAD

Se trata de determinar, cuál es la fuerza cortante para la que hay que diseñar la viga, con el fin de que ésta sea mayor que la resistencia real máxima a flexión. De esta forma se intenta evitar la falla frágil e inducir primero la falla por flexión que es dúctil.

Ejemplo:

Se calculará un nuevo V_{u_d} , con los momentos nominales de la viga peraltada V-01 (tramo 1, figura 10.3-a), ya diseñada por flexión, de la siguiente manera:

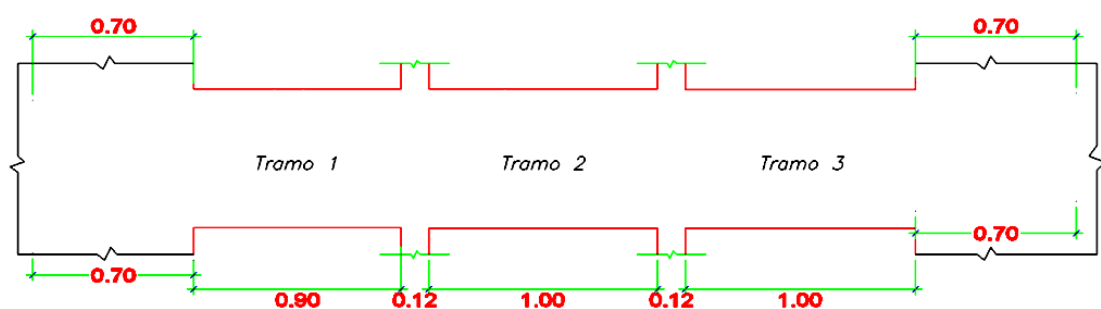


Figura 10.3-a: Viga Peraltada V-01 (25x60)

$$V_{u_d} = (M_{n1} + M_{n2}) / l = (18 + 18) / 0.9 = 40 \text{ ton.}$$

Como V_{u_d} es mayor que V_n ($V_{u_d} = 40 \text{ ton} > V_n = 14 \text{ ton}$), se deberá cambiar el diseño y luego verificar las condiciones de confinamiento que exige la norma para las zonas extremas.

El espaciamiento de los estribos se cambia de la siguiente manera:

Para la viga peraltada V-01 (tramo 1), se dispone: estribos $\Phi 3/8$ " : 1@5, resto @10, desde cada extremo. Con ello, la resistencia nominal al corte de la viga es:

$$V_n = 8.80 + 32.2 = 41 \text{ ton} > V_{u,d}, \text{ OK.}$$

10.4 DISEÑO POR CONFINAMIENTO DE LAS VIGAS PERALTADAS

Se verifica que en los extremos de la viga peraltada V-01, se disponga con la distribución de estribos mostrada en la figura 10.4-a.

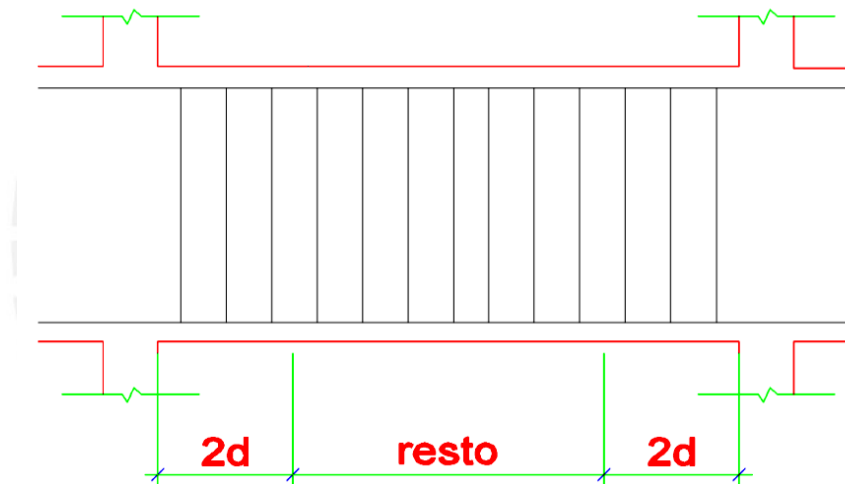


Figura 10.4-a: Distribución de estribos por confinamiento

Donde:

En una longitud de: "2d": $s < d/4$

En el resto de la longitud: "resto": $s < d/2$

Tenemos un espaciamiento de $s = 10 \text{ cm} < d/4$ y $d/2$.

El diseño de la viga peraltada V-01, se muestra en la figura 10.4-b.

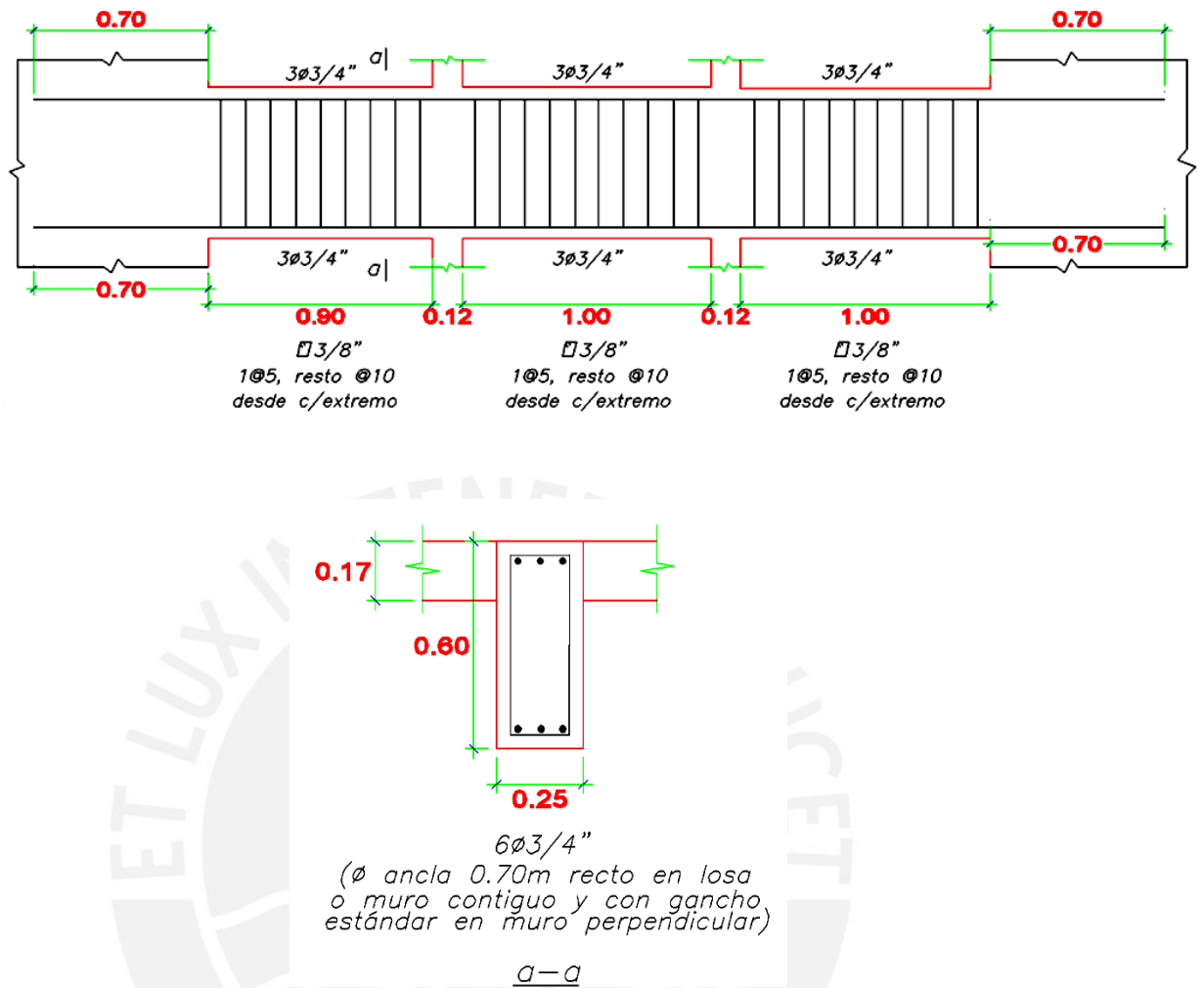


Figura 10.4-b: Diseño de la Viga Peraltada V-01 (25x60)

11. DISEÑO DE MUROS

11.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Para el diseño de los muros, se han tenido en cuenta las “Especificaciones normativas para el diseño en concreto armado en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada”, de la Norma E-0.60, la cual nos indica cumplir con lo siguiente:

11.1.1 MATERIALES

1. La resistencia a la compresión del concreto en los edificios con muros de ductilidad limitada, debe ser como mínimo $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$. Se ha usado para todos los muros una resistencia a la compresión de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.
2. El acero de las barras de refuerzo en los muros, deberá ser dúctil, de grado 60. Se está diseñando los muros con acero $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$, especificándose en los planos que deben usarse varillas de acero de Grado 60.

11.1.2 DISEÑO

1. Se deberá verificar en el 1/3 inferior del edificio, que la resistencia nominal a flexo compresión del muro, se por lo menos igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento de su sección.
2. Para no usar cabezas confinadas, debe verificarse que la profundidad del eje neutro “c” cumpla con la siguiente relación.

$$c < \frac{lm}{600 \times \frac{\Delta m}{hm}}$$

Donde:

Im: longitud del muro en el plano horizontal.

hm: altura total del muro

Δm : desplazamiento del nivel más alto del muro que corresponde a la altura hm. Este desplazamiento debe calcularse según el artículo 16.4 de la norma

NTE. 030 lo cual indica que debe multiplicarse los desplazamientos elásticos por 0.75R.

Por tanto, debe comprobarse la validez de la desigualdad respecto a la posición del eje neutro. En el caso en que no se cumpla la relación establecida debe confinarse los extremos del muro evaluado, con lo cual el espesor del muro se incrementa a 15cm. y los estribos de confinamiento tienen un diámetro mínimo de 8mm. y un espaciamiento máximo de 12 veces el diámetro de la barra vertical, pero no mayor a 0.20m.

Cuando no sea necesario confinar los extremos de los muros se tiene en cuenta que el refuerzo debe espaciarse de manera tal que su cuantía esté por debajo de 1% del área en que se distribuye.

3. La cuantía mínima de refuerzo tanto vertical como horizontal de los muros, deberá cumplir con las siguientes limitaciones, mostradas en la tabla 11.1.2-a:

	ρ Horizontal	ρ Vertical
$V_u > \Phi V_c/2$	0.0025	0.0025
$V_u < \Phi V_c/2$	0.0020	0.0015
$h_m/l_m \leq 2$	$\rho_h < \rho_v$	

Tabla 11.1.2-a: Acero mínimo vertical y horizontal en Muros

4. La fuerza cortante última del diseño V_u , debe ser mayor o igual que el cortante último proveniente del análisis V_{ua} amplificado por el cociente entre el momento nominal asociados al acero colocado M_n y el momento proveniente del análisis M_{ua} , es decir:

$$V_u \geq V_{ua} (M_n/M_{ua})$$

Para el cálculo de M_n , se debe considerar como esfuerzo de fluencia efectivo $1.25f_y$.

5. La resistencia al corte de los muros, se podrá determinar con la expresión:

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s = \Phi(A_c \alpha \sqrt{f'_c}) + \Phi(A_c \rho_h f_y)$$

11.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

El objetivo en el diseño por flexo compresión consiste en proporcionar a la sección de una placa, un refuerzo tal, que éste pueda resistir las fuerzas actuantes últimas. Ello se plasmará a través de los Diagramas de Interacción.

El refuerzo vertical debe ser distribuido a lo largo del muro, debiéndose concentrar mayor esfuerzo en los extremos.

Debe tenerse en cuenta que cuando la sección no es simétrica respecto a un eje perpendicular a la dirección en la que se está haciendo el análisis, deberá hacerse dos diagramas de interacción, uno en cada sentido del momento.

A continuación se detalla un ejemplo de Diseño por Flexo compresión del muro M2 (figura 11.2-a).

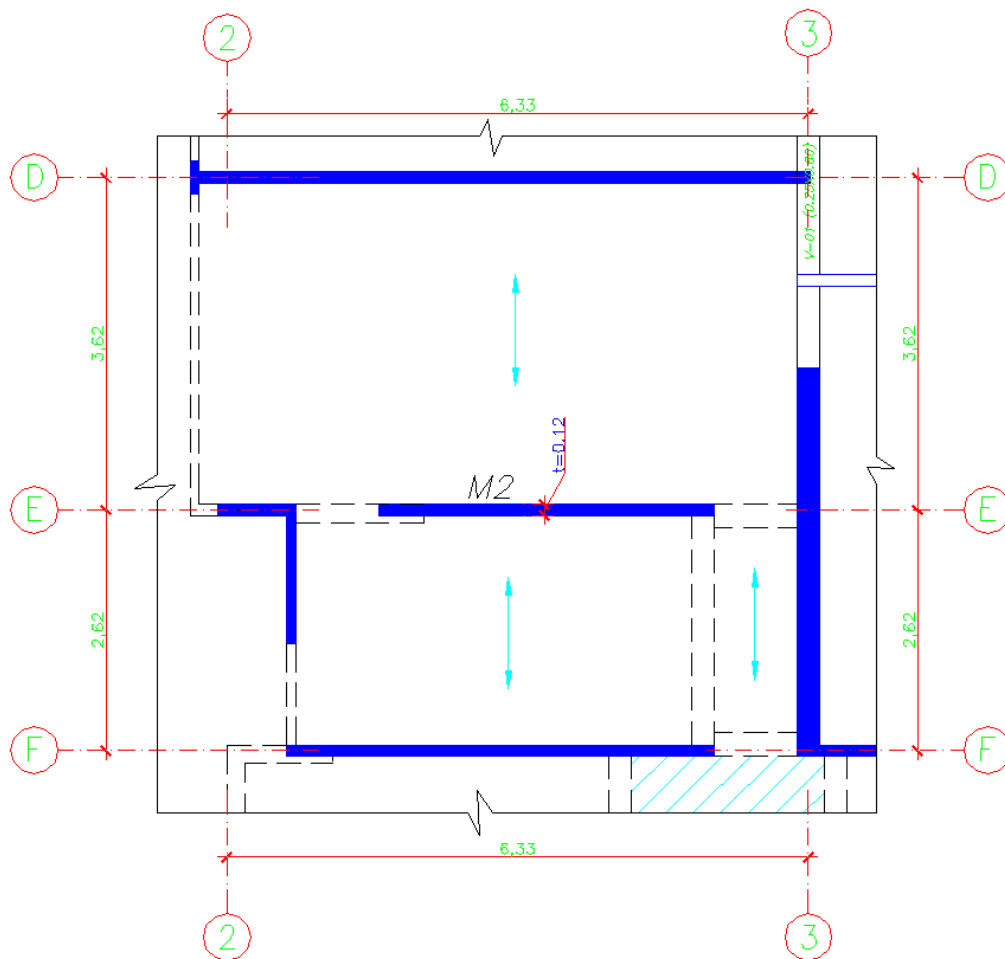


Figura 11.2-a: Muro M2 a diseñar

Se siguieron los siguientes pasos:

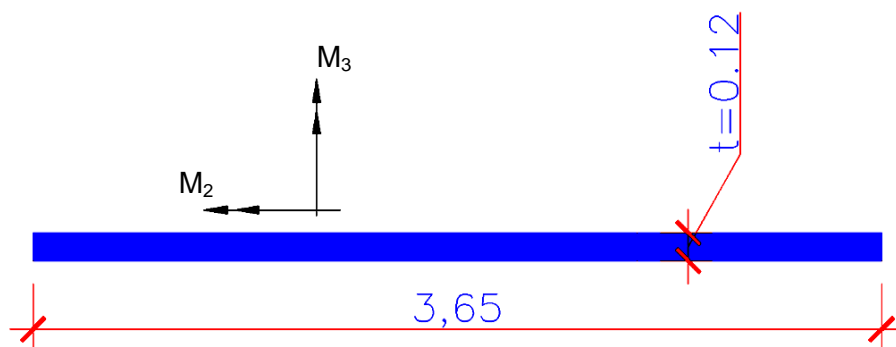
1. Se hallaron las cargas P_u y M_u actuantes en el muro M2. Se hace mención que en las combinaciones de carga, se ha tenido en cuenta el factor de escala "f", hallado en el capítulo 5.4. De esta manera tenemos las siguientes cargas actuantes, en el muro M2:

Piso	Muro	Carga	P (ton)	M_2 (tonxm)	M_3 (tonxm)
1	M2	Viva	-11	0	-1
1	M2	Muerta	-46	0	1
1	M2	Sismo x	4	0	57
1	M2	Sismo y	3	0	23

Cargas últimas actuantes: P_u y M_u

Combinaciones	P_u (ton)	M_{2u} (tonxm)	M_{3u} (tonxm)
1.5CM+1.8CV	-89	0	0
1.25 (CM+CV)+Sx	-76	0	57
1.25 (CM+CV)+Sy	-74	0	23
0.9CM + Sx	-46	0	58
0.9CM + Sy	-44	0	24

2. Se proporciona a la sección del muro M2, el acero preliminar mínimo (según la tabla 11.1.2-a)



Para ello se calcularon los valores de ΦV_c y V_u :

$$\Phi V_c = \Phi (A_c \alpha \sqrt{f'_c})$$

Donde:

A_c = área de corte en la dirección analizada

α = factor que depende del cociente entre la altura total del muro h_m (del suelo al nivel más alto) y la longitud del muro en la planta l_m .

Si $(h_m/l_m) \leq 1.5$

$\alpha = 0.8$

Si $(h_m/l_m) = (18.34/3.65) \geq 2.5$

$\alpha = 0.53$

Si $1.5 < (h_m/l_m) < 2.5$ α , se obtiene interpolando entre 0.8 y 0.53

Con ello tenemos que:

$$\Phi V_c = \Phi (A_c \alpha \sqrt{f'_c}) = 0.85 (0.12 \times 3.65) \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \approx 28.6 \text{ ton.}$$

Ahora, se calcula el V_u , tenemos:

Piso	Muro	Carga	V_2
1	M2	Viva	0
1	M2	Muerta	0
1	M2	Sismo x	10
1	M2	Sismo y	3

Combinaciones	V_{2u}
1.25 (CM+CV) \pm Sx	10
0.9CM \pm Sx	10

Entonces:

Para los valores: $\Phi V_c/2 = 14 \text{ ton}$ y $V_{2u} = 10 \text{ ton}$, la cuantía de acero es la siguiente:

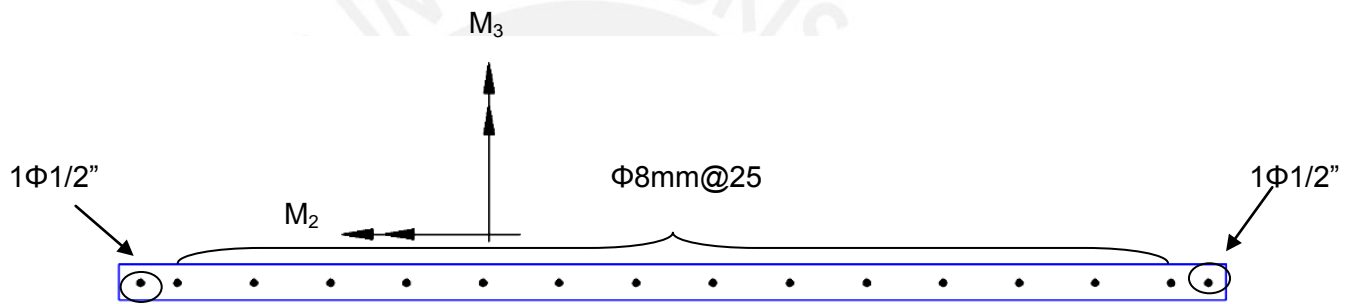
	ρ Horizontal	ρ Vertical
$V_u < \Phi V_c/2$	0.0020	0.0015

$$\rho_v = 0.0015 \cdot 100 \cdot 12 = 1.8 \text{ cm}^2,$$

$$\rho_h = 0.0020 \cdot 100 \cdot 12 = 2.4 \text{ cm}^2,$$

Acero preliminar colocado: Malla simple $\Phi 8\text{mm}@25 \text{ cm.}$ (vertical)
Malla simple $\Phi 8\text{mm}@20 \text{ cm.}$ (horizontal)

3. La siguiente figura, muestra el acero preliminar distribuido a lo largo del muro M2, habiendo colocado acero adicional en los extremos.



4. Luego se dibujó el diagrama de interacción del muro M2 (gráfico 11.2-a), para así comprobar si el acero elegido es suficiente para resistir las fuerzas actuantes últimas.

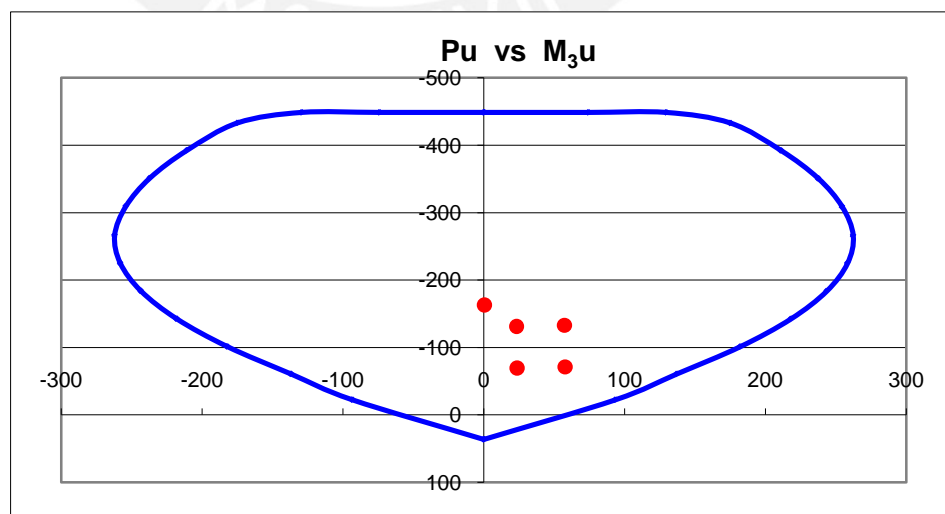


Gráfico 11.2-a: Diagrama de Interacción del Muro M2

5. Se verificó que:

$$M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

Del gráfico 11.2-a, tenemos que para los valores más desfavorables de P_u y M_u , $M_n = 150 \text{ tonxm}$

El M_{cr} (sismo, en la dirección longitudinal), se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_{cr} = \frac{I_g}{Y_t} \left(2\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{A_g} \right)$$

Donde:

$$P_u = 46 \text{ ton}$$

$$I_g = 0.12 \times 3.65^3 / 12 = 0.49 \text{ m}^4$$

$$Y_t = 1.83 \text{ m}$$

$$A_g = 0.44 \text{ m}^2$$

Entonces,

$$M_{cr} = \frac{0.49}{1.83} \left(2\sqrt{210} * 10 + \frac{46}{0.44} \right) = 106 \text{ tonxm}$$

Con ello se verifica que la desigualdad se cumple:

$$M_n = 150 \text{ tonxm} \geq 1.2 M_{cr} = 127 \text{ tonxm}$$

6. Será necesario confinar los extremos, si se cumple con la siguiente desigualdad:

$$c \geq l_m / (600 \times \Delta_m / h_m)$$

$$l_m = 3.65 \text{ m.}$$

$$\Delta_m = 0.014 \text{ m.}$$

$$h_m = 18.34 \text{ m.}$$

Con ello, para que sea necesario confinar los extremos, el eje neutro debería ser mayor o igual que $2.2 l_m$. Se puede concluir que al tener cargas pequeñas, ello no ocurrirá.

$$c = 0.64 \text{ m} < 2.2 l_m = 8 \text{ m. No es necesario confinar extremos.}$$

11.3 DISEÑO POR CAPACIDAD

En el diseño por fuerza cortante, debe calcularse la cortante última de diseño, la cual depende de la fuerza cortante obtenida del análisis y del factor proveniente del cociente entre el momento nominal y el momento del análisis.

Es decir, la obtención de la fuerza cortante última queda establecida por la siguiente relación:

$$V_u = V_{ua} \times \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Tenemos:

$M_n \approx 164 \text{ tonxm}$ (Para el cálculo de M_n , se ha considerado como esfuerzo de fluencia efectivo $1.25f_y$, y para un valor de $P_u = -46 \text{ ton}$)

$M_{ua} = 58 \text{ tonxm}$

$V_{ua} = 10 \text{ tonxm}$

Luego,

$$V_u = V_{ua} \times \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 10 \times \left(\frac{164}{58} \right) \approx 28 \text{ tonxm}$$

Se debe verificar que $V_u \leq \Phi V_n \text{ máx.}$ En donde $V_n < 2.7\sqrt{f_c} \cdot A_c = 171 \text{ ton}$

$$V_u = 28 \text{ ton} \leq \Phi V_n = 146 \text{ ton}$$

Cuando un muro este sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los efectos de compresión sean pequeños ($N_u/A_g < 0.1f_c$), deberá considerarse $V_c = 0$.

$$N_u = 89 < 0.1 \cdot f_c \cdot A_g = 92, V_c = 0$$

Entonces:

$$V_s = 28/0.85 = 33.2 \text{ ton.} \rightarrow \rho_h = 33.2/(4.2 \cdot 365 \cdot 12) = 0.0018$$

Se usará acero mínimo $\rho_h = 0.0020 \cdot 100 \cdot 12 = 2.4 \text{ cm}^2$.

Acero elegido: Malla simple $\Phi 8\text{mm}@25 \text{ cm.}$ (vertical)
 Malla simple $\Phi 8\text{mm}@20 \text{ cm.}$ (horizontal)

11.4 DISEÑO POR CORTE FRICCIÓN

De acuerdo al acápite 2.11 de la Norma, el refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte fricción (ΦV_n) en la base de todos los muros.

La resistencia a corte fricción, se calcula con la siguiente fórmula:

$$\Phi V_n = \Phi \cdot \mu (N_u + A_v \cdot f_y)$$

Donde:

N_u : Fuerza Normal última, $N_u = 0.9 N_m$

N_m : Carga muerta = 46 ton.

$\mu = 0.6$ y $\Phi = 0.85$

$$\Phi V_n = \Phi \cdot \mu (N_u + A_v \cdot f_y) = 0.85 \cdot 0.6 (0.9 \cdot 46 + 9.6 \cdot 4.2) \approx 42 \text{ ton} > V_u = 23 \text{ ton. OK}$$

11.5 JUNTA DE SEPARACION EN MUROS

Con la finalidad de darle mayor simetría a la estructura en la dirección x, se decidió hacer una junta entre muros, como lo muestra la figura 11.5-a.

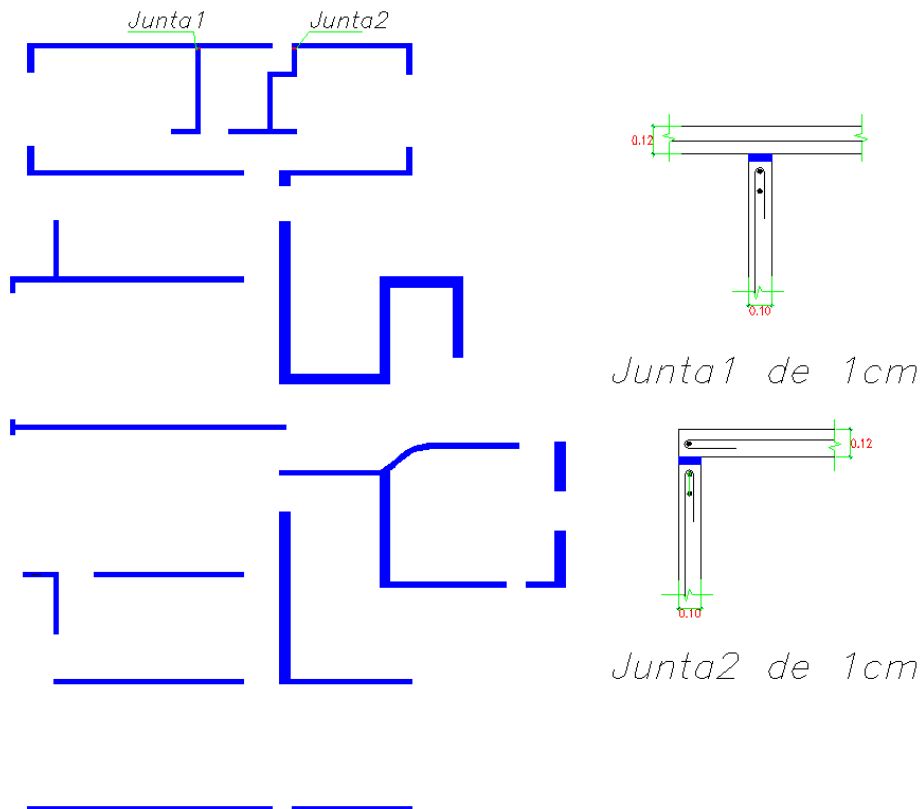


Figura 11.5-a: Junta de Construcción en Muros

Ello permitió tener una mayor uniformidad de las fuerzas cortantes y disminuir la torsión y por ende la deriva máxima en la dirección x.

La tablas 11.5-a, 11.5-b y el gráfico 11.5-a, muestran como tanto la torsión y la deriva máxima en la dirección x disminuyen.

SIN JUNTA		X	Y
Centro de Masa	CM	6.14	9.50
Centro de Rigidez	CR 1	7.32	9.88
Deriva máxima	DR 1	0.00075	0.00183

Tabla 11.5-a: Coordenadas del CM y CR y Deriva máxima, al no considerar junta

CON JUNTA		X	Y
Centro de Masa	CM	6.14	9.50
Centro de Rigidez	CR 2	7.40	9.79
Deriva máxima	DR 2	0.00070	0.00198

Tabla 11.5-b: Coordenadas del CM y CR y Deriva máxima, al considerar junta

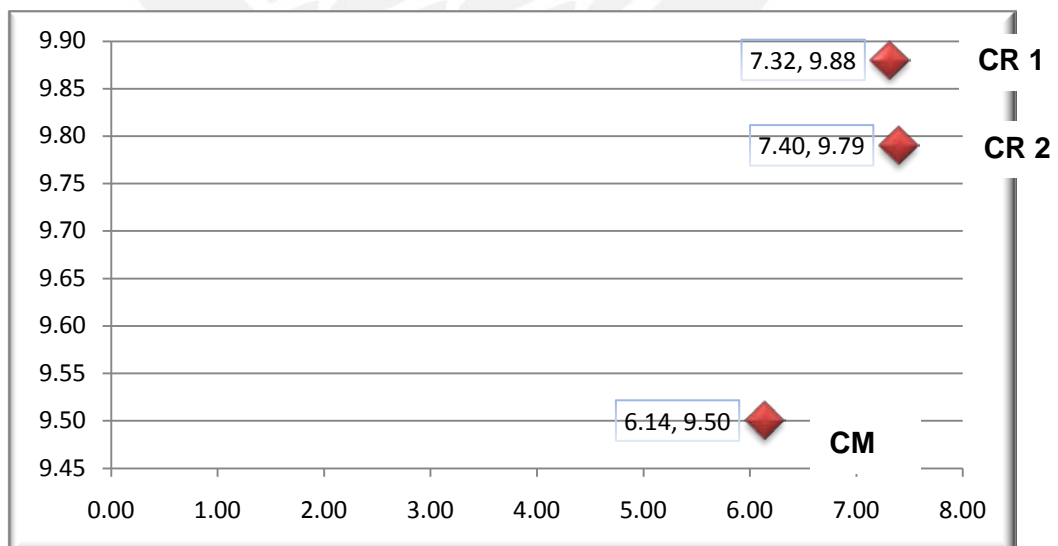
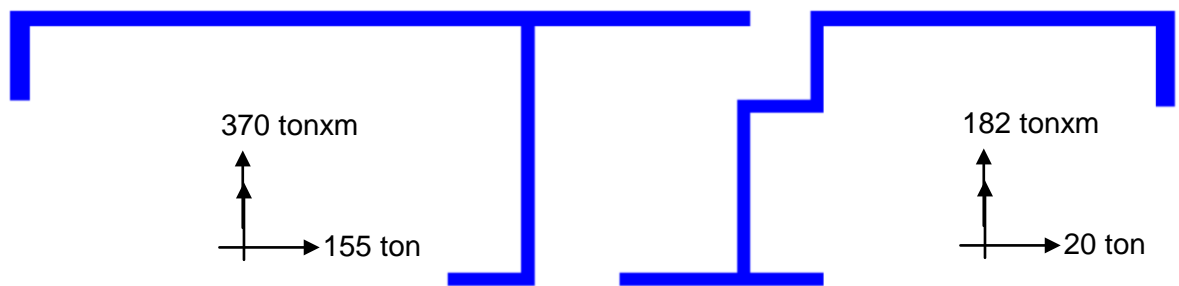


Gráfico 11.5-a: Coordenadas del CM y CR, considerando y no considerando junta

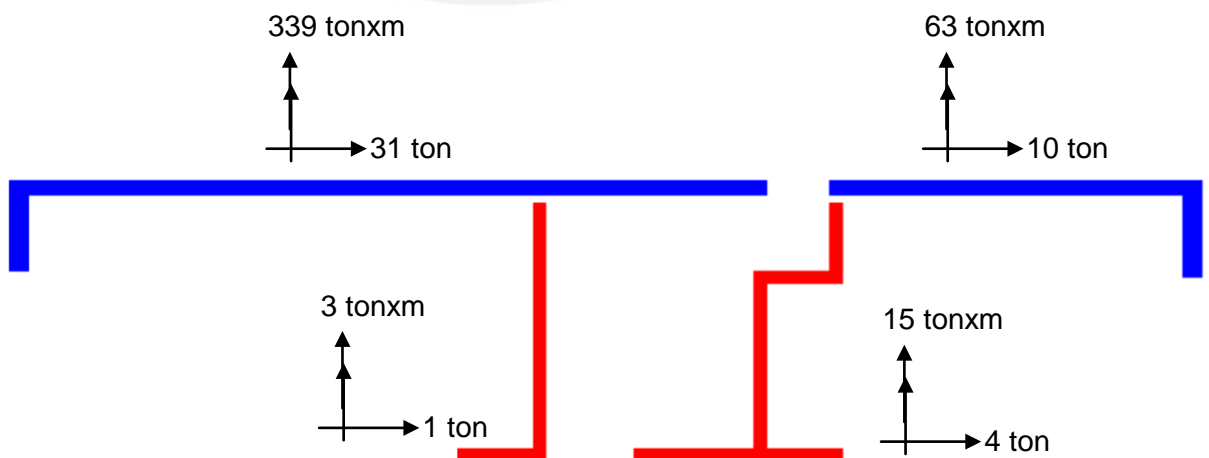
También se compara las fuerzas internas (cortante y momento flector) de los muros sin considerar junta y considerando junta, frente a la sollicitación de sismo en las dos direcciones.

SISMO X:

- Muros sin junta: Se ha considerado el conjunto de muros unidos como un solo muro.

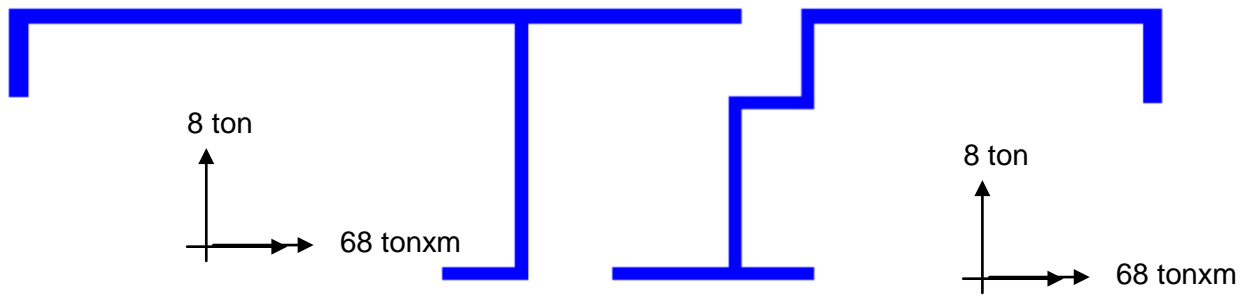


- Muros con junta:

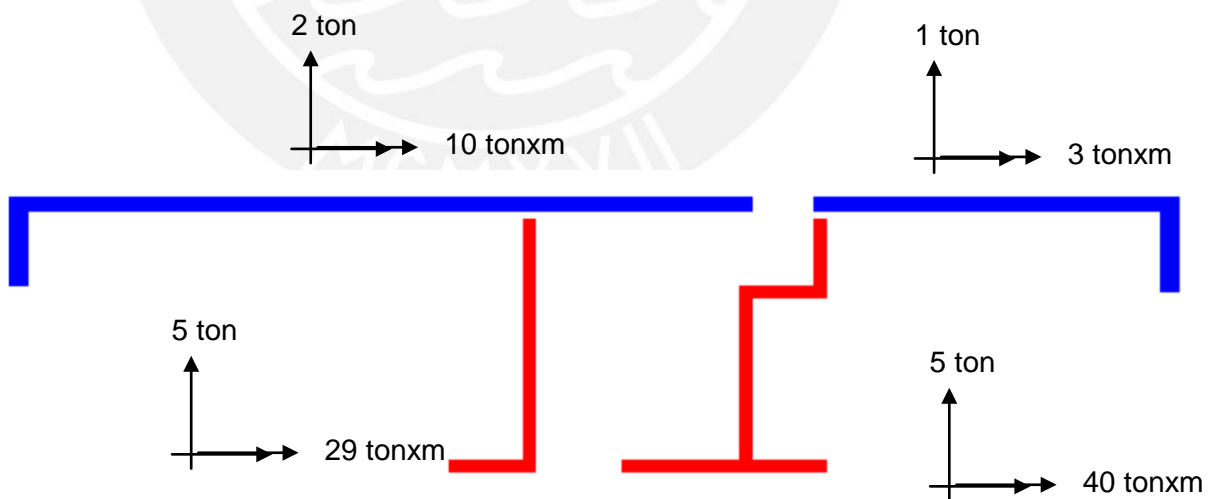


SISMO Y:

- Muros sin junta: Se ha considerado el conjunto de muros unidos como un solo muro.



- Muros con junta:



Descripción	M (Tonxm)	Acero (cm ²)	Acero elegido	Acero
Acero Longitudinal	2.18	3.48		Φ3/8" @20 cm
Acero Transversal de Temperatura			As min = 0.0018*b*h = 2.70 cm ²	Φ3/8" @25 cm

12.2 DISEÑO POR CORTE

Se comprueba que la aportación de resistencia del concreto es suficiente. No se necesita acero.

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot (20-3) = 11.1 \text{ ton}$$

$$V_u = 3.54 \text{ ton}$$

Entonces, $\Phi V_c > V_u$, **OK**

12.3 DISEÑO DE CIMIENTO DE ESCALERAS

Se comprobó que el esfuerzo transmitido al suelo, está por debajo del esfuerzo admisible del suelo. La longitud de la escalera es de L=1.60 m.

CARGA MUERTA:	Peso Propio escalera	W escalera =	1.03
	Piso Terminado	0.10x1.00x1.6 =	0.16
	Peso Propio de Cimiento	2.4x0.4x1.0x1.6 =	1.54
			2.73 ton

CARGA VIVA:	CV (vivienda)	0.25x1.00x1.6 =	0.40
			0.40 ton

AREA CIMIENTO:	A	0.4x1.6 =	0.64 m²
-----------------------	---	-----------	---------------------------

ESFUERZO ACTUANTE:	σ actuante		4.89 ton/m²
---------------------------	-------------------	--	-------------------------------

$$\sigma \text{ actuante} = 4.9 \text{ ton/m}^2 < \sigma \text{ admisible suelo} = 30 \text{ ton/m}^2$$

La figura 12.3-a, muestra las dimensiones del cimiento de la escalera y el diseño del tramo1.

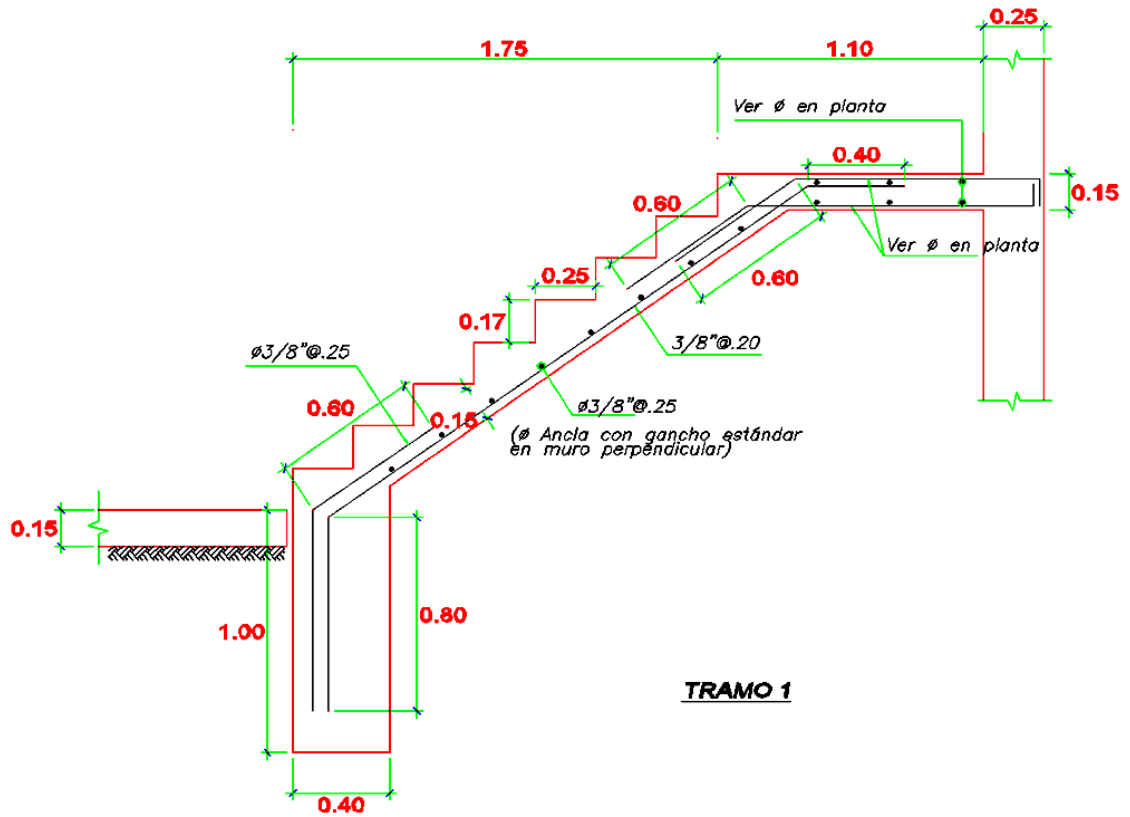


Figura 12.3-a: Diseño de Escalera (tramo1)

13. DISEÑO DE CISTERNA Y CUARTO DE BOMBAS

13.1 DISEÑO DE MUROS

13.1.1 DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE

La fuerza actuante sobre los muros de la cisterna, son provenientes del suelo en reposo. Por ello se calculó la carga distribuida triangular, producida por el empuje del suelo y se calcularon los momentos para luego calcular el acero requerido.

La figura 13.1.1-a, muestra la sección de la cisterna y la idealización de sus muros:

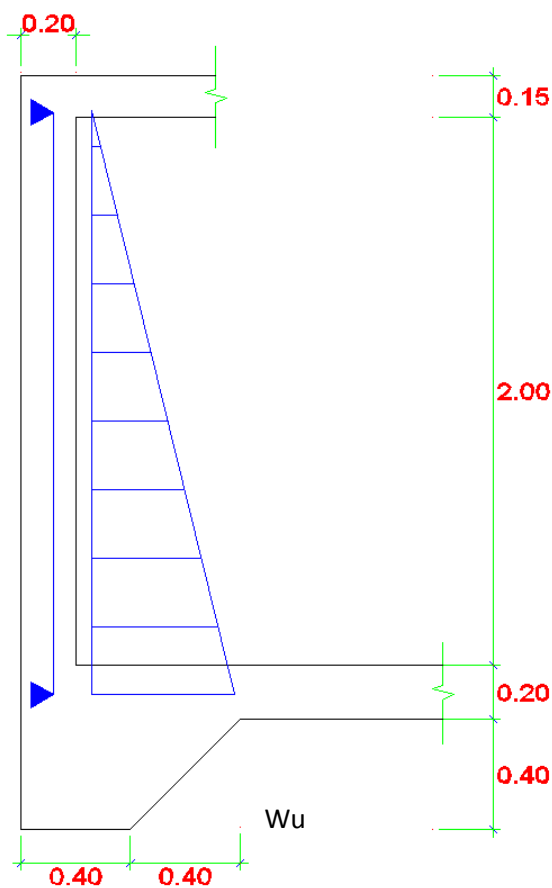


Figura 13.1.1-a: Sección de la cisterna

Se obtiene el empuje del suelo, con la siguiente fórmula:

$$W_u = 1.8 * \gamma_t * K_o * h$$

Donde:

γ_t = Peso volumétrico del suelo

K_o = Coeficiente de empuje en reposo

$$K_o = 1 - \tan \Phi, \Phi = 35^\circ, \text{ entonces } K_o = 0.43$$

h = altura total de la cisterna

Con ello: $W_u = 1.8 * \gamma_t * K_o * h = 1.8 * 2 * 0.43 * 2.18 \approx 3.4 \text{ ton/m}$

Descripción	M Tonxmxm	As (cm ²)	As	As elegido
	$W \cdot l^2 / 8 =$			Doble malla
As Vertical	2.0	3.40	As mín = 3.86 cm ²	Φ8mm@25
As Horizontal			As mín = 0.002*100*20 = 4 cm ²	Doble malla Φ8mm@20

Teniendo en cuenta, la retracción del concreto, se decidió colocar una cuantía, mayor a la mínima, para controlar mejor las fisuras.

Luego se verificó que el concreto es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (20 - 4) = 10.45 \text{ ton}$$

$$V_u \approx 2 \text{ ton}$$

Entonces, $\Phi V_c > V_u$, **OK**

13.2 DISEÑO DE TECHO Y FONDO DE LOSA

13.2.1 LOSA DE TECHO

Considerando una $s/c = 250 \text{ kg/m}^2$ (por estar ubicada la cisterna en el área de estacionamiento), el acero requerido, está por debajo del acero mínimo. Por ello se diseñó la losa de techo del acero, con As mínimo = $0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.70 \text{ cm}^2$.

Acero colocado = Doble malla Φ8mm @ 35 cm

13.2.2 LOSA DE FONDO

Se diseñó la losa de fondo, con $A_s = 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \cdot 100 \cdot 20 = 4.00 \text{ cm}^2$.

Acero colocado = Doble malla $\Phi 8\text{mm} @ 20 \text{ cm}$

13.2.3 CIMENTOS

Se verifica que $\sigma_{\text{suelo}} > \sigma_{\text{actuante}}$. Las dimensiones del cimiento de la cisterna, se muestran en la figura 13.1.1-a.

CARGA AXIAL: P	pp muro	$2.4 \times 0.2 \times 2.00 \times 1.00 =$	0.96
	pp losa	$2.4 \times 0.94 =$	2.26
	pp cimiento	$0.4 \times 1.00 =$	0.40
			3.62 ton

AREA ZAPATA	A	$0.6 \times 0.4 =$	0.24
			0.24 m²

ESFUERZO ACTUANTE: σ_{actuante}	P/A=	15 ton/m²
ESFUERZO DEL SUELO: σ_{suelo}		30 ton/m²

$\sigma_{\text{suelo}} = 30 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{actuante}} = 15 \text{ ton/m}^2$. **OK**

14. CUARTO DE MAQUINAS

14.1 DISEÑO DE MUROS

Los muros del cuarto de máquinas reciben la misma cuantía de los muros del piso anterior, puesto que son una prolongación de ellos.

14.2 DISEÑO DE TECHO Y FONDO DE LOSA

14.2.1 LOSA DE FONDO

Las cargas actuantes y carga última con la que se diseño esta losa, se muestran en el siguiente cuadro:

CARGA MUERTA:	Peso Propio	$2.4 \times 0.15 \times 1.00 =$	0.36
	Piso Terminado	$0.10 \times 1.00 =$	0.10
			0.46 ton/m

CARGA VIVA:	Sobrecarga	$0.50 \times 1.00 =$	0.50
			0.50 ton/m

CARGA ULTIMA:	W_u	$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \approx$	1.60 ton/m
----------------------	-------	---	-------------------

El mayor momento, calculado al centro del paño con la tabla 12 de kalmanok, es:

$$M_b \text{ cp} = 0.082 \times 2.50 \times 2.37^2 = 0.74 \text{ tonxm}^2, \rightarrow A_s = 1.70 \text{ cm}^2.$$

Pero, $A_s \text{ mínimo} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$

As colocado, malla $\Phi 8 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$ (inf.) y malla $\Phi 8 \text{ mm} @ 35 \text{ cm}$ (sup.)

14.2.2 LOSA DE TECHO

El espesor es de 15cm y por la magnitud de las cargas bastará con colocar acero mínimo, $A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$. Se dispone doble malla de 8mm @ 35cm.

PARTE 3: CIMENTACION

15. CIMIENTOS CORRIDOS

15.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La cimentación es el elemento encargado de transmitir al suelo las cargas del edificio. Su objetivo es ejercer una presión que el suelo pueda resistir. En este caso, se ha diseñado la cimentación, de tal modo que la presión que ejerza sobre el suelo, no sea mayor a 3 kg/cm^2 .

La cimentación escogida para este proyecto, son los cimientos corridos, el tener elementos corridos (muros) y no puntuales.

Existen características propias para el pre dimensionamiento y diseño de un cimiento corrido, como:

- Al tener una carga uniformemente distribuida a lo largo del muro, desaparece el concepto de cortante en dos direcciones (punzonamiento), por lo que bastará calcular cortante en 1 dirección y luego flexión en la misma dirección.
- Al tener volados muy pequeños los cimientos corridos, no se llega a producir el efecto de cortante en 1 dirección, puesto que éste produce la falla a “d” de la cara. Como el volado es pequeño, “d” cae fuera.
- Debido a que el edificio está estructurado principalmente con muros, los cuales son los elementos principales que resisten las fuerzas horizontales de sismo, y por ende momentos importantes de sismo, se deberá tener en cuenta estos momentos en el cálculo del ancho del cimiento corrido. Ello conlleva a que se pre dimensione teniendo en cuenta la carga total actuante y el momento total de cada muro. Cabe mencionar que al estar la cimentación integrada, ello ayuda a que el elemento en global resista los momentos transmitidos de los muros al cimiento.

El estudio de suelos considerado, muestra las siguientes características del suelo:

- Grava arenosa pobremente graduada.
- Presión admisible $q_t=3 \text{ kg/cm}^2$
- Profundidad de cimentación mínima: 1.5 m.

La figura 15.1-a, muestra la sección de un cimiento corrido:

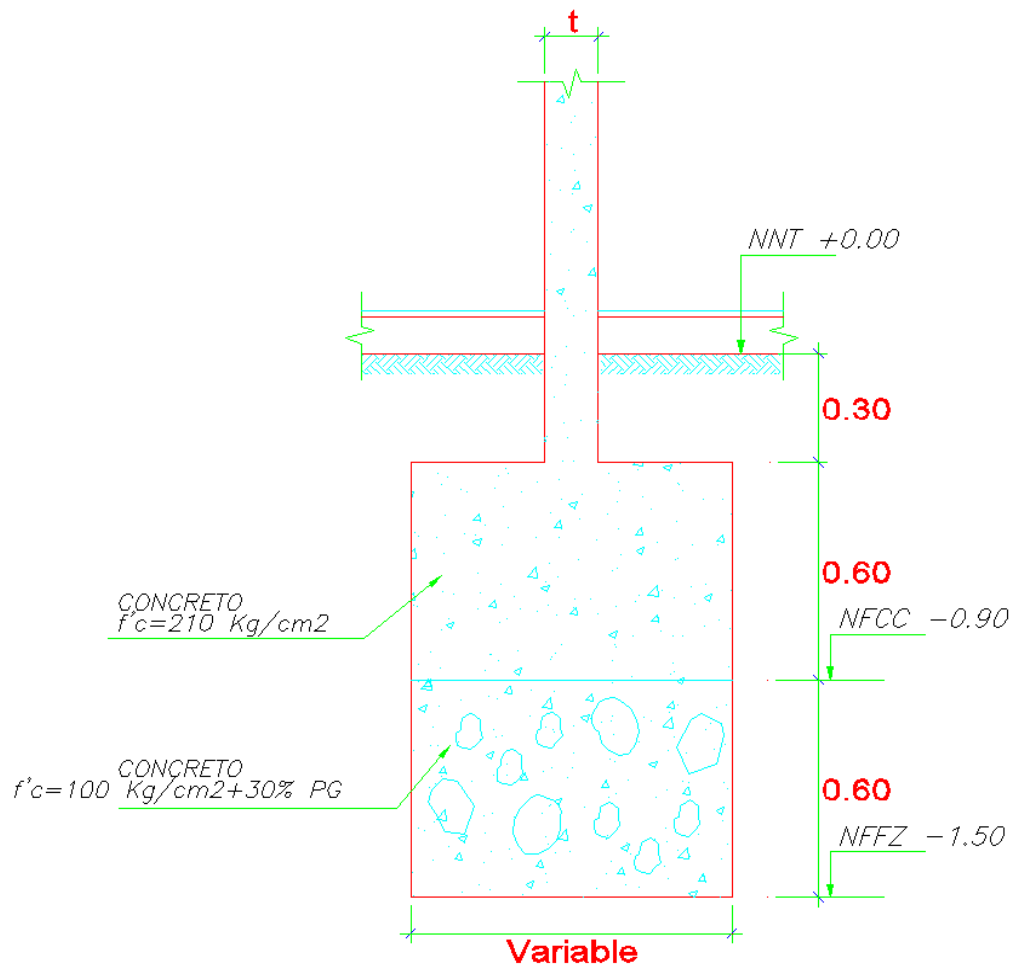


Figura 15.1-a: Sección de Cimiento Corrido

Se detalla las características de la cimentación:

- La cimentación corrida tiene un peralte de 60 cm. Para llegar al nivel mínimo de cimentación de 1.50 m. de profundidad, se utilizó una falsa zapata de 60 cm de peralte.
- Se están dejando 30 cm. libres, para la colocación de las tuberías, tanto sanitarias como eléctricas.
- Las resistencias de los concretos son:
 - Cimiento Corrido: $f'c=210$ kg/cm 2
 - Falsa Zapata: $f'c=100$ kg/cm 2 + 30% PG

15.2 PREDIMENSIONAMIENTO DEL ANCHO DEL CIMIENTO

Los pasos seguidos para hallar las dimensiones del cimiento corrido, fueron:

1. Cálculo de la carga total en servicio (cargas de gravedad y sismo) “P”, transmitida del muro al cimiento.
2. Asignación preliminar de las dimensiones en planta del cimiento, ancho “B” y largo “L”
3. Cálculo del peso propio del cimiento “pp”, con sus dimensiones preliminares.
4. Comprobar si las dimensiones asignadas, garantizan que el cimiento transmita un esfuerzo menor que σ_{adm} del suelo (para sólo cargas de gravedad) y menor que $1.3\sigma_{adm}$ del suelo (para cargas de sismo). Se considera como F.S.=1.3, ya que el suelo no está gobernado por corte, sino por asentamiento, en condiciones temporales.
5. Se debe cumplir la siguiente desigualdad, para zapatas rectangulares de base B y largo L:

Para Cargas de gravedad:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P+pp}{B.L} \pm \frac{6 M}{B.L^2} \leq \sigma_{adm}$$

Para Cargas de gravedad y sismo:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P+pp}{B.L} \pm \frac{6 M}{B.L^2} \leq 1.3 \sigma_{adm}$$

En caso, $6M / (BxL^2)$, es mayor que $(P+pp)/(BxL)$, lo cual significa que hay tracciones entre el suelo y la zapata (no posible), se deberá formar un triángulo de presiones, tal que su centro de gravedad coincida con la ubicación de la resultante y volver a calcular. En tal caso, el esfuerzo se calculará con la siguiente expresión:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{2.R}{3L \left(\frac{B}{2} - e \right)}$$

15.2.1 EJEMPLO DE PREDIMENSIONAMIENTO

La figura 15.2.1-a muestra el cimiento a pre dimensionar. Sólo se muestra el análisis, para cargas de gravedad y sismo en la dirección longitudinal x:

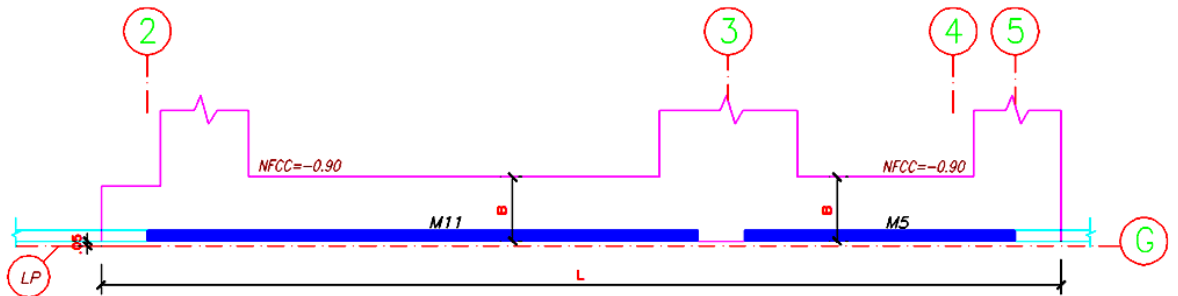


Figura 15.2.1-a: Cimiento a pre dimensionar

- El cálculo de la carga total (muerta y viva), es el siguiente:

CARGA MUERTA:	Muro (M11)	$2.4*6*0.12*2.4*7 =$	29.0
	Muro (M5)	$2.4*2.95*0.12*2.4*7 =$	14.3
	Losa aligerada	$0.245*11.9*7 =$	17.8
	Losa maciza	$2.4*1.6*7 =$	26.9
	pt	$0.1*14.2*7$	9.9
			98.0 ton

CARGA VIVA:	sobrecarga	$0.2*14.2*6 =$	17.0
		$0.1*14.2*1 =$	1.5
			18.5 ton

CARGA TOTAL	P	CM+CV =	116.5 ton
--------------------	----------	----------------	------------------

- **Análisis de Sismo en x:**

Los momentos son los siguientes:

Piso	Muro	Fuerza	Mu (tonxm)	M servicio (tonxm)
1	M11	Sismo x	238	190.4
1	M11	Carga Muerta	3	3
1	M11	Carga Viva	4	4
1	M5	Sismo x	38	30.4
			Σ	227.8

- Se asignaron las siguientes dimensiones preliminares al cimiento:
B = 0.7 m. y L = 10.45 m.

- El peso propio del cimiento es:

$$pp = 2.4 * 0.7 * 10.45 * 0.6 = 10.5 \text{ ton}$$

- Con ello se tiene:

$$\sigma_1 = (116.5 + 10.5) / (0.7 * 10.45) + 6 (227.8) / (0.7 * 10.45^2) \approx 35 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = (116.5 + 10.5) / (0.7 * 10.45) - 6 (227.8) / (0.7 * 10.45^2) \approx 0 \text{ ton}$$

$$\sigma \text{ actuante} = 35 \text{ ton/m}^2 \leq 39 \text{ ton, OK.}$$

Entonces, las dimensiones del cimiento, son las asignadas preliminarmente.

15.3 LONGITUDES DE ANCLAJE

La Norma E 0.60, en el artículo 8, especifica las longitudes mínimas de anclaje, tanto en compresión como en tracción.

Desarrollo de las barras corrugadas sujetas a Compresión:

Se verificará que las longitudes de desarrollo l_d , sean mayores a:

- $l_d = 0.08 \text{ db } f_y / (f'c)^{1/2}$
- $l_d = 0.004 \text{ db } f_y$

- $l_d \geq 20 \text{ cm}$

La tabla 15.3-a, muestra las longitudes mínimas de anclaje que deberán tener las barras de los muros ancladas en los cimientos en compresión:

Φ	$l_{dg} \text{ (cm)}$	$l_{dg} \text{ (cm)}$	$l_{dg} \text{ (cm)}$	$l_d \text{ elegido (cm)}$
$\Phi 8\text{mm}$	19	13	20	45
$\Phi 1/2''$	29	21	20	50

Tabla 15.3-a: Longitudes de anclaje

Desarrollo de ganchos estándar en Tracción:

Se verificará que las barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, las longitudes de desarrollo sean mayores a:

- $l_{db} = 318 d_b / (f'_c)^{1/2}$
- $l_{db} \geq 8 d_b$
- $l_d \geq 15 \text{ cm}$

La tabla 15.3-b, muestra las longitudes mínimas de desarrollo de los ganchos:

Φ	$l_{dg} \text{ (cm)}$	$l_{dg} \text{ (cm)}$	$l_{dg} \text{ (cm)}$	$l_d \text{ elegido (cm)}$
$\Phi 8\text{mm}$	18	6	15	30
$\Phi 1/2''$	28	10	15	35

Tabla 15.3-b: Longitud mínima de ganchos

16. ZAPATA DE LA CAJA DEL ASCENSOR

Se pre dimensionó y diseñó una zapata, como cimiento para la caja del ascensor, debido a que los momentos de sismo en los muros, son muy grandes.

16.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA DE LA CAJA DEL ASCENSOR

De la misma manera que se dimensionó los cimientos corridos, se deberá cumplir con la siguiente desigualdad:

Para Cargas de gravedad:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P+pp}{\text{Area}} \pm \frac{M.Y}{I_x} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

Para Cargas de gravedad y sismo:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P+pp}{\text{Area}} \pm \frac{M.Y}{I_x} \leq 1.3 \sigma_{\text{adm}}$$

En caso, $M.Y / I_x$, es mayor que $(P+pp) / \text{Área}$, significando que hay tracciones entre el suelo y la zapata (no posible), se supondrá que sólo hay una parte de la zapata que trabaja a compresión constante y entonces se formará un rectángulo de presiones, tal que su centro de gravedad coincida con la ubicación de la resultante.

A continuación, se presentan tres análisis, para el pre dimensionamiento de la zapata:

- Análisis por cargas de gravedad
- Análisis por cargas de gravedad y sismo en x
- Análisis por cargas de gravedad y sismo en y

1. Análisis para Cargas de Gravedad

La figura 16.1-a y la figura 16.1-b, muestran la planta de la zapata y su sección respectivamente.

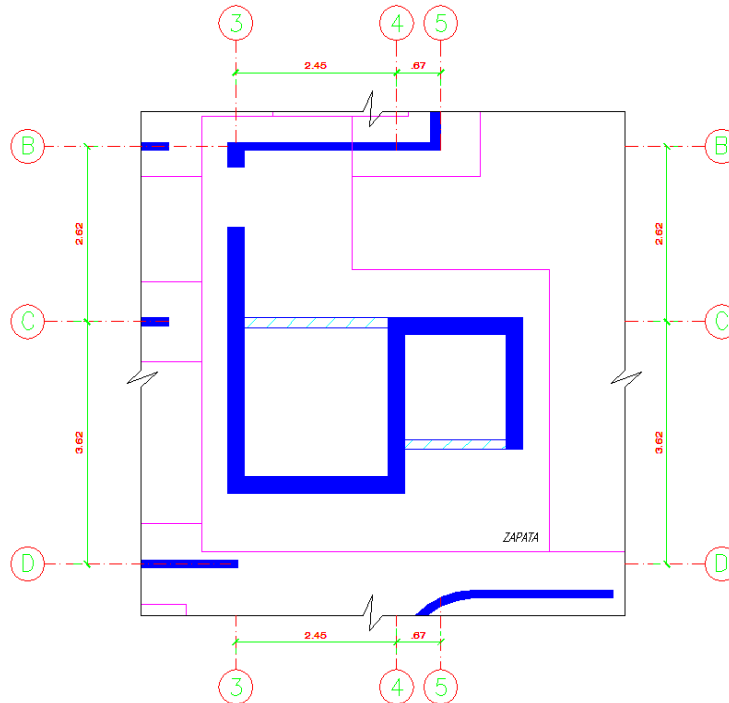


Figura 16.1-a: Planta de Zapata a dimensionar

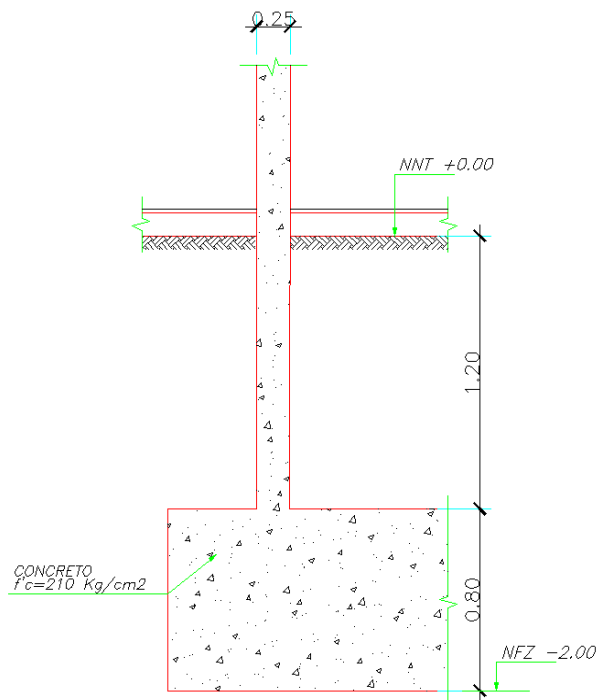


Figura 16.1-b: Sección de Zapata a dimensionar

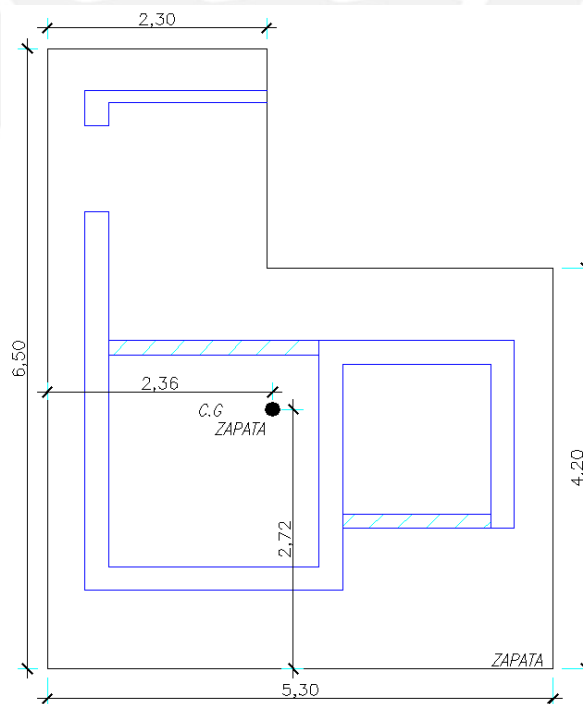
- El cálculo de la carga total P (metrado de las cargas de gravedad), es el siguiente:

CARGA MUERTA: Muros	$2.4 \times 3.37 \times 2.4 \times 7 =$	135.9
	$2.4 \times 3.37 \times 1.32 =$	10.7
Muros (Cto. Maquinas)	$2.4 \times 2.06 \times 3.58 =$	17.70
Losa aligerada	$0.245 \times 10.8 \times 7 =$	18.6
Losa maciza	$2.4 \times 0.17 \times 2.68 \times 7 =$	7.65
pt	$0.1 \times 13.5 \times 7 =$	9.5
		200 ton

CARGA VIVA: sobrecarga	$0.2 \times 13.5 \times 6 =$	16.2
	$0.1 \times 13.5 \times 1 =$	1.35
		17.6 ton

CARGA TOTAL P	CM+CV =	218 ton
----------------------	----------------	----------------

- Se asignaron las siguientes dimensiones preliminares a la zapata:



- El peso propio de la zapata es:

$$pp = 2.4 \cdot (6.5 \cdot 2.3 + 3 \cdot 4.2) \cdot 0.8 = 53 \text{ ton}$$

$$pp \text{ suelo} = 2 \cdot 21.25 \cdot 1.2 \approx 51 \text{ ton}$$

- Con ello se tiene:

$$\sigma_1 = (218 + 53 + 51) / 27.6 \approx 12 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma \text{ actuante} = 12 \text{ ton/m}^2 \ll 30 \text{ ton/m}^2, \text{ OK.}$$

2. Análisis por Cargas de Gravedad y Sismo en x-x:

La figura 16.1-c, muestra la zapata a dimensionar y cómo se han segmentado los muros, para hallar las fuerzas internas (axiales y momentos).

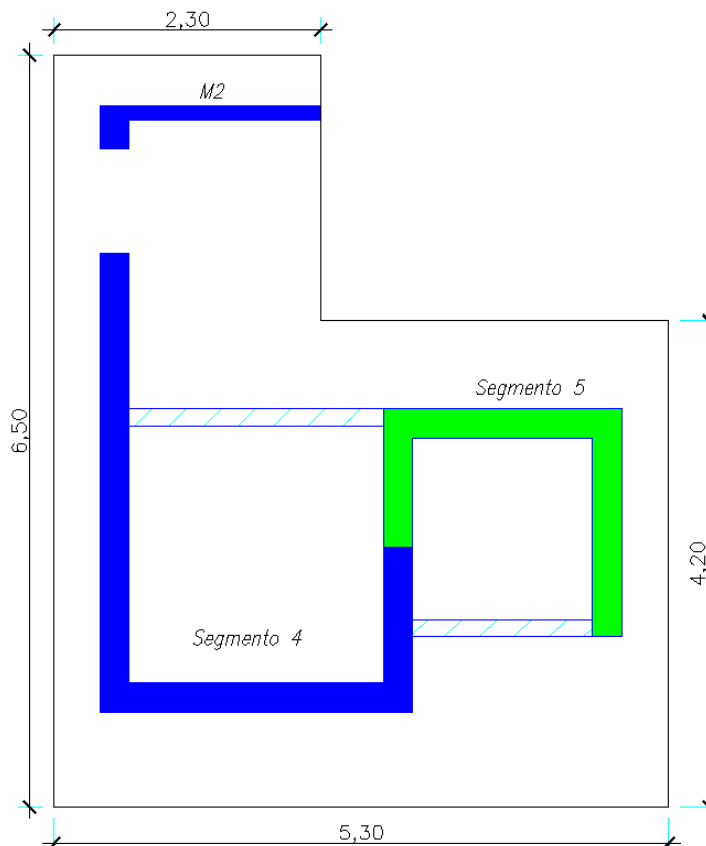


Figura 16.1-c: Zapata de la caja del ascensor

- La cargas totales P (cargas de gravedad y de sismo), son las siguientes:

Piso	Segmento	Fuerza	Pu (tonxm)	P servicio (tonxm)
1	4,5 y M2	Carga Muerta	200	200
1	4,5 y M2	Carga Viva	18	18
1	4	Sismo x	101	81
1	5	Sismo x	102	82
1	M2	Sismo x	17	13
			Σ	394

- Del análisis sísmico, se obtienen los siguientes momentos actuantes en los muros.

Piso	Segmento	Fuerza	M _y servicio (tonxm)
1	4,5 y M2	Carga Muerta	8
1	4,5 y M2	Carga viva	1
1	4,5 y M2	Sismo x	265
			Σ
			274

- I_y

$$I_y = 6.5 \cdot 2.3^3 / 12 + 6.5 \cdot 2.3 \cdot (2.36 - 1.15)^2 + 4.2 \cdot 3^3 / 12 + 4.2 \cdot 3 \cdot (2.36 - 3.8)^2 \approx 62 \text{ m}^4$$

- Con ello se tiene:

$$\sigma_1 = (394 + 53 + 51) / 27.6 + 274 \cdot 2.94 / 62 \approx 31 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = (394 + 53 + 51) / 27.6 - 274 \cdot 2.94 / 62 \approx 5 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma \text{ actuante} = 31 \text{ ton/m}^2 \leq 39 \text{ ton/m}^2, \text{ OK.}$$

3. Análisis por Cargas de Gravedad y Sismo en y-y:

La figura 16.1-d, muestra la zapata a dimensionar y cómo se han segmentado los muros, para hallar sus fuerzas internas.

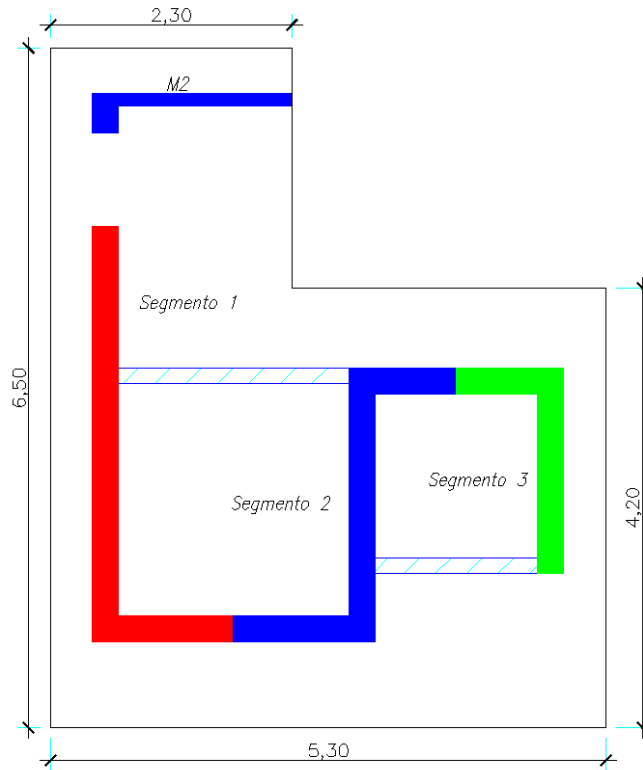


Figura 16.1-d: Zapata de la caja del ascensor

- La cargas totales P (cargas de gravedad y de sismo), son las siguientes:

Piso	Segmento	Fuerza	Pu (tonxm)	P servicio (tonxm)
1	1,2,3 y M2	Carga Muerta	200	200
1	1,2,3 y M2	Carga Viva	18	18
1	1	Sismo y	+/-44	+/-35
1	2	Sismo y	+/-33	+/-27
1	3	Sismo y	+/-40	+/-32
1	M2	Sismo y	+/-11	+/-9
			Σ	339/115

- Del análisis sísmico, se obtienen los siguientes momentos actuantes en los muros.

Piso	Segmento	Fuerza	Mx servicio (tonxm)
1	1,2,3 y M2	Carga Muerta	5
1	1,2,3 y M2	Carga viva	2
1	1,2,3 y M2	Sismo y	433
Σ			440

- I_x

$$I_x = 2.3 \cdot 6.5^3 / 12 + 2.3 \cdot 6.5 (2.72 - 2.8)^2 + 3.0 \cdot 4.2^3 / 12 + 3.0 \cdot 4.2 (2.72 - 2.1)^2 \approx 76 \text{ m}^4$$

- Con ello se tiene:

$$\sigma_1 = (339 + 53 + 51) / 27.6 + 440 \cdot 3.78 / 76 = 38 \text{ ton/m}^2.$$

$$\sigma_2 = (339 + 53 + 51) / 27.6 - 440 \cdot 3.78 / 76 = -6 \text{ ton/m}^2.$$

$$\sigma \text{ actuante} = -6 \text{ ton/m}^2 \text{ (Tracción en el suelo)}$$

Como no pueden existir tracciones en el suelo, se formó un rectángulo de presiones, tal que su centro de gravedad coincida con la ubicación de la resultante (ver figura 16.1-e)

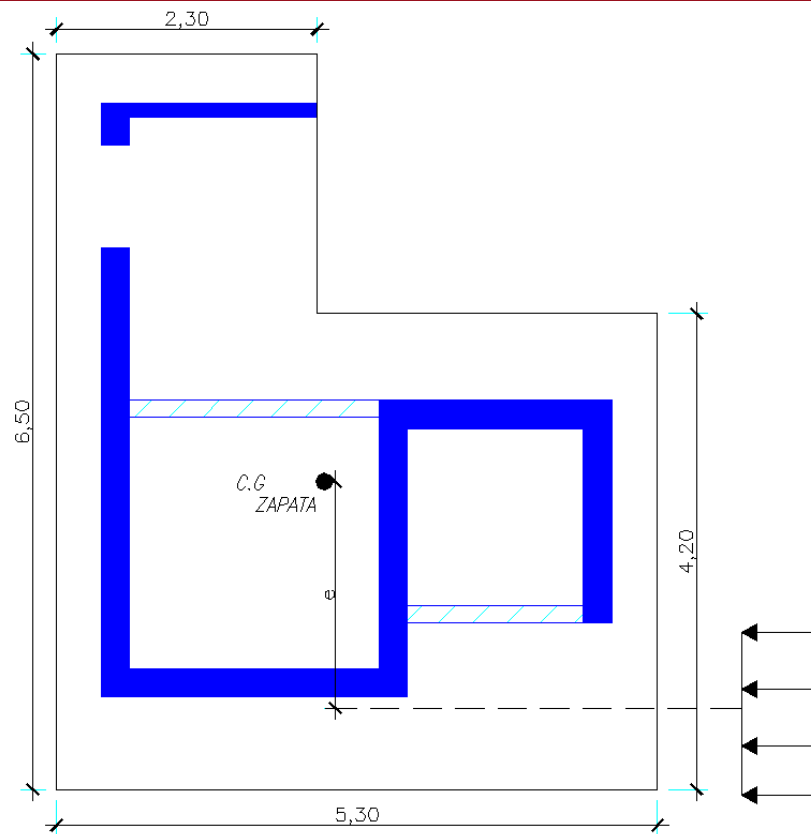


Figura 16.1-e: Distribución rectangular de presiones del suelo

Para Sismo en y ↓, el nuevo esfuerzo actuante será:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P}{2B (2.72 - e)}$$

Se tiene los siguientes valores:

$$P_{\text{servicio}} = 115 + 53 + 51 = 219 \text{ ton}$$

$$e = M/P = 440/219 = 2.00 \text{ m.}$$

$$B = 5.3 \text{ m.}$$

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{219}{2(5.3) (2.72 - 2.00)} \approx 29 \text{ ton/m}^2 \leq 39 \text{ ton/m}^2. \text{ OK}$$

Para Sismo en y ↑, el nuevo esfuerzo actuante será:

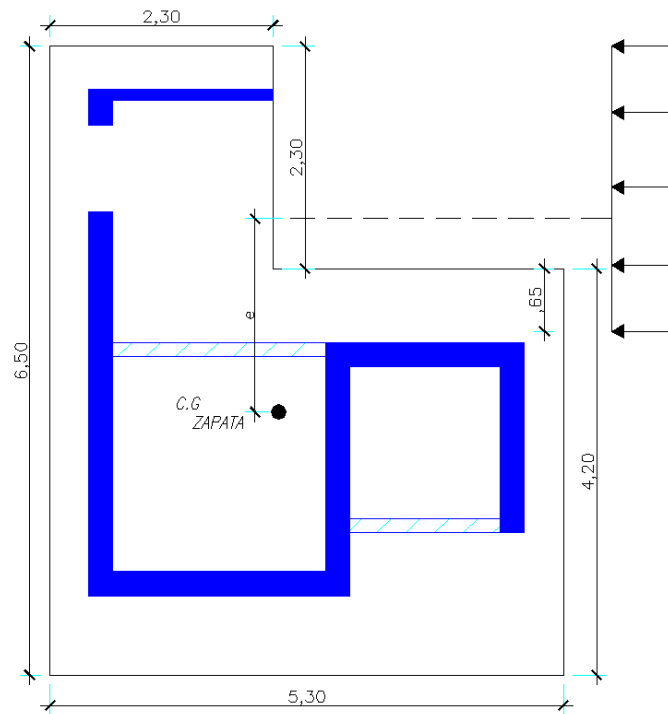


Figura 16.1-f: Distribución rectangular de presiones del suelo

Igualando el volumen del rectángulo presiones, a la carga total P, tenemos:

$$0.65 \cdot 5.3 \cdot \sigma + 2.3 \cdot 2.3 \cdot \sigma = 219$$

$$\sigma \text{ actuante} = 25 \text{ ton/m}^2 \leq 39 \text{ ton/m}^2. \text{ OK}$$

16.2 ANÁLISIS POR CORTANTE EN 1 DIRECCION

Se puede apreciar en la figura 16.2-a, que la zapata tiene volados muy pequeños, y por ello no se llega a producir el efecto de cortante en 1 dirección en casi todos los extremos, puesto que “d” cae fuera.

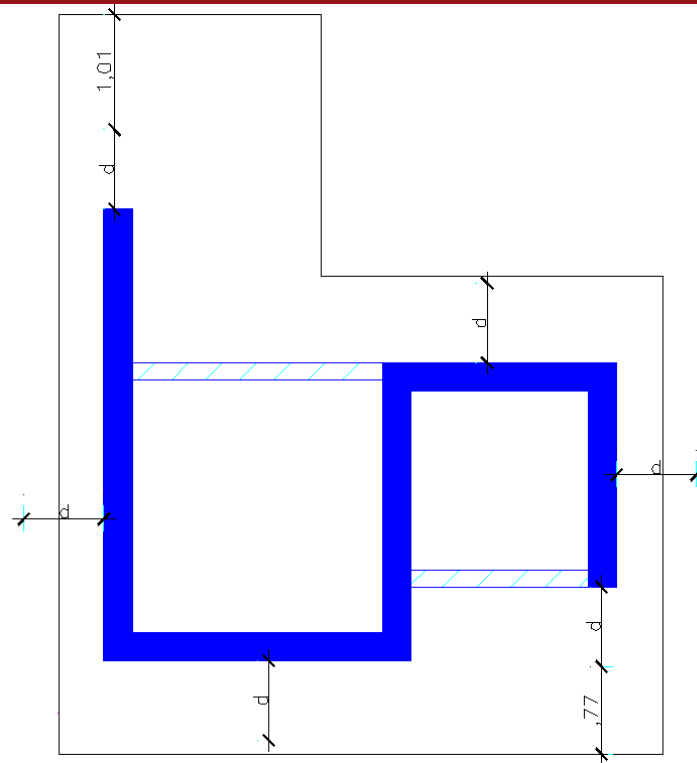


Figura 16.2-a: Cortante a “d” de la cara

A continuación se muestra el cálculo, en el volado más grande de la zapata, donde se cumple:

$$\Phi V_c > V_u$$

Donde:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

$$V_u = \sigma_u \cdot Y \cdot B$$

El σ_u se calculó amplificando la mayor presión actuante (análisis por sismo en x-x).

$$\sigma_u = 1.25 \sigma_{act} = 1.25 \cdot 31 = 39 \text{ ton/m}^2$$

Reemplazando los valores, se tiene que:

En 1 ml:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 1.00 \cdot (0.80 - 0.10) \cdot 10 \approx 46 \text{ ton}$$

$$V_u = \sigma_u \cdot Y \cdot B = 39 \cdot 1.01 \cdot 1.00 \approx 39 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 46 \text{ ton} > V_u = 39. \text{ OK}$$

16.3 DISEÑO POR FLEXION

Se diseñó la zapata con $\sigma_u = 39 \text{ ton/m}^2$.

Para el cálculo de los momentos flectores, se modeló la zapata, en franjas de 1m., para las dos direcciones.

La figura 16.3-a, muestra el modelo que se usó para la dirección transversal y.

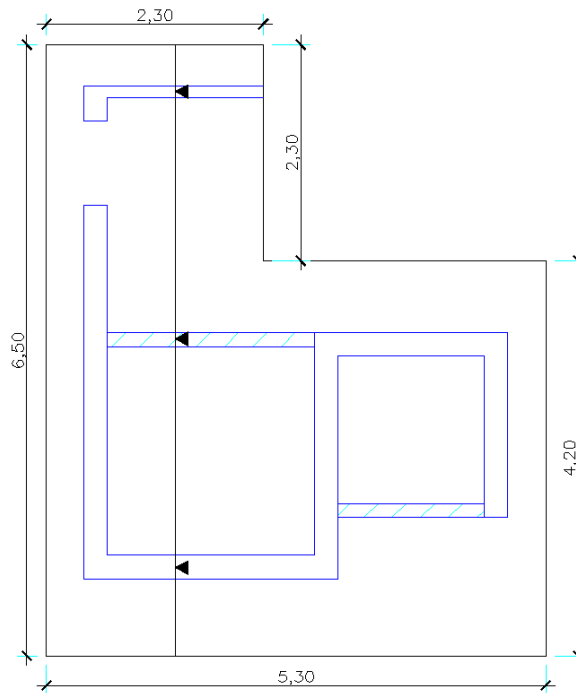


Figura 16.3-a: Modelo

La figura 16.3-b, muestra el diagrama de momentos flectores:

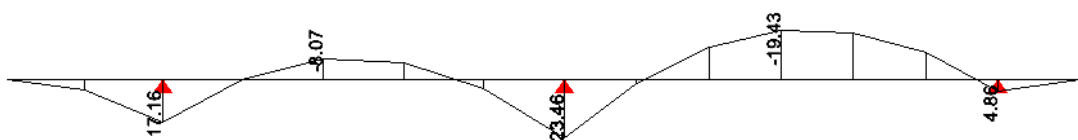


Figura 16.3-b: Diagrama de Momentos Flectores

Sólo será necesario colocar A_s mínimo superior e inferior:

$$A_s \text{ mínimo} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 80 = 14.4 \text{ cm}^2$$

A_s colocado: $\frac{3}{4}'' @ 20$ (sup.)

$\frac{3}{4}'' @ 20$ (inf.)

PARTE 4: METRADO DE ACERO Y CONCLUSIONES**17. METRADO DE ACERO Y CONCRETO**

A continuación se muestra el metrado del concreto y del acero de refuerzo, mostrando los valores de incidencia en los distintos elementos estructurales del edificio.

AREA TOTAL (m2)	1,301.00
----------------------------	-----------------

Item	Descripción	Concreto (m3)	Acero (kg)	kg/m3	kg/Area T.
1.00	CIMIENTOS				
1.10	FALSO CIMIENTO	61.20			
1.20	CIMIENTOS CORRIDOS	61.20	1,951.21	31.88	1.50
1.30	ZAPATA	22.08	1,209.82	54.79	0.93
2.00	EDIFICIO				
2.10	MUROS	246.16	13,932.84	56.60	10.71
2.20	LOSA ALIGERADA	59.66	2,038.11	34.16	1.57
2.30	LOSA MACIZA	33.21	1,885.91	56.78	1.45
2.40	VIGA DINTEL	9.81	1,157.27	117.96	0.89
2.50	VIGA CHATA	9.91	2,577.67	260.22	1.98
2.60	ESCALERAS	13.40	1,197.64	89.34	0.92
3.00	CISTERNA Y CUARTO DE BOMBAS				
3.10	MUROS DE CISTERNA	5.82	258.65	44.45	0.20
3.20	LOSA DE FONDO DE CISTERNA	1.00	92.94	92.57	0.07
3.30	LOSA DE TECHO DE CISTERNA	1.58	39.80	25.16	0.03
4.00	CUARTO DE MAQUINAS DEL ASCENSOR				
4.10	MUROS DEL CUARTO DE MAQUINAS	7.72	544.28	70.46	0.42
4.20	LOSA DE FONDO DEL CUARTO DE MAQUINAS	1.80	59.28	32.93	0.05
4.30	LOSA DE TECHO DEL CUARTO DE MAQUINAS	1.59	43.21	27.13	0.03
5.00	TOTALES	474.95	26,988.62		
6.00	COCIENTE (kg Total / m2 Total)			20.74	
7.00	COCIENTE (kg Total / m3 Total)				56.82

18. CONCLUSIONES

ESTRUCTURACION

- Es importante estructurar la edificación, de tal manera que ésta tenga un buen comportamiento sísmico.

ANALISIS

- Para conocer las fuerzas internas de cada uno de los muros, con formas de “S”, “T”, “C”, es necesario segmentar los muros, según la dirección de análisis.

ANALISIS SISMICO

- Se ha cumplido holgadamente con uno de los requisitos importantes que condicionan el diseño del edificio. Las derivas máximas, medidas en el centro de masas, en las dos direcciones principales están por debajo de lo permitido en la Norma, ello, debido a la gran rigidez que le aportan los muros en las dos direcciones. De esta manera, no fue necesario aportar rigidez, peraltando las vigas. Se peraltó unas vigas intermedias por concentraciones de esfuerzo, mas no por falta de rigidez lateral.

	DERIVA MAXIMA		Deriva permitida
	ESTATICO	DINAMICO	
XX	0.0008	0.0010	0.005
YY	0.0022	0.0021	0.007

ANALISIS ESTATICO VS ANALISIS DINAMICO

- Al haberse hecho los dos análisis sísmicos para este proyecto y haber obtenido resultados semejantes, se corrobora lo indicado en la Norma, que

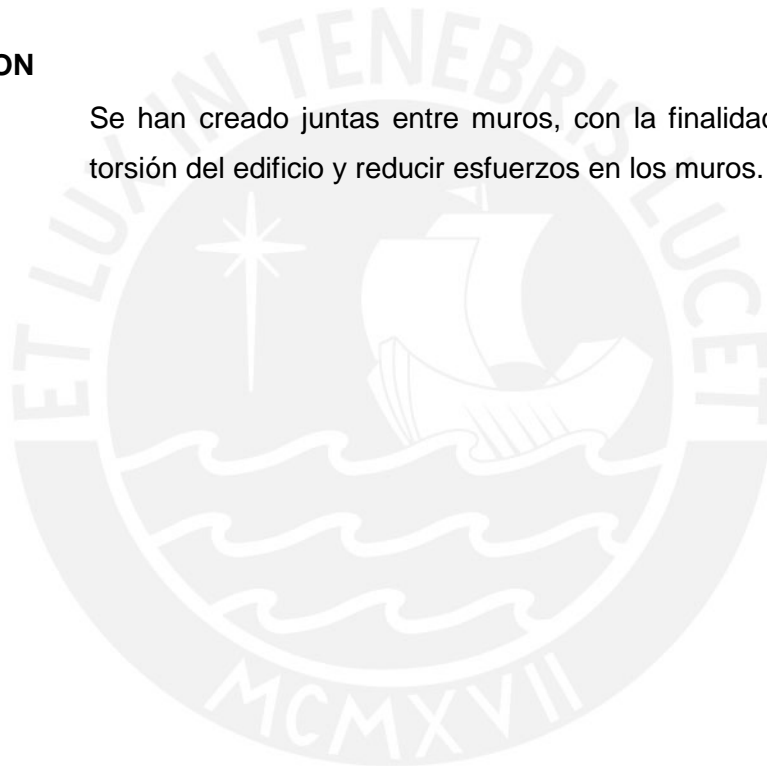
para edificios regulares y de poca altura ($h < 45$ m), es válido utilizar un análisis estático.

DISEÑO

- En el caso de las vigas peraltadas, es necesario diseñar por capacidad, para mejorar el comportamiento dúctil del elemento, ante solicitaciones sísmicas.

TORSION

- Se han creado juntas entre muros, con la finalidad de minimizar la torsión del edificio y reducir esfuerzos en los muros.



BIBLIOGRAFIA

1. Título: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado.
Autor: Blanco Blasco, Antonio.
Pie de Imprenta: Lima, Colegio de Ingenieros del Perú, 1994
2. Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.020: Norma de cargas.
Pie de Imprenta: Lima, Abril 2003
3. Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.030: Norma Sismo resistente.
Pie de Imprenta: Lima, Abril 2003
4. Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.050: Norma de suelos y cimentaciones.
Pie de Imprenta: Lima, Enero 1997
5. Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.060: Norma de concreto armado.
Pie de Imprenta: Lima, Mayo 1989
6. Título: Especificaciones normativas para el diseño en concreto armado en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada.
Pie de Imprenta: Lima, Sencico Octubre 2004
7. Título: Especificaciones normativas para el diseño sismo resistente en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada.
Pie de Imprenta: Lima, Sencico Octubre 2004
8. Título: Apuntes del curso: concreto armado 1.
Autor: Ottazzi Pasino, Gianfranco.
Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2006
9. Título: Apuntes del curso: concreto armado 2.
Autor: Blanco Blasco, Antonio.
Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería

10. Título: Sistema de Losas aligeradas con Viguetas Firth

Pie de Imprenta: Aprobado por el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.

11. Título: Fuerzas de Diseño y control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente.

Autor: Muñoz Peláez, Alejandro.

